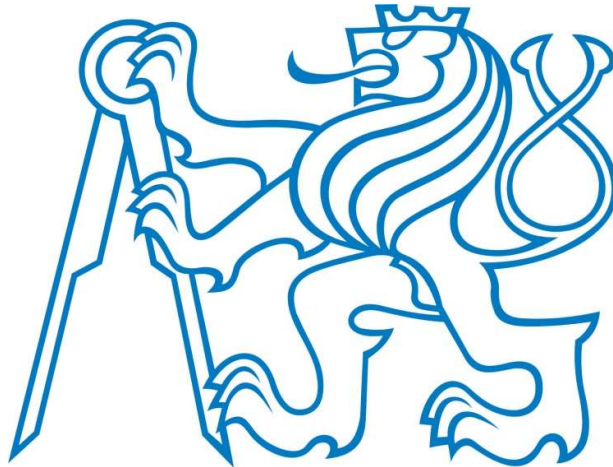


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE  
FAKULTA STAVEBNÍ  
K133 – KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Statický výpočet

**Autor:** Bc. Miroslav Sebera

**Vedoucí práce:** doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.

Praha, 2020

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Sebera Jméno: Miroslav Osobní číslo: 380855  
Zadávající katedra: K133 - katedra betonových a zděných konstrukcí  
Studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou  
Název diplomové práce anglicky: Design of the loadbearing structure of nursing home  
Pokyny pro vypracování:  
Předběžný návrh nosných prvků objektu  
Detailní návrh vybraných prvků  
Technická zpráva ke statické části  
Výkresy tvaru  
Výkresy výtzuže vybraných prvků  
Seznam doporučené literatury:  
Doporučená literatura pro studenty bakalářského a magisterského studia  
Dostupné podklady k objektu  
Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.  
Datum zadání diplomové práce: 26.2.2020 Termín odevzdání diplomové práce: 24.5.2020  
*Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku*  
Podpis vedoucího práce Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.*

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

# SPECIFIKACE ZADANI

Jméno diplomanta: Miroslav Sebera

Název diplomové práce: Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou

Základní část: Statická podíl: 80 %

Formulace úkolů: Předběžný návrh nosných prvků objektu

Detailní návrh vybraných prvků (stropní deska, průvlak, sloup)

Výkresy tvaru

Výkresy výztuže vybraných prvků (stropní deska, průvlak, sloup)

Technická zpráva ke statické části

Podpis vedoucího DP: ..... Datum: .....

Případné další části diplomové práce (části a jejich podíl určí vedoucí DP):

2. Část: Stavební podíl: 10 %

Konzultant (jméno, katedra): doc. Ing. Šárka Šilarová, CSc.; K124 - Katedra konstrukcí pozemních staveb

Formulace úkolů: Skladby podlah, ploché střechy, KZS

Schéma konstrukčního systému

Schéma odvodnění ploché střechy

Podpis konzultanta: ..... Datum: .....

3. Část: Geotechnická podíl: 10 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Jan Kos, CSc.; K135 - Katedra geotechniky

Formulace úkolů: Návrh založení objektu

Výkresová dokumentace

Podpis konzultanta: ..... Datum: .....

4. Část: ..... podíl: ..... %

Konzultant (jméno, katedra): .....

Formulace úkolů: .....

Podpis konzultanta: ..... Datum: .....

Poznámka:

Zadání včetně vyplněných specifikací je nedílnou součástí diplomové práce a musí být přiloženo k odevzdané práci. (Vyplněné specifikace není nutné odevzdat na studijní oddělení spolu s 1. stranou zadání již ve 2. týdnu semestru)

## **Prohlášení**

Prohlašuji, že svou diplomovou práci jsem vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce, s odbornou pomocí dalších konzultantů a s použitím odborné literatury a dalších informačních zdrojů, které jsou všechny citovány v práci a uvedeny v seznamu literatury na konci technické zprávy.

V Praze dne 24.5.2020

.....

(podpis autora)

## **Poděkování**

Touto cestou bych chtěl velice poděkovat především vedoucí své diplomové práce, doc. Ing. Ivě Broukalové, Ph.D., za účinnou, metodickou, pedagogickou a odbornou pomoc, ochotu a za všechny cenné rady při zpracovávání této práce. Dále bych chtěl poděkovat oběma odborným konzultantům, doc. Ing. Šárce Šilarové, CSc. a Ing. Janu Kosovi, CSc., kteří se svými cennými radami taktéž významně podíleli na zpracování, a v neposlední řadě rodině a přátelům za podporu a především trpělivost po celou délku mého studia.

**Název práce:** Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

**Autor:** Miroslav Sebera

**Katedra:** K133 – Katedra betonových a zděných konstrukcí

**Vedoucí bakalářské práce:** doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.

**Abstrakt:** Cílem práce je návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou. Postupně byl vypracován předběžný návrh nosných prvků objektu, koncepční řešení, vytvořen trojrozměrný model objektu a dvourozměrné modely stropních desek jednotlivých podlaží a desky základové. Následně byl proveden podrobný návrh konstrukčních prvků objektu se zaměřením na schodiště, stropní desku 2.NP, železobetonový průvlak v 1.NP a sloup proměnného průřezu taktéž v 1.NP. Kromě toho byla navržena a posouzena železobetonová patka pod navrženým sloupem a železobetonová základová deska pod ostatními svislými nosnými konstrukcemi objektu. Součástí práce jsou i výkresy tvaru celého objektu, výkresy výztuže podrobně navržených prvků a technická zpráva.

**Klíčová slova:** železobeton, nosná konstrukce, dům s pečovatelskou službou, statický výpočet, předběžný návrh, stropní deska, průvlak, sloup, základová patka, základová deska, výztuž

---

**Title:** Design of the loadbearing structure of nursing home, Prague

**Author:** Miroslav Sebera

**Department:** K133 – The department of concrete structures

**Supervisor:** doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.

**Abstract:** The object of this diploma thesis is structural design of loadbearing structure of nursing home in Prague. The work includes preliminary design of loadbearing structures, design outline, 3D model of whole construction and 2D models of single floor slabs and foundation slab. The detailed design of selected elements was made afterwards, focused on staircase, reinforced concrete slab above second floor and ground floor's beam and column. The another part of this thesis deals with structural design of foundations, column base under designed column and foundation slab under the rest of designed construction. This thesis also includes drawings of shape of the whole construction, reinforcement drawings of designed elements and technical report.

**Keywords:** reinforced concrete, loadbearing structure, nursing home, structural analysis, preliminary design, floor slab, beam, column, column base, foundation slab, reinforcement

# Obsah

<b>1</b>	<b>ÚVOD .....</b>	<b>1</b>
1.1	Základní informace o konstrukci .....	1
1.2	Schematické půdorysy objektu .....	2
<b>2</b>	<b>PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH ROZMĚRŮ NOSNÝCH PRVKŮ .....</b>	<b>3</b>
2.1	Materiálové charakteristiky .....	3
2.2	<b>Stropní deska .....</b>	<b>4</b>
2.2.1	Empirický návrh stropní desky 1.PP .....	4
2.2.2	Empirický návrh stropní desky 1.NP .....	9
2.2.3	Empirický návrh stropní desky 2.NP – 4.NP .....	11
2.2.4	Empirický návrh stropní desky 5.NP .....	15
2.3	<b>Zatížení .....</b>	<b>17</b>
2.3.1	Stropní deska – PVC nášlapná vrstva .....	17
2.3.2	Stropní deska – nášlapná vrstva z keramické dlažby .....	18
2.3.3	Balkony .....	19
2.3.4	Střecha, železobetonová deska 250 mm .....	20
2.3.5	Střecha, železobetonová deska 280 mm .....	21
2.3.6	Užitné zatížení .....	22
2.3.7	Zatížení příčkami .....	22
2.3.8	Zatížení sněhem .....	22
2.3.9	Zatížení větrem .....	23
2.4	<b>Průvlaky .....</b>	<b>25</b>
2.4.1	Empirický návrh průřezu průvlaku G3 – H3 (1.NP) .....	25
2.4.2	Empirický návrh průřezu průvlaku G4 – H4 (1.NP) .....	28
2.4.3	Empirický návrh průřezu průvlaku F3 – H3 (2.NP – 4.NP) .....	31
2.4.4	Empirický návrh průřezu průvlaku E4 – G4 .....	34
2.4.5	Empirický návrh průřezu průvlaku B4 – D4 (1.NP) .....	37
2.5	<b>Sloupy .....</b>	<b>40</b>
2.5.1	Sloup H4 .....	40
2.5.2	Sloup H3 .....	42
2.6	<b>Stěnový nosník .....</b>	<b>44</b>
2.7	<b>Stěny .....</b>	<b>48</b>
2.7.1	Suterénní stěna .....	48
<b>3</b>	<b>VÝPOČETNÍ MODEL KONSTRUKCE .....</b>	<b>51</b>
<b>4</b>	<b>ZTUŽENÍ KONSTRUKCE .....</b>	<b>54</b>

<b>5</b>	<b>DILATAČE KONSTRUKCE.....</b>	<b>54</b>
<b>6</b>	<b>SCHODIŠTĚ.....</b>	<b>55</b>
6.1	Základní charakteristika.....	55
6.2	Geometrie hlavního schodiště .....	55
6.3	Návrh výztuže hlavního schodiště .....	58
6.3.1	Návrh výztuže ramene schodiště 1.NP .....	58
6.3.2	Návrh výztuže ramene schodiště 1.PP a 2.NP – 4.NP .....	63
6.3.3	Návrh výztuže mezipodesty .....	67
<b>7</b>	<b>VODOROVNÉ KONSTRUKCE .....</b>	<b>70</b>
7.1	<b>Stropní desky.....</b>	<b>70</b>
7.1.1	Kontrola modelu .....	70
7.1.2	Vstupní parametry pro ruční návrh ohybové výztuže stropní desky 2.NP .....	73
7.1.3	Návrh ohybové výztuže pro průřez nad vnitřní podporou desky nad 2.NP.....	73
7.1.4	Návrh ohybové výztuže pro průřez nad vnější podporou desky nad 2.NP.....	75
7.1.5	Návrh ohybové výztuže pro průřez uprostřed rozpětí desky nad 2.NP .....	76
7.1.6	Stropní deska nad 2.NP – 4.NP .....	80
7.1.7	Stropní deska nad 1.PP .....	88
7.1.8	Stropní deska nad 1.NP.....	95
7.1.9	Stropní deska nad 5.NP.....	103
7.2	<b>Průvlaky.....</b>	<b>109</b>
7.2.1	Vstupní parametry pro ruční návrh ohybové výztuže průvlatku .....	109
7.2.2	Návrh ohybové výztuže pro průřez nad vnitřní podporou .....	110
7.2.3	Návrh ohybové výztuže pro průřez nad vnější podporou.....	111
7.2.4	Návrh ohybové výztuže pro průřez uprostřed rozpětí .....	112
7.2.5	Vstupní parametry pro ruční návrh smykové výztuže průvlatku .....	115
7.2.6	Návrh smykové výztuže průvlatku .....	115
7.2.7	Kotvení ohybové výztuže průvlatku .....	118
7.2.8	Průvlaky 1.NP.....	121
7.2.9	Průvlaky 1.PP .....	127
7.2.10	Průvlaky 2.NP – 4.NP .....	133
<b>8</b>	<b>SVISLÉ KONSTRUKCE.....</b>	<b>139</b>
8.1	<b>Sloupy.....</b>	<b>139</b>
8.1.1	Kontrola výpočtu .....	139
8.1.2	Návrh podélné výztuže sloupu H4 .....	140
8.1.3	Návrh podélné výztuže sloupu H3 .....	173
8.1.4	Návrh smykové výztuže sloupů .....	178
8.1.5	Přesahová délka výztuže sloupů .....	181



<b>9</b>	<b>ZALOŽENÍ OBJEKTU .....</b>	<b>183</b>
<b>9.1</b>	<b>Parametry podloží .....</b>	<b>183</b>
9.1.1	Základové poměry .....	183
9.1.2	Geotechnické vlastnosti základových zemin .....	183
<b>9.2</b>	<b>Návrh železobetonové základové desky .....</b>	<b>184</b>
9.2.1	Zatížení základové desky .....	184
9.2.2	Stanovení hloubky deformační zóny .....	184
9.2.3	Posouzení základové desky pomocí softwaru .....	186
<b>9.3</b>	<b>Návrh železobetonové základové patky.....</b>	<b>192</b>
9.3.1	Základová půda.....	192
9.3.2	Vnitřní síly v patě sloupu .....	192
9.3.3	Předběžný návrh rozměrů patky .....	192
9.3.4	Posouzení patky pomocí softwaru.....	193



# 1 Úvod

## 1.1 Základní informace o konstrukci

Předmětem práce je návrh nosné konstrukce šestipodlažního domu s pečovatelskou službou Hloubětín, jež se nachází v Praze 14. Objekt má pět nadzemních a jedno podzemní podlaží. Půdorysné schéma a příčný řez jsou patrné z následujících obrázků. Půdorysné rozměry objektu jsou přibližně 30 x 25 m a objekt je 16,6 m vysoký. Svislou nosnou konstrukci tvoří sloupy v kombinaci se stěnami z monolitického železobetonu. Ztužení je zajištěno obvodovými železobetonovými stěnami a železobetonovým jádrem kolem schodišťového prostoru a kolem výtahové šachty. Vodorovná nosná konstrukce je tvořena z jednosměrně i křížem pnutých železobetonových stropních desek a se svislou nosnou konstrukcí tvoří prostorový stěnodeskový nosný systém. Statický výpočet byl vypracován dle níže uvedených norem:

ČSN EN 1990 – Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-1-1 – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1991-1-3 – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem

ČSN EN 1991-1-4 – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem

ČSN EN 1992-1-1 – Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

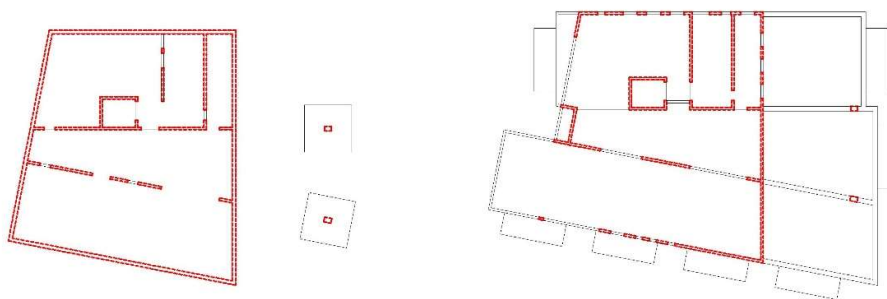
ČSN EN 1997-1 – Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla

ČSN EN 206 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

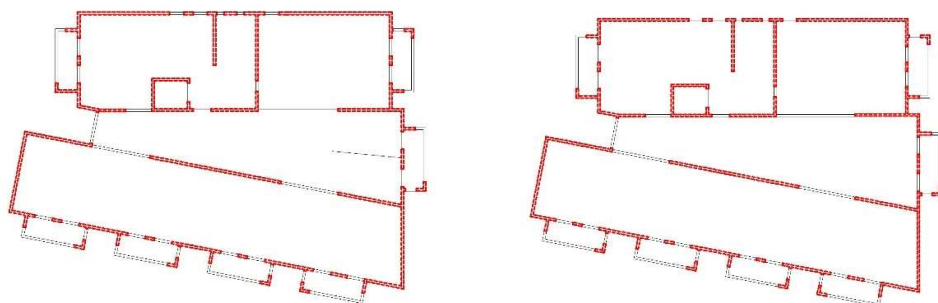
ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení

ČSN EN 10080 Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně

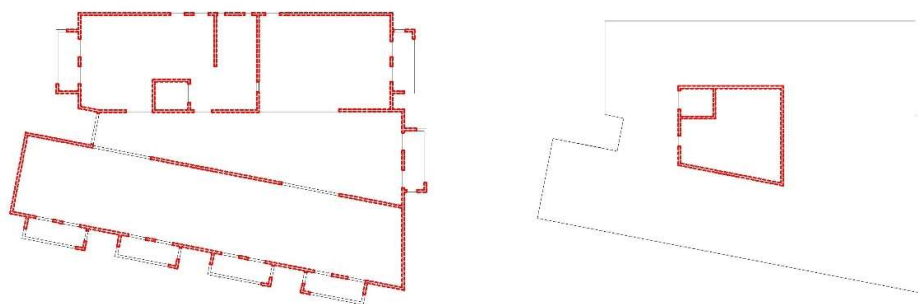
## 1.2 Schematické půdorysy objektu



Obr. 1 – Schematické půdorysy 1. PP a 1. NP s vyznačením svislých nosných prvků



Obr. 2 – Schematické půdorysy 2. NP a 3. NP s vyznačením svislých nosných prvků



Obr. 3 – Schematické půdorysy 4. NP a 5. NP s vyznačením svislých nosných prvků

## 2 Předběžný návrh rozměrů nosných prvků

### 2.1 Materiálové charakteristiky

#### Beton C30/37

Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota pevnosti v tlaku:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1,0 \times 30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

$\alpha_{cc}$  ... součinitel uvažující dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku a nepříznivé účinky způsobu zatížení, pro pozemní stavby  $\alpha_{cc} = 1,0$

$\gamma_c$  ... součinitel spoleh. betonu, v MSÚ pro trvalou a dočasnou návrh. situaci  $\gamma_c = 1,5$

Charakteristická hodnota pevnosti v tahu – dolní kvantil:

$$f_{ctk,0,05} = 2 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota pevnosti v dostředném tahu:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,0 \times 2}{1,5} = 1,333 \text{ MPa}$$

$\alpha_{ct}$  ... součinitel uvažující dlouhodobé účinky na tahovou pevnost a nepříznivé účinky způsobu zatížení, pro pozemní stavby  $\alpha_{cc} = 1,0$

Průměrná hodnota modulu pružnosti:

$$E_{cm} = 32 \text{ GPa}$$

#### Ocel B500B

Charakteristická hodnota pevnosti výztuže:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota pevnosti výztuže:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

$\gamma_c$  ... součinitel spoleh. výztuže, v MSÚ pro trvalou a dočasnou návrh. situaci  $\gamma_s = 1,15$

Modul pružnosti výztuže:

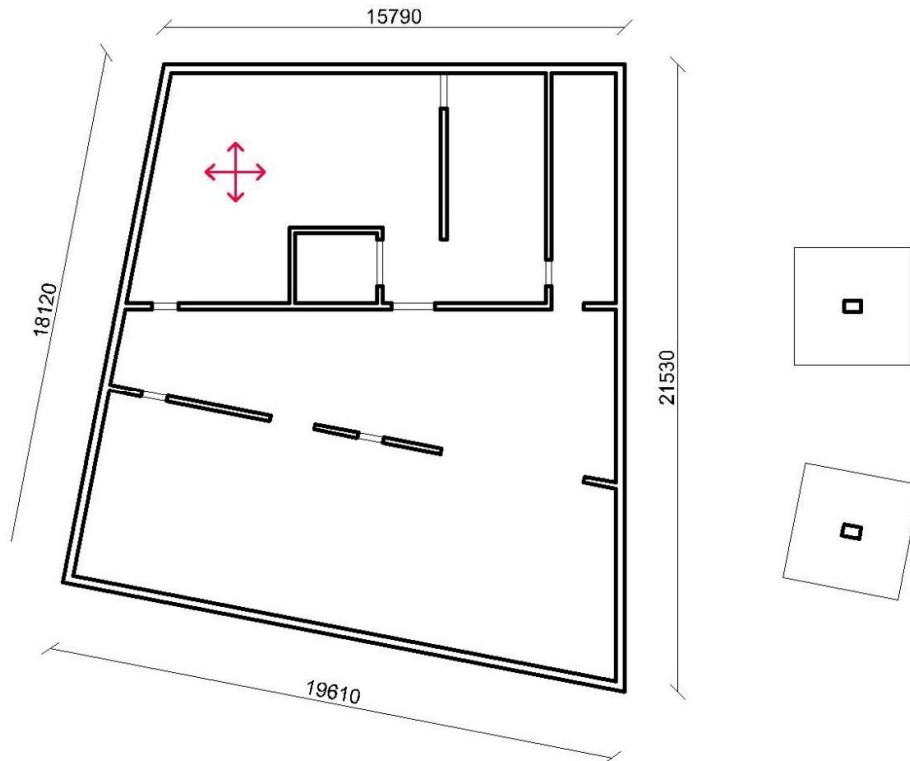
$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

## 2.2 Stropní deska

Stropní deska objektu je navržena z monolitického železobetonu.

### 2.2.1 Empirický návrh stropní desky 1.PP

Deska nad 1.PP křížem prnutá, po obvodě vetknutá do stěn,  $l_{max} = 8,15 m$



Obr. 4 – Schematický půdorys stropní desky nad 1. PP

Tloušťka desky

$$h_d = d + \frac{\varnothing_d}{2} + c_d$$

$d$  ... účinná výška průřezu

$\varnothing_d$  ... průměr výztužného prutu desky

$c_d$  ... tloušťka krycí betonové vrstvy

Předpokládaný průměr výztužného prutu desky

$$\varnothing_d = 10 \text{ mm}$$

## Krytí výztuže

$$c_d \geq c_{nom} = c_{mi} + \Delta c_{dev}$$

$c_{nom}$  ... jmenovitá tloušťka krycí betonové vrstvy

$c_{min}$  ... minimální tloušťka krycí vrstvy (s přihlédnutím k soudržnosti, ke stupni vlivu prostředí a k požadované požární ochraně)

$\Delta c_{dev}$  ... zvětšení krycí vrstvy s přihlédnutím k možné toleranci, pro monolitickou konstrukci  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

## Minimální tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

$c_{min,b}$  ... minimální krycí vrstva s přihlédnutím k soudržnosti, uvažuje se  $c_{min,b} \geq \emptyset_d$

$c_{min,dur}$  ... minimální krycí vrstva s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

$\Delta c_{dur,\gamma}$  ... přídavná hodnota z hlediska spolehlivosti, většinou se neuvažuje

$\Delta c_{dur,st}$  ... redukce krycí vrstvy při použití nerezové oceli, obvykle  $\Delta c_{dur,st} = 0$

$\Delta c_{dur,add}$  ... redukce krycí vrstvy při použití dodatečné ochrany, obvykle  $\Delta c_{dur,add} = 0$

## Minimální tloušťka krycí vrstvy s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

- Beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu – stupeň vlivu prostředí XC1
  - Typ konstrukce – desková konstrukce
  - Pevnostní třída betonu – beton C30/37
- třída konstrukce S2 →  $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$

## Tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$$

$$c_d \geq 20 \text{ mm}$$

→ volím  $c_d = 20 \text{ mm}$

## Návrh na základě splnění ohybové štíhlosti desky

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

$\lambda$  ... ohybová štíhlost

$l_d$  ... rozpětí stropní desky

$\lambda_d$  ... vymežující ohybová štíhlost

## Vymezující ohybová štíhlost desky

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}$$

$\kappa_{c1}$  ... závisí na tvaru průřezu, pro obdélníkový průřez  $\kappa_{c1} = 1,0$

$\kappa_{c2}$  ... závisí na rozpětí, pro  $l_d = 8,15 \text{ m} > l = 7 \text{ m} \rightarrow \kappa_{c2} = 7/8,15 = 0,859$

$\kappa_{c3}$  ... součinitel napětí tahové výztuže,  $\kappa_{c3} = 1,3$  (odhad)

$\lambda_{d,tab}$  ... tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

## Tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

- Krajiní pole obousměrně pnuté desky (spojité ve směru kratšího rozpětí)
- Stupeň vyztužení  $\rho \leq 0,5\%$
- Pevnostní třída betonu – C30/37

$$\rightarrow \lambda_{d,tab} = 26$$

## Vymezující ohybová štíhlost desky

$$\lambda_d = 1,0 \times 0,859 \times 1,3 \times 26 = 29$$

## Tloušťka desky

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

$$d \geq \frac{l_d}{\lambda_d} = \frac{8,15}{29} \times 10^3 = 281 \text{ mm}$$

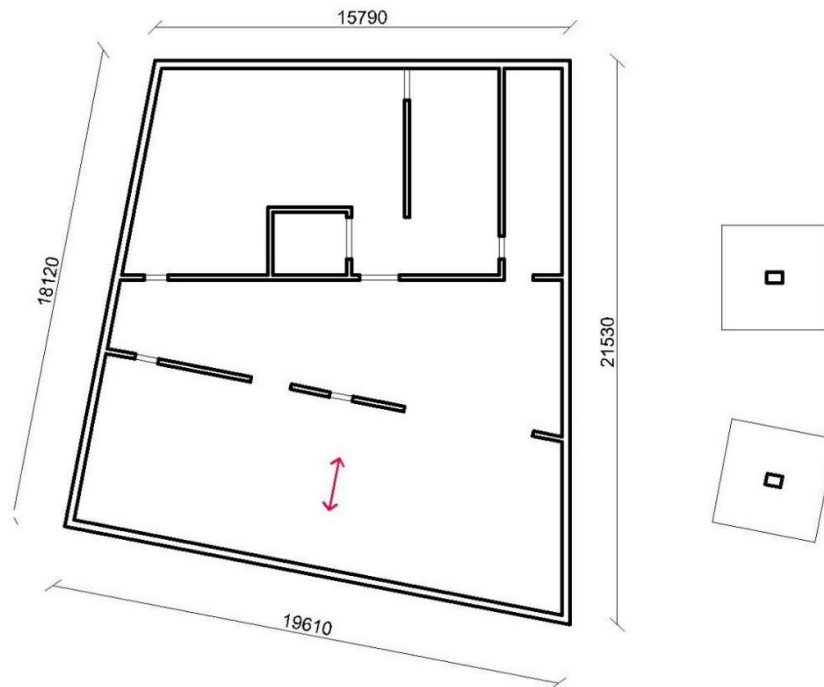
$$h_d = d + \frac{\emptyset_d}{2} + c_d = 281 + \frac{10}{2} + 20 = 306 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \underline{\text{navrhuji stropní desku } h_d = 280 \text{ mm}}$$



# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Deska nad 1.PP jednosměrně pnutá, po obvodě vetknutá do stěn,  $l = 6,72 \text{ m}$



Obr. 5 – Schematický půdorys stropní desky nad 1. PP

Tloušťka desky

$$h_d = d + \frac{\phi_d}{2} + c_d$$

Předpokládaný průměr výztužného prutu desky

$$\phi_d = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže

$$c_d \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,ad}; 10 \text{ mm})$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

- Beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu – stupeň vlivu prostředí XC1
  - Typ konstrukce – desková konstrukce
  - Pevnostní třída betonu – beton C30/37
- třída konstrukce S2 →  $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$

Tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$$

$$c_d \geq 20 \text{ mm}$$

→ volím  $c_d = 20 \text{ mm}$

Návrh na základě splnění ohybové štíhlosti desky

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

Vymezující ohybová štíhlost desky

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}$$

$\kappa_{c1}$  ... závisí na tvaru průřezu, pro obdélníkový průřez  $\kappa_{c1} = 1,0$

$\kappa_{c2}$  ... závisí na rozpětí, pro  $l_d = 6,72 \text{ m} < l = 7 \text{ m} \rightarrow \kappa_{c2} = 1,0$

$\kappa_{c3}$  ... součinitel napětí tahové výztuže,  $\kappa_{c3} = 1,3$  (odhad)

$\lambda_{d,tab}$  ... tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

Tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

- Krajní pole desky nosné v jednom směru
- Stupeň vyztužení  $\rho \leq 0,5\%$
- Pevnostní třída betonu – C30/37

→  $\lambda_{d,tab} = 26$

Vymezující ohybová štíhlost desky

$$\lambda_d = 1,0 \times 1,0 \times 1,3 \times 26 = 33,8$$

Tloušťka desky

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

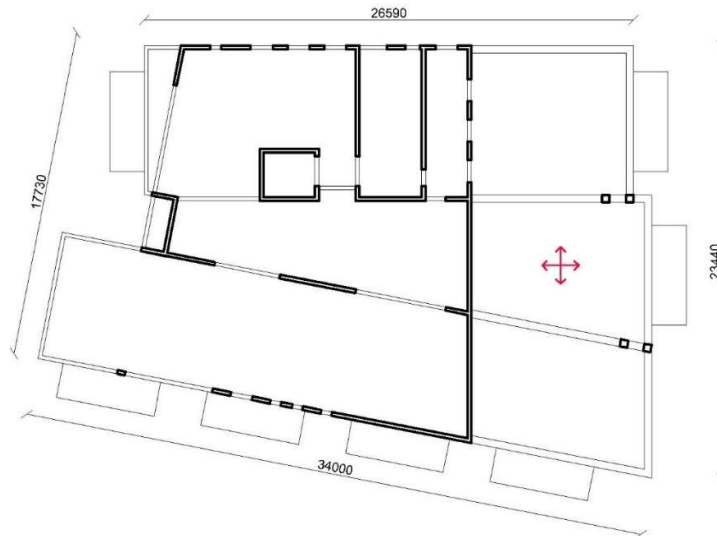
$$d \geq \frac{l_d}{\lambda_d} = \frac{6,72}{33,8} \times 10^3 = 199 \text{ mm}$$

$$h_d = d + \frac{\phi_d}{2} + c_d = 199 + \frac{10}{2} + 20 = 224 \text{ mm}$$

→ navrhuji stropní desku  $h_d = 280 \text{ mm}$

## 2.2.2 Empirický návrh stropní desky 1.NP

Deska nad 1.NP křížem pnutá, po obvodě uložená na průvlacích,  $l_{max} = 8,2 m$



Obr. 6 – Schematický půdorys stropní desky nad 1. NP

Tloušťka desky

$$h_d = d + \frac{\phi_d}{2} + c_d$$

Předpokládaný průměr výztužného prutu desky

$$\phi_d = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže

$$c_d \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

- Beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu – stupeň vlivu prostředí XC1
- Typ konstrukce – desková konstrukce
- Pevnostní třída betonu – beton C30/37
- třída konstrukce S2 →  $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$

Tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$$

$$c_d \geq 20 \text{ mm}$$

→ volím  $c_d = 20 \text{ mm}$

Návrh na základě splnění ohybové štíhlosti desky

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

Vymezující ohybová štíhlost desky

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}$$

$\kappa_{c1}$  ... závisí na tvaru průřezu, pro obdélníkový průřez  $\kappa_{c1} = 1,0$

$\kappa_{c2}$  ... závisí na rozpětí, pro  $l_d = 8,2 \text{ m} > l = 7 \text{ m} \rightarrow \kappa_{c2} = 7/8,2 = 0,854$

$\kappa_{c3}$  ... součinitel napětí tahové výztuže,  $\kappa_{c3} = 1,3$  (odhad)

$\lambda_{d,tab}$  ... tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

Tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

- Vnitřní pole obousměrně pnuté desky (spojité ve směru kratšího rozpětí)
- Stupeň vyztužení  $\rho \leq 0,5\%$
- Pevnostní třída betonu – C30/37

→  $\lambda_{d,tab} = 30$

Vymezující ohybová štíhlost desky

$$\lambda_d = 1,0 \times 0,854 \times 1,3 \times 30 = 33,3$$

Tloušťka desky

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

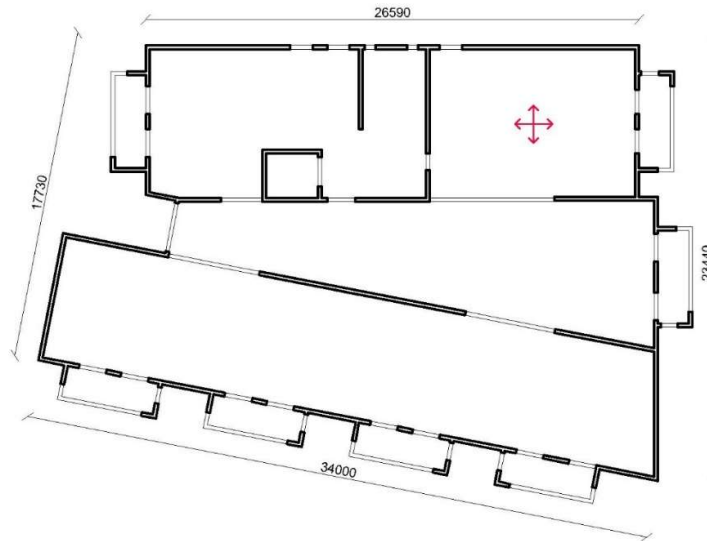
$$d \geq \frac{l_d}{\lambda_d} = \frac{8,2}{33,3} \times 10^3 = 246 \text{ mm}$$

$$h_d = d + \frac{\phi_d}{2} + c_d = 246 + \frac{10}{2} + 20 = 271 \text{ mm}$$

→ navrhuji stropní desku  $h_d = 280 \text{ mm}$

## 2.2.3 Empirický návrh stropní desky 2.NP – 4.NP

Deska nad 2.NP– 4.NP křížem pnutá, po obvodě uložená do stěn,  $l_{max} = 8,2 m$



Obr. 7 – Schematický půdorys stropní desky nad 2. NP – 4. NP

Tloušťka desky

$$h_d = d + \frac{\phi_d}{2} + c_d$$

Předpokládaný průměr výztužného prutu desky

$$\phi_d = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže

$$c_d \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{du, st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

- Beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu – stupeň vlivu prostředí XC1
  - Typ konstrukce – desková konstrukce
  - Pevnostní třída betonu – beton C30/37
- třída konstrukce S2 →  $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$

Tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$$

$$c_d \geq 20 \text{ mm}$$

→ volím  $c_d = 20 \text{ mm}$

Návrh na základě splnění ohybové štíhlosti desky

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

Vymezující ohybová štíhlost desky

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}$$

$\kappa_{c1}$  ... závisí na tvaru průřezu, pro obdélníkový průřez  $\kappa_{c1} = 1,0$

$\kappa_{c2}$  ... závisí na rozpětí, pro  $l_d = 8,2 \text{ m} > l = 7 \text{ m} \rightarrow \kappa_{c2} = 7/8,2 = 0,854$

$\kappa_{c3}$  ... součinitel napětí tahové výztuže,  $\kappa_{c3} = 1,3$  (odhad)

$\lambda_{d,tab}$  ... tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

Tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

- Krajní pole obousměrně pnuté desky (spojité ve směru kratšího rozpětí)
- Stupeň vyztužení  $\rho \leq 0,5\%$
- Pevnostní třída betonu – C30/37

→  $\lambda_{d,tab} = 26$

Vymezující ohybová štíhlost desky

$$\lambda_d = 1,0 \times 0,854 \times 1,3 \times 26 = 28,9$$

Tloušťka desky

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

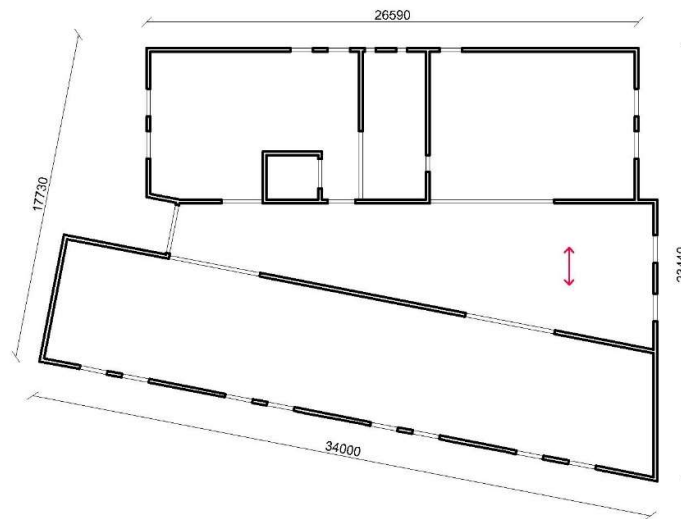
$$d \geq \frac{l_d}{\lambda_d} = \frac{8,2}{28,9} \times 10^3 = 284 \text{ mm}$$

$$h_d = d + \frac{\phi_d}{2} + c_d = 284 + \frac{10}{2} + 20 = 309 \text{ mm}$$

→ navrhuji stropní desku  $h_d = 280 \text{ mm}$

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Deska nad 2.NP jednosměrně pnutá, po obvodě vetknutá do stěn,  $l = 8,2 \text{ m}$



Obr. 8 – Schematický půdorys stropní desky nad 2. NP – 4.NP

Tloušťka desky

$$h_d = d + \frac{\phi_d}{2} + c_d$$

Předpokládaný průměr výztužného prutu desky

$$\phi_d = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže

$$c_d \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

- Beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu – stupeň vlivu prostředí XC1
  - Typ konstrukce – desková konstrukce
  - Pevnostní třída betonu – beton C30/37
- třída konstrukce S2 →  $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$

Tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$$

$$c_d \geq 20 \text{ mm}$$

→ volím  $c_d = 20 \text{ mm}$

Návrh na základě splnění ohybové štíhlosti desky

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

Vymezující ohybová štíhlost desky

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}$$

$\kappa_{c1}$  ... závisí na tvaru průřezu, pro obdélníkový průřez  $\kappa_{c1} = 1,0$

$\kappa_{c2}$  ... závisí na rozpětí, pro  $l_d = 8,2 \text{ m} > l = 7 \text{ m} \rightarrow \kappa_{c2} = 7/8,2 = 0,854$

$\kappa_{c3}$  ... součinitel napětí tahové výztuže,  $\kappa_{c3} = 1,3$  (odhad)

$\lambda_{d,tab}$  ... tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

Tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

- Krajní pole desky nosné v jednom směru
- Stupeň vyztužení  $\rho \leq 0,5\%$
- Pevnostní třída betonu – C30/37

→  $\lambda_{d,tab} = 26$

Vymezující ohybová štíhlost desky

$$\lambda_d = 1,0 \times 0,854 \times 1,3 \times 26 = 28,9$$

Tloušťka desky

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

$$d \geq \frac{l_d}{\lambda_d} = \frac{8,2}{28,9} \times 10^3 = 284 \text{ mm}$$

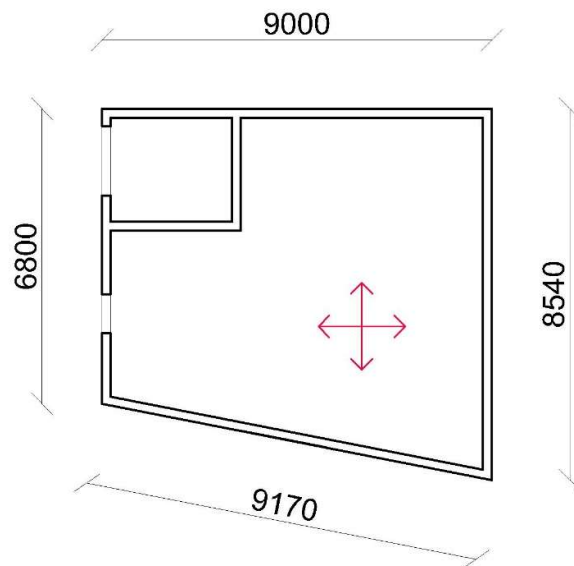
$$h_d = d + \frac{\phi_d}{2} + c_d = 284 + \frac{10}{2} + 20 = 309 \text{ mm}$$

→ navrhuji stropní desku  $h_d = 280 \text{ mm}$



## 2.2.4 Empirický návrh stropní desky 5.NP

Deska nad 5.NP křížem pnutá, po obvodě uložená do stěn,  $l_{max} = 6,0 m$



Obr. 9 – Schematický půdorys stropní desky nad 5. NP

Tloušťka desky

$$h_d = d + \frac{\phi_d}{2} + c_d$$

Předpokládaný průměr výztužného prutu desky

$$\phi_d = 10 \text{ mm}$$

Krytí výztuže

$$c_d \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

- Beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu – stupeň vlivu prostředí XC1
  - Typ konstrukce – desková konstrukce
  - Pevnostní třída betonu – beton C30/37
- třída konstrukce S2 →  $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$

Tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$$

$$c_d \geq 20 \text{ mm}$$

→ volím  $c_d = 20 \text{ mm}$

Návrh na základě splnění ohybové štíhlosti desky

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

Vymezující ohybová štíhlost desky

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}$$

$\kappa_{c1}$  ... závisí na tvaru průřezu, pro obdélníkový průřez  $\kappa_{c1} = 1,0$

$\kappa_{c2}$  ... závisí na rozpětí, pro  $l_d = 6 \text{ m} < l = 7 \text{ m} \rightarrow \kappa_{c2} = 1,0$

$\kappa_{c3}$  ... součinitel napětí tahové výztuže,  $\kappa_{c3} = 1,3$  (odhad)

$\lambda_{d,tab}$  ... tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

Tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

- Prostě podepřená deska obousměrně pnutá
- Stupeň vyztužení  $\rho \leq 0,5\%$
- Pevnostní třída betonu – C30/37

→  $\lambda_{d,tab} = 20$

Vymezující ohybová štíhlost desky

$$\lambda_d = 1,0 \times 1,0 \times 1,3 \times 20 = 26$$

Tloušťka desky

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

$$d \geq \frac{l_d}{\lambda_d} = \frac{6}{26} \times 10^3 = 231 \text{ mm}$$

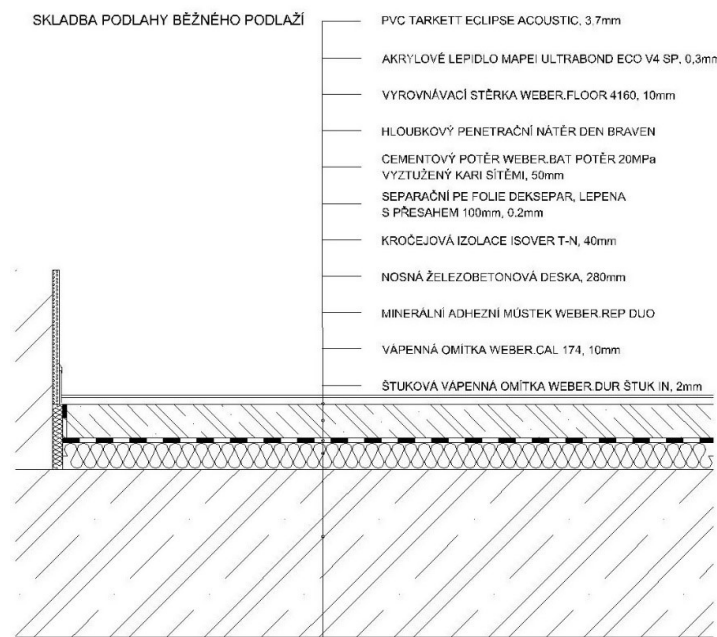
$$h_d = d + \frac{\phi_d}{2} + c_d = 231 + \frac{10}{2} + 20 = 256 \text{ mm}$$

→ navrhuji stropní desku  $h_d = 250 \text{ mm}$

## 2.3 Zatížení

### 2.3.1 Stropní deska – PVC nášlapná vrstva

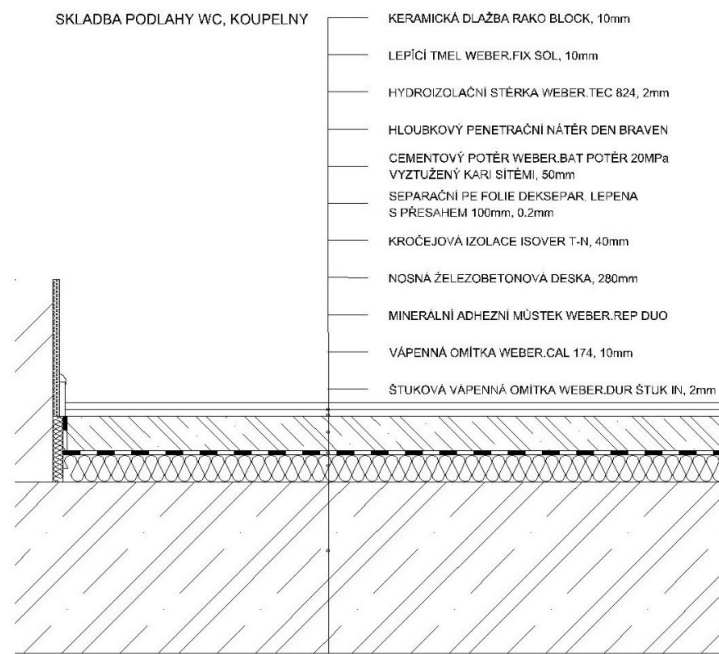
<i>Stálé zatížení</i>		<i>Charakteristické [kN/m<sup>2</sup>]</i>	<i>γ<sub>G</sub> [-]</i>	<i>Návrhové [kN/m<sup>2</sup>]</i>
PVC + lepidlo	4 / 100 =	0,040	1,35	0,054
vyrovnávací stěrka, 10 mm	17/100 =	0,170	1,35	0,223
cementový potěr, 50 mm	2300 × 0,05 / 100 =	1,150	1,35	1,553
PE folie, 0,2 mm	950 × 0,0002 / 100 =	0,002	1,35	0,003
kročejová izolace, 40 mm	135 × 0,04 / 100 =	0,054	1,35	0,073
žb deska, 280 mm	2500 × 0,28 / 100 =	7,000	1,35	9,450
vápenná omítka, 12 mm	1430 × 0,012 / 100 =	0,172	1,35	0,232
<b>Celkem stálé</b>	<b>Σg =</b>	<b>8,588</b>		<b>11,588</b>
<i>Proměnné zatížení</i>		<i>Charakteristické [kN/m<sup>2</sup>]</i>	<i>γ<sub>Q</sub> [-]</i>	<i>Návrhové [kN/m<sup>2</sup>]</i>
užitné		2,000	1,5	3,000
příčky		0,850	1,5	1,275
<b>Celkem stropní deska</b>	<b>Σ(g+q) =</b>	<b>11,438</b>		<b>15,863</b>



Obr. 10 – Skladba podlahy typického podlaží

## 2.3.2 Stropní deska – nášlapná vrstva z keramické dlažby

<i>Stálé zatížení</i>		<i>Charakteristické [kN/m<sup>2</sup>]</i>	$\gamma_G$ [-]	<i>Návrhové [kN/m<sup>2</sup>]</i>
keramická dlažba, 10 mm	$2190 \times 0,01 / 100 =$	0,219	1,35	0,296
lepící tmel, 10 mm	$12 / 100 =$	0,120	1,35	0,162
hydroizolační stěrka, 2 mm	$2 \times 1,7 / 100 =$	0,034	1,35	0,046
cementový potěr, 50 mm	$2300 \times 0,05 / 100 =$	1,150	1,35	1,553
PE folie, 0,2 mm	$950 \times 0,0002 / 100 =$	0,002	1,35	0,003
kročejová izolace, 40 mm	$135 \times 0,04 / 100 =$	0,054	1,35	0,073
žb deska, 280 mm	$2500 \times 0,28 / 100 =$	7,000	1,35	9,450
vápenná omítka, 12 mm	$1430 \times 0,012 / 100 =$	0,172	1,35	0,232
<b>Celkem stálé</b>	<b><math>\Sigma g =</math></b>	<b>8,751</b>		<b>11,815</b>
<i>Proměnné zatížení</i>		<i>Charakteristické [kN/m<sup>2</sup>]</i>	$\gamma_Q$ [-]	<i>Návrhové [kN/m<sup>2</sup>]</i>
užitné		2,000	1,5	3,000
příčky		0,850	1,5	1,275
<b>Celkem stropní deska</b>	<b><math>\Sigma(g+q) =</math></b>	<b>11,601</b>		<b>16,090</b>

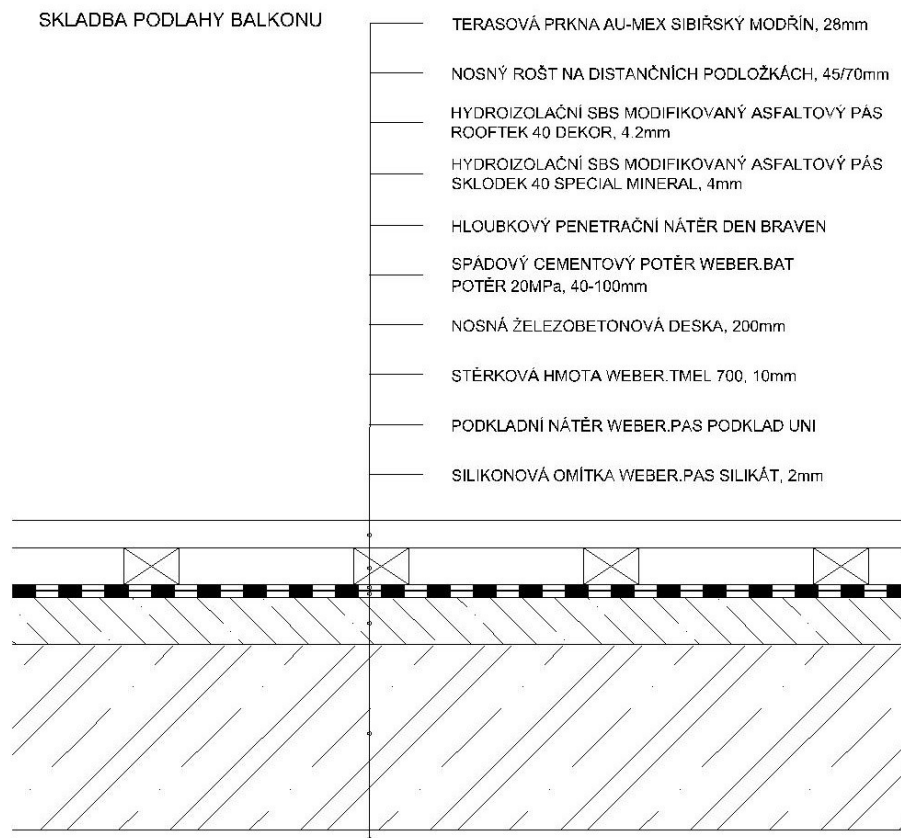


Obr. 11 – Skladba podlahy WC a koupelny

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

## 2.3.3 Balkony

Stálé zatížení		Charakteristické [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_G$ [-]	Návrhové [kN/m <sup>2</sup> ]
terasová prkna, 28 mm	$600 \times 0,028 / 100 =$	0,168	1,35	0,227
nosný rošt, 45/70 mm	$600 \times 0,072 \times 0,045 \times 4/100 =$	0,078	1,35	0,105
2xSBS asfalt. pás, 4+4,2mm	$(5,1+4,6) / 100 =$	0,097	1,35	0,131
spádový potěr, 40–60 mm	$2300 \times 0,05 / 100 =$	1,150	1,35	1,553
žb deska, 200 mm	$2500 \times 0,2 / 100 =$	5,000	1,35	6,750
vnější omítka, 12 mm	$1098 \times 0,012 / 100 =$	0,132	1,35	0,178
<b>Celkem stálé</b>	<b><math>\Sigma g =</math></b>	<b>6,625</b>		<b>8,944</b>
Proměnné zatížení		Charakteristické [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_Q$ [-]	Návrhové [kN/m <sup>2</sup> ]
užitné		2,500	1,5	3,750
<b>Celkem balkon</b>	<b><math>\Sigma(g+q) =</math></b>	<b>9,125</b>		<b>12,694</b>

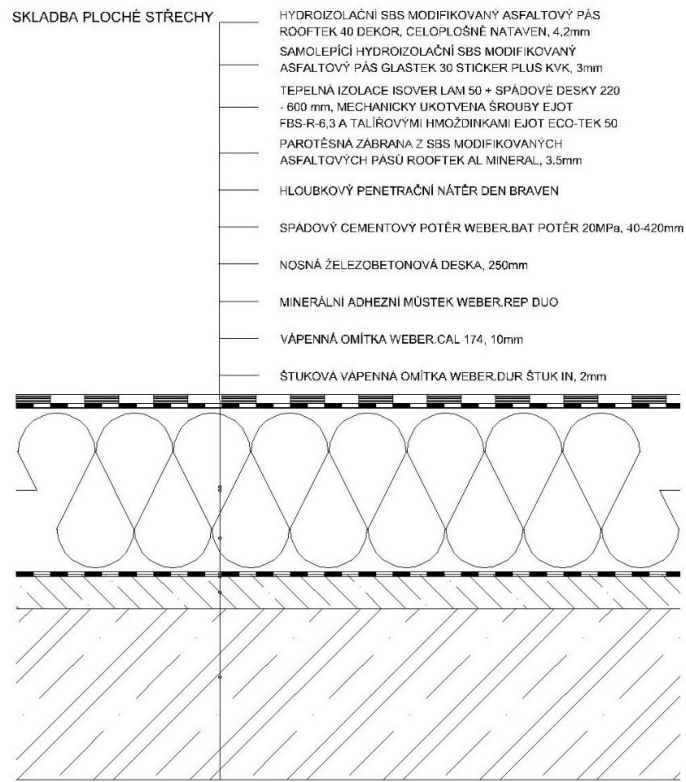


Obr. 12 – Skladba podlahy balkonu

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

## 2.3.4 Střecha, železobetonová deska 250 mm

Stálé zatížení		Charakteristické [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_G$ [-]	Návrhové [kN/m <sup>2</sup> ]
2x SBS asfalt. pás, 3+4,2mm	$(5,1+3,5) / 100 =$	0,086	1,35	0,116
tep. izolace, 220–600 mm	$90 \times 0,41 / 100 =$	0,369	1,35	0,498
parotěsná zábrana, 3,5 mm	$4 / 100 =$	0,040	1,35	0,054
cementový potěr, 50 mm	$2300 \times 0,05 / 100 =$	1,150	1,35	1,553
žb deska, 250 mm	$2500 \times 0,25 / 100 =$	6,250	1,35	8,438
vápenná omítka, 12 mm	$1430 \times 0,012 / 100 =$	0,172	1,35	0,232
<b>Celkem stálé</b>	<b><math>\Sigma g =</math></b>	<b>8,067</b>		<b>10,891</b>
Proměnné zatížení		Charakteristické [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_Q$ [-]	Návrhové [kN/m <sup>2</sup> ]
užitné		(0,500)	1,5	(0,750)
sníh (viz. níže)		0,560	1,5	0,840
<b>Celkem střecha</b>	<b><math>\Sigma(g+q) =</math></b>	<b>8,627</b>		<b>11,731</b>

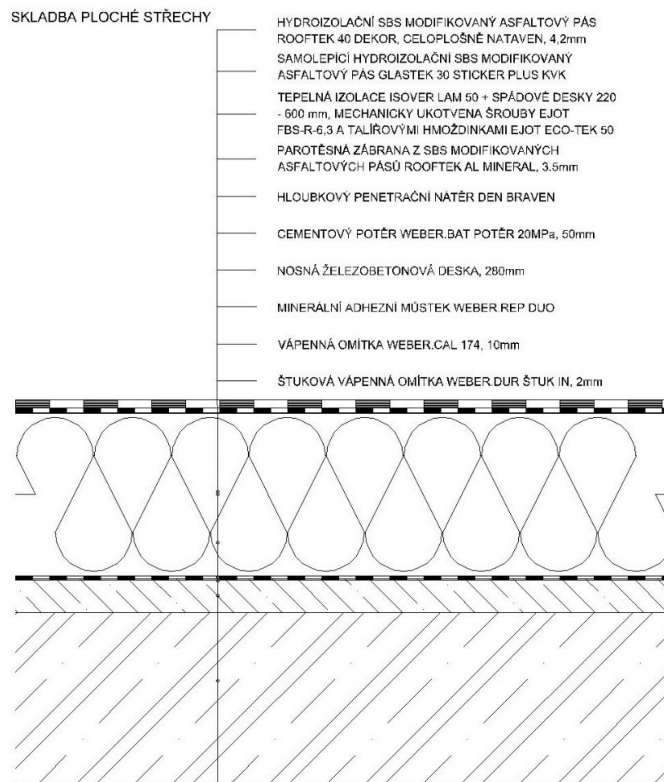


Obr. 13 – Skladba ploché střechy (deska 250 mm)

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

## 2.3.5 Střecha, železobetonová deska 280 mm

Stálé zatížení		Charakteristické [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_G$ [-]	Návrhové [kN/m <sup>2</sup> ]
2x SBS asfalt. pás, 3+4,2mm	$(5,1+3,5) / 100 =$	0,086	1,35	0,116
tep. izolace, 220–600 mm	$90 \times 0,41 / 100 =$	0,369	1,35	0,498
parotěsná zábrana, 3,5 mm	$4 / 100 =$	0,040	1,35	0,054
cementový potěr, 50 mm	$2300 \times 0,05 / 100 =$	1,150	1,35	1,553
žb deska, 280 mm	$2500 \times 0,28 / 100 =$	7,000	1,35	9,450
vápenná omítka, 12 mm	$1430 \times 0,012 / 100 =$	0,172	1,35	0,232
<b>Celkem stálé</b>	<b><math>\Sigma g =</math></b>	<b>8,817</b>		<b>11,903</b>
Proměnné zatížení		Charakteristické [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_Q$ [-]	Návrhové [kN/m <sup>2</sup> ]
užitné		(0,500)	1,5	(0,750)
sníh (viz. níže)		0,560	1,5	0,840
<b>Celkem střecha</b>	<b><math>\Sigma(g+q) =</math></b>	<b>9,377</b>		<b>12,743</b>



Obr. 14 – Skladba ploché střechy (deska 280 mm)

## 2.3.6 Užité zátížení

Užité zátížení klasifikováno jako kategorie A a uvažováno charakteristickou hodnotou

$$q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Užité zátížení střechy klasifikováno jako kategorie H (střechy nepřístupné s výjimkou údržby a oprav) a uvažováno charakteristickou hodnotou

$$q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

## 2.3.7 Zátížení příčkami

Zátížení příčkami zjednodušeně uvažováno charakteristickou hodnotou

$$q_k = 0,85 \text{ kN/m}^2$$

## 2.3.8 Zátížení sněhem

$$S = C_e \times C_t \times s_k \times \mu_i$$

$C_e$  ... součinitel expozice, sfoukávání sněhu, obvykle se uvažuje  $C_e = 1,0$

$C_t$  ... součinitel tepla, odtávání sněhu, obvykle se uvažuje  $C_t = 1,0$

$s_k$  ... charakteristická hodnota zátížení sněhem na zemi

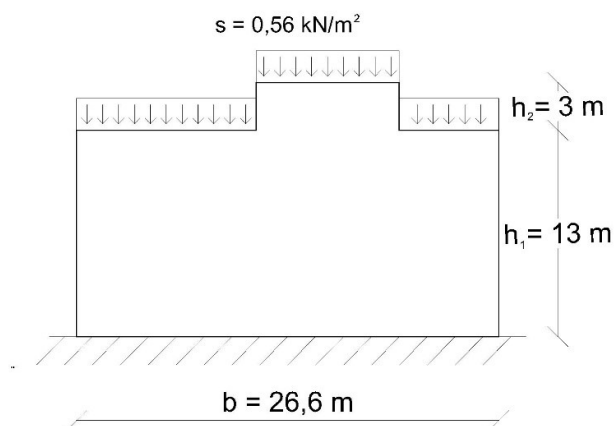
$\mu_i$  ... tvarový součinitel závisící na sklonu střechy, pro plochou střechu  $\mu_i = 0,8$

Charakteristická hodnota zátížení sněhem na zemi

objekt se nachází v Praze což je I. sněhová oblast

$$\rightarrow s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$$

$$S = C_e \times C_t \times s_k \times \mu_i = 1,0 \times 1,0 \times 0,7 \times 0,8 = 0,56 \text{ kN/m}^2$$



Obr. 15 – Schéma zatížení sněhem na střechu



## 2.3.9 Zatížení větrem

$$w_e = q_b \times c_e(z_e) \times c_{pe}$$

$q_b$  ... základní střední tlak větru

$c_e(z_e)$  ... součinitel expozice, vliv terénu a výšky nad terénem

$c_{pe}$  ... součinitel aerodynamického tlaku

Základní střední tlak větru

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2$$

$\rho$  ... měrná hmotnost vzduchu,  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

$v_b$  ... charakteristická desetiminutová rychlost vzduchu ve výšce 10 m nad terénem typu II, pro Prahu (I. větrová oblast) je rovna 22,5 m/s

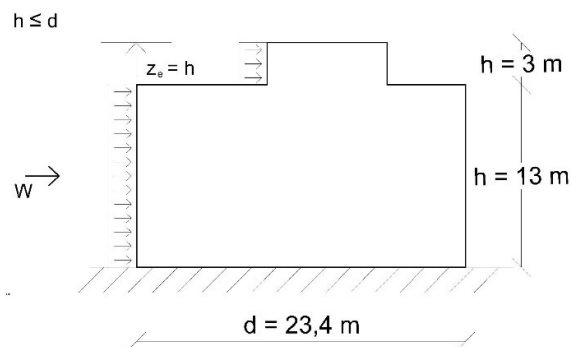
$$q_b = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 22,5^2 = 0,316 \text{ kN/m}^2$$

Součinitel expozice

- výška objektu  $h = 16 \text{ m}$
- kategorie terénu – typ IV, městská oblast

$$\rightarrow c_e(z_e) = 1,49$$

- rozložení tlaku po výšce objektu
  - výška  $h \leq$  šířka  $b \rightarrow 16 \text{ m} \leq 26,6 \text{ m} \rightarrow$  konstantní po celé výšce objektu



Obr. 16 – Schéma rozložení zatížení větrem po výšce objektu

Součinitel aerodynamického tlaku

pro

$$\frac{h}{d} = \frac{16}{23,4} = 0,68$$

Oblast A ...  $c_{pe,10,A} = -1,2$

Oblast B ...  $c_{pe,10,B} = -0,8$

Oblast D ...  $c_{pe,10,D} = 0,768$

Oblast E ...  $c_{pe,10,E} = -0,436$

Tlak větru na zdi

$$w_{ek,A,I} = q_b \times c_e(z_e) \times c_{pe,10,A} = 0,316 \times 1,49 \times (-1,2) = -0,57 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{ek,A,II} = w_{ek,A,I} \times \cos\alpha \times \frac{l_0}{l} = (-0,57) \times \cos 12 \times \frac{5,13}{5,22} = -0,55 \text{ kN/m}^2$$

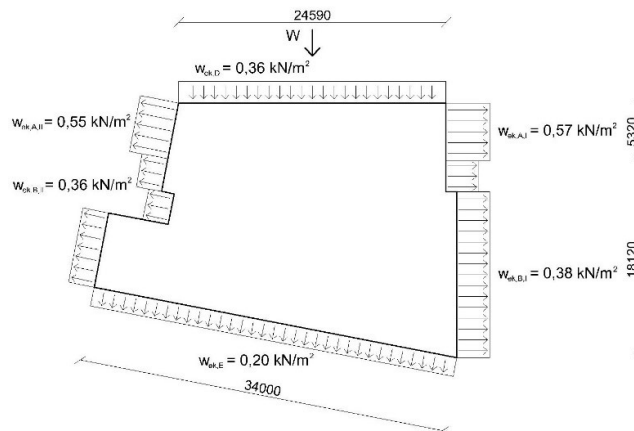
$$w_{ek,B,I} = q_b \times c_e(z_e) \times c_{pe,10,B} = 0,316 \times 1,49 \times (-0,8) = -0,38 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{ek,B,II} = w_{ek,B,I} \times \cos\alpha \times \frac{l_0}{l} = (-0,38) \times \cos 12 \times \frac{12,66}{12,9} = -0,36 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{ek,D} = q_b \times c_e(z_e) \times c_{pe,10,D} = 0,316 \times 1,49 \times 0,768 = 0,36 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{ek,E} = q_b \times c_e(z_e) \times c_{pe,10,E} \times \cos\alpha \times \frac{l_0}{l} =$$

$$= 0,316 \times 1,49 \times (-0,436) \times \cos 12 \times \frac{33,37}{34} = -0,20 \text{ kN/m}^2$$



Obr. 17 – Schéma zatížení větrem na zdi

## 2.4 Průvlaky

### 2.4.1 Empirický návrh průřezu průvlaku G3 – H3 (1.NP)

$$h_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \times l_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \times 7400 == (617 \div 740) \text{ mm}$$

$l_p$  ... rozpětí průvlaku

$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \times h_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \times 740 = (247 \div 370) \text{ mm}$$

→ navrhuji rozměry průvlaku: výška  $h_p = 800 \text{ mm}$

šířka  $b_p = 400 \text{ mm}$

Krytí výztuže

$$c_p \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$c_{nom}$  ... jmenovitá tloušťka krycí betonové vrstvy

$c_{min}$  ... minimální tloušťka krycí vrstvy (s přihlédnutím k soudržnosti, ke stupni vlivu prostředí a k požadované požární ochraně)

$\Delta c_{dev}$  ... zvětšení krycí vrstvy s přihlédnutím k možné toleranci, pro monolitickou konstrukci za předp. provádění řádné kontroly  $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$

Minimální tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{du,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

- Venkovní beton chráněný proti dešti – stupeň vlivu prostředí XC3
- Pevnostní třída betonu – beton C30/37

→ třída konstrukce S4 →  $c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$

Tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(20 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 5 = 30 \text{ mm}$$

$$c_p \geq 30 \text{ mm}$$

→ volím  $c_p = 30 \text{ mm}$

## Ohybová štíhlost průvlaku

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

## Vymežující ohybová štíhlost průvlaku

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}$$

$\kappa_{c1}$  ... závisí na tvaru průřezu, pro obdélníkový průřez  $\kappa_{c1} = 1,0$

$\kappa_{c2}$  ... závisí na rozpětí, pro  $l_p = 7,4 \text{ m} > l = 7 \text{ m} \rightarrow \kappa_{c2} = 7/7,4 = 0,946$

$\kappa_{c3}$  ... součinitel napětí tahové výztuže,  $\kappa_{c3} = 1,3$  (odhad)

$\lambda_{d,tab}$  ... tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti

## Tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti

- Krajní pole spojitého nosníku
  - Stupeň vyztužení  $\rho \leq 0,5\%$
  - Pevnostní třída betonu – C30/37
- }  $\lambda_{d,tab} = 26$

## Vymežující ohybová štíhlost průvlaku

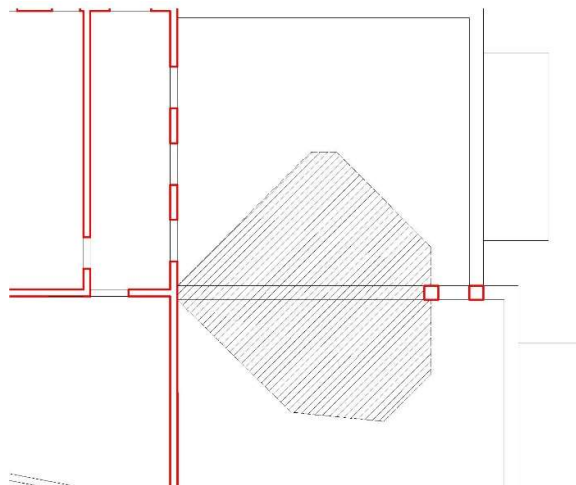
$$\lambda_d = 1,0 \times 0,946 \times 1,3 \times 26 = 32$$

## Ohybová štíhlost

$$d_p = h_p - \frac{\varnothing_p}{2} - \varnothing_d - c_d = 800 - \frac{20}{2} - 10 - 30 = 750 \text{ mm}$$

$\varnothing_p$  ... průměr výztužného prutu průvlaku, volím  $\varnothing_p = 20 \text{ mm}$

$$\lambda = \frac{l_p}{d_p} = \frac{7400}{750} = 9,9 \leq \lambda_d = 32 \rightarrow \text{vyhovuje}$$



Obr. 18 – Zatěžovací plocha pro průvlak G3 – H3

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Odhadovaný ohybový moment (pro zjednodušení je uvažován jako prostý nosník)

$$M_{Ed,max} = \frac{1}{8} \times (g + q)_d \times l_p^2$$

$(g+q)_d$  ... návrhové zatížení průvlnaku

$$(g + q)_d = g_{d,deska} \times \frac{A_{zat}}{l_p} + g_{d,vt} = 16,09 \times \frac{38}{7,4} + 1,35 \times 0,4 \times 0,52 \times 25 = \\ = 89,64 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,max} = \frac{1}{8} \times 89,64 \times 7,4^2 = 613,59 \text{ kN/m}$$

Posouzení na ohyb

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times \alpha \times f_{cd}} = \frac{613,59}{0,4 \times 0,75^2 \times 1,0 \times 20 \times 10^3} = 0,136$$

→ z tabulky:  $\xi = 0,183 \leq \xi_{max} = 0,45$  → vyhovuje na ohyb

Přibližně stanovená posouvající síla

$$V_{Ed,max} = 0,6 \times (g + q)_d \times l_p = 0,6 \times 89,64 \times 7,4 = 398 \text{ kN}$$

Únosnost tlakové diagonály

$$V_{Rd,max} = v \times f_{cd} \times b_p \times z \times \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$v$  ... redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem

$z$  ... rameno vnitřních sil,  $z = 0,9d$

$\theta$  ... úhel tlakových diagonál, odpovídá úhlu smykových trhlin, volím  $\cotg \theta = 1,5$

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$V_{Rd,max} = v \times f_{cd} \times b_p \times z \times \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta} = \\ = 0,528 \times 20 \times 10^3 \times 0,4 \times 0,9 \times 0,75 \times \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 1315,9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max}$$

$398 \text{ kN} < 1315,9 \text{ kN}$  → vyhovuje na smyk

## 2.4.2 Empirický návrh průřezu průvlaku G4 – H4 (1.NP)

$$h_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \times l_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \times 8500 = (708 \div 850) \text{ mm}$$

$l_p$  ... rozpětí průvlaku

$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \times h_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \times 850 = (283 \div 425) \text{ mm}$$

→ navrhuji rozměry průvlaku: výška  $h_p = 800 \text{ mm}$

šířka  $b_p = 400 \text{ mm}$

### Krytí výztuže

$$c_p \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$c_{nom}$  ... jmenovitá tloušťka krycí betonové vrstvy

$c_{min}$  ... minimální tloušťka krycí vrstvy (s přihlédnutím k soudržnosti, ke stupni vlivu prostředí a k požadované požární ochraně)

$\Delta c_{dev}$  ... zvětšení krycí vrstvy s přihlédnutím k možné toleranci, pro monolitickou konstrukci za předp. provádění řádné kontroly  $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$

### Minimální tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{du,add}; 10 \text{ mm})$$

### Minimální tloušťka krycí vrstvy s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

- Venkovní beton chráněný proti dešti – stupeň vlivu prostředí XC3
- Pevnostní třída betonu – beton C30/37

→ třída konstrukce S4 →  $c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$

### Tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(20 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 5 = 30 \text{ mm}$$

$$c_p \geq 30 \text{ mm}$$

→ volím  $c_p = 30 \text{ mm}$

## Ohybová štíhlost průvlaku

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

## Vymežující ohybová štíhlost průvlaku

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}$$

$\kappa_{c1}$  ... závisí na tvaru průřezu, pro obdélníkový průřez  $\kappa_{c1} = 1,0$

$\kappa_{c2}$  ... závisí na rozpětí, pro  $l_p = 8,5 \text{ m} > l = 7 \text{ m} \rightarrow \kappa_{c2} = 7/8,5 = 0,824$

$\kappa_{c3}$  ... součinitel napětí tahové výztuže,  $\kappa_{c3} = 1,3$  (odhad)

$\lambda_{d,tab}$  ... tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti

## Tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti

- Krajní pole spojitého nosníku
  - Stupeň vyztužení  $\rho \leq 0,5\%$
  - Pevnostní třída betonu – C30/37
- }  $\lambda_{d,tab} = 26$

## Vymežující ohybová štíhlost průvlaku

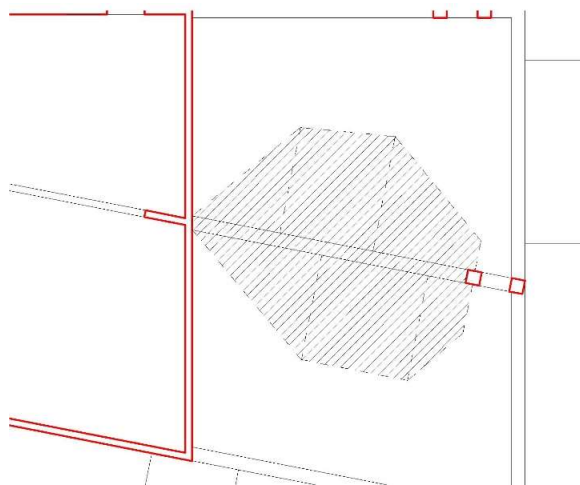
$$\lambda_d = 1,0 \times 0,824 \times 1,3 \times 26 = 27,9$$

## Ohybová štíhlost

$$d_p = h_p - \frac{\varnothing_p}{2} - \varnothing_d - c_d = 800 - \frac{20}{2} - 10 - 30 = 750 \text{ mm}$$

$\varnothing_p$  ... průměr výztužného prutu průvlaku, volím  $\varnothing_p = 20 \text{ mm}$

$$\lambda = \frac{l_p}{d_p} = \frac{8500}{750} = 11,3 \leq \lambda_d = 27,9 \rightarrow \text{vyhovuje}$$



Obr. 19 – Zatěžovací plocha pro průvlak G4 – H4

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Odhadovaný ohybový moment (pro zjednodušení je uvažován jako prostý nosník)

$$M_{Ed,max} = \frac{1}{8} \times (g + q)_d \times l_p^2$$

$(g+q)_d$  ... návrhové zatížení průvlnaku

$$(g + q)_d = g_{d,deska} \times \frac{A_{zat}}{l_p} + g_{d,vt} = 16,09 \times \frac{42,5}{8,5} + 1,35 \times 0,4 \times 0,52 \times 25 = \\ = 87,47 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,max} = \frac{1}{8} \times 87,47 \times 8,5^2 = 789,96 \text{ kN/m}$$

Posouzení na ohyb

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times \alpha \times f_{cd}} = \frac{789,96}{0,4 \times 0,75^2 \times 1,0 \times 20 \times 10^3} = 0,175$$

→ z tabulky:  $\xi = 0,242 \leq \xi_{max} = 0,45$  → vyhovuje na ohyb

Přibližně stanovená posouvající síla

$$V_{Ed,max} = 0,6 \times (g + q)_d \times l_p = 0,6 \times 87,47 \times 8,5 = 446,1 \text{ kN}$$

Únosnost tlakové diagonály

$$V_{Rd,max} = v \times f_{cd} \times b_p \times z \times \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$v$  ... redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem

$z$  ... rameno vnitřních sil,  $z = 0,9d$

$\theta$  ... úhel tlakových diagonál, odpovídá úhlu smykových trhlin, volím  $\cotg \theta = 1,5$

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$V_{Rd,max} = v \times f_{cd} \times b_p \times z \times \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta} = \\ = 0,528 \times 20 \times 10^3 \times 0,4 \times 0,9 \times 0,75 \times \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 1315,9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max}$$

$446,1 \text{ kN} < 1315,9 \text{ kN}$  → vyhovuje na smyk



## 2.4.3 Empirický návrh průřezu průvlaku F3 – H3 (2.NP – 4.NP)

$$h_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \times l_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \times 6950 = (579 \div 695) \text{ mm}$$

$l_p$  ... rozpětí průvlaku

$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \times h_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \times 600 = (200 \div 300) \text{ mm}$$

→ navrhuji rozměry průvlaku: výška  $h_p = 800 \text{ mm}$

šířka  $b_p = 200 \text{ mm}$

### Krytí výztuže

$$c_p \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$c_{nom}$  ... jmenovitá tloušťka krycí betonové vrstvy

$c_{min}$  ... minimální tloušťka krycí vrstvy (s přihlédnutím k soudržnosti, ke stupni vlivu prostředí a k požadované požární ochraně)

$\Delta c_{dev}$  ... zvětšení krycí vrstvy s přihlédnutím k možné toleranci, pro monolitickou konstrukci za předp. provádění řádné kontroly  $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$

### Minimální tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

$c_{min,b}$  ... minimální krycí vrstva s přihlédnutím k soudržnosti, uvažuje se  $c_{min,b} \geq \emptyset_p$

$c_{min,dur}$  ... minimální krycí vrstva s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

$\Delta c_{dur,\gamma}$  ... přídatná hodnota z hlediska spolehlivosti, většinou se neuvažuje

$\Delta c_{dur,st}$  ... redukce krycí vrstvy při použití nerezové oceli, obvykle  $\Delta c_{dur,st} = 0$

$\Delta c_{dur,add}$  ... redukce krycí vrstvy při použití dodatečné ochrany, obvykle  $\Delta c_{dur,add} = 0$

### Minimální tloušťka krycí vrstvy s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

- Povrch uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu – stupeň vlivu prostředí XC1

- Pevnostní třída betonu – beton C30/37

→ třída konstrukce S3 →  $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$

### Tloušťka krycí vrstvy

$$c_{mi} = \max(20 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 5 = 25 \text{ mm}$$

$$c_p \geq 25 \text{ mm}$$

→ volím  $c_p = 25 \text{ mm}$

## Ohybová štíhlost průvlaku

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

## Vymezující ohybová štíhlost průvlaku

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}$$

$\kappa_{c1}$  ... závisí na tvaru průřezu, pro obdélníkový průřez  $\kappa_{c1} = 1,0$

$\kappa_{c2}$  ... závisí na rozpětí, pro  $l_p = 6,95 \text{ m} < l = 7 \text{ m} \rightarrow \kappa_{c2} = 1,0$

$\kappa_{c3}$  ... součinitel napětí tahové výztuže,  $\kappa_{c3} = 1,3$  (odhad)

$\lambda_{d,tab}$  ... tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

## Tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

- Vnitřní pole spojitého nosníku
  - Stupeň vyztužení  $\rho \leq 0,5\%$
  - Pevnostní třída betonu – C30/37
- }  $\lambda_{d,tab} = 30,8$

## Vymezující ohybová štíhlost průvlaku

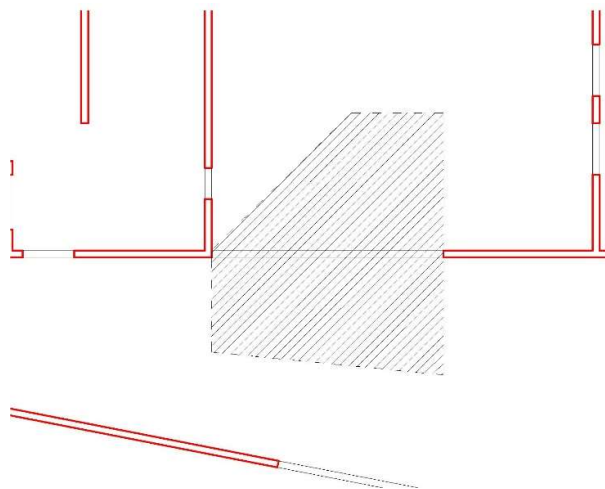
$$\lambda_d = 1,0 \times 1,0 \times 1,3 \times 30,8 = 40$$

## Ohybová štíhlost

$$d_p = h_p - \frac{\varnothing_p}{2} - \varnothing_d - c_d = 800 - \frac{20}{2} - 10 - 25 = 755 \text{ mm}$$

$\varnothing_p$  ... průměr výztužného prutu průvlaku, volím  $\varnothing_p = 20 \text{ mm}$

$$\lambda = \frac{l_p}{d_p} = \frac{6950}{750} = 9,3 \leq \lambda_d = 40 \rightarrow \text{vyhovuje}$$



Obr. 20 – Zatěžovací plocha pro průvlak F3 – H3

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Odhadovaný ohybový moment (pro zjednodušení je uvažován jako prostý nosník)

$$M_{Ed,max} = \frac{1}{8} \times (g + q)_d \times l_p^2$$

$(g+q)_d$  ... návrhové zatížení průvlnaku

$$(g + q)_d = g_{d,deska} \times \frac{A_{zat}}{l_p} + g_{d,vl} = 16,09 \times \frac{41,5}{6,95} + 1,35 \times 0,2 \times 0,52 \times 25 = \\ = 99,59 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,max} = \frac{1}{8} \times 99,59 \times 6,95^2 = 601,31 \text{ kN/m}$$

Posouzení na ohyb

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times \alpha \times f_{cd}} = \frac{601,31}{0,2 \times 0,755^2 \times 1,0 \times 20 \times 10^3} = 0,264$$

→ z tabulky:  $\xi = 0,391 \leq \xi_{max} = 0,45$  → vyhovuje na ohyb

Přibližně stanovená posouvající síla

$$V_{Ed,max} = 0,6 \times (g + q)_d \times l_p = 0,6 \times 99,59 \times 6,95 = 415,3 \text{ kN}$$

Únosnost tlakové diagonály

$$V_{Rd,max} = v \times f_{cd} \times b_p \times z \times \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$v$  ... redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem

$z$  ... rameno vnitřních sil,  $z = 0,9d$

$\theta$  ... úhel tlakových diagonál, odpovídá úhlu smykových trhlin, volím  $\cotg \theta = 1,5$

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$V_{Rd,max} = v \times f_{cd} \times b_p \times z \times \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta} = \\ = 0,528 \times 20 \times 10^3 \times 0,2 \times 0,9 \times 0,755 \times \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 662,4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max}$$

$415,3 \text{ kN} < 662,4 \text{ kN}$  → vyhovuje na smyk

## 2.4.4 Empirický návrh průřezu průvlaku E4 – G4

$$h_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \times l_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \times 5200 = (433 \div 520) \text{ mm}$$

$l_p$  ... rozpětí průvlaku

$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \times h_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \times 500 = (166,7 \div 250) \text{ mm}$$

→ navrhuji rozměry průvlaku: výška  $h_p = 600 \text{ mm}$

šířka  $b_p = 200 \text{ mm}$

### Krytí výztuže

$$c_p \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$c_{nom}$  ... jmenovitá tloušťka krycí betonové vrstvy

$c_{min}$  ... minimální tloušťka krycí vrstvy (s přihlédnutím k soudržnosti, ke stupni vlivu prostředí a k požadované požární ochraně)

$\Delta c_{dev}$  ... zvětšení krycí vrstvy s přihlédnutím k možné toleranci, pro monolitickou konstrukci za předp. provádění řádné kontroly  $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$

### Minimální tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

$c_{min,b}$  ... minimální krycí vrstva s přihlédnutím k soudržnosti, uvažuje se  $c_{min,b} \geq \emptyset_p$

$c_{min,dur}$  ... minimální krycí vrstva s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

$\Delta c_{dur,\gamma}$  ... přídatná hodnota z hlediska spolehlivosti, většinou se neuvažuje

$\Delta c_{dur,st}$  ... redukce krycí vrstvy při použití nerezové oceli, obvykle  $\Delta c_{dur,st} = 0$

$\Delta c_{dur,add}$  ... redukce krycí vrstvy při použití dodatečné ochrany, obvykle  $\Delta c_{dur,add} = 0$

### Minimální tloušťka krycí vrstvy s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

- Povrch uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu – stupeň vlivu prostředí XC1
  - Pevnostní třída betonu – beton C30/37
- třída konstrukce S3 →  $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$

### Tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(20 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 5 = 25 \text{ mm}$$

$$c_p \geq 25 \text{ mm}$$

→ volím  $c_p = 25 \text{ mm}$

## Ohybová štíhlost průvlaku

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

## Vymezující ohybová štíhlost průvlaku

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}$$

$\kappa_{c1}$  ... závisí na tvaru průřezu, pro obdélníkový průřez  $\kappa_{c1} = 1,0$

$\kappa_{c2}$  ... závisí na rozpětí, pro  $l_p = 5,2 \text{ m} < l = 7 \text{ m} \rightarrow \kappa_{c2} = 1,0$

$\kappa_{c3}$  ... součinitel napětí tahové výztuže,  $\kappa_{c3} = 1,3$  (odhad)

$\lambda_{d,tab}$  ... tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

## Tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

- Vnitřní pole spojitého nosníku
  - Stupeň vyztužení  $\rho \leq 0,5\%$
  - Pevnostní třída betonu – C30/37
- }  $\lambda_{d,tab} = 30,8$

## Vymezující ohybová štíhlost průvlaku

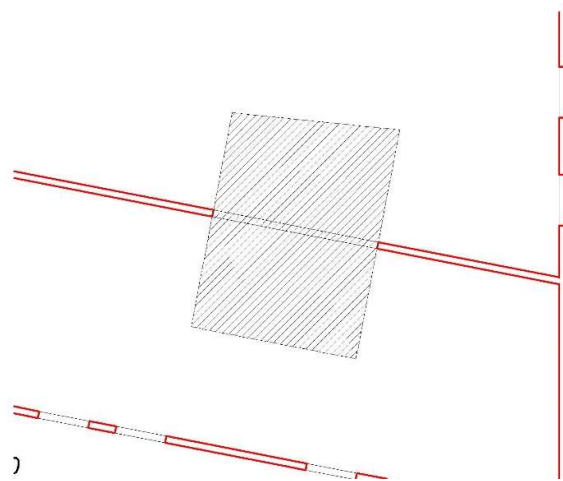
$$\lambda_d = 1,0 \times 1,0 \times 1,3 \times 30,8 = 40$$

## Ohybová štíhlost

$$d_p = h_p - \frac{\varnothing_p}{2} - \varnothing_d - c_d = 600 - \frac{20}{2} - 10 - 25 = 555 \text{ mm}$$

$\varnothing_p$  ... průměr výztužného prutu průvlaku, volím  $\varnothing_p = 20 \text{ mm}$

$$\lambda = \frac{l_p}{d_p} = \frac{5200}{555} = 9,4 \leq \lambda_d = 40 \rightarrow \text{vyhovuje}$$



Obr. 21 – Zatěžovací plocha pro průvlak E4 – G4

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Odhadovaný ohybový moment (pro zjednodušení je uvažován jako prostý nosník)

$$M_{Ed,max} = \frac{1}{8} \times (g + q)_d \times l_p^2$$

$(g+q)_d$  ... návrhové zatížení průvlastku

$$(g + q)_d = g_{d,deska} \times \frac{A_{zat}}{l_p} + g_{d,vl} = 16,09 \times \frac{32,6}{5,2} + 1,35 \times 0,2 \times 0,32 \times 25 = \\ = 103,03 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,max} = \frac{1}{8} \times 103,03 \times 5,2^2 = 348,24 \text{ kN/m}$$

Posouzení na ohyb

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times \alpha \times f_{cd}} = \frac{348,24}{0,2 \times 0,555^2 \times 1,0 \times 20 \times 10^3} = 0,283$$

→ z tabulky:  $\xi = 0,408 \leq \xi_{max} = 0,45$  → vyhovuje na ohyb

Přibližně stanovená posouvající síla

$$V_{Ed,max} = 0,6 \times (g + q)_d \times l_p = 0,6 \times 103,03 \times 5,2 = 321,5 \text{ kN}$$

Únosnost tlakové diagonály

$$V_{Rd,max} = v \times f_{cd} \times b_p \times z \times \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$v$  ... redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem

$z$  ... rameno vnitřních sil,  $z = 0,9d$

$\theta$  ... úhel tlakových diagonál, odpovídá úhlu smykových trhlin, volím  $\cotg \theta = 1,5$

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$V_{Rd,max} = v \times f_{cd} \times b_p \times z \times \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta} = \\ = 0,528 \times 20 \times 10^3 \times 0,2 \times 0,9 \times 0,555 \times \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 486,9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max}$$

$321,5 \text{ kN} < 486,9 \text{ kN}$  → vyhovuje na smyk

## 2.4.5 Empirický návrh průřezu průvlaku B4 – D4 (1.NP)

$$h_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \times l_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \times 3800 = (317 \div 380) \text{ mm}$$

$l_p$  ... rozpětí průvlaku

$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \times h_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \times 400 = (133 \div 200) \text{ mm}$$

→ navrhují rozměry průvlaku: výška  $h_p = 400 \text{ mm}$

šířka  $b_p = 200 \text{ mm}$

### Krytí výztuže

$$c_p \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$c_{nom}$  ... jmenovitá tloušťka krycí betonové vrstvy

$c_{min}$  ... minimální tloušťka krycí vrstvy (s přihlédnutím k soudržnosti, ke stupni vlivu prostředí a k požadované požární ochraně)

$\Delta c_{dev}$  ... zvětšení krycí vrstvy s přihlédnutím k možné toleranci, pro monolitickou konstrukci za předp. provádění řádné kontroly  $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$

### Minimální tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

$c_{min,b}$  ... minimální krycí vrstva s přihlédnutím k soudržnosti, uvažuje se  $c_{min,b} \geq \emptyset_p$

$c_{min,dur}$  ... minimální krycí vrstva s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

$\Delta c_{dur,\gamma}$  ... přídatná hodnota z hlediska spolehlivosti, většinou se neuvažuje

$\Delta c_{dur,st}$  ... redukce krycí vrstvy při použití nerezové oceli, obvykle  $\Delta c_{dur,st} = 0$

$\Delta c_{dur,add}$  ... redukce krycí vrstvy při použití dodatečné ochrany, obvykle  $\Delta c_{dur,add} = 0$

### Minimální tloušťka krycí vrstvy s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

- Povrch uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu – stupeň vlivu prostředí XC1
  - Pevnostní třída betonu – beton C30/37
- třída konstrukce S3 →  $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$

### Tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(20 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 5 = 25 \text{ mm}$$

$$c_p \geq 25 \text{ mm}$$

→ volím  $c_p = 25 \text{ mm}$

## Ohybová štíhlost průvlaku

$$\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d$$

## Vymežující ohybová štíhlost průvlaku

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}$$

$\kappa_{c1}$  ... závisí na tvaru průřezu, pro obdélníkový průřez  $\kappa_{c1} = 1,0$

$\kappa_{c2}$  ... závisí na rozpětí, pro  $l_p = 3,8 \text{ m} < l = 7 \text{ m} \rightarrow \kappa_{c2} = 1,0$

$\kappa_{c3}$  ... součinitel napětí tahové výztuže,  $\kappa_{c3} = 1,3$  (odhad)

$\lambda_{d,tab}$  ... tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti

## Tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti

- Vnitřní pole spojitého nosníku
  - Stupeň vyztužení  $\rho \leq 0,5\%$
  - Pevnostní třída betonu – C30/37
- }  $\lambda_{d,tab} = 30,8$

## Vymežující ohybová štíhlost průvlaku

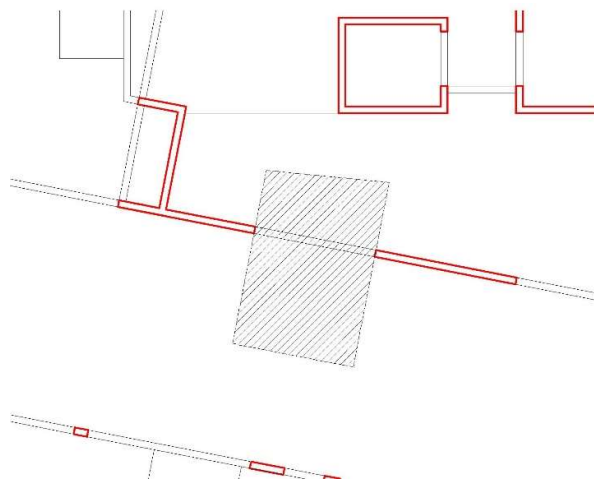
$$\lambda_d = 1,0 \times 1,0 \times 1,3 \times 30,8 = 40$$

## Ohybová štíhlost

$$d_p = h_p - \frac{\varnothing_p}{2} - \varnothing_d - c_d = 400 - \frac{20}{2} - 10 - 25 = 355 \text{ mm}$$

$\varnothing_p$  ... průměr výztužného prutu průvlaku, volím  $\varnothing_p = 20 \text{ mm}$

$$\lambda = \frac{l_p}{d_p} = \frac{3800}{355} = 10,7 \leq \lambda_d = 40 \rightarrow \text{vyhovuje}$$



Obr. 22 – Zatěžovací plocha pro průvlak B4 – D4



## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Odhadovaný ohybový moment (pro zjednodušení je uvažován jako prostý nosník)

$$M_{Ed,max} = \frac{1}{8} \times (g + q)_d \times l_p^2$$

$(g+q)_d$  ... návrhové zatížení průvlaku

$$(g + q)_d = g_{d,deska} \times \frac{A_{zat}}{l_p} + g_{d,vt} = 16,09 \times \frac{19,2}{3,8} + 1,35 \times 0,2 \times 0,12 \times 25 = \\ = 82,11 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,max} = \frac{1}{8} \times 82,11 \times 3,8^2 = 148,21 \text{ kN/m}$$

Posouzení na ohyb

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times \alpha \times f_{cd}} = \frac{148,21}{0,2 \times 0,355^2 \times 1,0 \times 20 \times 10^3} = 0,294$$

→ z tabulky:  $\xi = 0,448 \leq \xi_{max} = 0,45$  → vyhovuje na ohyb

Přibližně stanovená posouvající síla

$$V_{Ed,max} = 0,6 \times (g + q)_d \times l_p = 0,6 \times 82,11 \times 3,8 = 187,2 \text{ kN}$$

Únosnost tlakové diagonály

$$V_{Rd,max} = v \times f_{cd} \times b_p \times z \times \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$v$  ... redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem

$z$  ... rameno vnitřních sil,  $z = 0,9d$

$\theta$  ... úhel tlakových diagonál, odpovídá úhlu smykových trhlin, volím  $\cotg \theta = 1,5$

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$V_{Rd,max} = v \times f_{cd} \times b_p \times z \times \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta} = \\ = 0,528 \times 20 \times 10^3 \times 0,2 \times 0,9 \times 0,355 \times \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 311,4 \text{ kN}$$

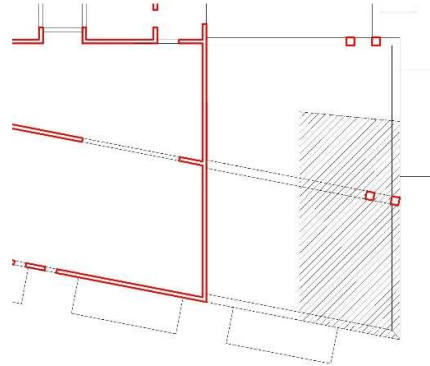
$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max}$$

$187,2 \text{ kN} < 311,4 \text{ kN}$  → vyhovuje na smyk

## 2.5 Sloupy

### 2.5.1 Sloup H4

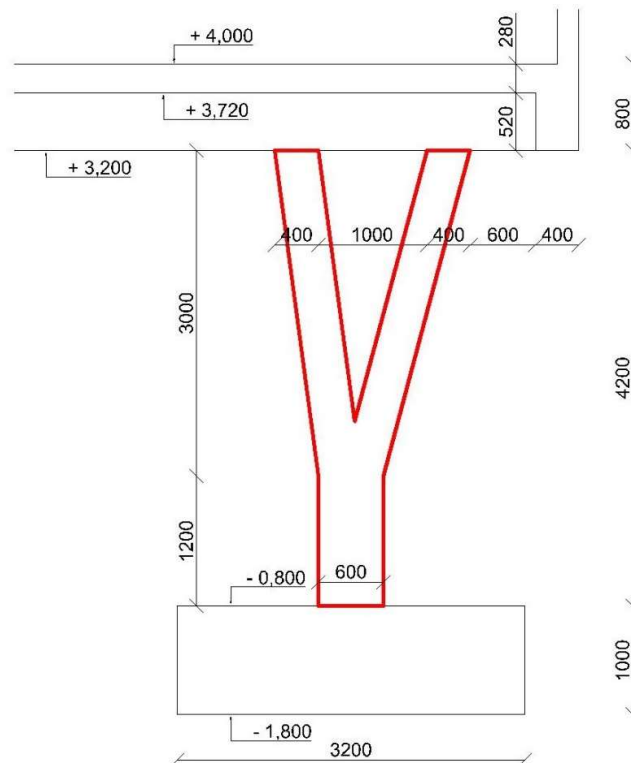
- zatěžovací plocha sloupu vypočtena pomocí softwaru AutoCAD 2018



Obr. 23 – Zatěžovací plocha pro sloup H4

$$A_{zat} = 55,1 \text{ m}^2$$

- předpokládané rozměry: 600 x 400 mm
- délka sloupu: 4,2 m



Obr. 24 – Geometrie navrženého sloupu H4

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

<i>Stálé zatížení</i>		<i>Charakteristické [kN]</i>	$\gamma_G$ [-]	<i>Návrhové [kN]</i>
stropní desky + skl. podlahy	8,751×55,1×3 =	1446,54	1,35	1952,83
střešní deska + skl. střechy	8,817×55,1 =	485,82	1,35	655,86
balkony	6,625×4,8×1,87×4 =	237,86	1,35	321,11
vlastní tíha stěn	(2,72×17,7+21,8)×15 =	1049,16	1,35	1416,37
vlastní tíha průvlaků	(0,208×20,8+0,024×3,5)×25=	110,26	1,35	148,85
vlastní tíha sloupu	(0,24×1,2+0,16×5,6)×25 =	29,60	1,35	39,96
<b>Celkem stálé</b>	<b>ΣG =</b>	<b>3359,24</b>		<b>4534,98</b>
<i>Proměnné zatížení</i>		<i>Charakteristické [kN]</i>	$\gamma_Q$ [-]	<i>Návrhové [kN]</i>
užitné – patro	2×55,1×3 =	330,60	1,5	495,90
užitné – balkony	2,5×4,8×1,87×4 =	153,34	1,5	230,01
příčky	0,85×55,1×3 =	140,51	1,5	210,77
sníh	0,56×55,1 =	30,86	1,5	46,29
<b>Celkem sloup</b>	<b>Σ(g+q) =</b>	<b>4014,55</b>		<b>5517,95</b>

Únosnost v patě sloupu H4 namáhaným dostřednou tlakovou silou

$$N_{Rd,F2} = N_{Ed} \approx \alpha_{cc,pl} \times f_{cd} \times A_c + A_s \times \sigma_s = \alpha_{cc,pl} \times b \times h \times (f_{cd} + \rho \times \sigma_s)$$

$\alpha_{cc,pl}$  ... redukční součinitel přihlížející k menší přetvořitelnosti zplastizovaného  
tlačeného betonu, pro mezní stlačení betonu  $\epsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$  je  $\alpha_{cc,pl} = 0,8$

$\rho$  ... stupeň vyztužení prvku

$\sigma_s$  ... napětí ve výztuži, pro  $\epsilon_s = 2\text{‰}$  je  $\sigma_s = \epsilon_s \times E_s = 0,002 \times 200 \times 10^9 = 400 \text{ MPa}$

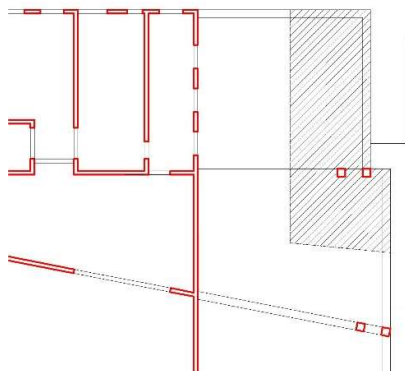
$$\rho_{sl,F2} = \frac{\frac{N_{Ed,F2}}{\alpha_{cc,pl} \times b \times h} - f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{\frac{5517,95}{0,8 \times 0,6 \times 0,4} - 20 \times 10^3}{400 \times 10^3} = 0,022 \sim 2,2\%$$

$$\rho_{sl,F2} = 0,022 < \rho_{s,max} = 0,04$$

→ je prokázáno, že navržený průřez sloupu bude dostatečně únosný při stupni  
vyztužení minimálně  $\rho = 2,2\%$

## 2.5.2 Sloup H3

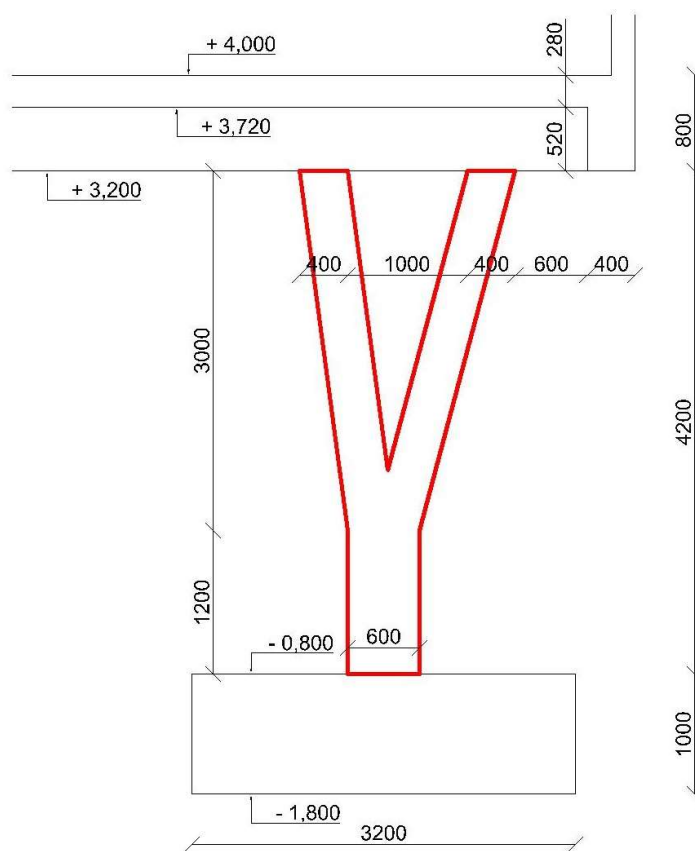
- zatěžovací plocha sloupu vypočtena pomocí softwaru AutoCAD 2018



Obr. 25 – Zatěžovací plocha pro sloup H3

$$A_{zat} = 49,2 \text{ m}^2$$

- předpokládané rozměry: 600 x 400 mm
- délka sloupu: 4,2 m



Obr. 26 – Geometrie navrženého sloupu H3

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

<i>Stálé zatížení</i>		<i>Charakteristické [kN]</i>	$\gamma_G$ [-]	<i>Návrhové [kN]</i>
stropní desky + skl. podlahy	8,751×50,2×3 =	1317,90	1,35	1779,17
střešní deska + skl. střechy	8,817×50,2 =	442,61	1,35	597,52
balkony	6,625×8×1,87×4 =	396,44	1,35	535,19
vlastní tíha stěn	(2,72×15,3+16,3)×15 =	868,74	1,35	1172,80
vlastní tíha průvlaků	(0,208×20,6+0,024×4,5)×25=	109,82	1,35	148,26
vlastní tíha sloupu	(0,24×1,2+0,16×5,6)×25 =	29,60	1,35	39,96
<b>Celkem stálé</b>	<b>ΣG =</b>	<b>3165,11</b>		<b>4272,90</b>
<i>Proměnné zatížení</i>		<i>Charakteristické [kN]</i>	$\gamma_Q$ [-]	<i>Návrhové [kN]</i>
užitné – patro	2×50,2×3 =	301,20	1,5	451,80
užitné – balkony	2,5×8×1,87×4 =	149,60	1,5	224,40
příčky	0,85×50,2×3 =	128,01	1,5	192,02
sníh	0,56×50,2 =	28,11	1,5	42,17
<b>Celkem sloup</b>	<b>Σ(g+q) =</b>	<b>3772,03</b>		<b>5183,29</b>

Únosnost v patě sloupu H3 namáhaným dostřednou tlakovou silou

$$N_{Rd,F2} = N_{Ed} \approx \alpha_{cc,pl} \times f_{cd} \times A_c + A_s \times \sigma_s = \alpha_{cc,pl} \times b \times h \times (f_{cd} + \rho \times \sigma_s)$$

$\alpha_{cc,pl}$  ... redukční součinitel přihlížející k menší přetvořitelnosti zplastizovaného  
tlačeného betonu, pro mezní stlačení betonu  $\epsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$  je  $\alpha_{cc,pl} = 0,8$

$\rho$  ... stupeň vyztužení prvku

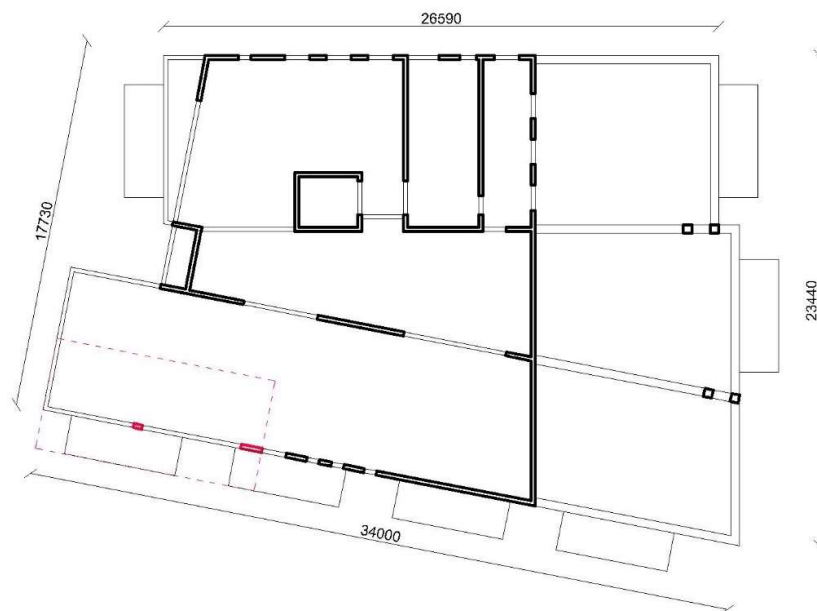
$\sigma_s$  ... napětí ve výztuži, pro  $\epsilon_s = 2\text{‰}$  je  $\sigma_s = \epsilon_s \times E_s = 0,002 \times 200 \times 10^9 = 400 \text{ MPa}$

$$\rho_{sl,F2} = \frac{\frac{N_{Ed,F2}}{\alpha_{cc,pl} \times b \times h} - f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{\frac{5472,16}{0,8 \times 0,6 \times 0,4} - 20 \times 10^3}{400 \times 10^3} = 0,021 \sim 2,1\%$$

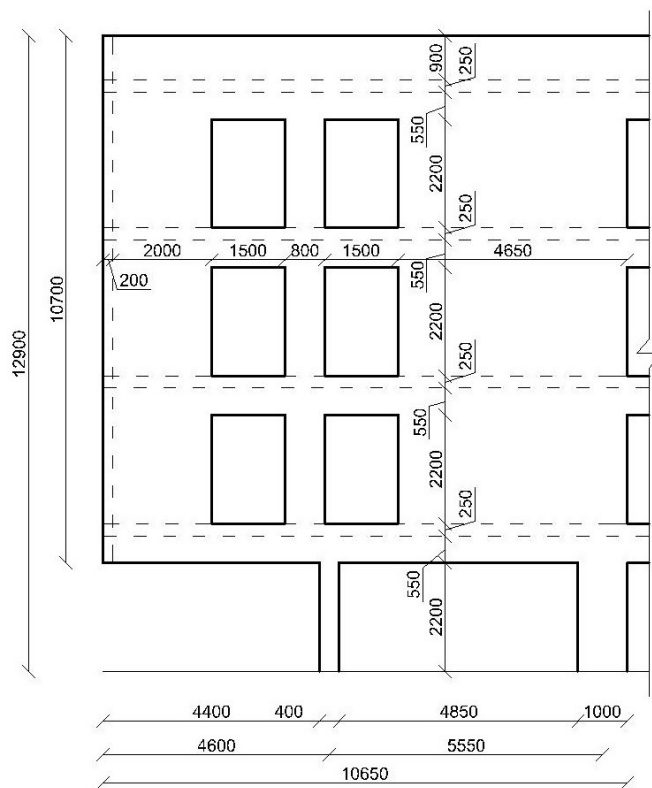
$$\rho_{sl,F2} = 0,021 < \rho_{s,max} = 0,04$$

→ je prokázáno, že navržený průřez sloupu bude dostatečně únosný při stupni vyztužení minimálně  $\rho = 2,1\%$

## 2.6 Stěnový nosník



Obr. 27 – Schéma polohy stěnového nosníku



Obr. 28 – Pohled na stěnový nosník

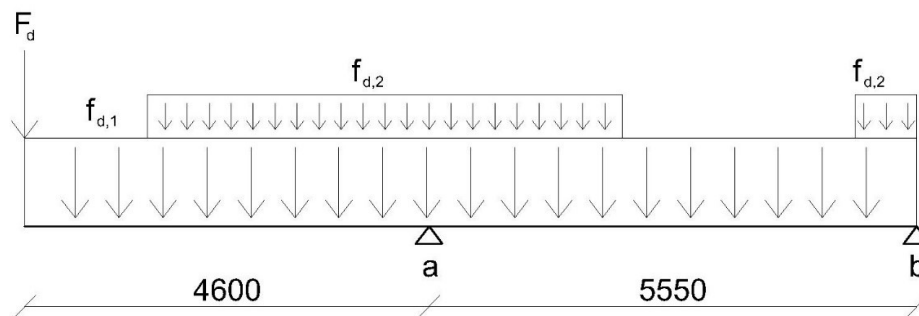
# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Návrhová zatížení stěnového nosníku

$$f_{d,1} = (16,09 \times 3 + 12,743) \times 3,5 + \frac{(10,7 \times 10,65 - 6 \times 2,2 \times 1,5) \times 5 \times 1,35}{10,65} = 273,22 \text{ kN/m}$$

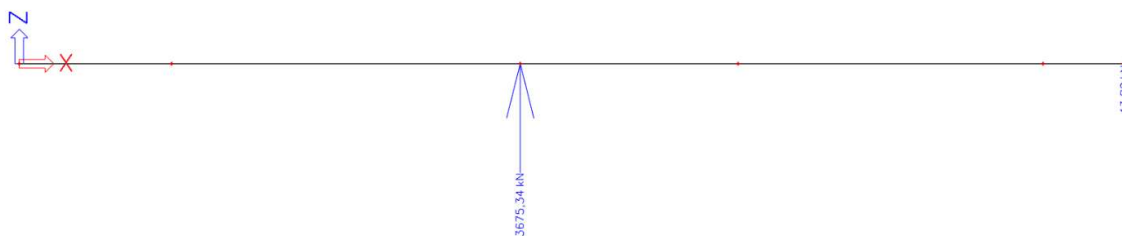
$$f_{d,2} = (12,694 \times 4) \times 1,87 + \frac{(2,7 \times 3 + 9,14) \times 5 \times 1,35}{5,4} = 116,5 \text{ kN/m}$$

$$F_d = 3,5 \times 10,7 \times 0,2 \times 25 \times 1,35 = 252,79 \text{ kN}$$



Obr. 29 – Zatížení stěnového nosníku

Reakce v podporách stěnového nosníku byly vypočteny pomocí statického softwaru Scia Engineer 18.



Obr. 30 – Reakce v podporách stěnového nosníku

Posouzení na smyk nad podporou a

$$V_{Rd} = 0,1 \times b_{sn} \times k \times f_{cd}$$

$$k = \min(l_{sn}; h_{sn}) = \min(5,55; 3) = 3 \text{ m}$$

$$V_{Rd} = 0,1 \times 0,2 \times 3 \times 20 \times 10^3 = 1200 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = R_b - x_1 \times f_{d,1} - x_2 \times f_{d,2} = 43,8 - 5,55 \times 273,22 - 2,9 \times 116,5 = \\ = 1781,77 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

1781,77 kN > 1200 kN → nevyhovuje na smyk

→ zvětšení tloušťky podpory na 300 mm

$$V_{Rd} = 0,1 \times 0,3 \times 3 \times 20 \times 10^3 = 1800 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

1781,77 kN < 1800 kN → vyhovuje na smyk

Posouzení na smyk v podpoře a

$$R_a \leq 0,8 \times A_{sn} \times f_{cd}$$

$$R_a \leq 0,8 \times 0,3 \times 0,4 \times 20 \times 10^3$$

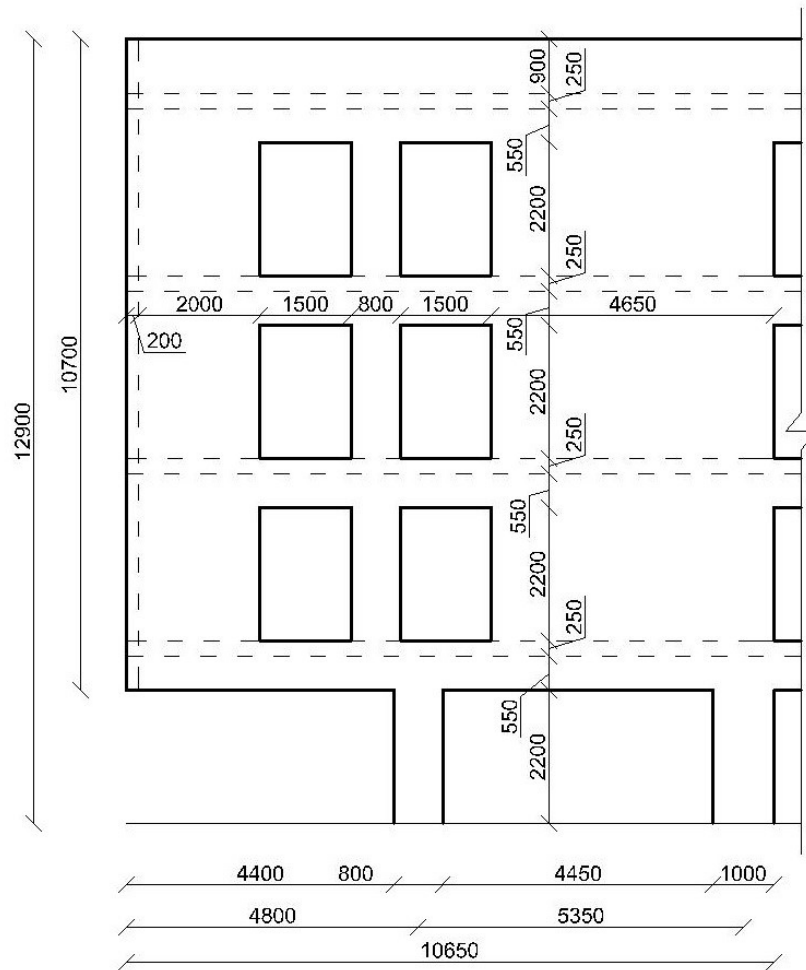
3675,34 kN > 1920 kN → nevyhovuje na smyk

→ zvětšení délky podpory na 800 mm

$$R_a \leq 0,8 \times 0,3 \times 0,8 \times 20 \times 10^3$$

3675,34 kN < 3840 kN → vyhovuje na smyk



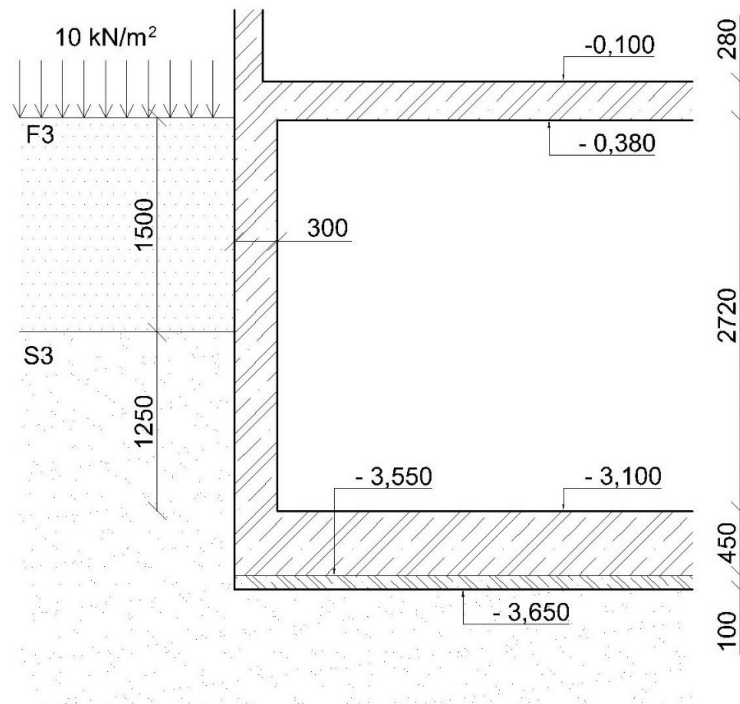


Obr. 31 – Pohled na upravený stěnový nosník

## 2.7 Stěny

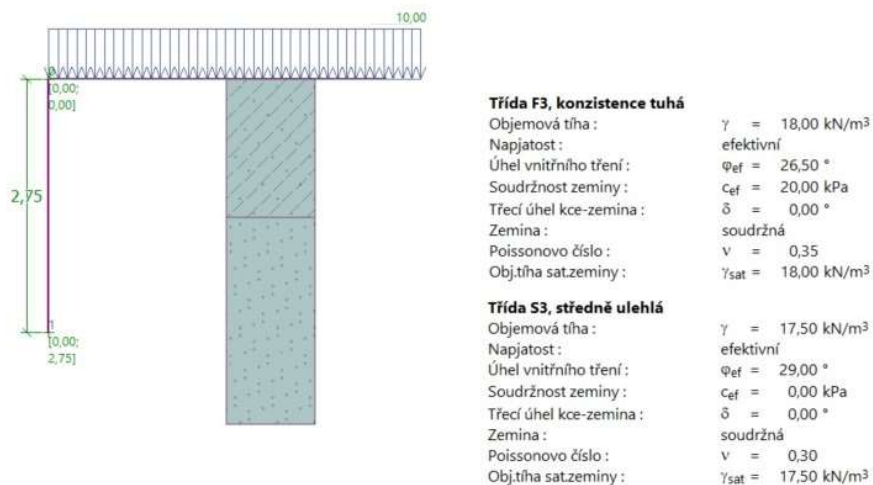
Stěny objektu jsou navrženy z monolitického železobetonu tloušťky 200 mm, kromě stěn suterénních, jež jsou navrženy v tloušťce 300 mm.

### 2.7.1 Suterénní stěna

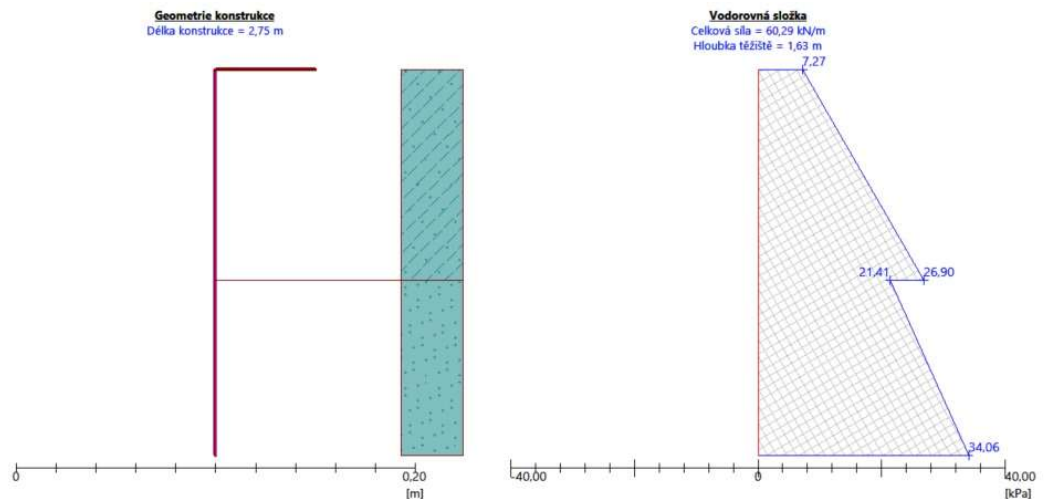


Obr. 32 – Schéma suterénní stěny

Je uvažováno zatížení zemním tlakem v klidu. Pro výpočet zatížení byl použit software GEO5 – Zemní tlaky.

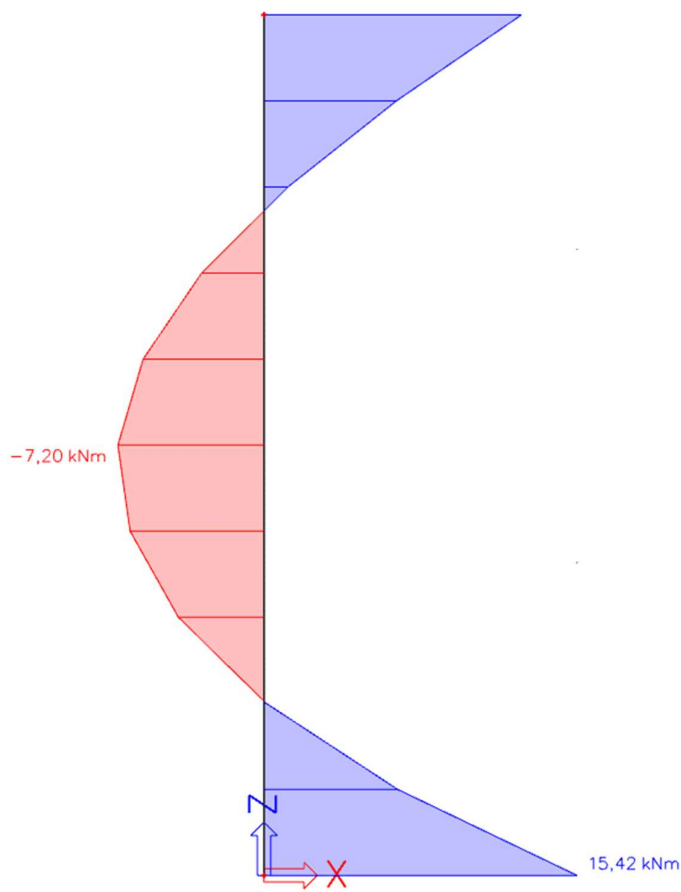


Obr. 33 – Parametry zeminy



Obr. 34 – Zatížení zemním tlakem v klidu na suterénní stěnu

Po zadání výsledného zatížení na suterénní stěnu do statického softwaru Scia Engineer 18 vychází následující průběh ohybového momentu.



Obr. 35 – Moment od zatížení zemním tlakem v klidu

## Krytí výztuže

$$c_p \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$c_{nom}$  ... jmenovitá tloušťka krycí betonové vrstvy

$c_{min}$  ... minimální tloušťka krycí vrstvy (s přihlédnutím k soudržnosti, ke stupni vlivu prostředí a k požadované požární ochraně)

$\Delta c_{dev}$  ... zvětšení krycí vrstvy s přihlédnutím k možné toleranci, pro monolitickou konstrukci za předp. provádění řádné kontroly  $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$

## Minimální tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

## Minimální tloušťka krycí vrstvy s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

- Povrchy vystavené dlouhodobému působení vody – stupeň vlivu prostředí XC2
- Pevnostní třída betonu – beton C30/37

→ třída konstrukce S3 →  $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$

## Tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(10 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 5 = 25 \text{ mm}$$

$$c_{st} \geq 25 \text{ mm}$$

→ volím  $c_{st} = 25 \text{ mm}$

## Posouzení na ohyb

$$d = h_{st} - \frac{\emptyset_{st}}{2} - c_{st} = 300 - \frac{10}{2} - 25 = 270 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{b \times d^2 \times \alpha \times f_{cd}} = \frac{15,42}{1 \times 0,27^2 \times 1,0 \times 20 \times 10^3} = 0,011$$

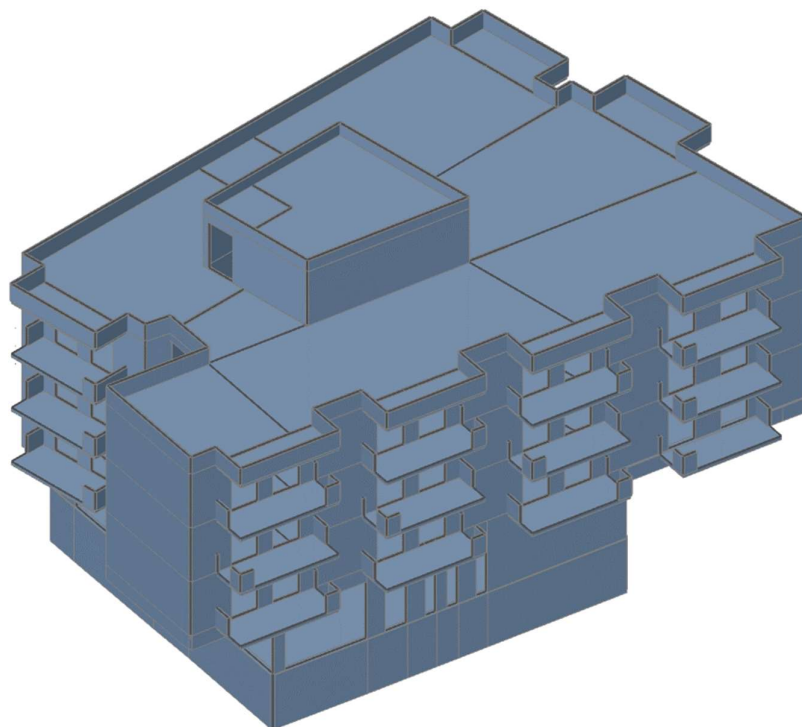
→ z tabulky:  $\xi = 0,014 \leq \xi_{max} = 0,45$  → vyhovuje na ohyb

## Stupeň vyztužení

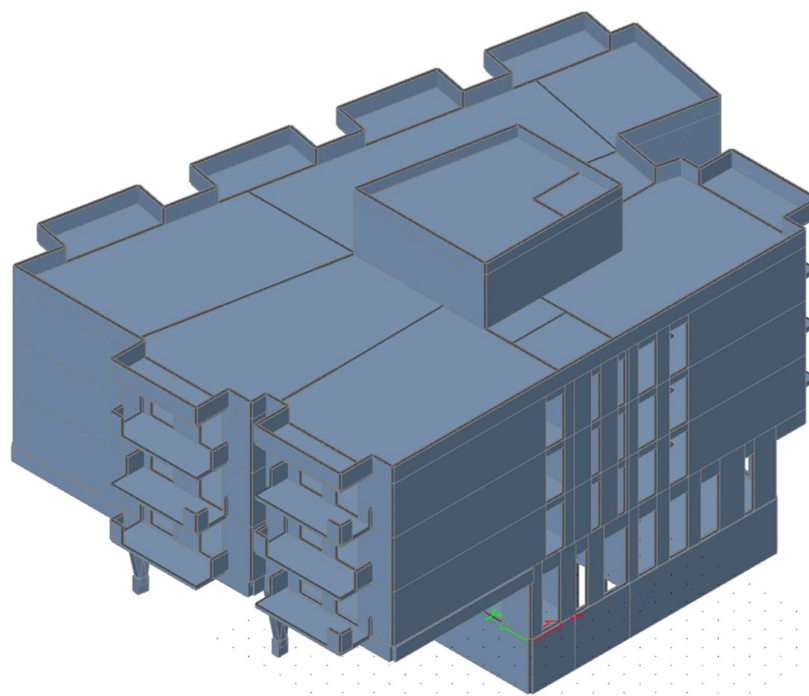
$$\rho_{st} = \frac{A_{s,req}}{Ac} = \frac{\frac{m_{Ed}}{d \times f_{yd}}}{b \times d} = \frac{15,42}{1 \times 0,27 \times 434,783} = 0,0005 < \rho_{s,ma} = 0,04$$

→ je prokázáno, že navržená tloušťka stěny bude dostatečná při stupni vyztužení minimálně  $\rho = 0,05\%$

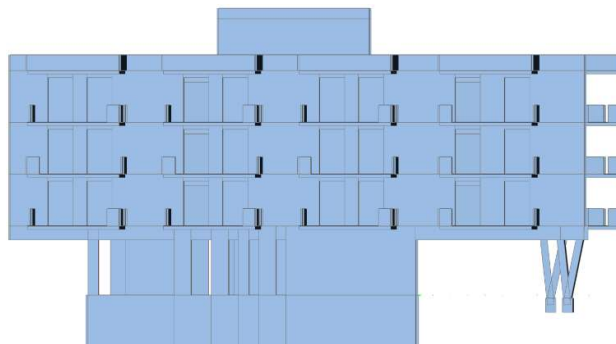
### 3 Výpočetní model konstrukce



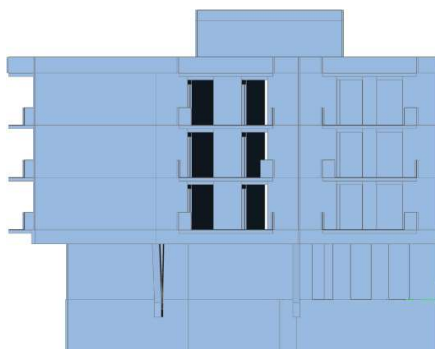
*Obr. 36 – Prostorový model objektu*



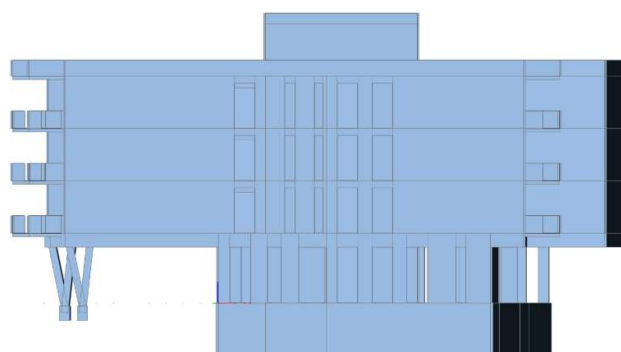
*Obr. 37 – Prostorový model objektu*



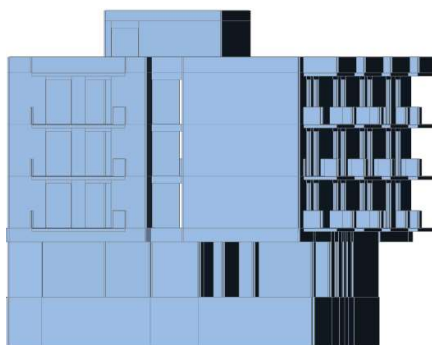
Obr. 38 – Pohled na objekt



Obr. 39 – Pohled na objekt



Obr. 40 – Pohled na objekt



Obr. 41 – Pohled na objekt

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

---

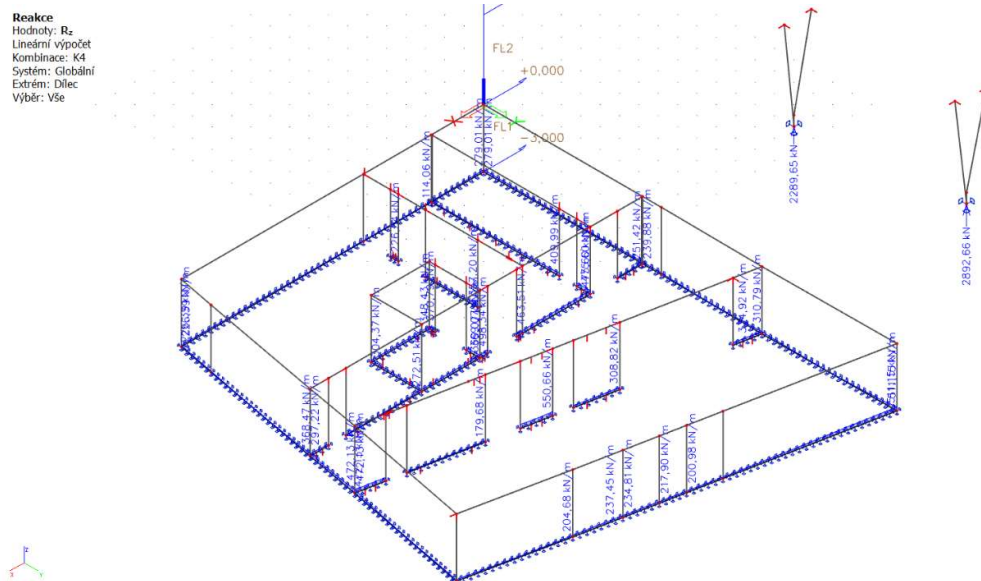
Vnitřní síly v konstrukci byly vypočteny pomocí modelu objektu vytvořeného statickým softwarem Scia Engineer 18. Dimenze prvků byly převzaty z předběžného návrhu. Bylo použito celkem 7 kombinací zatěžovacích stavů:

1. Návrhové stálé zatížení –  $\gamma_G = 1,35$  + návrhové proměnné zatížení (užitné – strop; sníh – střecha; vítr) –  $\gamma_G = 1,50$
2. Návrhové stálé zatížení –  $\gamma_G = 1,35$  + návrhové proměnné zatížení (užitné – strop; sníh – střecha) –  $\gamma_Q = 1,50$
3. Charakteristické stálé zatížení –  $\gamma_G = 1,00$  + charakteristické proměnné zatížení (užitné – strop; sníh – střecha; vítr) –  $\gamma_Q = 1,00$
4. Návrhové minimální stálé zatížení –  $\gamma_G = 0,90$  + návrhové proměnné zatížení od větru –  $\gamma_Q = 1,50$
5. Návrhové stálé zatížení –  $\gamma_G = 1,35$  + návrhové proměnné zatížení (střídavé užitné – strop; sníh – střecha; vítr) –  $\gamma_G = 1,50$
6. Návrhové stálé zatížení –  $\gamma_G = 1,35$  + návrhové proměnné zatížení (střídavé užitné – strop; sníh – střecha; vítr) –  $\gamma_G = 1,50$
7. Charakteristické stálé zatížení –  $\gamma_G = 1,00$  + charakteristické proměnné zatížení (užitné – strop) –  $\gamma_Q = 1,00$ ;  $\psi_{2,1} = 0,3$

## 4 Ztužení konstrukce

Celková stabilita objektu je zajištěna dvěma železobetonovými jádry kolem schodišťového prostoru a výtahové šachty a dále poměrně velkým množstvím ztužujících železobetonových stěn v objektu, a to jak v příčném, tak i podélném směru vedoucí až do podzemního podlaží. Vzhledem k tomuto faktu a k poměrně nízké výšce objektu (16,6 m) lze, bez dalších doplňujících výpočtů, objekt považovat za dostatečně ztužený.

Posouzení tahů v základové spáře



Obr. 42 – Svislé reakce v podporách objektu

Z obrázku je patrné, že v základové spáře nevznikají žádné tahy ani při nejméně příznivé kombinaci zatížení (tj. návrhové minimální stálé zatížení –  $\gamma_G = 0,90$  + návrhové proměnné zatížení od větru –  $\gamma_Q = 1,50$ ).

## 5 Dilatace konstrukce

Přestože je objekt z monolitického betonu a je 34 m dlouhý, tak dilatace nebude navržena. Objemové změny a tahová napětí od objemových změn budou zachyceny příslušnou výztuží v rámci návrhu výztuže desky.



## 6 Schodiště

### 6.1 Základní charakteristika

Konstrukce schodiště je navržena jako desková z monolitického železobetonu. Hlavní schodiště objektu je zkonstruováno jako dvouramenná s přímými rameny a staticky řešena jako „deska do desky“. Mezipodesta je uložena do železobetonových stěn ohraničujících schodišťový prostor přes prvky pro izolaci kročejového hluku typu Schöck Tronsole Z, schodišťová ramena jsou do hlavní podesty a mezipodesty uložena přes prvky typu Schöck Tronsole T a schodišťová ramena jsou od stěn odděleny prvky typu Schöck Tronsole L. Tyto prvky jsou osazeny do bednění stropní desky před betonováním stropů. Tloušťka mezipodest je rovna tloušťce stropní desky, tj. 280 mm, a tloušťka ramen je 215 mm.

### 6.2 Geometrie hlavního schodiště

Konstrukční výška podlaží

$$h_k = 3 \text{ m} \quad \text{pro 1.PP a 2. – 4.NP}$$

$$h_k = 4 \text{ m} \quad \text{pro 1.NP}$$

Průchodná šířka ramen

$$b_r = 1,4 \text{ m}$$

Počet stupňů

$$n_1 = \frac{h_{k,1}}{h} = \frac{3000}{160} = 18,75$$

→ navrhuji 18 stupňů → dvě ramena po 9 stupních

$$h_1 = \frac{h_{k,1}}{n_1} = \frac{3000}{18} = 166,7 \text{ mm}$$

$$n_2 = \frac{h_{k,2}}{h} = \frac{4000}{160} = 25$$

→ navrhuji 24 stupňů → dvě ramena po 12 stupních

$$h_2 = \frac{h_{k,2}}{n_2} = \frac{4000}{24} = 166,7 \text{ mm}$$

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Šířka stupně

$$2 \times h + b = 630$$

$$b = 630 - 2 \times 166,7 = 296,6 \text{ mm}$$

→ navrhuji šířku schodišťového stupně 300 mm

Sklon schodišťového ramene

$$\alpha = \arctan \frac{h}{b} = \arctan \frac{166,7}{300} = 29^\circ$$

Podchodná výška

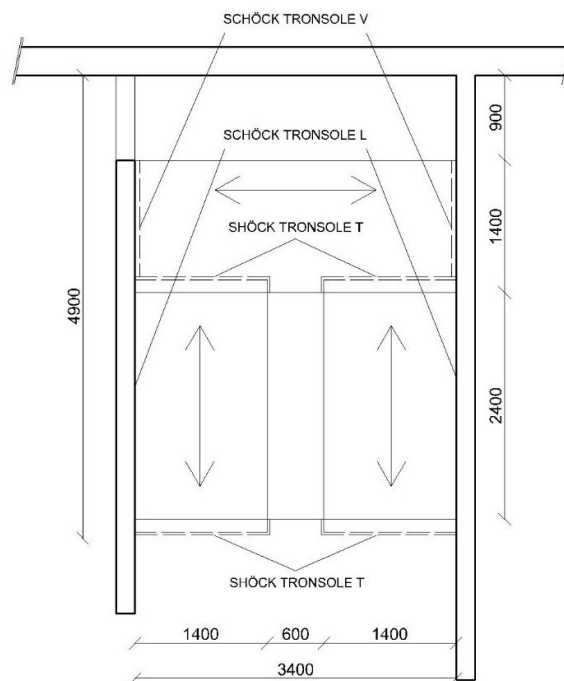
$$h_{pod} = 1500 + \frac{750}{\cos \alpha} = 2357,5 \text{ mm} \geq h_{pod,min} = 2100 \text{ mm}$$

→ vyhovuje

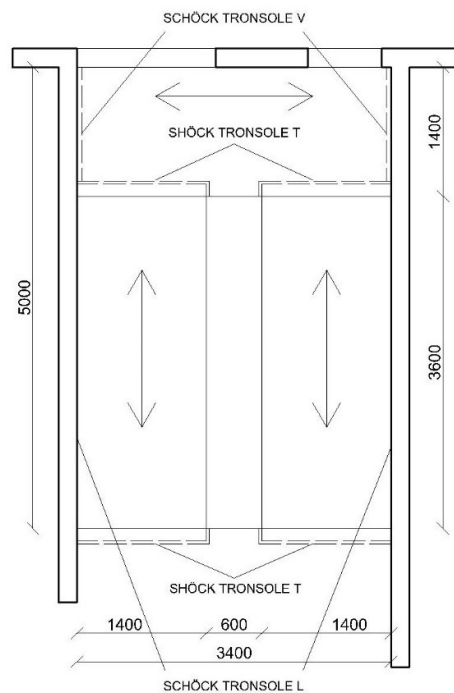
Průchodná výška

$$h_{průch} = 750 + 1500 \times \cos \alpha = 2061,9 \text{ mm} \geq h_{průch,min} = 1900 \text{ mm}$$

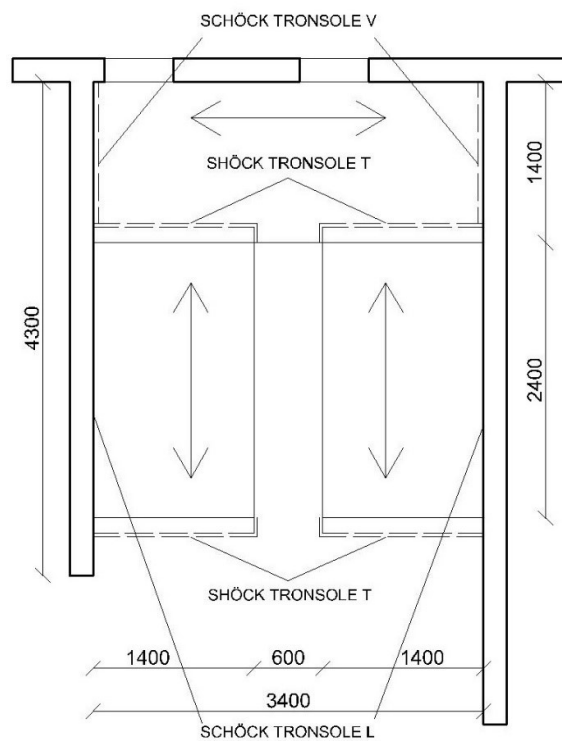
→ vyhovuje



Obr. 43 – Statické řešení hlavního schodiště objektu (z 1.PP do 1.NP)



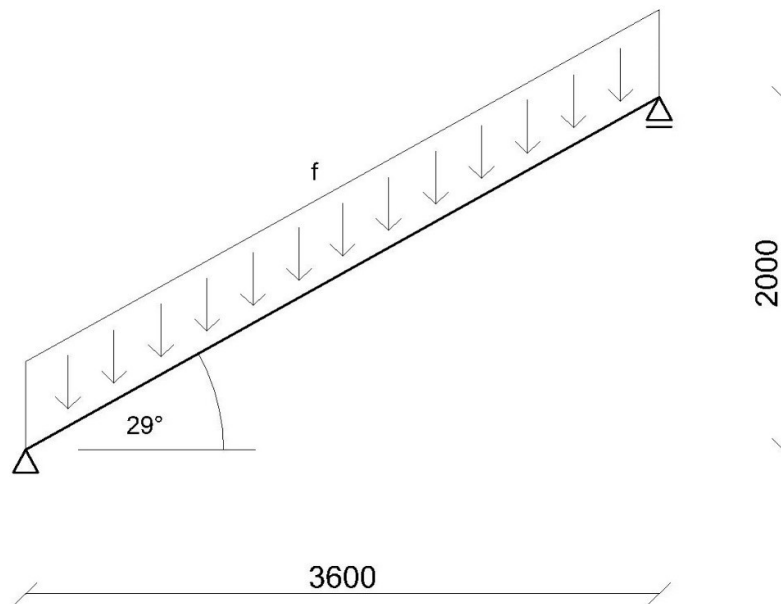
Obr. 44 – Statické řešení hlavního schodiště objektu (z 1.NP do 2.NP)



Obr. 45 – Statické řešení hlavního schodiště objektu (z 2.NP do 4.NP)

## 6.3 Návrh výztuže hlavního schodiště

### 6.3.1 Návrh výztuže ramene schodiště 1.NP

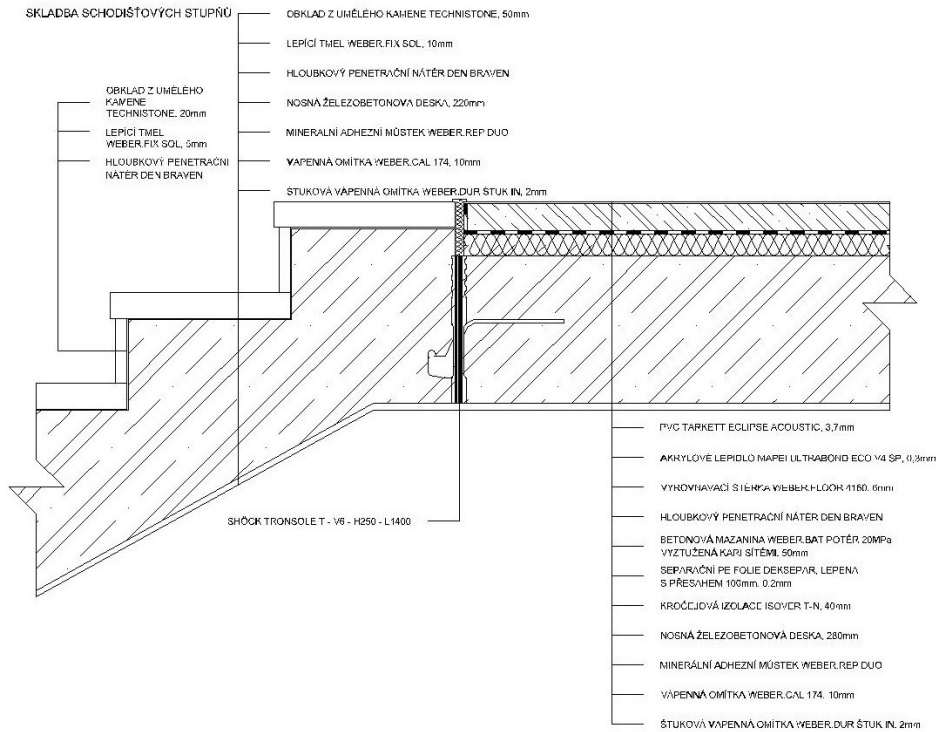


Obr. 46 – Schéma zatížení schodišťového ramene 1.NP

Stálé zatížení		Charakteristické [kN/m]	$\gamma_G$ [-]	Návrhové [kN/m]
obklad z umělého kamene, 50 mm + lepidlo	$26 \times (0,05 \times 0,33 \times 13 +$ $+ 0,015 \times 0,16 \times 12) \times 1,4 /$ $3,6 =$	2,460	1,35	3,321
žb stupně	$25 \times 0,5 \times 0,1667 \times$ $\times 0,3 \times 13 \times 1,4 / 3,6 =$	3,160	1,35	4,266
žb deska, 220 mm	$25 \times 0,22 \times 1,4 =$	7,700	1,35	10,395
vápenná omítka, 12 mm	$1430 \times 0,012 / 100 =$	0,172	1,35	0,232
<b>Celkem stálé</b>	<b><math>\Sigma g =</math></b>	<b>13,492</b>		<b>18,214</b>
Proměnné zatížení		Charakteristické [kN/m]	$\gamma_Q$ [-]	Návrhové [kN/m]
užitné	$3 \times 1,4 =$	4,200	1,5	6,300
<b>Celkem stropní deska</b>	<b><math>\Sigma(g+q) =</math></b>	<b>17,692</b>		<b>24,514</b>

Přepoččet zatížení na půdorysnou délku

$$f_d = \frac{\Sigma(g+q)_a \times l}{x} = \frac{24,514 \times \sqrt{2^2 + 3,6^2}}{3,6} = 28,04 \text{ kN/m}$$



Obr. 47 – Skladba podlahy schodiště a mezipodesty

Vnitřní síly

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times f_d \times l^2 = \frac{1}{8} \times 28,04 \times 3,6^2 = 45,42 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \times f_d \times l = \frac{1}{2} \times 28,04 \times 3,6 = 50,47 \text{ kN}$$

Tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm}) = \max(10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

$c_{min,dur}$

- beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí – stupeň vlivu prostředí XC1
- typ konstrukce – desková konstrukce
- pevnostní třída betonu – beton C30/37

→ třída konstrukce S2 →  $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$$

$$c_d \geq 20 \text{ mm}$$

→ volím  $c_d = 20 \text{ mm}$

Účinná výška průřezu

$$d = t_d - c_d - \frac{\emptyset_d}{2} = 220 - 20 - \frac{10}{2} = 195 \text{ mm}$$

$t_d$  ... tloušťka desky

$c_d$  ... tloušťka krycí betonové vrstvy

$\emptyset_d$  ... předpokládaný průměr výztužného prutu desky

Minimální plocha výztuže – konstrukční zásady

$$A_{s,min,1} = 0,0015 \times b \times d = 0,0015 \times 1,4 \times 0,195 = 409,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,2} = \frac{0,26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \times 2,9 \times 1,4 \times 0,195}{500} = 411,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,3} = \frac{k_c \times k \times f_{ctm} \times A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \times 1,0 \times 2,9 \times 1,4 \times \frac{0,22}{2}}{500} = 357,3 \text{ mm}^2$$

$f_{ctm}$  ... střední hodnota pevnosti v tahu betonu

$f_{yk}$  ... charakteristická hodnota pevnosti ocelové výztuže

$k_c$  ... vliv rozdělení napětí před vznikem trhliny, pro ohyb  $k_c = 0,4$

$k$  ... vliv nerovnoměrného rozdělení vlastních napětí, pro  $h \leq 300$  mm  $k = 1,0$

$A_{ct}$  ... plocha taženého betonu před vznikem trhlin

$\sigma_s$  ... maximální napětí ve výztuži po vzniku trhlin,  $\sigma_s = \max f_{yk}$

Poměrný ohybový moment

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{45420}{1,4 \times 0,195^2 \times 20 \times 10^6} = 0,043$$

→ z tabulky součinitelů pro návrh ohybové výztuže:

$$\text{pro } \mu = 0,043 \rightarrow \xi = 0,055 < \xi_{max} = 0,45 \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$\zeta = 0,978$$

$f_{cd}$  ... návrhová hodnota pevnosti v tlaku betonu

$\xi$  ... poměrná výška tlačené oblasti průřezu

$\zeta$  ... poměrné rameno vnitřních sil průřezu

Požadovaná plocha výztuže

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{\zeta \times d \times f_{yd}} = \frac{45420}{0,978 \times 0,195 \times 434,783 \times 10^6} = 547,8 \text{ mm}^2$$

→ navrhují 7Ø10 mm, tj. Ø10 mm po 225 mm,  $A_s = 550 \text{ mm}^2$

Vzdálenost prutů výztuže – konstrukční zásady

$$s_s = 225 \text{ mm} \leq s_{max} = \min(2h; 300) = \min(380; 300) = 300 \text{ mm}$$

→ vyhovuje

Skutečná výška tlačené oblasti

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{\lambda \times b \times f_{cd}} = \frac{550 \times 434,783}{0,8 \times 1,4 \times 20 \times 10^6} = 10,7 \text{ mm}$$

Poměrná výška tlačené oblasti

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{10,7}{195} = 0,055 < \xi_{max} = 0,45$$

→ vyhovuje

Rameno vnitřních sil

$$z = d - 0,4 \times x = 195 - 0,4 \times 10,7 = 190,7 \text{ mm}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times z = 550 \times 434,783 \times 0,1907 = 45,60 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 45,42 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 45,60 \text{ kNm}$$

→ navržená výztuž ramena schodiště vyhovuje

Rozdělovací výztuž

$$a_{s,r} \geq 0,2 \times \frac{A_s}{b} = 0,2 \times \frac{550}{1,4} = 78,6 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

→ navrhují Ø6 mm po 350 mm,  $a_s = 80,8 \text{ mm}^2/\text{m}'$

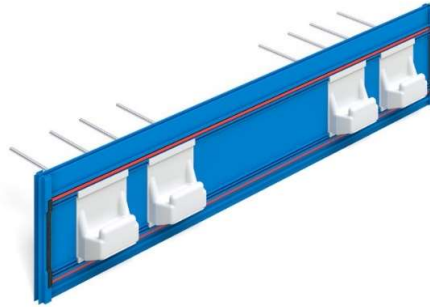
Vzdálenost prutů rozdělovací výztuže – konstrukční zásady

$$s_{s,r} = 350 \text{ mm} \leq s_{max,r} = \min(3h; 400) = 400 \text{ mm}$$

→ vyhovuje

Přerušení akustických mostů mezi schodišťovým ramenem a podestou

použit prvek Schöck Tronsole typ T



Schöck Tronsole® typ	T-V2	T-V4	T-V6	T-V7	T-V8
vnitřní síly na mezi únosnosti	pevnost betonu $\geq$ C25/30				
výška prvku H [mm]	$V_{Rd,z}$ [kN/prvek]				
160 - 170	14,3	28,6	42,9	50,1	57,2
180 - 320	17,4	34,8	52,2	60,9	69,6
	$V_{Rd,y}$ [kN/prvek]				
160 - 320	$\pm 1,6$	$\pm 3,3$	$\pm 5,0$	$\pm 5,8$	$\pm 6,6$
Schöck Tronsole® typ	T-V2	T-V4	T-V6	T-V7	T-V8
výška prvku H [mm]	160 - 320				
délka prvku L [mm]	700 - 1300	700 - 2000	1000 - 2000	1150 - 1450	1300 - 2000
tloušťka prvku t [mm]	14				

Obr. 48 – Schöck Tronsole typ T, zdroj: schoeck-wittek.cz

$$V_{Ed} = 50,47 \text{ kN} < V_{Rd} = 52,2 \text{ kN}$$

→ navrhují prvek Schöck Tronsole typ T-V6-H280-L1400

Přerušení akustických mostů mezi schodišťovým ramenem a stěnou

použit prvek Schöck Tronsole typ L

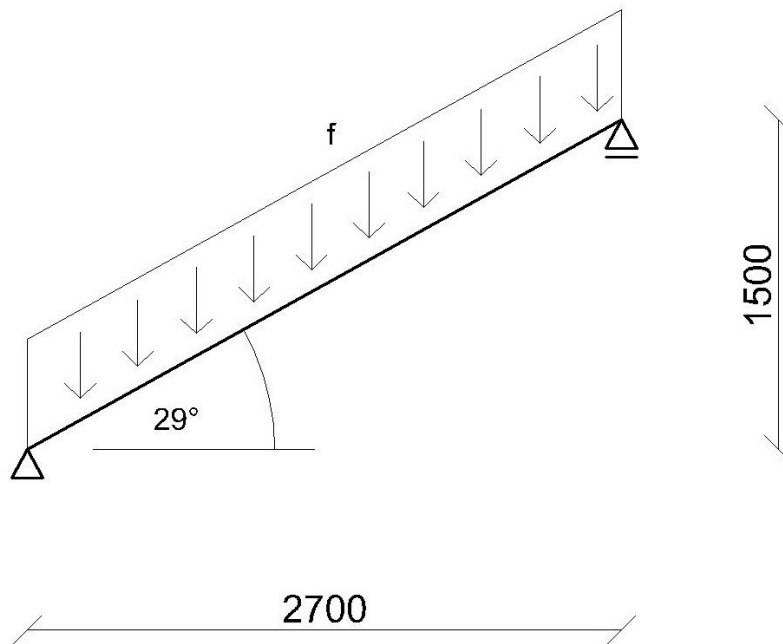


Obr. 49 – Schöck Tronsole typ L, zdroj: schoeck-wittek.cz

pro schodišťová ramena → navrhují prvek Schöck Tronsole typ L-420



## 6.3.2 Návrh výztuže ramene schodiště 1.PP a 2.NP – 4.NP



Obr. 50 – Schéma zatížení schodišťového ramene 1.PP a 2. – 4.NP

Stálé zatížení		Charakteristické [kN/m]	$\gamma_G$ [-]	Návrhové [kN/m]
obklad z umělého kamene, 50 mm + lepidlo	$26 \times (0,05 \times 0,33 \times 10 +$ $+ 0,015 \times 0,16 \times 9) \times 1,4 /$ $2,7 =$	2,516	1,35	3,397
žb stupně	$25 \times 0,5 \times 0,1667 \times$ $\times 0,3 \times 10 \times 1,4 / 2,7 =$	3,241	1,35	4,375
žb deska, 220 mm	$25 \times 0,22 \times 1,4 =$	7,700	1,35	10,395
vápenná omítka, 12 mm	$1430 \times 0,012 / 100 =$	0,172	1,35	0,232
<b>Celkem stálé</b>	<b><math>\Sigma g =</math></b>	<b>13,629</b>		<b>18,399</b>
Proměnné zatížení		Charakteristické [kN/m]	$\gamma_Q$ [-]	Návrhové [kN/m]
užitné	$3 \times 1,4 =$	4,200	1,5	6,300
<b>Celkem stropní deska</b>	<b><math>\Sigma(g+q) =</math></b>	<b>17,829</b>		<b>24,699</b>

Přepočet zatížení na půdorysnou délku

$$f_d = \frac{\Sigma(g+q)_d \times l}{x} = \frac{24,699 \times \sqrt{1,5^2 + 2,7^2}}{2,7} = 28,25 \text{ kN/m}$$

Vnitřní síly

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times f_d \times l^2 = \frac{1}{8} \times 28,25 \times 2,7^2 = 25,74 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \times f_d \times l = \frac{1}{2} \times 28,25 \times 2,7 = 38,14 \text{ kN}$$

Účinná výška průřezu

$$d = t_d - c_d - \frac{\emptyset_d}{2} = 220 - 20 - \frac{10}{2} = 195 \text{ mm}$$

$t_d$  ... tloušťka desky

$c_d$  ... tloušťka krycí betonové vrstvy

$\emptyset_d$  ... předpokládaný průměr výztužného prutu desky

Minimální plocha výztuže – konstrukční zásady

$$A_{s,min,1} = 0,0015 \times b \times d = 0,0015 \times 1,4 \times 0,195 = 409,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,2} = \frac{0,26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \times 2,9 \times 1,4 \times 0,195}{500} = 411,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,3} = \frac{k_c \times k \times f_{ctm} \times A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \times 1,0 \times 2,9 \times 1,4 \times \frac{0,22}{2}}{500} = 357,3 \text{ mm}^2$$

$f_{ctm}$  ... střední hodnota pevnosti v tahu betonu

$f_{yk}$  ... charakteristická hodnota pevnosti ocelové výztuže

$k_c$  ... vliv rozdělení napětí před vznikem trhliny, pro ohyb  $k_c = 0,4$

$k$  ... vliv nerovnoměrného rozdělení vlastních napětí, pro  $h \leq 300 \text{ mm}$   $k = 1,0$

$A_{ct}$  ... plocha taženého betonu před vznikem trhlin

$\sigma_s$  ... maximální napětí ve výztuži po vzniku trhlin,  $\sigma_s = \max f_{yk}$

Poměrný ohybový moment

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{25740}{1,4 \times 0,195^2 \times 20 \times 10^6} = 0,024$$

→ z tabulky součinitelů pro návrh ohybové výztuže:

$$\text{pro } \mu = 0,024 \rightarrow \xi = 0,03 < \xi_{max} = 0,45 \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$\zeta = 0,988$$

$f_{cd}$  ... návrhová hodnota pevnosti v tlaku betonu

$\xi$  ... poměrná výška tlačené oblasti průřezu

$\zeta$  ... poměrné rameno vnitřních sil průřezu

Požadovaná plocha výztuže

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{\zeta \times d \times f_{yd}} = \frac{25740}{0,988 \times 0,195 \times 434,783 \times 10^6} = 307,3 \text{ mm}^2$$

→ navrhují 6Ø10 mm, tj. Ø10 mm po 270 mm,  $A_s = 471 \text{ mm}^2$

Vzdálenost prutů výztuže – konstrukční zásady

$$s_s = 270 \text{ mm} \leq s_{max} = \min(2h; 300) = \min(380; 300) = 300 \text{ mm}$$

→ vyhovuje

Skutečná výška tlačené oblasti

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{\lambda \times b \times f_{cd}} = \frac{471 \times 434,783}{0,8 \times 1,4 \times 20 \times 10^6} = 9,1 \text{ mm}$$

Poměrná výška tlačené oblasti

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{9,1}{195} = 0,047 < \xi_{max} = 0,45$$

→ vyhovuje

Rameno vnitřních sil

$$z = d - 0,4 \times x = 195 - 0,4 \times 9,1 = 191,4 \text{ mm}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times z = 471 \times 434,783 \times 0,1914 = 39,20 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 25,74 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 39,20 \text{ kNm}$$

→ navržená výztuž ramena schodiště vyhovuje

Rozdělovací výztuž

$$a_{s,r} \geq 0,2 \times \frac{A_s}{b} = 0,2 \times \frac{471}{1,4} = 67,3 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

→ navrhují Ø6 mm po 400 mm,  $a_s = 70,7 \text{ mm}^2/\text{m}'$

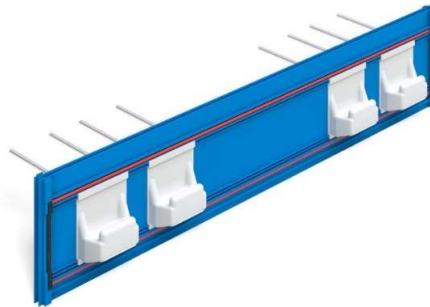
Vzdálenost prutů rozdělovací výztuže – konstrukční zásady

$$s_{s,r} = 400 \text{ mm} \leq s_{max,r} = \min(3h; 400) = \min(570; 400) = 400 \text{ mm}$$

→ vyhovuje

Přerušení akustických mostů mezi schodišťovým ramenem a podestou

použit prvek Schöck Tronsole typ T



Schöck Tronsole® typ	T-V2	T-V4	T-V6	T-V7	T-V8
vnitřní síly na mezi únosnosti	pevnost betonu $\geq$ C25/30				
výška prvku H [mm]	$V_{Rd,z}$ [kN/prvek]				
160 - 170	14,3	28,6	42,9	50,1	57,2
180 - 320	17,4	34,8	52,2	60,9	69,6
	$V_{Rd,y}$ [kN/prvek]				
160 - 320	$\pm 1,6$	$\pm 3,3$	$\pm 5,0$	$\pm 5,8$	$\pm 6,6$
Schöck Tronsole® typ	T-V2	T-V4	T-V6	T-V7	T-V8
výška prvku H [mm]			160 - 320		
délka prvku L [mm]	700 - 1300	700 - 2000	1000 - 2000	1150 - 1450	1300 - 2000
tloušťka prvku t [mm]	14				

Obr. 51 – Schöck Tronsole typ T, zdroj: schoeck-wittek.cz

$$V_{Ed} = 38,14 \text{ kN} < V_{Rd} = 52,2 \text{ kN}$$

→ navrhují prvek Schöck Tronsole typ T-V6-H280-L1400

Přerušení akustických mostů mezi schodišťovým ramenem a stěnou

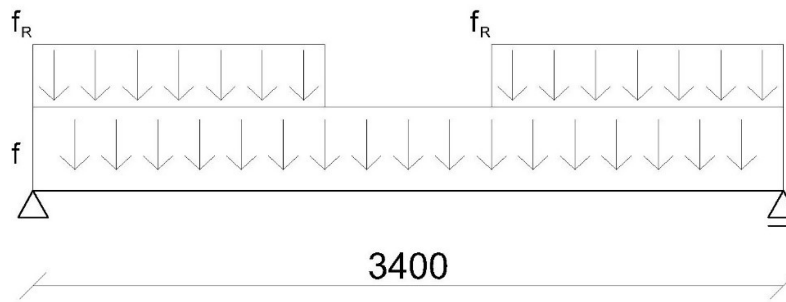
použit prvek Schöck Tronsole typ L



Obr. 52 – Schöck Tronsole typ L, zdroj: schoeck-wittek.cz

pro schodišťová ramena → navrhují prvek Schöck Tronsole typ L-420

## 6.3.3 Návrh výztuže mezipodesty



Obr. 53 – Schéma zatížení působící na mezipodestu

Vnitřní síly (vypočtené pomocí softwaru Scia Engineer 18)

$$M_{Ed} = 67,42 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 88,23 \text{ kN}$$

Účinná výška průřezu

$$d = t_d - c_d - \frac{\varnothing_d}{2} = 280 - 20 - \frac{10}{2} = 255 \text{ mm}$$

Minimální plocha výztuže – konstrukční zásady

$$A_{s,min,1} = 0,0015 \times b \times d = 0,0015 \times 1,4 \times 0,255 = 535,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,2} = \frac{0,26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \times 2,9 \times 1,4 \times 0,255}{500} = 538,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,3} = \frac{k_c \times k \times f_{ctm} \times A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \times 1,0 \times 2,9 \times 1,4 \times \frac{0,28}{2}}{500} = 454,7 \text{ mm}^2$$

Poměrný ohybový moment

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{67420}{1,4 \times 0,255^2 \times 20 \times 10^6} = 0,037$$

→ z tabulky součinitelů pro návrh ohybové výztuže:

$$\text{pro } \mu = 0,037 \rightarrow \xi = 0,047 < \xi_{max} = 0,45 \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$\zeta = 0,982$$

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

---

Požadovaná plocha výztuže

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{\zeta \times d \times f_{yd}} = \frac{67420}{0,982 \times 0,255 \times 434,783 \times 10^6} = 619,2 \text{ mm}^2$$

→ navrhují 8Ø10 mm, tj. Ø10 mm po 190 mm,  $A_s = 628 \text{ mm}^2$

Vzdálenost prutů výztuže – konstrukční zásady

$$s_s = 190 \text{ mm} \leq s_{max} = \min(2h; 300) = \min(500; 300) = 300 \text{ mm}$$

→ vyhovuje

Skutečná výška tlačené oblasti

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{\lambda \times b \times f_{cd}} = \frac{628 \times 434,783}{0,8 \times 1,4 \times 20 \times 10^6} = 12,2 \text{ mm}$$

Poměrná výška tlačené oblasti

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{12,2}{255} = 0,048 < \xi_{max} = 0,45$$

→ vyhovuje

Rameno vnitřních sil

$$z = d - 0,4 \times x = 255 - 0,4 \times 12,2 = 250,1 \text{ mm}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times z = 628 \times 434,783 \times 0,2501 = 68,29 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 67,42 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 68,29 \text{ kNm}$$

→ navržená výztuž mezipodesty vyhovuje

Rozdělovací výztuž

$$a_{s,r} \geq 0,2 \times \frac{A_s}{b} = 0,2 \times \frac{628}{1,4} = 89,7 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

→ navrhují Ø6 mm po 310 mm,  $a_s = 91,2 \text{ mm}^2/\text{m}'$

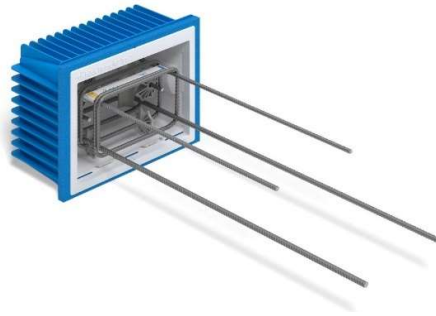
Vzdálenost prutů rozdělovací výztuže – konstrukční zásady

$$s_{s,r} = 310 \text{ mm} \leq s_{max,r} = \min(3h; 400) = 400 \text{ mm}$$

→ vyhovuje

Přerušení akustických mostů mezi schodišťovou stěnou a podestou

použit prvek Schöck Tronsole typ Z



Schöck Tronsole® typ	Z-V	Z-V+V	Z-VH+VH
vnitřní síly na mezi únosnosti		pevnost betonu $\geq$ C25/30	
$V_{Rd,z}$ [kN/prvek]	75,0	75,0/-15,0	75,0/-15,0
$V_{Rd,y}$ [kN/prvek]	-	-	$\pm$ 15,0

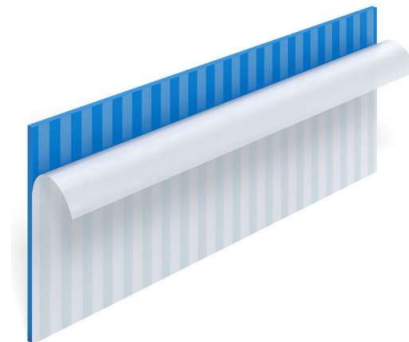
Obr. 54 – Schöck Tronsole typ Z, zdroj: schoeck-wittek.cz

$$V_{Ed} = 88,23 \text{ kN} < V_{Rd} = 2 \times 75 = 150 \text{ kN}$$

→ navrhují 2x prvek Schöck Tronsole typ Z-V+V-T

Přerušení akustických mostů mezi schodišťovou stěnou a podestou

použit prvek Schöck Tronsole typ L



Obr. 55 – Schöck Tronsole typ L, zdroj: schoeck-wittek.cz

pro podesty

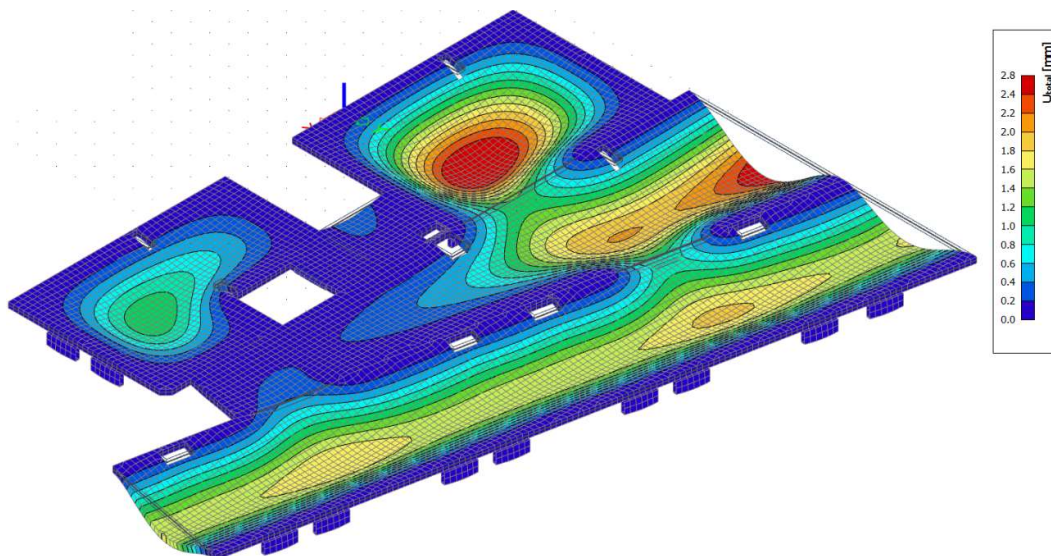
→ navrhují prvek Schöck Tronsole typ L-250

## 7 Vodorovné konstrukce

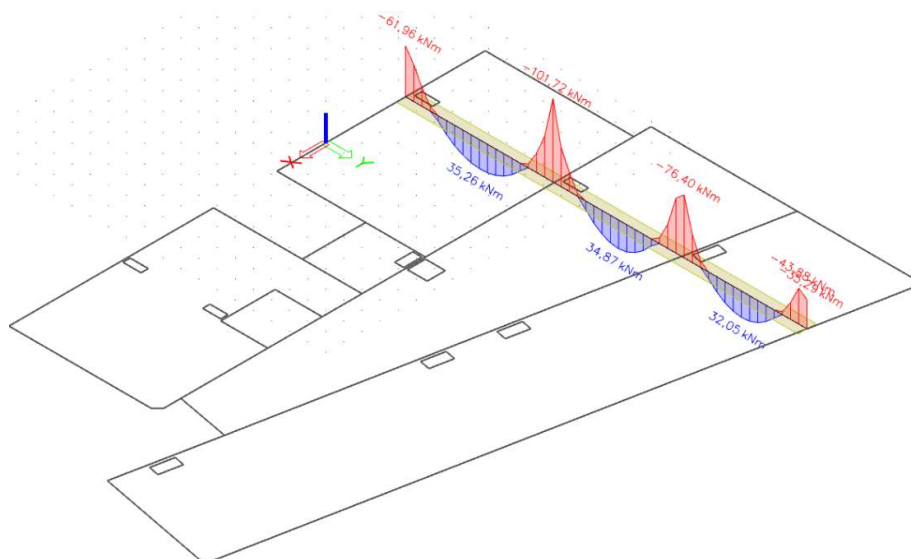
### 7.1 Stropní desky

K návrhu výztuže desky a následnému posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ) a mezního stavu použitelnosti (MSP) byl použit software Scia Engineer 18. Výstupy softwaru jsou vyobrazeny na obrázcích níže.

#### 7.1.1 Kontrola modelu



Obr. 56 – Kontrola správnosti tvaru deformace



Obr. 57 – Ohybový moment v řezu stropní deskou



Ruční výpočet ohybových momentů na stropní desce

Rozdělení zatížení do směrů pomocí proužkové metody u desky č. I

$$f = f_x + f_y = 16,09 \text{ kN/m}$$

$$\frac{5}{384} \times \frac{f_{x,I} \times l_{x,I}^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{f_{y,I} \times l_{y,I}^4}{EI} \rightarrow \frac{f_{x,I}}{f_{y,I}} = \frac{l_{y,I}^4}{l_{x,I}^4} = \frac{11,3^4}{8,2^4} = 3,606$$

$l_x$  ... rozpětí pole desky ve směru lokální osy  $x$ , pro desku č. I  $l_{x,I} = 8,2 \text{ m}$

$l_y$  ... rozpětí pole desky ve směru lokální osy  $y$ , pro desku č. I  $l_{y,I} = 11,3 \text{ m}$

$$f_{x,I} = \frac{\frac{l_{y,I}^4}{l_{x,I}^4} \times f}{\frac{l_{y,I}^4}{l_{x,I}^4} + 1} = \frac{3,606 \times 16,09}{4,606} = 12,597 \text{ kN/m}$$

$$f_{y,I} = \frac{f}{\frac{l_{y,I}^4}{l_{x,I}^4} + 1} = \frac{16,09}{4,606} = 3,493 \text{ kN/m}$$

Zjednodušený výpočet nadpodporových momentů

$$m_a = \frac{1}{12} \times f_{x,I} \times l_{x,I}^2 = \frac{1}{12} \times 12,597 \times 8,2^2 = 70,59 \text{ kNm/m'}$$

$$m_b = \frac{1}{10} \times f \times \left( \frac{l_{x,I} + l_{x,II}}{2} \right)^2 = \frac{1}{10} \times 16,09 \times \left( \frac{8,2 + 7,0}{2} \right)^2 = 92,94 \text{ kNm/m'}$$

$l_x$  ... rozpětí pole desky ve směru lokální osy  $x$ , pro desku č. II  $l_{x,II} = 7,0 \text{ m}$

$$m_c = \frac{1}{10} \times f \times \left( \frac{l_{x,II} + l_{x,III}}{2} \right)^2 = \frac{1}{10} \times 16,09 \times \left( \frac{7,0 + 6,9}{2} \right)^2 = 77,72 \text{ kNm/m'}$$

$l_x$  ... rozpětí pole desky ve směru lokální osy  $x$ , pro desku č. III  $l_{x,III} = 6,9 \text{ m}$

$$m_d = \frac{1}{12} \times f \times l_{x,III}^2 = \frac{1}{12} \times 16,09 \times 6,9^2 = 63,84 \text{ kNm/m'}$$

Celkový moment pro jednotlivá pole

$$m_{tot,I} = \frac{1}{8} \times f \times l_{x,I}^2 = \frac{1}{8} \times 16,09 \times 8,2^2 = 135,23 \text{ kNm/m'}$$

$$m_{tot,II} = \frac{1}{8} \times f \times l_{x,II}^2 = \frac{1}{8} \times 16,09 \times 7,0^2 = 98,55 \text{ kNm/m'}$$

$$m_{tot,III} = \frac{1}{8} \times f \times l_{x,III}^2 = \frac{1}{8} \times 16,09 \times 6,9^2 = 95,76 \text{ kNm/m'}$$

Zjednodušený výpočet mezipodporových momentů

$$m_I = m_{tot,I} - \frac{m_a + m_b}{2} = 135,23 - \frac{70,59 + 92,94}{2} = 53,47 \text{ kNm/m'}$$

$$m_{II} = m_{tot,II} - \frac{m_b + m_c}{2} = 98,55 - \frac{92,94 + 77,72}{2} = 13,22 \text{ kNm/m'}$$

$$m_{III} = m_{tot,III} - \frac{m_c + m_d}{2} = 95,76 - \frac{77,72 + 63,84}{2} = 24,98 \text{ kNm/m'}$$

Porovnání výsledků

	$m_a$ [kNm/m']	$m_b$ [kNm/m']	$m_c$ [kNm/m']	$m_d$ [kNm/m']	$m_I$ [kNm/m']	$m_{II}$ [kNm/m']	$m_{III}$ [kNm/m']
<b>ruční výpočet</b>	70,59	92,94	77,72	<b>63,84</b>	53,47	13,22	24,98
<b>model</b>	61,96	101,72	<b>76,40</b>	43,88	35,26	34,87	<b>32,05</b>

Odhady ohybových momentů ručním výpočtem až na výjimky přijatelně odpovídají ohybovým momentům z modelu. Prvním a poměrně výrazným rozdílem je nižší hodnota mezipodporového momentu stropní desky II, která je s největší pravděpodobností jednak způsobena geometrií zmiňované desky, konkrétně rozdílným rozpětím desky po její délce (deska se zužuje), jednak faktem, že se jedná o obálku všech návrhových kombinací, uvaženo je tu tedy i tzv. „šachovnicové“ rozmístění užitého zatížení. Druhou výjimkou je nižší hodnota nadpodporového momentu  $m_d$ , která je zase nejspíše způsobena tím, že je deska šikmá, tudíž integrační pás na kraji desky nepokrývá celou zvolenou efektivní šířku (v místě podpory vzniká v integračním pásu „zub“) – pro návrh v tomto průřezu tedy bude uvažován moment z ručního výpočtu (tučně zvýrazněn).

## 7.1.2 Vstupní parametry pro ruční návrh ohybové výztuže stropní desky 2.NP

Vnitřní síly ze statického softwaru

$$m_c = 76,40 \text{ kNm}$$

$$m_d = 63,84 \text{ kNm}$$

$$m_{III} = 32,05 \text{ kNm}$$

Účinná výška průřezu

$$d = t_d - c_d - \frac{\emptyset_d}{2} = 280 - 20 - \frac{10}{2} = 255 \text{ mm}$$

Minimální plocha výztuže – konstrukční zásady

$$a_{s,min,1} = 0,0015 \times b \times d = 0,0015 \times 1,0 \times 0,255 = 382,5 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

$$a_{s,min,2} = \frac{0,26 \times f_{ctm} \times b \times d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \times 2,9 \times 1,0 \times 0,255}{500} = 384,5 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

$$a_{s,min,3} = \frac{k_c \times k \times f_{ctm} \times A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \times 1,0 \times 2,9 \times 1,0 \times \frac{0,28}{2}}{500} = 324,8 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

$f_{ctm}$  ... střední hodnota pevnosti v tahu betonu

$f_{yk}$  ... charakteristická hodnota pevnosti ocelové výztuže

$k_c$  ... vliv rozdělení napětí před vznikem trhliny, pro ohyb  $k_c = 0,4$

$k$  ... vliv nerovnoměrného rozdělení vlastních napětí, pro  $h \leq 300$  mm  $k = 1,0$

$A_{ct}$  ... plocha taženého betonu před vznikem trhlin

$\sigma_s$  ... maximální napětí ve výztuži po vzniku trhlin,  $\sigma_s = \max f_{yk}$

## 7.1.3 Návrh ohybové výztuže pro průřez nad vnitřní podporou desky nad 2.NP

Poměrný ohybový moment

$$\mu = \frac{m_c}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{76400}{1,0 \times 0,255^2 \times 20 \times 10^6} = 0,059$$

→ z tabulky součinitelů pro návrh ohybové výztuže:

$$\text{pro } \mu = 0,059 \rightarrow \xi = 0,076 < \xi_{max} = 0,45 \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$\zeta = 0,970$$

$f_{cd}$  ... návrhová hodnota pevnosti v tlaku betonu

$\xi$  ... poměrná výška tlačené oblasti průřezu

$\zeta$  ... poměrné rameno vnitřních sil průřezu

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

---

Požadovaná plocha výztuže

$$a_{s,req} = \frac{m_c}{\zeta \times d \times f_{yd}} = \frac{76400}{0,970 \times 0,255 \times 434,783 \times 10^6} = 710,4 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

→ navrhuji výztuž Ø10 mm po 100 mm,  $a_s = 785 \text{ mm}^2/\text{m}'$

Vzdálenost prutů výztuže – konstrukční zásady

$$s_s = 100 \text{ mm} \leq s_{max} = \min(2h; 300) = 300 \text{ mm}$$

→ vyhovuje

Skutečná výška tlačené oblasti

$$x = \frac{a_s \times f_{yd}}{\lambda \times b \times f_{cd}} = \frac{785 \times 434,783}{0,8 \times 1,0 \times 20 \times 10^6} = 21,3 \text{ mm}$$

Poměrná výška tlačené oblasti

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{21,3}{255} = 0,084 < \xi_{max} = 0,45$$

→ vyhovuje

Rameno vnitřních sil

$$z = d - 0,4 \times x = 255 - 0,4 \times 21,3 = 246,5 \text{ mm}$$

Moment únosnosti

$$m_{Rd} = a_s \times f_{yd} \times z = 785 \times 434,783 \times 0,2465 = 84,13 \text{ kNm}$$

$$m_c = 76,40 \text{ kNm} \leq m_{Rd} = 84,13 \text{ kNm}$$

→ navržená výztuž stropní desky vyhovuje

## 7.1.4 Návrh ohybové výztuže pro průřez nad vnější podporou desky nad 2.NP

Poměrný ohybový moment

$$\mu = \frac{m_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{63840}{1,0 \times 0,255^2 \times 20 \times 10^6} = 0,049$$

→ z tabulky součinitelů pro návrh ohybové výztuže:

$$\text{pro } \mu = 0,049 \rightarrow \xi = 0,063 < \xi_{max} = 0,45 \rightarrow \underline{\text{vyhovuje}}$$

$$\zeta = 0,975$$

$f_{cd}$ ... návrhová hodnota pevnosti v tlaku betonu

$\xi$ ... poměrná výška tlačené oblasti průřezu

$\zeta$ ... poměrné rameno vnitřních sil průřezu

Požadovaná plocha výztuže

$$a_{s,req} = \frac{m_d}{\zeta \times d \times f_{yd}} = \frac{63840}{0,975 \times 0,255 \times 434,783 \times 10^6} = 590,6 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

→ navrhují výztuž Ø10 mm po 100 mm,  $a_s = 785 \text{ mm}^2/\text{m}'$

Vzdálenost prutů výztuže – konstrukční zásady

$$s_s = 100 \text{ mm} \leq s_{max} = \min(2h; 300) = 300 \text{ mm}$$

→ vyhovuje

Skutečná výška tlačené oblasti

$$x = \frac{a_s \times f_{yd}}{\lambda \times b \times f_{cd}} = \frac{785 \times 434,783}{0,8 \times 1,0 \times 20 \times 10^6} = 21,3 \text{ mm}$$

Poměrná výška tlačené oblasti

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{21,3}{255} = 0,084 < \xi_{max} = 0,45$$

→ vyhovuje

Rameno vnitřních sil

$$z = d - 0,4 \times x = 255 - 0,4 \times 21,3 = 246,5 \text{ mm}$$

Moment únosnosti

$$m_{Rd} = a_s \times f_{yd} \times z = 785 \times 434,783 \times 0,2465 = 84,13 \text{ kNm}$$

$$m_d = 63,84 \text{ kNm} \leq m_{Rd} = 84,13 \text{ kNm}$$

→ navržená výztuž stropní desky vyhovuje

## 7.1.5 Návrh ohybové výztuže pro průřez uprostřed rozpětí desky nad 2.NP

Poměrný ohybový moment

$$\mu = \frac{m_{III}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{32050}{1,0 \times 0,255^2 \times 20 \times 10^6} = 0,025$$

→ z tabulky součinitelů pro návrh ohybové výztuže:

$$\text{pro } \mu = 0,025 \rightarrow \xi = 0,032 < \xi_{max} = 0,45 \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$\zeta = 0,988$$

$f_{cd}$  ... návrhová hodnota pevnosti v tlaku betonu

$\xi$  ... poměrná výška tlačené oblasti průřezu

$\zeta$  ... poměrné rameno vnitřních sil průřezu

Požadovaná plocha výztuže

$$a_{s,req} = \frac{m_{III}}{\zeta \times d \times f_{yd}} = \frac{32050}{0,988 \times 0,255 \times 434,783 \times 10^6} = 292,6 \text{ mm}^2 < a_{s,min}$$

→ navrhují výztuž Ø10 mm po 200 mm,  $a_s = 393 \text{ mm}^2/\text{m}'$

Vzdálenost prutů výztuže – konstrukční zásady

$$s_s = 200 \text{ mm} \leq s_{max} = \min(2h; 300) = 300 \text{ mm}$$

→ vyhovuje

Skutečná výška tlačené oblasti

$$x = \frac{a_s \times f_{yd}}{\lambda \times b \times f_{cd}} = \frac{393 \times 434,783}{0,8 \times 1,0 \times 20 \times 10^6} = 10,7 \text{ mm}$$

Poměrná výška tlačené oblasti

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{10,7}{255} = 0,042 < \xi_{max} = 0,45$$

→ vyhovuje

Rameno vnitřních sil

$$z = d - 0,4 \times x = 255 - 0,4 \times 10,7 = 250,7 \text{ mm}$$

Moment únosnosti

$$m_{Rd} = a_s \times f_{yd} \times z = 393 \times 434,783 \times 0,2507 = 42,84 \text{ kNm}$$

$$m_{III} = 32,05 \text{ kNm} \leq m_{Rd} = 42,84 \text{ kNm}$$

→ navržená výztuž stropní desky vyhovuje

Rozdělovací výztuž

$$a_{s,r} \geq 0,2 \times a_s = 0,2 \times 393 = 78,6 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

→ navrhují Ø6 mm po 330 mm,  $a_s = 84,8 \text{ mm}^2/\text{m}'$

Vzdálenost prutů rozdělovací výztuže – konstrukční zásady

$$s_{s,r} = 330 \text{ mm} \leq s_{max,r} = \min(3h; 400) = 400 \text{ mm}$$

→ vyhovuje

### 7.1.6 Návrh ohybové výztuže pro předsazené balkonové desky

Návrhový ohybový moment

$$\begin{aligned} m_{balk} &= (g + q)_d \times \frac{b_b^2}{2} + 1,35 \times \frac{A_{st} \times h_{st}}{l_b} \times b_b \times \gamma_c = \\ &= 12,694 \times \frac{1,87^2}{2} + 1,35 \times 0,32 \times 1,87 \times 25 = 42,39 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Účinná výška průřezu

$$d_b = t_b - c_d - \frac{\emptyset_d}{2} = 200 - 20 - \frac{10}{2} = 175 \text{ mm}$$

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Poměrný ohybový moment

$$\mu = \frac{m_{balk}}{b_b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{42390}{1,0 \times 0,175^2 \times 20 \times 10^6} = 0,069$$

→ z tabulky součinitelů pro návrh ohybové výztuže:

$$\text{pro } \mu = 0,069 \rightarrow \xi = 0,09 < \xi_{max} = 0,45 \rightarrow \underline{\text{vyhovuje}}$$

$$\zeta = 0,965$$

$f_{cd}$  ... návrhová hodnota pevnosti v tlaku betonu

$\xi$  ... poměrná výška tlačené oblasti průřezu

$\zeta$  ... poměrné rameno vnitřních sil průřezu

Požadovaná plocha výztuže

$$a_{s,req} = \frac{m_{balk}}{\zeta \times d \times f_{yd}} = \frac{42390}{0,965 \times 0,175 \times 434,783 \times 10^6} = 577,3 \text{ mm}^2 / m$$

→ navrhují výztuž Ø10 mm po 100 mm,  $a_s = 785 \text{ mm}^2/m'$

Skutečná výška tlačené oblasti

$$x = \frac{a_s \times f_{yd}}{\lambda \times b \times f_{cd}} = \frac{785 \times 434,783}{0,8 \times 1,0 \times 20 \times 10^6} = 21,3 \text{ mm}$$

Poměrná výška tlačené oblasti

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{21,3}{175} = 0,122 < \xi_{ma} = 0,45$$

→ vyhovuje

Rameno vnitřních sil

$$z = d - 0,4 \times x = 175 - 0,4 \times 21,5 = 166,4 \text{ mm}$$

Moment únosnosti

$$m_{Rd} = a_s \times f_{yd} \times z = 785 \times 434,783 \times 0,1664 = 42,84 \text{ kNm}$$

$$m_{III} = 42,39 \text{ kNm} \leq m_{Rd} = 56,79 \text{ kNm}$$

→ navržená výztuž balkonů vyhovuje



# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Rozdělovací výztuž

$$a_{s,r} \geq 0,2 \times a_s = 0,2 \times 785 = 157 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

→ navrhují Ø8 mm po 200 mm,  $a_s = 251 \text{ mm}^2/\text{m}'$

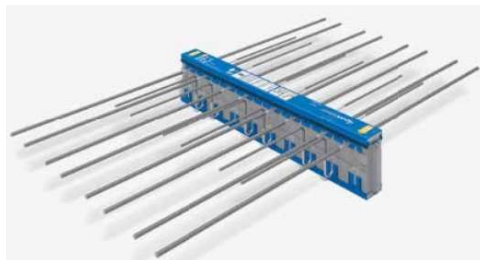
Vzdálenost prutů rozdělovací výztuže – konstrukční zásady

$$s_{s,r} = 200 \text{ mm} \leq s_{max,r} = \min(3h; 400) = 400 \text{ mm}$$

→ vyhovuje

Přerušení tepelných mostů mezi stropní deskou a přesazeným balkonem

použit prvek Schöck Isokorb typ XT



Schöck Isokorb® XT typ KL		M1	M2	M3	M4	M5	M6
vnitřní síly na mezi únosnosti	krytí výztuže CV	pevnost betonu $\geq$ C25/30					
	CV1	CV2	$m_{ed,y}$ [kNm/m]				
	160	-8,9	-15,0	-20,8	-23,8	-25,5	-29,3
	180	-9,5	-16,0	-22,0	-25,2	-27,2	-31,3
	170	-10,0	-16,9	-23,2	-26,5	-28,8	-33,0
	190	-10,7	-17,9	-24,4	-27,9	-30,6	-35,0
	180	-11,2	-18,8	-25,6	-29,2	-32,1	-36,8
	200	-11,8	-19,8	-26,7	-30,6	-33,9	-38,8
	190	-12,3	-20,7	-27,9	-31,9	-35,5	-40,6
	210	-13,0	-21,8	-29,1	-33,3	-37,1	-42,4
výška prvku H [mm]	200	-13,6	-22,7	-30,3	-34,6	-38,7	-44,2
	220	-14,3	-23,8	-31,5	-36,0	-40,3	-46,0

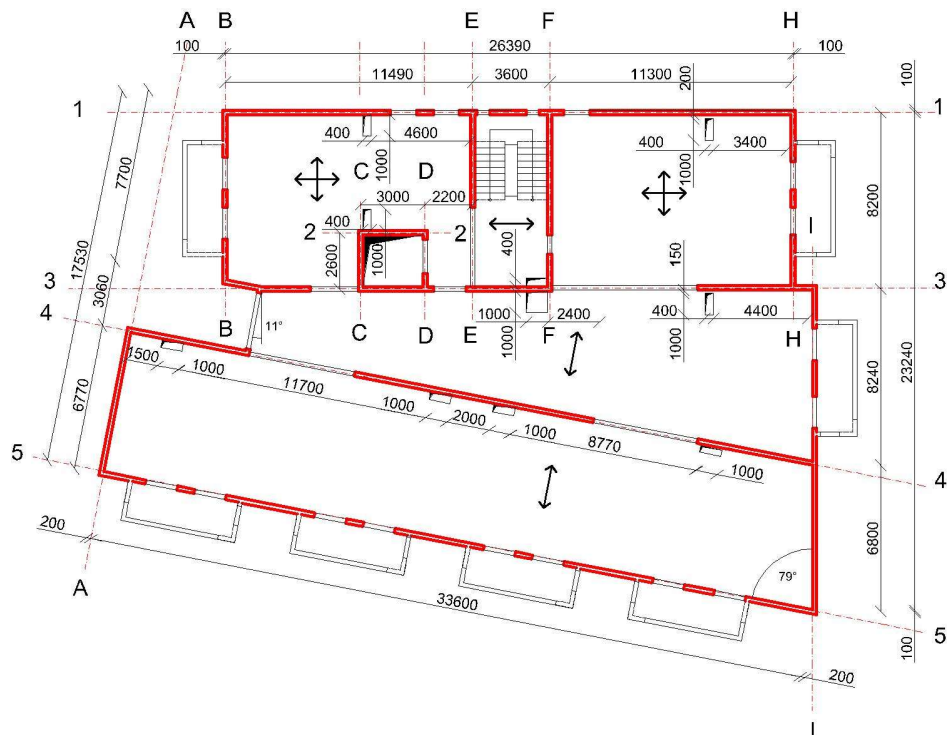
Obr. 58 – Schöck Isokorb XT typ KL, zdroj: schoeck-wittek.cz

$$m_{bal,k} = 42,39 \text{ kNm/m} < m_{Rd} = 44,2 \text{ kNm/m}$$

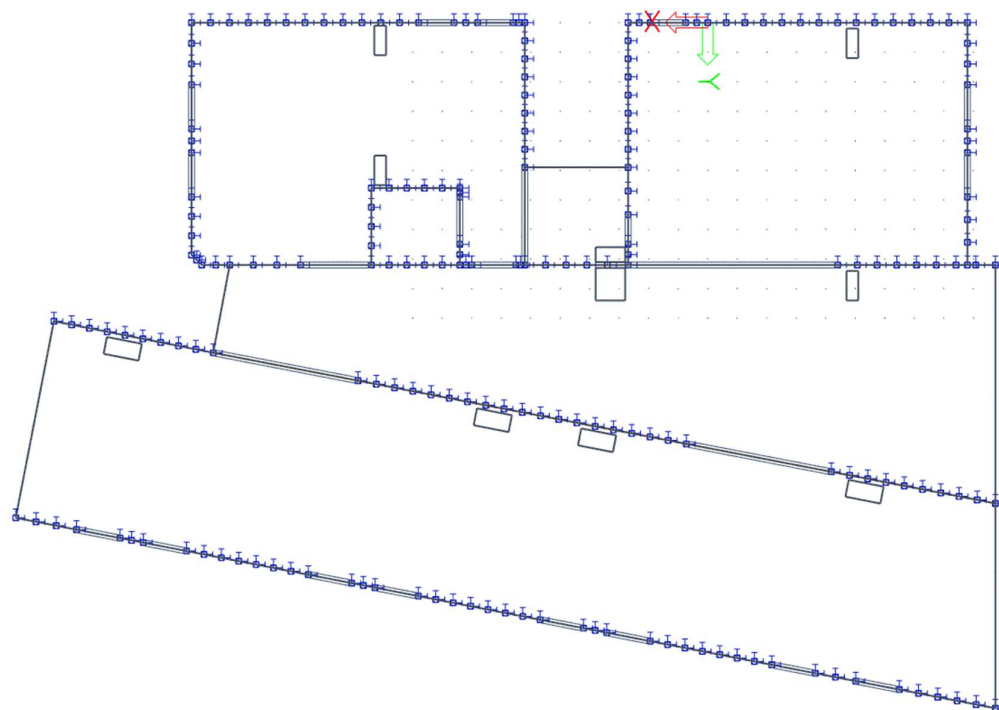
→ navrhují prvek Schöck Isokorb XT typ KL-M6-H200

Pro porovnání výsledků je v následující kapitole proveden návrh ohybové výztuže stropní desky nad 2.NP na mezní stav únosnosti (MSÚ) a její posouzení na mezní stav použitelnosti (MSP) za pomoci softwaru Scia Engineer 18. V dalších kapitolách je navržena výztuž zbylých stropních desek na MSÚ a jejich posouzení na MSP už jen za využití výše zmíněného programu.

## 7.1.7 Stropní deska nad 2.NP – 4.NP



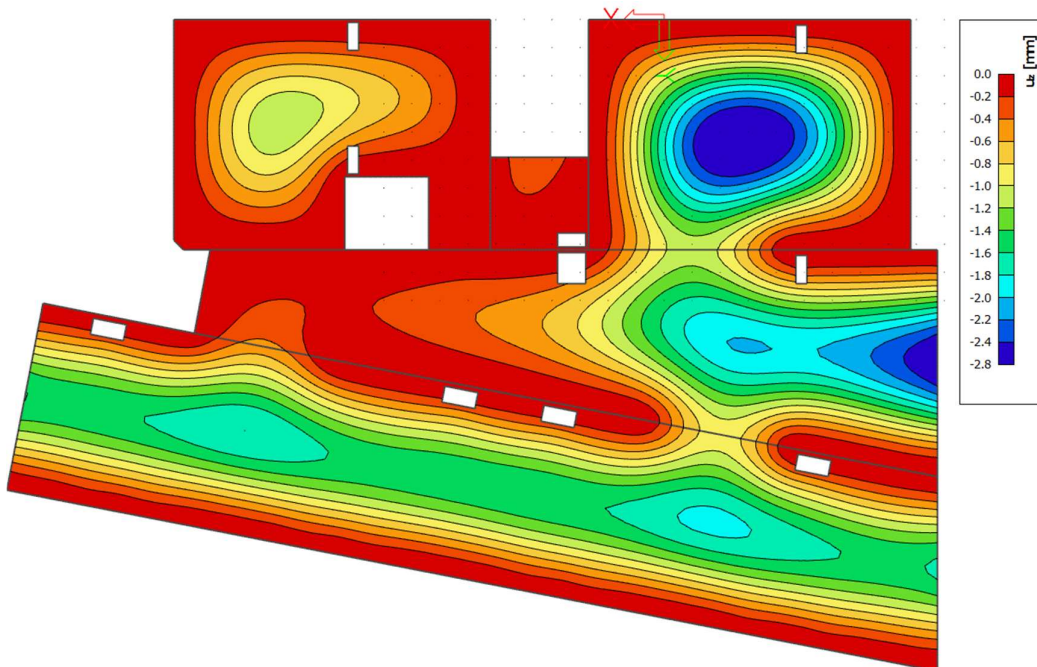
Obr. 59 – Půdorysné schéma stropní desky 2.NP



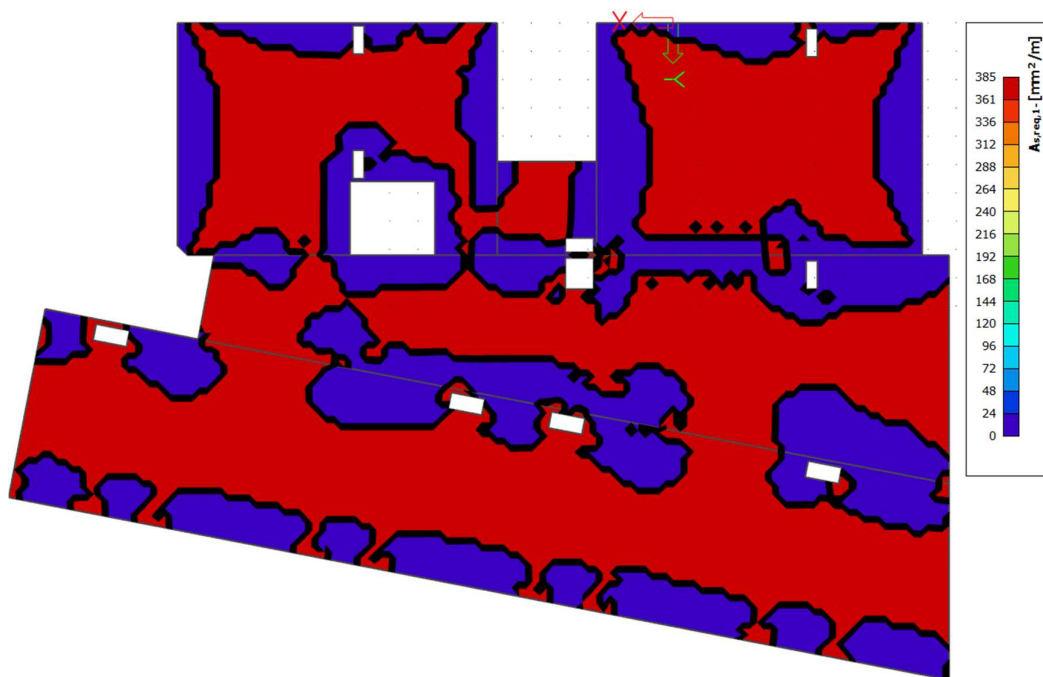
Obr. 60 – Model stropní desky 2.NP

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

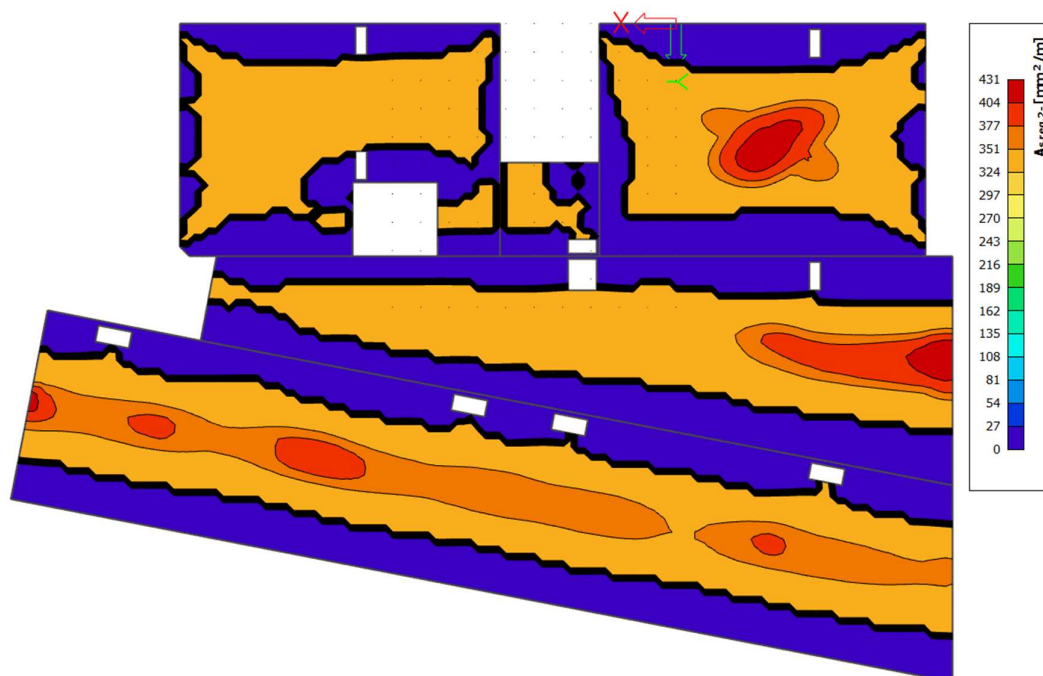
Pro návrh výztuže stropní desky nad 2.NP – 4.NP byl vytvořen 2D model, jehož schéma je na obrázku výše. V místech železobetonových stěn je modelováno vetknutí, průvlaky jsou modelovány na základě hodnot z předběžného návrhu jako žebra desky, čímž se zajišťuje jejich společné spolupůsobení se stropní deskou (spolupůsobící šířka je programem počítána automaticky). Kromě plošných a liniových (vítr, železobetonové stěny) zatížení, jež jsou specifikovány v předchozích kapitolách, je deska navíc zatížena u schodišťového prostoru liniovým zatížením od schodišťových ramen. Pro posouzení stropní desky na mezní stav použitelnosti byla vytvořena kombinace kvazistálá (kombinace č. 7 z dříve uvedeného seznamu). Šířky trhlín jsou stanoveny na základě geometrie konstrukce, jejího vyztužení, parametrů materiálů (efektivní moduly průřezu) a působícím zatížení (velikost zatížení a dlouhodobé účinky). Průhyb je na rozdíl od lineárních deformací ovlivněn změnou tuhosti průřezů po vzniku trhlin a reologickými změnami betonu a je stanoven, stejně jako šířka trhlin, na základě geometrie konstrukce, jejího vyztužení, parametrů materiálů (efektivní moduly průřezu pro zohlednění vlivu dotvarování), působícím zatížení (velikost zatížení a dlouhodobé účinky – uvažován stav po 50 letech od betonáže) a je také ovlivněn místy, kde vznikají trhliny. Tam dojde k přepočítání změn tuhosti konstrukce právě po vzniku trhlin. Výstupy ze softwaru Scia Engineer 18 pro stropní desky 2.NP – 4.NP jsou na obrázcích níže. Požadovaná plocha výztuže je automaticky přepočítána z izolinií ohybových momentů v obou směrech. Výztuž byla zadána uživatelsky, aby bylo možné stropní desku posoudit na mezní stav použitelnosti. Pro kontrolu je zobrazena i pružná svislá deformace desky.



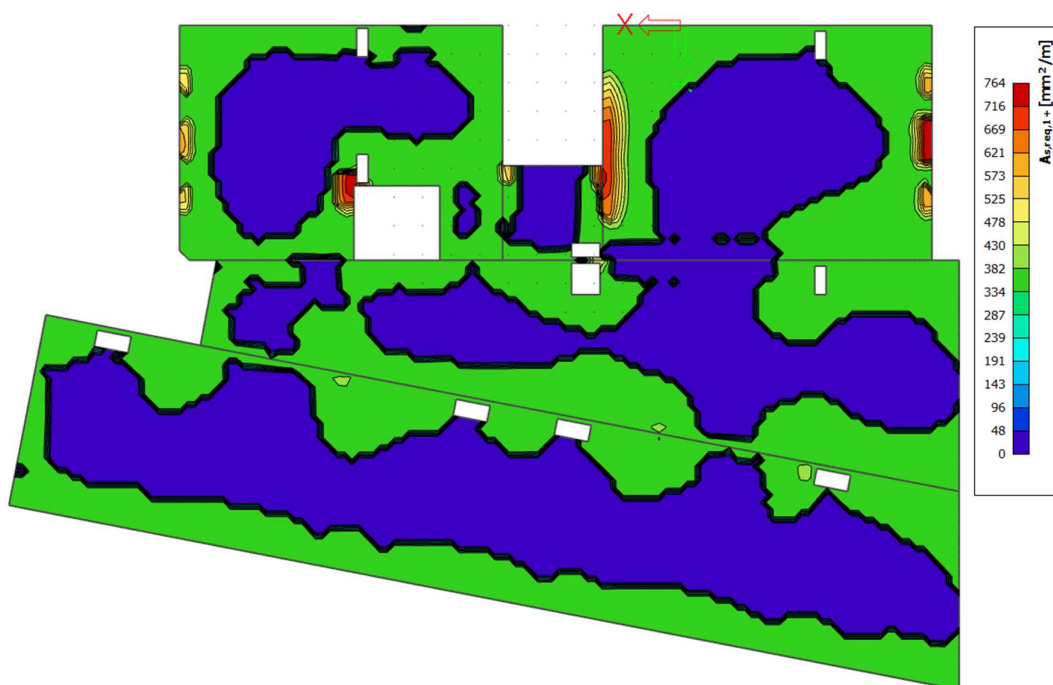
Obr. 61 – Lineární svislá deformace stropní desky 2.NP od nejnepříznivější kombinace



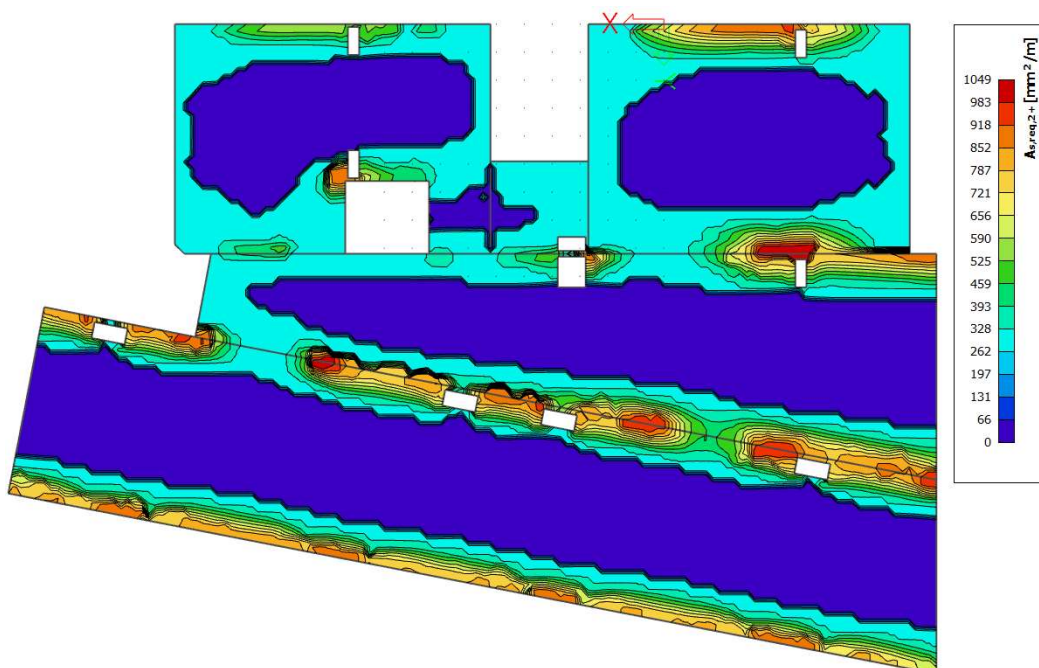
Obr. 62 – Požadovaná výztuž stropní desky 2.NP – spodní povrch ve směru osy x



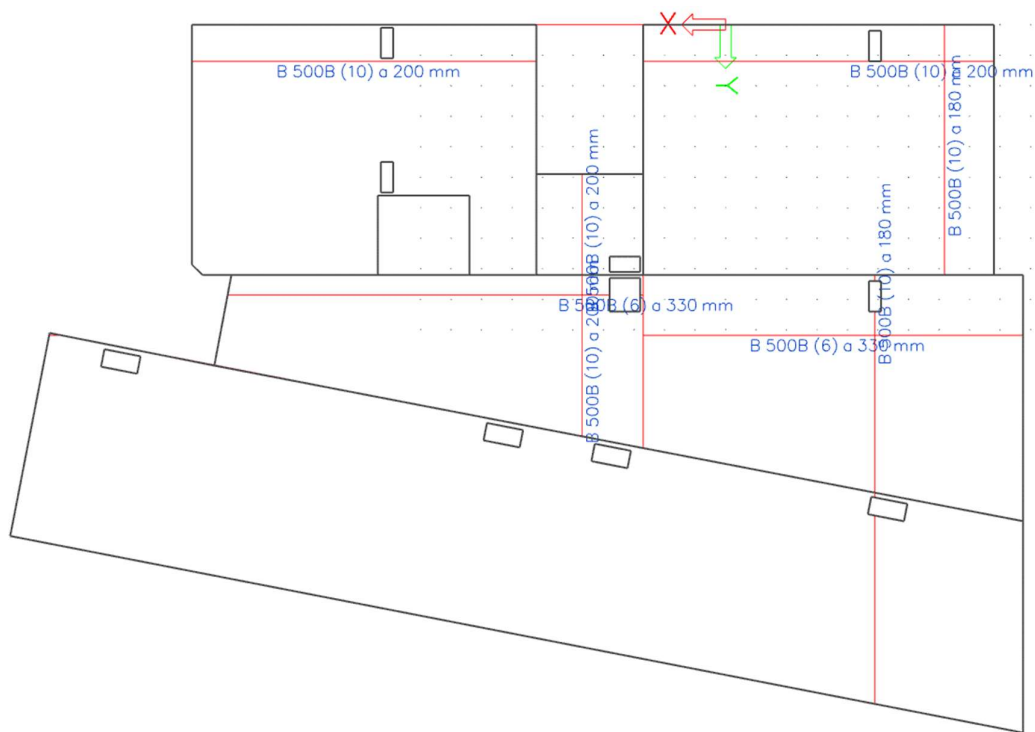
Obr. 63 – Požadovaná výztuž stropní desky 2.NP – spodní povrch ve směru osy y



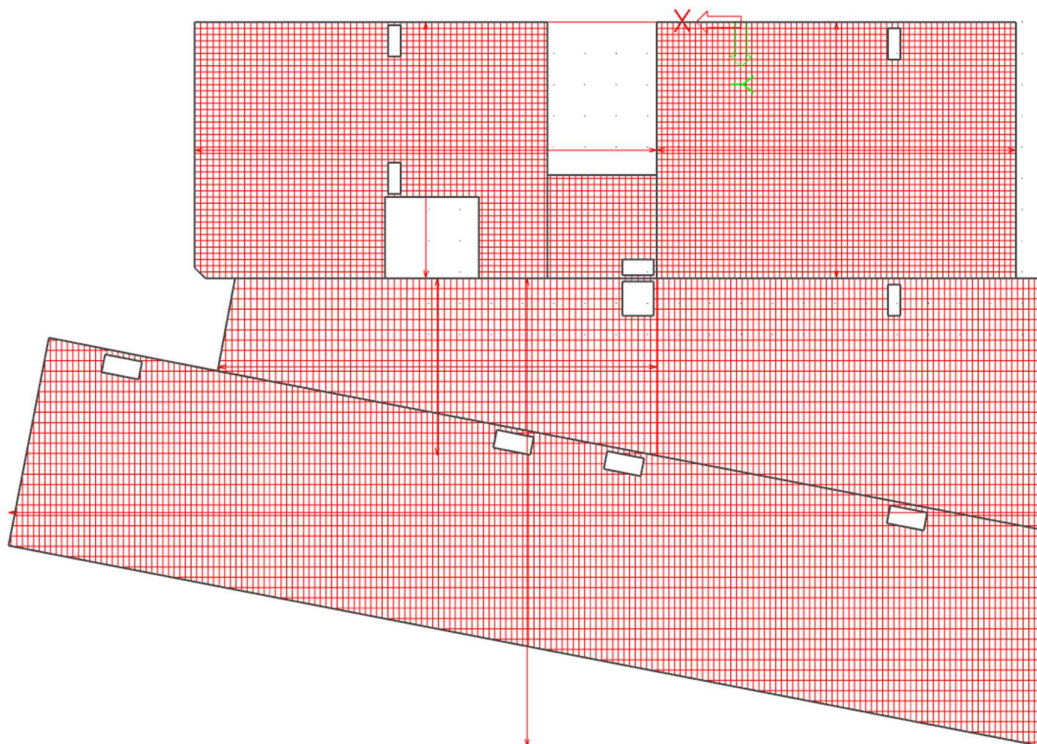
Obr. 64 – Požadovaná výztuž stropní desky 2.NP – horní povrch ve směru osy x



Obr. 65 – Požadovaná výztuž stropní desky 2.NP – horní povrch ve směru osy y



Obr. 66 – Schéma výztuže spodního povrchu stropní desky 2.NP

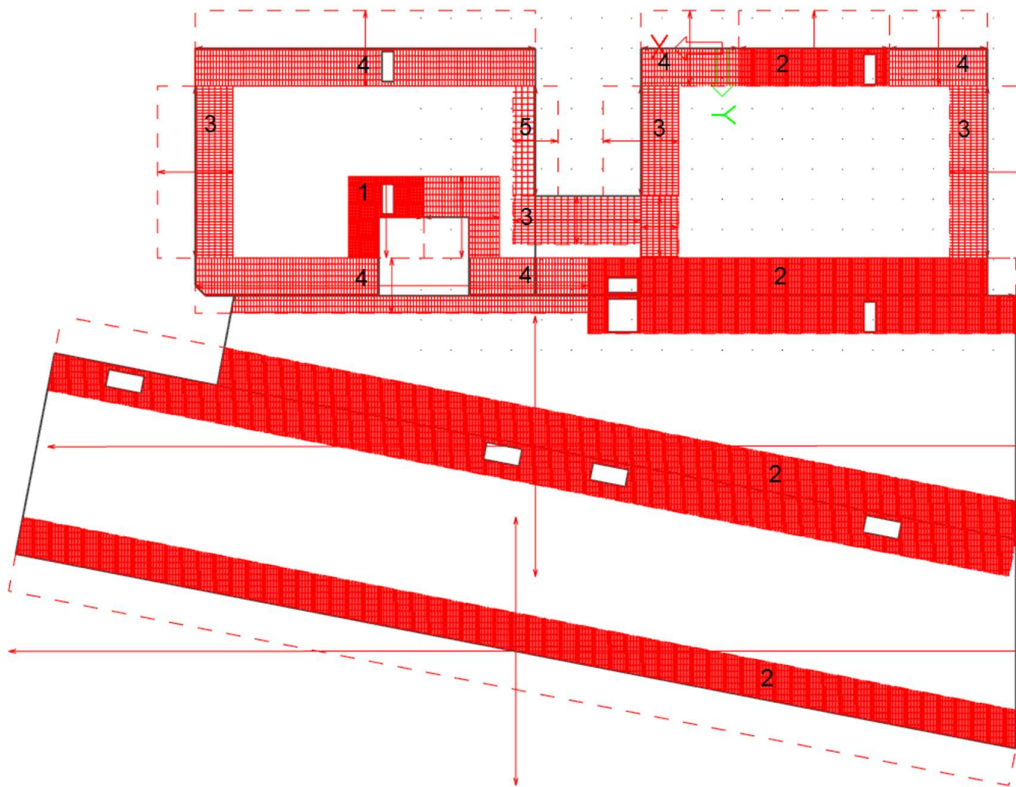


Obr. 67 – Schéma skutečného provedení výztuže spodního povrchu stropní desky 2.NP

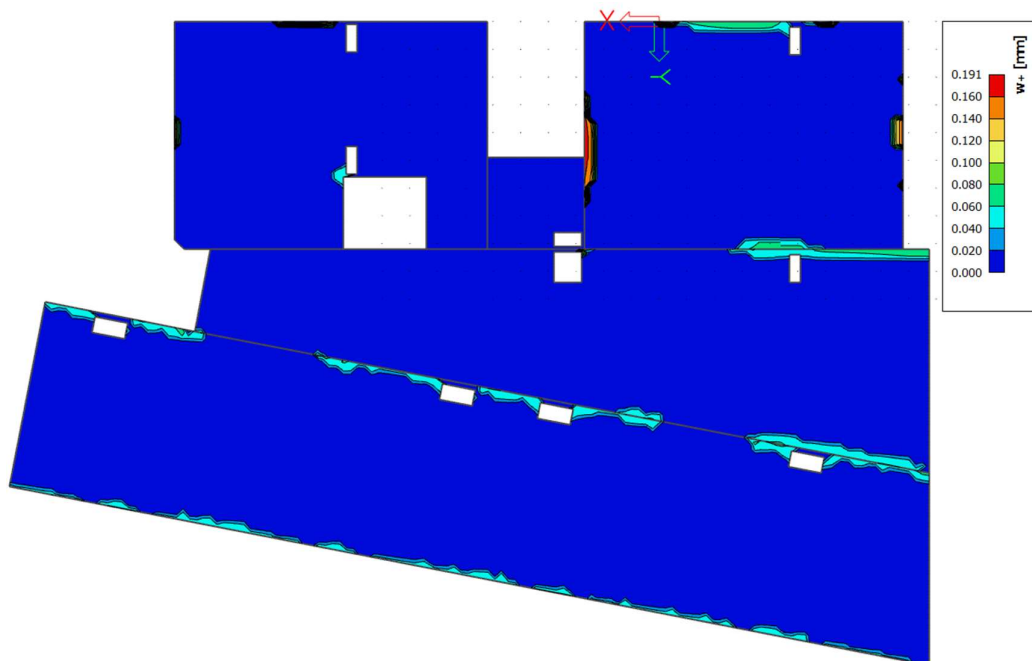
## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Z důvodu poměrně nepřehledného schématu výztuže horního povrchu stropní desky vygenerovaného softwarem Scia Engineer 18 jsou níže vypsány a na obrázku skutečného provedení výztuže číslem označeny jednotlivé rozteče výztužných prutů. Hranice jednotlivých očíslovaných oblastí jsou patrné z obrázku.

- 1... $\varnothing$ 10 mm po 100 mm ve směru osy x a po 50 mm ve směru osy y
- 2... $\varnothing$ 10 mm po 200 mm ve směru osy x a po 50 mm ve směru osy y
- 3... $\varnothing$ 10 mm po 100 mm ve směru osy x a po 200 mm ve směru osy y
- 4... $\varnothing$ 10 mm po 200 mm ve směru osy x a po 100 mm ve směru osy y
- 5... $\varnothing$ 10 mm po 200 mm ve směru osy x a po 200 mm ve směru osy y



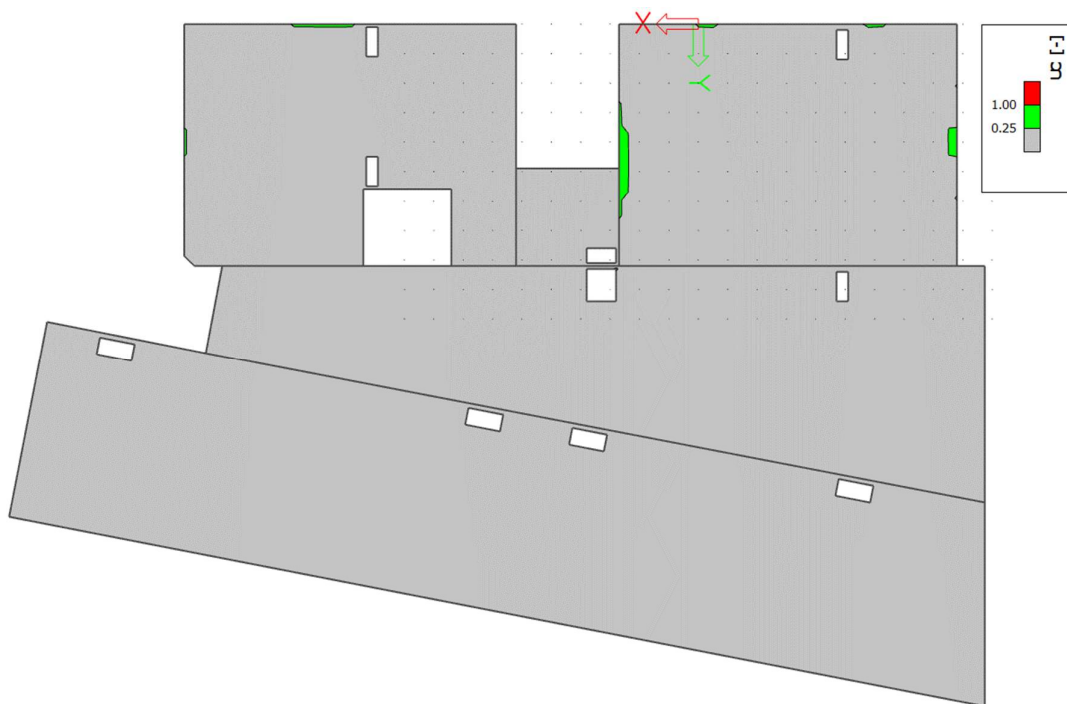
Obr. 68 – Schéma skutečného provedení výztuže horního povrchu stropní desky 2.NP



Obr. 69 – Šířka trhlin (MSP) stropní desky 2.NP

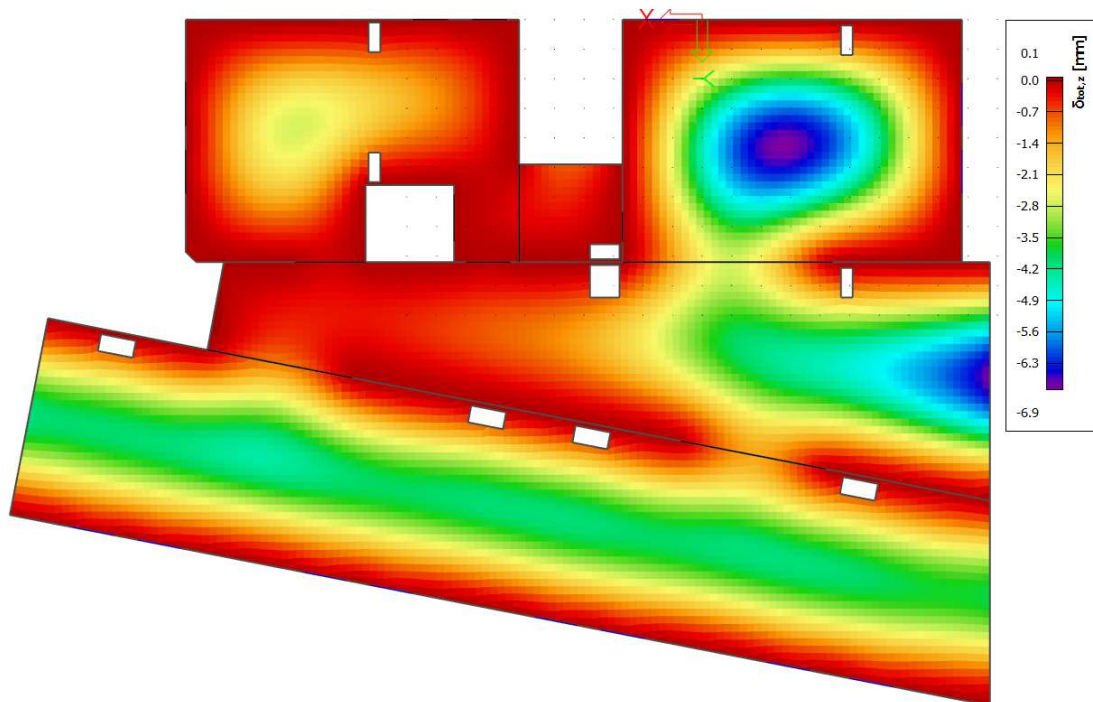
Limitní šířka trhlin s ohledem na třídu prostředí (XC1) je dána hodnotou 0,40 mm, tudíž dle níže uvedeného posouzení stropní deska na mezní stav použitelnosti – šířku trhlin vyhovuje. U spodního povrchu stropní desky trhliny nevznikají.

$$w_{max} = 0,191 \text{ mm} \leq w_{lim} = 0,40 \text{ mm}$$



Obr. 70 – Posouzení na MSP – šířka trhlin stropní desky 2.NP

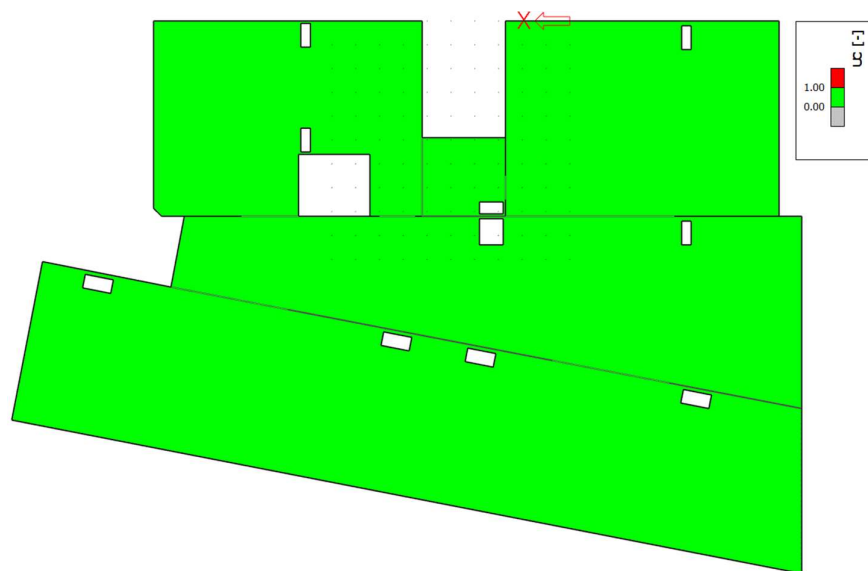




Obr. 71 – Normově závislá svislá deformace (MSP) stropní desky 2.NP

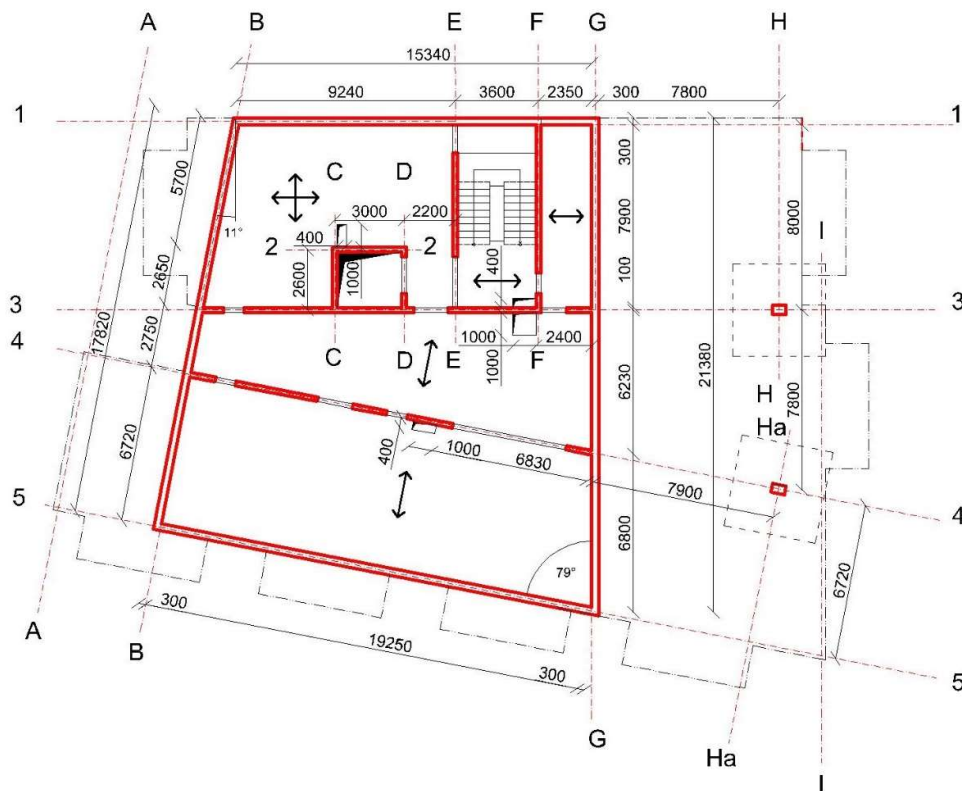
Limitní průhyb s ohledem na rozpon desek je dán hodnotou  $L/250$ , tudíž dle níže uvedeného posouzení stropní deska na mezní stav použitelnosti – průhyb vyhovuje. Scia obecně ve výpočtu průhybu neuvažuje přírůstek průhybu od smršťování, avšak vzhledem k dostatečné rezervě není třeba průhyb od smršťování dopočítávat jinými prostředky. Kromě toho uvažuje pouze s lineární deformací žeber, nikoliv reálnou, avšak i přesto je rezerva dostatečná.

$$y_{max} = 6,9 \text{ mm} \leq y_{lim} = 32,4 \text{ mm} \text{ (pro oblast s maximálním průhybem)}$$

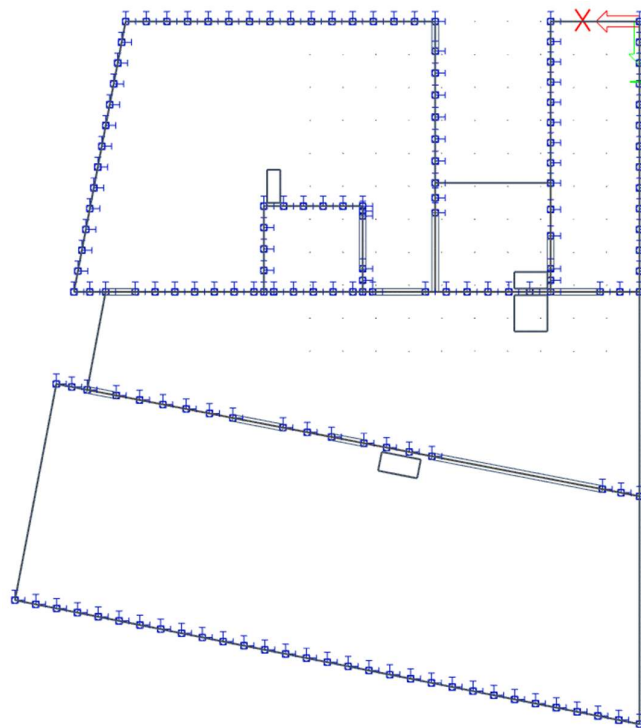


Obr. 72 – Posouzení na MSP – svislá deformace stropní desky 2.NP

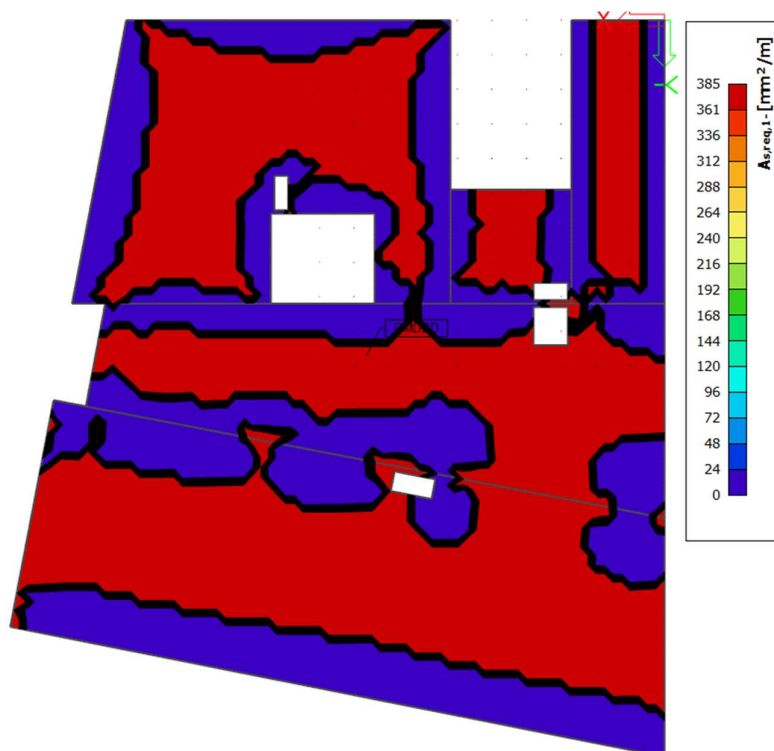
## 7.1.8 Stropní deska nad 1.PP



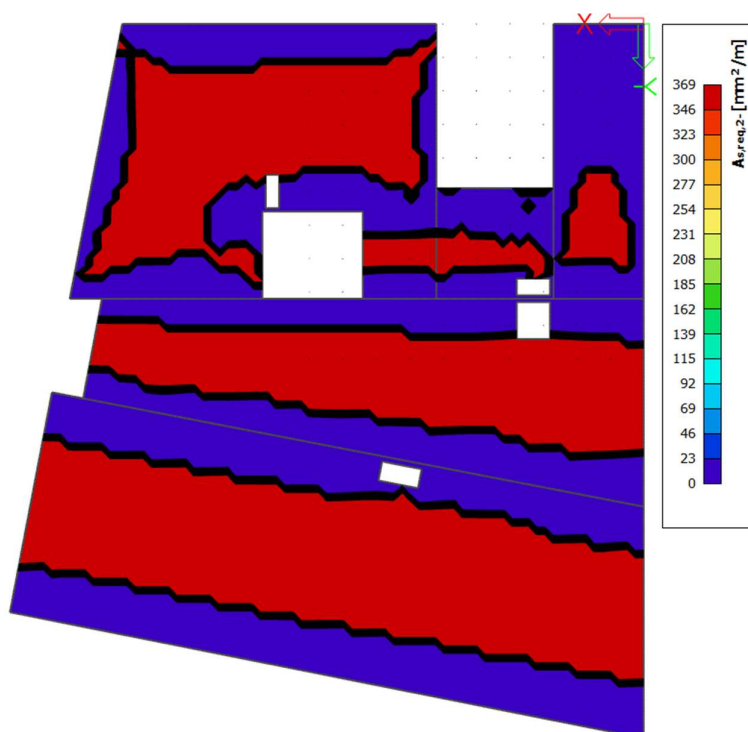
Obr. 73 – Půdorysné schéma stropní desky 1.PP



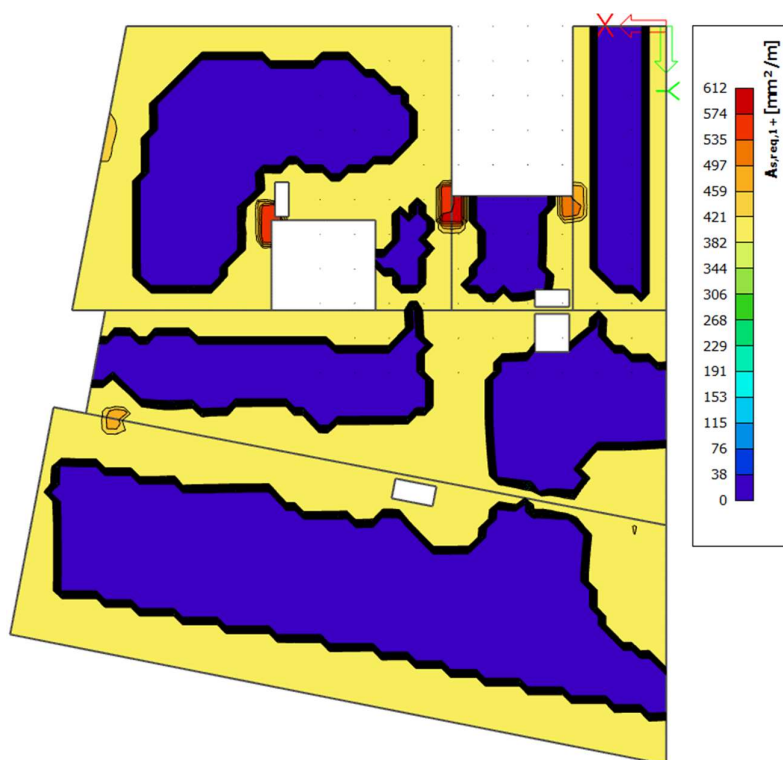
Obr. 74 – Model stropní desky 1.PP



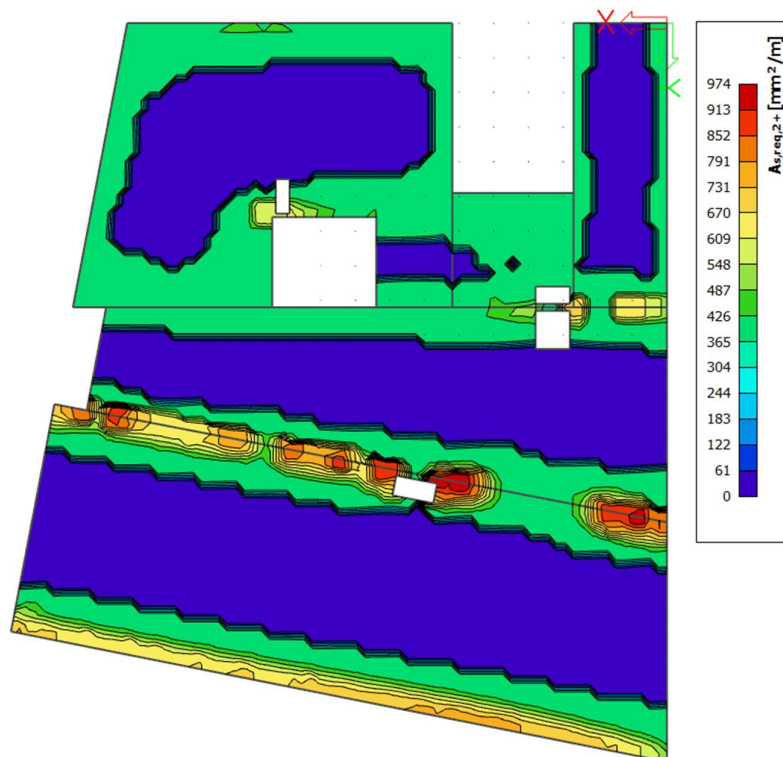
Obr. 75 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.PP – spodní povrch ve směru osy x



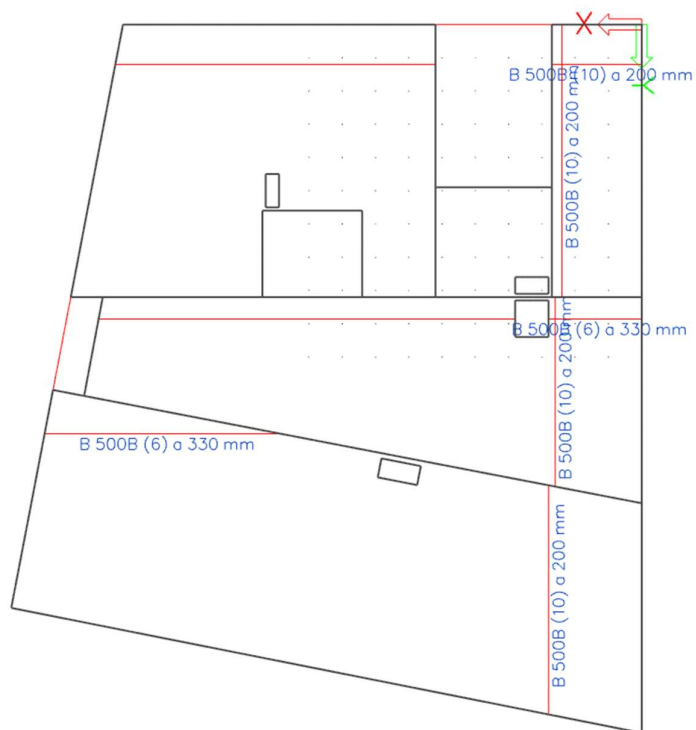
Obr. 76 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.PP – spodní povrch ve směru osy y



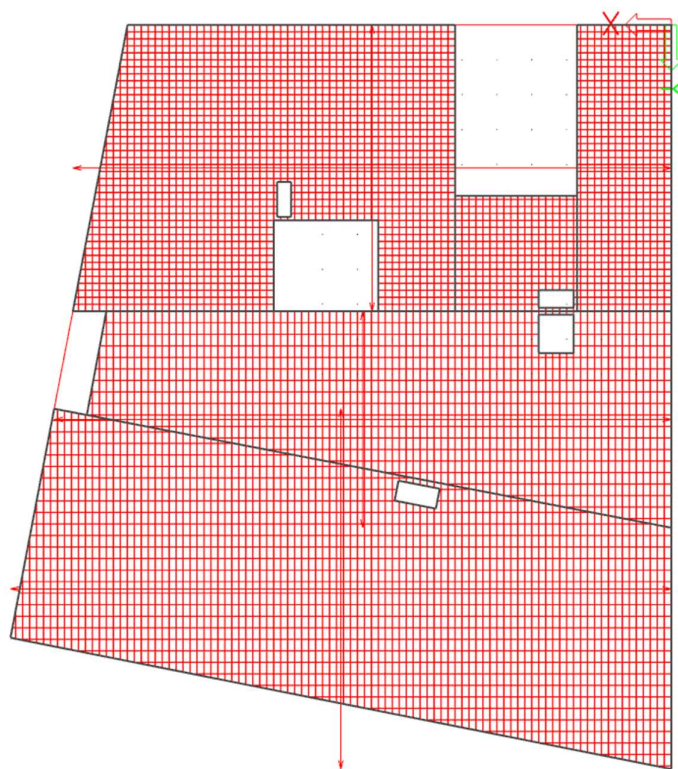
Obr. 77 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.PP – horní povrch ve směru osy x



Obr. 78 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.PP – horní povrch ve směru osy y



Obr. 79 – Schéma výztuže spodního povrchu stropní desky 1.PP

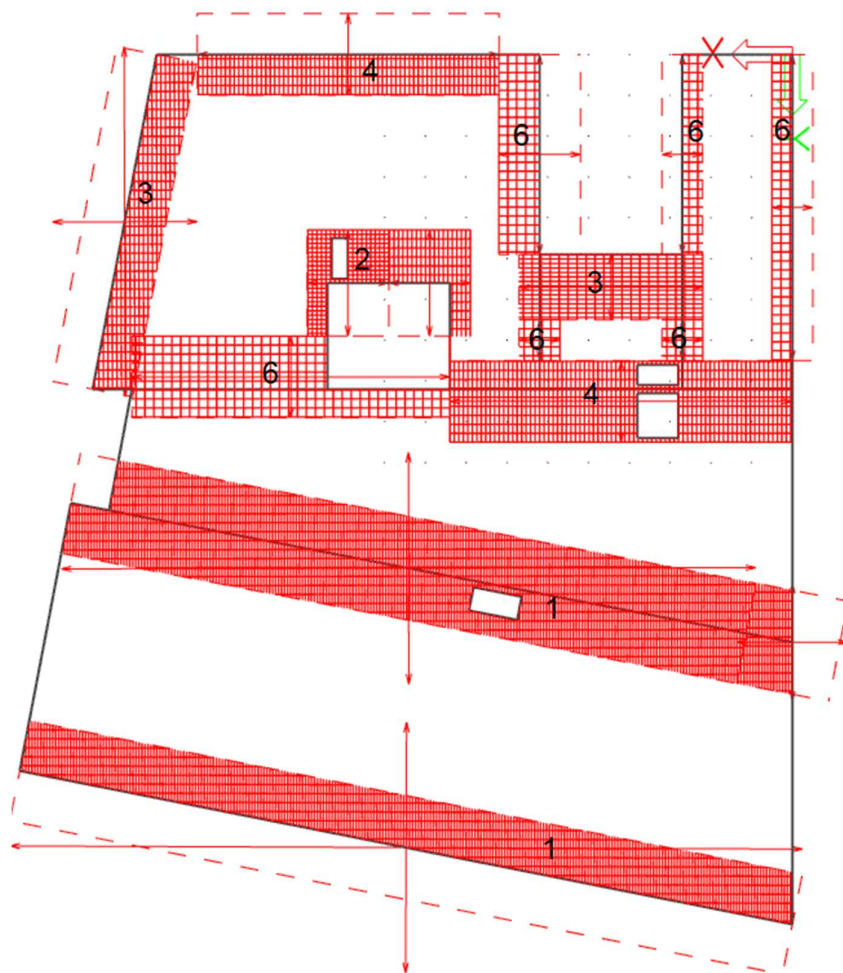


Obr. 80 – Schéma skutečného provedení výztuže spodního povrchu stropní desky 1.PP

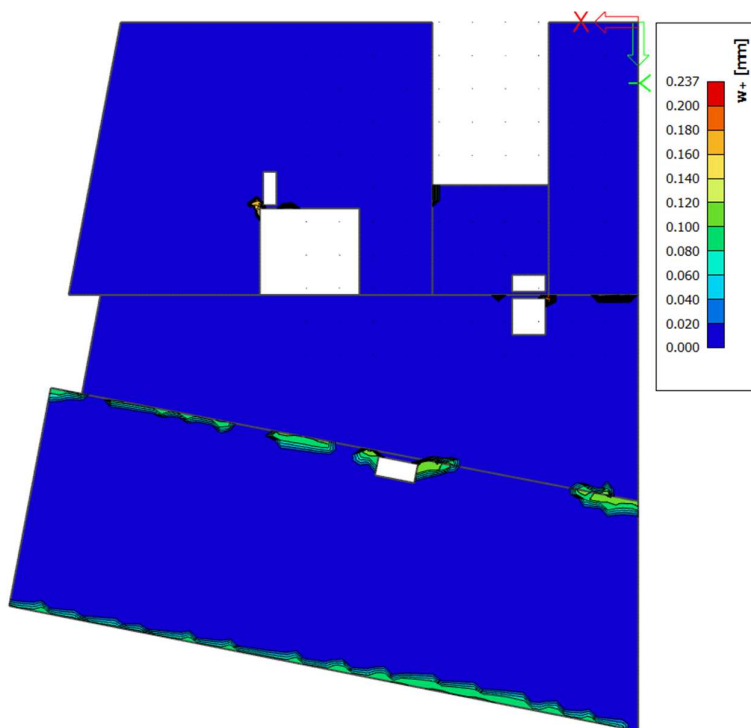
## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Z důvodu poměrně nepřehledného schématu výztuže horního povrchu stropní desky (stejně jako u předchozí stropní desky) vygenerovaného softwarem Scia Engineer 18 jsou níže vypsány a na obrázku skutečného provedení výztuže číslem označeny jednotlivé rozteče výztužných prutů. Hranice jednotlivých očíslovaných oblastí jsou patrné z obrázku.

- 1... $\text{Ø}10$  mm po 200 mm ve směru osy x a po 50 mm ve směru osy y
- 2... $\text{Ø}10$  mm po 100 mm ve směru osy x a po 100 mm ve směru osy y
- 3... $\text{Ø}10$  mm po 100 mm ve směru osy x a po 200 mm ve směru osy y
- 4... $\text{Ø}10$  mm po 200 mm ve směru osy x a po 100 mm ve směru osy y
- 5... $\text{Ø}10$  mm po 200 mm ve směru osy x a po 200 mm ve směru osy y



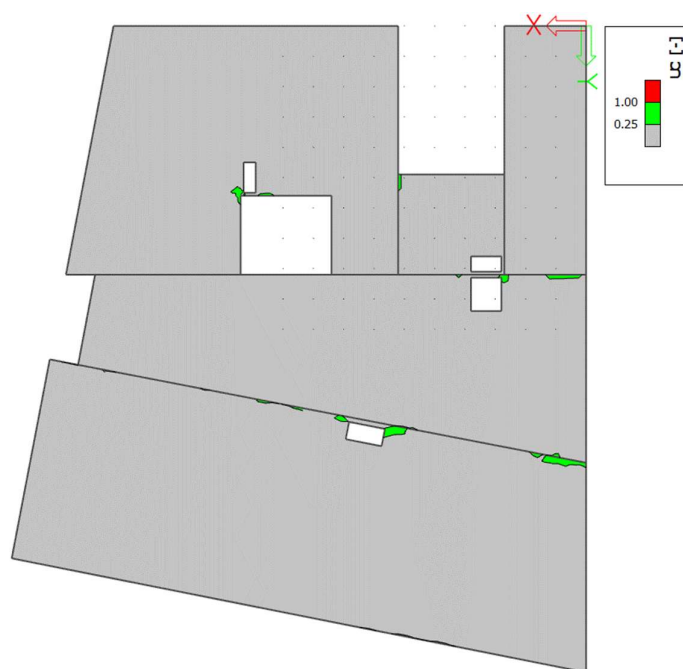
Obr. 81 – Schéma skutečného provedení výztuže horního povrchu stropní desky 1.PP



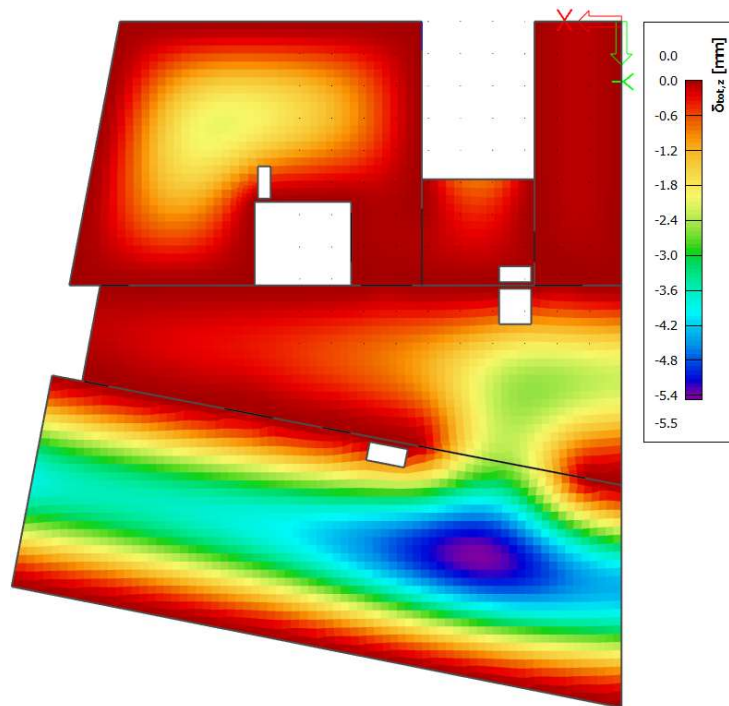
Obr. 82 – Šířka trhlin (MSP) u horního povrchu stropní desky 1.PP

Limitní šířka trhlin s ohledem na třídu prostředí (XC1) je dána hodnotou 0,40 mm, tudíž dle níže uvedeného posouzení stropní deska na mezní stav použitelnosti – šířku trhlin vyhovuje. U spodního povrchu stropní desky trhliny nevznikají.

$$w_{max} = 0,237 \text{ mm} \leq w_{lim} = 0,40 \text{ mm}$$



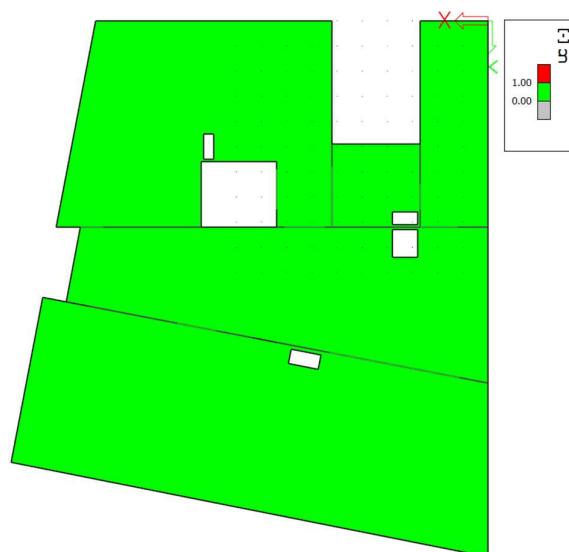
Obr. 83 – Posouzení na MSP – šířka trhlin stropní desky 1.PP



Obr. 84 – Skutečná svislá deformace (MSP) stropní desky 1.PP

Limitní průhyb s ohledem na rozpon desek je dán hodnotou  $L/250$ , tudíž dle níže uvedeného posouzení stropní deska na mezní stav použitelnosti – průhyb vyhovuje. Scia obecně ve výpočtu průhybu neuvažuje přírůstek průhybu od smršťování, avšak vzhledem k dostatečné rezervě není třeba průhyb od smršťování dopočítávat jinými prostředky. Kromě toho uvažuje pouze s lineární deformací žebek, nikoliv reálnou, avšak i přesto je rezerva dostatečná.

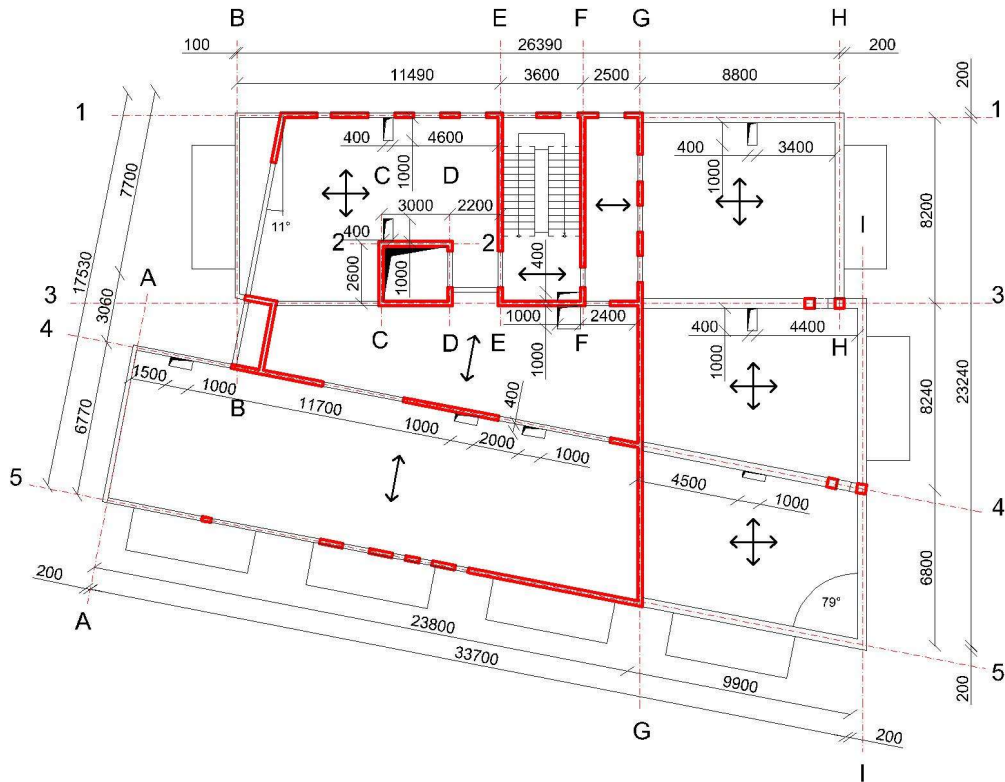
$$y_{max} = 5,5 \text{ mm} \leq y_{lim} = 27,6 \text{ mm} \text{ (pro oblast s maximálním průhybem)}$$



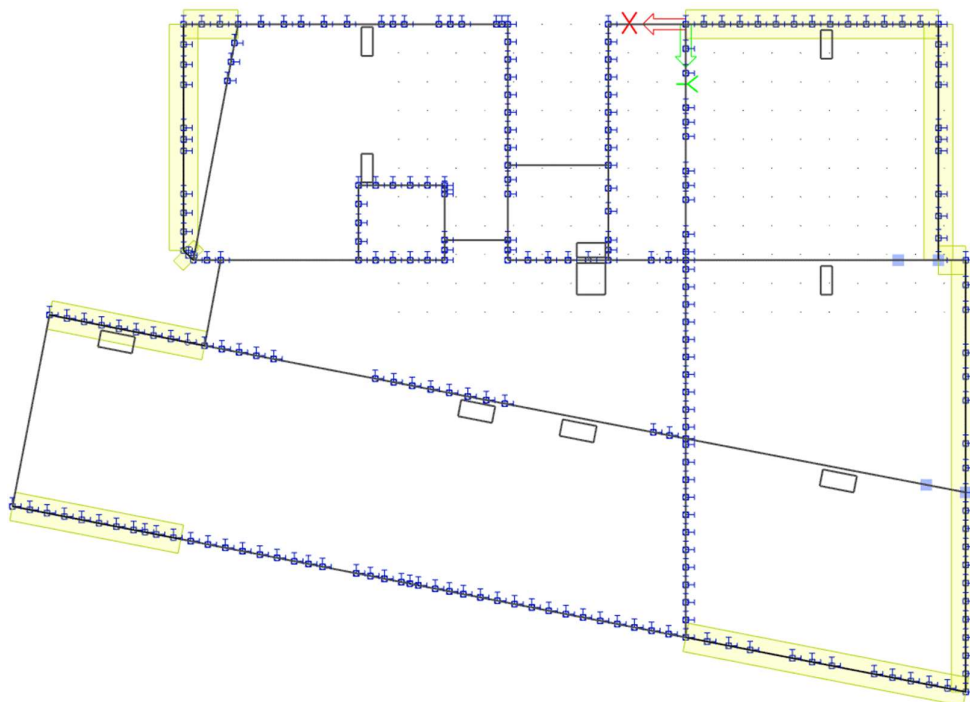
Obr. 85 – Posouzení na MSP – svislá deformace stropní desky 1.PP



7.1.9 Stropní deska nad 1.NP



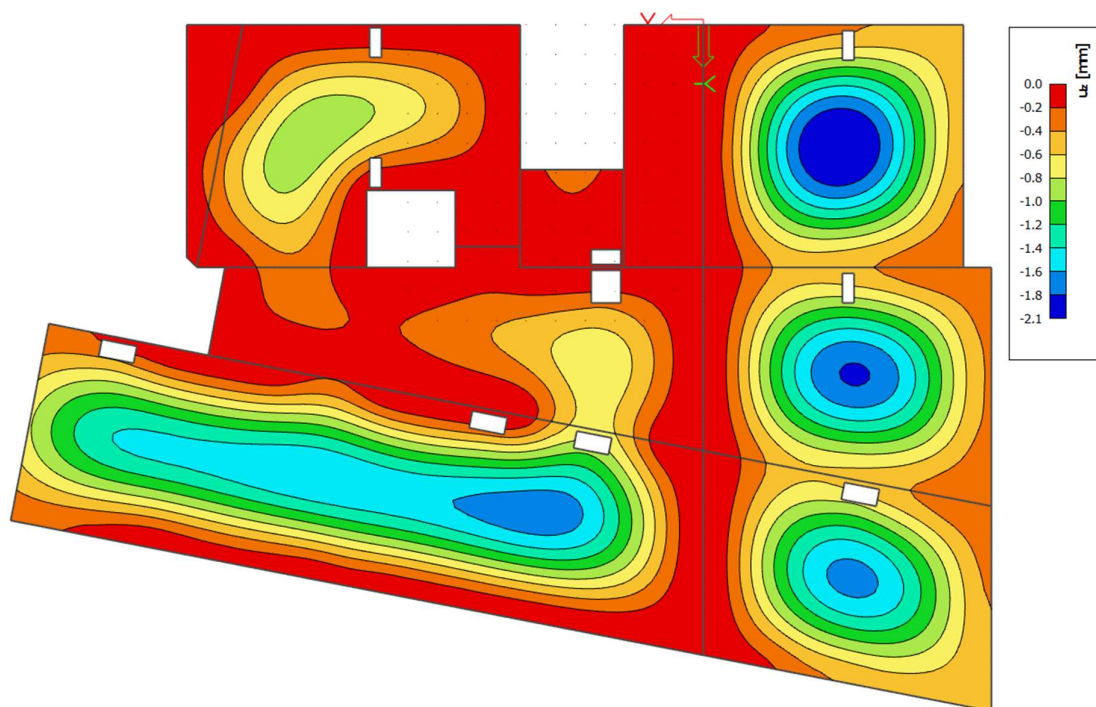
Obr. 86 – Půdorysné schéma stropní desky 1.NP



Obr. 87 – Model stropní desky 1.NP

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

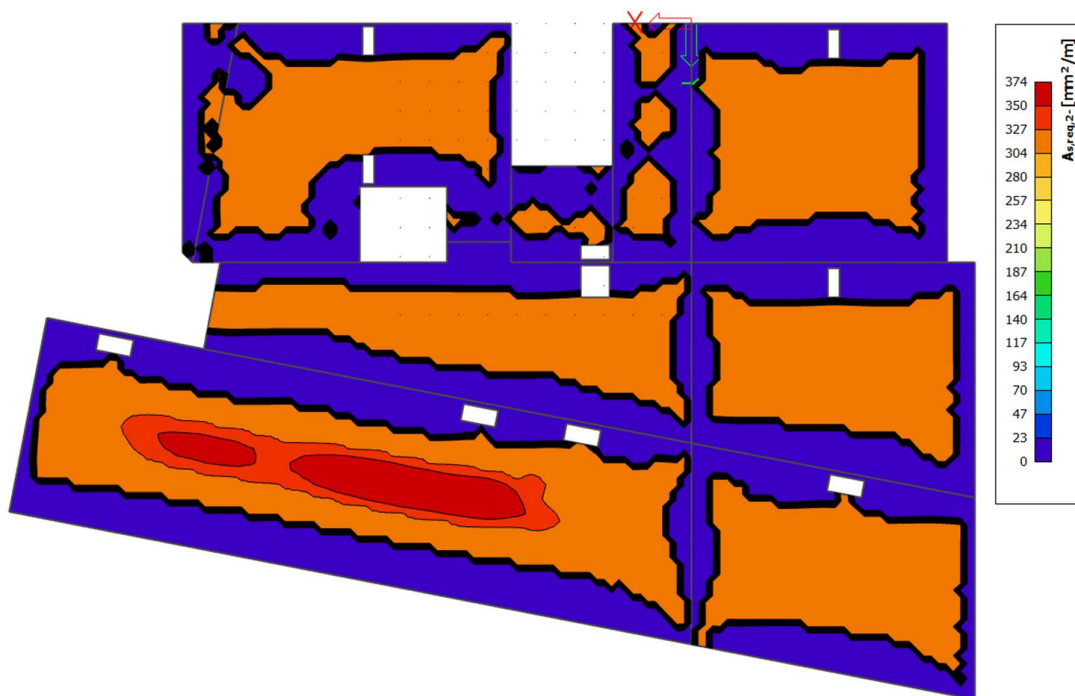
Pro návrh výztuže stropní desky nad 1.NP byl vytvořen 2D model, jehož schéma je na obrázku výše. Platí pro něj totéž, co platí pro model stropní desky 2.NP, jehož parametry jsou popsány u zmiňované desky. Navíc je vykonzolovaná část objektu zatížena přídatným zatížením od podhledu a zateplení ( $g_d = 0,33 \text{ kN/m}^2$ ). Dalšími rozdíly jsou sloupové podpory v místě sloupů a některé liniové podpory (na obrázku modelu stropní desky 1.NP jsou zvýrazněny žlutou barvou). Jedná se o železobetonové stěny v podlaží nad uvažovanou stropní deskou, které desku zatěžují, ale zároveň ji pomáhají a vynášejí. Jsou modelovány jako vetknuté podpory pružné ve svislém směru (směru osy z) se zadanou tuhostí  $5 \text{ MN/m}^2$ . Jinak se parametry neliší od stropní desky 2.NP.



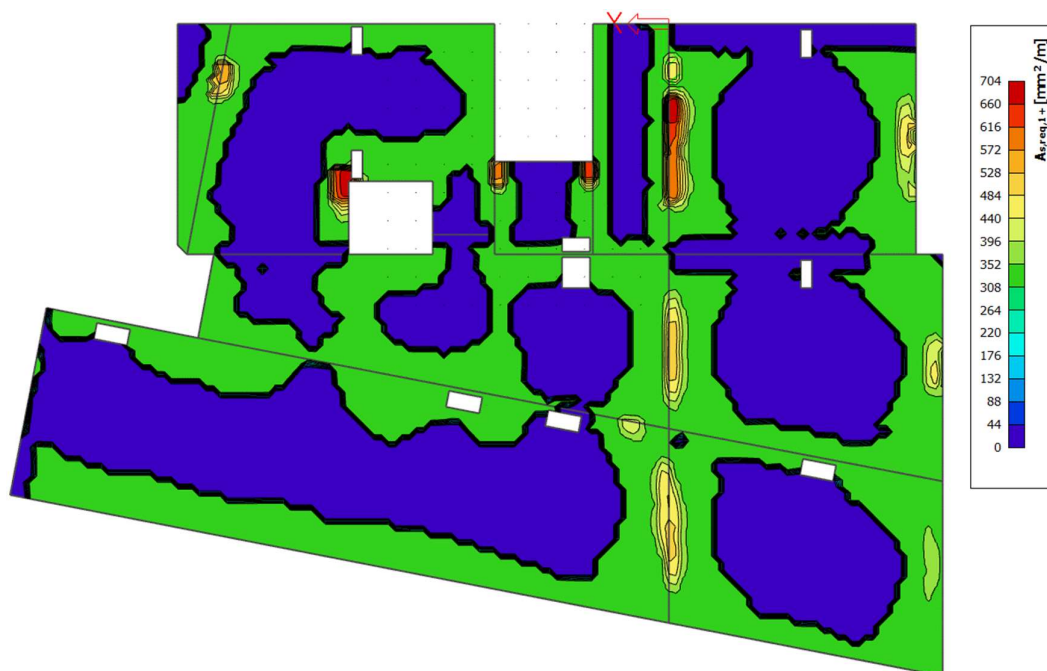
Obr. 88 – Lineární svislá deformace stropní desky 1.NP od nejnepříznivější kombinace



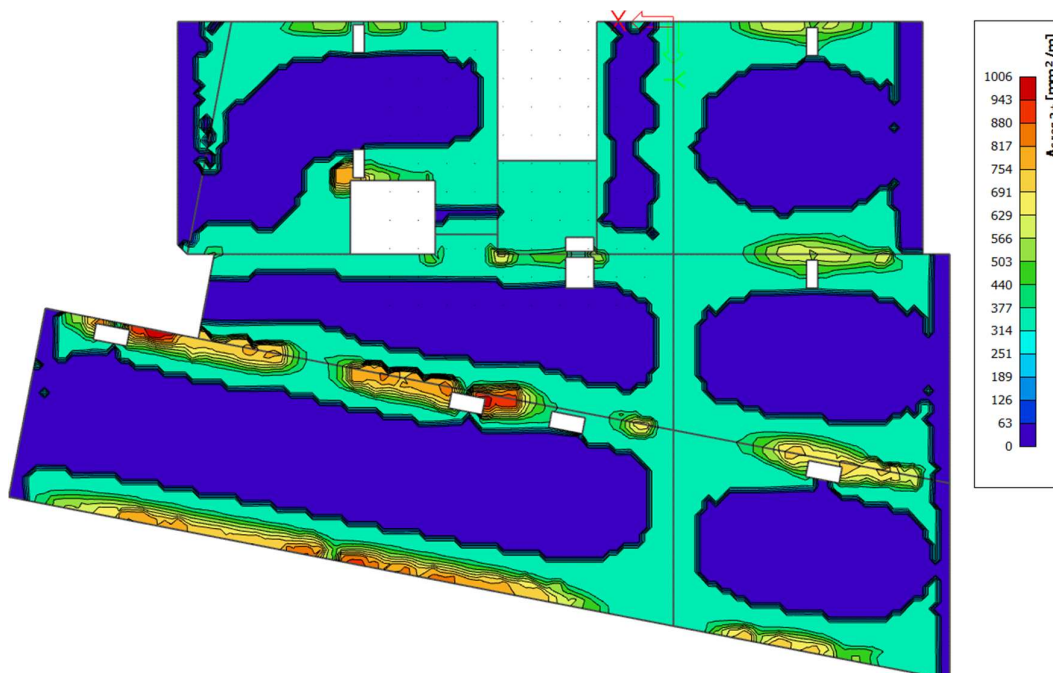
Obr. 89 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.NP – spodní povrch ve směru osy x



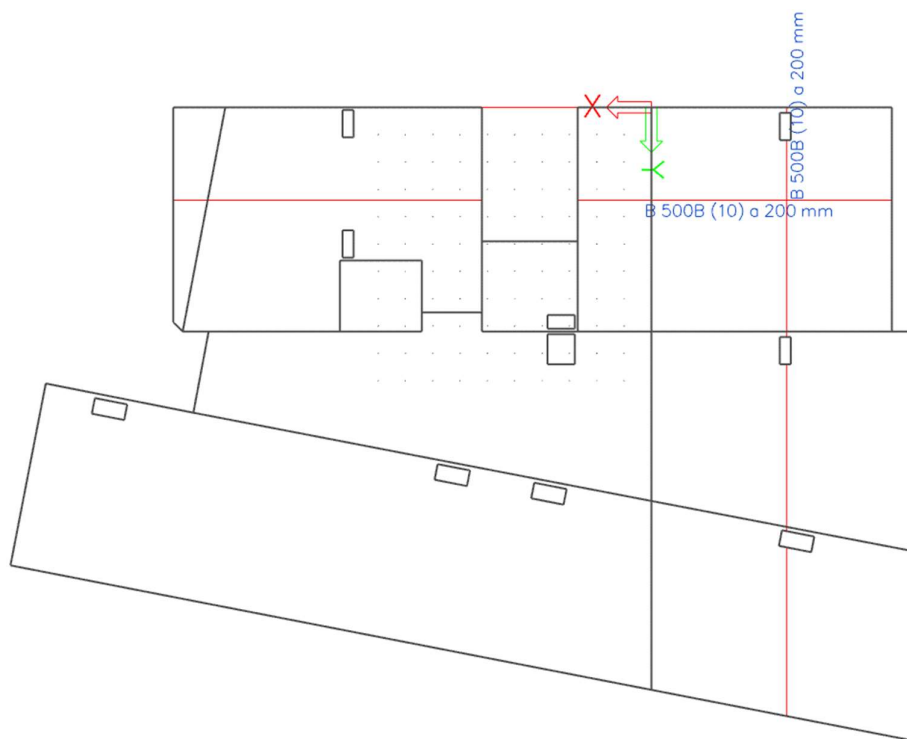
Obr. 90 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.NP – spodní povrch ve směru osy y



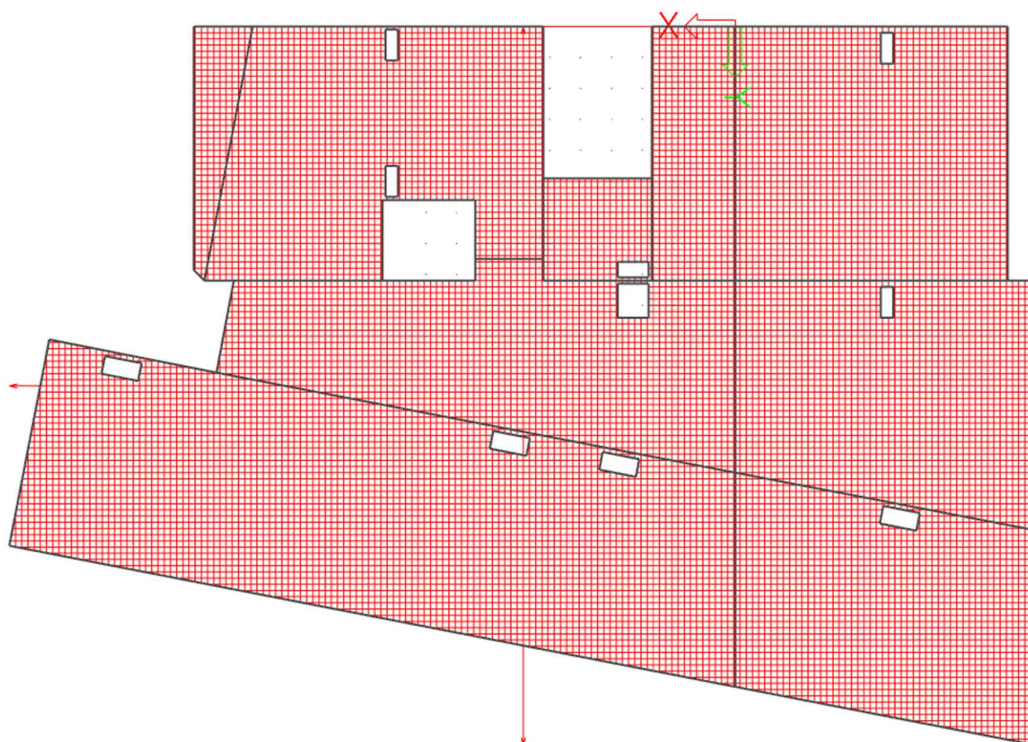
Obr. 91 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.NP – horní povrch ve směru osy x



Obr. 92 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.NP – horní povrch ve směru osy y



Obr. 93 – Schéma výztuže spodního povrchu stropní desky 1.NP

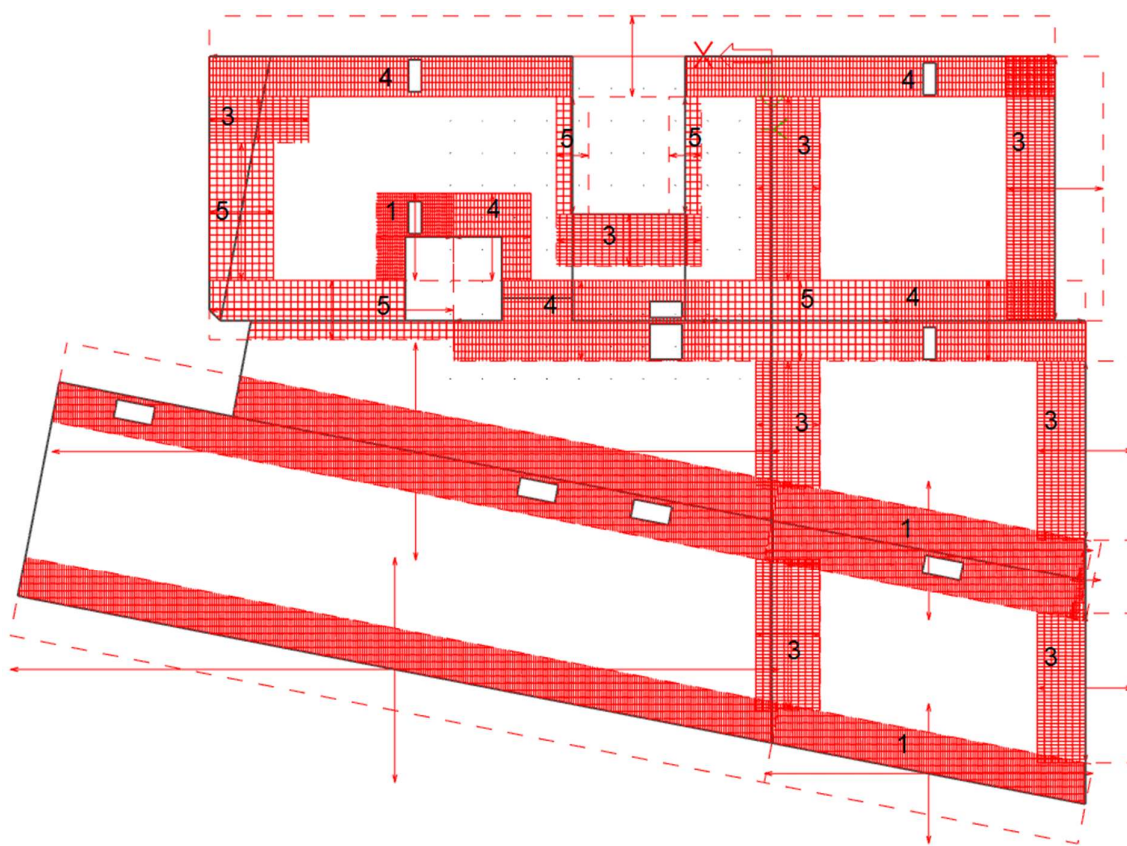


Obr. 94 – Schéma skutečného provedení výztuže spodního povrchu stropní desky 1.NP

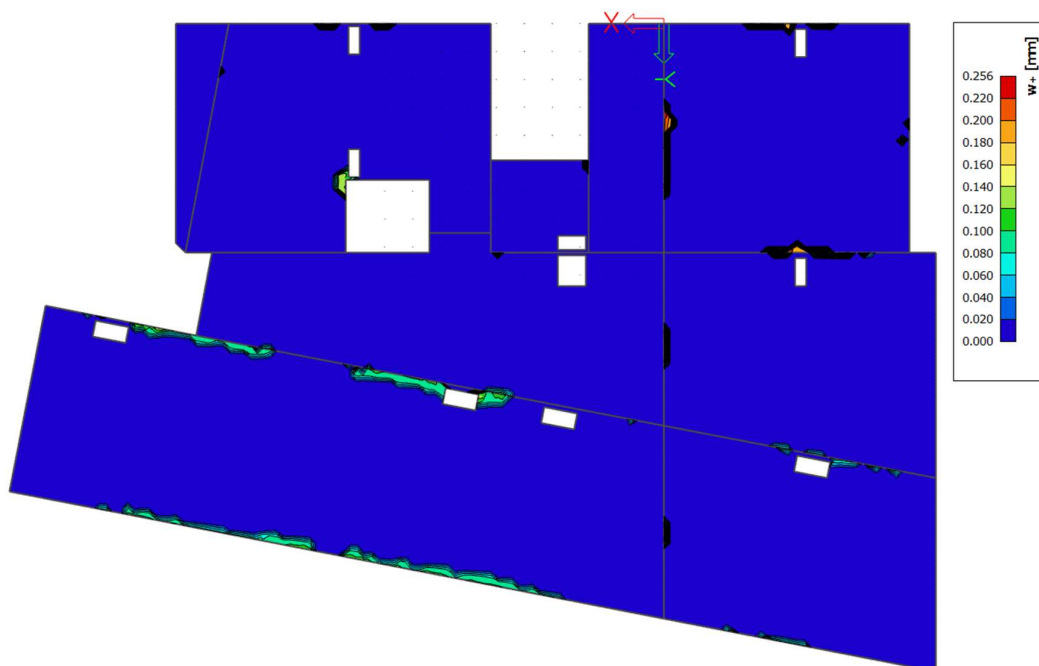
## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Z důvodu poměrně nepřehledného schématu výztuže horního povrchu stropní desky vygenerovaného softwarem Scia Engineer 18 jsou níže vypsány a na obrázku skutečného provedení výztuže číslem označeny jednotlivé rozteče výztužných prutů. Hranice jednotlivých očíslovaných oblastí jsou patrné z obrázku.

- 1... $\text{Ø}10$  mm po 100 mm ve směru osy x a po 50 mm ve směru osy y
- 2... $\text{Ø}10$  mm po 200 mm ve směru osy x a po 50 mm ve směru osy y
- 3... $\text{Ø}10$  mm po 100 mm ve směru osy x a po 200 mm ve směru osy y
- 4... $\text{Ø}10$  mm po 200 mm ve směru osy x a po 100 mm ve směru osy y
- 5... $\text{Ø}10$  mm po 200 mm ve směru osy x a po 200 mm ve směru osy y



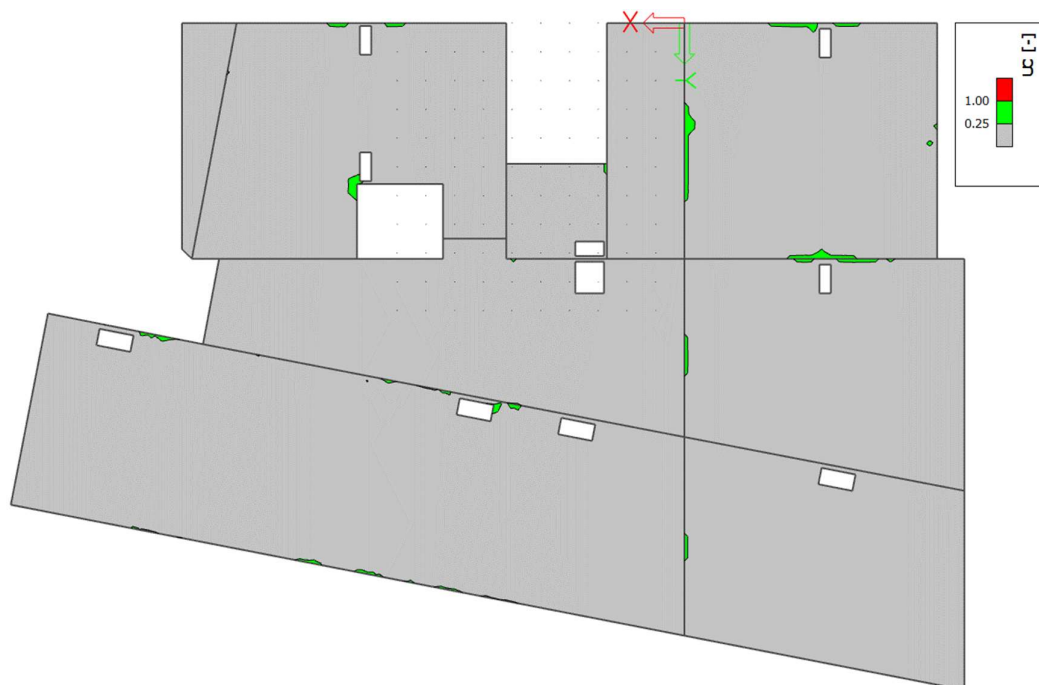
Obr. 95 – Schéma skutečného provedení výztuže horního povrchu stropní desky 1.NP



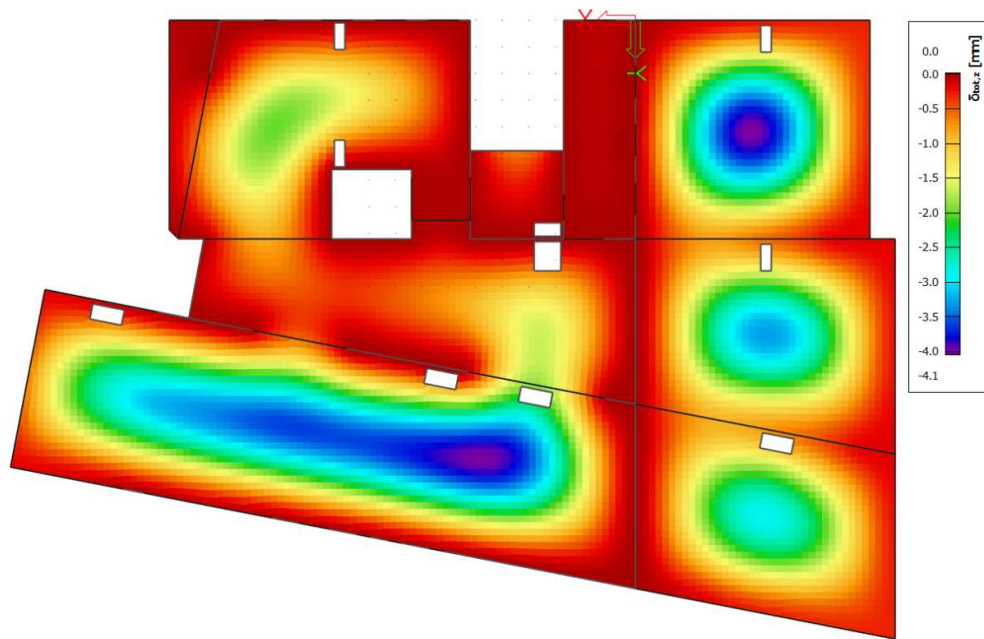
Obr. 96 – Šířka trhlin (MSP) stropní desky 1.NP

Limitní šířka trhlin s ohledem na třídu prostředí (XC3) je dána hodnotou 0,30 mm, tudíž dle níže uvedeného posouzení stropní deska na mezní stav použitelnosti – šířku trhlin vyhovuje. U spodního povrchu stropní desky trhliny nevznikají.

$$w_{max} = 0,256 \text{ mm} \leq w_{lim} = 0,30 \text{ mm}$$



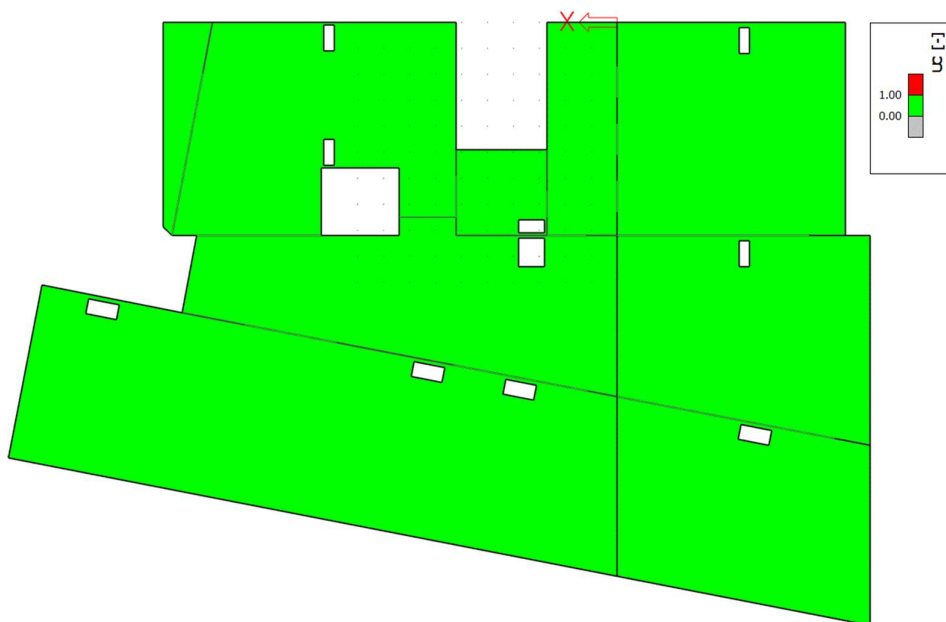
Obr. 97 – Posouzení na MSP – šířka trhlin stropní desky 1.NP



Obr. 98 – Skutečná svislá deformace (MSP) stropní desky 1.NP

Limitní průhyb s ohledem na rozpon desek je dán hodnotou  $L/250$ , tudíž dle níže uvedeného posouzení stropní deska na mezní stav použitelnosti – průhyb vyhovuje. Scia obecně ve výpočtu průhybu neuvažuje přírůstek průhybu od smršťování, avšak vzhledem k dostatečné rezervě není třeba průhyb od smršťování dopočítávat jinými prostředky. Kromě toho uvažuje pouze s lineární deformací žeber, nikoliv reálnou, avšak i přesto je rezerva dostatečná.

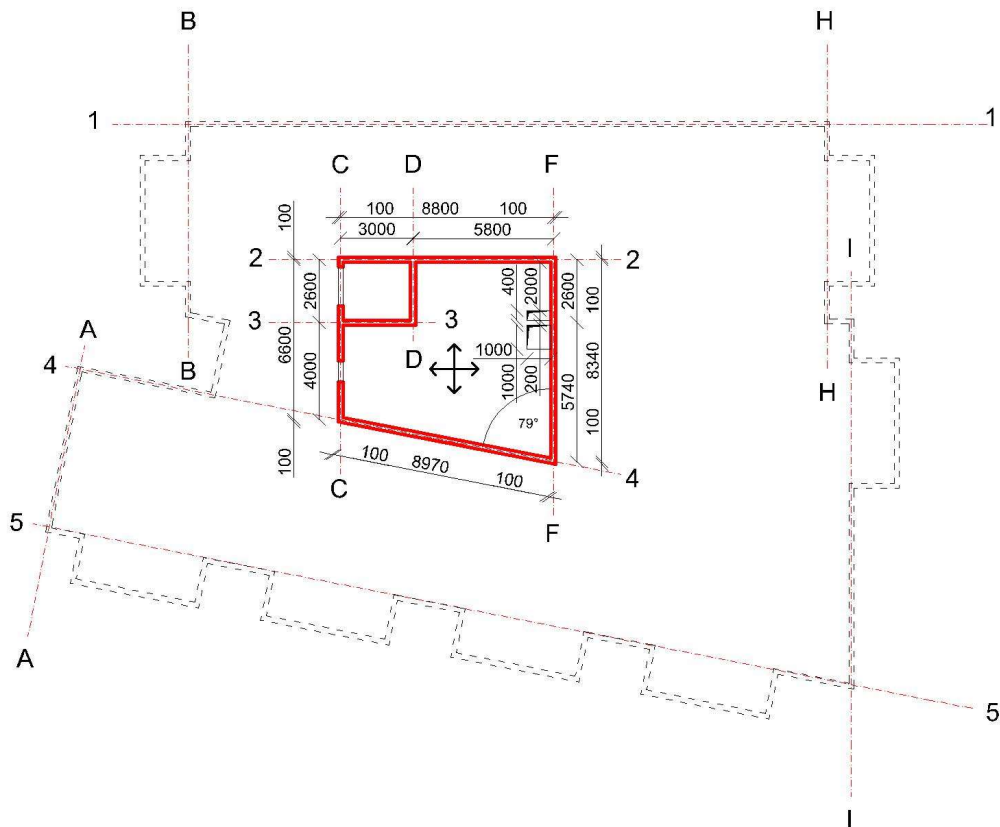
$$y_{max} = 4,1 \text{ mm} \leq y_{lim} = 27,6 \text{ mm} \text{ (pro oblast s maximálním průhybem)}$$



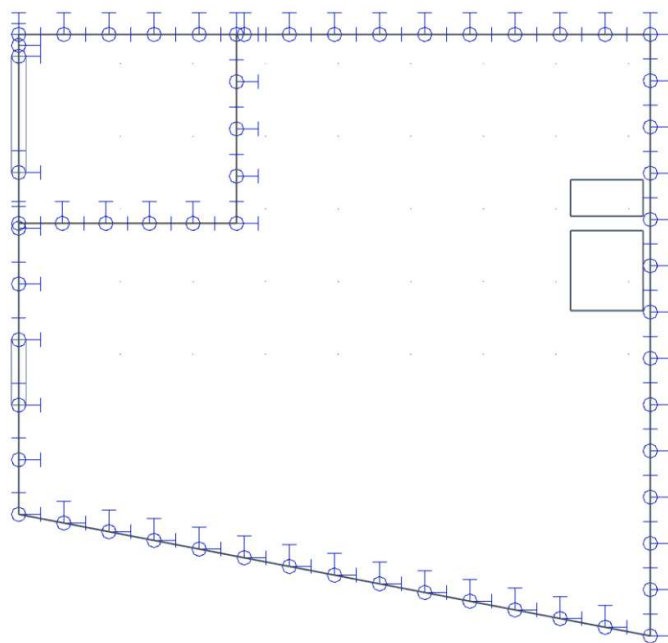
Obr. 99 – Posouzení na MSP – svislá deformace stropní desky 1.NP



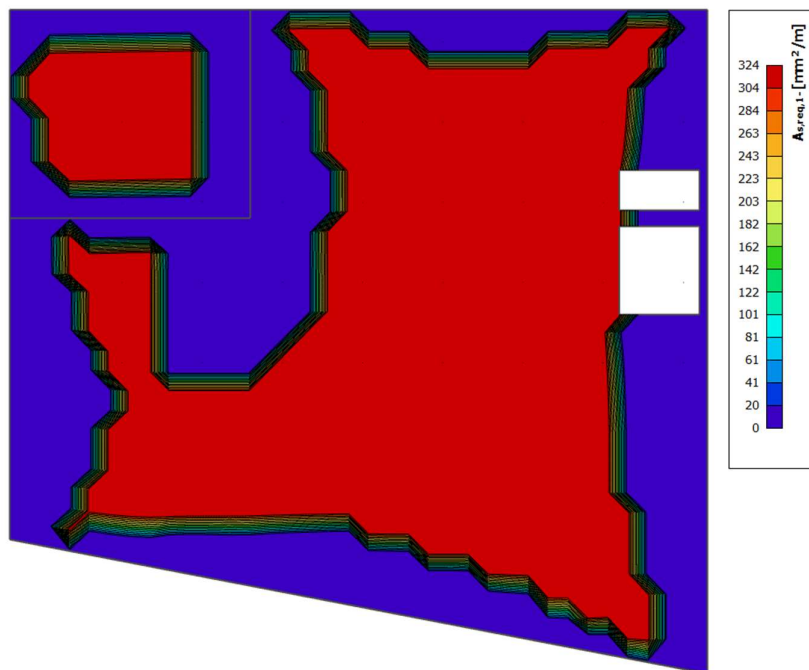
## 7.1.10 Stropní deska nad 5.NP



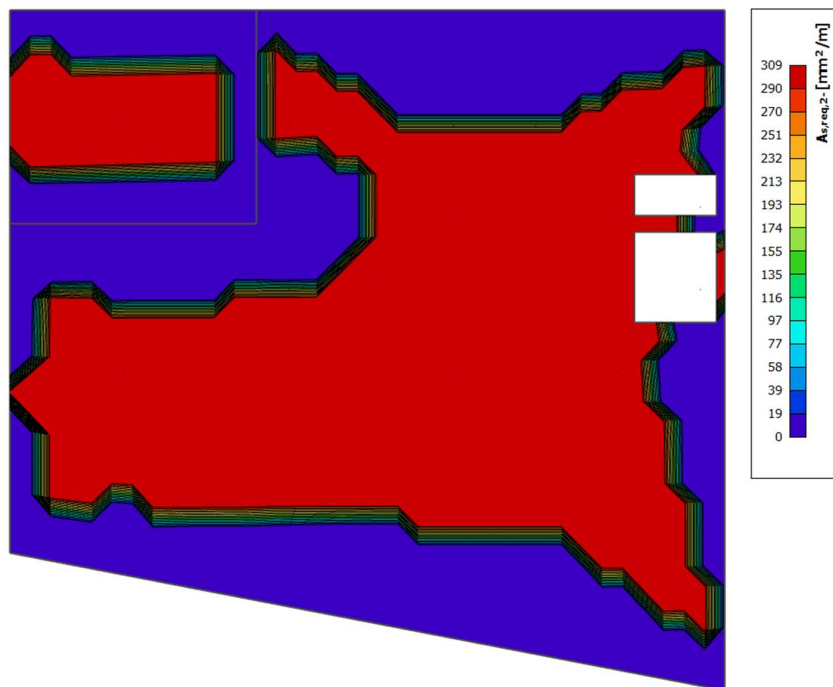
Obr. 100 – Půdorysné schéma stropní desky 5.NP



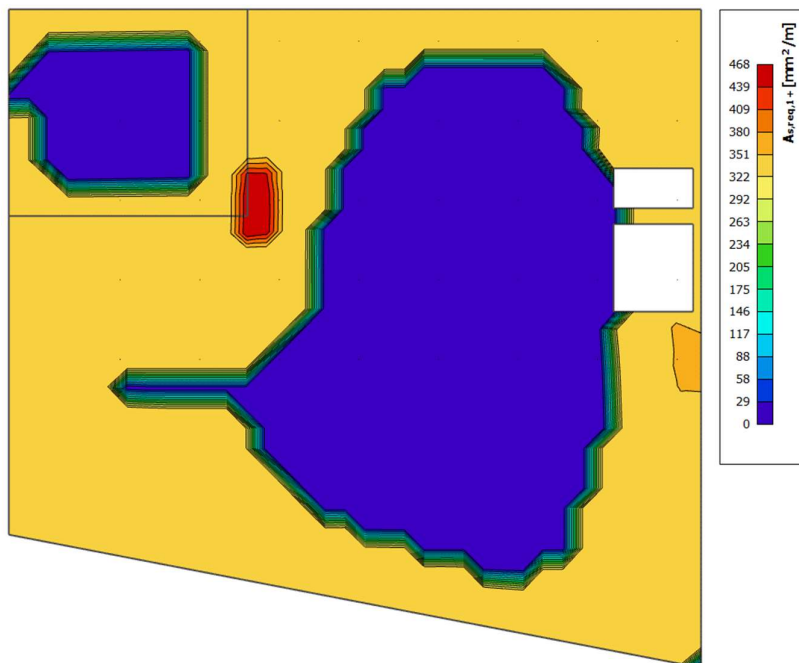
Obr. 101 – Model stropní desky 5.NP



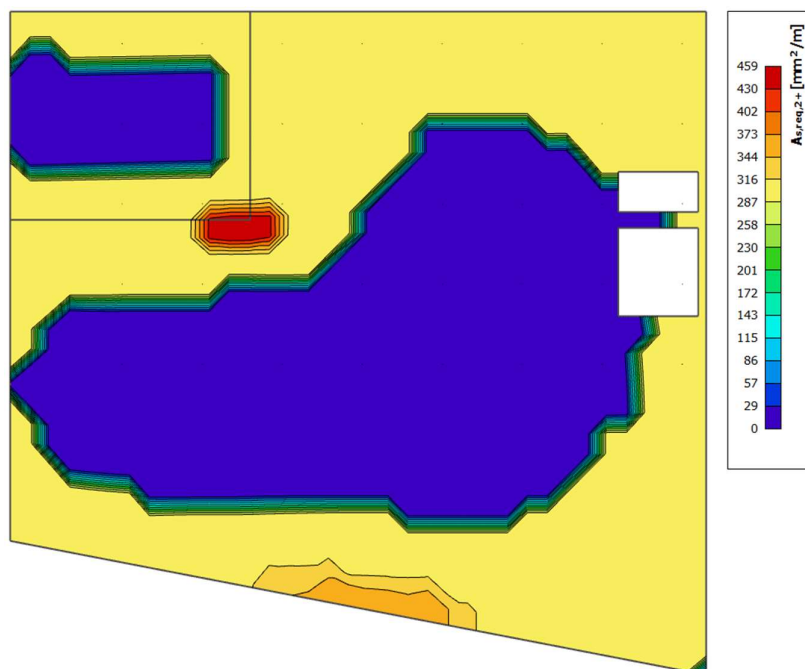
Obr. 102 – Požadovaná výztuž stropní desky 5.NP – spodní povrch ve směru osy x



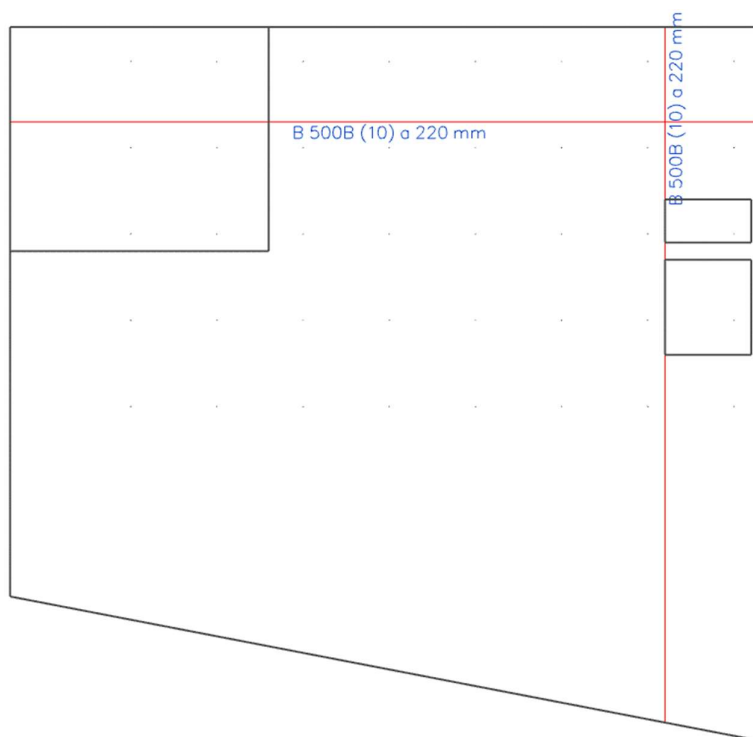
Obr. 103 – Požadovaná výztuž stropní desky 5.NP – spodní povrch ve směru osy y



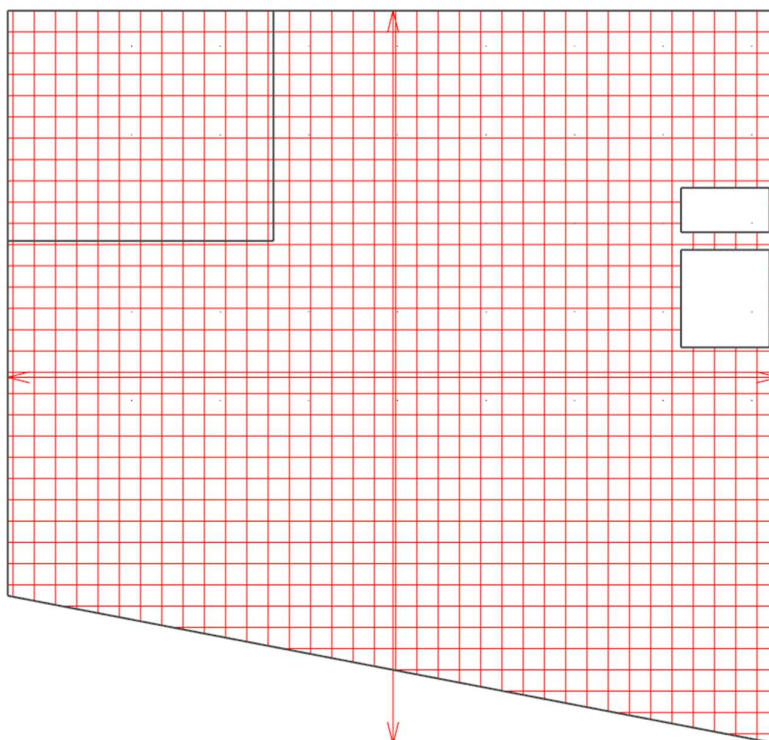
Obr. 104 – Požadovaná výztuž stropní desky 5.NP – horní povrch ve směru osy x



Obr. 105 – Požadovaná výztuž stropní desky 5.NP – horní povrch ve směru osy y



Obr. 106 – Schéma výztuže spodního povrchu stropní desky 5.NP



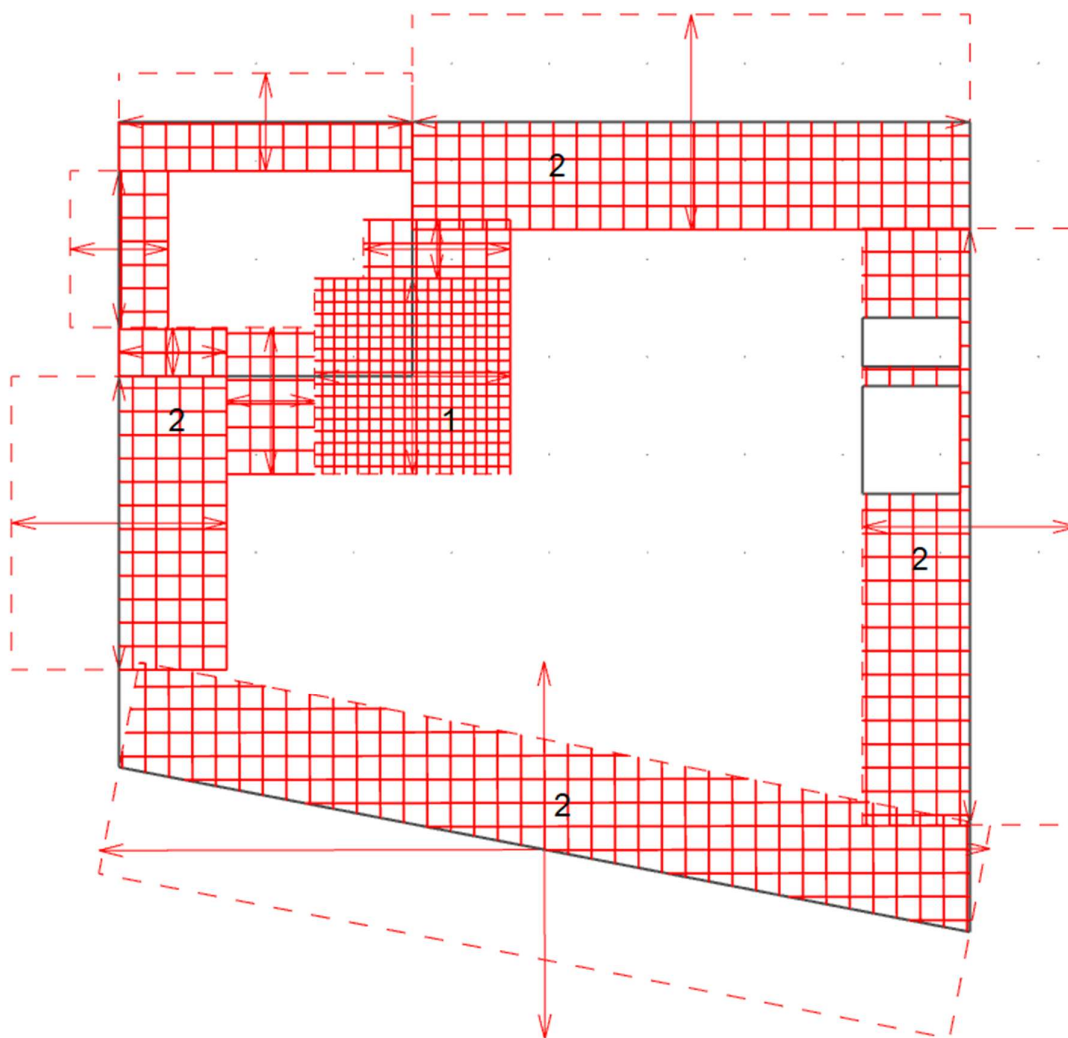
Obr. 107 – Schéma skutečného provedení výztuže spodního povrchu stropní desky 5.NP

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Z důvodu poměrně nepřehledného schématu výztuže horního povrchu stropní desky vygenerovaného softwarem Scia Engineer 18 jsou níže vypsány a na obrázku skutečného provedení výztuže číslem označeny jednotlivé rozteče výztužných prutů. Hranice jednotlivých očíslovaných oblastí jsou patrné z obrázku.

1... $\text{Ø}10$  mm po 110 mm ve směru osy x a po 110 mm ve směru osy y

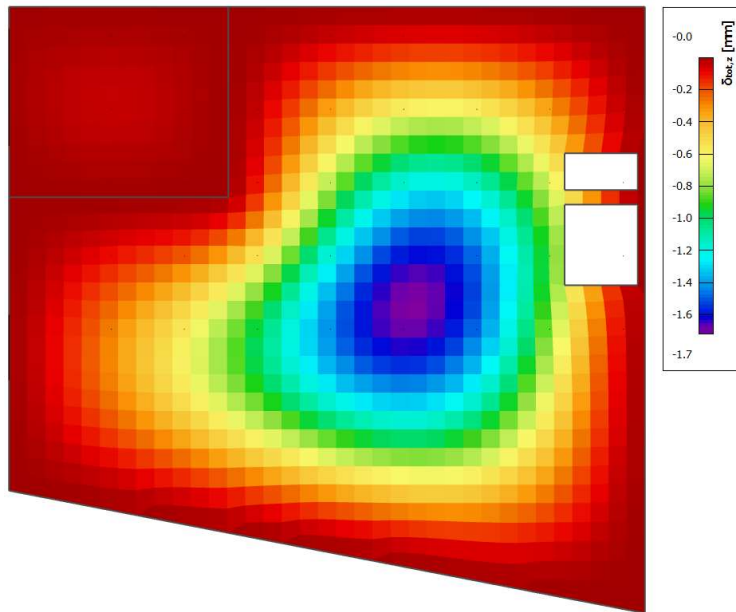
2... $\text{Ø}10$  mm po 220 mm ve směru osy x a po 220 mm ve směru osy y



Obr. 108 – Schéma skutečného provedení výztuže horního povrchu stropní desky 5.NP

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

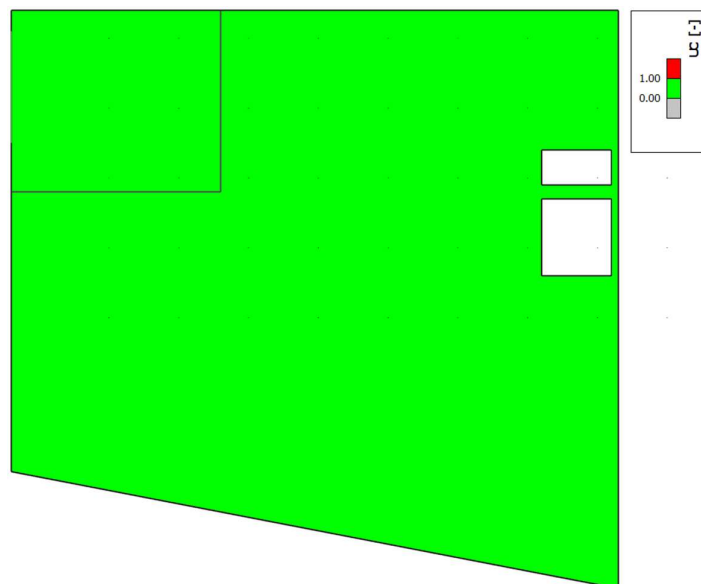
Na vyšetřované stropní desce nevznikají trhliny na horním, ani na spodním povrchu, tudíž je tato deska posouzena pouze na průhyb, který je na obrázcích níže.



Obr. 109 – Skutečná svislá deformace (MSP) stropní desky 5.NP

Limitní průhyb s ohledem na rozpon desky je dán hodnotou  $L/250$ , tudíž dle níže uvedeného posouzení stropní deska na mezní stav použitelnosti – průhyb vyhovuje. Scia obecně ve výpočtu průhybu neuvažuje přírůstek průhybu od smršťování, avšak vzhledem k dostatečné rezervě není třeba průhyb od smršťování dopočítávat jinými prostředky.

$$y_{max} = 1,7 \text{ mm} \leq y_{lim} = 26,4 \text{ mm}$$



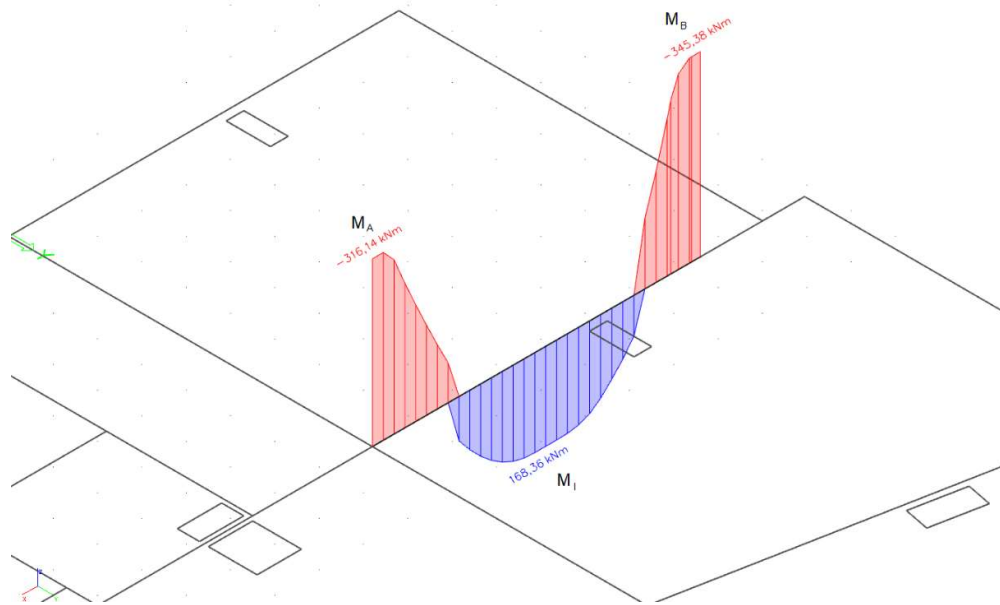
Obr. 110 – Posouzení na MSP – svislá deformace stropní desky 5.NP

## 7.2 Průvlaky

K návrhu výztuže průvlaků a následnému posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ) a mezního stavu použitelnosti (MSP) byl použit software Scia Engineer 18. Výstupy softwaru jsou vyobrazeny na obrázcích níže.

### 7.2.1 Vstupní parametry pro ruční návrh ohybové výztuže průvlaku

Vnitřní síly ze statického softwaru



Obr. 111 – Ohybový moment na vyšetřovaném průvlaku

$$M_A = 316,14 \text{ kNm}$$

$$M_B = 345,38 \text{ kNm}$$

$$M_I = 168,36 \text{ kNm}$$

Účinná výška průřezu pro průvlak  $h_p = 800 \text{ mm}$  a  $b_p = 400 \text{ mm}$

$$d_h = h_p - c_p - \varnothing_d - \frac{\varnothing_{p,h}}{2} = 800 - 30 - 10 - \frac{20}{2} = 750 \text{ mm}$$

$$d_d = h_p - c_p - \varnothing_{sw} - \frac{\varnothing_{p,d}}{2} = 800 - 30 - 8 - \frac{18}{2} = 753 \text{ mm}$$

## Minimální plocha výztuže – konstrukční zásady

$$A_{s,min,1} = 0,0015 \times b_p \times d_d = 0,0015 \times 0,4 \times 0,753 = 451,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,2} = \frac{0,26 \times f_{ctm} \times b_p \times d_d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \times 2,9 \times 0,4 \times 0,753}{500} = 454,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,3} = \frac{k_c \times k \times f_{ctm} \times A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \times 0,65 \times 2,9 \times 0,4 \times \frac{0,8}{2}}{500} = 241,3 \text{ mm}^2$$

$f_{ctm}$  ... střední hodnota pevnosti v tahu betonu

$f_{yk}$  ... charakteristická hodnota pevnosti ocelové výztuže

$k_c$  ... vliv rozdělení napětí před vznikem trhliny, pro ohyb  $k_c = 0,4$

$k$  ... vliv nerovnoměrného rozdělení vlastních napětí, pro  $h \geq 800$  mm  $k = 0,65$

$A_{ct}$  ... plocha taženého betonu před vznikem trhlin

$\sigma_s$  ... maximální napětí ve výztuži po vzniku trhlin,  $\sigma_s = \max f_{yk}$

## Maximální plocha výztuže – konstrukční zásady

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 400 \times 800 = 12800 \text{ mm}^2$$

## 7.2.2 Návrh ohybové výztuže pro průřez nad vnitřní podporou

### Poměrný ohybový moment

$$\mu = \frac{M_A}{b_p \times d_h^2 \times f_{cd}} = \frac{316140}{0,4 \times 0,75^2 \times 20 \times 10^6} = 0,07$$

→ z tabulky součinitelů pro návrh ohybové výztuže:

$$\text{pro } \mu = 0,07 \rightarrow \xi = 0,091 < \xi_{max} = 0,45 \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$\zeta = 0,964$$

$f_{cd}$  ... návrhová hodnota pevnosti v tlaku betonu

$\xi$  ... poměrná výška tlačené oblasti průřezu

$\zeta$  ... poměrné rameno vnitřních sil průřezu

### Požadovaná plocha výztuže

$$A_{s,req} = \frac{M_A}{\zeta \times d_h \times f_{yd}} = \frac{316140}{0,964 \times 0,75 \times 434,783 \times 10^6} = 1006 \text{ mm}^2$$

→ navrhují výztuž 4Ø20 mm,  $A_s = 1257 \text{ mm}^2$



Skutečná výška tlačené oblasti

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{\lambda \times b_p \times f_{cd}} = \frac{1257 \times 434,783}{0,8 \times 0,4 \times 20 \times 10^6} = 85,4 \text{ mm}$$

Poměrná výška tlačené oblasti

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{85,4}{750} = 0,114 < \xi_{max} = 0,45$$

→ vyhovuje

Rameno vnitřních sil

$$z = d - 0,4 \times x = 750 - 0,4 \times 85,4 = 715,8 \text{ mm}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times z = 1257 \times 434,783 \times 0,7158 = 391,20 \text{ kNm}$$

$$M_A = 316,14 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 391,20 \text{ kNm}$$

→ navržená výztuž průvlaku vyhovuje

### 7.2.3 Návrh ohybové výztuže pro průřez nad vnější podporou

Poměrný ohybový moment

$$\mu = \frac{M_B}{b_p \times d_h^2 \times f_{cd}} = \frac{345380}{0,4 \times 0,75^2 \times 20 \times 10^6} = 0,077$$

→ z tabulky součinitelů pro návrh ohybové výztuže:

$$\text{pro } \mu = 0,077 \rightarrow \xi = 0,10 < \xi_{max} = 0,45 \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$\zeta = 0,960$$

$f_{cd}$  ... návrhová hodnota pevnosti v tlaku betonu

$\xi$  ... poměrná výška tlačené oblasti průřezu

$\zeta$  ... poměrné rameno vnitřních sil průřezu

Požadovaná plocha výztuže

$$A_{s,req} = \frac{M_B}{\zeta \times d_h \times f_{yd}} = \frac{345380}{0,960 \times 0,75 \times 434,783 \times 10^6} = 1103 \text{ mm}^2$$

→ navrhují výztuž 4Ø20 mm,  $A_s = 1257 \text{ mm}^2$

Skutečná výška tlačené oblasti

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{\lambda \times b_p \times f_{cd}} = \frac{1257 \times 434,783}{0,8 \times 0,4 \times 20 \times 10^6} = 85,4 \text{ mm}$$

Poměrná výška tlačené oblasti

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{85,4}{750} = 0,114 < \xi_{max} = 0,45$$

→ vyhovuje

Rameno vnitřních sil

$$z = d - 0,4 \times x = 750 - 0,4 \times 85,4 = 715,8 \text{ mm}$$

Moment únosnosti

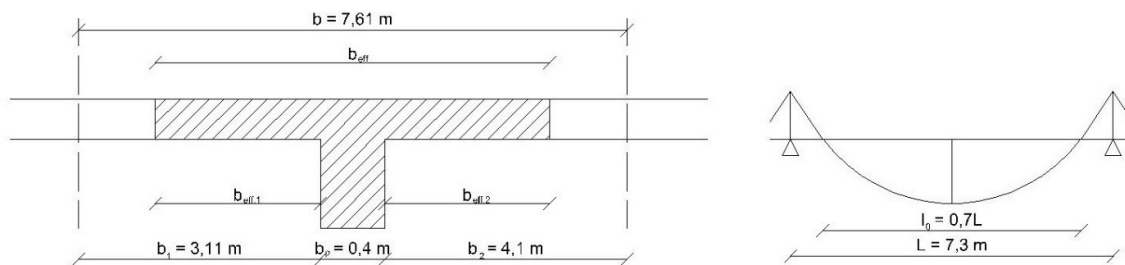
$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times z = 1257 \times 434,783 \times 0,7158 = 391,20 \text{ kNm}$$

$$M_A = 345,38 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 391,20 \text{ kNm}$$

→ navržená výztuž stropní desky vyhovuje

## 7.2.4 Návrh ohybové výztuže pro průřez uprostřed rozpětí

Spolupůsobící šířka desky



Obr. 112 – Spolupůsobící šířka desky

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_p + b_{eff,2}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \times b_1 + 0,1 \times l_0 = 0,2 \times \frac{6,225}{2} + 0,1 \times 0,7 \times 7,3 = 1,133 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = 1,133 \text{ m} > 0,2 \times l_0 = 0,2 \times 0,7 \times 7,3 = 1,022 \text{ m}$$

$$\rightarrow b_{eff,1} = 1,022 \text{ m}$$

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

$$b_{eff,2} = 0,2 \times b_2 + 0,1 \times l_0 = 0,2 \times \frac{8,2}{2} + 0,1 \times 0,7 \times 7,3 = 1,331 \text{ m}$$

$$b_{eff,2} = 1,331 \text{ m} > 0,2 \times l_0 = 0,2 \times 0,7 \times 7,3 = 1,022 \text{ m}$$

$$\rightarrow b_{eff,2} = 1,022 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 1,022 + 0,4 + 1,022 = 2,444 \text{ m} < b = 7,61 \text{ m}$$

Předpoklad:  $0,8x \leq h_d$

Poměrný ohybový moment

$$\mu = \frac{M_I}{b_{eff} \times d_d^2 \times f_{cd}} = \frac{168360}{2,444 \times 0,753^2 \times 20 \times 10^6} = 0,006$$

→ z tabulky součinitelů pro návrh ohybové výztuže:

$$\text{pro } \mu = 0,006 \rightarrow \xi = 0,008 < \xi_{max} = 0,45 \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$\zeta = 0,997$$

$f_{cd}$  ... návrhová hodnota pevnosti v tlaku betonu

$\xi$  ... poměrná výška tlačené oblasti průřezu

$\zeta$  ... poměrné rameno vnitřních sil průřezu

Požadovaná plocha výztuže

$$A_{s,req} = \frac{M_I}{\zeta \times d_h \times f_{yd}} = \frac{168360}{0,997 \times 0,753 \times 434,783 \times 10^6} = 516 \text{ mm}^2$$

→ navrhují výztuž 3Ø16 mm,  $A_s = 603 \text{ mm}^2$

Skutečná výška tlačené oblasti

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{\lambda \times b_{eff} \times f_{cd}} = \frac{603 \times 434,783}{0,8 \times 2,444 \times 20 \times 10^6} = 6,7 \text{ mm}$$

$$0,8 \times x = 0,8 \times 6,7 = 5,4 \text{ mm} \leq h_d = 280 \text{ mm}$$

→ předpoklad splněn

Poměrná výška tlačené oblasti

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{6,7}{753} = 0,009 < \xi_{max} = 0,45$$

→ vyhovuje

Rameno vnitřních sil

$$z = d - 0,4 \times x = 753 - 0,4 \times 6,7 = 750,3 \text{ mm}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times z = 603 \times 434,783 \times 0,7503 = 196,71 \text{ kNm}$$

$$M_I = 168,36 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 196,71 \text{ kNm}$$

→ navržená výztuž stropní desky vyhovuje

Vzdálenost prutů výztuže – konstrukční zásady

$$s = \frac{b_p - 2 \times c_p - n \times \phi_p}{n - 1} = \frac{400 - 2 \times 30 - 3 \times 16}{3 - 1} = 146 \text{ mm}$$

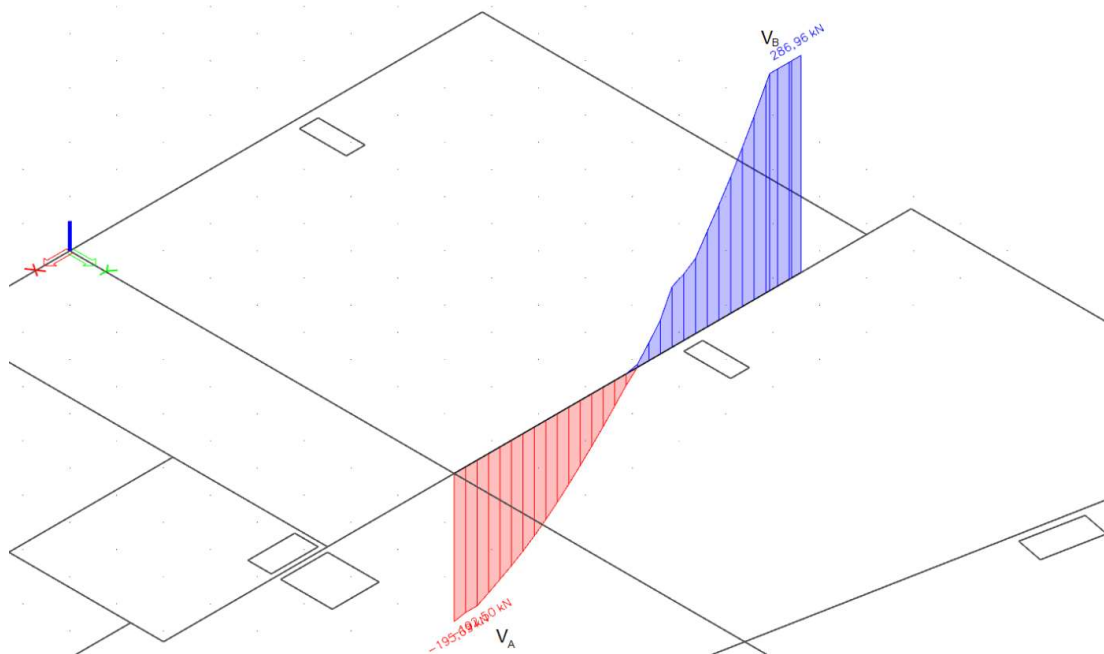
$$s_{min} = \max(1,2 \times \phi_p; D_{max} + 5; 20) = \max(19,2; 21; 20) = 21 \text{ mm}$$

$$s = 146 \text{ mm} \geq s_{min} = 21 \text{ mm}$$

→ vyhovuje

## 7.2.5 Vstupní parametry pro ruční návrh smykové výztuže průvlaku

Vnitřní síly ze statického softwaru



Obr. 113 – Posouvající síla na vyšetřovaném průvlaku

Posouvající síla ve vzdálenosti  $d$  od líce vnitřní podpory

$$V_A = 195,69 \text{ kN}$$

Posouvající síla ve vzdálenosti  $d$  od líce vnější podpory

$$V_B = 286,96 \text{ kN}$$

## 7.2.6 Návrh smykové výztuže průvlaku

Únosnost tlakové diagonály

$$V_{Rd,max} = v \times f_{cd} \times b_p \times z \times \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$v$  ... redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem,  $v = 0,528$

$z$  ... rameno vnitřních sil,  $z = 715,8 \text{ mm}$

$\theta$  ... úhel tlakových diagonál, odpovídá úhlu smykových trhlin, volím  $\cotg \vartheta = 1,5$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= v \times f_{cd} \times b_p \times z \times \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta} = \\ &= 0,528 \times 20 \times 10^3 \times 0,4 \times 0,7158 \times \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 1395,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max}$$

$$342,3 \text{ kN} < 1395,48 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Návrh třmínku

$$\varnothing_{sw} = 8 \text{ mm}; n = 2$$

$$A_{sw} = n \times \frac{\pi \times \varnothing_{sw}^2}{4} = 2 \times \frac{\pi \times 8^2}{4} = 100,5 \text{ mm}^2$$

Oblast s konstrukčním rozdělením třmínků

$$s_{max,1} = \min(0,75 \times d; 400) = \min(562,5; 400) = 400 \text{ mm}$$

$$s_{max,2} = \frac{A_{sw}}{b_p \times \rho_{w,min}}$$

$\rho_{w,min}$  ... minimální smykové vyztužení

$$\rho_{w,min} = 0,08 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \times \frac{\sqrt{30}}{500} = 0,876 \times 10^{-3}$$

$$s_{max,2} = \frac{100,5 \times 10^{-6}}{0,4 \times 0,876 \times 10^{-3}} = 286,8 \text{ mm}$$

$$s_4 \leq s_{max} = \min(s_{max,1}; s_{max,2}) = \min(400; 286,8) = 286,8 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \underline{s_4 = 280 \text{ mm}}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,s4} = V_{Rd,s,min} &= \frac{A_{sw} \times f_{yd}}{s_4} \times z \times \cot\theta = \frac{100,5 \times 434,783}{0,28} \times 0,75 \times 1,5 = \\ &= 175,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

Oblast s návrhovým rozdělením třmínků

$$s_1 \leq \frac{A_{sw} \times f_{yd}}{V_B} \times z \times \cot\theta = \frac{100,5 \times 434,783}{286960} \times 0,7158 \times 1,5 = 163 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \underline{s_1 = 160 \text{ mm}}$$

$$V_{Rd,s1} = \frac{A_{sw} \times f_{yd}}{s_1} \times z \times \cot\theta = \frac{100,5 \times 434,783}{0,16} \times 0,75 \times 1,5 = 307,24 \text{ kN}$$

$$V_B = 286,96 \text{ kN} \leq V_{Rd,s1} = 307,24 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \underline{\text{vyhovuje}}$$

Kontrola duktility

$$\frac{A_{sw} \times f_{yd}}{b_p \times s_1} = \frac{100,5 \times 434,783}{400 \times 160} = 0,683 \leq 0,5 \times \nu \times f_{cd} = 5,28$$

→ vyhovuje

Oblast u vnitřní podpory

$$V_A = 195,69 \text{ kN}$$

$$s_3 \leq \frac{A_{sw} \times f_{yd}}{V_A} \times z \times \cot \theta = \frac{100,5 \times 434,783}{195690} \times 0,7158 \times 1,5 = 240 \text{ mm}$$

→ s<sub>3</sub> = 240 mm

$$V_{Rd,s3} = \frac{A_{sw} \times f_{yd}}{s_3} \times z \times \cot \theta = \frac{100,5 \times 434,783}{0,24} \times 0,75 \times 1,5 = 204,82 \text{ kN}$$

$$V_A = 195,69 \text{ kN} \leq V_{Rd,s3} = 204,82 \text{ kN}$$

→ vyhovuje

Oblast se střední hustotou rozmístění třmínků

$$\text{Volba: } V_{Ed,2} = 230 \text{ kN}$$

$$s_2 \leq \frac{A_{sw} \times f_{yd}}{V_{Ed,2}} \times z \times \cot \theta = \frac{100,5 \times 434,783}{230000} \times 0,7158 \times 1,5 = 204 \text{ mm}$$

→ s<sub>2</sub> = 200 mm

$$V_{Rd,s2} = \frac{A_{sw} \times f_{yd}}{s_2} \times z \times \cot \theta = \frac{100,5 \times 434,783}{0,2} \times 0,75 \times 1,5 = 245,79 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} = 230 \text{ kN} \leq V_{Rd,s2} = 245,79 \text{ kN}$$

→ vyhovuje

### 7.2.7 Kotvení ohybové výztuže průvlaku

Horní výzt. A 4Ø20 mm;  $z = 716 \text{ mm}$ ;  $A_s = 1257 \text{ mm}^2$ ;  $A_{s,req} = 1006 \text{ mm}^2$ ;  $\cot\theta = 1,5$

Rozšíření momentové obálky

$$a_l = \frac{z}{2} \times \cot\theta = \frac{715,8}{2} \times 1,5 = 536,9 \text{ mm}$$

Návrhové namáhání prutu v místě kotvení

$$\sigma_{Ed} = f_{yd} \times \frac{A_{s,req}}{A_s} = 434,783 \times \frac{1006}{1257} = 347,965 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota soudržnosti v místě kotvení

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2,25 \times 0,7 \times 1,0 \times 1,333 = 2,099 \text{ MPa}$$

$\eta_1$  ... součinitel vlivu podmínek uložení výztuže, pro horní povrch  $\eta_1 = 0,7$

$\eta_2$  ... součinitel průměru prutu, pro  $\varnothing \leq 32 \text{ mm}$   $\eta_2 = 1,0$

Základní kotevní délka

$$l_{b,req} = \frac{\varnothing}{4} \times \frac{\sigma_{Ed}}{f_{bd}} = \frac{20}{4} \times \frac{347,965}{2,099} = 828,9 \text{ mm}$$

Minimální kotevní délka

$$l_{b,min} = \max(0,3 \times l_{b,req}; 10 \times \varnothing; 100) = \max(248,7; 200; 100) = 248,7 \text{ mm}$$

Návrhová kotevní délka

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,req} = 0,945 \times 828,9 = 783,3 \text{ mm}$$

$\alpha_1$  ... součinitel vlivu tvaru prutu, pro rovný tažený prut  $\alpha_1 = 1,0$

$\alpha_2$  ... součinitel vlivu tloušťky krycí vrstvy,  $\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \varnothing)/\varnothing = 0,945$

$\alpha_3$  ... součinitel vlivu příčné výztuže,  $\alpha_3 = 1,0$

$\alpha_4$  ... součinitel vlivu příčně přivařené výztuže, bez příčně přivařené výztuže  $\alpha_4 = 1,0$

$\alpha_5$  ... součinitel vlivu ovinutí příčným tlakem,  $\alpha_5 = 1,0$

Minimální přesahová délka

$$l_{0,min} = \max(0,3 \times \alpha_6 \times l_{b,req}; 15 \times \varnothing; 200) = \max(373; 330; 200) = 373 \text{ mm}$$

$\alpha_6$  ... součinitel vlivu poměru stykované výztuže, pro více než 50% výztuže  $\alpha_6 = 1,5$



## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Horní výzt. B 4Ø20 mm;  $z = 716 \text{ mm}$ ;  $A_s = 1257 \text{ mm}^2$ ;  $A_{s,req} = 1103 \text{ mm}^2$ ;  $\cotg\theta = 1,5$

Rozšíření momentové obálky

$$a_l = \frac{z}{2} \times \cotg\theta = \frac{715,8}{2} \times 1,5 = 536,9 \text{ mm}$$

Návrhové namáhání prutu v místě kotvení

$$\sigma_{Ed} = f_{yd} \times \frac{A_{s,req}}{A_s} = 434,783 \times \frac{1103}{1257} = 381,516 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota soudržnosti v místě kotvení

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2,25 \times 0,7 \times 1,0 \times 1,333 = 2,099 \text{ MPa}$$

$\eta_1$  ... součinitel vlivu podmínek uložení výztuže, pro horní povrch  $\eta_1 = 0,7$

$\eta_2$  ... součinitel průměru prutu, pro  $\varnothing \leq 32 \text{ mm}$   $\eta_2 = 1,0$

Základní kotevní délka

$$l_{b,req} = \frac{\varnothing}{4} \times \frac{\sigma_{Ed}}{f_{bd}} = \frac{20}{4} \times \frac{381,516}{2,099} = 908,8 \text{ mm}$$

Minimální kotevní délka

$$l_{b,min} = \max(0,3 \times l_{b,req}; 10 \times \varnothing; 100) = \max(272,6; 200; 100) = 272,6 \text{ mm}$$

Návrhová kotevní délka

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,req} = 0,95 \times 908,8 = 863,4 \text{ mm}$$

$\alpha_1$  ... součinitel vlivu tvaru prutu, pro rovný tažený prut  $\alpha_1 = 1,0$

$\alpha_2$  ... součinitel vlivu tloušťky krycí vrstvy,  $\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \varnothing)/\varnothing = 0,95$

$\alpha_3$  ... součinitel vlivu příčné výztuže,  $\alpha_3 = 1,0$

$\alpha_4$  ... součinitel vlivu příčně přivařené výztuže, bez příčně přivařené výztuže  $\alpha_4 = 1,0$

$\alpha_5$  ... součinitel vlivu ovinutí příčným tlakem,  $\alpha_5 = 1,0$

Minimální přesahová délka

$$l_{0,min} = \max(0,3 \times \alpha_6 \times l_{b,req}; 15 \times \varnothing; 200) = \max(409; 300; 200) = 409 \text{ mm}$$

$\alpha_6$  ... součinitel vlivu poměru stykované výztuže, pro více než 50% výztuže  $\alpha_6 = 1,5$

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Spodní výzt.: 3Ø16 mm;  $z = 750,3 \text{ mm}$ ;  $A_s = 603 \text{ mm}^2$ ;  $A_{s,req} = 516 \text{ mm}^2$ ;  $\cotg\theta = 1,5$

Rozšíření momentové obálky

$$a_l = \frac{z}{2} \times \cotg\theta = \frac{750,3}{2} \times 1,5 = 562,7 \text{ mm}$$

Návrhové namáhání prutu v místě kotvení

$$\sigma_{Ed} = f_{yd} \times \frac{A_{s,req}}{A_s} = 434,783 \times \frac{516}{603} = 372,053 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota soudržnosti v místě kotvení

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,333 = 2,999 \text{ MPa}$$

$\eta_1$  ... součinitel vlivu podmínek uložení výztuže, pro spodní povrch  $\eta_1 = 1,0$

$\eta_2$  ... součinitel průměru prutu, pro  $\varnothing \leq 32 \text{ mm}$   $\eta_2 = 1,0$

Základní kotevní délka

$$l_{b,req} = \frac{\varnothing}{4} \times \frac{\sigma_{Ed}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \times \frac{372,053}{2,999} = 496,2 \text{ mm}$$

Minimální kotevní délka

$$l_{b,min} = \max(0,3 \times l_{b,req}; 10 \times \varnothing; 100) = \max(148,9; 140; 100) = 148,9 \text{ mm}$$

Návrhová kotevní délka

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,req} = 0,829 \times 496,2 = 411,3 \text{ mm}$$

$\alpha_1$  ... součinitel vlivu tvaru prutu, pro rovný tažený prut  $\alpha_1 = 1,0$

$\alpha_2$  ... součinitel vlivu tloušťky krycí vrstvy,  $\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \varnothing)/\varnothing = 0,829$

$\alpha_3$  ... součinitel vlivu příčné výztuže,  $\alpha_3 = 1,0$

$\alpha_4$  ... součinitel vlivu příčně přivařené výztuže, bez příčně přivařené výztuže  $\alpha_4 = 1,0$

$\alpha_5$  ... součinitel vlivu ovinutí příčným tlakem,  $\alpha_5 = 1,0$

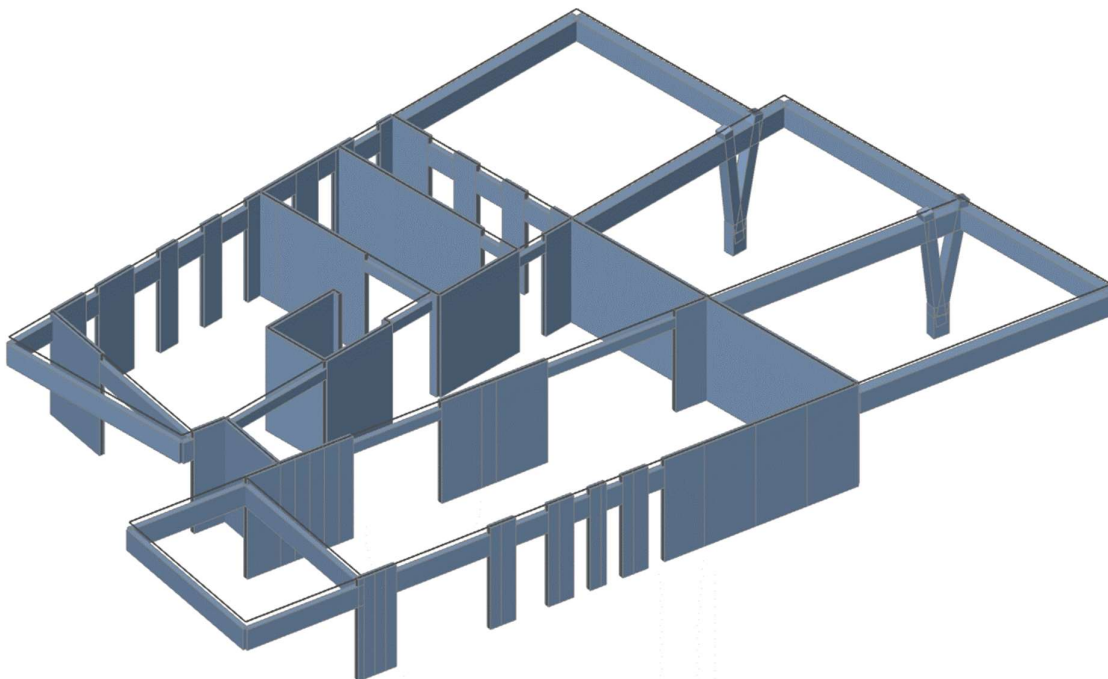
Minimální přesahová délka

$$l_{0,min} = \max(0,3 \times \alpha_6 \times l_{b,req}; 15 \times \varnothing; 200) = \max(225,4; 210; 200) \\ = 223,3 \text{ mm}$$

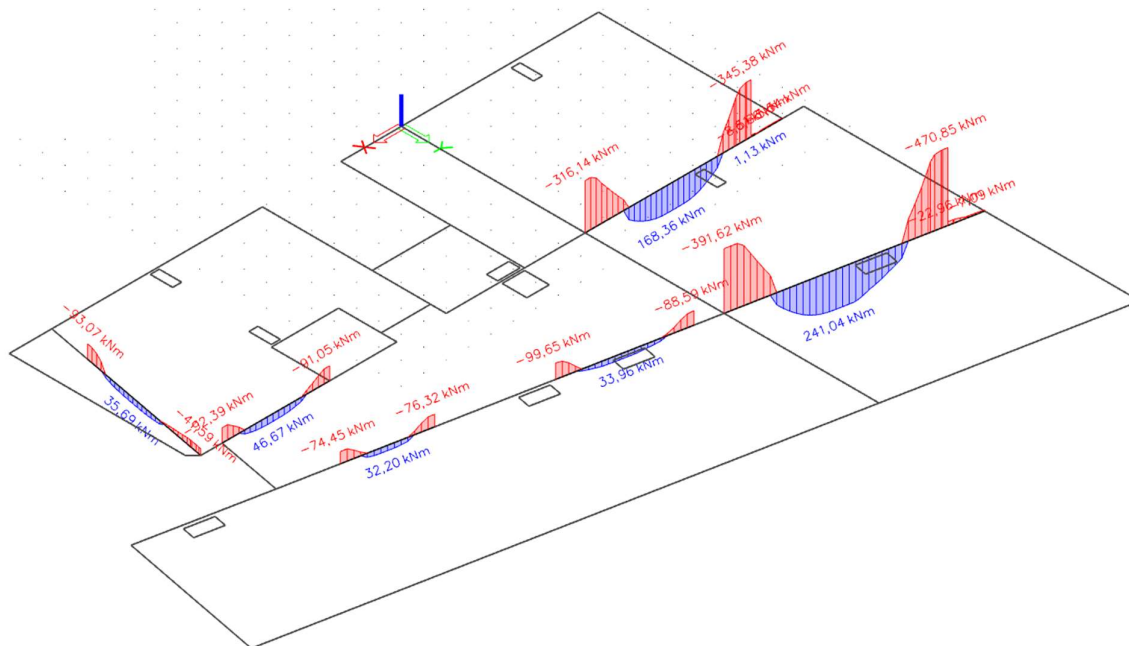
$\alpha_6$  ... součinitel vlivu poměru stykované výztuže, pro více než 50% výztuže  $\alpha_6 = 1,5$

Pro porovnání výsledků je v následující kapitole proveden návrh ohybové výztuže průvlastku a jeho posouzení na mezní stav únosnosti (MSÚ) a mezní stav použitelnosti (MSP) za pomoci softwaru Scia Engineer 18. V dalších kapitolách je navržena výztuž zbylých průvlastků objektu a jejich posouzení na MSÚ a MSP už jen za využití výše zmíněného programu.

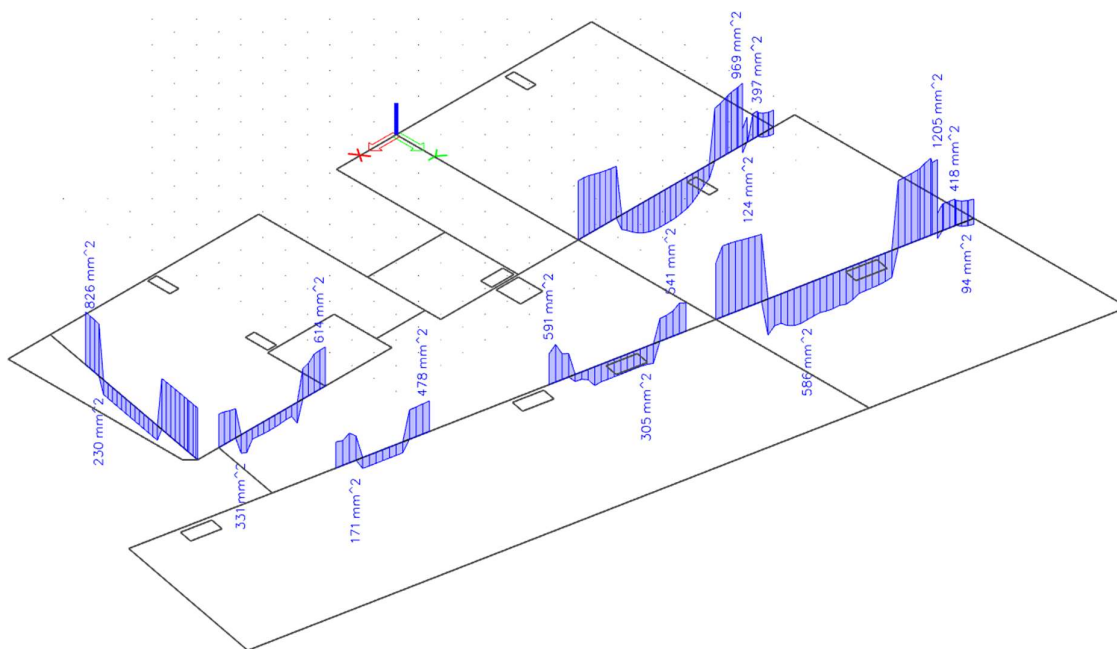
7.2.8 Průvlaky 1.NP



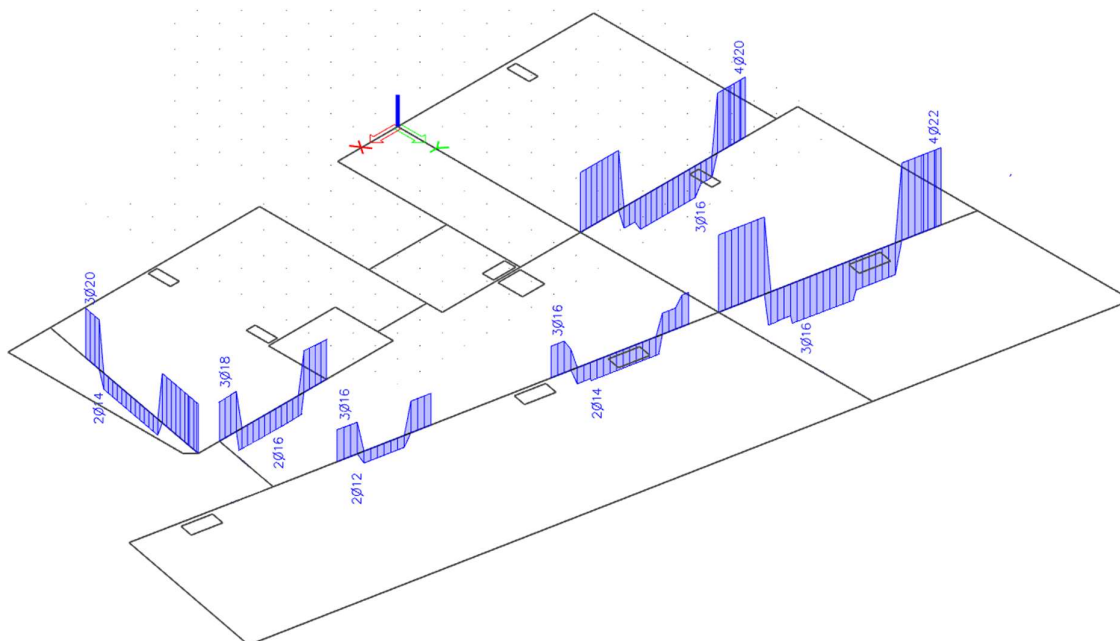
Obr. 114 – Axonometrické schéma svislých konstrukcí a průvlaků 1.NP



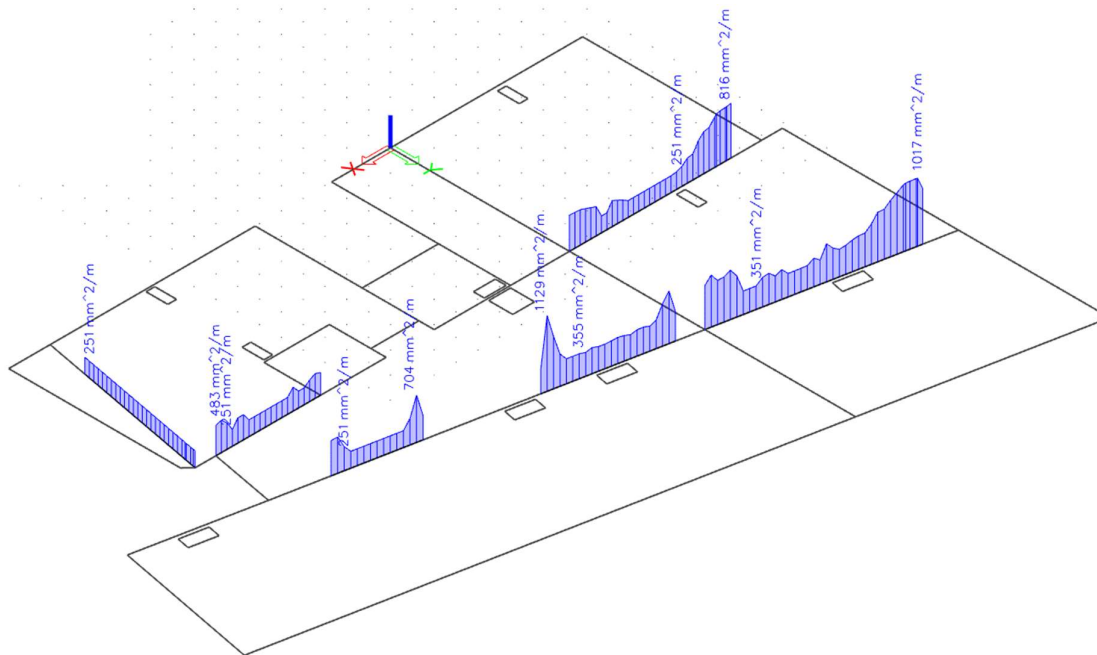
Obr. 115 – Ohybové momenty průvlaků 1.NP



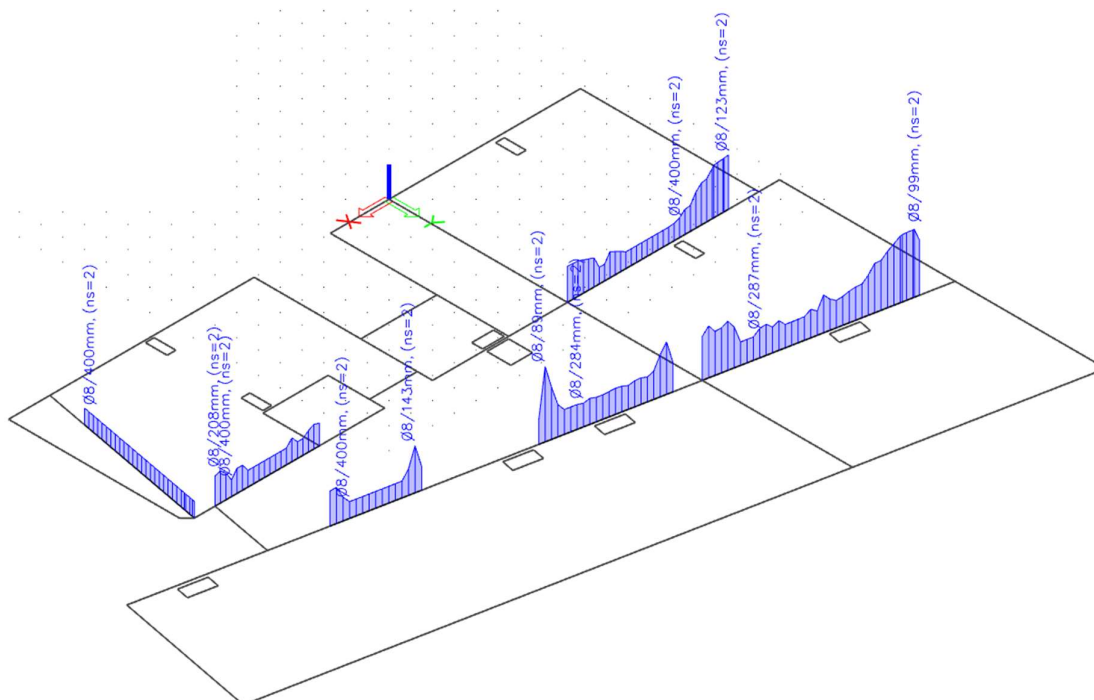
Obr. 116 – Požadovaná plocha ohybové výztuže průvlaků 1.NP



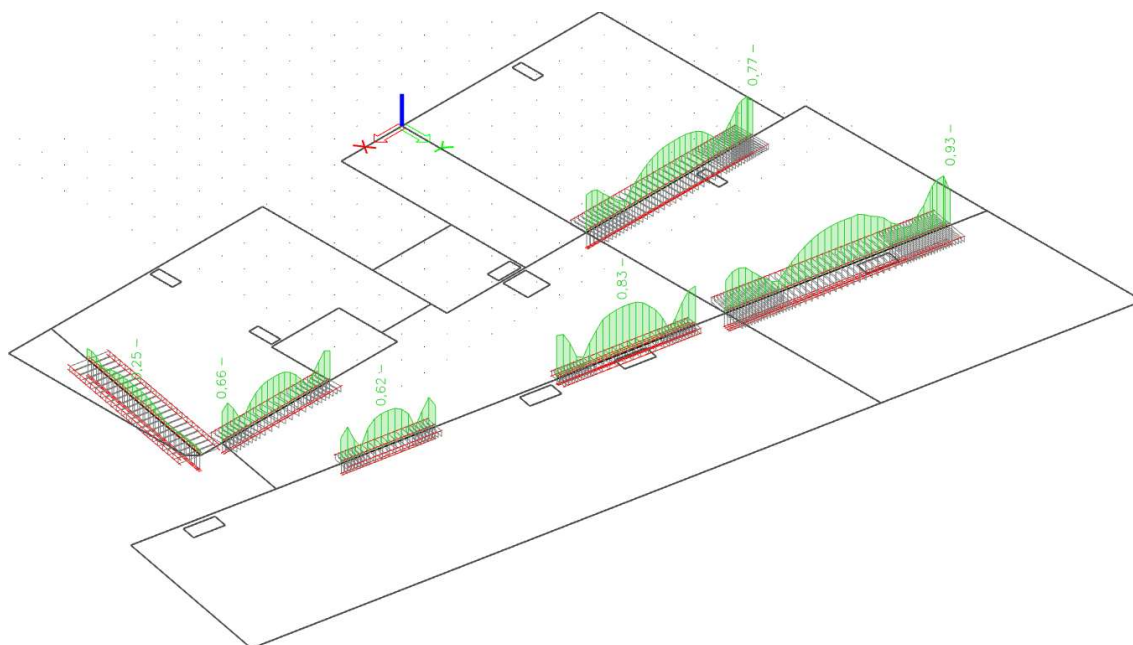
Obr. 117 – Počet potřebných podélných prutů při obou površích průvlaků 1.NP



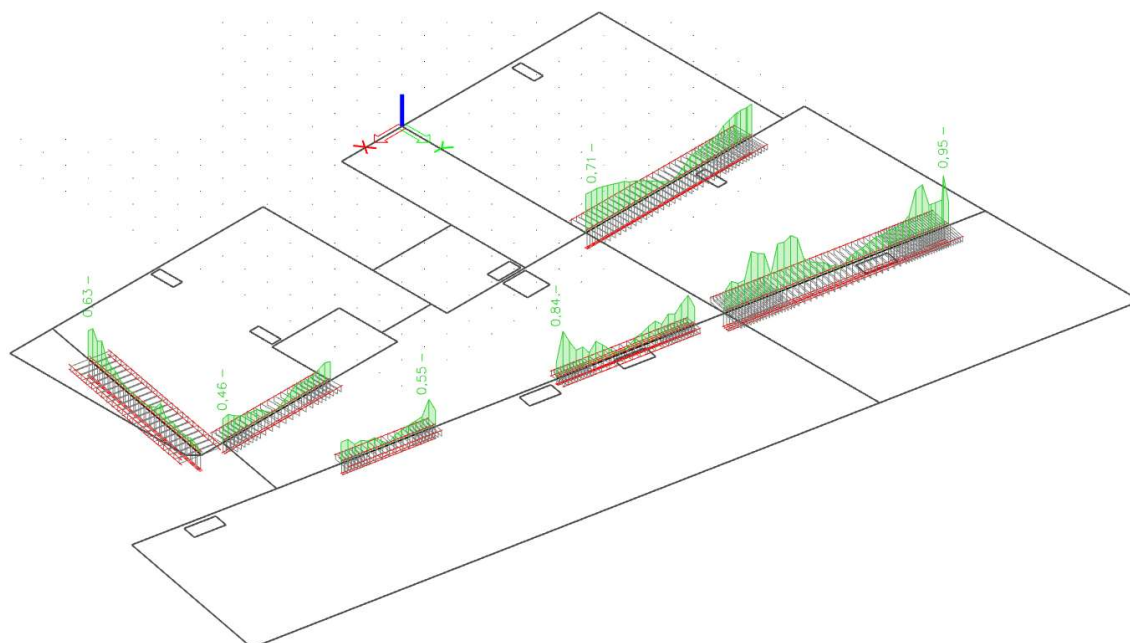
Obr. 118 – Požadovaná plocha smykové výztuže průvlaků 1.NP



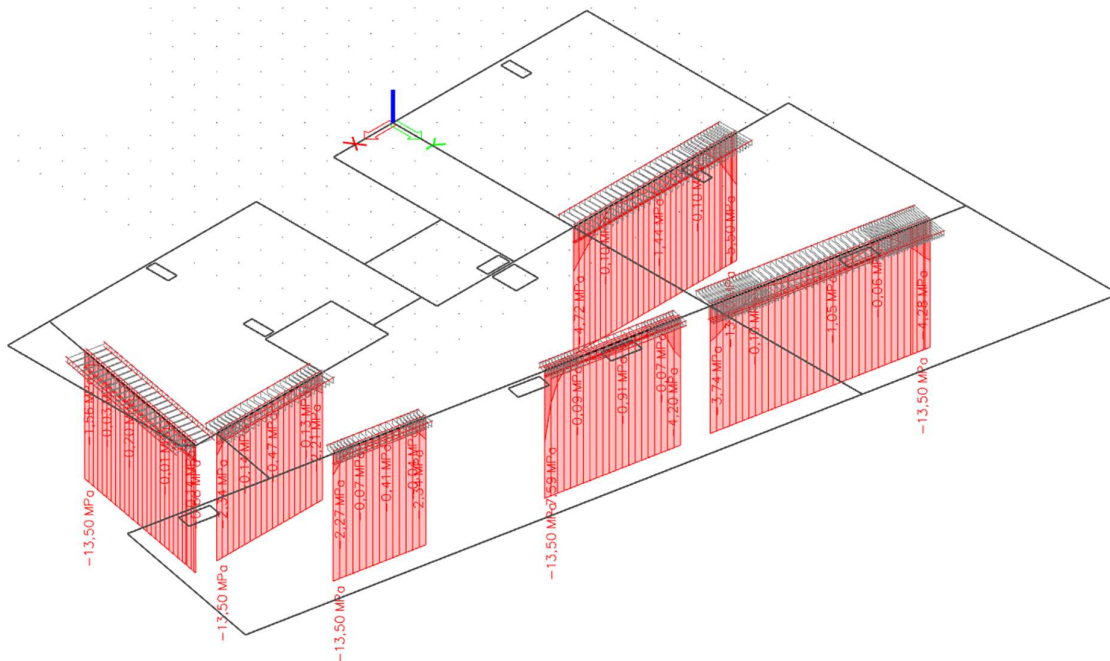
Obr. 119 – Potřebné rozteče třmínků průvlaků 1.NP



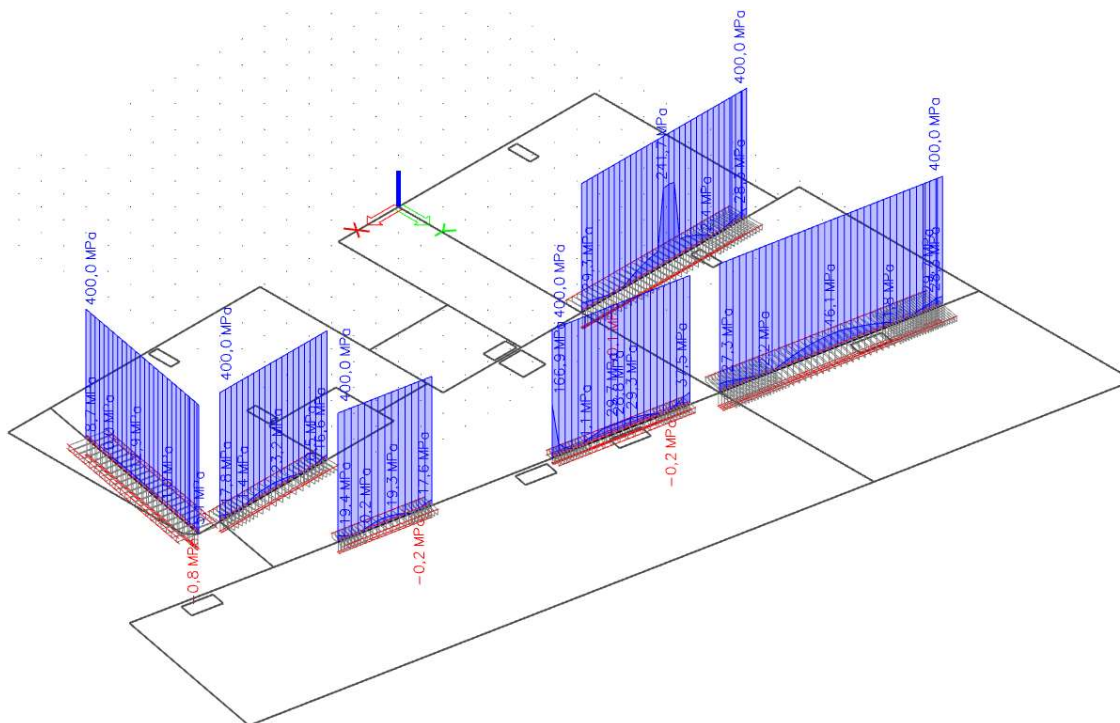
Obr. 120 – Posouzení na MSÚ – ohyb průvlaků 1.NP



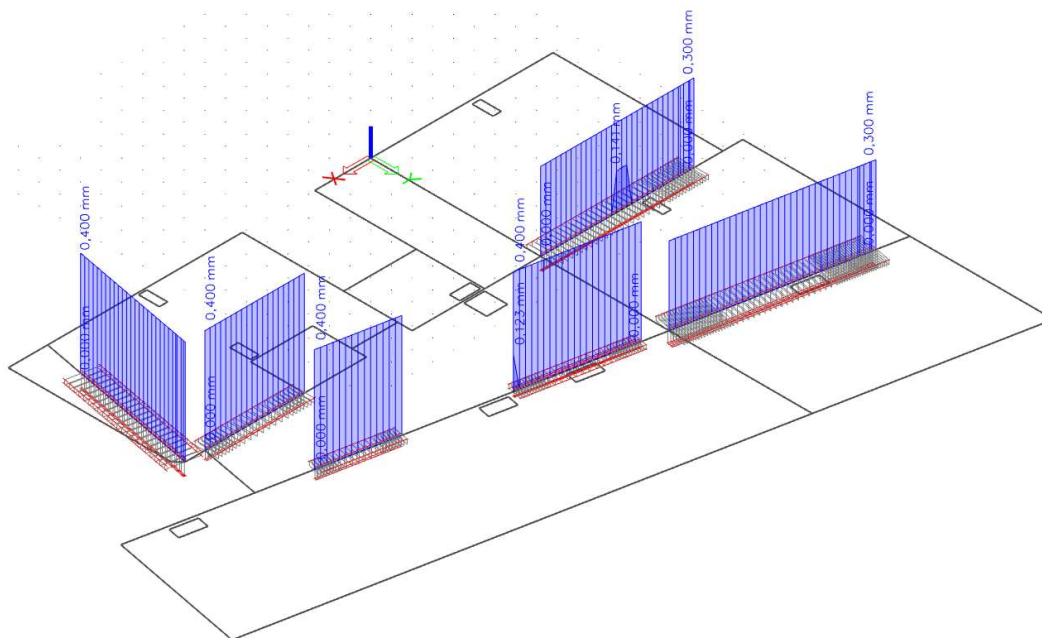
Obr. 121 – Posouzení na MSÚ – smyk průvlaků 1.NP



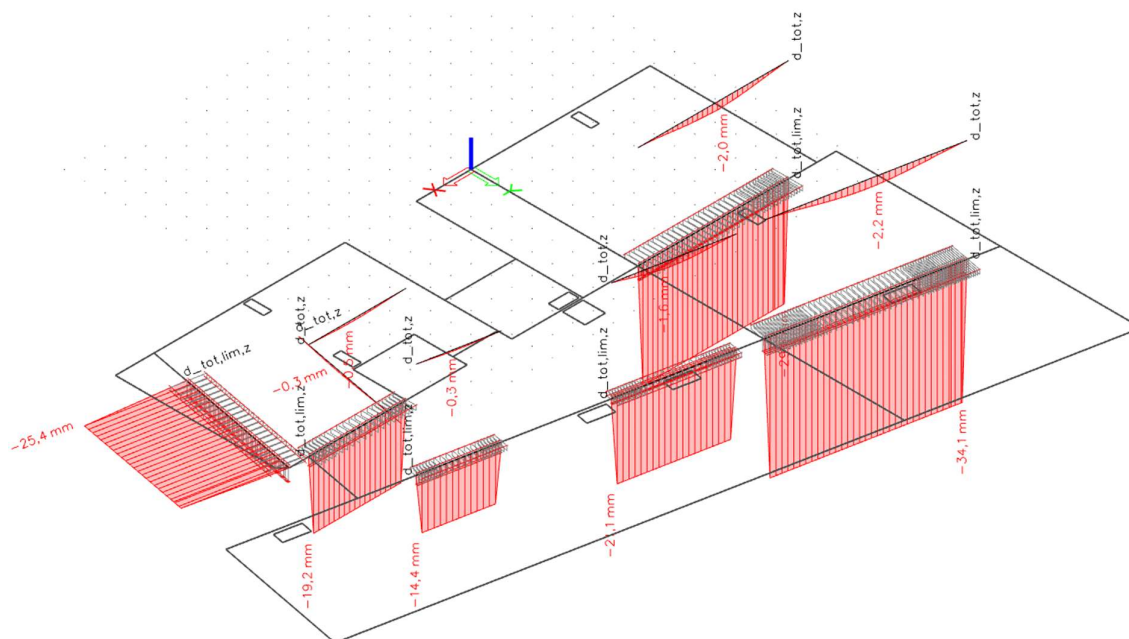
Obr. 122 – Posouzení na MSP – omezení napětí v betonu průvlaků 1.NP



Obr. 123 – Posouzení na MSP – omezení napětí ve výztuži průvlaků 1.NP



Obr. 124 – Posouzení na MSP – šířka trhlin na průvlacích 1.NP

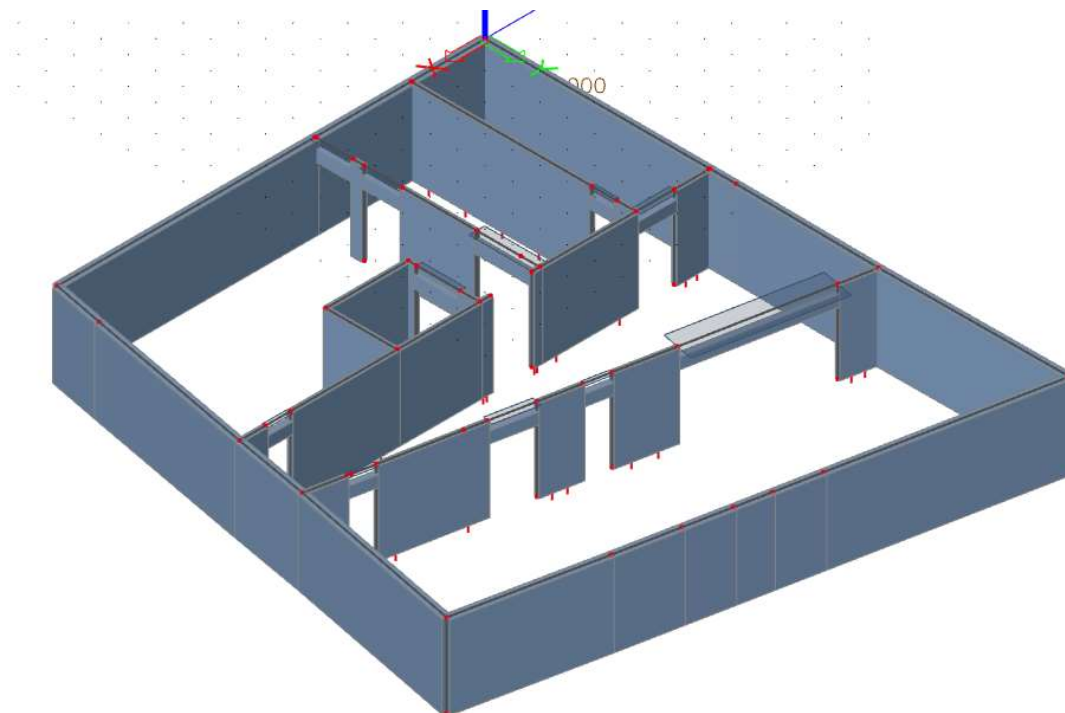


Obr. 125 – Posouzení na MSP – průhyb průvlaků 1.NP

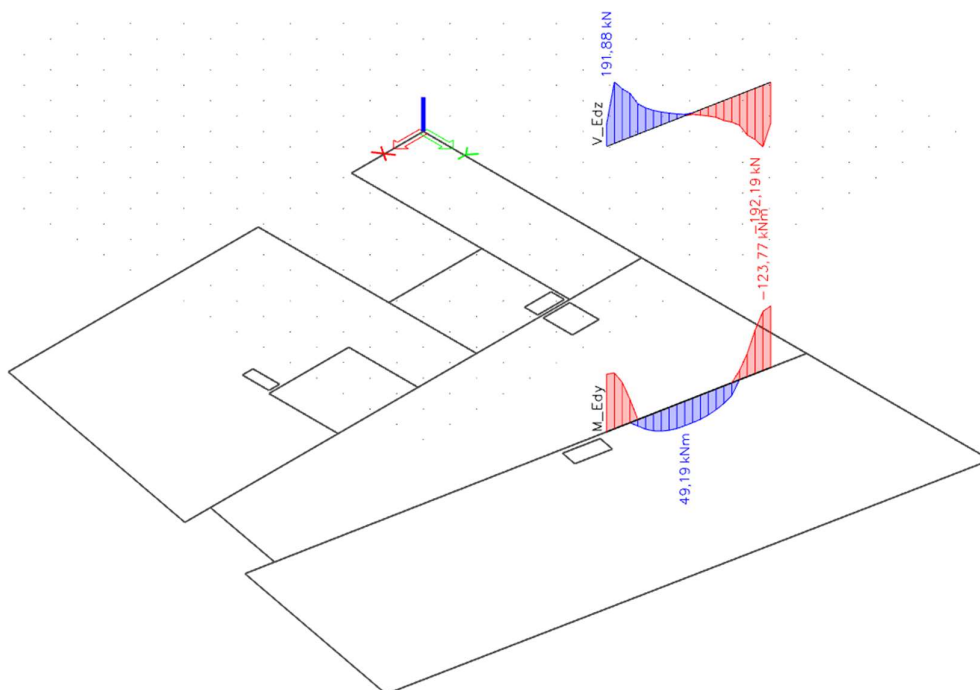
Reálný průhyb se od toho lineárního liší jen minimálně (max. 0,7 mm), tudíž původní předpoklad dostatečné rezervy v průhybu stropní desky 1.NP byl správný.



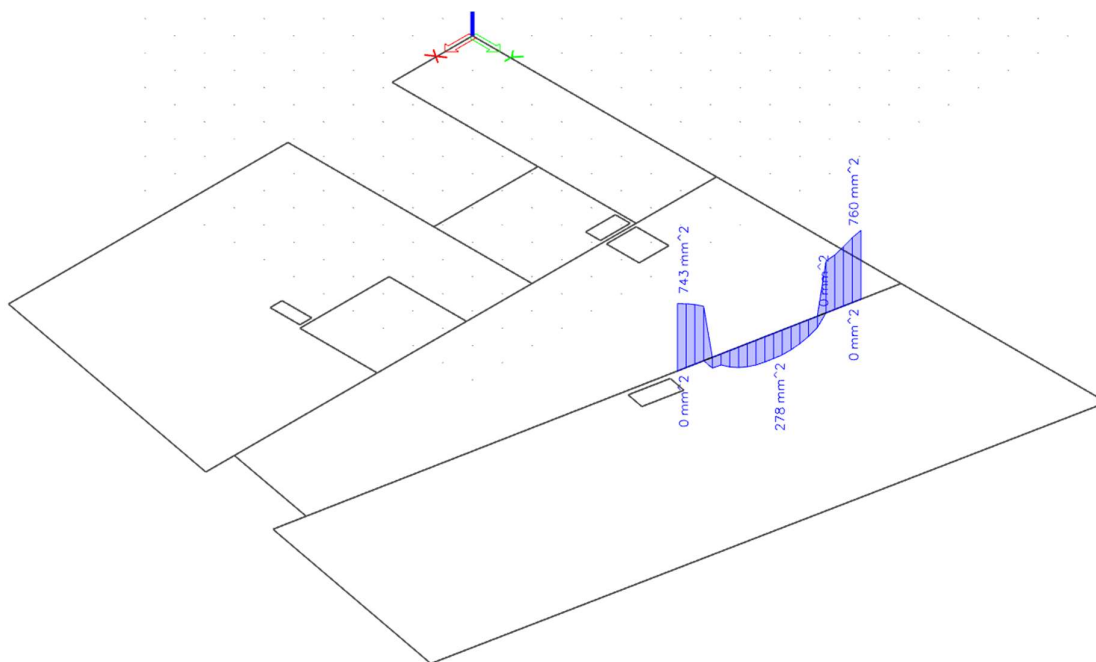
## 7.2.9 Průvlaky 1.PP



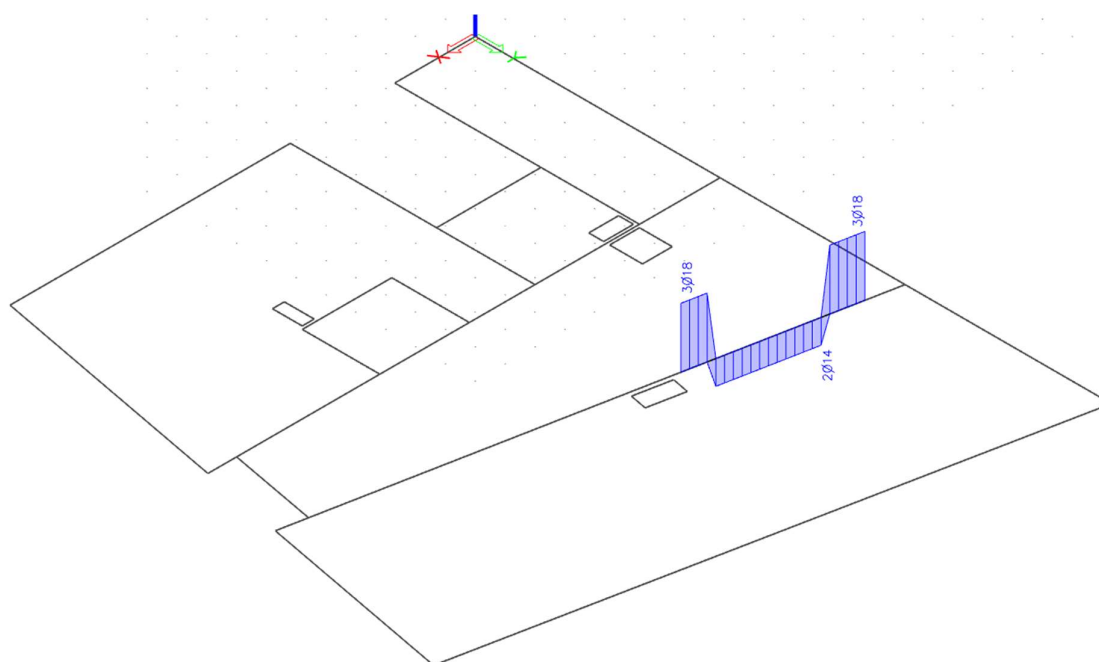
Obr. 126 – Axonometrické schéma svislých konstrukcí a průvlaků 1.PP



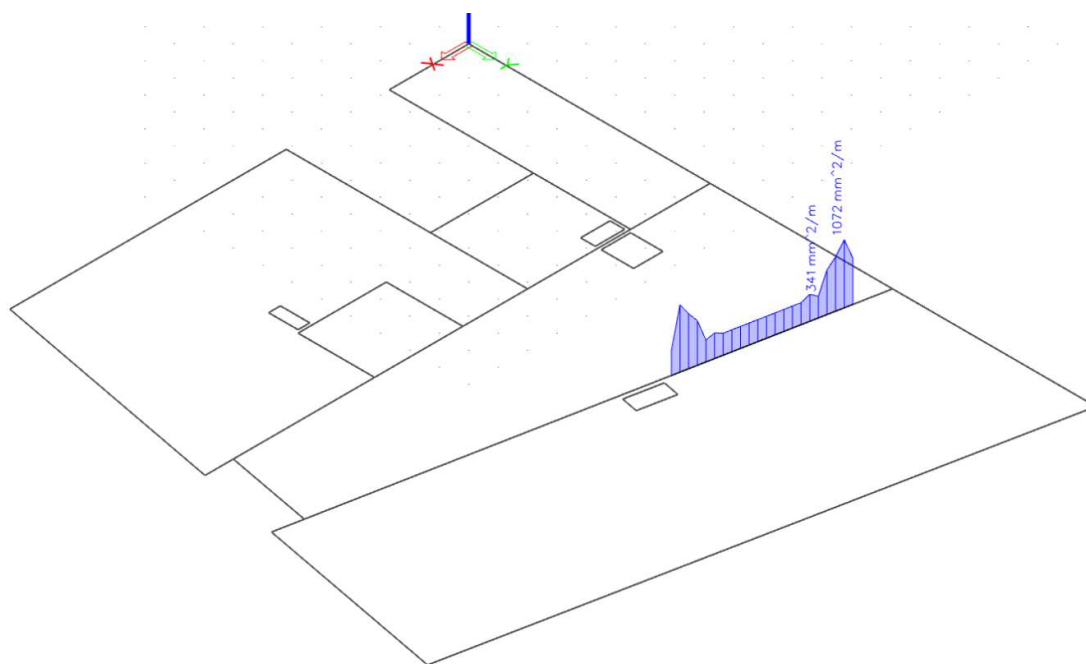
Obr. 127 – Ohybový moment a posouvající síla průvlaku 1.PP



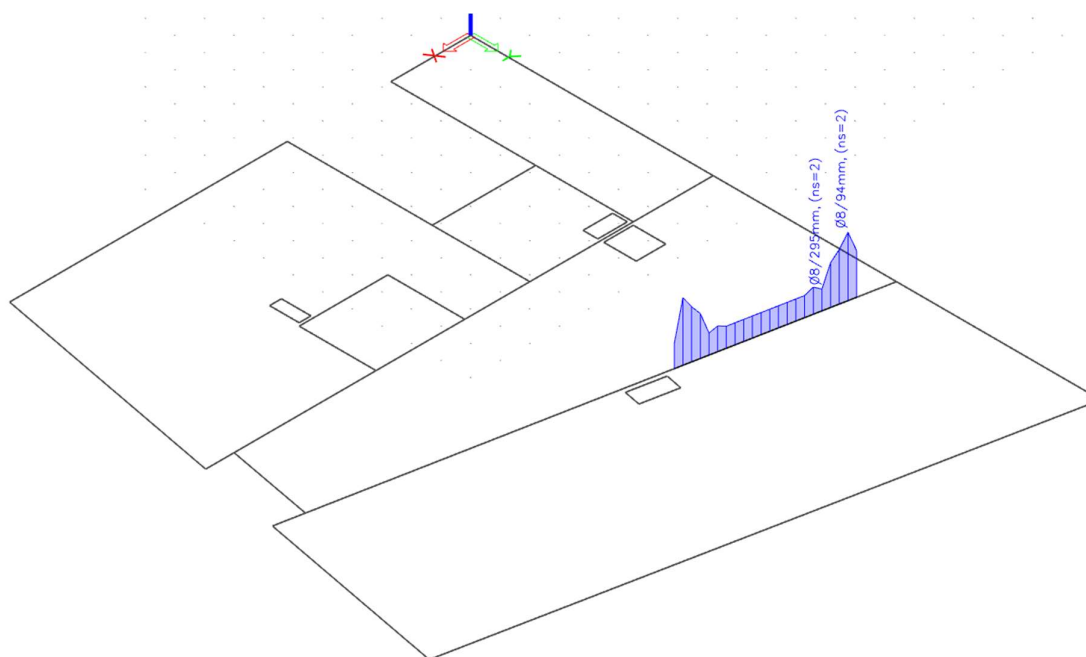
Obr. 128 – Požadovaná plocha ohybové výztuže průvlaku 1.PP



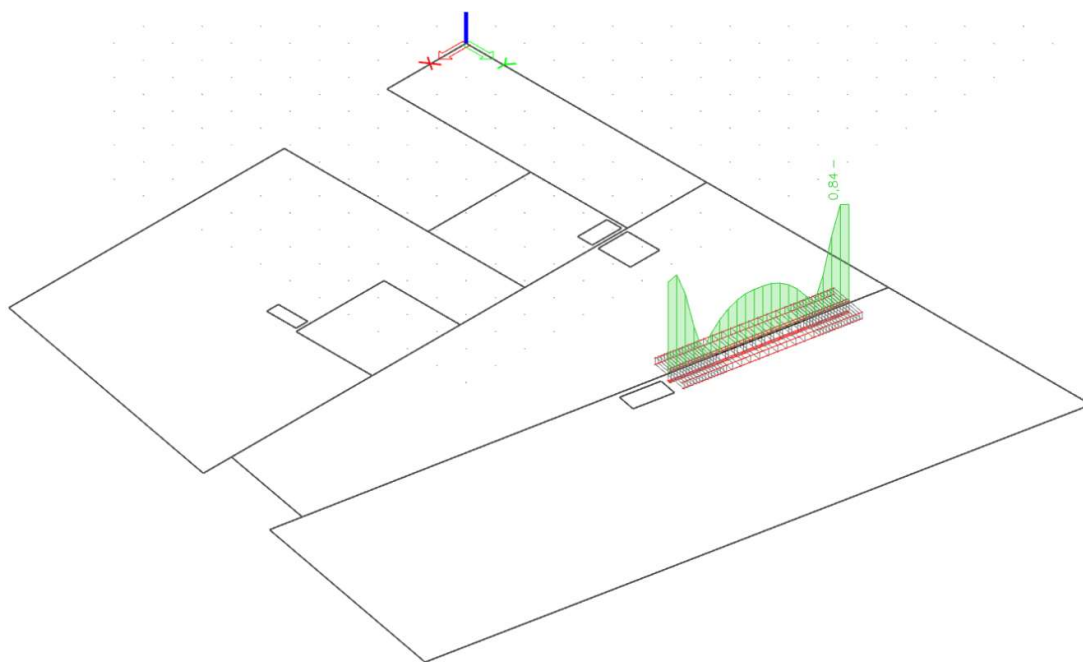
Obr. 129 – Počet potřebných podélných prutů při obou površích průvlaků 1.PP



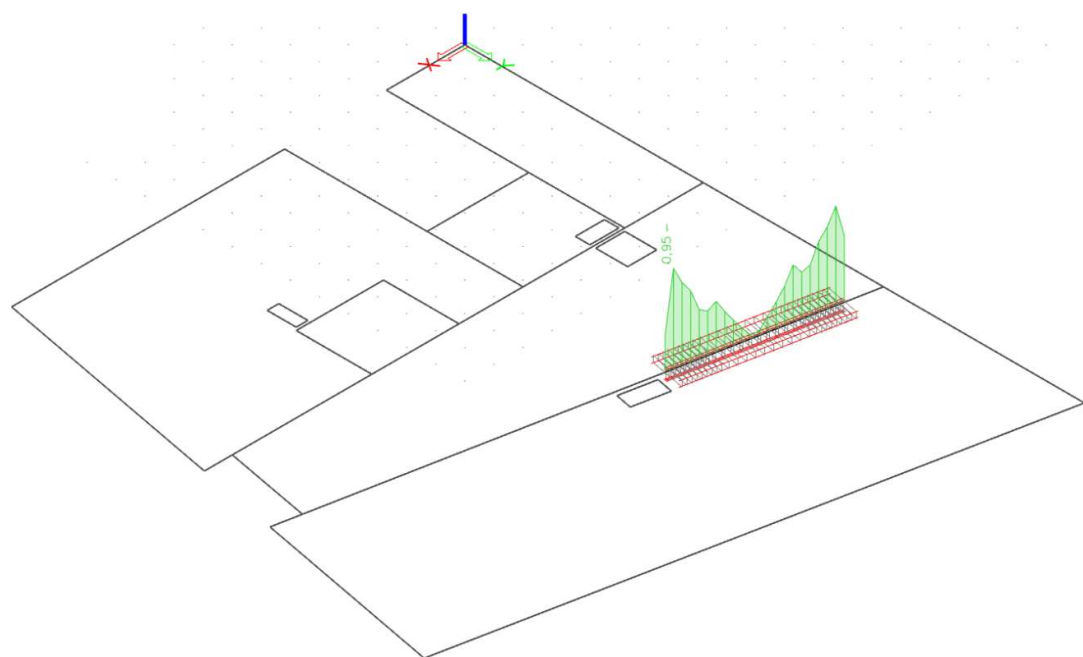
Obr. 130 – Požadovaná plocha smykové výztuže průvlaku 1.PP



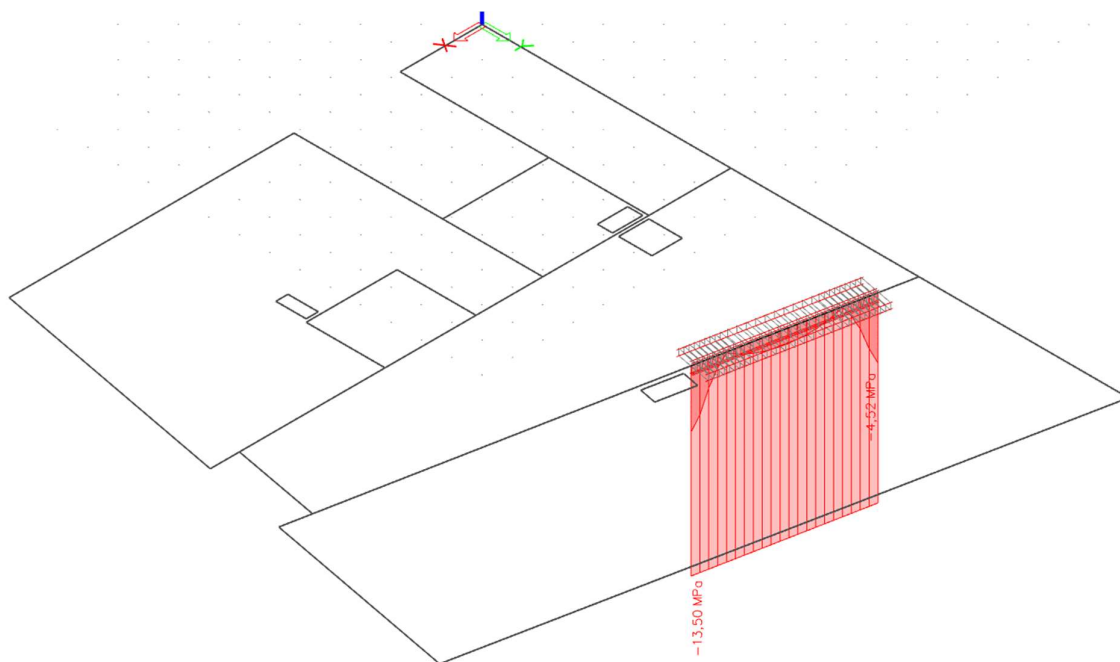
Obr. 131 – Potřebné rozteče třmínků průvlaku 1.PP



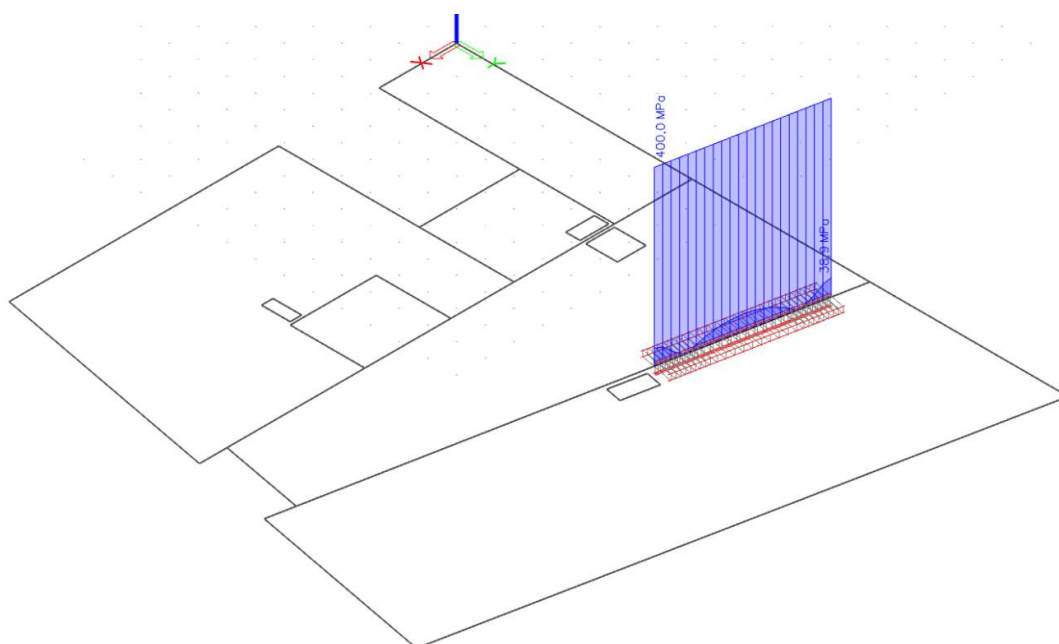
Obr. 132 – Posouzení na MSÚ – ohyb průvlaku 1.PP



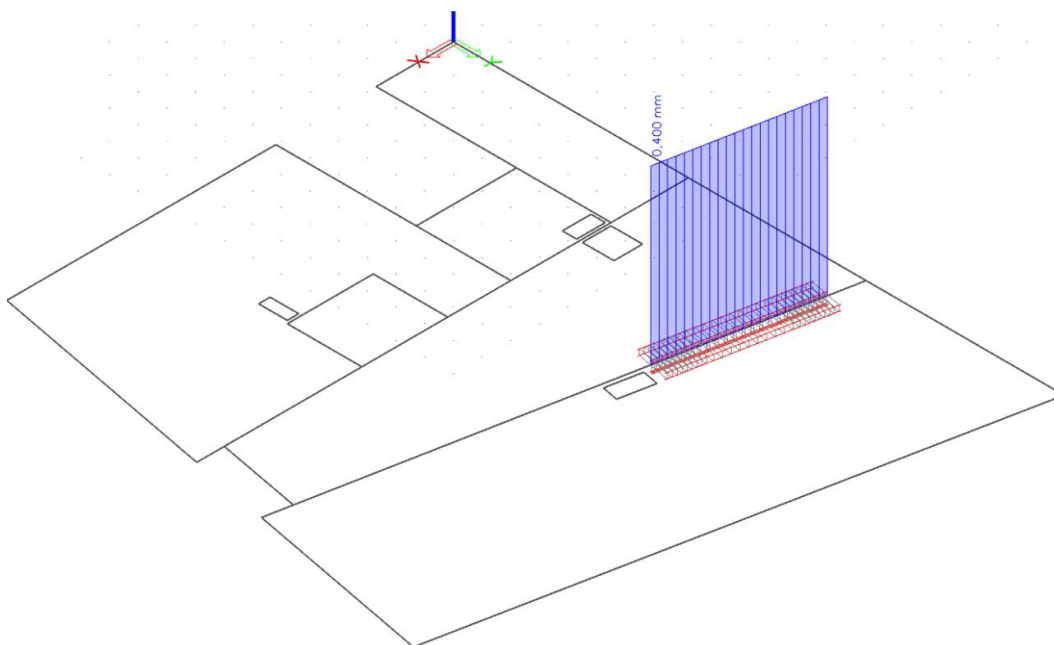
Obr. 133 – Posouzení na MSÚ – smyk průvlaku 1.PP



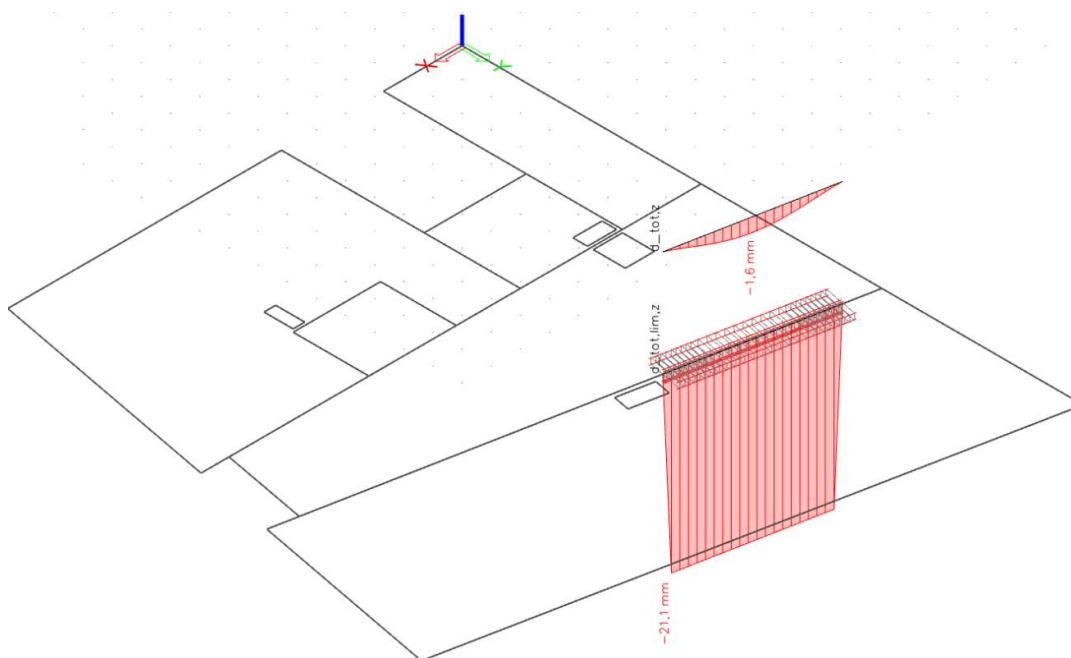
Obr. 134 – Posouzení na MSP – omezení napětí v betonu průvlaku 1.PP



Obr. 135 – Posouzení na MSP – omezení napětí ve výztuži průvlaku 1.PP



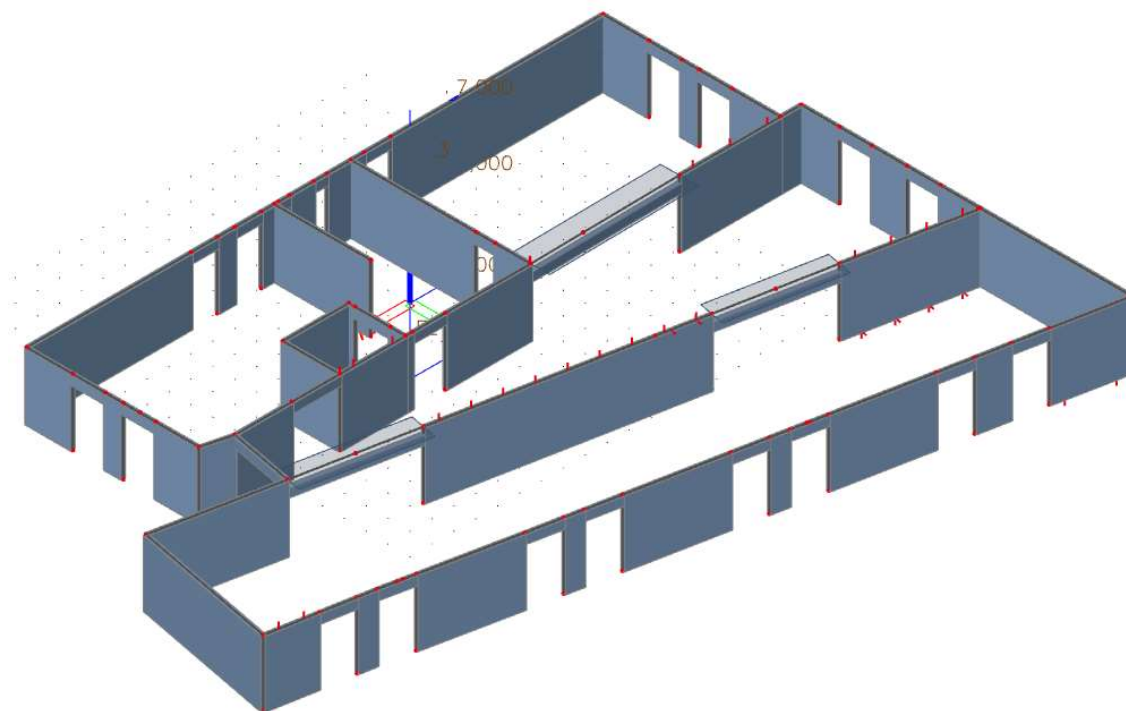
Obr. 136 – Posouzení na MSP – šířka trhlin na průvlaku 1.PP



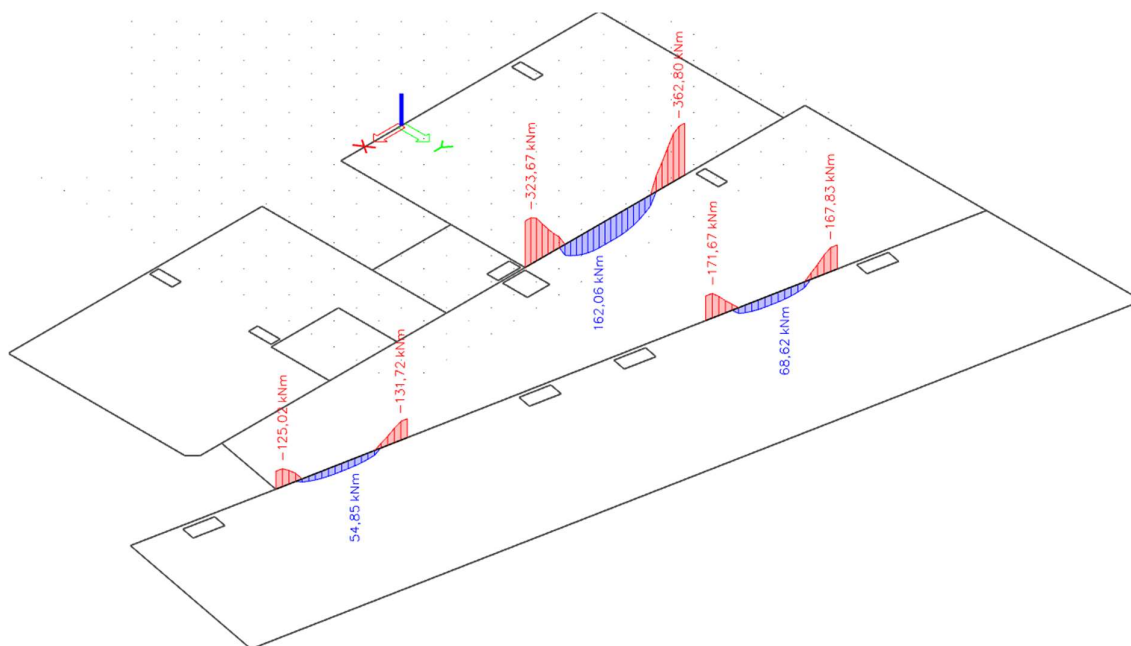
Obr. 137 – Posouzení na MSP – průhyb průvlaku 1.PP

Reálný průhyb se od toho lineárního liší jen minimálně (0,5 mm), tudíž původní předpoklad dostatečné rezervy v průhybu stropní desky 1.PP byl správný.

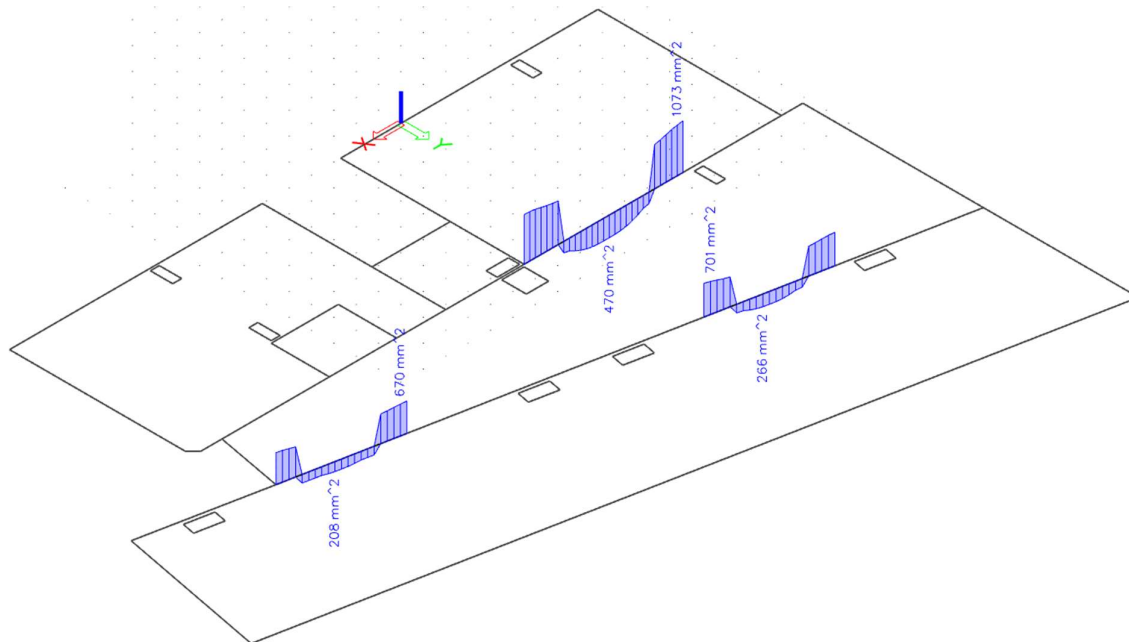
7.2.10 Průvlaky 2.NP – 4.NP



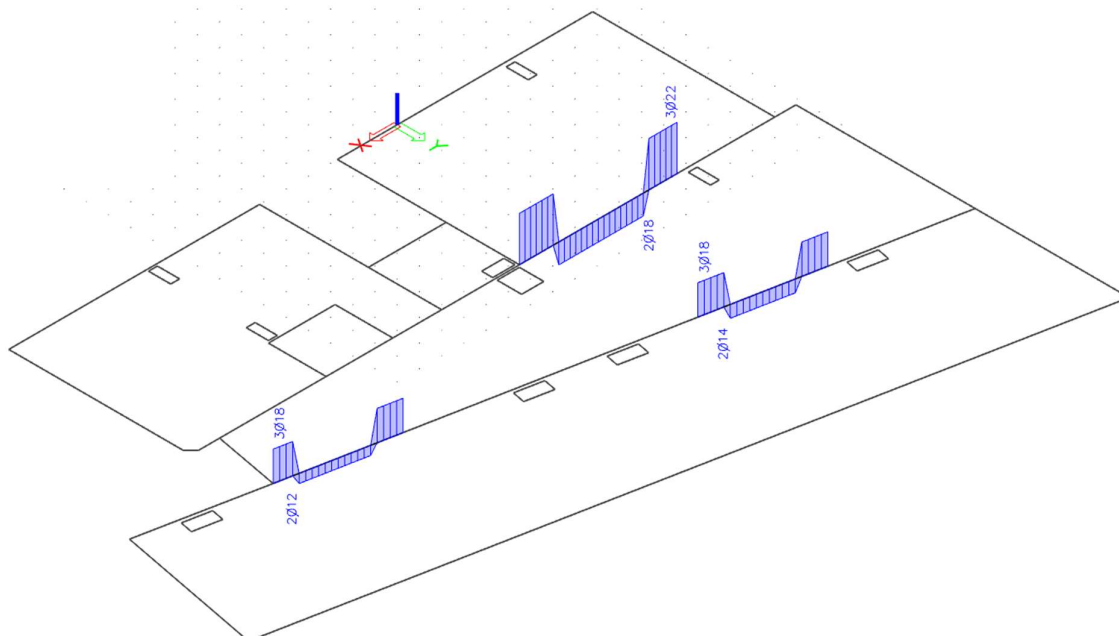
Obr. 138 – Axonometrické schéma svislých konstrukcí a průvlaků 2.NP – 4.NP



Obr. 139 – Ohybové momenty průvlaků 2.NP – 4.NP

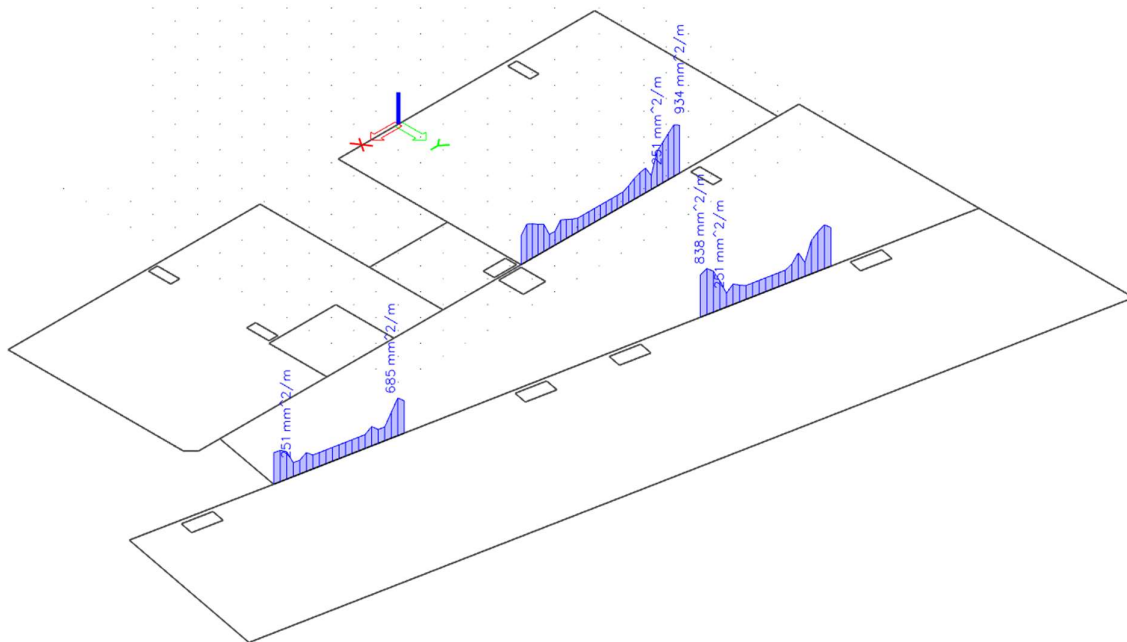


Obr. 140 – Požadovaná plocha ohybové výztuže průvlaků 2.NP – 4.NP

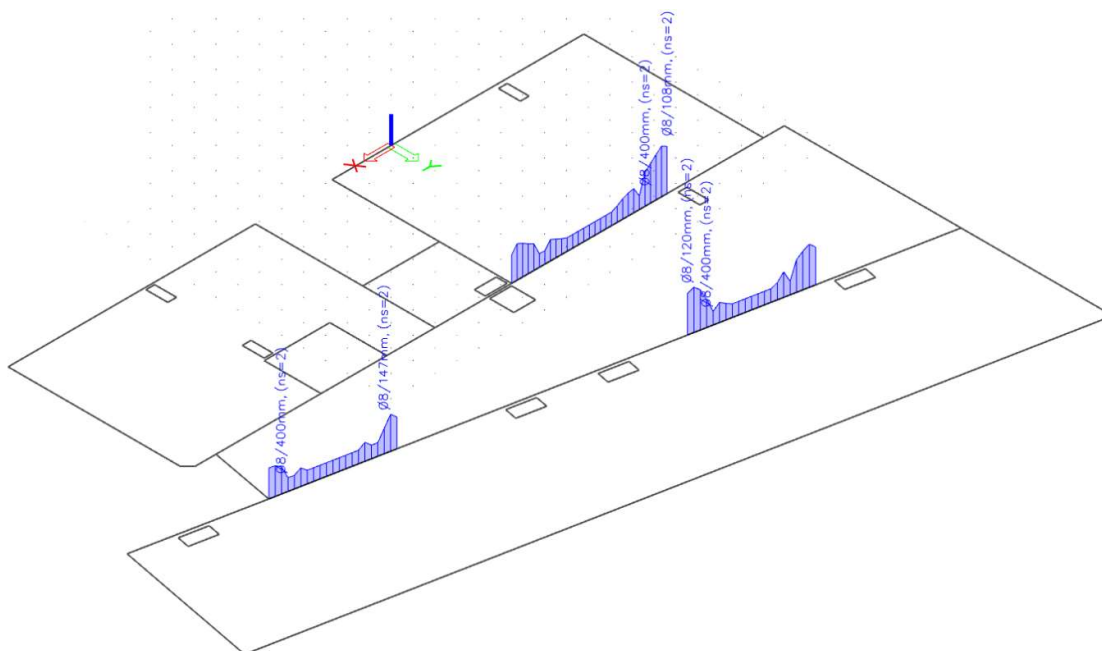


Obr. 141 – Počet potřebných podélných prutů při obou površích průvlaků 2.NP – 4.NP

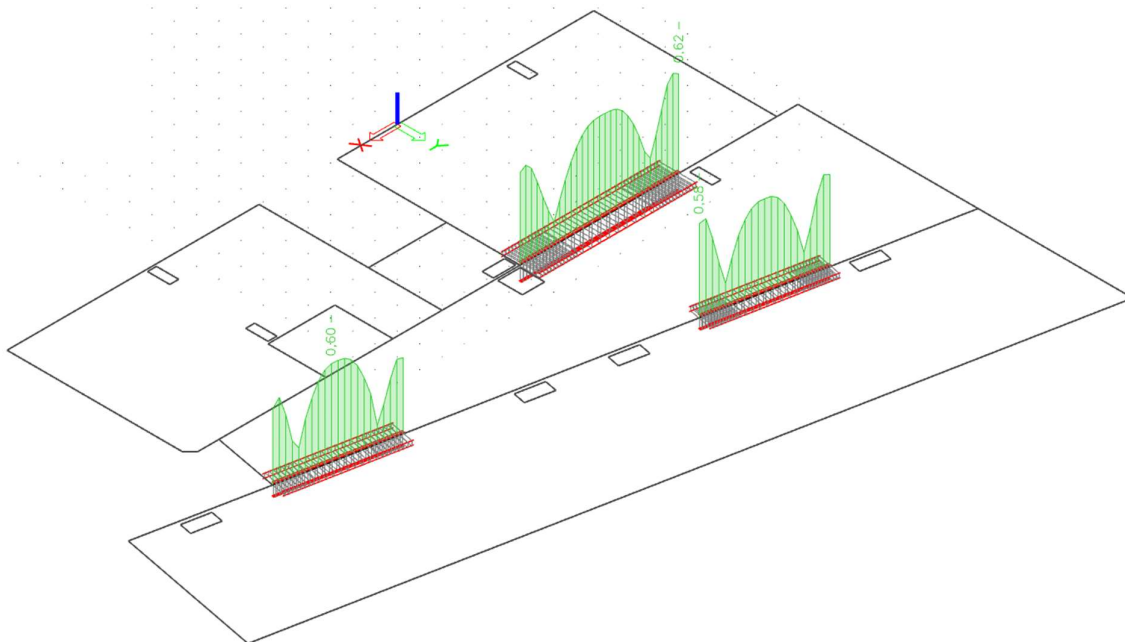




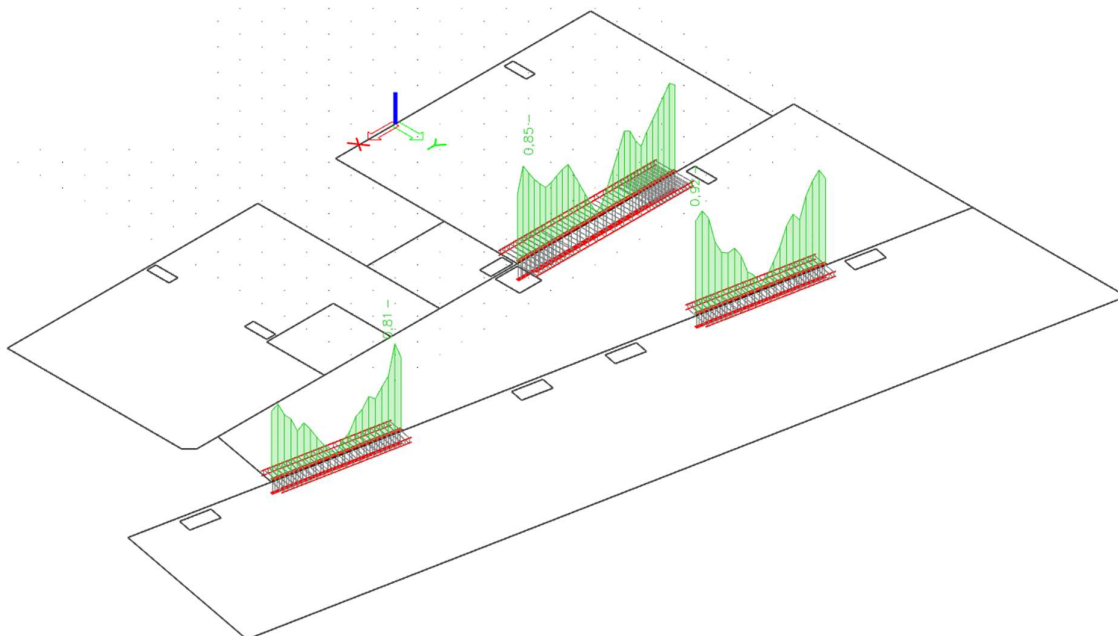
Obr. 142 – Požadovaná plocha smykové výztuže průvlaků 2.NP – 4.NP



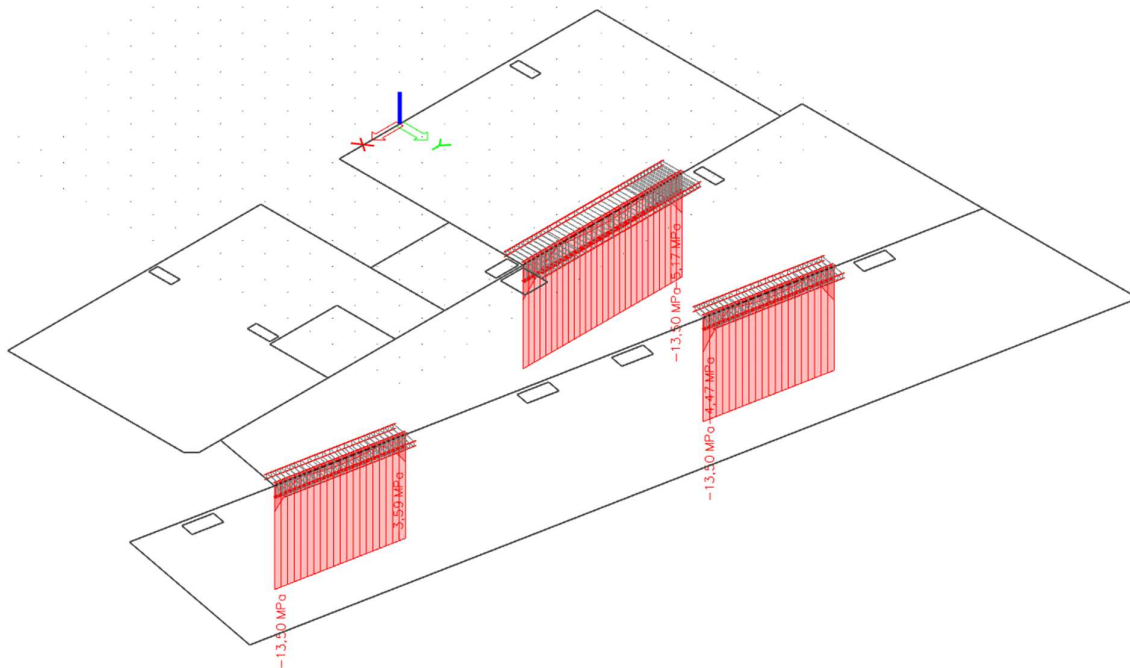
Obr. 143 – Potřebné rozteče třmínek průvlaků 2.NP – 4.NP



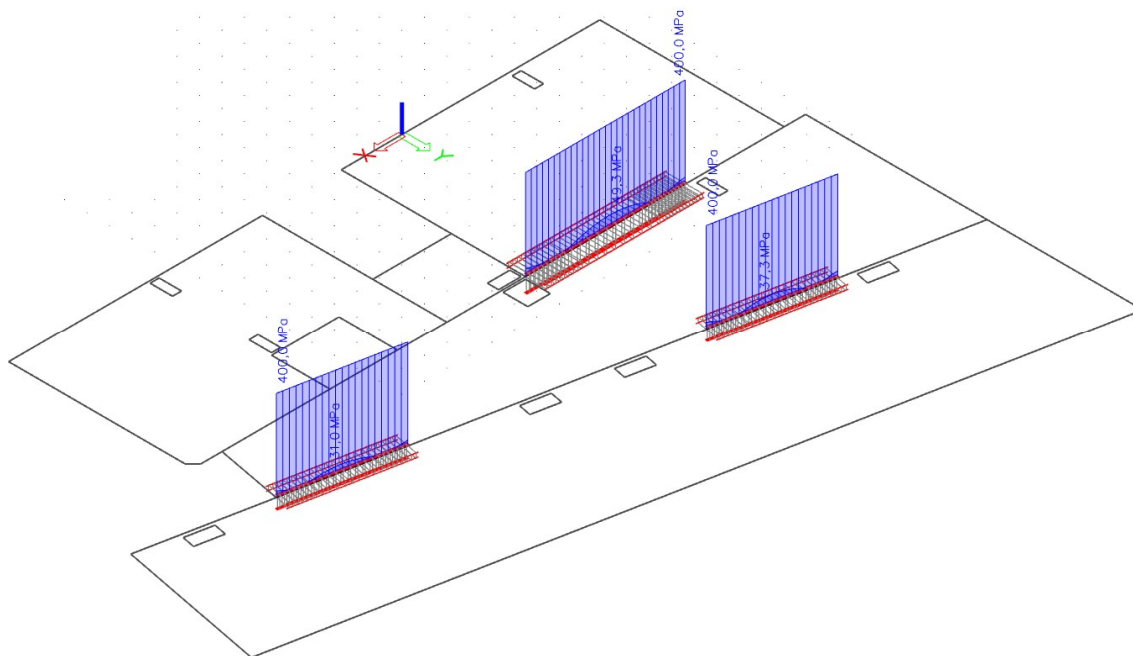
Obr. 144 – Posouzení na MSÚ – ohyb průvlaků 2.NP – 4.NP



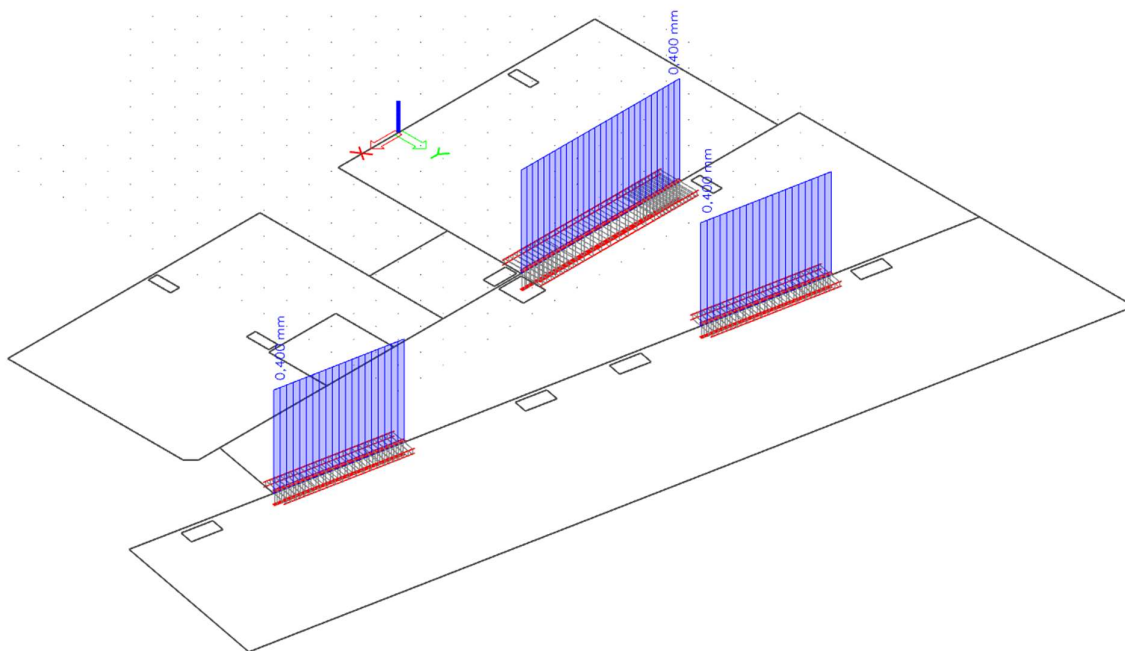
Obr. 145 – Posouzení na MSÚ – smyk průvlaků 2.NP – 4.NP



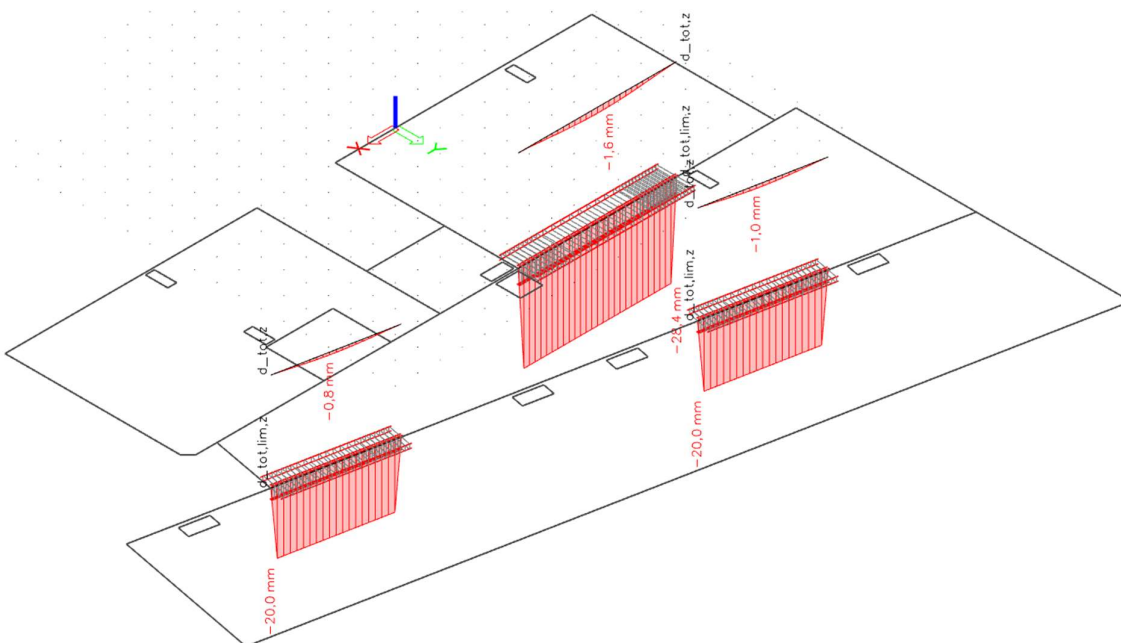
Obr. 146 – Posouzení na MSP – omezení napětí v betonu průvlaků 2.NP – 4.NP



Obr. 147 – Posouzení na MSP – omezení napětí ve výztuži průvlaků 2.NP – 4.NP



Obr. 148 – Posouzení na MSP – šířka trhlin na průvlacích 2.NP – 4.NP



Obr. 149 – Posouzení na MSP – průhyb průvlaků 2.NP – 4.NP

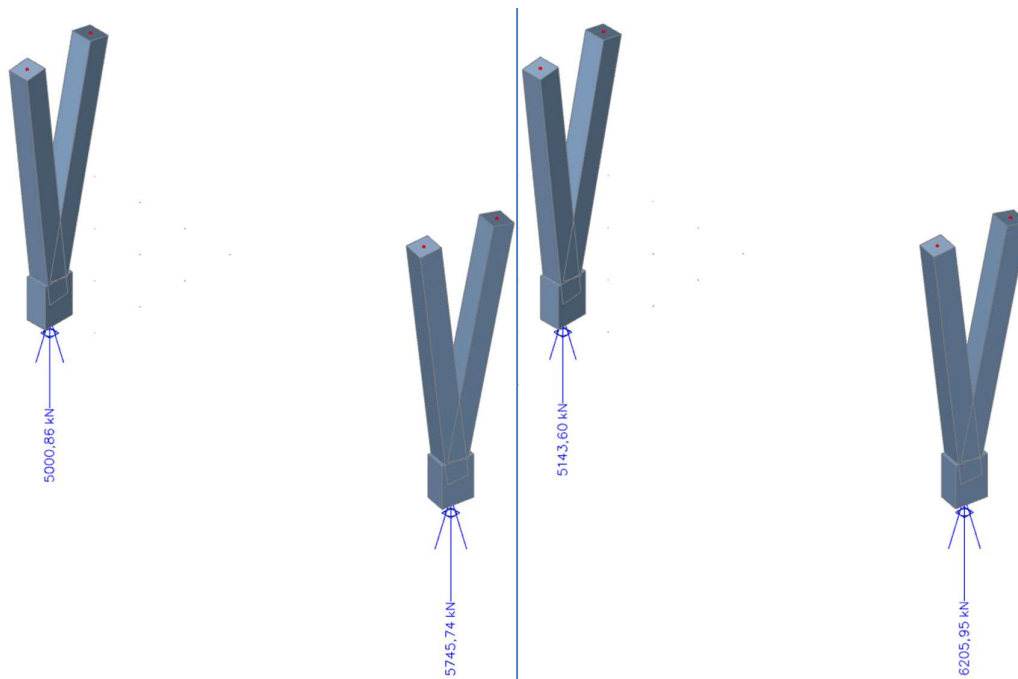
Reálné průhyby se od těch lineárního liší jen minimálně (max. 0,5 mm), tudíž původní předpoklad dostatečné rezervy v průhybu stropní desky 2.NP – 4.NP byl správný.

## 8 Svislé konstrukce

### 8.1 Sloupy

K návrhu výztuže sloupů a následnému posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ) byl použit software Scia Engineer 18. Výstupy jsou vyobrazeny na obrázcích níže.

#### 8.1.1 Kontrola výpočtu



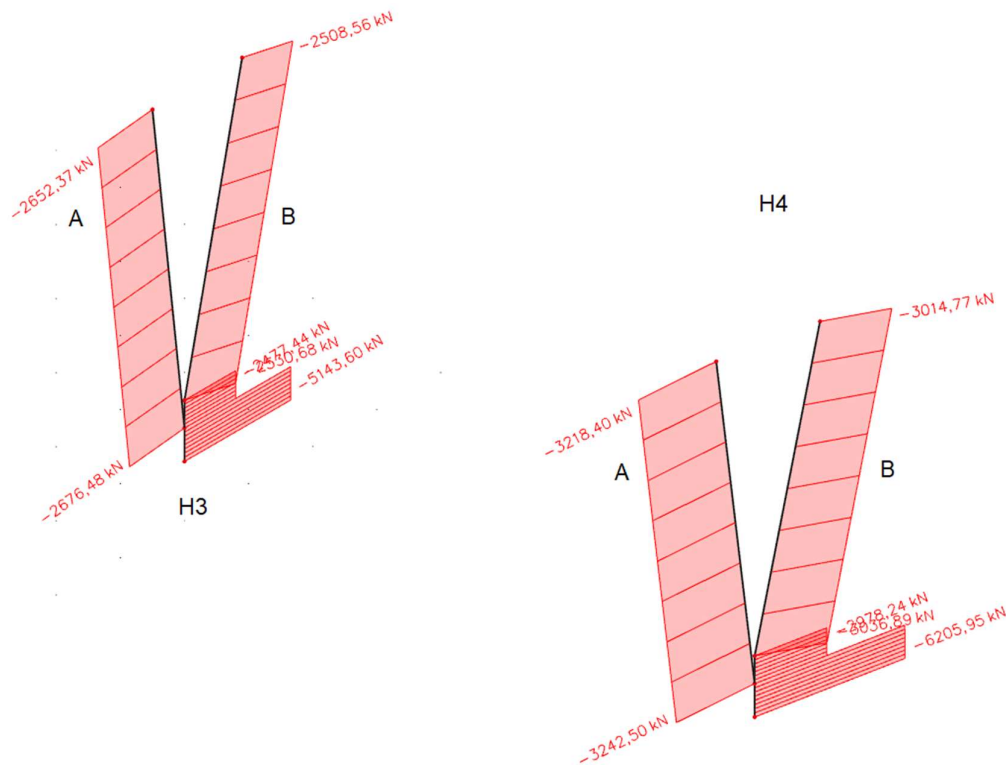
Obr. 150 – Normálové síly v patách sloupů od nejnepříznivější kombinace

Pro kontrolu výpočtu byly porovnány výsledky normálových sil z modelu s výsledky z předběžného návrhu sloupu H4. Výsledky z modelu jsou na obrázku výše vlevo. Pro účely porovnání byl dále model upraven – všem průběžným železobetonovým stěnám jdoucím až do základové konstrukce byla upravena hodnota tuhosti v poměru 1:3. To přerozdělí tok zatížení a výsledky by se tudíž měly více přiblížit reálnému působení. Výsledky z upraveného modelu jsou na obrázku výše vpravo. Porovnání výsledků se nachází v následující tabulce.

	Předběžný výpočet	3D model	3D model upravený
Sloup H4 – N [kN]	5517,95	5745,74	<b>6205,95</b>
Sloup H3 – N [kN]	5183,29	5000,86	<b>5143,60</b>

Předběžně vypočtené normálové síly přijatelně odpovídají normálovým silám z původního 3D modelu. Návrh sloupů bude proveden pro každý sloup na hodnoty normálových sil z upraveného modelu (tučně vyznačeno).

## 8.1.2 Návrh podélné výztuže sloupu H4



Obr. 151 – Průběh normálových sil ve sloupech

Požadovaná plocha podélné výztuže pro spodní dřík (pro dostředný tlak)

$$A_{s,req} = \frac{N_{Ed} - 0,8 \times b_{sl} \times h_{sl} \times f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{6,206 - 0,8 \times 0,4 \times 0,6 \times 20}{400} = 5915 \text{ mm}^2$$

→ navrhují výztuž 8Ø36 mm,  $A_s = 8143 \text{ mm}^2$

Minimální plocha podélné výztuže – konstrukční zásady

$$a_{s,min,1} = 0,002 \times b_{sl} \times h_{sl} = 0,002 \times 0,4 \times 0,6 = 480 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,min,2} = \frac{0,1 \times N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \times 6,206}{434,783} = 1427 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha podélné výztuže

$$a_{s,max} = 0,04 \times b_{sl} \times h_{sl} = 0,04 \times 0,4 \times 0,6 = 9600 \text{ mm}^2$$

Minimální světlost mezi pruty

$$s_{min} = \max(1,2\phi; d_g + 5; 20) = \max(43,2; 26; 20) = 43,2 \text{ mm} < s = 52 \text{ mm}$$

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Požadovaná plocha podélné výztuže pro rozvětvenou část (pro dostředný tlak)

$$A_{s,req} = \frac{N_{Ed} - 0,8 \times b_{sl} \times h_{sl} \times f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{3,243 - 0,8 \times 0,4 \times 0,4 \times 20}{400} = 1708 \text{ mm}^2$$

→ navrhují výztuž 4Ø36 mm,  $A_s = 4072 \text{ mm}^2$

Minimální plocha podélné výztuže – konstrukční zásady

$$a_{s,min,1} = 0,002 \times b_{sl} \times h_{sl} = 0,002 \times 0,4 \times 0,4 = 320 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,min,2} = \frac{0,1 \times N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \times 3,243}{434,783} = 746 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha podélné výztuže

$$a_{s,min,1} = 0,04 \times b_{sl} \times h_{sl} = 0,04 \times 0,4 \times 0,4 = 6400 \text{ mm}^2$$

Krytí výztuže

$$c_{sl} \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

- Venkovní beton chráněný proti dešti – stupeň vlivu prostředí XC3
  - Pevnostní třída betonu – beton C30/37
- třída konstrukce S4 →  $c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$

Tloušťka krycí vrstvy podélné výztuže

$$c_{min} = \max(36 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 36 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 36 + 10 = 46 \text{ mm}$$

Tloušťka krycí vrstvy smykové výztuže

$$c_{min} = \max(8 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

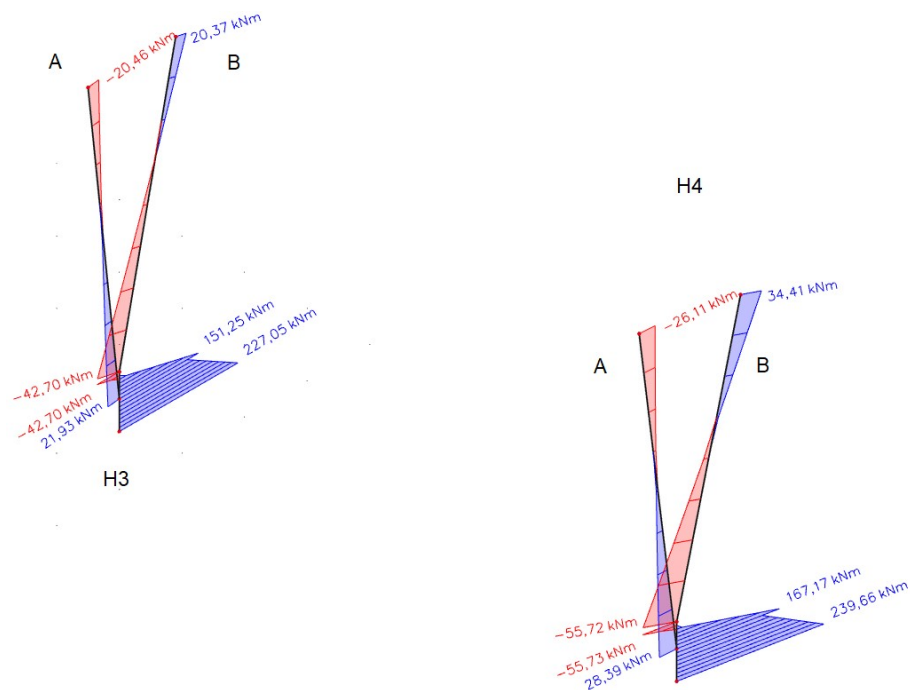
$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

$$c_{sl} \geq 36 \text{ mm}$$

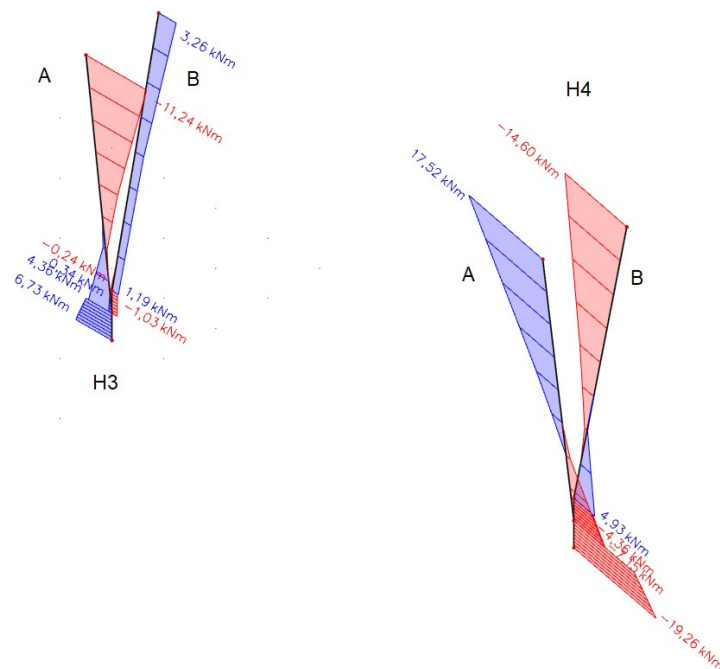
→ volím  $c_{sl} = 40 \text{ mm}$

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Pro výpočet štíhlosti sloupů byl použit program v aplikaci Microsoft Excel převzatý z vlastní bakalářské práce. Pro výpočet štíhlosti je ještě nutné vykreslit ohybové momenty a pootočení ve sloupech. Posouzen na štíhlost bude nejprve sloup H4 jako celek (budou použity průřezové charakteristiky spodního dříku), následovat bude výpočet štíhlosti jednotlivých větví A a B.

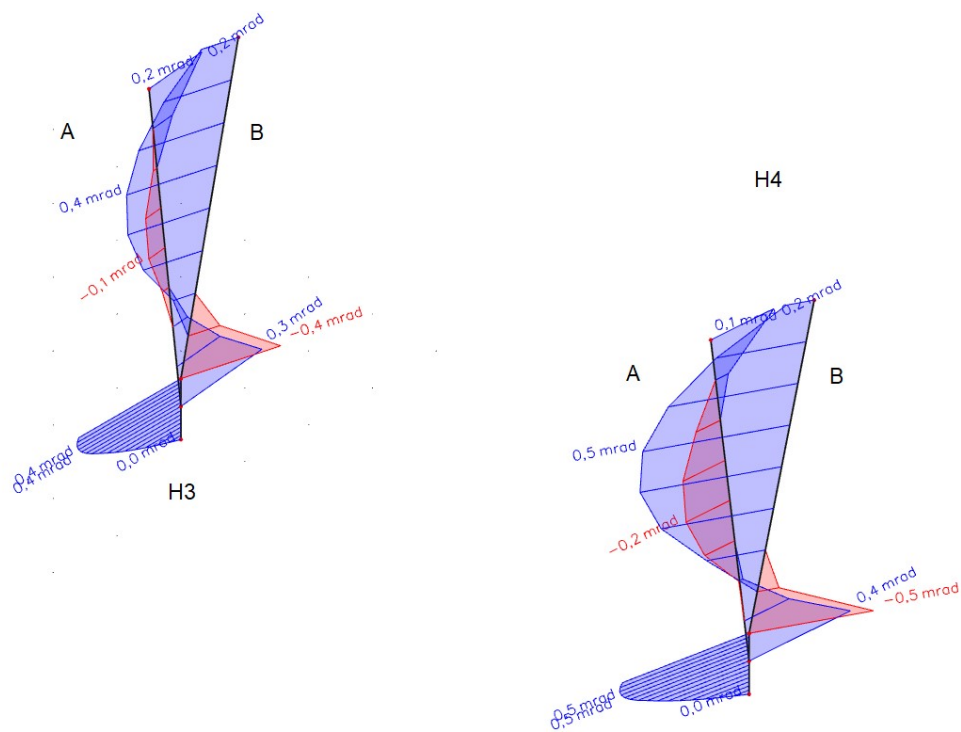


Obr. 152 – Průběh ohybových momentů ve směru osy x ve sloupech

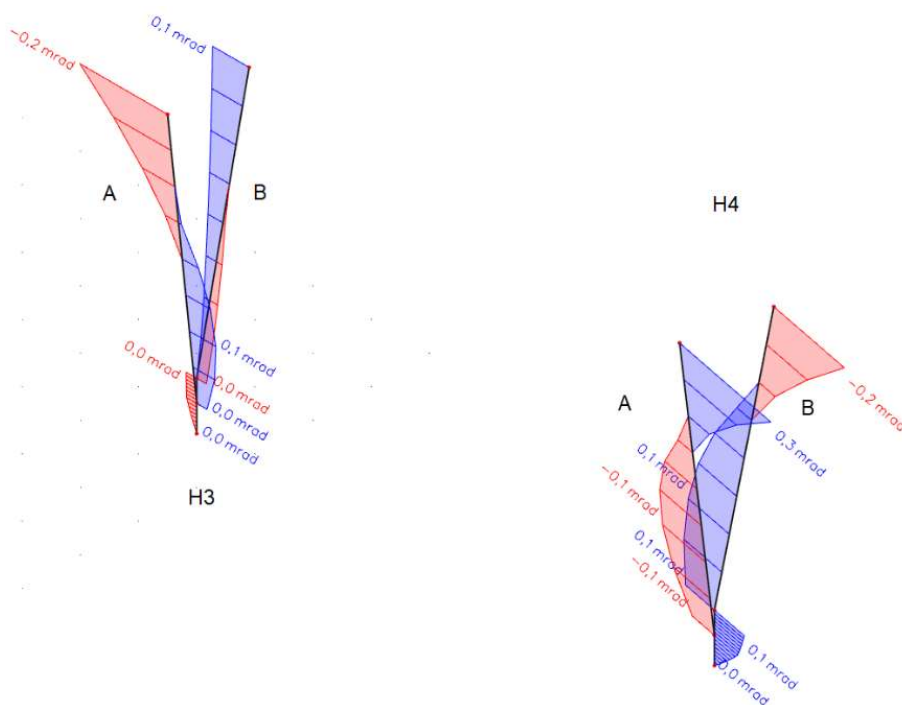


Obr. 153 – Průběh ohybových momentů ve směru osy y ve sloupech





Obr. 154 – Pootočení ve směru osy x ve sloupech



Obr. 155 – Pootočení ve směru osy y ve sloupech

### Výpočet štíhlosti celého sloupu H4

#### Posouzení ve směru osy x

Návrhová hodnota normálové síly $N_{Ed}$ :	$N_{Ed} =$	6205,95 kN
Normálová síla vyvozená od kvazistálého zatížení $N_{Eqp}$ :	$N_{Eqp} =$	4515,94 kN
Návrhová hodnota koncových ohybových momentů prvního řádu $N_{Ed}$ :	$M_{01} =$	239,66 kNm
	$M_{02} =$	34,41 kNm
Návrhová hodnota ohybového momentu $M_{Ed}$ :	$M_{Ed} =$	239,66 kNm
Výstřednost normálové síly $e_f$ :	$e_f =$	38,6 mm
Pootočení konců vyvozené koncovými ohybovými momenty	$\theta_1 =$	0,0000 rad
	$\theta_2 =$	0,0002 rad

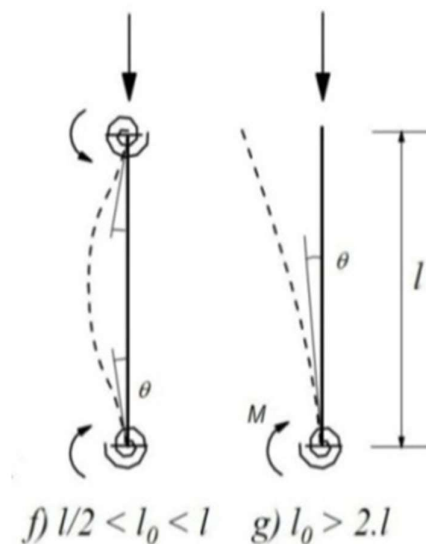


#### Vzpěrná délka

Světla vzdálenost mezi koncovými upnutími  $l$  :

$l =$  4,2 m

Vzpěrná délka pro prvky rámové konstrukce



f) ztužené prvky  
g) neztužené prvky

Varianta dle obrázku (zadat označení varianty):

f

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Vzpěrná délka prvku rámové konstrukce  $l_0$  :  $l_0 = 2,34$  m

Poměrná poddajnost  $k_1$  v natočení konce prutu 1:  $k_1 = 0,0000$

$$k_1 = \frac{\theta_1}{M_{01}} \cdot \frac{E.I}{l}$$

Poměrná poddajnost  $k_2$  v natočení konce prutu 2:  $k_2 = 0,1461$

$$k_2 = \frac{\theta_2}{M_{02}} \cdot \frac{E.I}{l}$$

Vzpěrná délka  $l_0$  pro ztužené prvky (f):  $l_0 = 2,34$  m

$$l_0 = 0,5.l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

Vzpěrná délka  $l_0$  pro neztužené prvky (g):  $l_0 = 4,74$  m

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\}$$

### Výstřednost prvního řádu

Výstřednost vyjadřující imperfekci  $e_i$  :  $e_i = 3,9$  mm

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2}$$

$\theta_i$  ... úhel odklonu od svislice

$l_0$  ... vzpěrná délka

Úhel odklonu od svislice  $\theta_i$  :  $\theta_i = 0,003$

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$\theta_0$  ... základní hodnota odklonu

$\alpha_h$  ... redukční součinitel pro délku a výšku prvku

$\alpha_m$  ... redukční součinitel pro počet prvků

Základní hodnota odklonu  $\theta_0$  :  $\theta_0 = 0,005$

$$\theta_0 = 1/200$$

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Redukční součinitel pro délku a výšku prvku  $\alpha_h$  :  $\alpha_h = 0,667$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$$

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$l$  ... výška prvku, dle účinku na ztužující systém je roven výšce konstrukce

Výška konstrukce nebo budovy  $l$  :  $l = 16,6$  m

Redukční součinitel pro počet prvků  $\alpha_m$  :  $\alpha_m = 1,000$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/m)}$$

$m$  ... počet svislých prvků, které se podílí na vodorovné síle působící na systém

Počet svislých prvků přispívajících k celkovému účinku  $m$  :  $m = 1$

Počáteční výstřednost  $e_0$  :  $e_0 = 42,5$  mm

$$e_0 = e_f + e_i$$

$$e_0 \geq \max \left\{ \frac{b}{30}; 20 \text{ mm} \right\}$$

Ohybový moment prvního řádu  $M_{0Ed}$  :  $M_{0Ed} = 263,90$  kNm

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot e_0$$

Ohyb. moment I. řádu vyvozený od kvazistál. zat.  $M_{0Eqp}$  :  $M_{0Eqp} = 192,03$  kNm

$$M_{0Eqp} = N_{Eqp} \cdot e_0$$

### Výpočet štíhlosti

Štíhlost  $\lambda$  :  $\lambda = 20,29$

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

$i$  ... poloměr setrvačnosti neporušeného betonového průřezu

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Limitní štíhlost  $\lambda_{lim}$  :

$$\lambda_{lim} = 27,49$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} \cdot (1,7 - r_m)}{\sqrt{n}}$$

$\varphi_{ef}$  ... účinný součinitel dotvarování  
 $\omega$  ... mechanický stupeň vyztužení  
 $r_m$  ... poměr koncových momentů I. řádu  
 $n$  ... poměrná normálová síla

nebo (podle plánované změny národní přílohy NA.2.31 normy ČSN EN 1992-1-1)

$$\lambda_{lim} = 25$$

$$|n| \geq 0,41$$

$$\lambda_{lim} = 25,00$$

$$\lambda_{lim} = \frac{16}{\sqrt{n}}$$

$$|n| \leq 0,41$$

Účinný součinitel dotvarování  $\varphi_{ef}$  :

$$\varphi_{ef} = 2,33$$

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi(\infty; t_0) = 3,2$$

Mechanický stupeň vyztužení  $\omega$  :

$$\omega = 0,58$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Poměr koncových momentů prvního řádu  $r_m$  :

$$r_m = 0,144$$

$$r_m = \min \left\{ \frac{M_{01}}{M_{02}}; \frac{M_{02}}{M_{01}} \right\}$$

$$r_m \in \langle -1; 1 \rangle$$

Poměrná normálová síla  $n$  :

$$n = 1,293$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Zhodnocení štíhlosti:

$$\lambda = 20,29 \leq \lambda_{lim} = 25,00$$



**MASIVNÍ TLAČENÝ PRVEK**

## Posouzení ve směru osy y

Návrhová hodnota normálové síly  $N_{Ed}$  :

$$N_{Ed} = 6205,95 \text{ kN}$$

Normálová síla vyvozená od kvazistálého zatížení  $N_{Eqp}$  :

$$N_{Eqp} = 4515,94 \text{ kN}$$

Návrhová hodnota koncových ohybových momentů

$$M_{01} = -19,26 \text{ kNm}$$

prvního řádu  $N_{Ed}$  :

$$M_{02} = 17,52 \text{ kNm}$$

Návrhová hodnota ohybového momentu  $M_{Ed}$  :

$$M_{Ed} = 19,26 \text{ kNm}$$

Výstřednost normálové síly  $e_f$  :

$$e_f = 3,1 \text{ mm}$$

Pootočení konců vyvozené koncovými ohybovými momenty

$$\theta_1 = 0,0000 \text{ rad}$$

$$\theta_2 = 0,0003 \text{ rad}$$

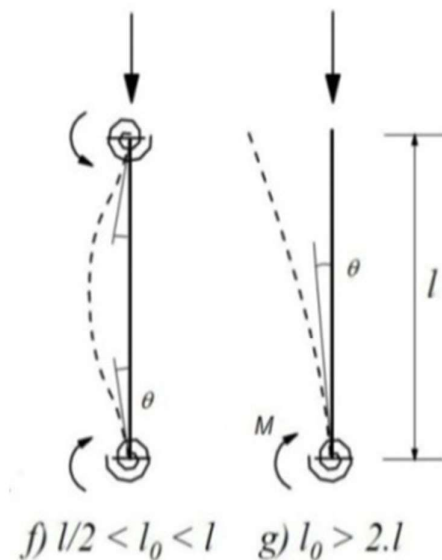


## Vzpěrná délka

Světlá vzdálenost mezi koncovými upnutími  $l$  :

$$l = 4,2 \text{ m}$$

Vzpěrná délka pro prvky rámové konstrukce



f) ztužené prvky  
g) neztužené prvky

Varianta dle obrázku (zadat označení varianty):

f

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Vzpěrná délka prvku rámové konstrukce  $l_0$  :  $l_0 = 2,72$  m

Poměrná poddajnost  $k_1$  v natočení konce prutu 1:  $k_1 = 0,0000$

$$k_1 = \frac{\theta_1}{M_{01}} \cdot \frac{E.I}{l}$$

Poměrná poddajnost  $k_2$  v natočení konce prutu 2:  $k_2 = 0,9687$

$$k_2 = \frac{\theta_2}{M_{02}} \cdot \frac{E.I}{l}$$

Vzpěrná délka  $l_0$  pro ztužené prvky (f):  $l_0 = 2,72$  m

$$l_0 = 0,5.l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

Vzpěrná délka  $l_0$  pro neztužené prvky (g):  $l_0 = 6,27$  m

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\}$$

### Výstřednost prvního řádu

Výstřednost vyjadřující imperfekci  $e_i$  :  $e_i = 4,5$  mm

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2}$$

$\theta_i$  ... úhel odklonu od svislice

$l_0$  ... vzpěrná délka

Úhel odklonu od svislice  $\theta_i$  :  $\theta_i = 0,003$

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$\theta_0$  ... základní hodnota odklonu

$\alpha_h$  ... redukční součinitel pro délku a výšku prvku

$\alpha_m$  ... redukční součinitel pro počet prvků

Základní hodnota odklonu  $\theta_0$  :  $\theta_0 = 0,005$

$$\theta_0 = 1/200$$

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Redukční součinitel pro délku a výšku prvku  $\alpha_h$  :  $\alpha_h = 0,667$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$$

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$l$  ... výška prvku, dle účinku na ztužující systém je roven výšce konstrukce

Výška konstrukce nebo budovy  $l$  :  $l = 16,6$  m

Redukční součinitel pro počet prvků  $\alpha_m$  :  $\alpha_m = 1,000$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/m)}$$

$m$  ... počet svislých prvků, které se podílí na vodorovné slíe působící na systém

Počet svislých prvků přispívajících k celkovému účinku  $m$  :  $m = 1$

Počáteční výstřednost  $e_0$  :  $e_0 = 20,0$  mm

$$e_0 = e_f + e_i$$

$$e_0 \geq \max \left\{ \frac{b}{30}; 20mm \right\}$$

Ohybový moment prvního řádu  $M_{0Ed}$  :  $M_{0Ed} = 124,12$  kNm

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot e_0$$

Ohyb. moment I. řádu vyvozený od kvazistál. zat.  $M_{0Eqp}$  :  $M_{0Eqp} = 90,32$  kNm

$$M_{0Eqp} = N_{Eqp} \cdot e_0$$

## Výpočet štíhlosti

Štíhlost  $\lambda$  :  $\lambda = 15,73$

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

$i$  ... poloměr setrvačnosti neporušeného betonového průřezu



# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Limitní štíhlost  $\lambda_{lim}$  :

$$\lambda_{lim} = 49,09$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} \cdot (1,7 - r_m)}{\sqrt{n}}$$

$\varphi_{ef}$  ... účinný součinitel dotvarování  
 $\omega$  ... mechanický stupeň vyztužení  
 $r_m$  ... poměr koncových momentů I. řádu  
 $n$  ... poměrná normálová síla

nebo (pro stanovení "bezpečné" hodnoty limitní štíhlosti)

$$\lambda_{lim} = 25$$

$$|n| \geq 0,41$$

$$\lambda_{lim} = 25,00$$

$$\lambda_{lim} = \frac{16}{\sqrt{n}}$$

$$|n| \leq 0,41$$

Účinný součinitel dotvarování  $\varphi_{ef}$  :

$$\varphi_{ef} = 2,33$$

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi(\infty; t_0) = 3,2$$

Mechanický stupeň vyztužení  $\omega$  :

$$\omega = 0,73$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Poměr koncových momentů prvního řádu  $r_m$  :

$$r_m = -0,910$$

$$r_m = \min \left\{ \frac{M_{01}}{M_{02}}; \frac{M_{02}}{M_{01}} \right\}$$

$$r_m \in \langle -1; 1 \rangle$$

Poměrná normálová síla  $n$  :

$$n = 1,293$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Zhodnocení štíhlosti:

$$\lambda = 15,73 \leq \lambda_{lim} = 25,00$$



**MASIVNÍ TLAČENÝ PRVEK**

**Výpočet štíhlosti větve A sloupu H4**

*Posouzení ve směru osy x*

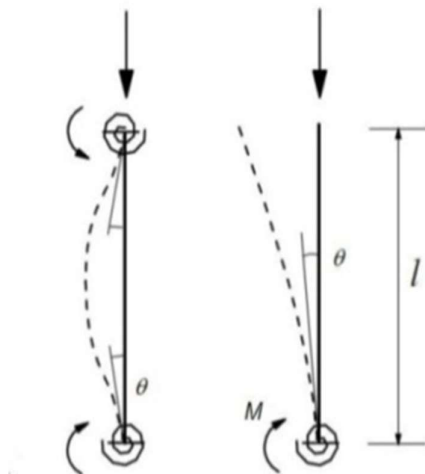
Návrhová hodnota normálové síly $N_{Ed}$ :	$N_{Ed} =$ 3242,5 kN
Normálová síla vyvozená od kvazistálého zatížení $N_{Eqp}$ :	$N_{Eqp} =$ 2358,63 kN
Návrhová hodnota koncových ohybových momentů prvního řádu $N_{Ed}$ :	$M_{01} =$ 28,39 kNm
Návrhová hodnota ohybového momentu $M_{Ed}$ :	$M_{02} =$ -26,11 kNm
Výstřednost normálové síly $e_f$ :	$M_{Ed} =$ 28,39 kNm
Pootočení konců vyvozené koncovými ohybovými momenty	$e_f =$ 8,8 mm
	$\Theta_1 =$ 0,0000 rad
	$\Theta_2 =$ 0,0001 rad



**Vzpěrná délka**

Světlá vzdálenost mezi koncovými upnutími  $l$  :  $l =$  3,05 m

Vzpěrná délka pro prvky rámové konstrukce



f) ztužené prvky  
g) neztužené prvky

f)  $l/2 < l_0 < l$     g)  $l_0 > 2.l$

Varianta dle obrázku (zadat označení varianty): f

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Vzpěrná délka prvku rámové konstrukce  $l_0$  :  $l_0 = 1,73$  m

Poměrná poddajnost  $k_1$  v natočení konce prutu 1:  $k_1 = 0,0000$

$$k_1 = \frac{\theta_1}{M_{01}} \cdot \frac{E.I}{l}$$

Poměrná poddajnost  $k_2$  v natočení konce prutu 2:  $k_2 = 0,1768$

$$k_2 = \frac{\theta_2}{M_{02}} \cdot \frac{E.I}{l}$$

Vzpěrná délka  $l_0$  pro ztužené prvky (f):  $l_0 = 1,73$  m

$$l_0 = 0,5.l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

Vzpěrná délka  $l_0$  pro neztužené prvky (g):  $l_0 = 3,51$  m

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\}$$

### Výstřednost prvního řádu

Výstřednost vyjadřující imperfekci  $e_i$  :  $e_i = 2,9$  mm

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2}$$

$\theta_i$  ... úhel odklonu od svislice

$l_0$  ... vzpěrná délka

Úhel odklonu od svislice  $\theta_i$  :  $\theta_i = 0,003$

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$\theta_0$  ... základní hodnota odklonu

$\alpha_h$  ... redukční součinitel pro délku a výšku prvku

$\alpha_m$  ... redukční součinitel pro počet prvků

Základní hodnota odklonu  $\theta_0$  :  $\theta_0 = 0,005$

$$\theta_0 = 1/200$$

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Redukční součinitel pro délku a výšku prvku  $\alpha_h$  :  $\alpha_h = 0,667$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$$

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$l$  ... výška prvku, dle účinku na ztužující systém je roven výšce konstrukce

Výška konstrukce nebo budovy  $l$  :  $l = 16,6$  m

Redukční součinitel pro počet prvků  $\alpha_m$  :  $\alpha_m = 1,000$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/m)}$$

$m$  ... počet svislých prvků, které se podílí na vodorovné síle působící na systém

Počet svislých prvků přispívajících k celkovému účinku  $m$  :  $m = 1$

Počáteční výstřednost  $e_0$  :  $e_0 = 20,0$  mm

$$e_0 = e_f + e_i$$

$$e_0 \geq \max \left\{ \frac{b}{30}; 20 \text{ mm} \right\}$$

Ohybový moment prvního řádu  $M_{0Ed}$  :  $M_{0Ed} = 64,85$  kNm

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot e_0$$

Ohyb. moment I. řádu vyvozený od kvazistál. zat.  $M_{0Eqp}$  :  $M_{0Eqp} = 47,17$  kNm

$$M_{0Eqp} = N_{Eqp} \cdot e_0$$

### Výpočet štíhlosti

Štíhlost  $\lambda$  :  $\lambda = 14,95$

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

$i$  ... poloměr setrvačnosti neporušeného betonového průřezu

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Limitní štíhlost  $\lambda_{lim}$  :

$$\lambda_{lim} = 58,88$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} \cdot (1,7 - r_m)}{\sqrt{n}}$$

$\varphi_{ef}$  ... účinný součinitel dotvarování  
 $\omega$  ... mechanický stupeň vyztužení  
 $r_m$  ... poměr koncových momentů I. řádu  
 $n$  ... poměrná normálová síla

nebo (podle plánované změny národní přílohy NA.2.31 normy ČSN EN 1992-1-1)

$$\lambda_{lim} = 25$$

$$|n| \geq 0,41$$

$$\lambda_{lim} = 25,00$$

$$\lambda_{lim} = \frac{16}{\sqrt{n}}$$

$$|n| \leq 0,41$$

Účinný součinitel dotvarování  $\varphi_{ef}$  :

$$\varphi_{ef} = 2,33$$

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi(\infty; t_0) = 3,2$$

Mechanický stupeň vyztužení  $\omega$  :

$$\omega = 0,87$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Poměr koncových momentů prvního řádu  $r_m$  :

$$r_m = -0,920$$

$$r_m = \min \left\{ \frac{M_{01}}{M_{02}}; \frac{M_{02}}{M_{01}} \right\}$$

$$r_m \in \langle -1; 1 \rangle$$

Poměrná normálová síla  $n$  :

$$n = 1,013$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Zhodnocení štíhlosti:

$$\lambda = 14,95 \leq \lambda_{lim} = 25,00$$



**MASIVNÍ TLAČENÝ PRVEK**

## Posouzení ve směru osy y

Návrhová hodnota normálové síly  $N_{Ed}$  :

$$N_{Ed} = 3242,5 \text{ kN}$$

Normálová síla vyvozená od kvazistálého zatížení  $N_{Eqp}$  :

$$N_{Eqp} = 2358,63 \text{ kN}$$

Návrhová hodnota koncových ohybových momentů

$$M_{01} = -4,36 \text{ kNm}$$

prvního řádu  $N_{Ed}$  :

$$M_{02} = 17,52 \text{ kNm}$$

Návrhová hodnota ohybového momentu  $M_{Ed}$  :

$$M_{Ed} = 17,52 \text{ kNm}$$

Výstřednost normálové síly  $e_f$  :

$$e_f = 5,4 \text{ mm}$$

Pootočení konců vyvozené koncovými ohybovými momenty

$$\theta_1 = 0,0001 \text{ rad}$$

$$\theta_2 = 0,0003 \text{ rad}$$

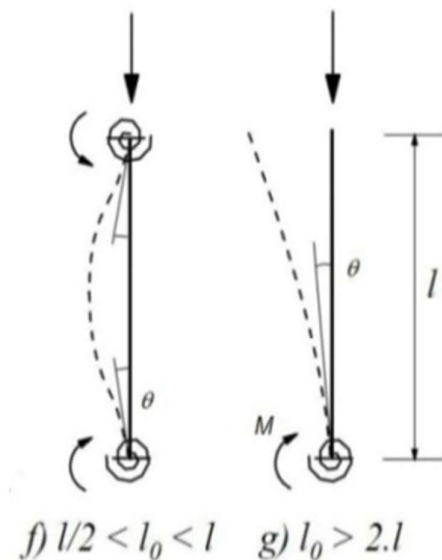


## Vzpěrná délka

Světlá vzdálenost mezi koncovými upnutími  $l$  :

$$l = 3,05 \text{ m}$$

Vzpěrná délka pro prvky rámové konstrukce



f) ztužené prvky  
g) neztužené prvky

Varianta dle obrázku (zadat označení varianty):

f

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Vzpěrná délka prvku rámové konstrukce  $l_0$  :  $l_0 = 1,85$  m

Poměrná poddajnost  $k_1$  v natočení konce prutu 1:  $k_1 = 0,0000$

$$k_1 = \frac{\theta_1}{M_{01}} \cdot \frac{E.I}{l}$$

Poměrná poddajnost  $k_2$  v natočení konce prutu 2:  $k_2 = 0,3952$

$$k_2 = \frac{\theta_2}{M_{02}} \cdot \frac{E.I}{l}$$

Vzpěrná délka  $l_0$  pro ztužené prvky (f):  $l_0 = 1,85$  m

$$l_0 = 0,5.l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

Vzpěrná délka  $l_0$  pro neztužené prvky (g):  $l_0 = 3,91$  m

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\}$$

### Výstřednost prvního řádu

Výstřednost vyjadřující imperfekci  $e_i$  :  $e_i = 3,1$  mm

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2}$$

$\theta_i$  ... úhel odklonu od svislice

$l_0$  ... vzpěrná délka

Úhel odklonu od svislice  $\theta_i$  :  $\theta_i = 0,003$

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$\theta_0$  ... základní hodnota odklonu

$\alpha_h$  ... redukční součinitel pro délku a výšku prvku

$\alpha_m$  ... redukční součinitel pro počet prvků

Základní hodnota odklonu  $\theta_0$  :  $\theta_0 = 0,005$

$$\theta_0 = 1/200$$

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Redukční součinitel pro délku a výšku prvku  $\alpha_h$  :  $\alpha_h = 0,667$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$$

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$l$  ... výška prvku, dle účinku na ztužující systém je roven výšce konstrukce

Výška konstrukce nebo budovy  $l$  :  $l = 16,6$  m

Redukční součinitel pro počet prvků  $\alpha_m$  :  $\alpha_m = 1,000$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/m)}$$

$m$  ... počet svislých prvků, které se podílí na vodorovné slíe působící na systém

Počet svislých prvků přispívajících k celkovému účinku  $m$  :  $m = 1$

Počáteční výstřednost  $e_0$  :  $e_0 = 20,0$  mm

$$e_0 = e_f + e_i$$

$$e_0 \geq \max \left\{ \frac{b}{30}; 20mm \right\}$$

Ohybový moment prvního řádu  $M_{0Ed}$  :  $M_{0Ed} = 64,85$  kNm

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot e_0$$

Ohyb. moment I. řádu vyvozený od kvazistál. zat.  $M_{0Eqp}$  :  $M_{0Eqp} = 47,17$  kNm

$$M_{0Eqp} = N_{Eqp} \cdot e_0$$

### Výpočet štíhlosti

Štíhlost  $\lambda$  :  $\lambda = 16,00$

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

$i$  ... poloměr setrvačnosti neporušeného betonového průřezu



# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Limitní štíhlost  $\lambda_{lim}$  :

$$\lambda_{lim} = 36,17$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} \cdot (1,7 - r_m)}{\sqrt{n}}$$

$\varphi_{ef}$  ... účinný součinitel dotvarování  
 $\omega$  ... mechanický stupeň vyztužení  
 $r_m$  ... poměr koncových momentů I. řádu  
 $n$  ... poměrná normálová síla

nebo (pro stanovení "bezpečné" hodnoty limitní štíhlosti)

$$\lambda_{lim} = 25$$

$$|n| \geq 0,41$$

$$\lambda_{lim} = 25,00$$

$$\lambda_{lim} = \frac{16}{\sqrt{n}}$$

$$|n| \leq 0,41$$

Účinný součinitel dotvarování  $\varphi_{ef}$  :

$$\varphi_{ef} = 2,33$$

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi(\infty; t_0) = 3,2$$

Mechanický stupeň vyztužení  $\omega$  :

$$\omega = 0,44$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Poměr koncových momentů prvního řádu  $r_m$  :

$$r_m = -0,249$$

$$r_m = \min \left\{ \frac{M_{01}}{M_{02}}; \frac{M_{02}}{M_{01}} \right\}$$

$$r_m \in \langle -1; 1 \rangle$$

Poměrná normálová síla  $n$  :

$$n = 1,013$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Zhodnocení štíhlosti:

$$\lambda = 16,00 \leq \lambda_{lim} = 25,00$$



**MASIVNÍ TLAČENÝ PRVEK**

**Výpočet štíhlosti větve B sloupu H4**

*Posouzení ve směru osy x*

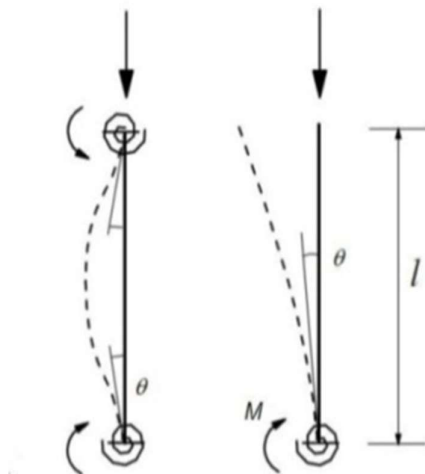
Návrhová hodnota normálové síly $N_{Ed}$ :	$N_{Ed} =$	3036,89 kN
Normálová síla vyvozená od kvazistálého zatížení $N_{Eqp}$ :	$N_{Eqp} =$	2210,68 kN
Návrhová hodnota koncových ohybových momentů prvního řádu $N_{Ed}$ :	$M_{01} =$	-55,72 kNm
	$M_{02} =$	34,41 kNm
Návrhová hodnota ohybového momentu $M_{Ed}$ :	$M_{Ed} =$	55,72 kNm
Výstřednost normálové síly $e_f$ :	$e_f =$	18,3 mm
Pootočení konců vyvozené koncovými ohybovými momenty	$\Theta_1 =$	0,0005 rad
	$\Theta_2 =$	0,0001 rad



**Vzpěrná délka**

Světlá vzdálenost mezi koncovými upnutími  $l$  :  $l =$  3,15 m

Vzpěrná délka pro prvky rámové konstrukce



f) ztužené prvky  
g) neztužené prvky

f)  $l/2 < l_0 < l$     g)  $l_0 > 2.l$

Varianta dle obrázku (zadat označení varianty): f

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Vzpěrná délka prvku rámové konstrukce  $l_0$  :  $l_0 = 1,67$  m

Poměrná poddajnost  $k_1$  v natočení konce prutu 1:  $k_1 = 0,0000$

$$k_1 = \frac{\theta_1}{M_{01}} \cdot \frac{E.I}{l}$$

Poměrná poddajnost  $k_2$  v natočení konce prutu 2:  $k_2 = 0,0649$

$$k_2 = \frac{\theta_2}{M_{02}} \cdot \frac{E.I}{l}$$

Vzpěrná délka  $l_0$  pro ztužené prvky (f):  $l_0 = 1,67$  m

$$l_0 = 0,5.l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

Vzpěrná délka  $l_0$  pro neztužené prvky (g):  $l_0 = 3,34$  m

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\}$$

### Výstřednost prvního řádu

Výstřednost vyjadřující imperfekci  $e_i$  :  $e_i = 2,8$  mm

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2}$$

$\theta_i$  ... úhel odklonu od svislice

$l_0$  ... vzpěrná délka

Úhel odklonu od svislice  $\theta_i$  :  $\theta_i = 0,003$

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$\theta_0$  ... základní hodnota odklonu

$\alpha_h$  ... redukční součinitel pro délku a výšku prvku

$\alpha_m$  ... redukční součinitel pro počet prvků

Základní hodnota odklonu  $\theta_0$  :  $\theta_0 = 0,005$

$$\theta_0 = 1/200$$

Redukční součinitel pro délku a výšku prvku  $\alpha_h$  :  $\alpha_h = 0,667$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$$

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$l$  ... výška prvku, dle účinku na ztužující systém je roven výšce konstrukce

Výška konstrukce nebo budovy  $l$  :  $l = 16,6$  m

Redukční součinitel pro počet prvků  $\alpha_m$  :  $\alpha_m = 1,000$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/m)}$$

$m$  ... počet svislých prvků, které se podílí na vodorovné slíe působící na systém

Počet svislých prvků přispívajících k celkovému účinku  $m$  :  $m = 1$

Počáteční výstřednost  $e_0$  :  $e_0 = 21,1$  mm

$$e_0 = e_f + e_i$$

$$e_0 \geq \max \left\{ \frac{b}{30}; 20 \text{ mm} \right\}$$

Ohybový moment prvního řádu  $M_{0Ed}$  :  $M_{0Ed} = 64,18$  kNm

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot e_0$$

Ohyb. moment I. řádu vyvozený od kvazistál. zat.  $M_{0Eqp}$  :  $M_{0Eqp} = 46,72$  kNm

$$M_{0Eqp} = N_{Eqp} \cdot e_0$$

## Výpočet štíhlosti

Štíhlost  $\lambda$  :  $\lambda = 14,47$

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

$i$  ... poloměr setrvačnosti neporušeného betonového průřezu

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Limitní štíhlost  $\lambda_{lim}$  :

$$\lambda_{lim} = 53,81$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} \cdot (1,7 - r_m)}{\sqrt{n}}$$

$\varphi_{ef}$  ... účinný součinitel dotvarování  
 $\omega$  ... mechanický stupeň vyztužení  
 $r_m$  ... poměr koncových momentů I. řádu  
 $n$  ... poměrná normálová síla

nebo (podle plánované změny národní přílohy NA.2.31 normy ČSN EN 1992-1-1)

$$\lambda_{lim} = 25$$

$$|n| \geq 0,41$$

$$\lambda_{lim} = 25,00$$

$$\lambda_{lim} = \frac{16}{\sqrt{n}}$$

$$|n| \leq 0,41$$

Účinný součinitel dotvarování  $\varphi_{ef}$  :

$$\varphi_{ef} = 2,33$$

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi(\infty; t_0) = 3,2$$

Mechanický stupeň vyztužení  $\omega$  :

$$\omega = 0,87$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Poměr koncových momentů prvního řádu  $r_m$  :

$$r_m = -0,618$$

$$r_m = \min \left\{ \frac{M_{01}}{M_{02}}; \frac{M_{02}}{M_{01}} \right\}$$

$$r_m \in \langle -1; 1 \rangle$$

Poměrná normálová síla  $n$  :

$$n = 0,949$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Zhodnocení štíhlosti:

$$\lambda = 14,47 \leq \lambda_{lim} = 25,00$$



**MASIVNÍ TLAČENÝ PRVEK**

## Posouzení ve směru osy y

Návrhová hodnota normálové síly  $N_{Ed}$  :

$$N_{Ed} = 3036,89 \text{ kN}$$

Normálová síla vyvozená od kvazistálého zatížení  $N_{Eqp}$  :

$$N_{Eqp} = 2210,68 \text{ kN}$$

Návrhová hodnota koncových ohybových momentů

$$M_{01} = 4,93 \text{ kNm}$$

prvního řádu  $N_{Ed}$  :

$$M_{02} = -14,6 \text{ kNm}$$

Návrhová hodnota ohybového momentu  $M_{Ed}$  :

$$M_{Ed} = 14,6 \text{ kNm}$$

Výstřednost normálové síly  $e_f$  :

$$e_f = 4,8 \text{ mm}$$

Pootočení konců vyvozené koncovými ohybovými momenty

$$\theta_1 = 0,0001 \text{ rad}$$

$$\theta_2 = 0,0002 \text{ rad}$$

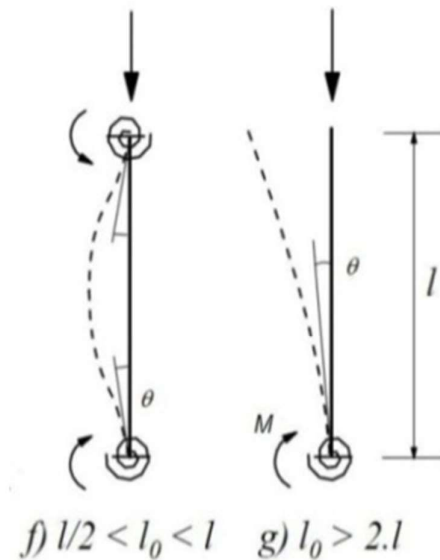


## Vzpěrná délka

Světlá vzdálenost mezi koncovými upnutími  $l$  :

$$l = 3,15 \text{ m}$$

Vzpěrná délka pro prvky rámové konstrukce



f) ztužené prvky  
g) neztužené prvky

Varianta dle obrázku (zadat označení varianty):

f

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Vzpěrná délka prvku rámové konstrukce  $l_0$  :  $l_0 = 1,87$  m

Poměrná poddajnost  $k_1$  v natočení konce prutu 1:  $k_1 = 0,0000$

$$k_1 = \frac{\theta_1}{M_{01}} \cdot \frac{E.I}{l}$$

Poměrná poddajnost  $k_2$  v natočení konce prutu 2:  $k_2 = 0,3062$

$$k_2 = \frac{\theta_2}{M_{02}} \cdot \frac{E.I}{l}$$

Vzpěrná délka  $l_0$  pro ztužené prvky (f):  $l_0 = 1,87$  m

$$l_0 = 0,5.l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}$$

Vzpěrná délka  $l_0$  pro neztužené prvky (g):  $l_0 = 3,89$  m

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\}$$

### Výstřednost prvního řádu

Výstřednost vyjadřující imperfekci  $e_i$  :  $e_i = 3,1$  mm

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2}$$

$\theta_i$  ... úhel odklonu od svislice

$l_0$  ... vzpěrná délka

Úhel odklonu od svislice  $\theta_i$  :  $\theta_i = 0,003$

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$\theta_0$  ... základní hodnota odklonu

$\alpha_h$  ... redukční součinitel pro délku a výšku prvku

$\alpha_m$  ... redukční součinitel pro počet prvků

Základní hodnota odklonu  $\theta_0$  :  $\theta_0 = 0,005$

$$\theta_0 = 1/200$$

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Redukční součinitel pro délku a výšku prvku  $\alpha_h$  :  $\alpha_h = 0,667$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$$

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$l$  ... výška prvku, dle účinku na ztužující systém je roven výšce konstrukce

Výška konstrukce nebo budovy  $l$  :  $l = 16,6$  m

Redukční součinitel pro počet prvků  $\alpha_m$  :  $\alpha_m = 1,000$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/m)}$$

$m$  ... počet svislých prvků, které se podílí na vodorovné slíe působící na systém

Počet svislých prvků přispívajících k celkovému účinku  $m$  :  $m = 1$

Počáteční výstřednost  $e_0$  :  $e_0 = 20,0$  mm

$$e_0 = e_f + e_i$$

$$e_0 \geq \max \left\{ \frac{b}{30}; 20mm \right\}$$

Ohybový moment prvního řádu  $M_{0Ed}$  :  $M_{0Ed} = 60,74$  kNm

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot e_0$$

Ohyb. moment I. řádu vyvozený od kvazistál. zat.  $M_{0Eqp}$  :  $M_{0Eqp} = 44,21$  kNm

$$M_{0Eqp} = N_{Eqp} \cdot e_0$$

## Výpočet štíhlosti

Štíhlost  $\lambda$  :  $\lambda = 16,17$

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

$i$  ... poloměr setrvačnosti neporušeného betonového průřezu



# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Limitní štíhlost  $\lambda_{lim}$  :

$$\lambda_{lim} = 39,07$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} \cdot (1,7 - r_m)}{\sqrt{n}}$$

$\varphi_{ef}$  ... účinný součinitel dotvarování  
 $\omega$  ... mechanický stupeň vyztužení  
 $r_m$  ... poměr koncových momentů I. řádu  
 $n$  ... poměrná normálová síla

nebo (pro stanovení "bezpečné" hodnoty limitní štíhlosti)

$$\lambda_{lim} = 25$$

$$|n| \geq 0,41$$

$$\lambda_{lim} = 25,00$$

$$\lambda_{lim} = \frac{16}{\sqrt{n}}$$

$$|n| \leq 0,41$$

Účinný součinitel dotvarování  $\varphi_{ef}$  :

$$\varphi_{ef} = 2,33$$

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi(\infty; t_0) = 3,2$$

Mechanický stupeň vyztužení  $\omega$  :

$$\omega = 0,44$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Poměr koncových momentů prvního řádu  $r_m$  :

$$r_m = -0,338$$

$$r_m = \min \left\{ \frac{M_{01}}{M_{02}}; \frac{M_{02}}{M_{01}} \right\}$$

$$r_m \in \langle -1; 1 \rangle$$

Poměrná normálová síla  $n$  :

$$n = 0,949$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Zhodnocení štíhlosti:

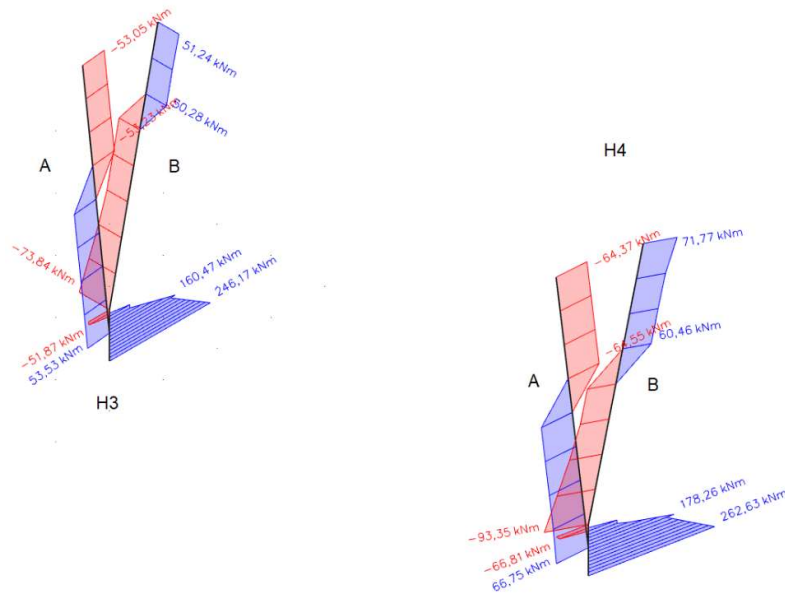
$$\lambda = 16,17 \leq \lambda_{lim} = 25,00$$



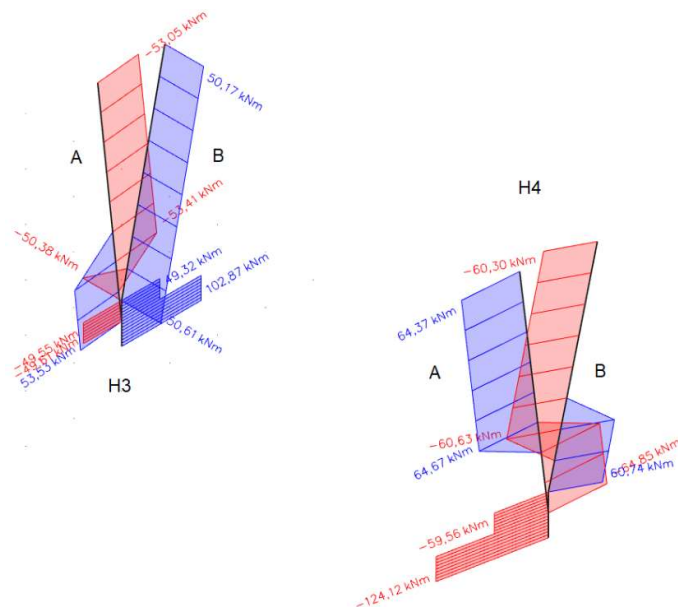
**MASIVNÍ TLAČENÝ PRVEK**

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Na základě předchozích výsledků je patrné, že všechny části sloupů, včetně sloupu jakožto celku, lze považovat za dostatečně masivní (splňují dokonce i bezpečnější limitní štíhlost, která závisí na poměrné normálové síle a její maximální hodnota je  $\lambda_{lim} = 25$ ) a není tedy nutné uvažovat přídatné účinky zatížení vyvolané podélnou deformací sloupů (účinky druhého řádu). K výše vykresleným ohybovým momentům je pouze nutné připočítat účinky zatížení vlivem geometrické imperfekce. V softwaru Scia Engineer lze při vykreslování vnitřních sil uvažovat jednak vliv imperfekce, jednak účinky druhého řádu pro štíhlé prvky. Níže jsou uvedeny ohybové momenty prvního řádu právě z tohoto softwaru.



Obr. 156 – Průběh ohybových momentů 1.řádu ve směru osy x (s vlivem imperfekce)



Obr. 157 – Průběh ohybových momentů 1.řádu ve směru osy y (s vlivem imperfekce)

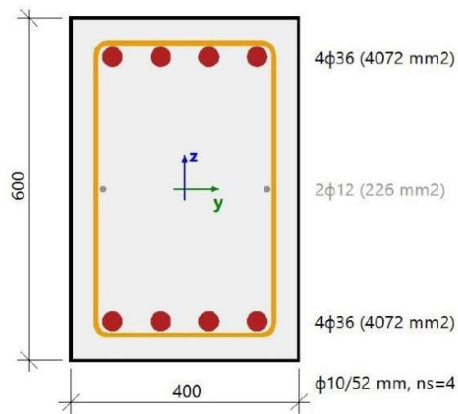
## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Porovnání výsledků s Excelem

Sloup H4	Celek		Větev A		Větev B	
	$M_{Ed,x}$ [kNm]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,x}$ [kNm]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,x}$ [kNm]	$M_{Ed,y}$ [kNm]
<i>Microsoft Excel</i>	124,12	263,90	64,85	64,85	60,74	64,18
<i>Scia Engineer</i>	124,12	262,63	64,85	66,75	60,74	93,35

Ohybové momenty prvního řádu s vlivem imperfekcí vypočtené v softwaru Scia Engineer jsou ve směry osy y zcela identické s momenty z programu vytvořeném v Excelu, ve směru x se liší pouze minimálně (jen výsledek na větvi B se liší poměrně výrazně). Sloup H4 tedy bude posouzen na vnitřní síly ze Scii.

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha



## Beton: C30/37

Bilineární pracovní diagram

Třída prostředí: XC1

## Podélná výztuž: B 500B

Bilineární s nakloněnou horní větví

$2\phi 12$  mm +  $8\phi 36$  mm ( $A_s = 8369$  mm<sup>2</sup>)

$\rho_l = 3,487$  % (65.7 kg/m)

## Smyková výztuž: B 500B

Bilineární s nakloněnou horní větví

$\phi 10/51.6$  mm ( $n_s = 4$ ),  $\phi 8/123$  mm ( $n_s = 2$ )

$\phi_{w,avg} = 8.62/87.7$  mm,  $n_s = 2.77$  ( $A_{sw} = 162$  mm<sup>2</sup>)

$\rho_w = 0,769$  % (14.5 kg/m) ( $A_{swm} = 1847$  mm<sup>2</sup>/m)

## Krytí (třímínek)

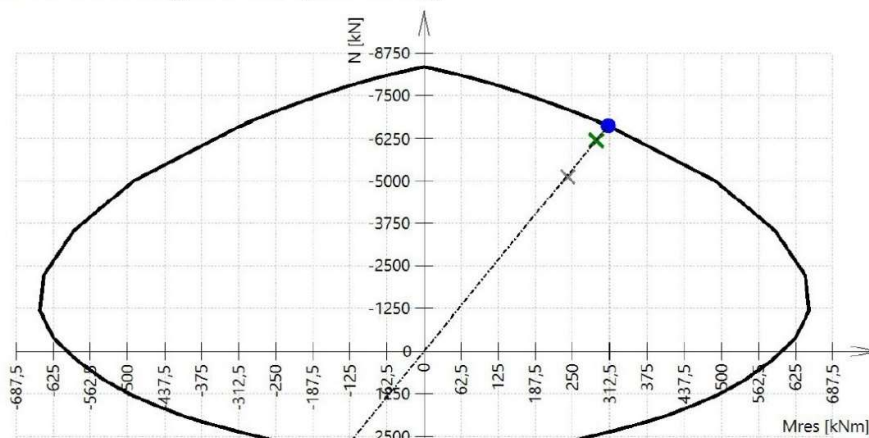
Horní: 40 mm

Spodní: 40 mm

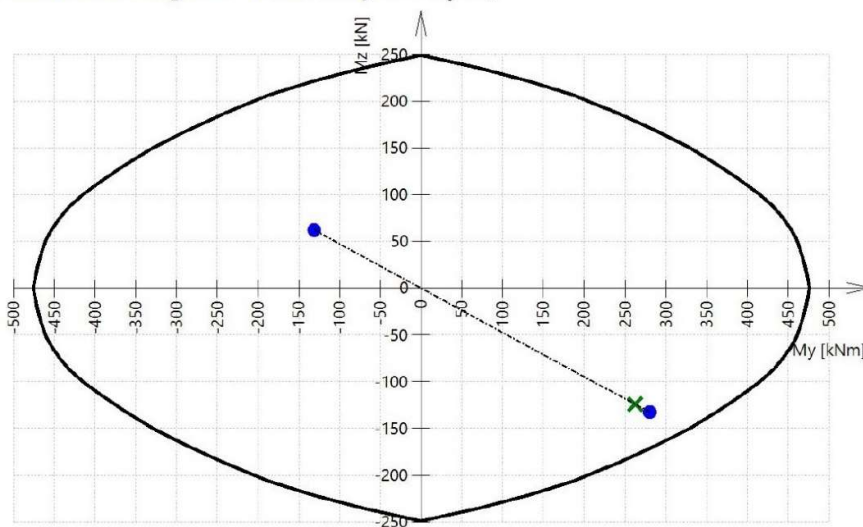
Levý: 40 mm

Pravý: 40 mm

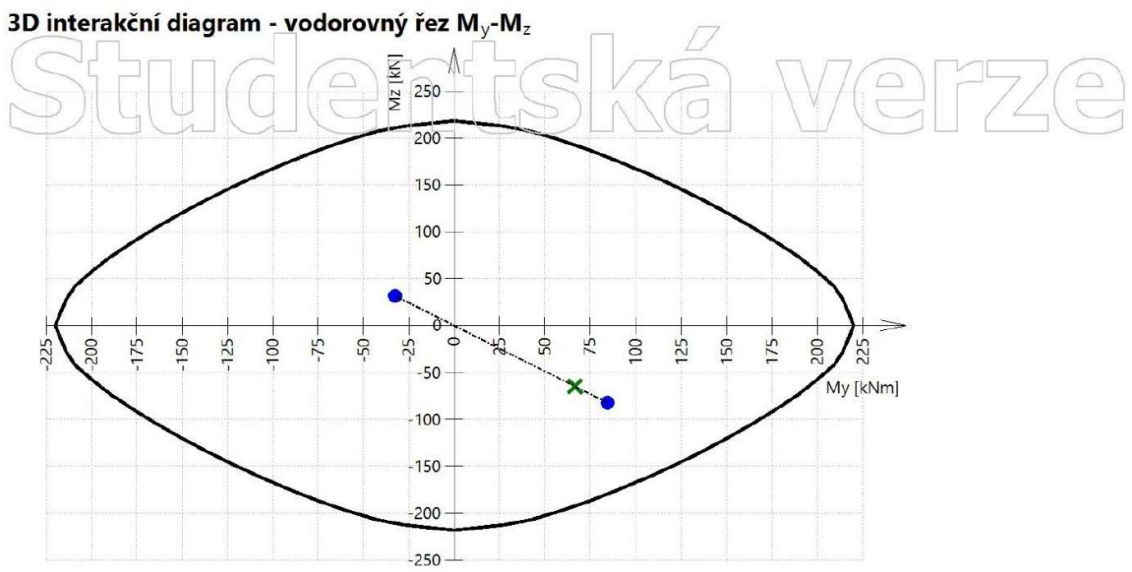
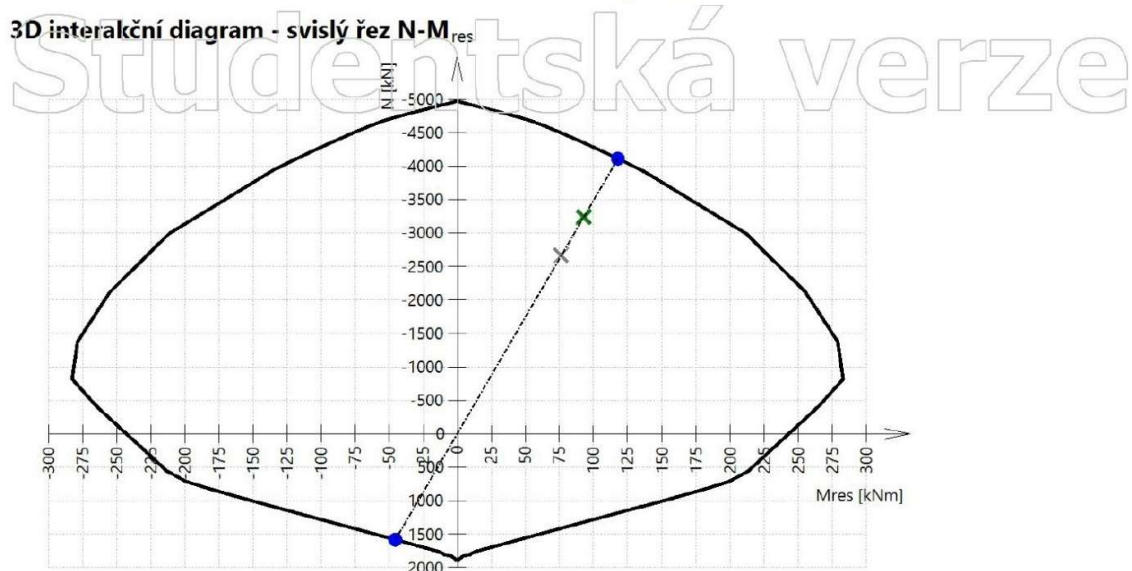
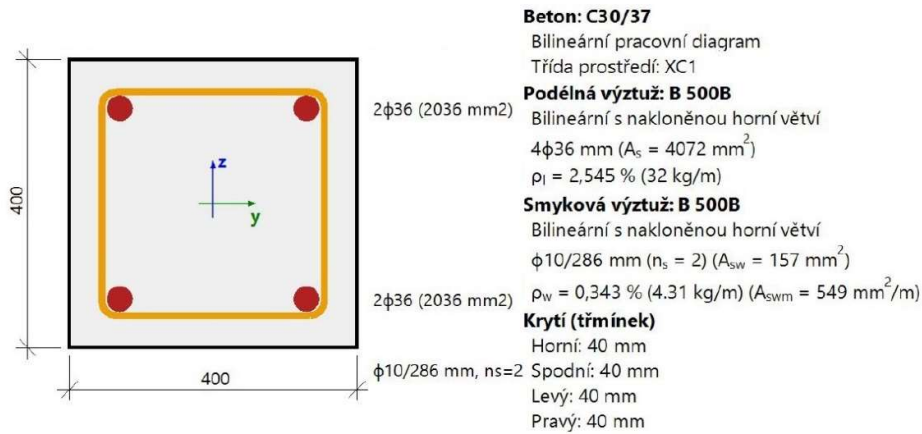
## 3D interakční diagram - svislý řez N-M<sub>res</sub>



## 3D interakční diagram - vodorovný řez M<sub>y</sub>-M<sub>z</sub>



Obr. 158 – Posouzení na MSÚ – interakční diagram spodního dřívku sloupu H4

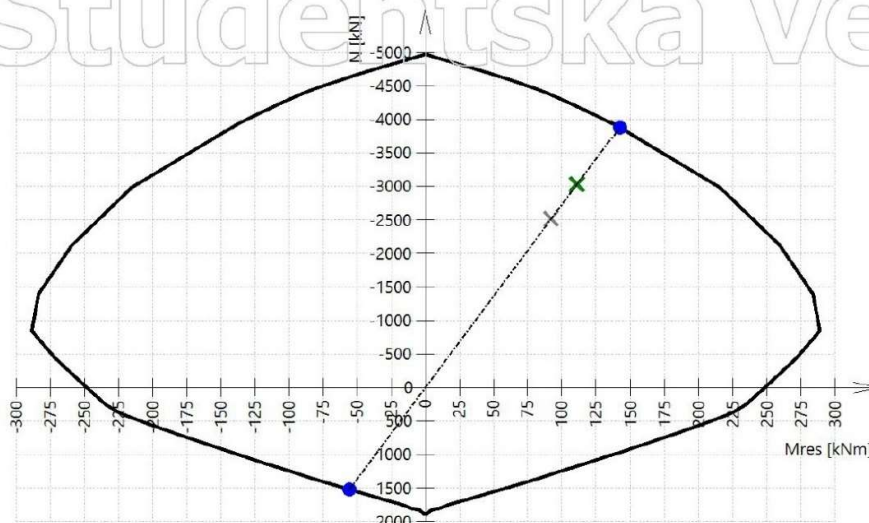


Obr. 159 – Posouzení na MSÚ – interakční diagram větve A sloupu H4

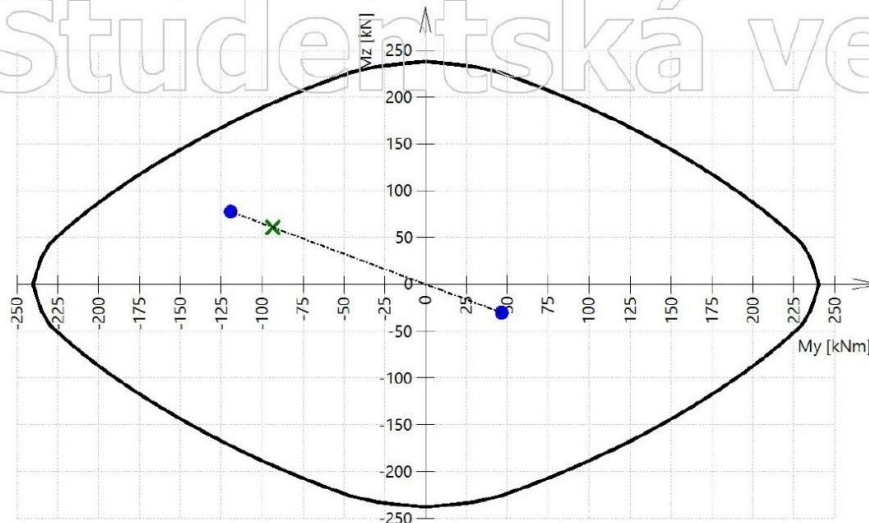
# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha



3D interakční diagram - svislý řez N-M<sub>res</sub>

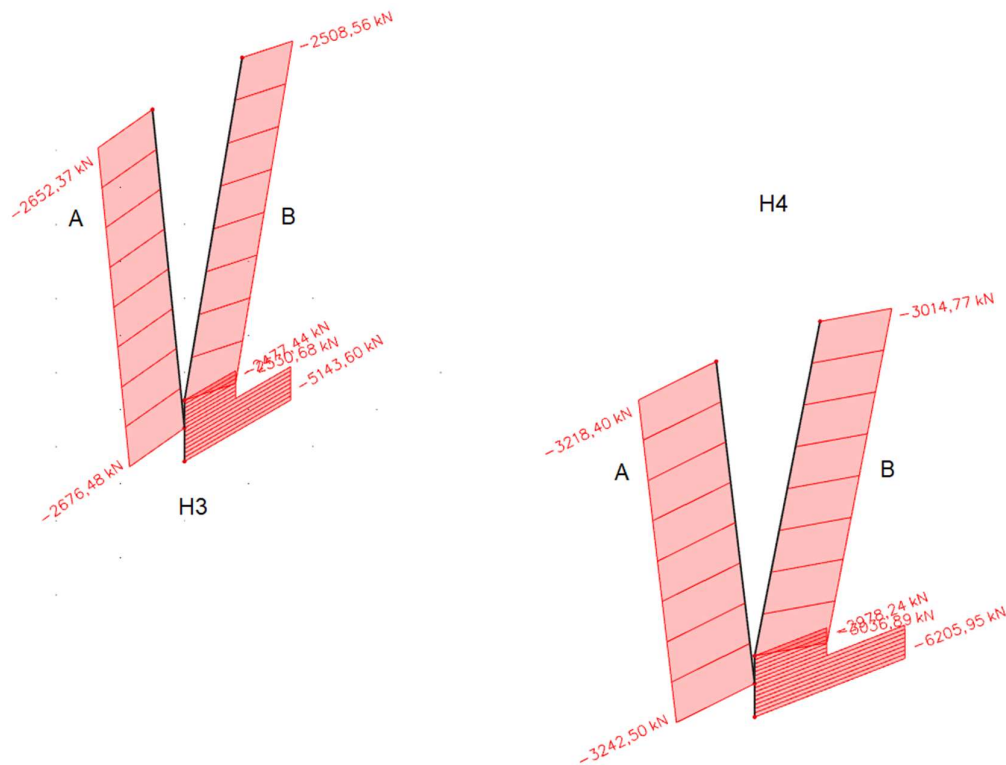


3D interakční diagram - vodorovný řez M<sub>y</sub>-M<sub>z</sub>



Obr. 160 – Posouzení na MSÚ – interakční diagram větve B sloupu H4

## 8.1.3 Návrh podélné výztuže sloupu H3



Obr. 161 – Průběh normálových sil ve sloupech

Požadovaná plocha podélné výztuže pro spodní dřík (pro dostředný tlak)

$$A_{s,req} = \frac{N_{Ed} - 0,8 \times b_{sl} \times h_{sl} \times f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{5,144 - 0,8 \times 0,4 \times 0,6 \times 20}{400} = 3260 \text{ mm}^2$$

→ navrhují výztuž 8Ø28 mm,  $A_s = 4926 \text{ mm}^2$

Minimální plocha podélné výztuže – konstrukční zásady

$$a_{s,min,1} = 0,002 \times b_{sl} \times h_{sl} = 0,002 \times 0,4 \times 0,6 = 480 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,min,2} = \frac{0,1 \times N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \times 5,144}{434,783} = 1183 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha podélné výztuže

$$a_{s,min,1} = 0,04 \times b_{sl} \times h_{sl} = 0,04 \times 0,4 \times 0,6 = 9600 \text{ mm}^2$$

Minimální světlost mezi pruty

$$s_{min} = \max(1,2\emptyset; d_g + 5; 20) = \max(33,6; 26; 20) = 33,6 \text{ mm} < s = 66 \text{ mm}$$

Požadovaná plocha podélné výztuže pro rozvětvenou část (pro dostředný tlak)

$$A_{s,req} = \frac{N_{Ed} - 0,8 \times b_{sl} \times h_{sl} \times f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{2,676 - 0,8 \times 0,4 \times 0,4 \times 20}{400} = 290 \text{ mm}^2$$

→ navrhují výztuž 4Ø28 mm,  $A_s = 2463 \text{ mm}^2$

Minimální plocha podélné výztuže – konstrukční zásady

$$a_{s,min,1} = 0,002 \times b_{sl} \times h_{sl} = 0,002 \times 0,4 \times 0,4 = 320 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,min,2} = \frac{0,1 \times N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \times 2,676}{434,783} = 615 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha podélné výztuže

$$a_{s,min,1} = 0,04 \times b_{sl} \times h_{sl} = 0,04 \times 0,4 \times 0,4 = 6400 \text{ mm}^2$$

Krytí výztuže

$$c_{sl} \geq c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

Minimální tloušťka krycí vrstvy s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí

- Venkovní beton chráněný proti dešti – stupeň vlivu prostředí XC3
  - Pevnostní třída betonu – beton C30/37
- třída konstrukce S4 →  $c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$

Tloušťka krycí vrstvy podélné výztuže

$$c_{min} = \max(28 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 28 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 28 + 10 = 38 \text{ mm}$$

Tloušťka krycí vrstvy smykové výztuže

$$c_{min} = \max(8 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

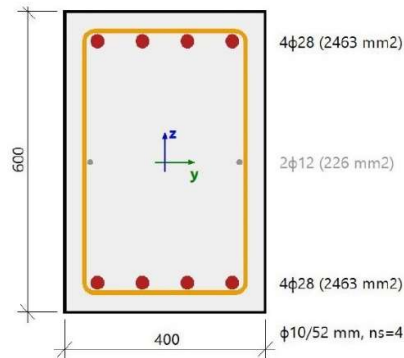
$$c_{sl} \geq 35 \text{ mm}$$

→ volím  $c_{sl} = 35 \text{ mm}$



# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Vzhledem k tomu, že sloup H3 má stejnou geometrii jako sloup H4 a je méně namáhán, jedná se o masivní sloup, kde opět není nutné uvažovat přídavné účinky zatížení vyvolané podélnou deformací sloupů (účinky druhého řádu). Ohybové momenty prvního řádu jsou již vykresleny výše, sloup je tedy možné rovnou posoudit.



### Beton: C30/37

Bilineární pracovní diagram

Třída prostředí: XC1

### Podélná výztuž: B 500B

Bilineární s nakloněnou horní větví

2φ12 mm + 8φ28 mm ( $A_s = 5152 \text{ mm}^2$ )

$\rho_l = 2,147\%$  (40.4 kg/m)

### Smyková výztuž: B 500B

Bilineární s nakloněnou horní větví

φ10/51.6 mm ( $n_s = 4$ ), φ8/123 mm ( $n_s = 2$ )

φ<sub>w,avg</sub> = 8.62/87.7 mm,  $n_s = 2.77$  ( $A_{sw} = 162 \text{ mm}^2$ )

$\rho_w = 0,769\%$  (14.5 kg/m) ( $A_{swm} = 1847 \text{ mm}^2/\text{m}$ )

### Krytí (třmínek)

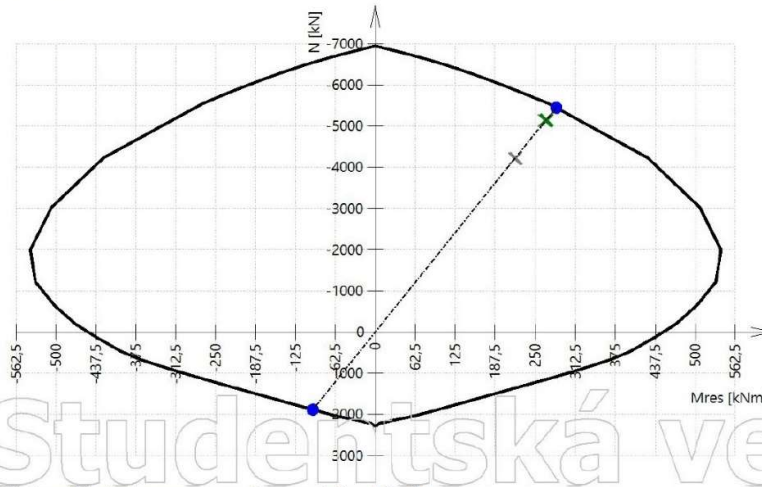
Horní: 35 mm

Spodní: 35 mm

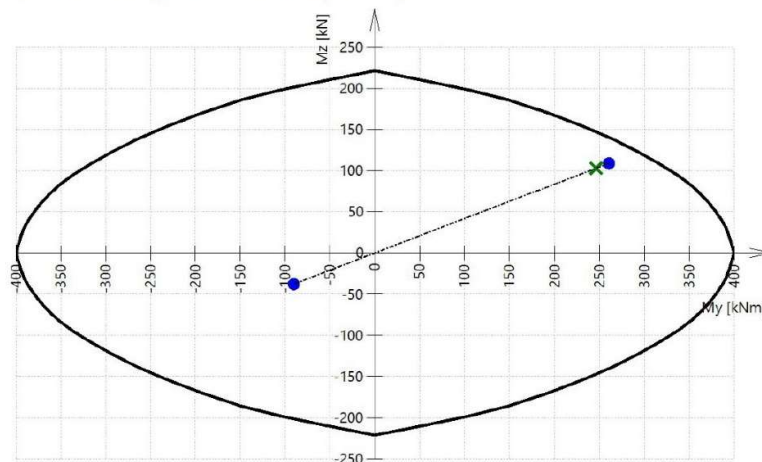
Levý: 35 mm

Pravý: 35 mm

### 3D interakční diagram - svislý řez N-M<sub>res</sub>

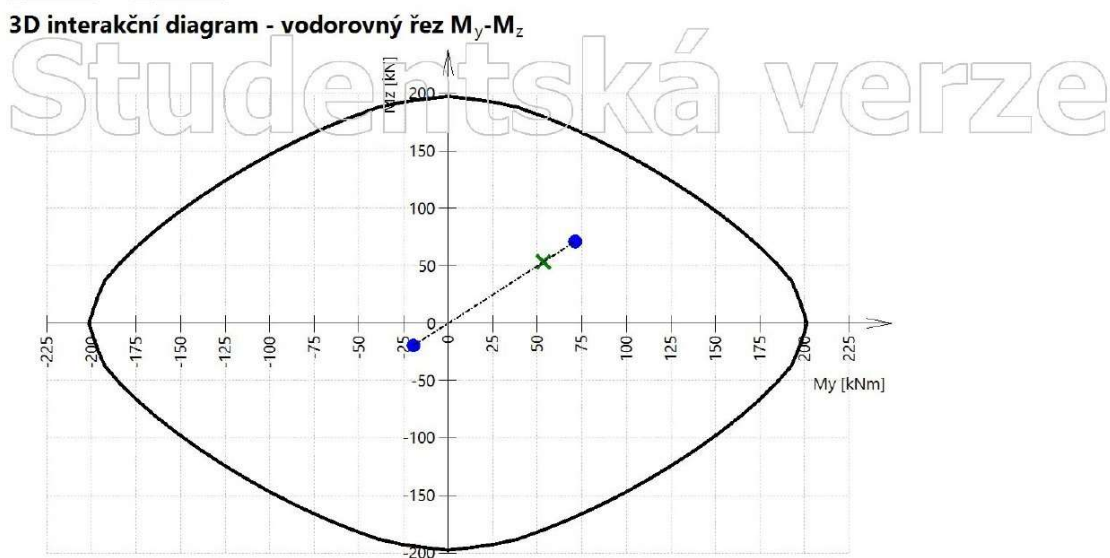
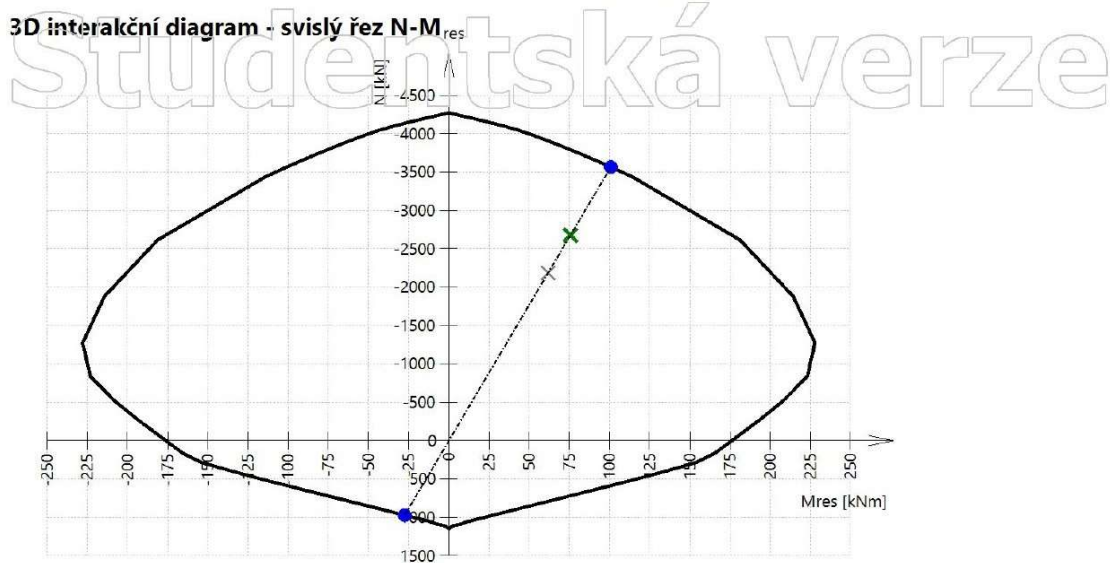
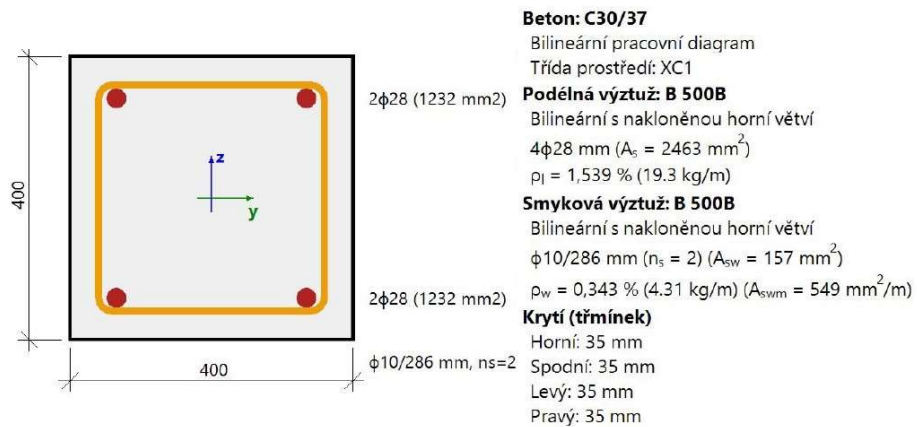


### 3D interakční diagram - vodorovný řez M<sub>y</sub>-M<sub>z</sub>



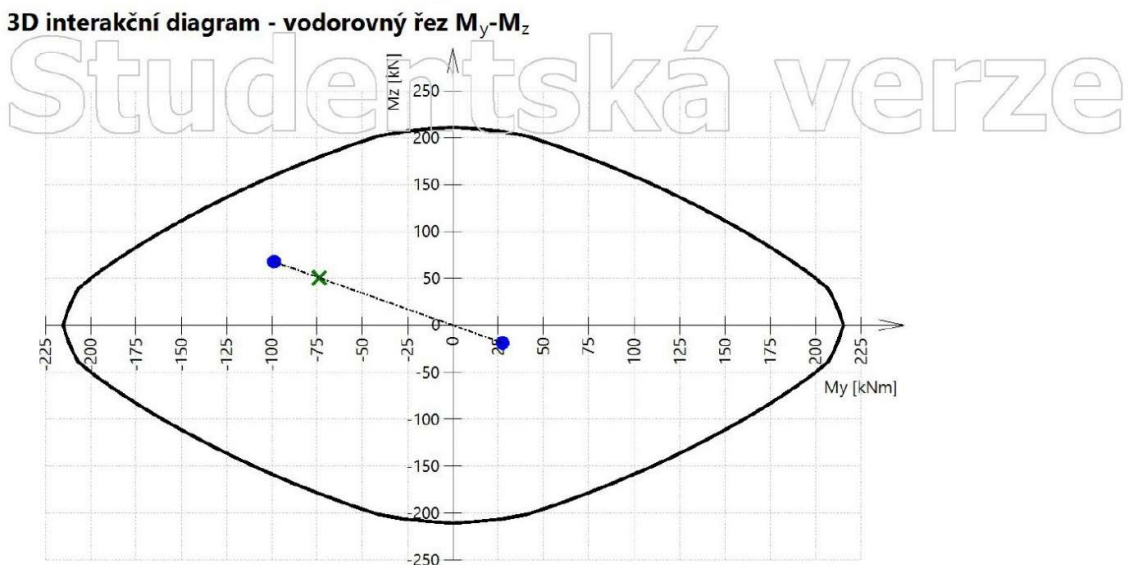
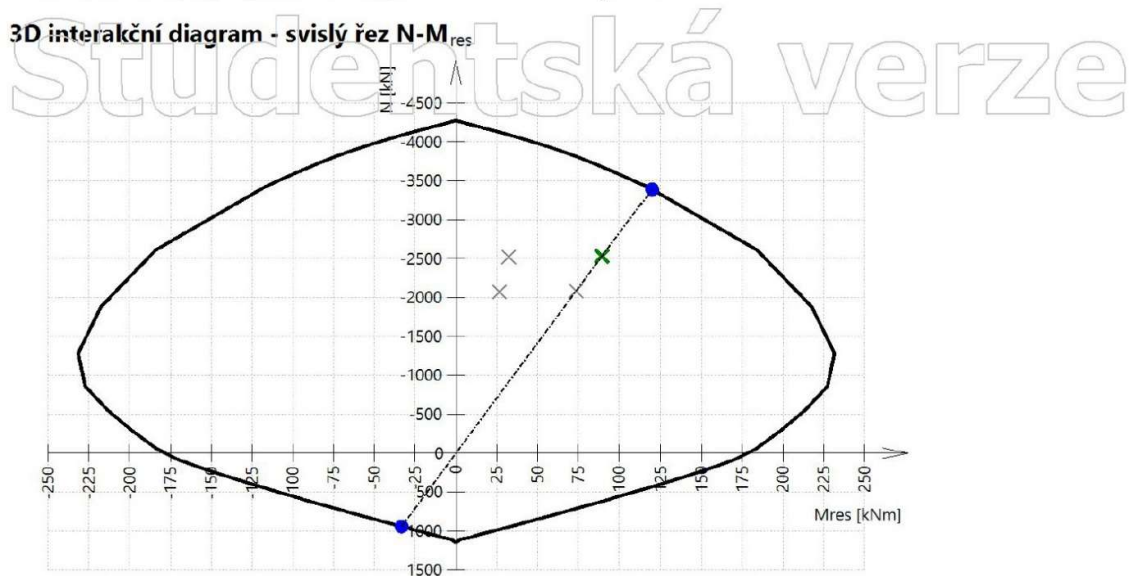
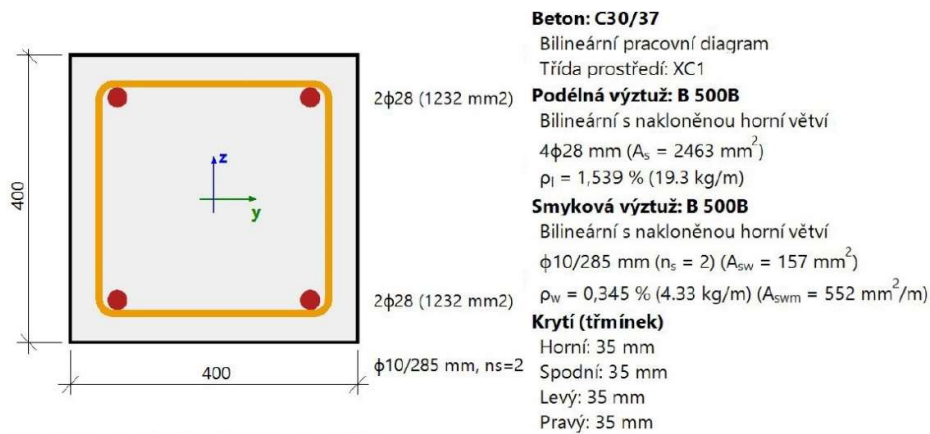
Obr. 162 – Posouzení na MSÚ – interakční diagram spodního dříku sloupu H3

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha



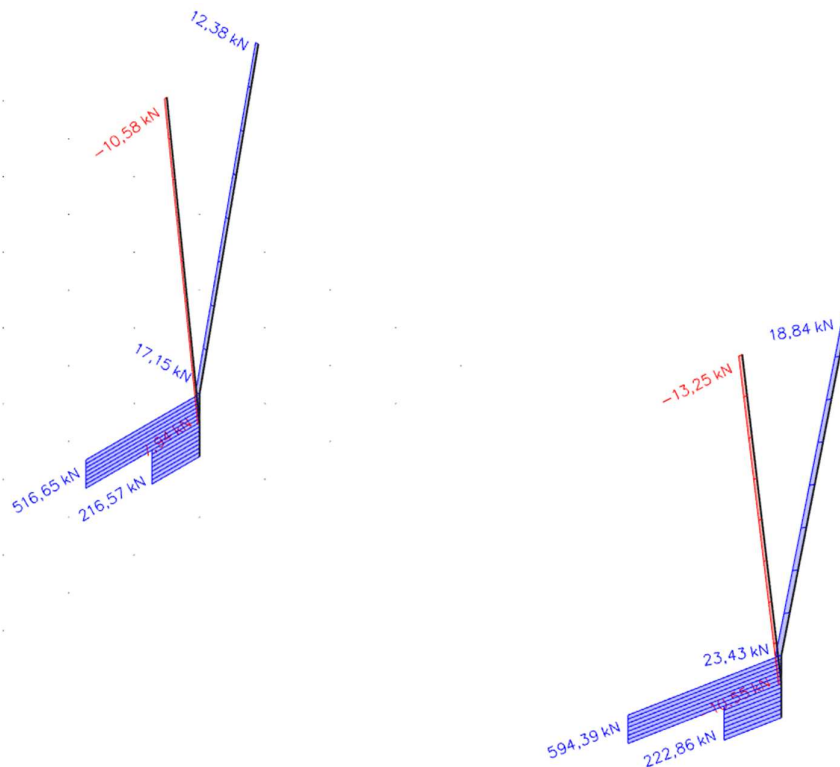
Obr. 163 – Posouzení na MSÚ – interakční diagram větve A sloupu H3

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha



Obr. 164 – Posouzení na MSÚ – interakční diagram větve B sloupu H3

## 8.1.4 Návrh smykové výztuže sloupů



Obr. 165 – Průběh posouvajících sil ve sloupech

Návrh třmínku

$$\varnothing_{sw} = 10 \text{ mm}; n = 2$$

$$A_{sw} = n \times \frac{\pi \times \varnothing_{sw}^2}{4} = 2 \times \frac{\pi \times 10^2}{4} = 157,1 \text{ mm}^2$$

Účinná výška průřezu sloupů

$$d_{x,H4} = h_{sl} - c_{sl,H4} - \varnothing_{sw} - \frac{\varnothing_{sl,H4}}{2} = 600 - 40 - 10 - \frac{36}{2} = 532 \text{ mm}$$

$$d_{x,H3} = h_{sl} - c_{sl,H3} - \varnothing_{sw} - \frac{\varnothing_{sl,H3}}{2} = 600 - 35 - 10 - \frac{28}{2} = 541 \text{ mm}$$

## Únosnost tlakové diagonály

$$V_{Rd,max} = v \times f_{cd} \times b_p \times z \times \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$v$  ... redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem,  $v = 0,528$

$z$  ... rameno vnitřních sil,  $z = 0,9d$

$\theta$  ... úhel tlakových diagonál, odpovídá úhlu smykových trhlin, volím  $\cotg \theta = 1,5$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= v \times f_{cd} \times b_{sl} \times z \times \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta} = \\ &= 0,528 \times 20 \times 10^3 \times 0,4 \times 0,9 \times 0,532 \times \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 933,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max}$$

$$594,39 \text{ kN} < 933,4 \text{ kN} \rightarrow \underline{\text{vyhovuje}}$$

## Oblast s konstrukčním rozdělením třmínků

$$s_1 = \min(15 \times \emptyset; h_{sl}; b_{sl}; 300) = \min(420; 600; 400; 300) = 300 \text{ mm}$$

## Oblast se zhuštěnou vzdáleností třmínků

$$s_2 = 0,6 \times s_1 = 0,6 \times 300 = 180 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,s2} = \frac{A_{sw} \times f_{yd}}{s_3} \times z \times \cotg \theta = \frac{157,1 \times 434,783}{0,14} \times 0,479 \times 1,5 = 272,65 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1} = 222,86 \text{ kN} \leq V_{Rd,s3} = 272,65 \text{ kN}$$

→ vyhovuje

Vzhledem k vysokým hodnotám posouvajících sil ve spodní části dříku před rozvětvením je nutné zde zhustit třmínky.

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Oblast v horní polovině spodní části dřívku sloupu H4

$$s_3 \leq \frac{A_{sw} \times f_{yd}}{V_{Ed,max}} \times 0,9 \times d \times \cot g\theta = \frac{157,1 \times 434,783}{594390} \times 0,479 \times 1,5 = 83 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \underline{s_3 = 80 \text{ mm}}$$

$$V_{Rd,s3} = \frac{A_{sw} \times f_{yd}}{s_3} \times z \times \cot g\theta = \frac{157,1 \times 434,783}{0,08} \times 0,479 \times 1,5 = 613,46 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,H4,max} = 594,39 \text{ kN} \leq V_{Rd,s3} = 613,46 \text{ kN}$$

→ vyhovuje

Oblast v horní polovině spodní části dřívku sloupu H3

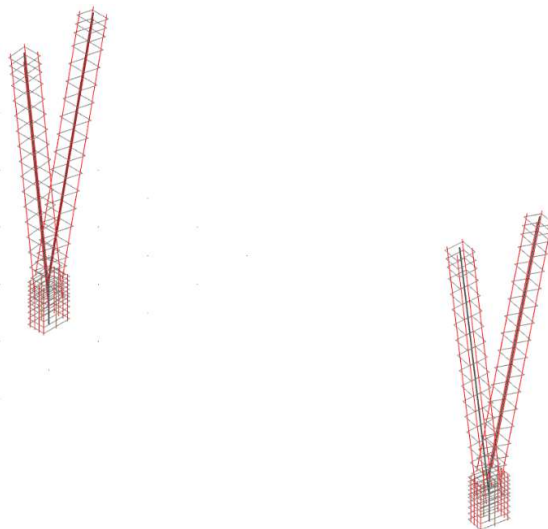
$$s_4 \leq \frac{A_{sw} \times f_{yd}}{V_{Ed,max}} \times 0,9 \times d \times \cot g\theta = \frac{157,1 \times 434,783}{516650} \times 0,487 \times 1,5 = 97 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \underline{s_4 = 90 \text{ mm}}$$

$$V_{Rd,s4} = \frac{A_{sw} \times f_{yd}}{s_4} \times z \times \cot g\theta = \frac{157,1 \times 434,783}{0,09} \times 0,487 \times 1,5 = 554,40 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,H3,max} = 516,65 \text{ kN} \leq V_{Rd,s4} = 554,40 \text{ kN}$$

→ vyhovuje



Obr. 166 – Schéma výztuže sloupů

### 8.1.5 Přesahová délka výztuže sloupů

Sloup H4:  $8\text{Ø}36\text{ mm}$ ;  $z = 479\text{ mm}$ ;  $A_s = 8143\text{ mm}^2$ ;  $A_{s,req} = 5915\text{ mm}^2$ ;  $\cotg\theta = 1,5$

Rozšíření momentové obálky

$$a_l = \frac{z}{2} \times \cotg\theta = \frac{479}{2} \times 1,5 = 359,3\text{ mm}$$

Návrhové namáhání prutu v místě kotvení

$$\sigma_{Ed} = f_{yd} \times \frac{A_{s,req}}{A_s} = 434,783 \times \frac{5915}{8143} = 315,822\text{ MPa}$$

Návrhová hodnota soudržnosti v místě kotvení

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2,25 \times 1,0 \times 0,96 \times 1,333 = 2,879\text{ MPa}$$

$\eta_1$  ... součinitel vlivu podmínek uložení výztuže, dobré podmínky  $\eta_1 = 1,0$

$\eta_2$  ... součinitel průměru prutu, pro  $\text{Ø} > 32\text{ mm}$   $\eta_2 = (132 - \text{Ø})/100 = 0,96$

Základní kotevní délka

$$l_{b,req} = \frac{\text{Ø}}{4} \times \frac{\sigma_{Ed}}{f_{bd}} = \frac{36}{4} \times \frac{315,822}{2,879} = 987,3\text{ mm}$$

Návrhová kotevní délka

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5 \times \alpha_6 \times l_{b,req} = 0,983 \times 1,5 \times 987,3 = 1455,8\text{ mm}$$

$\alpha_1$  ... součinitel vlivu tvaru prutu, pro rovný tažený prut  $\alpha_1 = 1,0$

$\alpha_2$  ... součinitel vlivu tloušťky krycí vrstvy,  $\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \text{Ø})/\text{Ø} = 0,983$

$\alpha_3$  ... součinitel vlivu příčné výztuže, pro tlačené pruty  $\alpha_3 = 1,0$

$\alpha_5$  ... součinitel vlivu ovinutí příčným tlakem,  $\alpha_5 = 1,0$

$\alpha_6$  ... součinitel vlivu poměru stykované výztuže, pro více než 50% výztuže  $\alpha_6 = 1,5$

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

---

Sloup H3:  $8\text{Ø}28\text{ mm}$ ;  $z = 487\text{ mm}$ ;  $A_s = 4926\text{ mm}^2$ ;  $A_{s,req} = 3260\text{ mm}^2$ ;  $\cotg\theta = 1,5$

Rozšíření momentové obálky

$$a_l = \frac{z}{2} \times \cotg\theta = \frac{487}{2} \times 1,5 = 365,3\text{ mm}$$

Návrhové namáhání prutu v místě kotvení

$$\sigma_{Ed} = f_{yd} \times \frac{A_{s,req}}{A_s} = 434,783 \times \frac{3260}{4926} = 287,737\text{ MPa}$$

Návrhová hodnota soudržnosti v místě kotvení

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,333 = 2,999\text{ MPa}$$

$\eta_1$  ... součinitel vlivu podmínek uložení výztuže, dobré podmínky  $\eta_1 = 1,0$

$\eta_2$  ... součinitel průměru prutu, pro  $\text{Ø} \leq 32\text{ mm}$   $\eta_2 = 1,0$

Základní kotevní délka

$$l_{b,req} = \frac{\text{Ø}}{4} \times \frac{\sigma_{Ed}}{f_{bd}} = \frac{28}{4} \times \frac{287,737}{2,999} = 671,6\text{ mm}$$

Návrhová přesahová délka

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5 \times \alpha_6 \times l_{b,req} = 0,955 \times 1,5 \times 671,6 = 962,1\text{ mm}$$

$\alpha_1$  ... součinitel vlivu tvaru prutu, pro rovný tažený prut  $\alpha_1 = 1,0$

$\alpha_2$  ... součinitel vlivu tloušťky krycí vrstvy,  $\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \text{Ø})/\text{Ø} = 0,955$

$\alpha_3$  ... součinitel vlivu příčné výztuže, pro tlačené pruty  $\alpha_3 = 1,0$

$\alpha_5$  ... součinitel vlivu ovinutí příčným tlakem,  $\alpha_5 = 1,0$

$\alpha_6$  ... součinitel vlivu poměru stykované výztuže, pro více než 50% výztuže  $\alpha_6 = 1,5$



## 9 Založení objektu

Založení objektu je navrženo na průběžné základové desce tloušťky 450 mm. Podzemní obvodové stěny jsou navrženy tloušťky 300 mm a vnitřní stěny tloušťky 200 mm. Celá tato konstrukce spodní stavby je navržena jako železobetonová bílá vana bez dalších dodatečných izolací. Konstrukce vany je navržena na šířku trhlin 0,2 mm. Sloupy podpírající vykonzolovanou část objektu jsou založeny na železobetonových patkách.

### 9.1 Parametry podloží

#### 9.1.1 Základové poměry

Terén v místě založení se nachází v průměrné nadmořské výšce 206 m n.m. Na povrchu staveniště se nachází vrstva navážek převážně tvořených písčitou hlínou s úlomky hornin a cihel v mocnosti až 2,4 m (203,6 m n.m.). V podloží navážek se vyskytují písky a drobně štěrkovité písky teras Rokytky, jež dle archivních sond zasahují až do hloubky 12–14 m. Horninový podklad je tvořen zahořanskými (chlustínskými) vrstvami, které představují tmavošedé jílovitoprachovité břidlice a siltovce, místy se vyskytují i pelokarbonáty. Hladina podzemní vody je uvažována v hloubce 6 m pod terénem (200 m n.m.).

#### 9.1.2 Geotechnické vlastnosti základových zemín

Typ zeminy	Třída	Uleh.	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]	$\beta$ [-]	$E_{def}$ [MPa]	$c_u$ [kPa]	$\varphi_u$ [°]	$c'$ [kPa]	$\varphi'$ [°]
písčítá hlína	F3/MS	pevná	18	0,35	0,62	12	60	15	20	26
slabě zahliněný písek	S3/S-F	středně ulehlý	17,5	0,3	0,74	15	-	-	0	29

- $\gamma$ ... objemová tíha zeminy
- $\nu$ ... Poissonovo číslo
- $\beta$ ... přenosový součinitel
- $E_{def}$ ... modul přetvárnosti zeminy
- $c_u$ ... totální hodnota soudržnosti
- $\varphi_u$ ... totální úhel vnitřního tření
- $c'$ ... efektivní hodnota soudržnosti
- $\varphi'$ ... efektivní úhel vnitřního tření

## 9.2 Návrh železobetonové základové desky

### 9.2.1 Zatížení základové desky

<i>Stálé zatížení</i>		<i>Charakteristické [kN/m<sup>2</sup>]</i>	$\gamma_G$ [-]	<i>Návrhové [kN/m<sup>2</sup>]</i>
PVC + lepidlo	4 / 100 =	0,040	1,35	0,054
vyrovnávací stěrka, 10 mm	17/100 =	0,170	1,35	0,223
betonová mazanina, 50 mm	2300 × 0,05 / 100 =	1,150	1,35	1,553
PE folie, 0,2 mm	950 × 0,0002 / 100 =	0,002	1,35	0,003
tepelná izolace, 160 mm	30 × 0,16 / 100 =	0,048	1,35	0,065
hydroizolace SBS, 4 mm	4,54 / 100 =	0,045	1,35	0,061
žb deska, 450 mm	2500 × 0,45 / 100 =	11,250	1,35	15,188
<b>Celkem stálé</b>	<b><math>\Sigma g =</math></b>	<b>12,705</b>		<b>17,147</b>
<i>Proměnné zatížení</i>		<i>Charakteristické [kN/m<sup>2</sup>]</i>	$\gamma_Q$ [-]	<i>Návrhové [kN/m<sup>2</sup>]</i>
užitné		5,000	1,5	7,500
příčky		0,850	1,5	1,275
<b>Celkem stropní deska</b>	<b><math>\Sigma(g+q) =</math></b>	<b>18,555</b>		<b>25,922</b>

### 9.2.2 Stanovení hloubky deformační zóny

Zatížení základové spáry novým objektem

$$\sigma_z = \frac{\Sigma R_z + A \times t_{zD} \times \gamma_c}{A} = \frac{46561,82 + 347,637 \times 0,5 \times 25}{347,637} = 146,4 \text{ kPa}$$

$\Sigma R_z$  ... výslednice reakcí od stěn do základové desky

A ... plocha základové desky

$t_{zD}$  ... tloušťka základové desky

$\gamma_c$ ... objemová tíha betonu

Strukturní pevnost zeminy v úrovni základové spáry

$$\sigma_{STR} = m \times \gamma_z \times z = 0,3 \times 17,5 \times 3,5 = 18,4 \text{ kPa}$$

m ... opravný součinitel přitížení, pro zeminy třídy S3  $m = 0,3$  (30% překonsolidace)

$\gamma_z$ ... objemová tíha základové zeminy

z ... hloubka založení

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Podle koncepce přitížení a strukturní pevnosti zemina zůstává v klidu, dokud je vodorovné napětí v intervalu mezi nejnižší a nejvyšší hodnotou tlaku v klidu.

Součinitel aktivního zemního tlaku při uvažování 30% překonsolidace

$$K_{0a} = (1 - \sin\varphi_d) \times (1 + m) = (1 - \sin 24^\circ) \times 1,3 = 0,771$$

$$\varphi_d \dots \text{návrhová hodnota úhlu vnitřního tření, } \varphi_d = \arctg(\tg \varphi_{ef} / \gamma) = 24^\circ$$

Součinitel pasivního zemního tlaku

$$K_{0p} = \frac{1}{(1 - \sin\varphi_d)} = \frac{1}{1 - \sin 24^\circ} = 1,686$$

Pro hloubku pod dnem stavební jámy, ve které začínají platit předpoklady překonsolidace pro výpočet sednutí plošného základu, platí vztah uvedený níže. Pro zjednodušení problému byl zanedbán rozdíl mezi objemovými tíhami zeminy, jež je poměrně nepatrný.

$$z_0 \times K_{0p} \geq (z + z_0) \times K_{0a}$$

$$z_0 \geq \frac{z \times K_{0a}}{K_{0p} - K_{0a}} = \frac{3,5 \times 0,771}{1,686 - 0,771} = 2,95 \text{ m}$$

Přítížení v hloubce  $z_0$

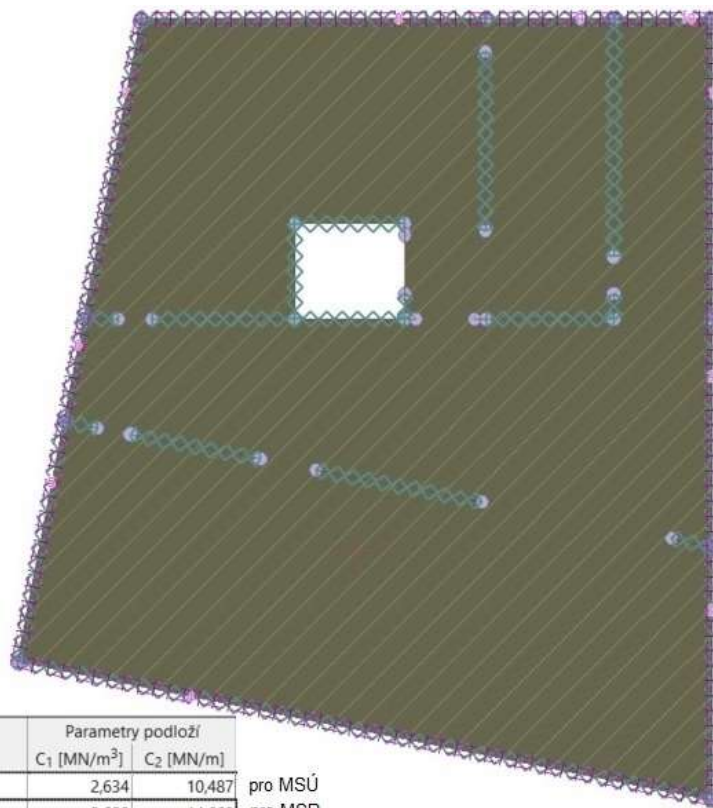
$$\sigma_{ol} = \sigma_z - \gamma_z \times z = 146,4 - 17,5 \times 3,5 = 85,2 \text{ kPa}$$

Vrstva	$z_i$ [m]	$z_i / b$ [-]	$l / b$ [-]	hodnota z grafu $I_{CH}$ [-]	$I_{CH} / I_{CH,0}$ [-]	$\sigma_z$ [kPa]	$\sigma_{STR}$ [kPa]
0	2,9	0,145	1,1	0,80	1,00	85,2	32,8
1	3,5	0,175	1,1	0,76	0,95	80,9	34,8
2	4,5	0,225	1,1	0,68	0,85	72,4	38,1
3	5,5	0,275	1,1	0,58	0,73	62,2	41,4
4	6,5	0,325	1,1	0,54	0,68	57,9	44,7
5	7,5	0,375	1,1	0,50	0,62	52,8	48
6	<b>8,0</b>	0,400	1,1	0,48	0,60	<b>51,1</b>	<b>51,3</b>

Od vrstvy č.4 vstupuje do výpočtu hloubka HPV, která ovlivňuje průběh strukturní pevnosti, kde je uvažována objemová tíha saturované zeminy hodnotou  $\gamma_s = 11 \text{ kN/m}^3$ . Hloubka deformační zóny je tedy přibližně 8 m pod rovinou základové spáry. Z této hodnoty a z ostatních parametrů základové zeminy byly stanoveny Winkler-Pasternakovy konstanty (konkrétní hodnoty viz. obrázek na další straně).

## 9.2.3 Posouzení základové desky pomocí softwaru

K posouzení únosnosti (MSÚ) a celkového sedání (MSP) a k návržení výztuže desky byl použit software GEO5 2019 – Deska. Byl vytvořen model základové desky o tloušťce 450 mm. Geologický profil je reprezentován Winkler-Pasternakovými konstantami  $C_1$  a  $C_2$ . V místech obvodových suterénních stěn a vnitřních stěn byly vytvořeny ztužující žebra o výšce 550 mm od horního povrchu základové desky a šířce rovné skutečné tloušťce železobetonových stěn. Tyto stěny nejen desku ztužují, ale zároveň brání pootočení, proto byly na okraji desky, v místech obvodových suterénních stěn, vymodelovány liniové podpory zabraňující pootočení. Pro výpočet na mezní stav použitelnosti – sedání bylo použito návrhové zatížení základové desky a charakteristiky podloží, které jsou vyjádřeny konstantami  $C_1$  a  $C_2$ , byly zvětšeny o poměr návrhového a charakteristického zatížení, tedy 1,4x. Výstupy softwaru jsou vyobrazeny na obrázcích níže.



Umístění	Parametry podloží		
	$C_1$ [MN/m <sup>3</sup> ]	$C_2$ [MN/m]	
Makroprvek č. 1	2,634	10,487	pro MSÚ
Makroprvek č. 1	3,688	14,669	pro MSP

Seznam linií	Tloušťka D [m]	Materiál
1-6,20-21,26-27	0,45	C 30/37; $E_{cm} = 33000,00$ MPa; $G = 13750,00$ MPa; $\alpha_t = 0,000010$ 1/K; $\gamma = 25,00$ kN/m <sup>3</sup> ; $f_{ck} =$

Obr. 167 – Geometrie základové desky a tuhost podloží (Winkler-Pasternakovy konstanty)

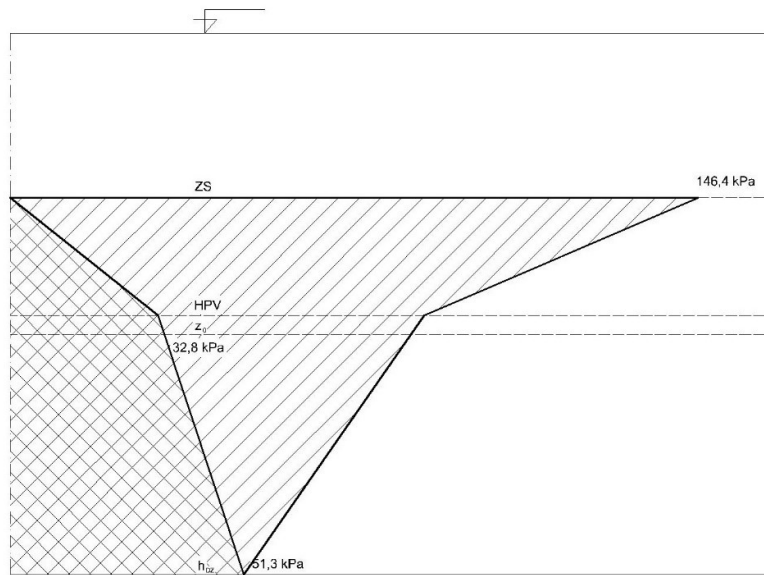
## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Vzhledem k tomu, že pro softwarem určený tlakový modul (konstanta  $C_1$ ) přibližně platí

$$\frac{E_{oed}}{h_{DZ}} = \frac{E_{def}}{\beta} = \frac{15}{\frac{0,74}{8}} = 2,533 \text{ MN/m}^3 \cong C_1$$

$h_{DZ}$  ... hloubka deformační zóny

je patrné, že nepočítá s poklesem deformací v důsledku strukturní pevnosti. Charakteristiku podloží je tedy nutné poupravit, v opačném případě budou ve výpočtu vycházet nejen vyšší hodnoty napětí, ale hlavně vyšší hodnoty sedání, než budou hodnoty reálné. Rozdíly zcela dostatečně vyrovná navýšení modulu přetvárnosti ( $E_{def}$ ) v poměru, ve kterém jsou plochy obrazců reprezentující přetížení (bez strukturní pevnosti) a přetížení se strukturní pevností (plochy jsou vykresleny níže).



Obr. 168 – Plochy obrazců – geostatické napětí a strukturní pevnost

Poměr ploch obrazců

$$\varepsilon = \frac{46,2}{25,8} = 1,791$$

Zvětšení modulu přetvárnosti

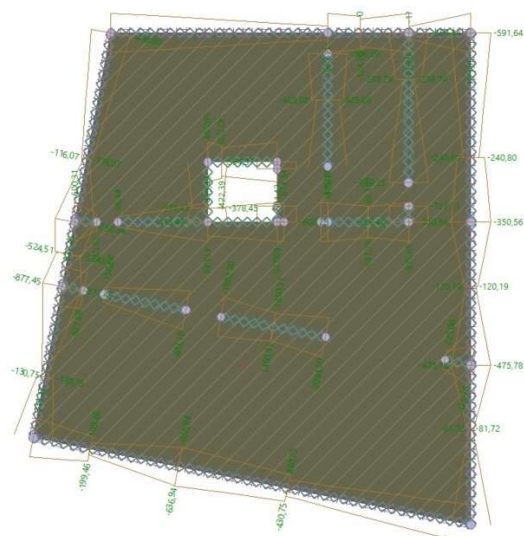
$$E_{def,i} = \varepsilon \times E_{def} = 1,791 \times 15 = 26,87 \text{ MPa}$$

Winkler-Pasternakovy konstanty (po změně parametrů)

$$\text{pro MSÚ: } C_1 = 4,719 \text{ MN/m}^3 \quad C_2 = 18,786 \text{ MN/m}$$

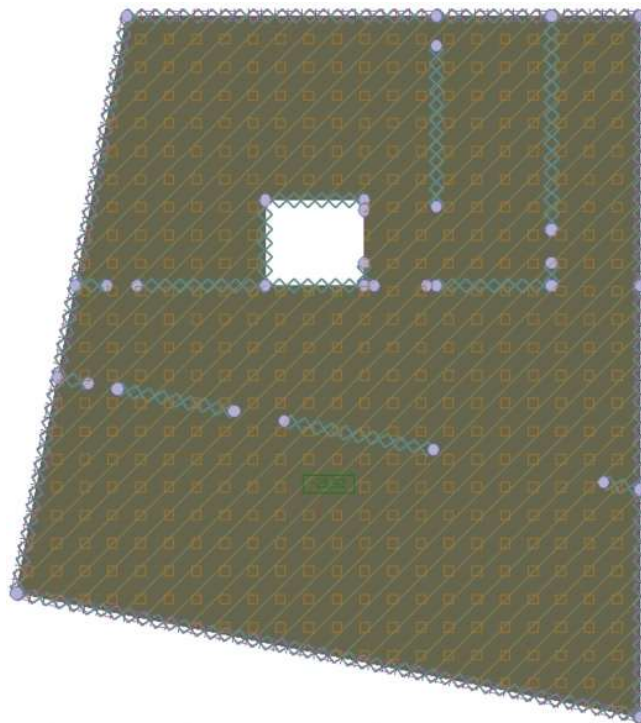
$$\text{pro MSP: } C_1 = 6,607 \text{ MN/m}^3 \quad C_2 = 26,300 \text{ MN/m}$$

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha



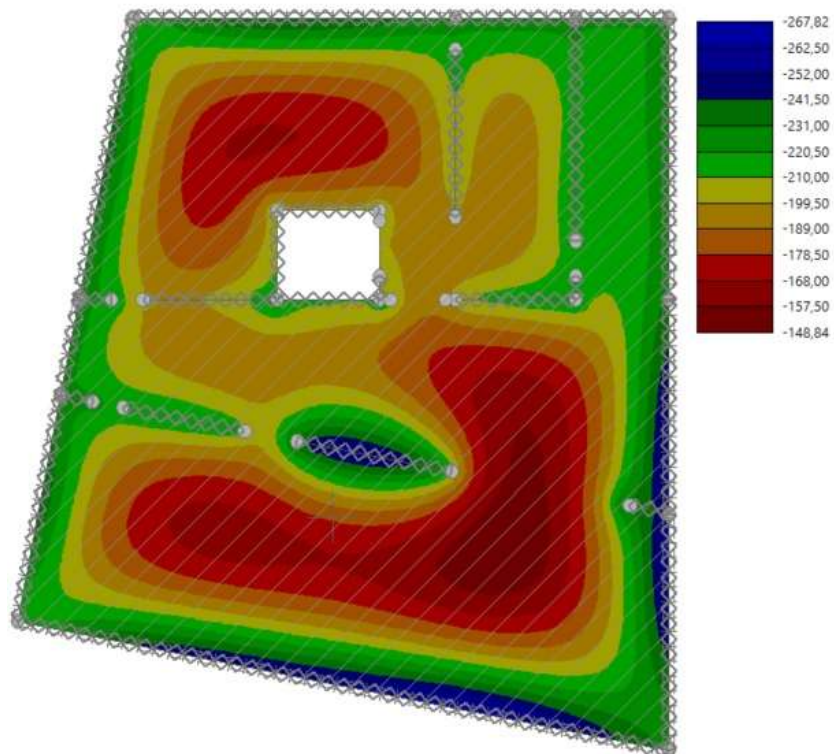
Umístění	Typ zatížení	Směr zatížení	Silové zatížení		F, f, f <sub>1</sub> , M, m, v		f <sub>2</sub> , m <sub>2</sub>	jednotka
			A [m]	D [m]	F	f, f <sub>1</sub> , M, m, v		
Linie č. 27	lichoběžník na část	ve směru Z	11,22	8,10	-430,75	-1040,42		[kN/m]
Linie č. 27	lichoběžník na část	ve směru Z	6,40	4,82	-636,94	-430,75		[kN/m]
Linie č. 27	lichoběžník na část	ve směru Z	2,50	3,90	-199,46	-636,94		[kN/m]
Linie č. 27	lichoběžník na část	ve směru Z	0,00	2,50	-315,47	-199,46		[kN/m]
Linie č. 26	lichoběžník na část	ve směru Z	0,00	4,00	-877,45	-130,75		[kN/m]
Linie č. 26	lichoběžník na část	ve směru Z	4,00	2,68	-130,75	-315,47		[kN/m]
Linie č. 21	lichoběžník na část	ve směru Z	0,00	1,42	-788,34	-524,51		[kN/m]
Linie č. 21	lichoběžník na část	ve směru Z	1,42	1,42	-524,51	-877,45		[kN/m]
Linie č. 20	lichoběžník na část	ve směru Z	0,00	5,57	-438,88	-116,07		[kN/m]
Linie č. 20	lichoběžník na část	ve směru Z	5,57	2,78	-116,07	-788,34		[kN/m]
Linie č. 6	lichoběžník na celou	ve směru Z			-149,18	-438,88		[kN/m]
Linie č. 5	lichoběžník na část	ve směru Z	0,00	2,10	-177,90	-124,70		[kN/m]
Linie č. 5	lichoběžník na část	ve směru Z	2,10	1,40	-124,70	-149,18		[kN/m]
Linie č. 4	lichoběžník na celou	ve směru Z			-591,64	-177,90		[kN/m]
Linie č. 3	lichoběžník na část	ve směru Z	0,00	2,76	-475,78	-81,72		[kN/m]
Linie č. 3	lichoběžník na část	ve směru Z	2,76	4,15	-81,72	-1040,42		[kN/m]
Linie č. 2	lichoběžník na část	ve směru Z	0,00	2,80	-350,56	-120,19		[kN/m]
Linie č. 2	lichoběžník na část	ve směru Z	2,80	3,40	-120,19	-475,78		[kN/m]
Linie č. 1	lichoběžník na část	ve směru Z	0,00	5,40	-591,64	-240,80		[kN/m]
Linie č. 1	lichoběžník na část	ve směru Z	5,40	2,80	-240,80	-350,56		[kN/m]
Linie č. 11	lichoběžník na část	ve směru Z	0,00	2,00	-506,89	-405,08		[kN/m]
Linie č. 11	lichoběžník na část	ve směru Z	2,00	2,90	-405,08	-700,84		[kN/m]
Linie č. 7	lichoběžník na část	ve směru Z	0,00	2,00	-359,44	-239,79		[kN/m]
Linie č. 7	lichoběžník na část	ve směru Z	2,00	4,50	-239,79	-819,25		[kN/m]
Linie č. 8	lichoběžník na celou	ve směru Z			-787,11	-809,40		[kN/m]
Linie č. 9	lichoběžník na část	ve směru Z	0,00	1,75	-875,65	-681,79		[kN/m]
Linie č. 9	lichoběžník na část	ve směru Z	1,75	1,75	-681,79	-825,17		[kN/m]
Linie č. 10	rovnorné na celou	ve směru Z			-825,17			[kN/m]
Linie č. 12	rovnorné na celou	ve směru Z			-674,34			[kN/m]
Linie č. 13	rovnorné na celou	ve směru Z			-600,25			[kN/m]
Linie č. 17	rovnorné na celou	ve směru Z			-594,37			[kN/m]
Linie č. 15	lichoběžník na část	ve směru Z	0,60	2,00	-378,45	-502,94		[kN/m]
Linie č. 15	lichoběžník na část	ve směru Z	0,00	0,60	-413,49	-378,45		[kN/m]
Linie č. 16	lichoběžník na část	ve směru Z	0,00	0,60	-502,94	-422,39		[kN/m]
Linie č. 16	lichoběžník na část	ve směru Z	0,60	2,40	-422,39	-581,42		[kN/m]
Linie č. 14	lichoběžník na celou	ve směru Z			-600,25	-413,49		[kN/m]
Linie č. 18	lichoběžník na celou	ve směru Z			-413,49	-96,44		[kN/m]
Linie č. 19	lichoběžník na celou	ve směru Z			-251,15	-600,31		[kN/m]
Linie č. 22	lichoběžník na celou	ve směru Z			-877,45	-827,69		[kN/m]
Linie č. 23	lichoběžník na celou	ve směru Z			-156,62	-403,18		[kN/m]
Linie č. 24	lichoběžník na část	ve směru Z	0,00	2,30	-1982,30	-1450,31		[kN/m]
Linie č. 24	lichoběžník na část	ve směru Z	2,30	2,30	-1450,31	-2044,59		[kN/m]
Linie č. 25	lichoběžník na celou	ve směru Z			-225,06	-475,78		[kN/m]

Obr. 169 – Návrhová liniová zatížení základové desky

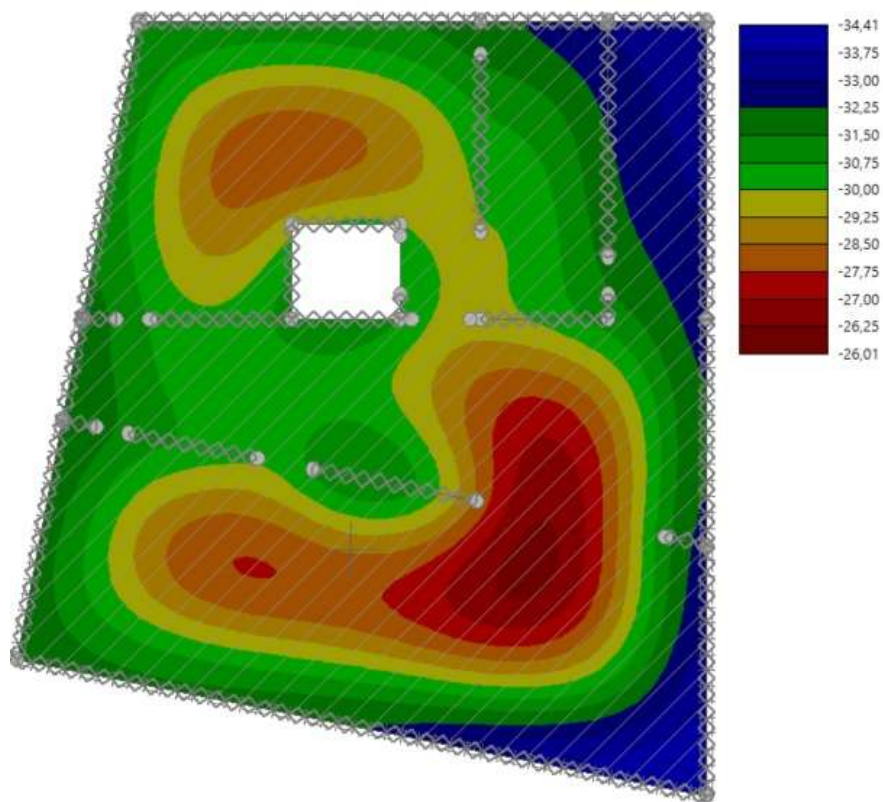


Umístění	Typ zatížení	f/f <sub>1</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
Makroprvek č. 1	rovnorné	-25,92

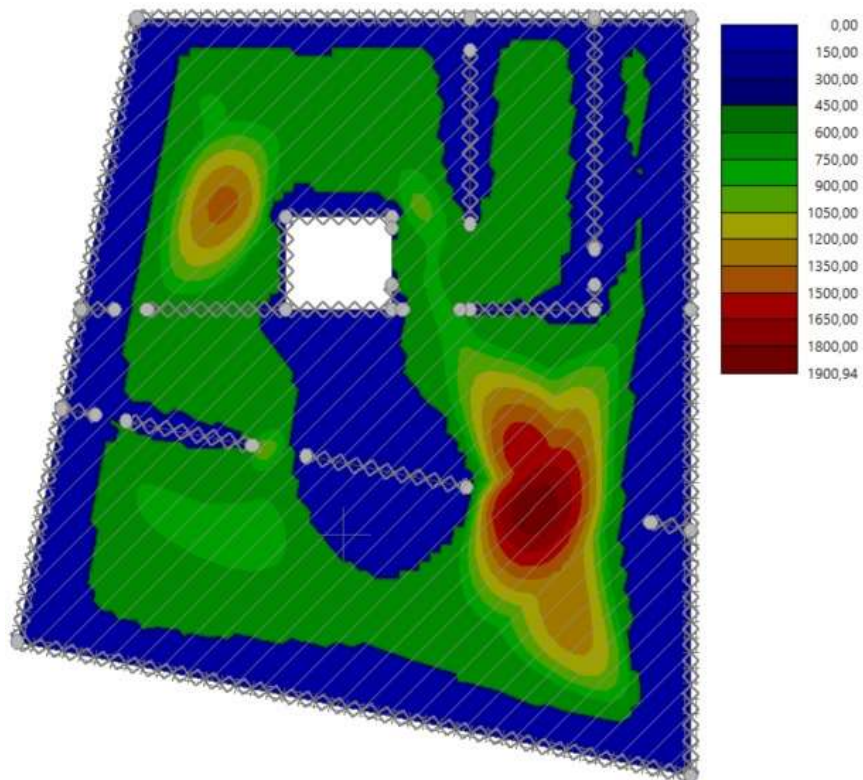
Obr. 170 – Návrhové plošné zatížení základové desky



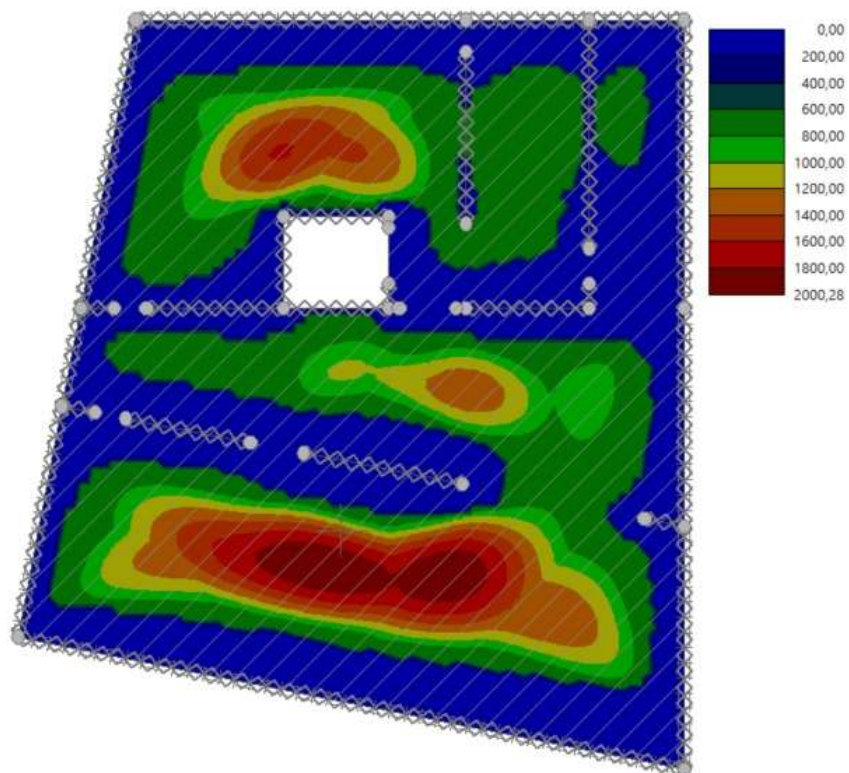
Obr. 171 – Kontaktní napětí v základové spáře



Obr. 172 – Sedání základové desky

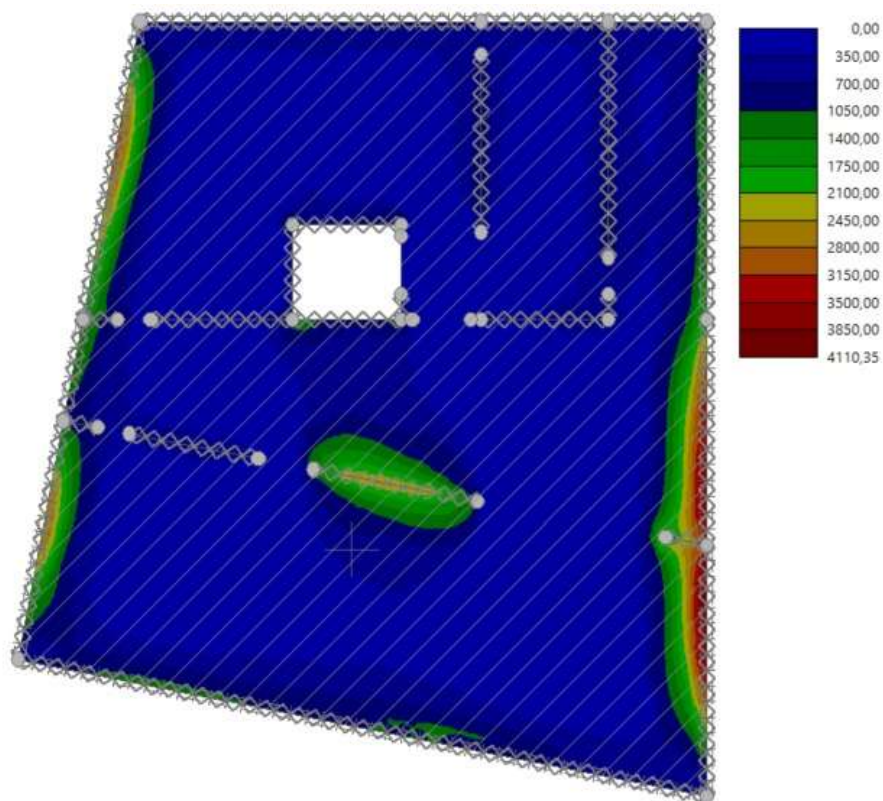


Obr. 173 – Výztuž horní ve směru osy x

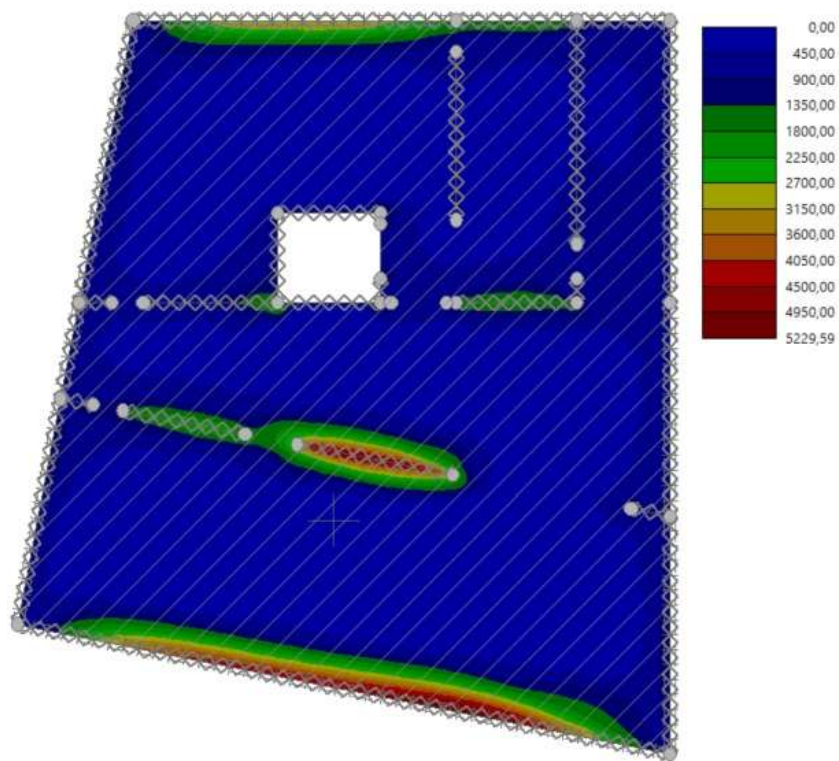


Obr. 174 – Výztuž horní ve směru osy y





Obr. 175 – Výztuž spodní ve směru osy x



Obr. 176 – Výztuž spodní ve směru osy y

## 9.3 Návrh železobetonové základové patky H4

### 9.3.1 Základová půda

Slabě zahliněný písek středně ulehlý (S3/S-F)

$$R_d = 400 \text{ kPa}$$

$R_d$ ... tabulková únosnost základové zeminy pro šířku základu 3 m

### 9.3.2 Vnitřní síly v patě sloupu H4

$$N_{Ek} = 4515,94 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 6205,95 \text{ kN}$$

$$M_{Ek,x} = 90,48 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,x} = 124,12 \text{ kNm}$$

$$M_{Ek,y} = 191,38 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y} = 262,63 \text{ kNm}$$

$$V_{Ek,x} = 162,47 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,x} = 222,86 \text{ kN}$$

$$V_{Ek,y} = 8,14 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = 11,17 \text{ kN}$$

### 9.3.3 Předběžný návrh rozměrů patky

Patka bude založena pod vrstvou navážek a navržena jako stupňovitá.

Vlastní tíha patky (odhad)

$$N_{G0} = 0,1 \times N_{Ed} = 0,1 \times 6205,95 = 620,60 \text{ kN}$$

Excentricita zatížení při výšce patky 1 m

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{M_{Ed,y} + V_{Ed,x} \times h}{N_{Ed} + N_{G0}} = \frac{262,63 + 222,86 \times 1,8}{6205,95 + 620,60} = 0,0972 \text{ m} = 97,2 \text{ mm}$$

$$e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{M_{Ed,x} + V_{Ed,y} \times h}{N_{Ed} + N_{G0}} = \frac{124,12 + 11,17 \times 1,8}{6205,95 + 620,60} = 0,0211 \text{ m} = 21,1 \text{ mm}$$

Požadovaná efektivní plocha základu

$$A_{ef,req} = \frac{N_{Ed} + N_{G0}}{R_d} = \frac{6205,95 + 620,60}{400} = 17,066 \text{ m}^2$$

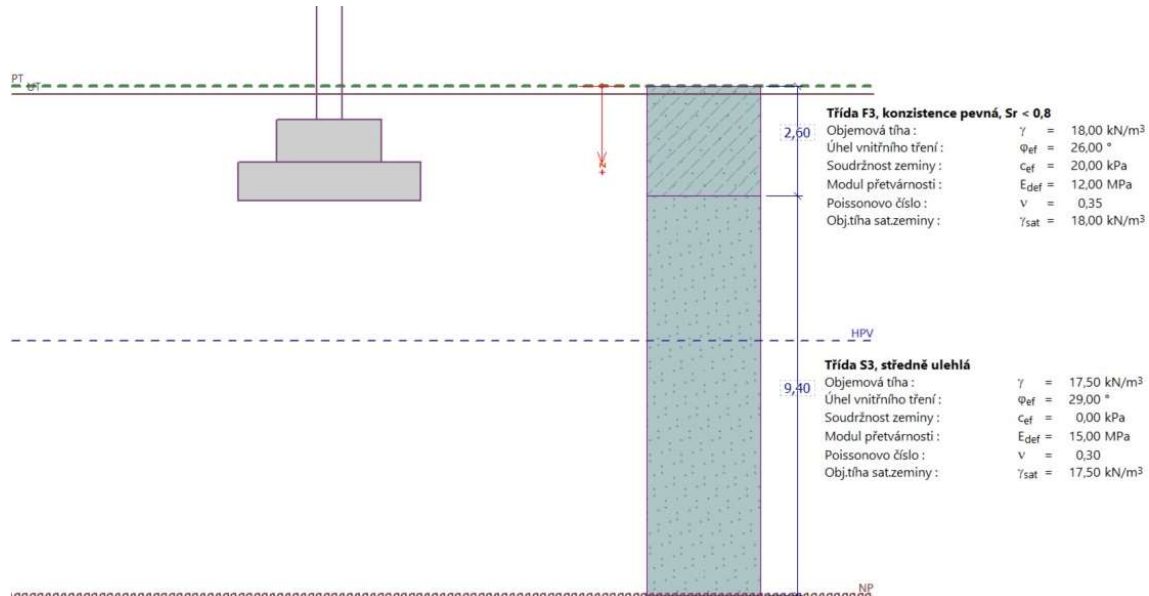
$$b_{ef,min} = \sqrt{A_{ef,req}} = \sqrt{17,066} = 4,13 \text{ m}$$

$$b_{min} = b_{ef,min} + 2 \times e_{max} = 4,13 + 2 \times 0,0972 = 4,32 \text{ m}$$

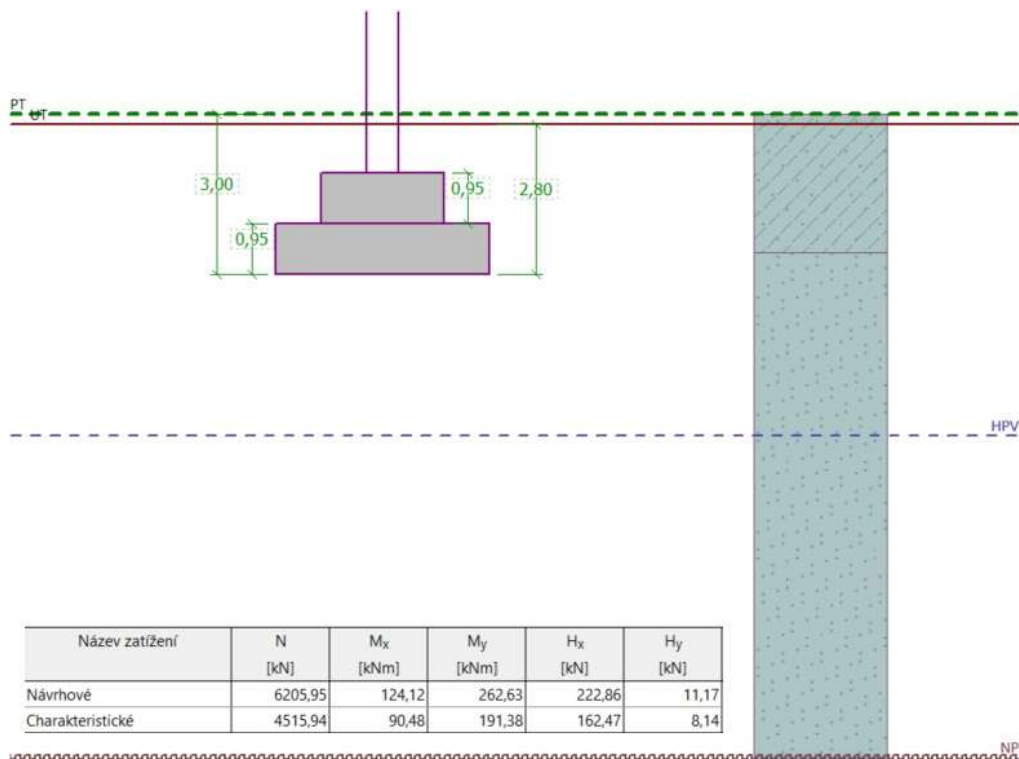
→ navrhuji půdorysné rozměry 4,3 x 4,1 m a výšku patky  $h = 1,9 \text{ m}$

## 9.3.4 Posouzení patky pomocí softwaru

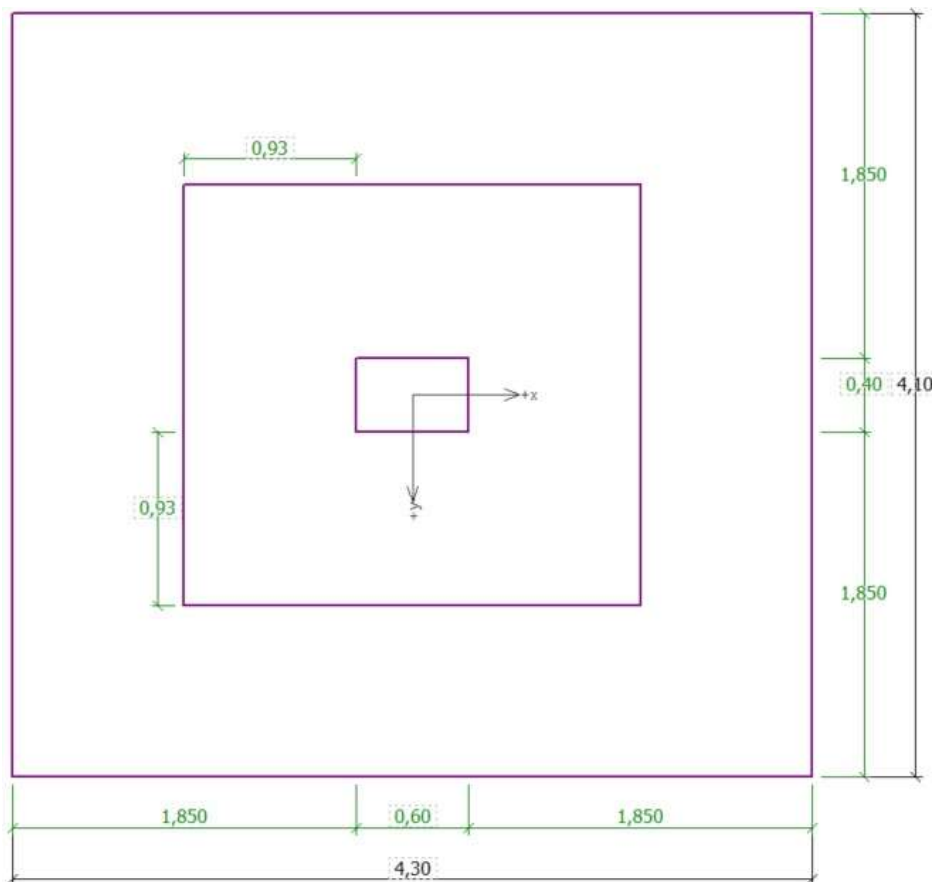
K posouzení únosnosti (MSÚ) a celkového sedání (MSP) a k navržení výztuže patky byl použit software GEO5 2019 – Patky. Výstupy softwaru jsou vyobrazeny na obrázcích níže.



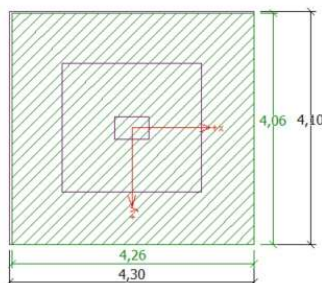
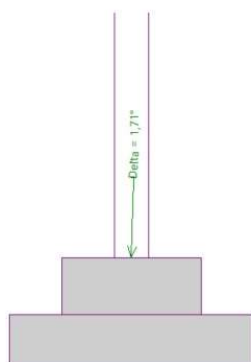
Obr. 177 – Geologický profil



Obr. 178 – Zatížení a geometrie základové patky – řez základovou konstrukcí



Obr. 179 – Geometrie základové patky H4 – půdorysné rozměry



#### Posouzení únosnosti patky - 1.MS

##### Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepriznivější zatěžovací stav číslo 1. (Návrhové)

Výpočtová únosnost zákl. půdy  $R_{d1} = 981,06$  kPa

Extrémní kontaktní napětí  $\sigma = 432,43$  kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

##### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0,005 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0,005 < 0,333$

Max. prostorová excentricita  $e_t = 0,007 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

##### Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepriznivější zatěžovací stav číslo 1. (Návrhové)

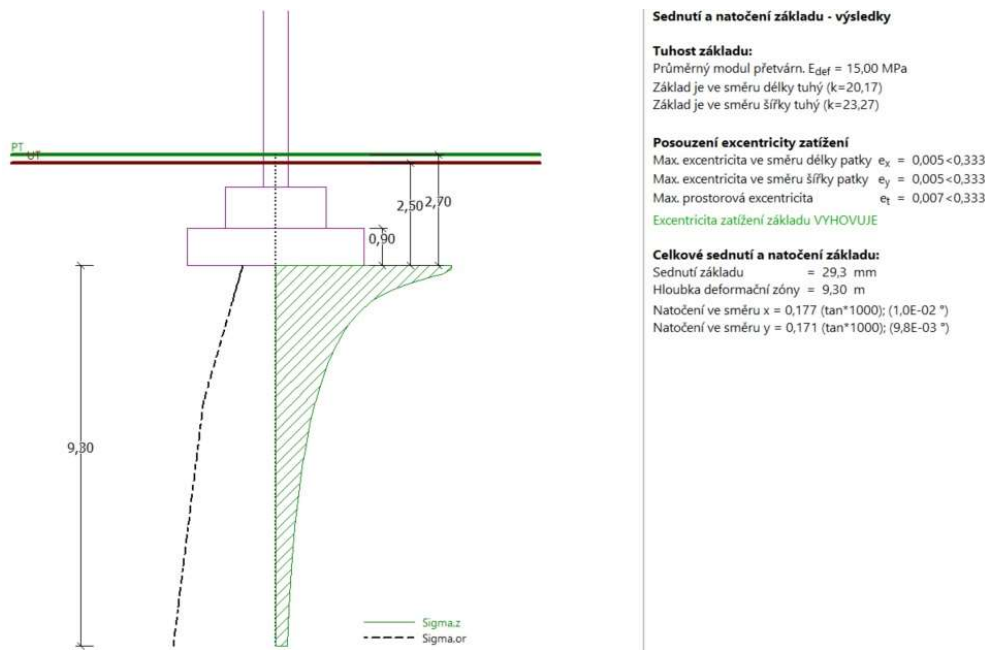
Horizontální únosnost základu  $R_{dh} = 3670,09$  kN

Extrémní horizontální síla  $H = 223,14$  kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Obr. 180 – Posouzení MSÚ – únosnost základové patky H4



Obr. 181 – Posouzení na 2. mezní stav – sedání základové patky H4

Navržená stupňovitá patka sice vyhovuje na mezní stav únosnosti s poměrně velkou rezervou, ale v sedání už taková rezerva není, půdorysné rozměry tedy nebude možné redukovat příliš výrazně. Budou však přepočítány, a to za použití návrhové únosnosti základové půdy, která byla spočtena softwarem GEO5 2019 – Patky.

Požadovaná efektivní plocha základu

$$A_{ef,req} = \frac{N_{Ed} + N_{G0}}{R_d} = \frac{6205,95 + 620,60}{981,06} = 6,958 \text{ m}^2$$

$$b_{ef,min} = \sqrt{A_{ef,req}} = \sqrt{6,958} = 2,64 \text{ m}$$

$$b_{min} = b_{ef,min} + 2 \times e_{max} = 2,64 + 2 \times 0,0972 = 2,83 \text{ m}$$

→ navrhuji půdorysné rozměry 3,8 x 3,6 m a výšku patky  $h = 1,8 \text{ m}$

Skutečná vlastní tíha patky

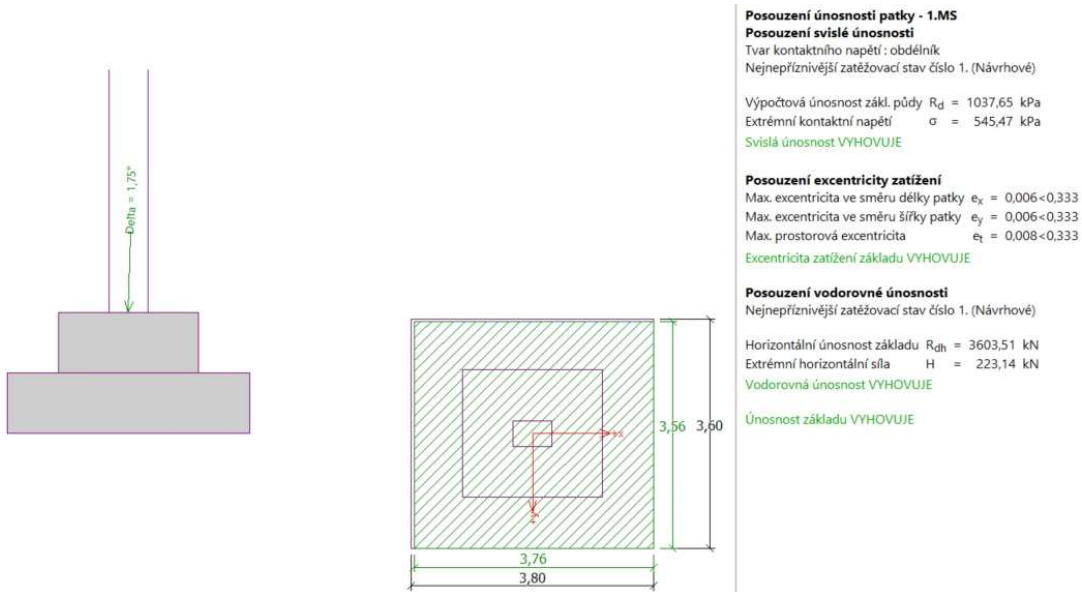
$$N_{G0} = 1,35 \times (3,8 \times 3,6 \times 0,95 + 2,2 \times 2 \times 0,95) \times 25 = 579,7 \text{ kN}$$

Posouzení únosnosti základové půdy

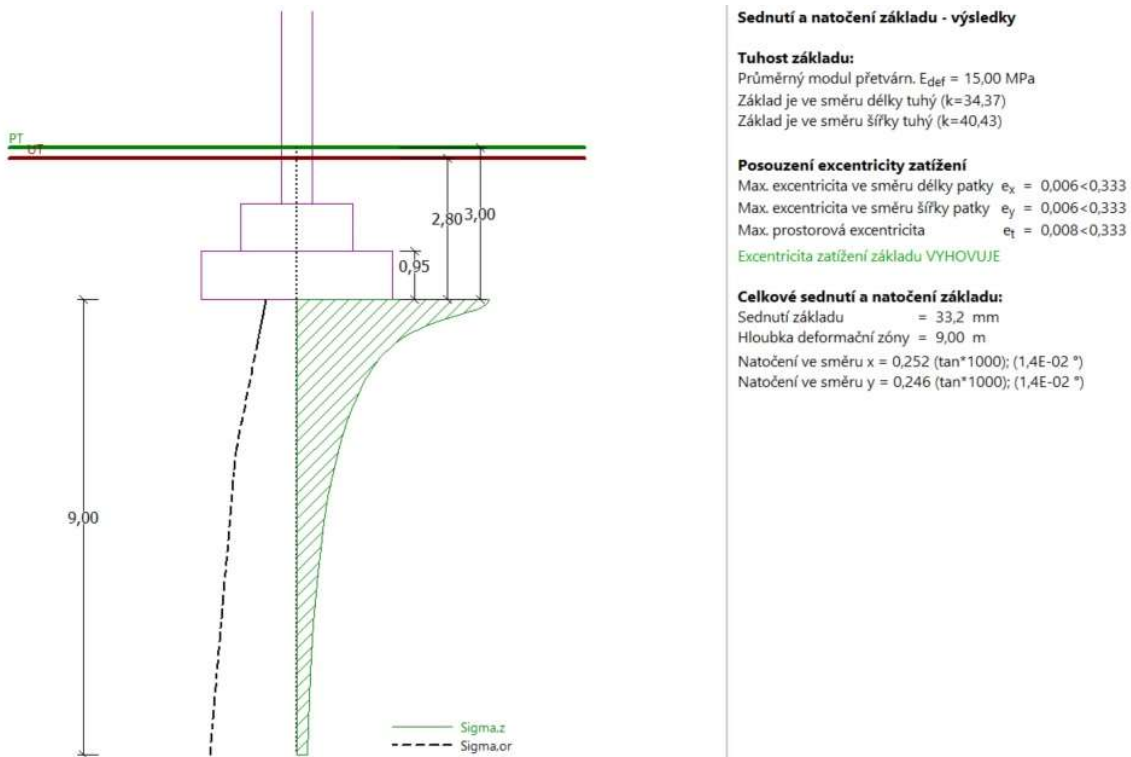
$$\sigma_d = \frac{N_{Ed} + N_{G0}}{A_{ef}} = \frac{6205,95 + 579,7}{(3,2 - 2 \times 0,0972) \times (3 - 2 \times 0,0211)} = 636,3 \text{ kPa}$$

$$\sigma_d = 636,3 \text{ kPa} \leq R_d = 981,06 \text{ kPa}$$

→ navržená patka předběžně vyhovuje



Obr. 182 – Posouzení MSÚ – únosnost upravené základové patky H4



Obr. 183 – Posouzení na 2. mezní stav – sedání základové patky H4

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Pro vícepodlažní budovy s nosnými stěnami ze železobetonu je limitní hodnota sednutí rovna 60 mm.

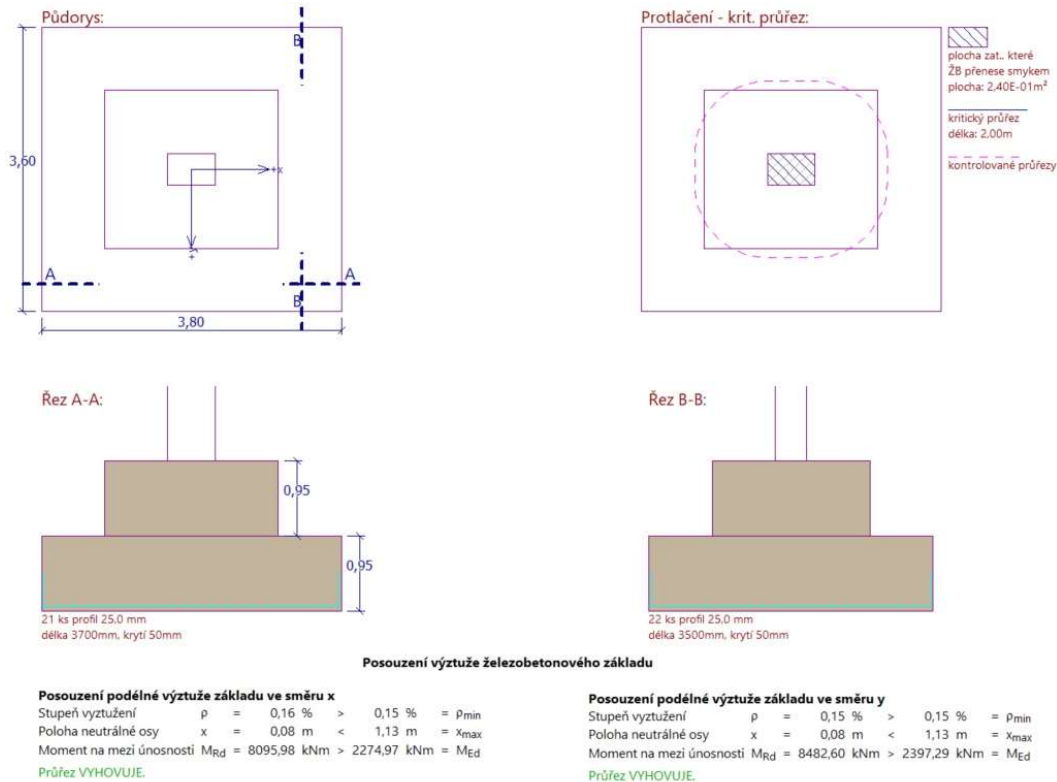
$$s_{ZD,max} = 34,4 \text{ mm} \leq s_{m,lim} = 60 \text{ mm} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$s_{ZP,max} = 33,2 \text{ mm} \leq s_{m,lim} = 60 \text{ mm} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Nerovnoměrné sednutí

$$s_{n,max} = \frac{\Delta s}{L_{min}} = \frac{33,2 - 30,2}{5800} = 0,00052 \leq s_{n,lim} = 0,0015$$

→ vyhovuje



### Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu = 6205,95 kN

### Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená rozněšením do zákl. půdy	= 108,88 kN
Síla přenesená smykovou pevností patky	= 6097,07 kN
Uvažovaný obvod sloupu	$u_0 = 2,00 \text{ m}$
Smykové napětí na obvodu sloupu	$V_{Ed,max} = 1,90 \text{ MPa}$
Únosnost na obvodu sloupu	$V_{Rd,max} = 4,22 \text{ MPa}$

### Kritický průřez bez smykové výztuže

Síla přenesená rozněšením do zákl. půdy	= 2144,93 kN
Síla přenesená smykovou pevností patky	= 4061,02 kN
Vzdálenost průřezu od sloupu	= 0,92 m
Délka průřezu	$u = 7,77 \text{ m}$
Smykové napětí na průřezu	$V_{Ed} = 0,30 \text{ MPa}$
Únosnost nevyztuženého průřezu	$V_{Rd,c} = 1,46 \text{ MPa}$
$V_{Ed} < V_{Rd,c} \Rightarrow$ Výztuž není nutná	

Základ na protlačení VYHOVUJE

Obr. 184 – Návrh a posouzení výztuže železobetonové patky H4

## 9.4 Návrh železobetonové základové patky H3

### 9.4.1 Vnitřní síly v patě sloupu H3

$$N_{Ek} = 4515,94 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 6205,95 \text{ kN}$$

$$M_{Ek,x} = 90,48 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,x} = 124,12 \text{ kNm}$$

$$M_{Ek,y} = 191,38 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y} = 262,63 \text{ kNm}$$

$$V_{Ek,x} = 162,47 \text{ kN}$$

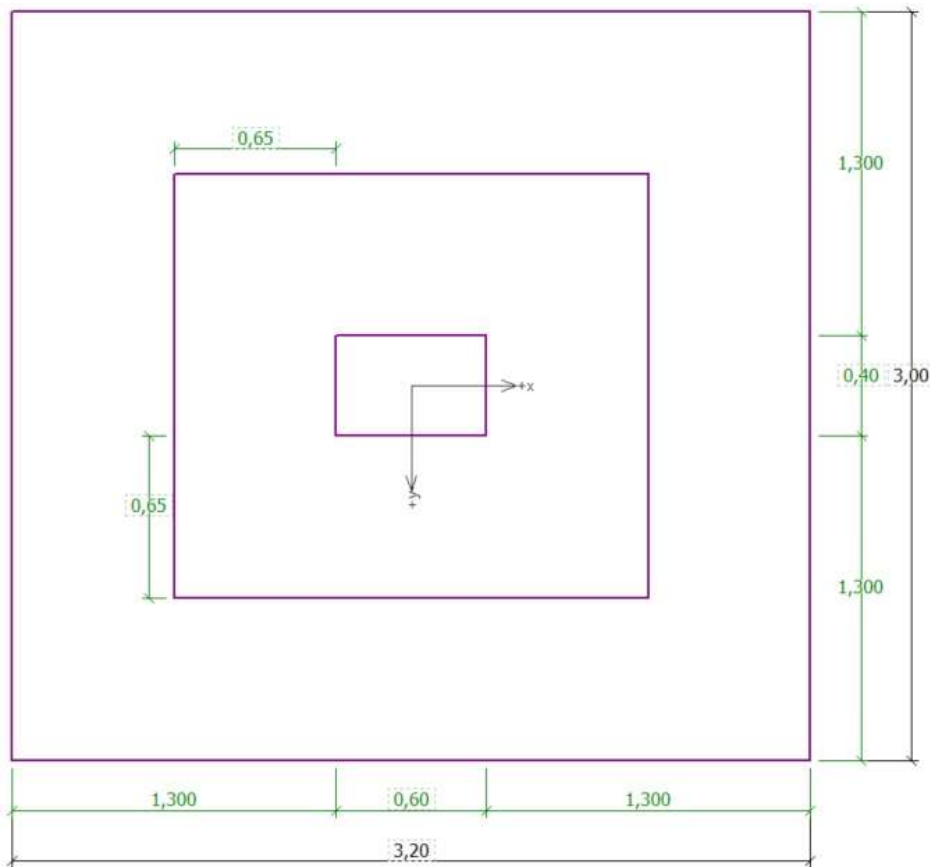
$$V_{Ed,x} = 222,86 \text{ kN}$$

$$V_{Ek,y} = 8,14 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = 11,17 \text{ kN}$$

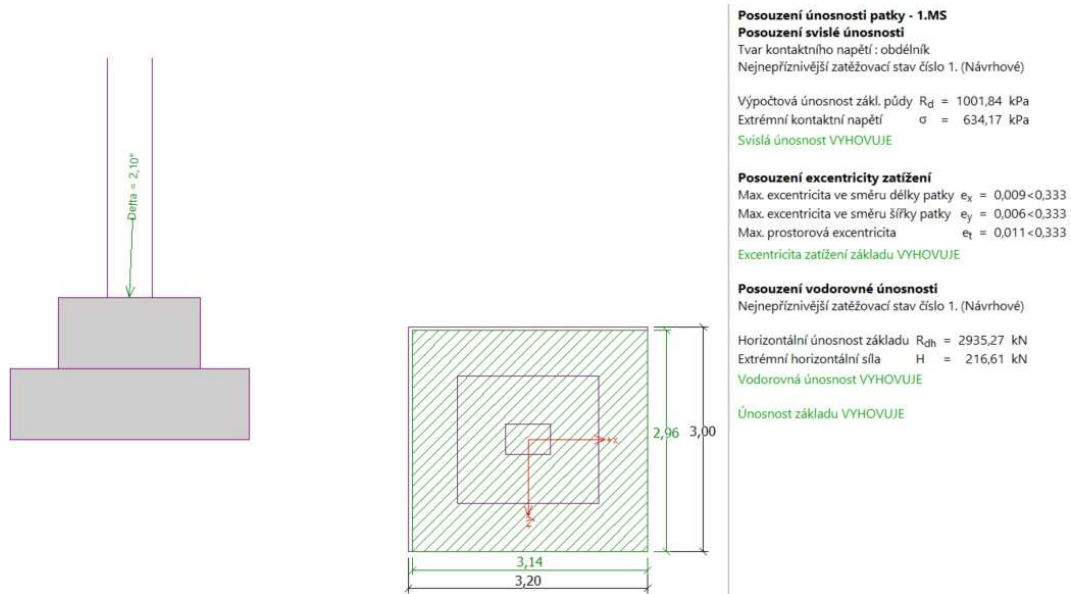
### 9.4.2 Posouzení patky H3 pomocí softwaru

K posouzení únosnosti (MSÚ) a celkového sedání (MSP) a k navržení výztuže patky byl použit software GEO5 2019 – Patky. Vzhledem k nižšímu namáhání základové patky oproti patce H4 a snaze přiblížit její sednutí zmiňované patce, je vhodné upravit půdorysné rozměry. Výstupy softwaru jsou vyobrazeny na obrázcích níže.

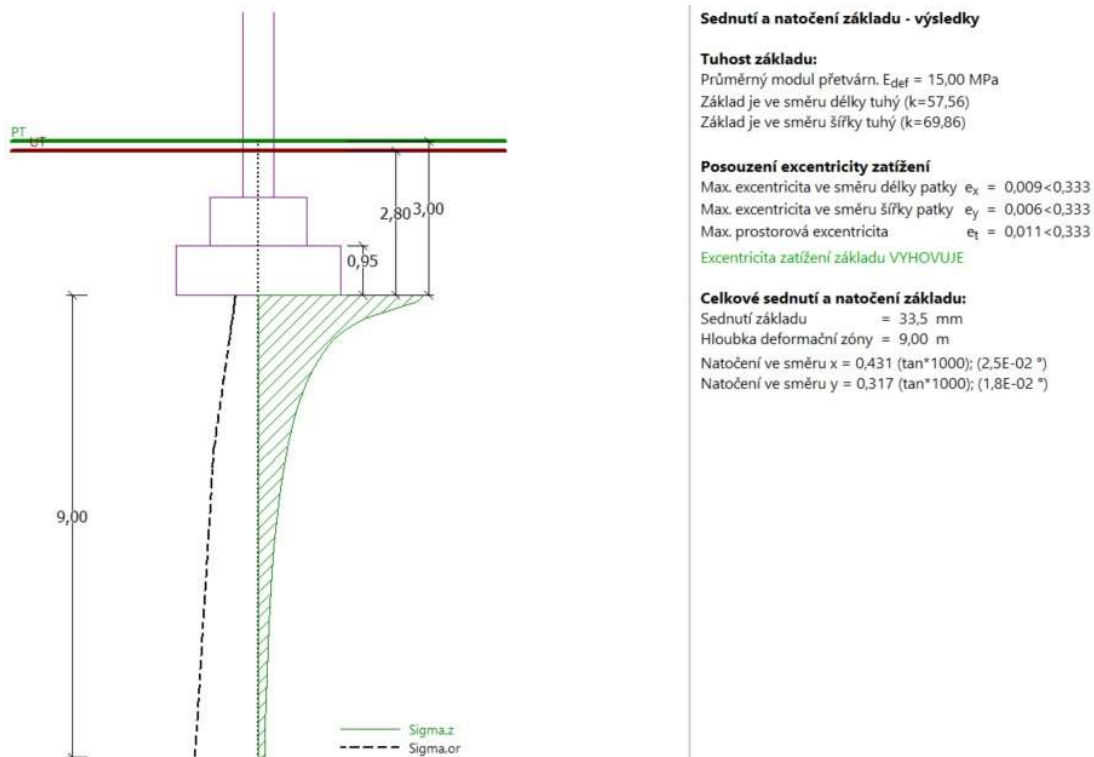


Obr. 185 – Geometrie základové patky H3 – půdorysné rozměry





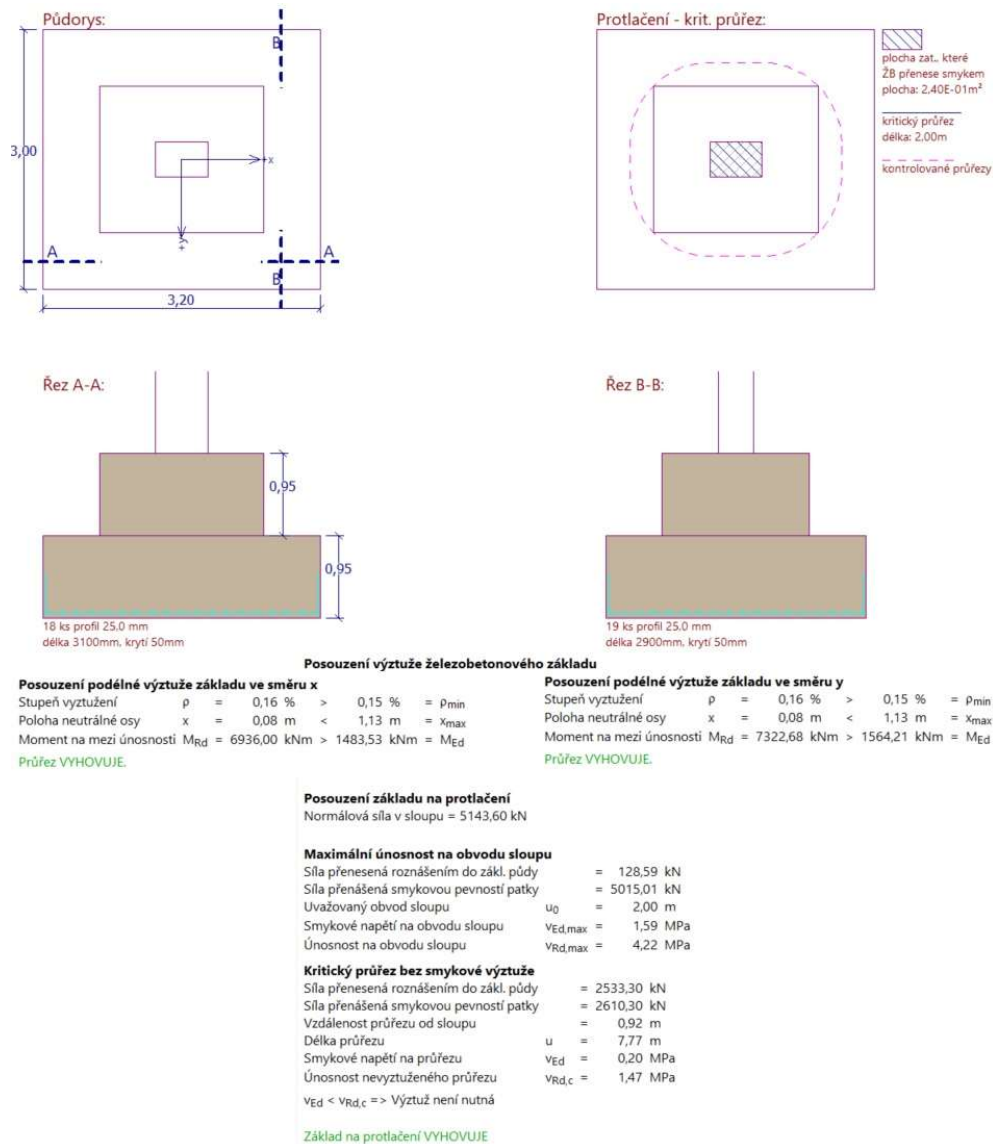
Obr. 186 – Posouzení MSÚ – únosnost základové patky H3



Obr. 187 – Posouzení na 2. mezní stav – sedání základové patky H3

# Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

Sednutí se liší o pár desetin milimetru (konkrétně dle výpočtu o 0,3 mm), tudíž není třeba posuzovat nerovnoměrné sedání s druhou patkou ani se základovou deskou.



Obr. 188 – Návrh a posouzení výztuže železobetonové patky H3

## 10 Závěr

Cílem této diplomové práce bylo navrhnout železobetonovou nosnou konstrukci domu s pečovatelskou službou v Praze. Ze schémat jednotlivých podlaží bylo nutné zvolit konstrukční systém a na jeho základě provést analýzu stálých a proměnných zatížení působících na konstrukci a vypracovat předběžný návrh všech nosných prvků objektu, konkrétně se jednalo o tloušťky stropních desek, tloušťku suterénní stěny a rozměry průřezů průvlaků, sloupů a podpor stěnového nosníku.

Dále byl vytvořen trojrozměrný model celého objektu, který byl následně v jednotlivých kapitolách ověřen ručními výpočty. Na základě tohoto modelu byl proveden detailní návrh jednotlivých nosných prvků. Bylo navrženo schodiště a schodišťový prostor, stropní deska, jež byla navržena a ověřena s pomocí dílčích dvourozměrných modelů pro každé podlaží a v jednom poli i porovnána s ručním výpočtem. Takto vytvořené modely byly posouzeny zároveň i na mezní stav použitelnosti. Dále následoval návrh průvlaků s výraznými rozpětími, jež byly taktéž navrženy s pomocí dvourozměrných modelů z návrhu stropní desky. Stejně jako stropní deska, tak i průvlaky byly posouzeny na mezní stav únosnosti i použitelnosti a výpočet pomocí softwaru byl ověřen s ručním výpočtem. Sloupy byly navrženy na základě trojrozměrného modelu desky a výsledky byly porovnány s návrhem z předběžného výpočtu. Návrh byl proveden i s ověřením štíhlosti. Pro všechny tyto prvky byly nakonec zpracovány výkresy výztuže.

V geotechnické části byla navržena železobetonová základová deska a obě železobetonové patky, na nichž jsou založeny sloupy podpírající vykonzolovanou část objektu. Takto navržený systém základů byl posouzen na mezní stavy únosnosti a především použitelnosti, s ověřením nerovnoměrného sednutí jednotlivých prvků. Část byla zakončena zpracováním výkresů základových konstrukcí.

Ve stavební části byl již zkraje navržen konstrukční systém objektu. Kromě toho je tato část zaměřena na skladby jednotlivých konstrukcí (podlahy, kontaktní zateplovací systém) a také na schéma odvodnění navržené ploché střechy.

## 11 Seznam obrázků

Obr. 1 – Schematické půdorysy 1. PP a 1. NP s vyznačením svislých nosných prvků .....	2
Obr. 2 – Schematické půdorysy 2. NP a 3. NP s vyznačením svislých nosných prvků .....	2
Obr. 3 – Schematické půdorysy 4. NP a 5. NP s vyznačením svislých nosných prvků .....	2
Obr. 4 – Schematický půdorys stropní desky nad 1. PP .....	4
Obr. 5 – Schematický půdorys stropní desky nad 1. PP .....	7
Obr. 6 – Schematický půdorys stropní desky nad 1. NP .....	9
Obr. 7 – Schematický půdorys stropní desky nad 2. NP – 4. NP .....	11
Obr. 8 – Schematický půdorys stropní desky nad 2. NP – 4. NP .....	13
Obr. 9 – Schematický půdorys stropní desky nad 5. NP .....	15
Obr. 10 – Skladba podlahy typického podlaží .....	17
Obr. 11 – Skladba podlahy WC a koupelny .....	18
Obr. 12 – Skladba podlahy balkonu.....	19
Obr. 13 – Skladba ploché střechy (deska 250 mm) .....	20
Obr. 14 – Skladba ploché střechy (deska 280 mm) .....	21
Obr. 15 – Schéma zatížení sněhem na střechu .....	22
Obr. 16 – Schéma rozložení zatížení větrem po výšce objektu .....	23
Obr. 17 – Schéma zatížení větrem na zdi .....	24
Obr. 18 – Zatěžovací plocha pro průvlak G3 – H3 .....	26
Obr. 19 – Zatěžovací plocha pro průvlak G4 – H4 .....	29
Obr. 20 – Zatěžovací plocha pro průvlak F3 – H3 .....	32
Obr. 21 – Zatěžovací plocha pro průvlak E4 – G4.....	35
Obr. 22 – Zatěžovací plocha pro průvlak B4 – D4 .....	38
Obr. 23 – Zatěžovací plocha pro sloup H4.....	40
Obr. 24 – Geometrie navrženého sloupu H4.....	40
Obr. 25 – Zatěžovací plocha pro sloup H3.....	42
Obr. 26 – Geometrie navrženého sloupu H3.....	42
Obr. 27 – Schéma polohy stěnového nosníku.....	44
Obr. 28 – Pohled na stěnový nosník.....	44
Obr. 29 – Zatížení stěnového nosníku .....	45
Obr. 30 – Reakce v podporách stěnového nosníku.....	45
Obr. 31 – Pohled na upravený stěnový nosník.....	47
Obr. 32 – Schéma suterénní stěny .....	48
Obr. 33 – Parametry zeminy.....	48
Obr. 34 – Zatížení zemním tlakem v klidu na suterénní stěnu .....	49
Obr. 35 – Moment od zatížení zemním tlakem v klidu .....	49
Obr. 36 – Prostorový model objektu .....	51
Obr. 37 – Prostorový model objektu .....	51
Obr. 38 – Pohled na objekt.....	52
Obr. 39 – Pohled na objekt.....	52
Obr. 40 – Pohled na objekt.....	52
Obr. 41 – Pohled na objekt.....	52
Obr. 42 – Svislé reakce v podporách objektu.....	54

Obr. 43 – Statické řešení hlavního schodiště objektu (z 1.PP do 1.NP) .....	56
Obr. 44 – Statické řešení hlavního schodiště objektu (z 1.NP do 2.NP) .....	57
Obr. 45 – Statické řešení hlavního schodiště objektu (z 2.NP do 4.NP) .....	57
Obr. 46 – Schéma zatížení schodišťového ramene 1.NP .....	58
Obr. 47 – Skladba podlahy schodiště a mezipodesty .....	59
Obr. 48 – Schöck Tronsole typ T, zdroj: schoeck-wittek.cz .....	62
Obr. 49 – Schöck Tronsole typ L, zdroj: schoeck-wittek.cz .....	62
Obr. 50 – Schéma zatížení schodišťového ramene 1.PP a 2. – 4.NP .....	63
Obr. 51 – Schöck Tronsole typ T, zdroj: schoeck-wittek.cz .....	66
Obr. 52 – Schöck Tronsole typ L, zdroj: schoeck-wittek.cz .....	66
Obr. 53 – Schéma zatížení působící na mezipodestu .....	67
Obr. 54 – Schöck Tronsole typ Z, zdroj: schoeck-wittek.cz .....	69
Obr. 55 – Schöck Tronsole typ L, zdroj: schoeck-wittek.cz .....	69
Obr. 56 – Kontrola správnosti tvaru deformace .....	70
Obr. 57 – Ohybový moment v řezu stropní deskou .....	70
Obr. 58 – Schöck Isokorb XT typ KL, zdroj: schoeck-wittek.cz .....	79
Obr. 59 – Půdorysné schéma stropní desky 2.NP .....	80
Obr. 60 – Model stropní desky 2.NP .....	80
Obr. 61 – Lineární svislá deformace stropní desky 2.NP od nejnepříznivější kombinace .....	81
Obr. 62 – Požadovaná výztuž stropní desky 2.NP – spodní povrch ve směru osy x .....	82
Obr. 63 – Požadovaná výztuž stropní desky 2.NP – spodní povrch ve směru osy y .....	82
Obr. 64 – Požadovaná výztuž stropní desky 2.NP – horní povrch ve směru osy x .....	83
Obr. 65 – Požadovaná výztuž stropní desky 2.NP – horní povrch ve směru osy y .....	83
Obr. 66 – Schéma výztuže spodního povrchu stropní desky 2.NP .....	84
Obr. 67 – Schéma skutečného provedení výztuže spodního povrchu stropní desky 2.NP .....	84
Obr. 68 – Schéma skutečného provedení výztuže horního povrchu stropní desky 2.NP .....	85
Obr. 69 – Šířka trhlin (MSP) stropní desky 2.NP .....	86
Obr. 70 – Posouzení na MSP – šířka trhlin stropní desky 2.NP .....	86
Obr. 71 – Normově závislá svislá deformace (MSP) stropní desky 2.NP .....	87
Obr. 72 – Posouzení na MSP – svislá deformace stropní desky 2.NP .....	87
Obr. 73 – Půdorysné schéma stropní desky 1.PP .....	88
Obr. 74 – Model stropní desky 1.PP .....	88
Obr. 75 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.PP – spodní povrch ve směru osy x .....	89
Obr. 76 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.PP – spodní povrch ve směru osy y .....	89
Obr. 77 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.PP – horní povrch ve směru osy x .....	90
Obr. 78 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.PP – horní povrch ve směru osy y .....	90
Obr. 79 – Schéma výztuže spodního povrchu stropní desky 1.PP .....	91
Obr. 80 – Schéma skutečného provedení výztuže spodního povrchu stropní desky 1.PP .....	91
Obr. 81 – Schéma skutečného provedení výztuže horního povrchu stropní desky 1.PP .....	92
Obr. 82 – Šířka trhlin (MSP) u horního povrchu stropní desky 1.PP .....	93
Obr. 83 – Posouzení na MSP – šířka trhlin stropní desky 1.PP .....	93
Obr. 84 – Skutečná svislá deformace (MSP) stropní desky 1.PP .....	94
Obr. 85 – Posouzení na MSP – svislá deformace stropní desky 1.PP .....	94
Obr. 86 – Půdorysné schéma stropní desky 1.NP .....	95
Obr. 87 – Model stropní desky 1.NP .....	95

Obr. 88 – Lineární svislá deformace stropní desky 1.NP od nejnepříznivější kombinace .....	96
Obr. 89 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.NP – spodní povrch ve směru osy x .....	97
Obr. 90 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.NP – spodní povrch ve směru osy y .....	97
Obr. 91 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.NP – horní povrch ve směru osy x .....	98
Obr. 92 – Požadovaná výztuž stropní desky 1.NP – horní povrch ve směru osy y .....	98
Obr. 93 – Schéma výztuže spodního povrchu stropní desky 1.NP .....	99
Obr. 94 – Schéma skutečného provedení výztuže spodního povrchu stropní desky 1.NP .....	99
Obr. 95 – Schéma skutečného provedení výztuže horního povrchu stropní desky 1.NP .....	100
Obr. 96 – Šířka trhlin (MSP) stropní desky 1.NP .....	101
Obr. 97 – Posouzení na MSP – šířka trhlin stropní desky 1.NP .....	101
Obr. 98 – Skutečná svislá deformace (MSP) stropní desky 1.NP .....	102
Obr. 99 – Posouzení na MSP – svislá deformace stropní desky 1.NP .....	102
Obr. 100 – Půdorysné schéma stropní desky 5.NP .....	103
Obr. 101 – Model stropní desky 5.NP .....	103
Obr. 102 – Požadovaná výztuž stropní desky 5.NP – spodní povrch ve směru osy x .....	104
Obr. 103 – Požadovaná výztuž stropní desky 5.NP – spodní povrch ve směru osy y .....	104
Obr. 104 – Požadovaná výztuž stropní desky 5.NP – horní povrch ve směru osy x .....	105
Obr. 105 – Požadovaná výztuž stropní desky 5.NP – horní povrch ve směru osy y .....	105
Obr. 106 – Schéma výztuže spodního povrchu stropní desky 5.NP .....	106
Obr. 107 – Schéma skutečného provedení výztuže spodního povrchu stropní desky 5.NP .....	106
Obr. 108 – Schéma skutečného provedení výztuže horního povrchu stropní desky 5.NP .....	107
Na vyšetřované stropní desce nevznikají trhliny na horním, ani na spodním povrchu, tudíž je tato deska posouzena pouze na průhyb, který je na obrázcích níže. ....	108
Obr. 109 – Skutečná svislá deformace (MSP) stropní desky 5.NP .....	108
Obr. 110 – Posouzení na MSP – svislá deformace stropní desky 5.NP .....	108
Obr. 111 – Ohybový moment na vyšetřovaném průvlaku .....	109
Obr. 112 – Spolupůsobící šířka desky .....	112
Obr. 113 – Posouvající síla na vyšetřovaném průvlaku .....	115
Obr. 114 – Axonometrické schéma svislých konstrukcí a průvlaků 1.NP .....	121
Obr. 115 – Ohybové momenty průvlaků 1.NP .....	121
Obr. 116 – Požadovaná plocha ohybové výztuže průvlaků 1.NP .....	122
Obr. 117 – Počet potřebných podélných prutů při obou površích průvlaků 1.NP .....	122
Obr. 118 – Požadovaná plocha smykové výztuže průvlaků 1.NP .....	123
Obr. 119 – Potřebné rozteče třmínků průvlaků 1.NP .....	123
Obr. 120 – Posouzení na MSÚ – ohyb průvlaků 1.NP .....	124
Obr. 121 – Posouzení na MSÚ – smyk průvlaků 1.NP .....	124
Obr. 122 – Posouzení na MSP – omezení napětí v betonu průvlaků 1.NP .....	125
Obr. 123 – Posouzení na MSP – omezení napětí ve výztuži průvlaků 1.NP .....	125
Obr. 124 – Posouzení na MSP – šířka trhlin na průvlacích 1.NP .....	126
Obr. 125 – Posouzení na MSP – průhyb průvlaků 1.NP .....	126
Obr. 126 – Axonometrické schéma svislých konstrukcí a průvlaků 1.PP .....	127
Obr. 127 – Ohybový moment a posouvající síla průvlaků 1.PP .....	127
Obr. 128 – Požadovaná plocha ohybové výztuže průvlaků 1.PP .....	128
Obr. 129 – Počet potřebných podélných prutů při obou površích průvlaků 1.PP .....	128
Obr. 130 – Požadovaná plocha smykové výztuže průvlaků 1.PP .....	129

Obr. 131 – Potřebné rozteče třmínek průvlastu 1.PP .....	129
Obr. 132 – Posouzení na MSÚ – ohyb průvlastu 1.PP .....	130
Obr. 133 – Posouzení na MSÚ – smyk průvlastu 1.PP.....	130
Obr. 134 – Posouzení na MSP – omezení napětí v betonu průvlastu 1.PP .....	131
Obr. 135 – Posouzení na MSP – omezení napětí ve výztuži průvlastu 1.PP.....	131
Obr. 136 – Posouzení na MSP – šířka trhlin na průvlastu 1.PP .....	132
Obr. 137 – Posouzení na MSP – průhyb průvlastu 1.PP.....	132
Obr. 138 – Axonometrické schéma svislých konstrukcí a průvlastů 2.NP – 4.NP .....	133
Obr. 139 – Ohybové momenty průvlastů 2.NP – 4.NP .....	133
Obr. 140 – Požadovaná plocha ohybové výztuže průvlastů 2.NP – 4.NP.....	134
Obr. 141 – Počet potřebných podélných prutů při obou površích průvlastů 2.NP – 4.NP .....	134
Obr. 142 – Požadovaná plocha smykové výztuže průvlastů 2.NP – 4.NP.....	135
Obr. 143 – Potřebné rozteče třmínek průvlastů 2.NP – 4.NP .....	135
Obr. 144 – Posouzení na MSÚ – ohyb průvlastů 2.NP – 4.NP .....	136
Obr. 145 – Posouzení na MSÚ – smyk průvlastů 2.NP – 4.NP.....	136
Obr. 146 – Posouzení na MSP – omezení napětí v betonu průvlastů 2.NP – 4.NP .....	137
Obr. 147 – Posouzení na MSP – omezení napětí ve výztuži průvlastů 2.NP – 4.NP.....	137
Obr. 148 – Posouzení na MSP – šířka trhlin na průvlastech 2.NP – 4.NP .....	138
Obr. 149 – Posouzení na MSP – průhyb průvlastů 2.NP – 4.NP .....	138
Obr. 150 – Normálové síly v patách sloupů od nejnepříznivější kombinace.....	139
Obr. 151 – Průběh normálových sil ve sloupech.....	140
Obr. 152 – Průběh ohybových momentů ve směru osy x ve sloupech.....	142
Obr. 153 – Průběh ohybových momentů ve směru osy y ve sloupech.....	142
Obr. 154 – Pootočení ve směru osy x ve sloupech.....	143
Obr. 155 – Pootočení ve směru osy y ve sloupech.....	143
Obr. 156 – Průběh ohybových momentů 1.řádu ve směru osy x (s vlivem imperfekce) .....	168
Obr. 157 – Průběh ohybových momentů 1.řádu ve směru osy y (s vlivem imperfekce) .....	168
Obr. 158 – Posouzení na MSÚ – interakční diagram spodního dřívku sloupu H4 .....	170
Obr. 159 – Posouzení na MSÚ – interakční diagram větve A sloupu H4.....	171
Obr. 160 – Posouzení na MSÚ – interakční diagram větve B sloupu H4.....	172
Obr. 161 – Průběh normálových sil ve sloupech.....	173
Obr. 162 – Posouzení na MSÚ – interakční diagram spodního dřívku sloupu H3 .....	175
Obr. 163 – Posouzení na MSÚ – interakční diagram větve A sloupu H3.....	176
Obr. 164 – Posouzení na MSÚ – interakční diagram větve B sloupu H3.....	177
Obr. 165 – Průběh posouvajících sil ve sloupech .....	178
Obr. 166 – Schéma výztuže sloupů .....	180
Obr. 167 – Geometrie základové desky a tuhost podloží (Winkler-Pasternakovy konstanty).....	186
Obr. 168 – Plochy obrazců – geostatické napětí a strukturální pevnost .....	187
Obr. 169 – Návrhová liniová zatížení základové desky.....	188
Obr. 170 – Návrhové plošné zatížení základové desky .....	188
Obr. 171 – Kontaktní napětí v základové spáře.....	189
Obr. 172 – Sedání základové desky .....	189
Obr. 173 – Výztuž horní ve směru osy x.....	190
Obr. 174 – Výztuž horní ve směru osy y .....	190
Obr. 175 – Výztuž spodní ve směru osy x.....	191

## Návrh nosné konstrukce domu s pečovatelskou službou, Praha

---

Obr. 176 – Výztuž spodní ve směru osy y.....	191
Obr. 177 – Geologický profil.....	193
Obr. 178 – Zatížení a geometrie základové patky – řez základovou konstrukcí .....	193
Obr. 179 – Geometrie základové patky H4 – půdorysné rozměry .....	194
Obr. 180 – Posouzení MSÚ – únosnost základové patky H4.....	194
Obr. 181 – Posouzení na 2. mezní stav – sedání základové patky H4 .....	195
Obr. 182 – Posouzení MSÚ – únosnost upravené základové patky H4.....	196
Obr. 183 – Posouzení na 2. mezní stav – sedání základové patky H4.....	196
Obr. 184 – Návrh a posouzení výztuže železobetonové patky H4 .....	197
Obr. 185 – Geometrie základové patky H3 – půdorysné rozměry .....	198
Obr. 186 – Posouzení MSÚ – únosnost základové patky H3.....	199
Obr. 187 – Posouzení na 2. mezní stav – sedání základové patky H3 .....	199
Obr. 188 – Návrh a posouzení výztuže železobetonové patky H3 .....	200