

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**FAKULTA STAVEBNÍ**

Katedra betonových a zděných konstrukcí



**DIPLOMOVÁ PRÁCE**

Konstrukční řešení administrativní budovy

Bc. Dominika Šrámková

Praha 2020

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: ..... Jméno: ..... Osobní číslo: .....  
Zadávací katedra: .....  
Studijní program: .....  
Studijní obor: .....

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: .....  
Název diplomové práce anglicky: .....  
Pokyny pro vypracování:

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího diplomové práce: .....

Datum zadání diplomové práce: ..... Termín odevzdání diplomové práce: .....  
*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 ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Bc. Dominika Šrámková

Název diplomové práce: Konstrukční řešení administrativní budovy

Základní část: Katedra betonových a zděných konstrukcí podíl: 85 %

Formulace úkolů: Konstrukční řešení administrativní budovy, technická zpráva, předběžný statický výpočet, detailní návrh konkrétních prvků, výkres tvaru, výkres výztuže.

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

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

2. Část: Katedra geotechniky podíl: 10 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Jan Kos, CSc. K135

Formulace úkolů: Návrh a posouzení základových konstrukcí, pilotový plán.

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

3. Část: Katedra pozemních staveb podíl: 5 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Ctislav Fiala, Ph.D. K124

Formulace úkolů: Návrh skladeb konstrukcí, základní tepelně-technické posouzení.

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)



### Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci na téma **Konstrukční řešení administrativní budovy** vypracovala samostatně za vedení vedoucí doc. Ing. Jitky Vaškové, CSc., a že veškeré podklady, ze kterých jsem čerpala, jsou uvedeny v seznamu použitých zdrojů.

Dále prohlašuji, že nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu §60 zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Praze dne 24. 5. 2020

.....

podpis





### **Poděkování**

Ráda bych poděkovala doc. Ing. Jitce Vaškové, CSc. za její odborné vedení a užitečné rady při zpracování diplomové práce. Dále chci poděkovat konzultantům panu Ing. Ctislavu Fialovi, Ph.D., doc. Ing. Michalu Janderovi, Ph.D. a Ing. Janu Kosovi, CSc. Také bych ráda poděkovala rodině, spolužákům a kolegům za pomoc a podporu při práci.



---

**KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ ADMINISTRATIVNÍ BUDOVY**

OFFICE BUILDING STRUCTURE DESIGN



**Anotace:**

Práce se zabývá návrhem nosné konstrukce administrativní budovy, kterou tvoří betonový skelet. Na základě předběžného statického výpočtu byl vytvořen 3D model v programu SCIA Engineer. Následně jsou vybrány pro posouzení a návrh konkrétní prvky. Práce obsahuje technickou zprávu, statický výpočet a výkresovou dokumentaci zahrnující výkresy tvaru, výkresy výztuže.

**Klíčová slova:** nosná konstrukce, administrativní budova, železobetonový skelet, 3D model, předběžný statický výpočet

**Annotation:**

The diploma thesis is focused on load bearing structure design of office building. Structure consist of a concrete skeleton. The 3D model of the object was created based on preliminary static design. Subsequently, specific elements are chosen for detailed design and assessment. The thesis contains the technical report, preliminary static design, detailed design of selected elements and drawing documentation.

**Keywords:** load bearing structure, office building, reinforced concrete skeleton, 3D model, preliminary static design



## Obsah

- TECHNICKÁ ZPRÁVA
- PŘEDBĚŽNÝ STATICKÝ VÝPOČET
- 3D MODEL A NÁVRH VYBRANÝCH PRVKŮ

## Seznam příloh

- Výkres č. 1 – ŘEZ SCHODIŠTĚM M 1:75
- Výkres č. 2 – SCHODIŠŤOVÉ RAMENO R1-01 – Výkres tvaru M 1:25
- Výkres č. 3 – SCHODIŠŤOVÉ RAMENO R1-01 – Výkres výztuže M 1:25
- Výkres č. 4 – VÝKRES TVARU ZÁKLADOVÉ DESKY – ČÁST A M 1:75
- Výkres č. 5 – V VÝKRES TVARU ZÁKLADOVÉ DESKY – ČÁST B M 1:75
- Výkres č. 6 – VÝKRES TVARU 2. PP – ČÁST A M 1:75
- Výkres č. 7 – VÝKRES TVARU 2. PP – ČÁST B M 1:75
- Výkres č. 8 – VÝKRES TVARU 1. PP – ČÁST A M 1:75
- Výkres č. 9 – VÝKRES TVARU 1. PP – ČÁST B M 1:75
- Výkres č. 10 – VÝKRES TVARU 4. NP – ČÁST A M 1:75
- Výkres č. 11 – VÝKRES TVARU 4. NP – ČÁST B M 1:75
- Výkres č. 12 – VÝKRES TVARU 6. NP – ČÁST A M 1:75
- Výkres č. 13 – VÝKRES TVARU 6. NP – ČÁST B M 1:75
- Výkres č. 14 – VÝKRES DOLNÍ VÝZTUŽE 4. NP – ČÁST A M 1:75
- Výkres č. 15 – VÝKRES HORNÍ VÝZTUŽE 4. NP – ČÁST B M 1:75
- Výkres č. 16 – PILOTOVÝ PLÁN M 1:100



## Zdroje

### 1. Normy

- [1] **ČSN EN 1990 73 0002: Eurokód 0** : *Zásady navrhování konstrukcí*. Ed. 2. Praha: Český normalizační institut, 2015.
- [2] **ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1**: *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004
- [3] **ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1**: *Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, 2005
- [4] **ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1**: *Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, 2007
- [5] **ČSN EN 1991-1-6 Eurokód 1**: *Zatížení konstrukcí: Obecná zatížení - Zatížení během provádění*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [6] **ČSN EN 1992-1-1 73 1201 Eurokód 2**: - *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Ed. 2 Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019
- [7] **ČSN EN 206+A1 73 2403**: *Beton – specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014
- [8] **ČSN EN 206 P 73 2404**: *Beton – specifikace, vlastnosti, výroba a shoda – doplňující*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2016
- [9] **TP ČBS 02**: *Bílé vany - vodotěsné betonové konstrukce*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI a ČBS Servis, s.r.o., 2007
- [10] **ČSN EN 1484 72 3064**: *Betonové prefabrikáty – Schodiště*. Praha: Český normalizační institut, 2008
- [11] **ČSN EN 10080** – *Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně*. 2. vydání. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [12] **ČSN EN 42 0139** – *Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná žebříková betonářská ocel – Všeobecně*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, meteorologii a státní zkušebnictví, 2011
- [13] **ČSN EN 1997-1 Eurokód 7**: *Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006
- [14] **ČSN EN 1536 - 73 1031**: *Provádění speciálních geotechnických prací - Vrtané piloty*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.



## 2. Software

- [15] SCIA Engineer 2019
- [16] NEMETSCHEK Allplan 2018-
- [17] MS Office 2013 - Word
- [18] MS Office 2013 - Excel
- [19] FIN EC - posouzení prvků
- [20] GEO5 - posouzení prvků
- [21] Teplo 2017 EDU

## 3. Literatura

- [22] DRBOHLAVOVÁ, Lucie a Hana HANZLOVÁ. *Betonové a zděné konstrukce v architektuře 1: komentované případy*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2011. ISBN 978-80-01-04888-7.
- [23] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy*. 11/2016. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05587-8.
- [24] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí 1*. 3. vyd. Praha: ČBS Servis, 2007. ISBN 978-80-903807-5-2.
- [25] MASOPUST, Jan a Věra GLISNÍKOVÁ. *Zakládání staveb: modul M01 : zakládání staveb*. 3. vyd. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2007. Studijní opory pro studijní programy s kombinovanou formou studia. ISBN 978-80-7204-538-9.

## 4. Webové stránky

- [26] Skladby a systémy DEK [online]. Stavebniny DEK [cit. 2020-05-24]. Dostupné z: <https://www.dek.cz/obsah/technicka-podpora/skladby-a-systemy-dek>
- [27] Knauf: Závěsné podhledy [online]. [cit. 2020-05-24]. Dostupné z: <https://www.knauf.cz/file/4692-d11-zavesene-podhledy-knauf.pdf>



- [28] Knauf: Příčky [online]. [cit. 2020-05-24]. Dostupné z:  
<https://www.knauf.cz/file/4486-pricky.pdf>
- [29] ČÚZK: Státní správa zeměměřičství a katastru [online]. [cit. 2020-05-24].  
Dostupné z: <https://www.cuzk.cz/>
- [30] Belar: Grief-akustika [online]. Greif-akustika, s. r. o [cit. 2020-05-24]. Dostupné z:  
[http://www.greif.cz/download/2018/ITS216-01\\_Belar\\_-\\_technicky\\_popis.pdf](http://www.greif.cz/download/2018/ITS216-01_Belar_-_technicky_popis.pdf)
- [31] Peikko: Výrobky pro prefabrikované konstrukce [online]. Peikko Group [cit. 2020-05-24]. Dostupné z: <https://www.peikko.cz/>
- [32] Konstrukční zásady prvků dle EN 1992-1-1 [online]. Ing. Martin Tipka, Ph.D. [cit. 2020-05-24]. Dostupné z:  
[http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka\\_soubory/NNKB/pomucky\\_NNKB\\_soubory/10\\_konstrukcni\\_zasady.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka_soubory/NNKB/pomucky_NNKB_soubory/10_konstrukcni_zasady.pdf)
- [33] Nomogramy pro návrh průřezů sloupů [online]. Ing. Martin Tipka, Ph.D [cit. 2020-05-24]. Dostupné z:  
[http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka\\_soubory/NNKB/pomucky\\_NNKB\\_soubory/10\\_nomogramy.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka_soubory/NNKB/pomucky_NNKB_soubory/10_nomogramy.pdf)
- [34] Návrh výztuže prefabrikovaného průvlaku [online]. Ing. Martin Tipka, Ph.D. [cit. 2020-05-24]. Dostupné z:  
[http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BL01-Prvky%20Betonovych%20konstrukci/prvky%20bet.%20konstr.\\_navrh.%20dle%20uls.pdf](http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BL01-Prvky%20Betonovych%20konstrukci/prvky%20bet.%20konstr._navrh.%20dle%20uls.pdf)
- [35] ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. Výpočet šířky trhlin [online]. Beton TKS, 2014 [cit. 2020-05-24]. Dostupné z:  
[http://www.betontks.cz/sites/default/files/2014-6-68\\_0.pdf](http://www.betontks.cz/sites/default/files/2014-6-68_0.pdf)
- [36] HD-TRANSPORTANKERSYSTEM: BETON [online]. HALFEN, 2016 [cit. 2020-05-24]. Dostupné z:  
[https://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/catalogues/liftingsystems/HD\\_16.pdf](https://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/catalogues/liftingsystems/HD_16.pdf)  
<http://people.fsv.cvut.cz/~fladrjos/grant/frvs2012/manual.pdf>



[37] Mezní stavy použitelnosti [online]. in:K133 - Katedra betonových konstrukcí a zděných staveb: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D. [cit. 2020-05-24]. Dostupné z:

<http://people.fsv.cvut.cz/www/foglamar/Download/BEK3-MSP-prednaska.pdf>

[38] Tabulky pro návrh obdélníkového průřezu [online]. K133: Katedra betonových a zděných konstrukcí - Staré pomůcky [cit. 2020-05-24]. Dostupné z:

[https://concrete.fsv.cvut.cz/stare/pomucky/down/tab\\_navrh\\_obdelnik\\_prurez.pdf](https://concrete.fsv.cvut.cz/stare/pomucky/down/tab_navrh_obdelnik_prurez.pdf)

## **Další zdroje**

[39] Česká geologická služba – Geofond – REGISTR HYDROGEOLOGICKÉ PROZKOUMANOSTI – P 107733 – PV-1

[40] Posouzení šířky trhliny základové desky bílé vany dle ČSN EN 1992-1-1, XLS soubor (poskytnuto firmou HSD statika, s.r.o.)

[41] Posouzení únosnosti sloupu – interakční diagram dle ČSN EN 1991-1, XLS soubor (poskytnuto od FSv ČVUT).

[42] Podklad architektonické studie pro výběrové řízení zhotovitele objektu



**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**FAKULTA STAVEBNÍ**

Katedra betonových a zděných konstrukcí



**TECHNICKÁ ZPRÁVA**

Konstrukční řešení administrativní budovy

Bc. Dominika Šrámková

Praha 2020



## Obsah

1. Úvod.....	4
1.1. Identifikační údaje.....	4
1.2. Umístění stavby.....	4
1.3. Rozsah dokumentace.....	5
2. Zatížení .....	6
2.1. Stálá zatížení .....	6
2.2. Užitná zatížení.....	6
2.3. Klimatická zatížení.....	6
2.3.1. Zatížení sněhem .....	6
2.3.2. Zatížení větrem .....	6
2.3.3. Dynamické zatížení.....	7
2.3.4. Zatížení dočasná a montážní.....	7
2.3.5. Zemní tlak .....	7
2.4. Kombinace zatížení.....	7
3. Normy .....	7
4. Software.....	8
5. Konstrukce.....	8
5.1. Životnost konstrukce.....	8
5.1.1. Trvanlivost z hlediska stupně vlivu prostředí.....	8
5.1.2. Krytí výztuže.....	9
5.2. Založení.....	9
5.3. Konstrukční řešení objektu .....	9
5.3.1. Konstrukční schéma 2. PP .....	10
5.3.2. Konstrukční schéma 1. PP .....	11
5.3.3. Konstrukční schéma 1.NP.....	12



5.3.4.	Konstrukční schéma 2.NP, 3.NP, 4.NP, 5.NP .....	13
5.3.5.	Konstrukční schéma 6.NP.....	14
5.4.	Bílá vana.....	15
5.4.1.	Specifikace betonu bílé vany .....	16
6.	Materiály.....	16
6.1.	Beton .....	16
6.2.	Ocel .....	17
6.3.	Sklo .....	17
7.	Závěr.....	18
	Seznam obrázků.....	19



## 1. Úvod

Předmětem diplomové práce je administrativní budova banky v Pardubicích, kterou tvoří železobetonový skeletový systém. Konstrukční řešení bylo převzato z architektonického návrhu. Podkladem jsou pouze půdorysy a řezy budovy. Ostatní nutné údaje pro zpracování statického návrhu jsou určeny dodatečně. Jedná se o novostavbu. Součástí práce je předběžný návrh budovy a detailní návrh vybraných částí.

Objekt má dvě podzemní a šest nadzemních podlaží. Rozměr nadzemních částí je přibližně 65x65 m a rozměr podzemních podlaží je přibližně 81x81 m.

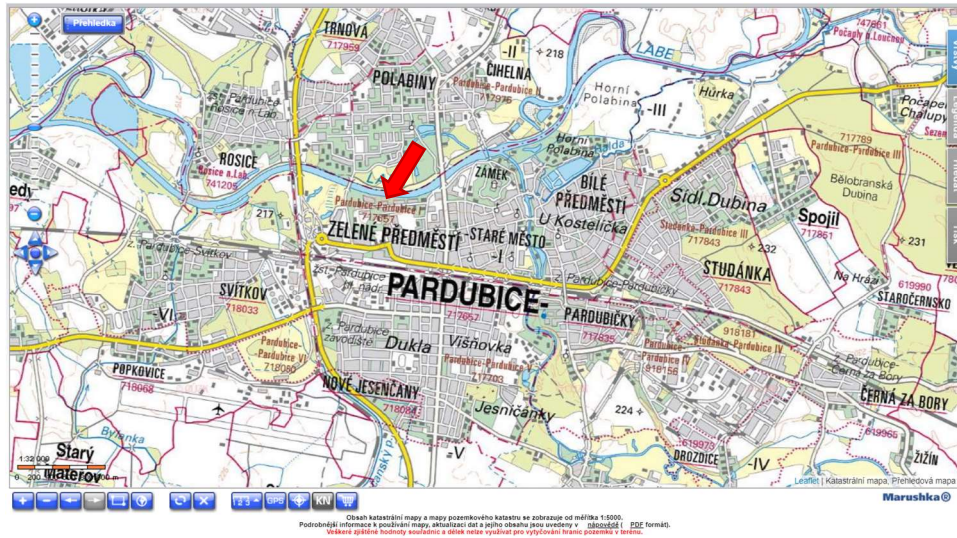
Hlavní vstup do budovy se nachází v 1.NP, dále zde najdeme pasáž a podloubí na jižní straně budovy. Vjezd do garáže je z ulice U Pivovaru v severozápadním rohu budovy. V podzemní části budovy se nachází garáže, část prostorů je využito pro zázemí jídelny, pro sklady či šatny. V prvním nadzemním podlaží se nachází jídelna, kavárna, recepce a klientské pobočky. Ve vyšších patrech jsou pouze kancelářské prostory se zázemím (kuchyňky, WC). Budova má střešní terasu s intenzivní vegetací nad 5.NP.

### 1.1. Identifikační údaje

Název projektu:	Budova banky v Pardubicích
Typ budovy:	administrativní budova
Katastrální území:	Pardubice
Charakter stavby:	novostavba
Vypracovala:	Bc. Dominika Šrámková

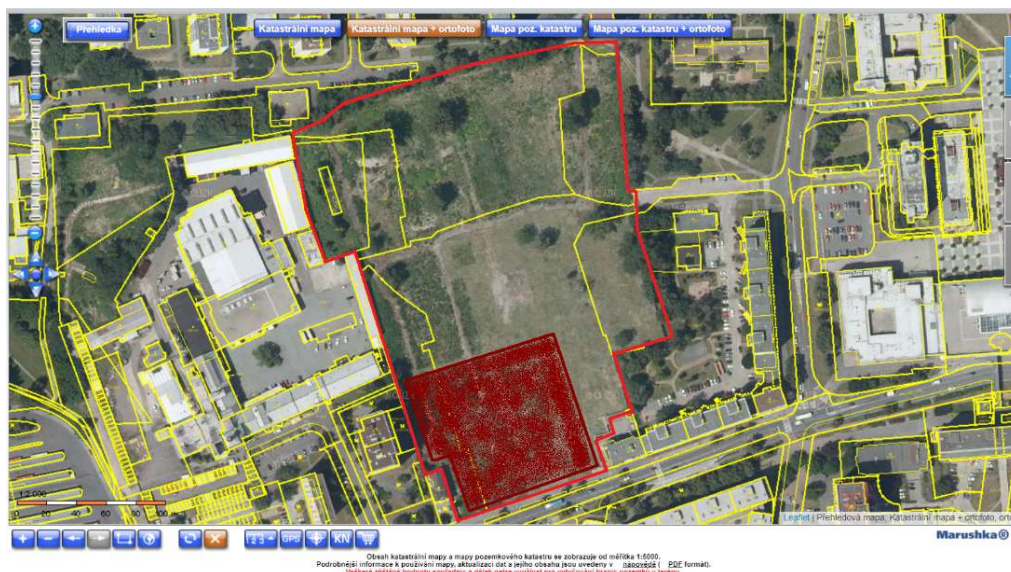
### 1.2. Umístění stavby

Parcela se nachází v krajském městě Pardubického kraje v Pardubicích. Na stavební parcele nebyl doposud žádný objekt.



Obrázek 1 - Katastrální mapa [29]

Budova leží v rovinatém terénu poblíž řeky Labe. Okolí stavby je zastavěné průmyslovými budovami, budovy s občanským vybavením i obytnými domy.



Obrázek 2 Katastrální mapa – vyznačení polohy stavby [29]

### 1.3. Rozsah dokumentace

Dokumentace je vypracována v souladu se zadáním. Součástí projektu je technická zpráva, předběžný statický výpočet, detailní návrh, posouzení vybraných prvků a vybrané výkresy a výztuže.



## 2. Zatížení

### 2.1. Stálá zatížení

Stálé zatížení je uvažováno podle ČSN EN 1991-1-1 – Zatížení konstrukcí.

### 2.2. Užitná zatížení

Užitné zatížení je uvažováno podle ČSN EN 1991-1-1 – Zatížení konstrukcí:

- Kancelářské plochy: 3,0 kN/m<sup>2</sup> - kategorie B
- Schodiště: 3,0 kN/m<sup>2</sup> - kategorie B
- Garáže: 2,5 kN/m<sup>2</sup> - kategorie F
- Restaurace: 3,0 kN/m<sup>2</sup> - kategorie C1
- Posilovna: 5,0 kN/m<sup>2</sup> - kategorie C4
- Skladovací plochy, terasy a posilovna: 5,0 kN/m<sup>2</sup> - kategorie C5
- Pochozí střecha: 3,0 kN/m<sup>2</sup> - kategorie C1
- Nepochozí střecha: 0,75 kN/m<sup>2</sup> - kategorie H

Pozn. Umístění nestandardních předmětů a zařízení s velkou hmotností musí být odsouhlaseno statikem.

### 2.3. Klimatická zatížení

#### 2.3.1. Zatížení sněhem

Podle ČEN EN 1991-1-3 se objekt nachází v první sněhové oblasti. Charakteristická hodnota zatažení sněhem je  $s_k = 0,7$  kN/m<sup>2</sup>. Součinitel zatížení  $\gamma_Q = 1,5$ .

#### 2.3.2. Zatížení větrem

Podle ČEN EN 1991-1-4 se objekt nachází ve druhé větrné oblasti. Charakteristická hodnota zatažení větrem je  $v_{b,0} = 25,0$  kN/m<sup>2</sup>. Kategorie terénu je IV. Součinitel zatížení  $\gamma_Q = 1,5$ .



### **2.3.3. Dynamické zatížení**

V budově nebude instalováno žádné nestandardní zařízení vyvolující dynamické zatížení.

### **2.3.4. Zatížení dočasná a montážní**

Zatížení během stavby budovy je uvažováno podle ČSN EN-1991-1-6.

### **2.3.5. Zemní tlak**

Zatížení zemním tlakem bylo stanoveno podle podkladů z databáze vrtů získaných z geofondu v souladu s ČSN EN 1997-1 a ČSN 730037.

## **2.4. Kombinace zatížení**

Kombinace zatížení jsou uvažovány podle ČSN EN 1990.

## **3. Normy**

ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991: Zatížení konstrukcí

Část 1-1: Obecná zatížení

Část 1-2: Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru

Část 1-3 Zatížení sněhem

Část 1-4 Zatížení větrem

Část 1-6 Zatížení během provádění

ČSN EN 1992: Navrhování betonových konstrukcí

Část 1-1 Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

Část 1-2 Obecná pravidla – navrhování konstrukcí na účinky požáru



ČSN 73 1201: Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb (2010)

ČSN 73 0037: Zemní tlak na stavební konstrukce

ČSN EN 206-1: Beton

Část 1 Specifikace, vlastnosti, výroba, shoda

ČSN EN 13670: Provádění betonových konstrukcí

ČSN EN 1997: Navrhování geotechnických konstrukcí

Část 1 Obecná pravidla

TP ČBS 02: Bílé vany

## 4. Software

- SCIA Engineer 19.1 - výpočetní program MKP
- NEMETSCHEK Allplan 2018- výkresy
- MS Office 2013:
  - o Word - textová část
  - o Excel - tabulky, posouzení prvků
- FIN EC - posouzení prvků
- GEO5 - posouzení prvků

## 5. Konstrukce

### 5.1. Životnost konstrukce

Konstrukce je zařazena do návrhové kategorie životnosti 4 – budovy a další běžné stavby dle ČSN EN 1990, což jsou budovy navrhované na 50 let.

#### *5.1.1. Trvanlivost z hlediska stupně vlivu prostředí*

Stupně vlivu prostředí na jednotlivé konstrukce byly stanoveny v souladu s ČSN EN 206 a ČSN 732402.





### **5.1.2. Krytí výztuže**

Předpokládané krytí výztuže uvedené v rámci statického výpočtu je v souladu s ČSN EN 1992-1-1. Zohledňuje hledisko podmínek prostředí i hledisko soudržnosti. Přídavek krytí pro návrhovou odchylku  $\Delta c_{dev} = 5$  mm.

### **5.2. Založení**

Informace o podloží byly získány z databáze České geologické služby. Dle průzkumu se v základové spáře nachází silně zvětralý slínovec třídy R5. Hloubka vrtu je 9,1 m, tedy necelý metr pod základovou spáru. Základová spára se nachází 8,5 m pod terénem. Úroveň před-kvartérního podloží nebyla zjištěna.

Sondami byla zjištěna hladina spodní vody v úrovni 5 m pod terénem. Spodní stavba je tedy zatížena vodním tlakem 3,5 m od základové spáry.

Z inženýrsko-geologického průzkumu vyplývá, že základová spára se nachází v hornině třídy R5 s  $R_{dt} = 300$  kPa. Je navrženo založení na vrtaných velko-průměrových pilotách s tloušťkou základové desky 500 mm. Základová deska je součástí konstrukce bílé vany.

### **5.3. Konstruktivní řešení objektu**

Dispozice objektu byla převzata z architektonické studie a cílem bylo dodržet rozmístění nosných konstrukcí, podle zadání. Materiálové řešení nebylo specifikováno, tudíž skladby pro zatížení i dělicí konstrukce jsou navrženy v předběžném statickém výpočtu.

Objekt tvoří železobetonová monolitická konstrukce. Konstruktivní systém je kombinovaný. Svislé nosné konstrukce jsou převážně sloupy doplněné ztužujícími jádry, stěnami kolem šachet a obvodovými stěnami v podzemních podlažích.

V podzemních podlažích obvodová železobetonová monolitická stěna tvoří konstrukci bílé vany. Konstrukce je ztužena dvěma železobetonovými jádry. Rozměry nosných konstrukcí jsou určeny v předběžném statickém návrhu.

Vodorovné nosné konstrukce jsou monolitické železobetonové desky obousměrně pnuté, převážně lokálně podepřené sloupy. Deska je tloušťky 250 mm, v oblasti podpor je zesílena. To platí ve všech podlažích, pouze v 5. NP má deska 300 mm.

### 5.3.1. Konstrukční schéma 2. PP

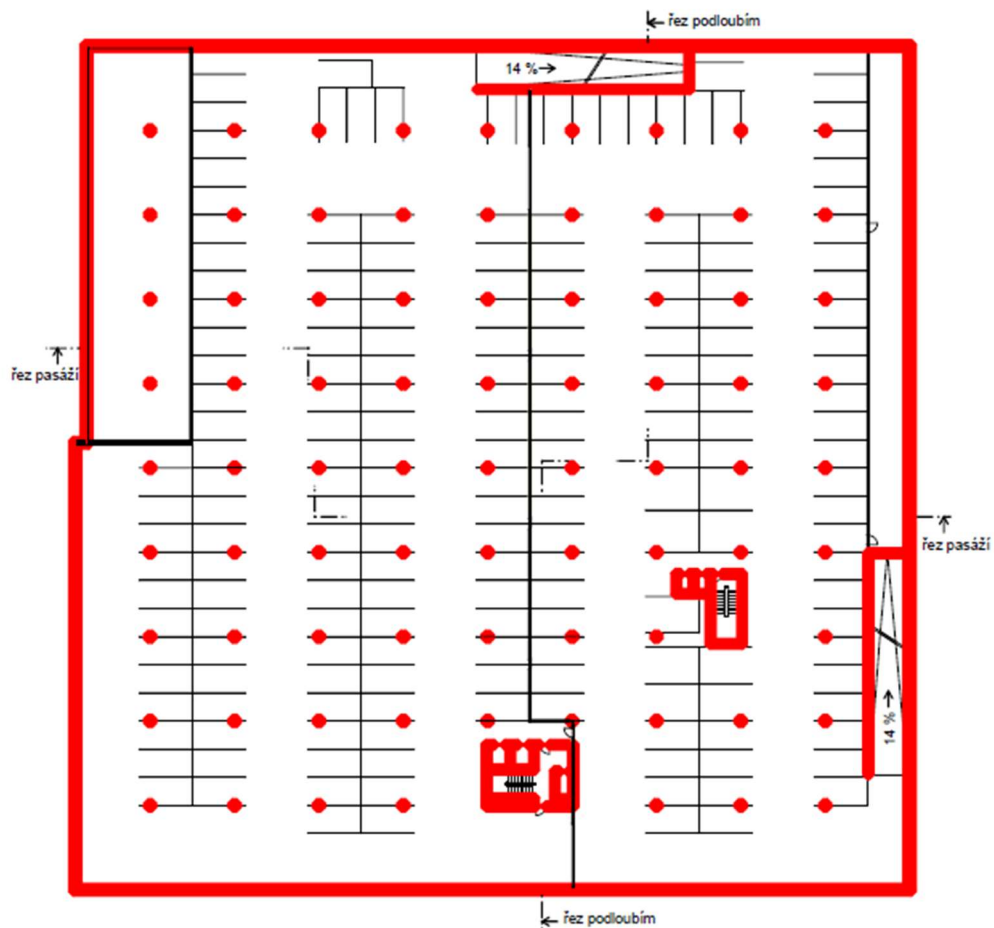
Konstrukční výška podlaží: 3000 mm

Svislé nosné konstrukce: železobetonové monolitické stěny - bílá vana a ztužující jádra, vnitřní nosné stěny, železobetonové monolitické sloupky

Vodorovné nosné konstrukce: železobetonová monolitická deska lokálně podepřená a po obvodě podepřená

Vertikální komunikace: monolitická dvouramenná schodiště, monolitické rampy

Využití podlaží: garáže



Obrázek 3- Svislé nosné konstrukce 2. PP



### 5.3.2. Konstrukční schéma 1. PP

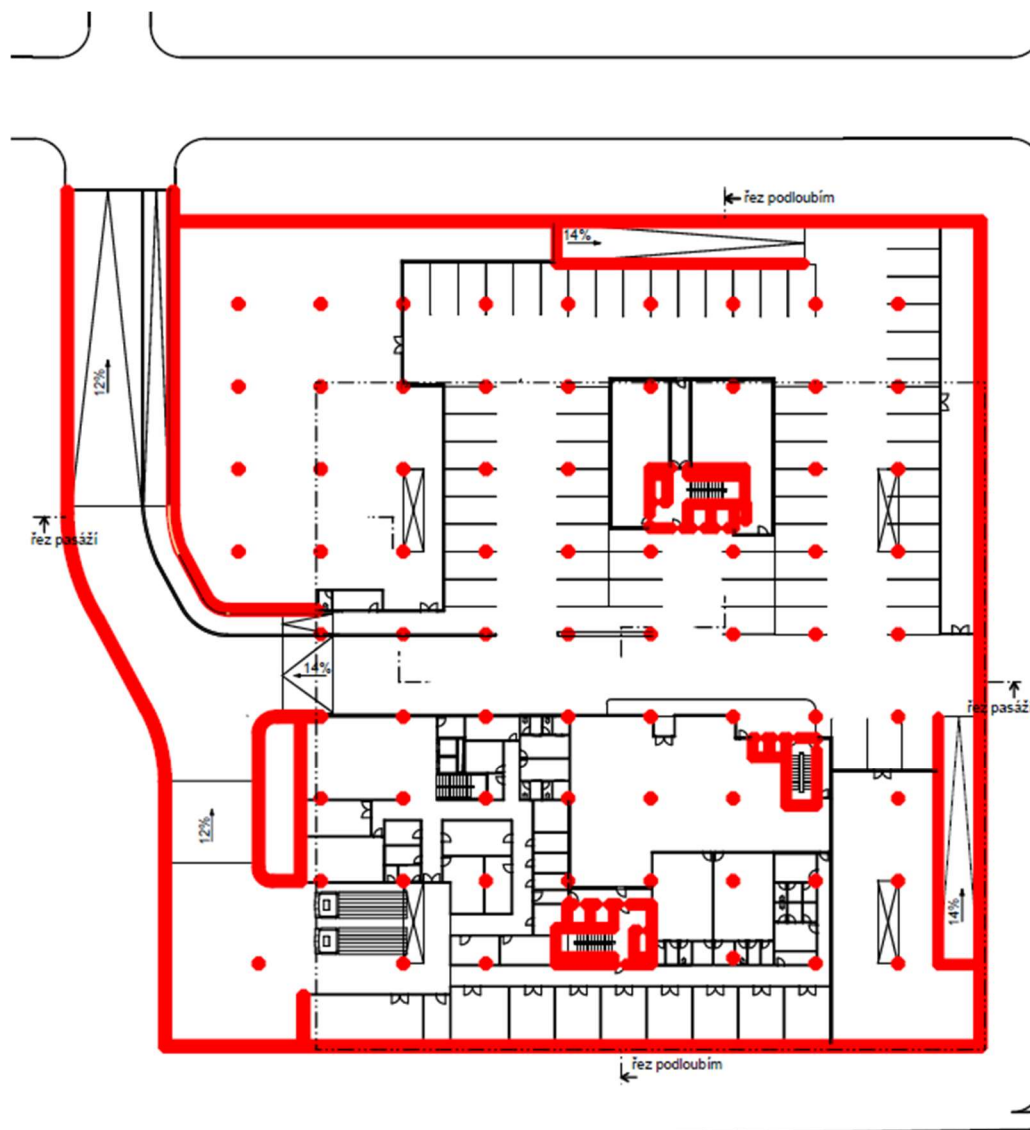
Konstrukční výška podlaží: 4750 mm

Svislé nosné konstrukce: železobetonové monolitické stěny - bílá vana a ztužující jádra, vnitřní nosné stěny, železobetonové monolitické sloupy

Vodorovné nosné konstrukce: železobetonová monolitická deska lokálně podepřená a po obvodě podepřená

Vertikální komunikace: monolitická schodiště, monolitické rampy

Využití podlaží: garáže, sklady, šatny, technické zázemí restaurace



Obrázek 4- Svislé nosné konstrukce 1. PP

### 5.3.3. Konstrukční schéma 1.NP

Konstrukční výška podlaží: 5350 mm

Svislé nosné konstrukce: železobetonové monolitické stěny (ztužující jádro),  
železobetonové monolitické sloupy

Vodorovné nosné konstrukce: železobetonová monolitická deska lokálně podepřená

Vertikální komunikace: monolitická schodiště

Využití podlaží: recepce, atrium, restaurace, kavárna, pobočky pojišťovny



Obrázek 5- Svislé nosné konstrukce 1.NP

### 5.3.4. Konstrukční schéma 2.NP, 3.NP, 4.NP, 5.NP

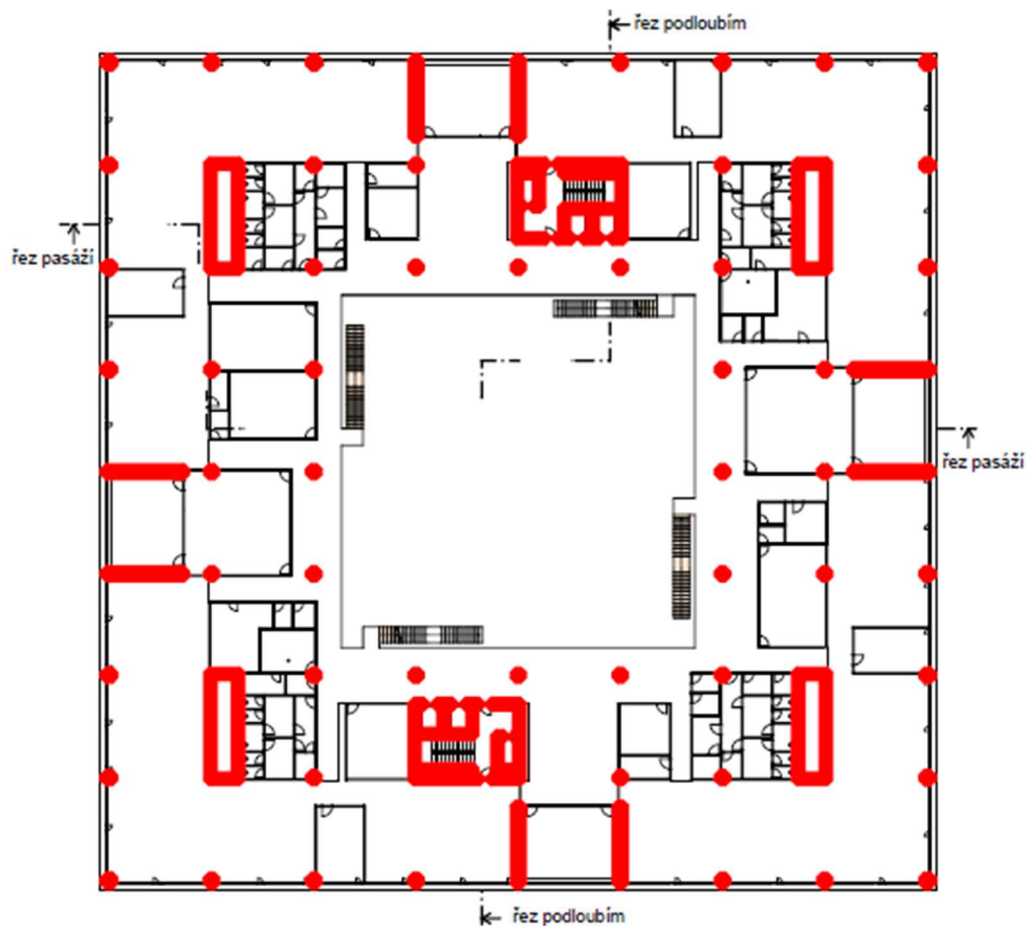
Konstrukční výška podlaží: 4050 mm

Svislé nosné konstrukce: železobetonové monolitické stěny (ztužující jádro),  
železobetonové monolitické sloupy

Vodorovné nosné konstrukce: železobetonová monolitická deska lokálně podepřená

Vertikální komunikace: monolitická schodiště

Využití podlaží: kancelářské prostory, zasedací místnosti, kancelářské zázemí (kuchyňky,  
toalety)



Obrázek 6 - Svislé nosné konstrukce 2.NP - 5.NP

### 5.3.5. Konstrukční schéma 6.NP

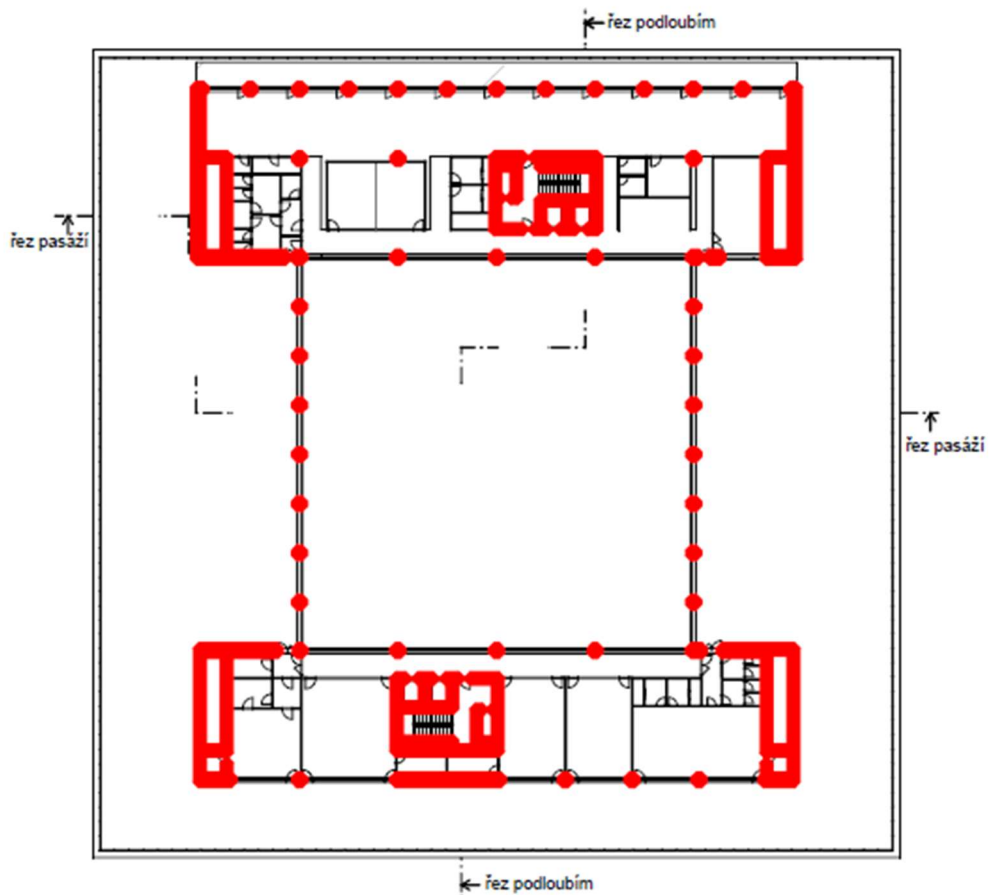
Konstrukční výška podlaží: 4050 mm

Svislé nosné konstrukce: železobetonové monolitické stěny (ztužující jádro), železobetonové monolitické sloupy

Vodorovné nosné konstrukce: železobetonová monolitická deska lokálně podepřená

Vertikální komunikace: monolitická schodiště

Využití podlaží: kancelářské prostory, zasedací místnosti, kancelářské zázemí (kuchyňky, toalety), posilovna



Obrázek 7 - Svislé nosné konstrukce 6.NP



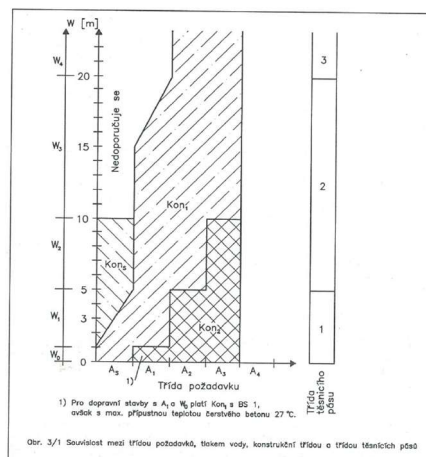
## 5.4. Bílá vana

- základová deska: C30/37-XC2, XA2-C1 0,2-D<sub>max</sub>16
- stěny: C30/37-XC2, XA2-C1 0,2-D<sub>max</sub>16

Bílá vana je konstrukce, která vedle nosné funkce přejímá i funkci těsnicí vůči prosakující vodě. Bílá vana by měla splňovat podmínky nepropustnosti betonu a zamezení vzniku trhlin a rozdělení vzniklých trhlin. U případného vzniku prosakujících trhlin musí dojít k dostatečné sanaci. Je nutno dbát na zpracovatelnost betonu, malé odlučování vody a dostatečnou hutnost betonové směsi. Důležitá je také správná volba výztuže, která omezí tvorbu trhlin. Nutné je zajistit správné provedení betonáže při zvýšené kázni. Množství výztuže, kterým je potřeba konstrukci vyztužit, se určí prokázáním únosnosti a prokázáním udržitelnosti.

V podzemních podlažích se nachází prostory garáží, prostory s domovní technikou apod. Jedná se tedy o třídu požadavků na vodonepropustnost A<sub>2</sub>, která se zkráceně označuje jako ‚lehce vlhké konstrukce‘. U této konstrukce je přípustné 1 % vlhkých míst na celém povrchu betonového dílu. Základová spára budovy se nachází v -8,500 m a hladina podzemní vody dosahuje do -5,000 m, pod terénem. Třída tlaku vody je W<sub>1</sub> (tlak vody > 1,0 až 5,0 m).

Konstrukční třída pro bedněné železobetonové stavební díly je určena na základě třídy požadavků A<sub>2</sub> a třídě tlaku vody W<sub>1</sub> podle následujícího grafu na obrázku č. 8. převzatého z TP ČBS 02. Konstrukční třída spodní stavby je Kon<sub>2</sub>. Určuje minimální tloušťku stavebního dílu, což je alespoň 0,3 m a šířka trhliny je omezena maximálně na 0,25 mm.



Obrázek 8 - Graf pro určení konstrukční třídy a třídy těsnících pásů [9]



### 5.4.1. Specifikace betonu bílé vany

Pro tuto konstrukci je doporučena třída betonu alespoň C25/30/BS2 A. U řešené budovy je použit beton C30/37. Podle normy ČSN EN 206-1 (ZMĚNA Z3) jsou požadavky na beton při předpokládané životnosti 50 let a betonu třídy XA2 následující:

- maximální w/c = 0,50
- minimální pevnostní třída betonu: C25/30
- indikativní minimální pevnostní třída dle ČSN EN 1992: C30/37
- minimální obsah cementu: 320 kg/m<sup>3</sup>
- maximální průsak vody při zkoušce dle ČSN EN 12390-8: 35 mm

Pevnosti v tlaku odpovídající C30/37 lze předepsat v případě použití SVC a směsných cementů až po 90 dnech tvrdnutí betonu.

Podkladní beton pod základovou deskou objektu bude hlazený a bude zde vložena dvojitá separační fólie PE. Mezi podkladní beton a svislé části konstrukce základové desky objektu bude vložena pružná separace. Výztuž betonu při tloušťce stěny 300 mm a krycí vrstvě 40 mm by měla být minimálně Ø12/150, aby nedocházelo k tvorbě časových trhlin.

## 6. Materiály

### 6.1. Beton

Třídy pevnosti betonu byly navrženy podle ČSN EN 206 [2].

- piloty: C25/30- XC2, XA2-C1 0,2-D<sub>max</sub>16
- podkladní beton: C16/20- XC2, XA2-C1 0,2- D<sub>max</sub>16
- bílá vana:
  - o základová deska: C30/37- XC2, XA2-C1 0,2-D<sub>max</sub>16
  - o stěny: C30/37- XC2, XA2-C1 0,2-D<sub>max</sub>16
- stěny: C30/37- XC1-C1 0,2-D<sub>max</sub>16
- vnitřní sloupy: C35/45- XC1-C1 0,2-D<sub>max</sub>16
- venkovní sloupy 1.NP: C40/50- XC4-C1 0,2-D<sub>max</sub>16
- deska nad 2.PP-4.NP: C30/37- XC1-C1 0,2-D<sub>max</sub>16
- deska nad 5-6.NP: C30/37- XC3-C1 0,2-D<sub>max</sub>16
- prefabrikované schodiště: C25/30- XC1-C1 0,2-D<sub>max</sub>16





Pozn. 1: Přesné složení betonové směsi včetně konzistence určí technolog dodavatele.

Pozn. 2: Vhodným složením betonové směsi budou u všech dodávaných betonů dodrženy hodnoty modulu pružnosti betonu uvedených v normě ČSN EN 1992-1-1 a ČSN ISO 6784.

Stupeň vlivu prostředí XC1 je zvolen pro suché, tedy všechny vnitřní konstrukce, XC2 je zvolen pro konstrukce základů a podkladního betonu, protože to jsou konstrukce vystavené dlouhodobému působení vody. Stupeň vlivu prostředí XC3 je zvolen pro betonové konstrukce v nepřímém kontaktu s interiérem, tyto konstrukce jsou chráněny například skladbou střechy či podlahy a stupeň vlivu prostředí XC4 je vhodný pro sloupy, které se nachází v exteriéru.

Stupeň XA se pak řídí podle agresivity chemických sloučenin v okolí betonové konstrukce. Zde je pro beton ve styku se zemínou uvažováno středně agresivní chemické prostředí XA2.

## 6.2. Ocel

Pro vyztužení betonu je použita betonářská ocel B500B.

- charakteristická pevnost v tahu:  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- průměrná hodnota modulu pružnosti:  $E_s = 210 \text{ GPa}$
- návrhová pevnost v tahu:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

Konstrukční ocel použitá pro zastřešení atria je S235.

- charakteristická pevnost v tahu:  $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$
- průměrná hodnota modulu pružnosti:  $E_s = 210 \text{ GPa}$
- návrhová pevnost v tahu:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{235}{1,0} = 235 \text{ MPa}$

## 6.3. Sklo

Konstrukce skleněného zastřešení musí zajistit, že v případě poškození nedojde k poranění osob padajícími střepy. Proto na vnitřní tabuli je použito sklo VSG, které tvoří souvrství skel, bezpečnostní folie a sklo. Při poškození skleněné tabule folie sklo drží a



brání rozsypaní skla. Na vnější tabuli je použito kalené sklo ESG o vysoké pevnosti. Mezi skleněné tabule je vložen distanční rámeček, který zajišťuje izolační vlastnosti konstrukce. Tloušťka obou skel bude 10 mm.

- plošná hmotnost:  $m = 50 \text{ kg/m}^2$
- plošné zatížení:  $f_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$

## **7. Závěr**

Dokumentace pro diplomovou práci byla vypracována podle platných norem s využitím běžně dostupných materiálů a technologií s přihlédnutím k místu stavby, architektonickým a technickým požadavkům.



## Seznam obrázků

Obrázek 1 - Katastrální mapa [29].....	5
Obrázek 2 Katastrální mapa – vyznačení polohy stavby [29] .....	5
Obrázek 3- Svislé nosné konstrukce 2. PP .....	10
Obrázek 4- Svislé nosné konstrukce 1. PP .....	11
Obrázek 5- Svislé nosné konstrukce 1.NP .....	12
Obrázek 6 - Svislé nosné konstrukce 2.NP - 5.NP .....	13
Obrázek 7 - Svislé nosné konstrukce 6.NP .....	14
Obrázek 8 - Graf pro určení konstrukční třídy a třídy těsnících pásků [9].....	15

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**FAKULTA STAVEBNÍ**

Katedra betonových a zděných konstrukcí



**PŘEDBĚŽNÝ STATICKÝ VÝPOČET**

Konstrukční řešení administrativní budovy

Bc. Dominika Šrámková

Praha 2020



## Obsah

1.	Konstrukční schéma objektu.....	5
2.	Krycí vrstva.....	10
3.	Zatížení .....	11
3.1.	Stálé zatížení .....	11
3.1.1.	Nosné konstrukce.....	11
3.1.2.	Skladba střech a podlah .....	11
3.1.3.	Podhled .....	14
3.1.4.	Obvodový plášť .....	14
3.1.5.	Stěny .....	15
3.1.6.	Posouzení obvodových konstrukcí na prostup tepla:.....	15
3.2.	Zemní tlak.....	16
3.3.	Schodišťové stupně.....	21
3.4.	Proměnná zatížení .....	23
3.4.1.	Užitné zatížení .....	23
3.4.2.	Přemístitelné příčky .....	24
3.4.3.	Zatížení sněhem .....	24
3.4.4.	Zatížení větrem .....	26
4.	Předběžný návrh tloušťky desky.....	28
4.1.	Předběžný návrh desky 6. NP, 5. NP .....	29
4.2.	Předběžný návrh desek 4. NP, 3. NP, 2. NP, 1. NP, 1. PP, 2. PP .....	30
4.3.	Ověření a návrh desek.....	32
5.	Předběžný návrh průvlaků .....	34
5.1.	Předběžný návrh průvlaku P1 v 6. NP .....	34
5.1.1.	Zatížení průvlaku .....	34
	Varianta A:.....	34



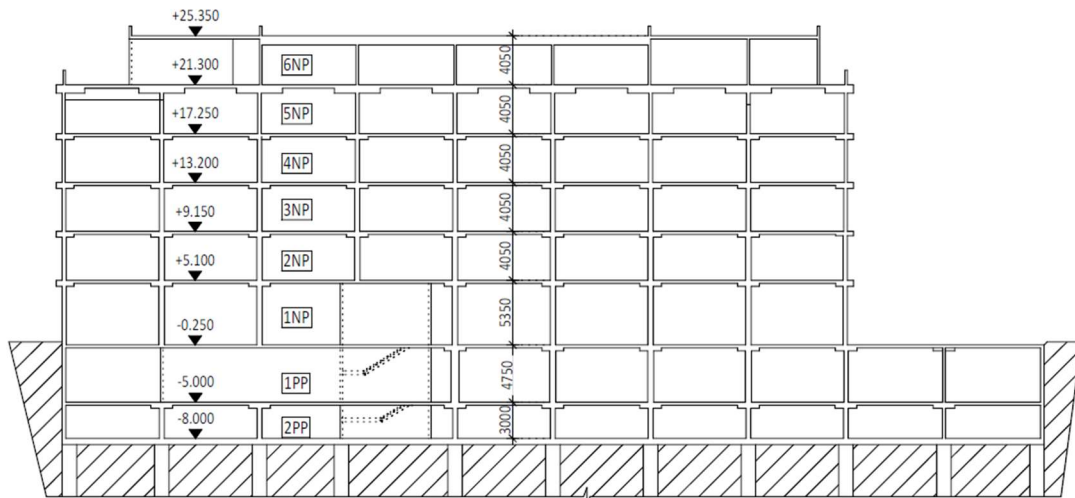
Varianta B: .....	35
Varianta C: .....	37
5.1.2. Ověření průvlaku z hlediska smyku.....	38
5.1.3. Ověření ohybové štíhlosti .....	39
5.2. Předběžný návrh průvlaku P1 v 6. NP .....	39
5.2.1. Zatížení průvlaku .....	40
5.2.2. Ověření průvlaku z hlediska smyku: .....	41
5.2.3. Ověření ohybové štíhlosti: .....	41
6. Předběžný návrh sloupů.....	42
6.1. Redukce normálové síly do sloupů: .....	44
6.2. Zatížení do sloupů a normálová únosnost:.....	45
6.2.1. Sloup D9 .....	45
6.2.2. Sloup C7 .....	47
6.2.3. Sloup I9.....	49
6.2.4. Sloup I10.....	50
6.2.5. Sloupy v 6. NP .....	52
6.2.6. Sloupy v podzemních podlažích .....	53
6.3. Ověření protlačení .....	53
7. Předběžný návrh stěn .....	57
7.1. Návrh stěny ztužujícího jádra.....	57
7.2. Předběžný návrh suterénních stěn.....	59
8. Schodiště.....	63
8.1. Parametry schodiště .....	64
8.2. Geometrie schodiště .....	65
9. Základové konstrukce .....	66
10. Prostorová tuhost objektu .....	67
11. Závěr .....	67



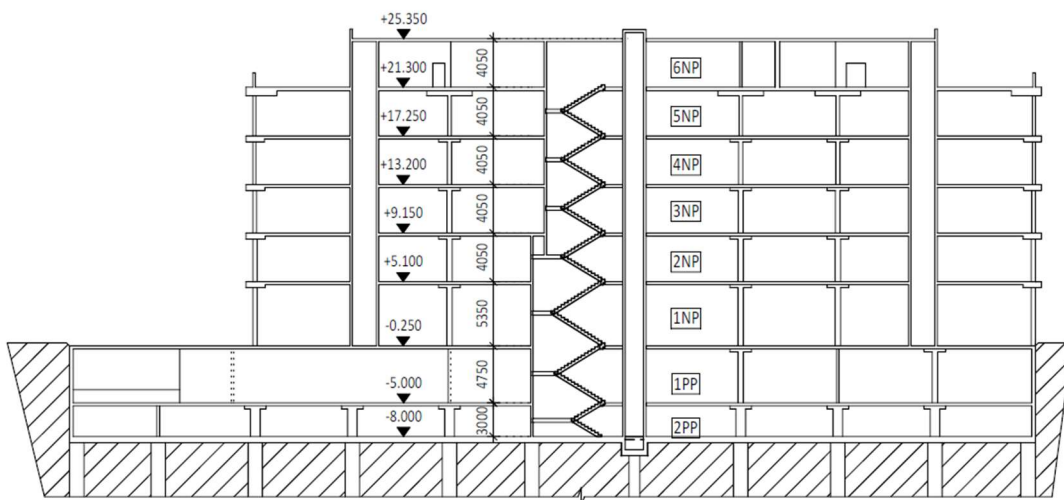
Seznam obrázků.....	68
Seznam tabulek.....	69



## 1. Konstrukční schéma objektu

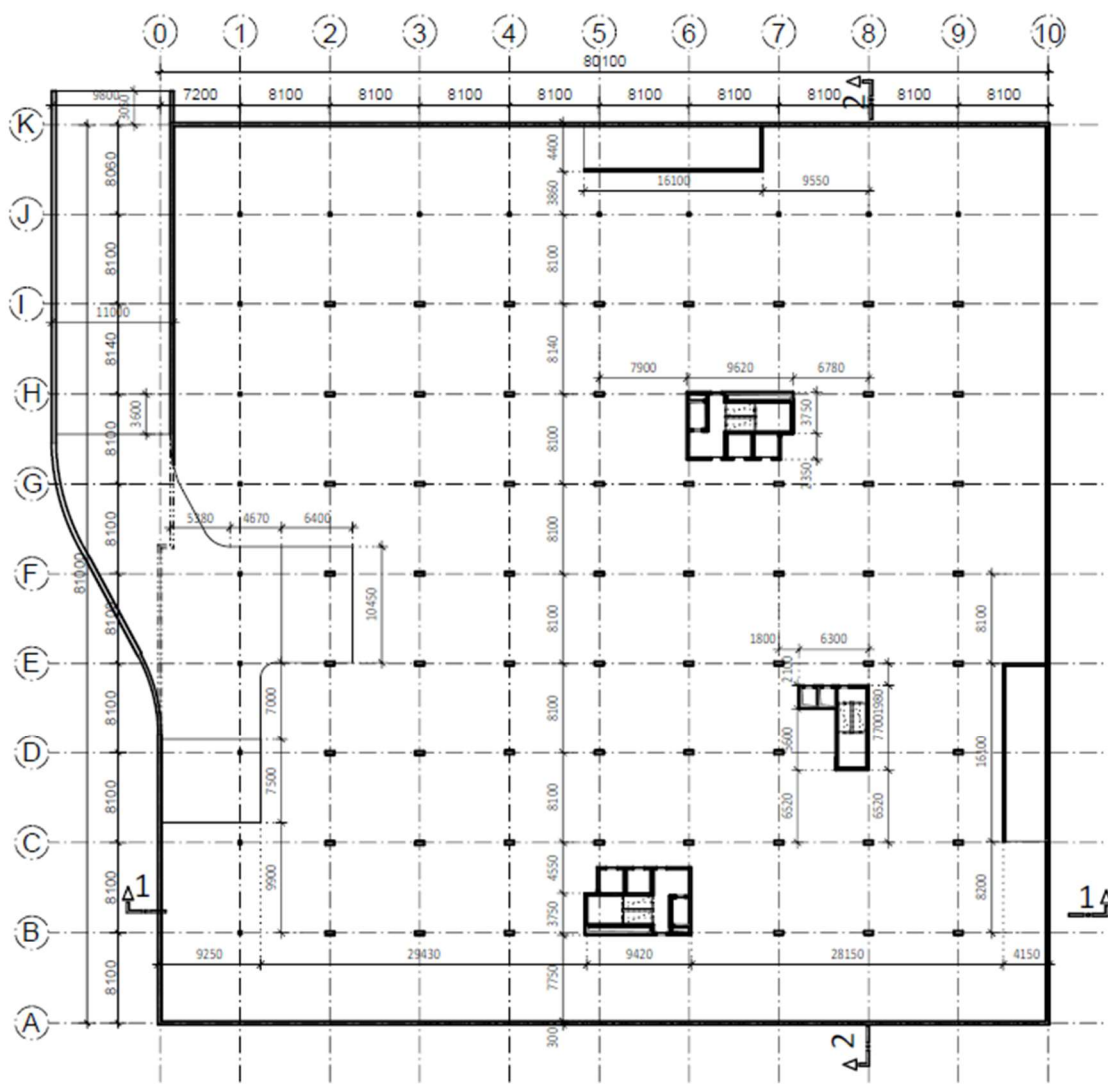


Obrázek 1 - Konstrukční řez 1-1

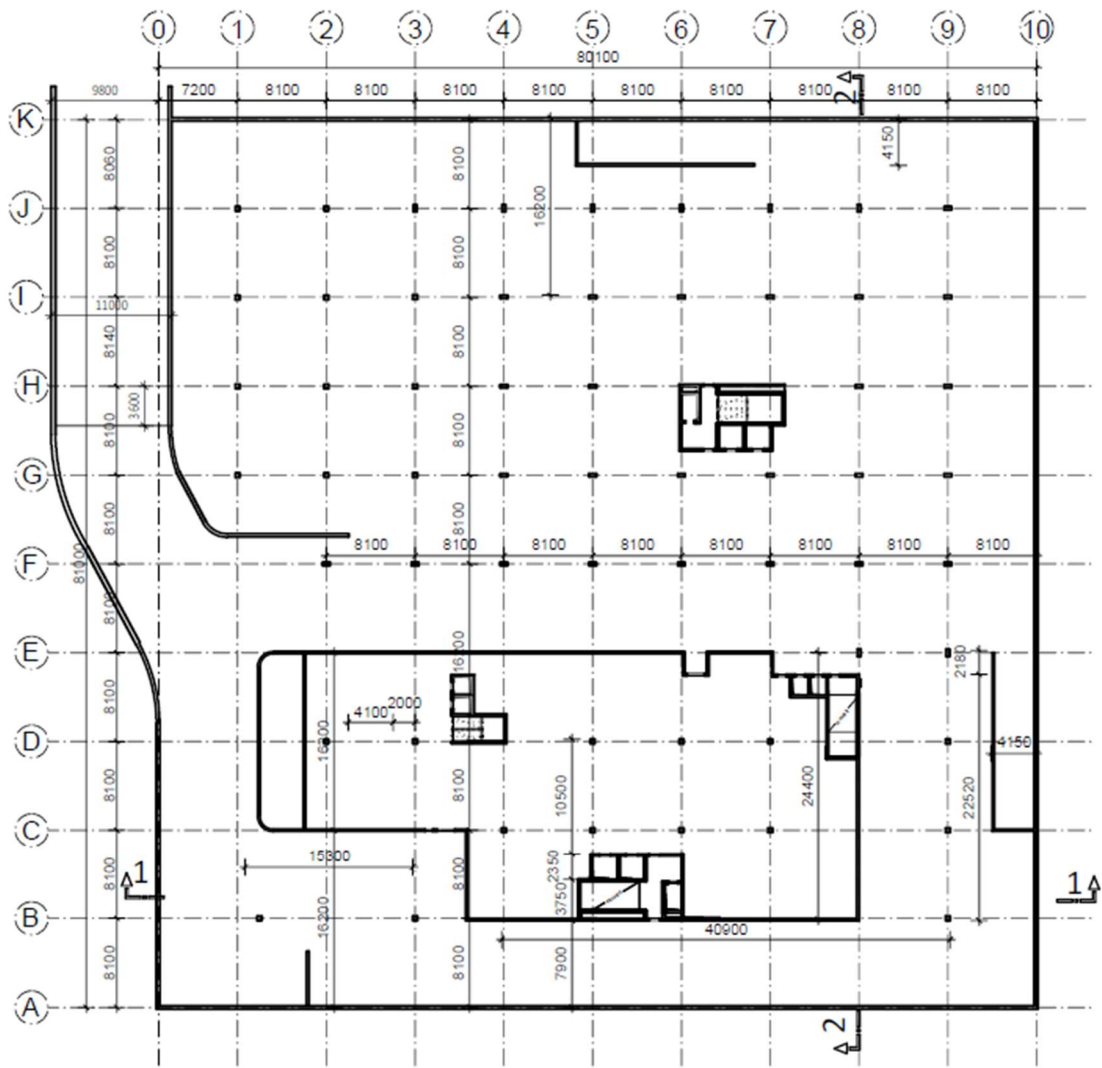


Obrázek 2 - Konstrukční řez 2-2

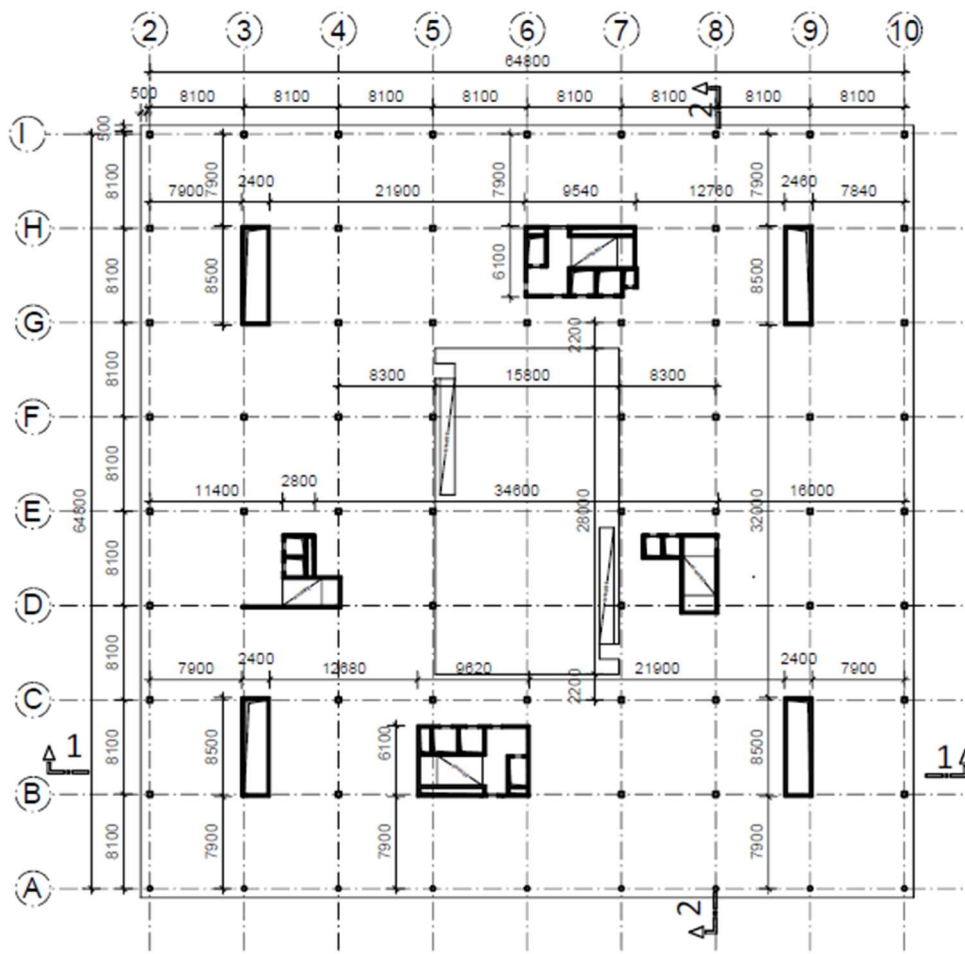




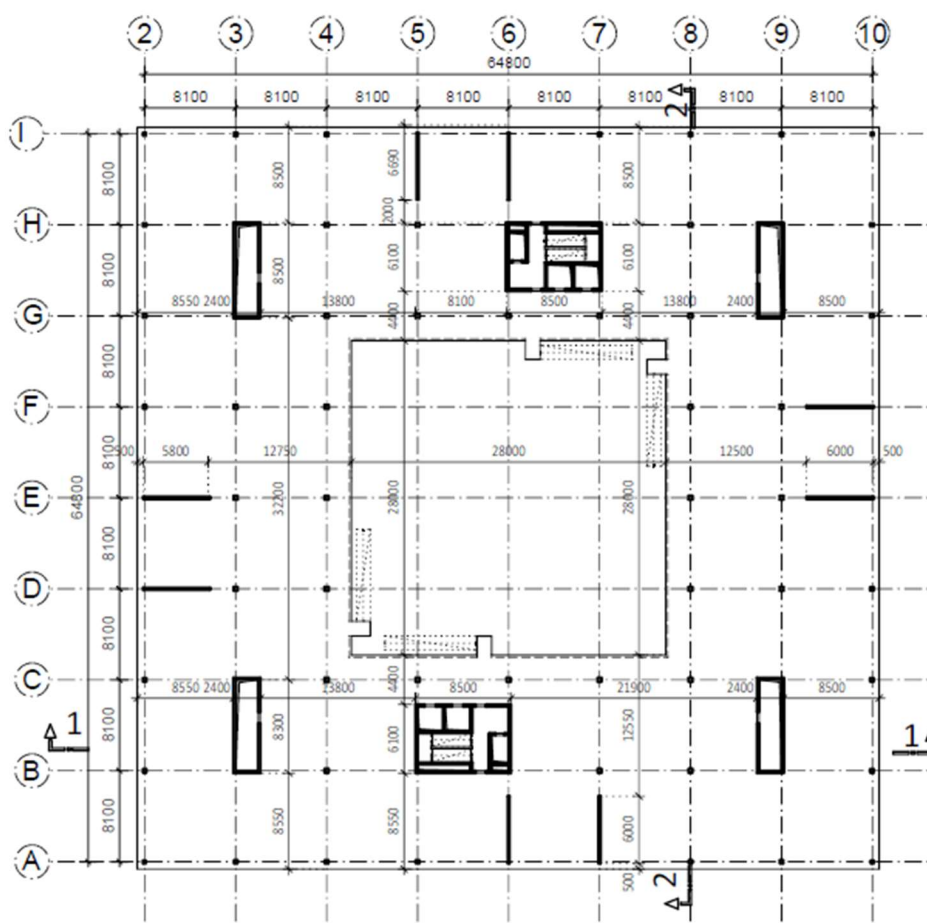
Obrázek 3 - Konstruktivní schéma 2. PP



Obrázek 4 - Konstrukční schéma 1. PP



Obrázek 5 - Konstruktivní schéma 1. NP



Obrázek 7 - Konstruktivní schéma 6. NP



## 2. Krycí vrstva

Krycí vrstva zajišťuje ochranu oceli před korozi, soudržnost mezi betonem a výztuží a protipožární ochranu výztuže. Minimální tloušťka krycí vrstvy je závislá na agresivitě prostředí.

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

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

- předpokládaný průměr prutu  $\emptyset$ :  $c_{min,b} = 12 \text{ mm}$
- krycí vrstva z hlediska třídy konstrukce:
  - třída konstrukce: S4 (návrhová životnost 50 let) [5]
  - $c_{min,dur}(\text{XC1}) = 15 \text{ mm}$
  - $c_{min,dur}(\text{XC2XC3}) = 25 \text{ mm}$
  - $c_{min,dur}(\text{XC4}) = 30 \text{ mm}$
- doporučená hodnota pro  $\Delta c_{dur,\gamma}$ ,  $\Delta c_{dur,st}$ ,  $\Delta c_{dur,add}$  je 0 mm
- $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

Kritérium	Třída konstrukce						
	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
návrhová životnost 100 let	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2
pevnostní třída <sup>1) 2)</sup>	$\geq \text{C30/37}$ zmenšit třídu o 1	$\geq \text{C30/37}$ zmenšit třídu o 1	$\geq \text{C35/45}$ zmenšit třídu o 1	$\geq \text{C40/50}$ zmenšit třídu o 1	$\geq \text{C40/50}$ zmenšit třídu o 1	$\geq \text{C40/50}$ zmenšit třídu o 1	$\geq \text{C45/55}$ zmenšit třídu o 1
deskové konstrukce (poloha výztuže není ovlivněna výrobním postupem)	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1
zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1

Obrázek 8 - Úprava klasifikace konstrukcí [6]

Tabulka 1 - Stanovení krycí vrstvy

typ konstrukce	upravená konstrukční třída	$c_{min,dur}$ [mm]	$c_{nom}$ [mm]	krycí vrstva c [mm]	
piloty	XC2	S4	25	35	35
vnitřní svislé k.	XC1	S3	10	20	25
venkovní svislé k.	XC4	S4	25	35	40
deska nad 2.PP-4. NP	XC1	S2	10	20	25
deska nad 5-6. NP	XC3	S3	20	30	30
schodiště	XC1	S3	10	20	25
bílá vana					40



Byly zvoleny čtyři různé tloušťky krycí vrstvy pro různé druhy konstrukcí. Pro exteriérové sloupy je krycí vrstva 40 mm. Pro střešní desky, u kterých dochází k nepřímému kontaktu s exteriérem, je krycí vrstva 30 mm. Pro všechny vnitřní konstrukce tj. desky, sloupy, stěny je krycí vrstva 25 mm. Pro základové konstrukce je krycí vrstva 35 mm. Krycí vrstva bílé vany je 40 mm.

### 3. Zatížení

#### 3.1. Stálé zatížení

##### 3.1.1. Nosné konstrukce

Vlastní tíha nosných konstrukcí je spočítána v předběžném návrhu jednotlivých konstrukcí.

##### 3.1.2. Skladba střech a podlah

Tabulka 2 - Skladba ploché nepochozí střechy v 6. NP

vrstva	popis	funkce	tloušťka [mm]	objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	plošná hmotnost [kg/m <sup>2</sup> ]	plošné zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Prané říční kamenivo frakce 16-32	stabilizační a ochranná vrstva	60	1900	114	1,12
2	FILTEK 500	ochranná vrstva	3			
3	DEKPLAN 77	hydroizolační vrstva	3			
4	FILTEK 300	separační vrstva	3			
5	EPS 100	tepelně izolační vrstva	220	40	8,8	0,09
6	INSTA-STIK STD	stabilizační vrstva				
7	spádové klíny EPS 100	tepelně izolační a spádová vrstva	80	40	3,2	0,03
8	INSTA-STIK STD	stabilizační vrstva				
9	GLASTEK AL 40 MINERAL	provizorní hydroizolační vrstva	4			
10	DEKPRIMER	přípravný nátěr podkladu				
			<b>373</b>		<b>126</b>	<b>1,24</b>



Tabulka 3 - Skladba střechy s intenzivní vegetací v 5. NP

vrstva	popis	funkce	tloušťka [mm]	objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	plošná hmotnost [kg/m <sup>2</sup> ]	plošné zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
1	intenzivní vegetace					5
2	substrát střešní intenzivní DEK		600	950	570	5,59
3	FILTEK 200	filtrační vrstva	2			
4	DEKDREN L60 GARDEN	drenážní vrstva	60		1	0,01
5	betonová mazanina	ochrana proti prorůstání kořenů	80	2300	184	1,81
6	FILTEK 500	separační vrstva	4			
7	DEKDREN P 900	expanzní vrstva	6		1	0,01
8	DUALDEK	hydroizolační vrstva				
	- DUALDEK 77		1,5			
	- DEKDREN P 900		6			
	- DUALDEK 77		2			
9	FILTEK 300	separační vrstva	2,9			
10	FIBRAN XPS 500 L	tepelně izolační vrstva	220	40	8,8	0,09
11	DEKDREN P 900	drenážní vrstva	6		1	0,01
12	GLASTEK AL 40 MINERAL	parotěsnící, pojistná hydroizolace	4			
13	DEKPRIMER	asfaltový nátěr				
14	silikátová spádová vrstva	spádová vrstva	100	2300	230	2,26
			<b>1094</b>		<b>996</b>	<b>14,77</b>

Tabulka 4 - Terasa nad 1. PP

vrstva	popis	funkce	tloušťka [mm]	objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	plošná hmotnost [kg/m <sup>2</sup> ]	plošné zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
1	betonová dlažba	nášlapná vrstva	40	2300	92	0,90
2	fólie DEKPLAN 77	ochranná vrstva	1,5			
3	DEKPLAN 77	hydroizolační vrstva	1,5			
4	Filtek 300	separační vrstva	2,9			
5	EPS 100	tepelně-izolační vrstva	50			
6	INSTA-STIK STD	stabilizační vrstva				
7	spádové klíny EPS 150	tepelně izolační a spádová vrstva	100	28	2,8	0,03
8	INSTA-STIK STD	stabilizační vrstva				
9	GLASTEK AL 40 MINERAL	provizorní hydroizolační vrstva	4			
10	DEKPRIMER	přípravný nátěr podkladu	-			
			<b>200</b>		<b>95</b>	<b>0,93</b>

Tabulka 5 - Podlaha kanceláří

vrstva	popis	funkce	tloušťka [mm]	objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	plošná hmotnost [kg/m <sup>2</sup> ]	plošné zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Korono Variostep Classic	nášlapná vrstva	8		7,5	0,07
2	tlumící podložka	akustická vrstva	5			
3	DEKSEPAR	separační vrstva	0,2			
4	betonová mazanina	roznášecí vrstva	60	2300	138	1,35
5	DEKSEPAR	separační vrstva	0,2			
6	RIGIFLOOR 4000	tepelná a kročejová izolace	50	12	0,6	0,01
7	Liapor Mix	instalační vrstva pro uložení rozv.	70	750	52,5	0,52
			<b>193</b>		<b>199</b>	<b>1,95</b>



Tabulka 6 - Podlaha chodeb, atrie, restaurace, kuchyněk, šaten

vrstva	popis	funkce	tloušťka [mm]	objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	plošná hmotnost [kg/m <sup>2</sup> ]	plošné zatižení [kN/m <sup>2</sup> ]
1	keramická dlažba	nášlapná vrstva	10	2200	22	0,22
2	lepící tmel	lepící vrstva	6	1200	7,2	0,07
3	hydroizolační stěrka	ochranná izolace	2			
4	penetrace	disperzní nátěr				
5	betonová mazanina	roznášecí vrstva	60	2300	138	1,35
6	DEKSEPAR	separační vrstva	0,2			
7	RIGIFLOOR 4000	tepelná a kročejová izolace	50	12	0,6	0,01
8	Liapor Mix	instalační vrstva pro uložení rozvodů	70	750	52,5	0,52
			<b>198</b>		<b>220</b>	<b>2,16</b>

Pozn. V podlaze nad 1. PP je izolace RIGIFLOOR 4000 tl. 100 mm.

Tabulka 7 - Podlaha nad 1. NP a 2. PP

vrstva	popis	funkce	tloušťka [mm]	objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	plošná hmotnost [kg/m <sup>2</sup> ]	plošné zatižení [kN/m <sup>2</sup> ]
1	keramická dlažba	nášlapná vrstva	10	2200	22	0,22
2	lepící tmel	lepící vrstva	6	1200	7,2	0,07
3	hydroizolační stěrka	ochranná izolace	2			
4	penetrace	disperzní nátěr				
5	betonová mazanina	roznášecí vrstva	60	2300	138	1,35
6	DEKSEPAR	separační vrstva	0,2			
7	RIGIFLOOR 4000	tepelná a kročejová izolace	50	12	0,6	0,01
8	Liapor Mix	instalační vrstva pro uložení rozvodů	70	750	52,5	0,52
9	ŽB deska	nosná konstrukce	250			
10	Rigips EPS 100	tepelná izolace	50	20	1	0,01
			<b>498</b>		<b>221</b>	<b>2,17</b>

Tabulka 8 - Podlaha posilovny

vrstva	popis	funkce	tloušťka [mm]	objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	plošná hmotnost [kg/m <sup>2</sup> ]	plošné zatižení [kN/m <sup>2</sup> ]
1	podlaha Puzzle PROFI CF	nášlapná vrstva	10	950	9,5	0,09
2	Korono Variostep Classic	nášlapná vrstva	8		7,5	0,07
3	tlumící podložka	akustická vrstva	5			
4	DEKSEPAR	separační vrstva	0,2			
5	betonová mazanina	roznášecí vrstva	60	2300	138	1,35
6	DEKSEPAR	separační vrstva	0,2			
7	RIGIFLOOR 4000	tepelná a kročejová izolace	50	12	0,6	0,01
8	Liapor Mix	instalační vrstva pro uložení rozvodů	70	750	52,5	0,52
			<b>203</b>		<b>208</b>	<b>2,04</b>





Tabulka 9 - Podlaha garáží a skladů

vrstva	popis	funkce	tloušťka [mm]	objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	plošná hmotnost [kg/m <sup>2</sup> ]	plošné zátížení [kN/m <sup>2</sup> ]
1	epoxidový nátěr	nášlapná vrstva	2-3	1400	3,5	0,03
			<b>3</b>		<b>3,5</b>	<b>0,03</b>

Tabulka 10 - Podlaha na terénu

vrstva	popis	funkce	tloušťka [mm]	objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	plošná hmotnost [kg/m <sup>2</sup> ]	plošné zátížení [kN/m <sup>2</sup> ]
1	epoxidový nátěr	nášlapná vrstva	2-3	1400	3,5	0,03
2	anhydritový potěr	roznášecí vrstva	50	2100	105	1,03
3	DEKSEPAR	separační vrstva	0,2			
4	RIGIFLOOR 4000	tepelná vrstva	100	12	1,2	0,01
5	DEKSEPAR	separační vrstva	0,2			
6	železobetonová deska	základová deska	500	2500	1375	13,49
7	podkladní beton		100	2300	230	2,26

### 3.1.3. Podhled

Tabulka 11 - Podhled

vrstva	popis	funkce	tloušťka [mm]	objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	plošná hmotnost [kg/m <sup>2</sup> ]	plošné zátížení [kN/m <sup>2</sup> ]
1	sádkartonová deska zavěšená na ocelové konstrukci CD/CD 60/27	protipožární, akustická	12,5		15 + 15 přídavná zátížení	0,29
2	penetrace	penetrace				
3	malba	estetická				
			<b>12,5</b>			<b>0,29</b>

### 3.1.4. Obvodový plášť

Budova má lehký obvodový plášť. Uvažované zatížení od obvodového pláště je  $\rho = 30 \text{ kg/m}^2$ . Liniové zatížení na okraj desky je uvažováno:

$$g_{k,LOP} = \frac{30 \cdot 9,81}{1000} \cdot 4,05 = 1,19 \text{ kN/m}$$

$$g_{d,LOP} = 1,19 \cdot 1,35 = 1,61 \text{ kN/m}$$



### 3.1.5. Stěny

Tabulka 12 - Obvodová stěna v 6. NP

vrstva	popis	tloušťka [mm]	objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	plošná hmotnost [kg/m <sup>2</sup> ]	plošné zátížení [kN/m <sup>2</sup> ]
1	sádrová omítka Baumit Ratio Glatt L	10	800	8	0,08
2	železobetonová stěna	200	2500	500	4,91
3	lepící tmel Baumit Duoconact	2			
4	tepelná izolace Isover TF Profi	220	140	30,8	0,30
5	Baumit Duocontact se sklo-textilní síťovinou	2			
6	penetrace Baumit Uniprimer				
7	vnější silikátová omítka Baumit Duotop	10	800	8	0,08
		<b>444,00</b>			<b>5,36</b>

Tabulka 13 - Obvodová stěna v podzemních podlažích

vrstva	popis	tloušťka [mm]	objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	plošná hmotnost [kg/m <sup>2</sup> ]	plošné zátížení [kN/m <sup>2</sup> ]
1	sádrová omítka Baumit Ratio Glatt L	10	800	8	0,08
2	železobetonová konstrukce bílé vany	300	2500	750	7,36
3	lepící tmel Baumit Duoconact	2			
4	tepelná izolace Bauit XPS-R	80	33	2,64	0,03
5	geotextilie filtek 300g/m <sup>2</sup>				
6	zásyp okolo objektu hutněný po vrstvách				
		<b>392,00</b>			<b>7,46</b>

Tabulka 14 - Vnitřní stěna v 1. PP mezi vytápěným a nevytápěným prostorem

vrstva	popis	tloušťka [mm]	objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	plošná hmotnost [kg/m <sup>2</sup> ]	plošné zátížení [kN/m <sup>2</sup> ]
1	sádrová omítka Baumit Ratio Glatt L	10	800	8	0,08
2	železobetonová stěna	200	2500	500	4,91
3	lepící tmel Baumit Duoconact	2			
4	tepelná izolace Isover EPS 100	120	21	2,52	0,02
5	Baumit Duocontact se sklo-textilní síťovinou	2			
6	penetrace Baumit Uniprimer				
7	vnější silikátová omítka Baumit Duotop	10			
		<b>344,00</b>			<b>5,01</b>

### 3.1.6. Posouzení obvodových konstrukcí na prostup tepla:

Posouzení obalových konstrukcí bylo provedeno v programu Teplo 2017 EDU [21].



Tabulka 15 - Součinitel prostupu tepla U

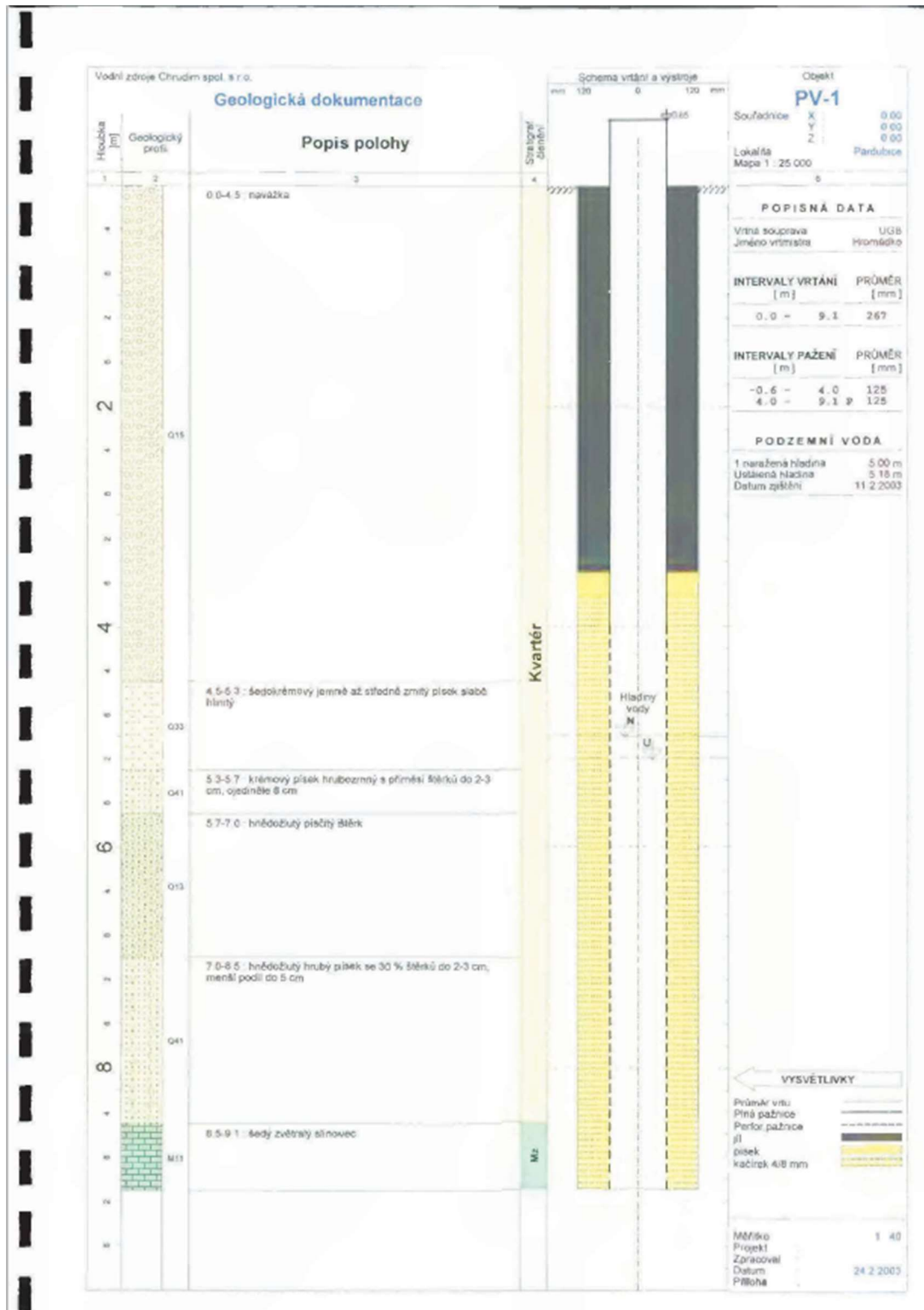
	U [W/m <sup>2</sup> K]	požadované U [W/m <sup>2</sup> K]
střecha nepochozí 6. NP	0,141	0,15-0,1
stěna vnější 6. NP	0,166	0,18-0,12
střecha s vegetací 5. NP	0,145	0,15-0,1
strop nad 1. NP a 2. PP	0,29	0,38-0,25
strop nad 1. PP	0,307	0,38-0,25
terasa nad 1. PP	0,336	0,38-0,25
vnější stěny PP	0,394	0,45-0,30
vnitřní stěna v 1. PP	0,284	0,38-0,25
podlaha na zemině	0,36	0,45-0,30

### 3.2. Zemní tlak

Údaje o geologických poměrech byly získány z Archivu Geofondu České geologické služby.

Tabulka 16 - Vrstvy podloží zjištěné z geologického vrtu

typ zeminy	rozsah vrstvy [m]	třída ČSN 73 1001
navážka - antropogenní jílový materiál	0-4,5	F5
šedo-krémový jemně až středně zrnitý písek slabě hlinitý	4,5-5,3	S3
krémový písek hrubozrný s příměsí štěrků	5,3-5,7	S2
hnědožlutý písčité štěrk	5,7-7,0	S1
hnědožlutý hrubý písek se 30 % štěrků	7,0-8,5	S1
šedý zvětralý slínovec - silně zvětralý	8,5-dále	R5



Obrázek 9 - Geologický vrt PV-1 v místě objektu [39]

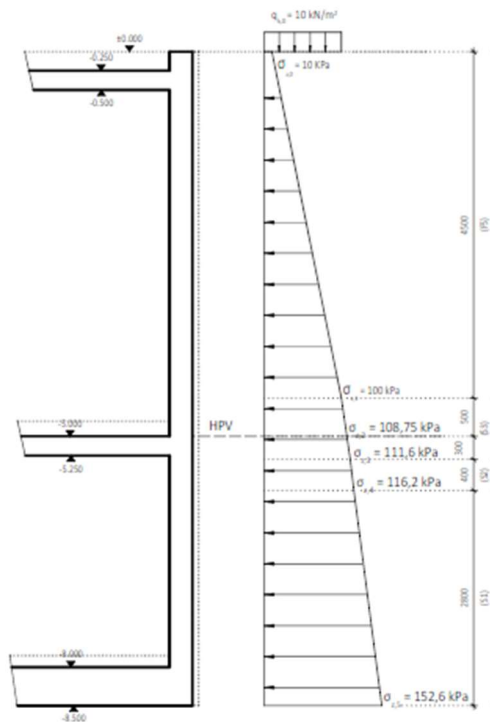
Hladina podzemní vody se nachází v hloubce 5 m pod povrchem. Výška terénu, která je považovaná za  $\pm 0,000$ , je dle Baltského výškového systému 100,62 m n. m.



Součinitel tlaku v klidu:

- soudržné zeminy:  $K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$
- nesoudržné zeminy:  $K_0 = 1 - \sin \varphi'$

Charakteristické zatížení na terénu:  $q_{0,k} = 10 \text{ kN/m}^2$ . Základy jsou navrženy s ohledem na uvedenou zeminu. Řešený objekt nespadá do 1. geotechnické kategorie, proto je nutné únosnost zeminy získat výpočtem. V předběžném návrhu je uvažována tabulková výpočtová únosnost. Orientační únosnost zeminy je tedy  $R_{dt} = 300 \text{ kPa}$  pro silně zvětralý slínovec.



Obrázek 10 - Působení zemního tlaku na suterénní stěnu

Tabulka 17 - Vlastnosti zemin

i	třída ČSN 73 1001	h [m]	$\nu$	$\beta$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{su}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{\text{def}}$ [MPa]	$\phi_{\text{ef}}$ [°]	soudržnost	$K_0$
1	F5	4,5	0,4	0,47	20	20	10	3	21	soudržné	0,667
2	S3	0,8	0,3	0,74	17,5	19,5	9,5	22	31	nesoudržné	0,485
3	S2	0,4	0,28	0,78	18,5	21,5	11,5	40	35	nesoudržné	0,426
4	S1	2,8	0,28	0,78	20	23	13	75	39	nesoudržné	0,371
5	R5	0	0,35	-	22	-	-	20	28	nesoudržné	0,531



Charakteristický zemní tlak pro suterénní stěny:

$$\sigma_{j,k} = K_{0,i} \sum (q_{0,k} + \gamma_i \cdot h_i)$$

Výpočet charakteristického zatížení maximálním zemním tlakem:

V hloubce 0 m:

$$\sigma_{k,0} = K_{0,1} \cdot (q_{0,k}) = 0,667 \cdot (10) = 6,67 \text{ kPa}$$

V hloubce 4,5 m:

$$\sigma_{k,1.1} = K_{0,1} \cdot (q_{0,k} + \gamma_1 \cdot h_1) = 0,667 \cdot (10 + 20 \cdot 4,5) = 66,67 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{k,1.2} = K_{0,2} \cdot (q_{0,k} + \gamma_1 \cdot h_1) = 0,485 \cdot (10 + 20 \cdot 4,5) = 48,5 \text{ kPa}$$

V hloubce 5 m:

$$\begin{aligned} \sigma_{k,2.1} &= K_{0,2} \cdot (q_{0,k} + \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) = 0,485 \cdot (10 + 20 \cdot 4,5 + 17,5 \cdot 0,5) \\ &= 52,74 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{k,2.2} &= K_{0,2} \cdot (q_{0,k} + \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) = 0,426 \cdot (10 + 20 \cdot 4,5 + 17,5 \cdot 0,5) \\ &= 52,74 \text{ kPa} \end{aligned}$$

V hloubce 5,3 m (pod HPV):

$$\begin{aligned} \sigma_{k,3.1} &= K_{0,2} \cdot (q_{0,k} + \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_{2,su} \cdot h_3) + (\gamma_w \cdot h_3) \\ &= 0,485 \cdot (10 + 20 \cdot 4,5 + 17,5 \cdot 0,5 + 9,5 \cdot 0,3) + 10 \cdot 0,3 \\ &= 57,13 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{k,3.2} &= K_{0,3} \cdot (q_{0,k} + \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_{2,su} \cdot h_3) + (\gamma_w \cdot h_3) \\ &= 0,426 \cdot (10 + 20 \cdot 4,5 + 17,5 \cdot 0,5 + 9,5 \cdot 0,3) + 10 \cdot 0,3 \\ &= 50,54 \text{ kPa} \end{aligned}$$

V hloubce 5,7 m (pod HPV):

$$\begin{aligned} \sigma_{k,4.1} &= K_{0,3} \cdot (q_{0,k} + \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_{2,su} \cdot h_3 + \gamma_{3,su} \cdot h_4) + (\gamma_w \cdot h_4) \\ &= 0,426 \cdot (10 + 20 \cdot 4,5 + 17,5 \cdot 0,5 + 9,5 \cdot 0,3 + 11,5 \cdot 0,4) + 10 \cdot 0,7 \\ &= 56,50 \text{ kPa} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\sigma_{k,4.2} &= K_{0,4} \cdot (q_{0,k} + \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_{2,su} \cdot h_3 + \gamma_{3,su} \cdot h_4) + (\gamma_w \cdot h_4) \\ &= 0,371 \cdot (10 + 20 \cdot 4,5 + 17,5 \cdot 0,5 + 9,5 \cdot 0,3 + 11,5 \cdot 0,4) + 10 \cdot 0,7 \\ &= 50,11 \text{ kPa}\end{aligned}$$

V hloubce 8,5 m (pod HPV):

$$\begin{aligned}\sigma_{k,5} &= K_{0,4} \cdot (q_{0,k} + \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_{2,su} \cdot h_3 + \gamma_{3,su} \cdot h_4 + \gamma_{5,su} \cdot h_5) + (\gamma_w \cdot h_5) \\ &= 0,371 \cdot (10 + 20 \cdot 4,5 + 17,5 \cdot 0,5 + 9,5 \cdot 0,3 + 11,5 \cdot 0,4 + 13 \cdot 2,8) \\ &\quad + 10 \cdot 3,5 = 91,61 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Výpočet návrhového zatížení maximálním zemním tlakem:

$$\sigma_{i,d} = K_{0,i} \sum (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_i \cdot h_i); \gamma_G = 1,35; \gamma_Q = 1,5$$

V hloubce 0 m:

$$\sigma_{k,0} = K_{0,1} \cdot (q_{0,k} \cdot \gamma_Q) = 10,00 \text{ kPa}$$

V hloubce 4,5 m:

$$\sigma_{k,1.1} = K_{0,1} \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_1 \cdot h_1) = 91,00 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{k,1.2} = K_{0,2} \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_1 \cdot h_1) = 66,20 \text{ kPa}$$

V hloubce 5 m:

$$\sigma_{k,2.1} = K_{0,2} \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_G \cdot \gamma_2 \cdot h_2) = 71,93 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{k,2.2} = K_{0,2} \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_G \cdot \gamma_2 \cdot h_2) = 71,93 \text{ kPa}$$

V hloubce 5,3 m (pod HPV):

$$\begin{aligned}\sigma_{k,3.1} &= K_{0,2} \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_G \cdot \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_G \cdot \gamma_{2,su} \cdot h_3) + (\gamma_G \cdot \gamma_w \cdot h_3) \\ &= 77,84 \text{ kPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{k,3.2} &= K_{0,3} \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_G \cdot \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_G \cdot \gamma_{2,su} \cdot h_3) + (\gamma_G \cdot \gamma_w \cdot h_3) \\ &= 68,87 \text{ kPa}\end{aligned}$$



V hloubce 5,7 m (pod HPV):

$$\sigma_{k,4.1} = K_{0,3} \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_G \cdot \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_G \cdot \gamma_{2,su} \cdot h_3 + \gamma_G \cdot \gamma_{3,su} \cdot h_4) + (\gamma_G \cdot \gamma_w \cdot h_4) = 76,98 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{k,4.2} = K_{0,4} \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_G \cdot \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_G \cdot \gamma_{2,su} \cdot h_3 + \gamma_G \cdot \gamma_{3,su} \cdot h_4) + (\gamma_G \cdot \gamma_w \cdot h_4) = 68,21 \text{ kPa}$$

V hloubce 8,5 m (pod HPV):

$$\sigma_{k,5} = K_{0,4} \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_G \cdot \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_G \cdot \gamma_{2,su} \cdot h_3 + \gamma_G \cdot \gamma_{3,su} \cdot h_4 + \gamma_G \cdot \gamma_{5,su} \cdot h_5) + (\gamma_G \cdot \gamma_w \cdot h_5) = 119,51 \text{ kPa}$$

Tabulka 18 - Maximální charakteristický a návrhový zemní tlak

	h [m]	d [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$K_0$	$\sigma_{zi}$ [kPa]	$\sigma_{ki}$ [kPa]	$\sigma_{di}$ [kPa]
F5	4,5	0	20	-	0,667	10	6,67	10,00
	4,5	4,5				100	66,67	91,00
S3	0,5	4,5	17,5	-	0,485	100	48,50	66,20
	0,5	5				108,75	52,74	71,93
S3 <sub>sat</sub>	0,3	5	9,5	9,5	0,485	108,75	52,74	71,93
	0,3	5,3				111,6	57,13	77,85
S2 <sub>sat</sub>	0,4	5,3	11,5	11,5	0,426	111,6	50,54	68,87
	0,4	5,7				116,2	56,50	76,92
S1 <sub>sat</sub>	2,8	5,7	13	13	0,371	116,2	50,11	68,21
	2,8	8,5				152,6	91,61	119,51

### 3.3. Schodišťové stupně

Dvouramenné schodiště 2. PP:

- konstrukční výška podlaží: 3200 mm
- délka kroku: 630 mm
- předpokládaná výška stupně: 175 mm
- počet stupňů:  $\frac{3200}{175} = 18,3 \rightarrow 18 \text{ stupňů}$
- skutečná výška stupně:  $\frac{3200}{18} = 177,78 \text{ mm}$
- šířka stupně:  $630 - 2 \cdot 177,78 = 274,4 \rightarrow 280 \text{ mm}$





- délka schodišťového ramene:  $280 \cdot 9 = 2520 \text{ mm}$

Náhradní spojité zatížení od schodišťových stupňů:

$$g_k = \frac{1}{2} \cdot 0,1777 \cdot 25 = 2,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dvouramenné schodiště 1. PP:

- konstrukční výška podlaží: 4800 mm
- délka kroku: 630 mm
- předpokládaná výška stupně: 175 mm
- počet stupňů:  $\frac{4800}{175} = 27,43 \rightarrow 28 \text{ stupňů}$
- skutečná výška stupně:  $\frac{4800}{28} = 171,43 \text{ mm}$
- šířka stupně:  $630 - 2 \cdot 171,43 = 287,14 \rightarrow 280 \text{ mm}$
- délka schodišťového ramene:  $280 \cdot 14 = 3920 \text{ mm}$

Náhradní spojité zatížení od schodišťových stupňů:

$$g_k = \frac{1}{2} \cdot 0,17143 \cdot 25 = 2,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dvouramenné schodiště 1. NP:

- konstrukční výška podlaží: 5300 mm
- délka kroku: 630 mm
- předpokládaná výška stupně: 175 mm
- počet stupňů:  $\frac{5300}{175} = 30,29 \rightarrow 30 \text{ stupňů}$
- skutečná výška stupně:  $\frac{5300}{30} = 176,67 \text{ mm}$
- šířka stupně:  $630 - 2 \cdot 176,67 = 276,67 \rightarrow 280 \text{ mm}$
- délka schodišťového ramene:  $280 \cdot 15 = 4200 \text{ mm}$

Náhradní spojité zatížení od schodišťových stupňů:

$$g_k = \frac{1}{2} \cdot 0,17667 \cdot 25 = 2,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Dvouramenné schodiště 2. NP-6. NP:

- konstrukční výška podlaží: 4050 mm
- délka kroku: 630 mm
- předpokládaná výška stupně: 175 mm
- počet stupňů:  $\frac{4050}{175} = 23,14 \rightarrow 24$  stupňů
- skutečná výška stupně:  $\frac{4050}{24} = 168,75$  mm
- šířka stupně:  $630 - 2 \cdot 168,75 = 292,5 \rightarrow 280$  mm
- délka schodišťového ramene:  $280 \cdot 12 = 3360$  mm

Náhradní spojité zatížení od schodišťových stupňů:

$$g_k = \frac{1}{2} \cdot 0,16875 \cdot 25 = 2,11 \frac{kN}{m^2}$$

Jednoramenná schodiště uprostřed objektu lemující atrium od 1. NP do 5. NP jsou z lehké ocelové konstrukce.

### 3.4. Proměnná zatížení

#### 3.4.1. Užité zatížení

Plochy budovy převážně spadají do užité kategorie B, což jsou kancelářské plochy. Prostory v 1. NP spadají do kategorie C1, což jsou plochy jídelen a restaurací. V 6. NP se nachází posilovna, jejíž užité kategorie je C4. Prostory garáží v 1. PP a 2. PP jsou plochy dopravní a parkovací pro lehká vozidla, patří tedy do kategorie F.

Tabulka 19 - Užité zatížení budov [2]

kategorie		$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	podlaží
B	kancelářské plochy	3	1. NP - 6. NP
C1	plochy, kde může docházet ke shromažďování lidí (např. restaurace)	3	1. NP
C4	plochy, kde může docházet ke shromažďování lidí (např. tělocvičny)	5	6. NP
C5	plochy, kde může docházet ke shromažďování lidí (např. terasy)	5	1. NP, 6. NP
F	dopravní plochy pro lehká vozidla (celková tíha do 30 kN)	2,5	2. PP, 1. PP
H	střechy nepřístupné výjimkou běžné údržby a oprav	0,75	střecha



### 3.4.2. Přemístitelné příčky

V budově jsou jako dělicí konstrukce použité přemístitelné sádkartonové příčky Knauf W112. Příčka je složena ze dvou SDK desek tl. 12,5 mm a mezi nimi je izolace DIAMANT tl. 75 mm. Vlastní tíha příčky je 1,61 kN/m. Podle normy ČSN EN 1991-1-1 [2] jsou uvažovány jako náhradní plošné zatížení 0,8 kN/m<sup>2</sup>.

Tabulka 20 - Skladba příček

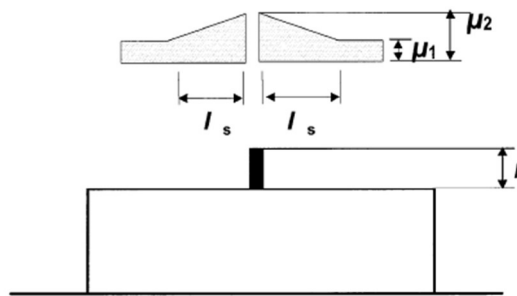
vrstva	popis	tloušťka [mm]	objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	plošná hmotnost [kg/m <sup>2</sup> ]	plošné zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]	liniové zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
1	malba					
2	penetrace					
3	2 x SDK deska	25	750	18,75	0,18	0,74
4	tepelná izolace	75	40	3	0,03	0,12
5	2 x SDK deska	25	750	18,75	0,18	0,74
6	penetrace					
7	malba					
		<b>125</b>		<b>40,5</b>	<b>0,40</b>	<b>1,61</b>

### 3.4.3. Zatížení sněhem

- lokalita: Pardubice
- sněhová oblast: I
- charakteristické zatížení sněhem  $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$
- typ krajiny: normální
- součinitel expozice  $C_e = 1,0$
- tepelný součinitel  $C_t = 1,0$
- plochá střecha  $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow$  tvarový součinitel  $\mu_1 = 0,8$
- zatížení sněhem na střechách pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci:

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

Jelikož střecha má dvě různé výškové úrovně, je třeba uvažovat návěje.



Obrázek 11 - Tvarové součinitele zatížení sněhem pro výstupky a překážky [3]

- součinitelé zatížení sněhem:

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = \frac{\gamma h}{s_k} = \frac{2 \cdot 4,05}{0,7} = 11,57 ; \quad 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$$

$$\mu_2 = 2$$

- $h = 5,65 \text{ m}$
- $l_s = 2h = 2 \cdot 5,65 = 11,3 \text{ m}$
- zatížení sněhem na střechách pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci:

$$s_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

$$s_2 = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = 1,4 \text{ kN/m}^2$$

Na střeše nad 5. NP dochází k návějším sněhu, jelikož je v nižší úrovni oproti střeše nad 6. NP. Pro výpočet předběžného statického návrhu je uvažována průměrná hodnota těchto dvou, tedy  $s = 0,98 \text{ kN/m}^2$ . Zatížení sněhem v 6. NP je uvažována hodnota  $s = 0,56 \text{ kN/m}^2$ .

Hodnota proměnného zatížení střechy je uvažována jako větší z hodnot:

Tabulka 21 - Proměnné zatížení střechy

	střecha 5. NP	střecha 6. NP
užitné zatížení střechy	<b>5</b>	<b>0,75</b>
zatížení sněhem	0,98	0,56



### 3.4.4. Zatížení větrem

Konstrukce je tvořena železobetonovým skeletem a má dvě ztužující jádra. Prostorová tuhost je ověřena pomocí 3D modelu.

- lokalita: Pardubice
- větrná oblast: II
- výška budovy  $z$ : 26,15 m

#### Základní rychlost větru:

- výchozí základní rychlost větru  $v_{b,0} = 25$  m/s
- součinitel směru větru  $C_{dir} = 1,0$
- součinitel ročního období  $C_{season} = 1,0$

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 1 * 1 * 25 = 25 \text{ m/s}$$

#### Střední rychlost větru:

- kategorie terénu IV:  $z_0 = 1,0$  m
- $z_{min} = 10$  m
- součinitel terénu  $k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,7} = 0,19 \cdot \left(\frac{1}{0,05}\right)^{0,07} = 0,234$
- součinitel drsnosti terénu  $c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,234 \cdot \ln\left(\frac{27,2}{1}\right) = 0,777$
- součinitel orografie  $c_o(z) = 1,0$

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 0,777 \cdot 1 \cdot 25 = 19,42 \text{ m/s}$$

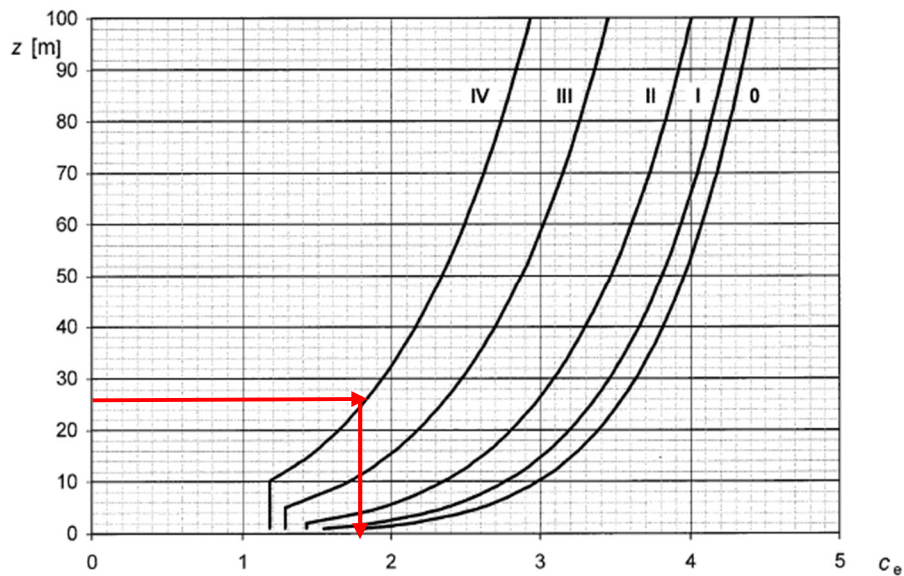
#### Maximální dynamický tlak $q_p$ :

- součinitel turbulence  $k_1 = 1,0$
- vliv turbulencí  $I_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{27,5}{1}\right)} = 0,302$
- měrná hmotnost vzduchu  $\rho = 1,25$  kg/m<sup>3</sup>
- základní dynamický tlak větru:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 390,63 \text{ N/m}^2$$

- součinitel expozice  $C_e(z)$  výtčeme z následujícího grafu:

$$C_e(z) = 1,88$$



Obrázek 12 - Součinitel expozice  $c_e(z)$  pro  $c_o=1,0$  a  $k_i=1,0$  [4]

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = 1,8 \cdot 390,63 = 734,38 \frac{N}{m^2} = 0,734 \frac{kN}{m^2}$$

Tvar větru na plochy:

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe}$$

Tabulka 22 - Charakteristické zatížení větrem svislé stěny

SVISLÉ STĚNY		
	$C_{pe}$	$w_k=q_p(z)*c_{pe}$
A	-1,2	-0,881
B	-0,952	-0,699
C	-0,5	-0,367
D	0,725	0,532
E	-0,35	-0,257

Tabulka 23 - Charakteristické zatížení větrem ploché střechy

PLOCHÁ STŘECHA		
	$C_{pe}$	$w_k=q_p(z)*c_{pe}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-1,4	-1,028
G	-0,9	-0,661
H	-0,7	-0,514
I	-0,2	-0,147
	0,2	0,147



Tabulka 24 - Charakteristické zatížení větrem sedlové střechy ve směru 0°

SEDLOVÁ STŘECHA 10° ve směru 0°		
	$C_{pe}$	$w_k=q_p(z)*c_{pe}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-1,3	-0,955
	0,1	0,073
G	-1	-0,734
	0,1	0,073
H	-0,45	-0,330
	0,1	0,073
I	-0,4	-0,294
J	0,5	0,367
	-0,3	-0,220

Tabulka 25 - Charakteristické zatížení větrem sedlové střechy ve směru 180°

SEDLOVÁ STŘECHA 10° ve směru 90°		
	$C_{pe}$	$w_k=q_p(z)*c_{pe}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-1,45	-1,065
G	-1,3	-0,955
H	-0,45	-0,330
I	-0,55	-0,404

#### 4. Předběžný návrh tloušťky desky

Konstrukce je převážně tvořena lokálně podepřenými deskami. Maximální rozpon ve všech podlažích je 8,1 m. Desky, u kterých dochází ke kontaktu s exteriérem, mají krycí vrstvu 30 mm (tzn. 6. NP, 5. NP). Pro všechny vnitřní konstrukce je krycí vrstva 25 mm (tzn. 4. NP, 3. NP, 2. NP, 1. NP, 1. PP, 2. PP). Předpokládaný profil výztuže je  $\varnothing = 12$  mm.

Při výpočtu zatížení desky je použita skladba podlahy s největším zatížením.

Kombinace pro výpočet zatížení:

Tabulka 26 - Kombinace pro výpočet zatížení [2]

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Hlavní proměnné zatížení	Vedlejší proměnná zatížení	
	nepříznivá	příznivá		nejúčinnější	ostatní
Výraz 2.1	$1,35*G_{k,sup}$	$1,00*G_{k,sup}$	$1,5*Q_{k,1}$		$1,5*Q_{k,i}$
Výraz 2.1a	$1,35*G_{k,sup}$	$1,00*G_{k,sup}$		$1,5*\Psi_{0,1}*Q_{k,1}$	$1,5*\Psi_{0,i}*Q_{k,i}$
Výraz 2.1b	$0,85*1,35G_{k,sup}$	$1,00*G_{k,sup}$	$1,5*Q_{k,1}$		$1,5*\Psi_{0,i}*Q_{k,i}$

Hodnotu zatížení bereme větší z hodnot 2.1a nebo 2.1b.



#### 4.1. Předběžný návrh desky 6. NP, 5. NP

- $L = 8,1 \text{ m}$
- $\varnothing = 12 \text{ mm}$
- $c = 30 \text{ mm}$

Empirický návrh tloušťky desky:

$$h_d = \frac{1}{33} \cdot L_{max} = 245,45 \text{ mm} \rightarrow \text{návrh tl. desky } 250 \text{ mm}$$

Návrh podle ohybové štíhlosti:

- součinitel průřezu  $\kappa_{c1} = 1,0$
- součinitel napětí  $\kappa_{c2} = \frac{7}{L} = \frac{7}{8,1} = 0,864$
- součinitel napětí tahové výztuže  $\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} = 1,2$
- lokálně podepřená deska  $\lambda_{d,tab} = 24,6$
- $\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 0,864 \cdot 1,2 \cdot 24,6 = 25,51$
- předpokládaný stupeň výztuže  $\rho \leq 0,5 \%$
- $\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d \rightarrow d \geq \frac{8100}{25,51} = 317,58 \text{ mm}$
- $h_d = d + c + \phi/2 = 318 + 30 + 6 = 354 \rightarrow \text{návrh tl. desky } 350 \text{ mm}$

Je zvolena tloušťka desky podle empirického vzorce tedy 250 mm. V případě nutnosti, je deska lokálně zesílena pomocí hlavic.

Tabulka 27 - Zatížení na střechu 6. NP

ZATÍŽENÍ NA STŘECHU 6. NP				
stálé		$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
podhled		0,29	1,35	0,40
ŽB deska	0,25*25	6,25	1,35	8,44
skladba střechy		1,24	1,35	1,67
proměnné		$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
užitné		0,75	1,5	1,13
kombinace 2.1		<b>8,53</b>		<b>11,63</b>
kombinace STR/GEO (2.1a)				<b>11,29</b>
kombinace STR/GEO (2.1b)				<b>9,53</b>





Tabulka 28 - Zatížení na střechu 5. NP

ZATÍŽENÍ NA STŘECHU 5. NP				
stálé		$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
podhled		0,29	1,35	0,40
ŽB deska	0,35*25	6,25	1,35	8,44
skladba střechy		14,77	1,35	19,94
proměnné		$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
užitné		3	1,5	4,50
kombinace 2.1		<b>26,31</b>		<b>33,27</b>
kombinace STR/GEO (2.1a)				<b>31,92</b>
kombinace STR/GEO (2.1b)				<b>27,52</b>

#### 4.2. Předběžný návrh desek 4. NP, 3. NP, 2. NP, 1. NP, 1. PP, 2. PP

- $L = 8,1$  m
- $\varnothing = 12$  mm
- $c = 25$  mm

Empirický návrh tloušťky desky:

$$h_d = \frac{1}{33} \cdot L_{max} = 245,45 \text{ mm} \rightarrow \text{návrh tl. desky } 250 \text{ mm}$$

Návrh podle ohybové štíhlosti:

- součinitel průřezu  $\kappa_{c1} = 1,0$
- součinitel napětí  $\kappa_{c2} = \frac{7}{L} = \frac{7}{8,1} = 0,864$
- součinitel napětí tahové výztuže  $\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} = 1,2$
- lokálně podepřená deska  $\lambda_{d,tab} = 24,6$
- $\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 0,864 \cdot 1,2 \cdot 24,6 = 25,51$
- předpokládaný stupeň výztuže  $\rho \leq 0,5 \%$
- $\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d \rightarrow d \geq \frac{8100}{25,51} = 317,58 \text{ mm}$
- $h_d = d + c + \phi/2 = 318 + 25 + 6 = 349 \rightarrow \text{návrh tl. desky } 350 \text{ mm}$

Je zvolena tloušťka desky podle empirického vzorce tedy 250 mm. V případě nutnosti, je deska lokálně zesílena pomocí hlavic.



Tabulka 29 - Zatížení na strop 1. NP-4. NP

ZATÍŽENÍ NA STROP 1. NP-4. NP				
stálé		$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
podhled		0,29	1,35	0,40
ŽB deska	0,35*25	6,25	1,35	8,44
skladba podlahy		2,16	1,35	2,92
proměnné		$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
užitné		3	1,5	4,50
příčky SDK		0,8	1,5	1,20
kombinace 2.1		<b>12,51</b>		<b>17,45</b>
kombinace STR/GEO (2.1a)				<b>15,74</b>
kombinace STR/GEO (2.1b)				<b>14,74</b>

Tabulka 30 -Zatížení na strop 1. PP

ZATÍŽENÍ NA STROP 1. PP				
stálé		$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
podhled		0,29	1,35	0,40
ŽB deska	0,35*25	6,25	1,35	8,44
skladba podlahy		2,17	1,35	2,93
proměnné		$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
užitné		3	1,5	4,50
příčky SDK		0,8	1,5	1,20
kombinace 2.1		<b>12,51</b>		<b>17,46</b>
kombinace STR/GEO (2.1a)				<b>15,75</b>
kombinace STR/GEO (2.1b)				<b>14,75</b>

Tabulka 31 - Zatížení na desku terasy 1. PP

ZATÍŽENÍ NA STROP 1. PP - TERASA				
stálé		$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
podhled		0,29	1,35	0,40
ŽB deska	0,35*25	6,25	1,35	8,44
skladba podlahy		0,93	1,35	1,26
proměnné		$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
užitné		5	1,5	7,50
kombinace 2.1		<b>12,47</b>		<b>17,59</b>
kombinace STR/GEO (2.1a)				<b>15,34</b>
kombinace STR/GEO (2.1b)				<b>15,57</b>



Tabulka 32 - Zatížení na strop pod budovou 2. PP

ZATÍŽENÍ NA STROP 2. PP - POD BUDOVOU				
stálé		$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
podhled		0,29	1,35	0,40
ŽB deska	0,35*25	6,25	1,35	8,44
skladba podlahy		2,17	1,35	2,93
proměnné		$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
užitné		3	1,5	4,5
příčky SDK		0,8	1,5	1,20
kombinace 2.1		<b>17,01</b>		<b>17,46</b>
kombinace STR/GEO (2.1a)				<b>15,75</b>
kombinace STR/GEO (2.1b)				<b>14,75</b>

Tabulka 33 - Zatížení na strop pod garáží 2. PP

ZATÍŽENÍ NA STROP 2. PP - POD GARÁŽÍ				
stálé		$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
podhled		0,29	1,35	0,40
ŽB deska	0,35*25	6,25	1,35	8,44
skladba podlahy		0,03	1,35	0,05
proměnné		$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_F$	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
užitné		2,5	1,5	3,75
kombinace 2.1		<b>9,08</b>		<b>12,63</b>
kombinace STR/GEO (2.1a)				<b>11,51</b>
kombinace STR/GEO (2.1b)				<b>10,85</b>

### 4.3. Ověření a návrh desek

- maximální součtový moment:  $M_{tot} = \frac{1}{8} \cdot (g + q)_d \cdot L_y \cdot L_{n,x}^2$
- maximální návrhový moment:  $m_{Ed} = \frac{M_{tot} \cdot \gamma \cdot \omega}{b_{sloup,pruh}}$

Tabulka 34 - Výpočet návrhového momentu desky

Lokálně podepřená deska	6. NP	5. NP	4. NP	3. NP	2. NP	1. NP	1. PP budova	1 PP terasa	2. PP budova	2. PP parkoviště
$L_x$ [m]	8,10	8,10	8,10	8,10	8,10	8,10	8,10	8,10	8,10	8,10
$L_y$ [m]	6,90	8,10	8,10	8,10	8,10	8,10	8,10	8,10	8,10	8,10
$M_{tot}$ [kNm]	638,94	2260,13	1045,77	1045,77	1045,77	1045,77	1045,77	1034,47	1427,71	764,36
šířka sloupového pruhu [m]	3,46	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05
$\gamma$ [-]*	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
$\omega$ [-]**	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
$m_{Ed}$ [kNm/m']	<b>103,87</b>	<b>313,91</b>	<b>145,25</b>	<b>145,25</b>	<b>145,25</b>	<b>145,25</b>	<b>145,25</b>	<b>143,68</b>	<b>198,29</b>	<b>106,16</b>

\* Okraj desky je prostě uložen - celkový záporný moment u první vnitřní podpory.

\*\*  $L2/L1 = 1$ , záporný moment

Pozn. 3:  $\alpha$  je rovno 0, protože desky nemají ztužující trám, a je uvažováno kroucení.



Ověření poměrné výšky  $\xi$  oblasti a stupně vyztužení  $\rho$ :

- poměrný ohybový moment:  $\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \xi$  z tabulek [zdroj]
- potřebná plocha výztuže:  $a_{s,req} = \frac{0,8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$
- orientační stupeň vyztužení:  $\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d}$
- předpoklady:
  - $\xi \leq \xi_{max} = 0,45$
  - $\xi < \xi_{opt} = (0,1-0,15)$
  - $\rho \leq 0,005$

Tabulka 35 - Výpočet požadované plochy výztuže desek

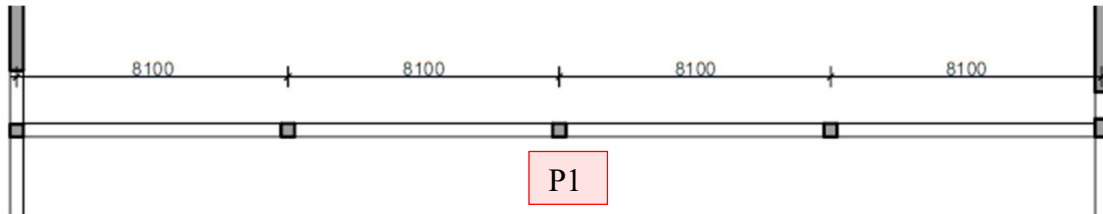
	6. NP	5. NP	4. NP	3. NP	2. NP	1. NP	1. PP budova	1. PP terasa	2. PP budova	2. PP parkoviště
$h_d$ [mm]	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
$c$ [mm]	35	35	25	25	25	25	35	35	25	25
$\emptyset$ [mm]	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
$d$ [mm]	209	209	219	219	219	219	209	209	219	219
$m_{Ed}$ [kNm/m']	103,87	313,91	145,25	145,25	145,25	145,25	145,25	143,68	198,29	106,16
$\mu$ [-]	0,119	0,359	0,151	0,151	0,151	0,151	0,166	0,164	0,207	0,111
$\xi$ [-]	0,159	0,587	0,206	0,206	0,206	0,206	0,228	0,225	0,293	0,142
$\zeta$ [-]	0,937		0,917	0,917	0,917	0,917	0,908	0,909	0,883	0,941
nové $h_d$ [mm]		300								
nové $d$ [mm]		259								
nové $\mu$ [-]		0,144								
nové $\xi$ [-]		0,195								
nové $\zeta$ [-]		0,921								
$A_{s,req}$ [mm <sup>2</sup> ]	720,36	708,36	739,03	739,03	739,03	739,03	698,36	699,13	711,47	758,69
$\rho$ [%]	0,0034	0,0027	0,0034	0,0034	0,0034	0,0034	0,0033	0,0033	0,0032	0,0035

Všechny desky na předběžně navrženou tloušťku 250 mm vyhověly, kromě jedné a to v 5. NP. Bylo nutné zvýšit tloušťku desky na 300 mm.



## 5. Předběžný návrh průvlaků

### 5.1. Předběžný návrh průvlaku P1 v 6. NP



Obrázek 13 - Průvlak P1

Zatížení působící na nosník je od ocelové konstrukce zastřešení atria. Jedná se o ŽB spojité nosník o 4 polích. Je podepřen monolitickými sloupy s rozpětím 8100 mm. Zatížení nosníku je uvažováno třemi různými způsoby. Ve variantě A působí spojité zatížení vypočtené z hmotnosti ocelo-skleněné konstrukce a zatížení sněhem. Ve variantě C působí bodové zatížení od krokvi získané z programu SCIA a ve variantě B jsou síly z varianty C přepočítané do spojitěho zatížení. Pro ověření trámu jsou uvažovány nejvíce nepříznivé hodnoty.

Empirický návrh rozměrů průvlaku:

$$h_p = \left( \frac{1}{12} \sim \frac{1}{10} \right) \cdot L_p = \left( \frac{1}{12} \sim \frac{1}{10} \right) \cdot 8100 = 675 \sim 810 \text{ mm} \rightarrow h_p = 750 \text{ mm}$$

$$b_p = \left( \frac{1}{3} \sim \frac{1}{2} \right) \cdot h_p = \left( \frac{1}{3} \sim \frac{1}{2} \right) \cdot 750 = 250 \sim 375 \text{ mm} \rightarrow b_p = 250 \text{ mm}$$

#### 5.1.1. Zatížení průvlaku

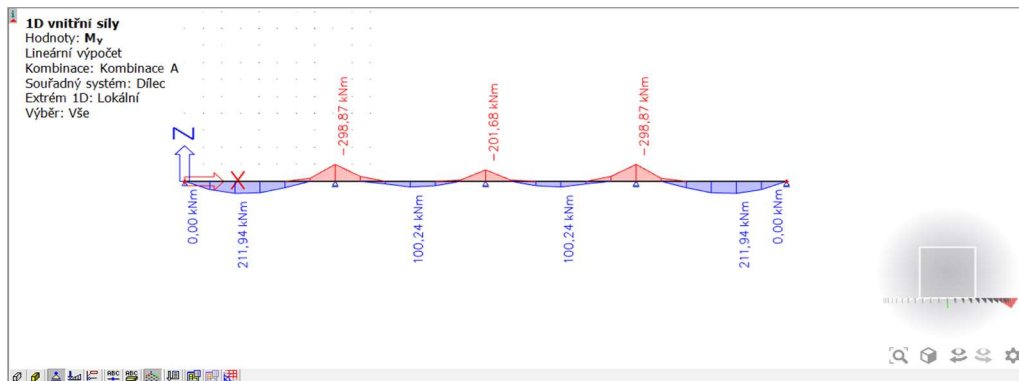
*Varianta A:*

Tabulka 36 - Výpočet zatížení na průvlak P1 varianty A

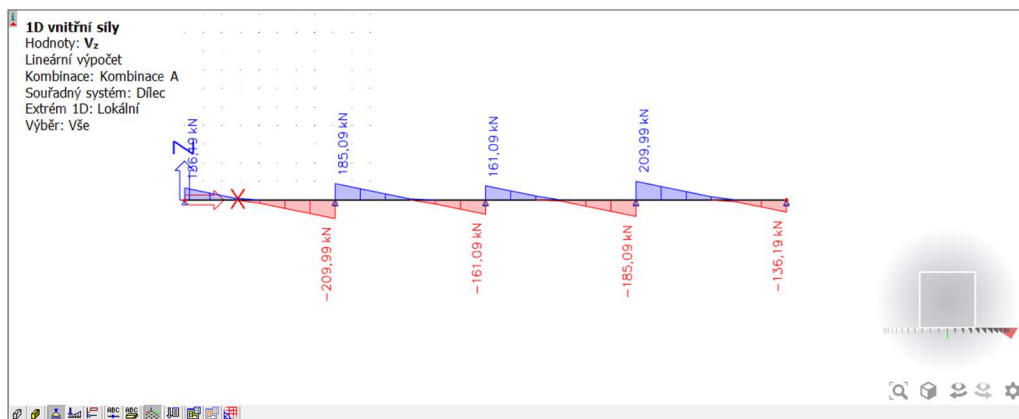
	A [m <sup>2</sup> ]	f <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	hmotnost [kg]	F <sub>k</sub> [kN]	zatížení na průvlak [kN/m]	γ <sub>F</sub>	f <sub>d</sub> [kN/m]
ocel			31952,08	319,52	9,86	1,35	13,31
sklo	373,23	0,5		186,61	5,76	1,35	7,78
sníh	373,23	0,75		279,92	8,64	1,5	12,96



- stálé zatížení  $g_k = 15,62 \text{ kN/m}$
- proměnné zatížení  $q_k = 8,64 \text{ kN/m}$



Obrázek 14- Hodnoty momentu  $M_y$  varianty A



Obrázek 15 - Hodnoty posouvací síly  $V_z$  varianty A

### Varianta B:



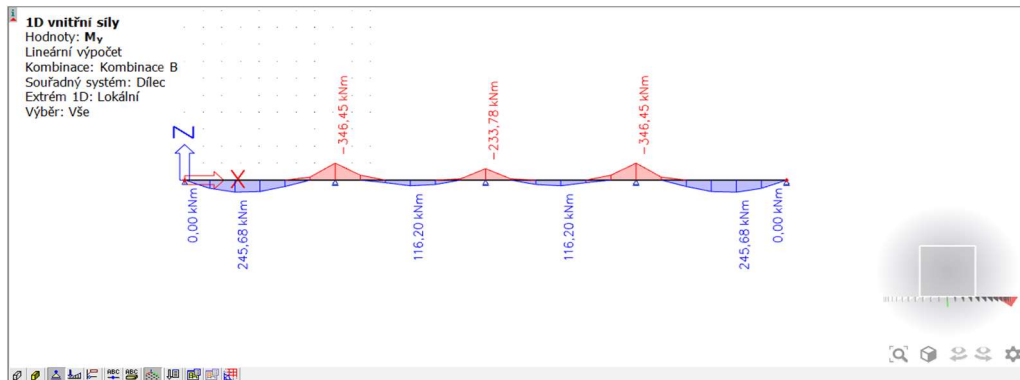
Obrázek 16 - Reakce od zastřešení atria



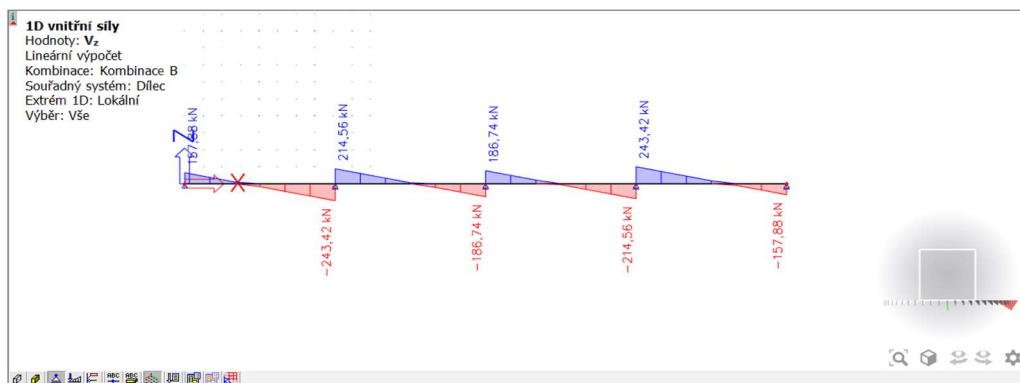
Výpočet spojitého zatížení:

$$\sum F_d = 1323,59 \text{ kN}$$

$$f_d = \frac{1323,59}{32,4} = 40,85 \text{ kN/m}$$



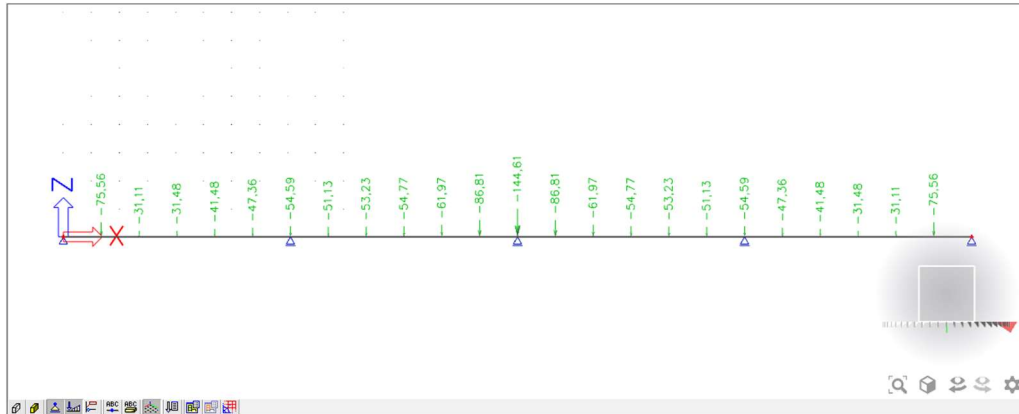
Obrázek 17 - Hodnoty momentu  $M_y$  varianty B



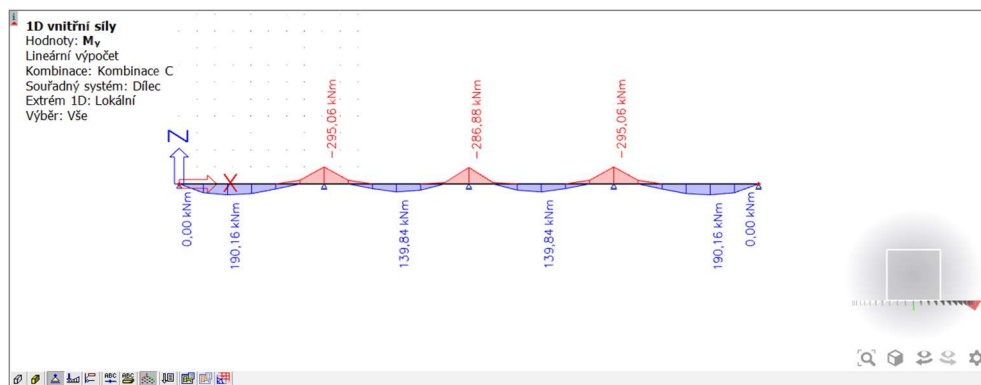
Obrázek 18 - Hodnoty posouvací síly  $V_z$  varianty B



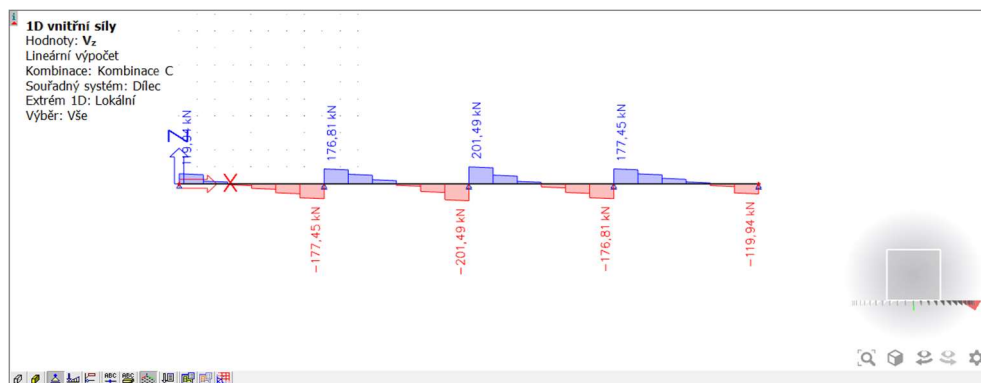
Varianta C:



Obrázek 19 - Bodové zatížení pro variantu C



Obrázek 20 - Hodnoty momentu  $M_y$  varianty C



Obrázek 21 - Hodnoty posouvající síly  $V_z$  varianty C





Tabulka 37 - Maximální návrhové momenty a posouvací síly

	5 SLOUPŮ		
	A	B	C
$M_{\max}$ [kNm]	298,87	<b>346,45</b>	295,06
$V_{\max}$ [kN]	209,99	<b>243,42</b>	201,49

Předpokládaný profil výztuže je 12 mm a předpokládaný profil třmínků je 8 mm.

$$d = h_p - c - \phi_{tr} \frac{\phi}{2} = 750 - 30 - 8 - \frac{12}{2} = 706 \text{ mm}$$

Poměrný ohybový moment:

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{346,45}{0,25 \cdot 0,706^2 \cdot 20000} = 0,141 \rightarrow \xi \text{ z tabulek [38], } \xi = 0,189$$

Potřebná plocha výztuže:

$$a_{s,req} = \frac{0,8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,8 \cdot 0,25 \cdot 0,706 \cdot 0,189 \cdot 20}{435 \cdot 10^6} = 1218,29 \text{ mm}^2$$

$$\text{Orientační stupeň vyztužení: } \rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{1218,29}{250 \cdot 701} = 0,695 \%$$

### 5.1.2. Ověření průvlaku z hlediska smyku

- volba  $\cot\theta = 1,5$
- $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 701 = 630,9 \text{ mm}$
- únosnost tlačené diagonály:

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_p \cdot z \cdot \frac{\cot\theta}{1 + (\cot\theta)^2} \\ &= 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20000 \cdot 0,25 \cdot 0,63 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 768,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{Rd,max} = 768,72 \text{ kN} \geq V_{Ed,max} = 243,42 \text{ kN} \rightarrow \text{VYHOVÍ}$$



### 5.1.3. Ověření ohybové štíhlosti

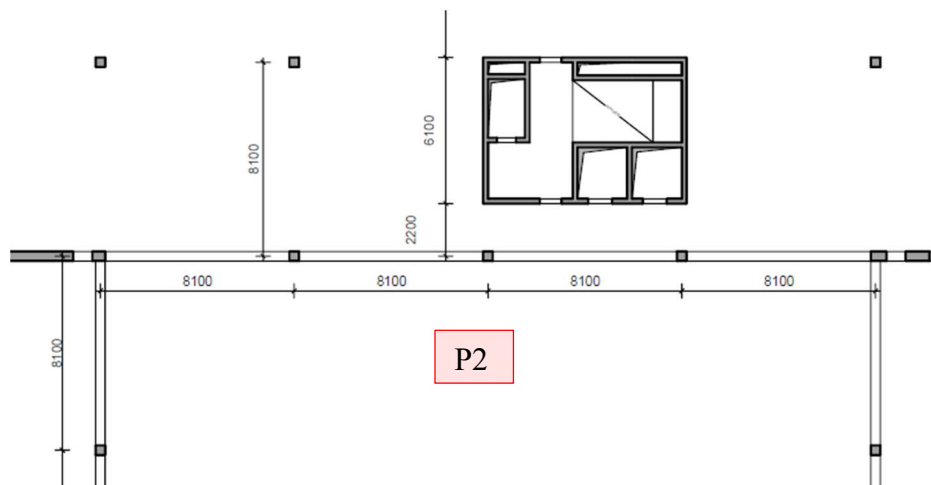
- součinitel průřezu  $\kappa_{c1} = 1,0$
- součinitel napětí  $\kappa_{c2} = \frac{7}{L} = \frac{7}{8,1} = 0,864$
- součinitel napětí tahové výztuže  $\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} = 1,2$
- krajní pole spojitého nosníku  $\lambda_{d,tab} = 25,04$

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 0,864 \cdot 1,2 \cdot 25,04 = 25,96$$

$$\lambda = \frac{L}{d} = \frac{8100}{701} = 11,55 \leq \lambda_d = 25,96$$

Navržené rozměry průvlaku vyhovují.

## 5.2. Předběžný návrh průvlaku P1 v 6. NP



Obrázek 22 - Průvlak P2

Na průvlak P2 působí zatížení od ocelové konstrukce atria a zatížení od střechy 6. NP. Jedná se o ŽB spojitý nosník o 4 polích. Je podepřen monolitickými sloupy s rozpětím 8100 mm. Zatížení od atria uvažuji podle varianty B (viz průvlak P1), protože toto zatížení vyšlo nejvíce nepříznivě.



Empirický návrh rozměrů průvlaku:

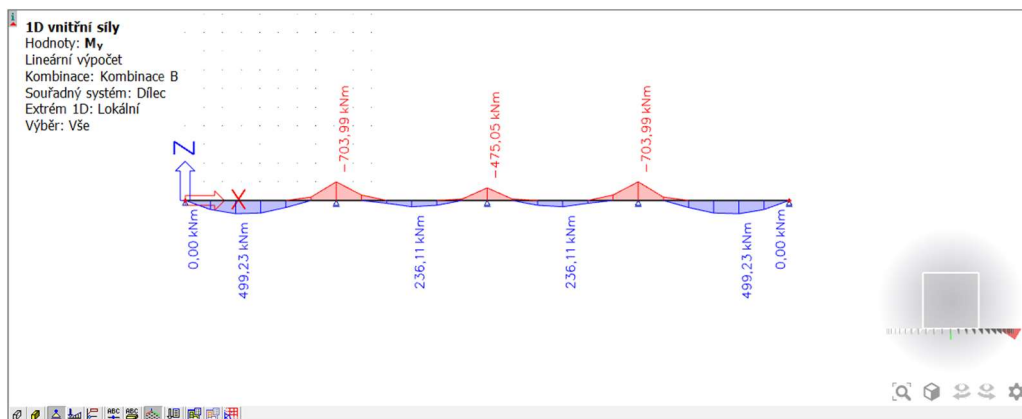
$$h_p = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{10}\right) \cdot L_p = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{10}\right) \cdot 8100 = 675 \sim 810 \text{ mm} \rightarrow h_p = 800 \text{ mm}$$

$$b_p = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}\right) \cdot h_p = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}\right) \cdot 750 = 250 \sim 375 \text{ mm} \rightarrow b_p = 300 \text{ mm}$$

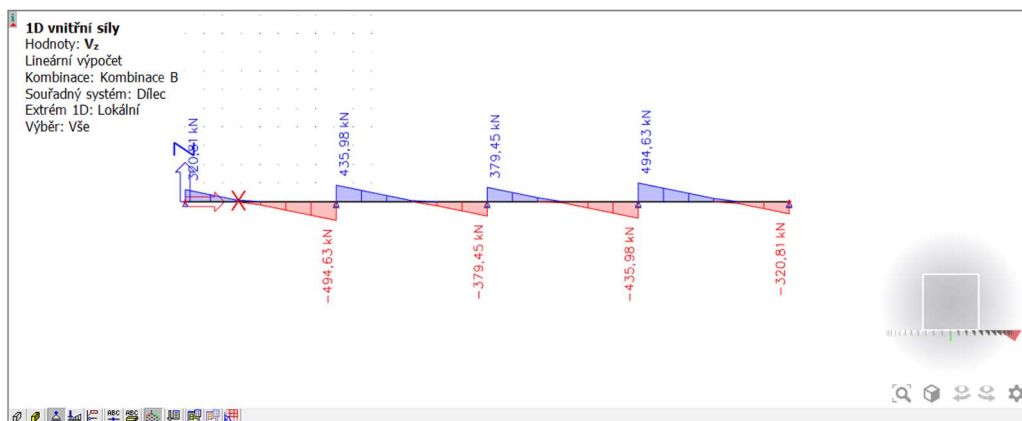
### 5.2.1. Zatížení průvlaku

Tabulka 38 - Zatížení průvlaku P2

	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací šířka [m]	$f_d$ [kN/m]
atrium			40,85
střecha 6. NP	11,29	4,05	45,73
atika			5,4
			<b>91,98</b>



Obrázek 23 - Hodnoty momentu  $M_y$



Obrázek 24- Hodnoty posouvací síly  $V_z$



$$M_{\max} = 703,99 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 494,63 \text{ kN}$$

Předpokládaný profil výztuže je 14 mm a předpokládaný profil třmínek je 8 mm.

$$d = h_p - c - \phi_{\text{tr}} \frac{\phi}{2} = 800 - 30 - 8 - \frac{12}{2} = 756 \text{ mm}$$

$$\text{Poměrný ohybový moment: } \mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{703,99}{0,3 \cdot 0,751^2 \cdot 20000} = 0,208 \rightarrow \xi \text{ z tabulek [38],}$$

$$\xi = 0,282$$

Potřebná plocha výztuže:

$$a_{s,req} = \frac{0,8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,8 \cdot 0,3 \cdot 0,756 \cdot 0,282 \cdot 20}{435 \cdot 10^6} = 2338,07 \text{ mm}^2$$

$$\text{Orientační stupeň vyztužení: } \rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{2338,07}{300 \cdot 756} = 1,04 \%$$

### 5.2.2. *Ověření průvlaku z hlediska smyku:*

- volba  $\cot\theta = 1,5$
- $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 756 = 680,4 \text{ mm}$
- únosnost tlačené diagonály:

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_p \cdot z \cdot \frac{\cot\theta}{1 + (\cot\theta)^2} \\ &= 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20000 \cdot 0,3 \cdot 0,68 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 988,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{Rd,max} = 988,3 \text{ kN} \geq V_{Ed,max} = 494,63 \text{ kN} \rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

### 5.2.3. *Ověření ohybové štíhlosti:*

- součinitel průřezu  $\kappa_{c1} = 1,0$
- součinitel napětí  $\kappa_{c2} = \frac{7}{L} = \frac{7}{8,1} = 0,864$



- součinitel napětí tahové výztuže  $\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} = 1,2$
- krajní pole spojitého nosníku  $\lambda_{d,tab} = 25,04$

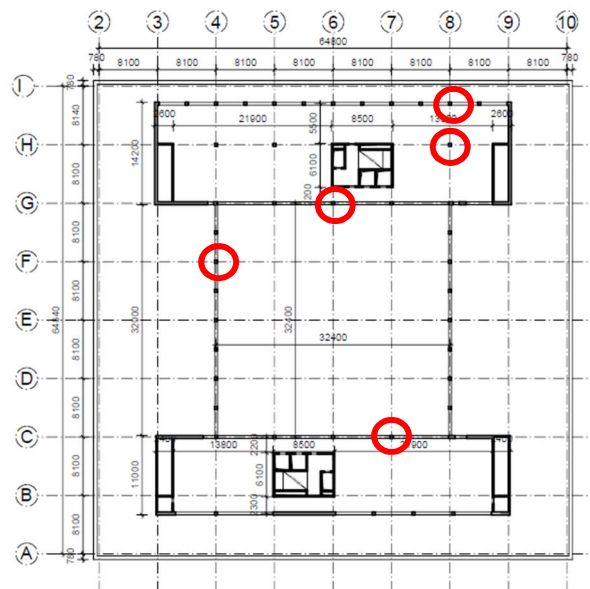
$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 0,864 \cdot 1,2 \cdot 25,04 = 25,96$$

$$\lambda = \frac{L}{d} = \frac{8100}{751} = 10,79 \leq \lambda_d = 25,96$$

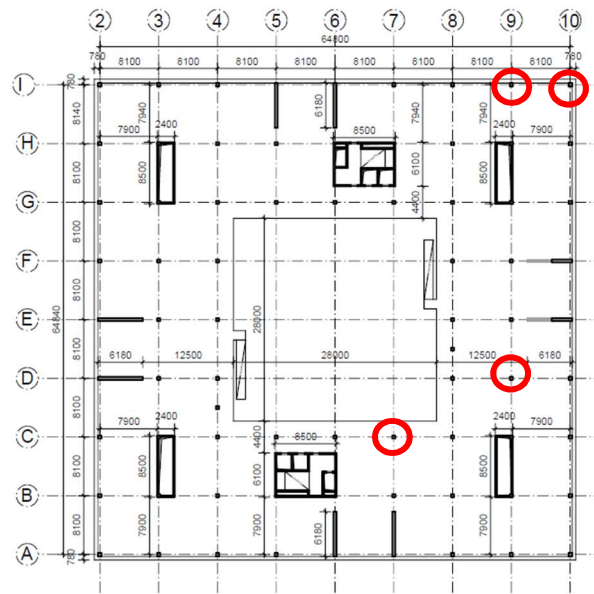
Navržené rozměry průvlaku vyhovují.

## 6. Předběžný návrh sloupů

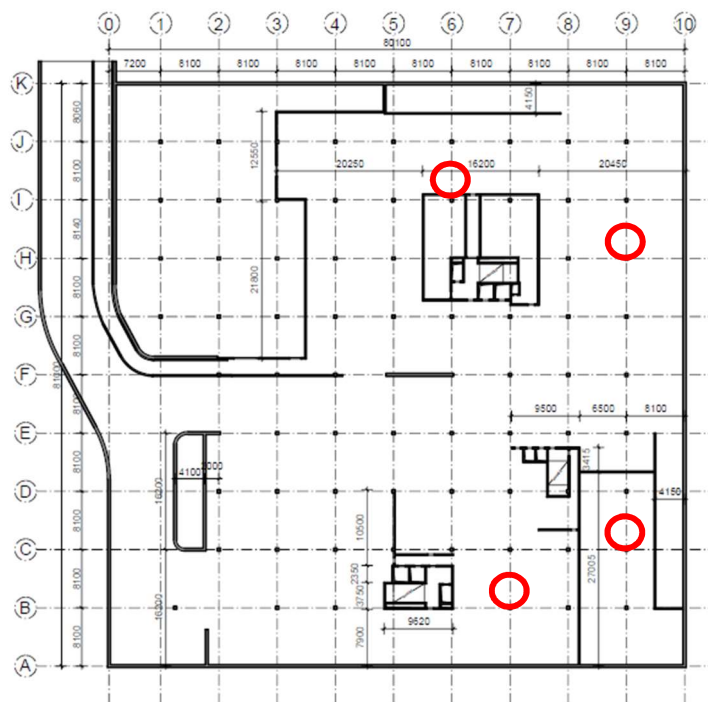
Předběžný návrh je proveden u sloupů D9 5. NP-2.PP, C7 6. NP-2.PP, I9 5. NP-2.PP, I10 5. NP-1. NP, v 6. NP sloupy I-H8, H8, G6, F4 a v podzemních podlažích u sloupy J6. V 6. NP na ose I byly odstraněny sloupy, které neleží na osách a rozpětí mezi sloupy bylo zvětšeno na 8100 mm. To stejné bylo provedeno na osách 4 a 8 u sloupů, které podepírají atrium.



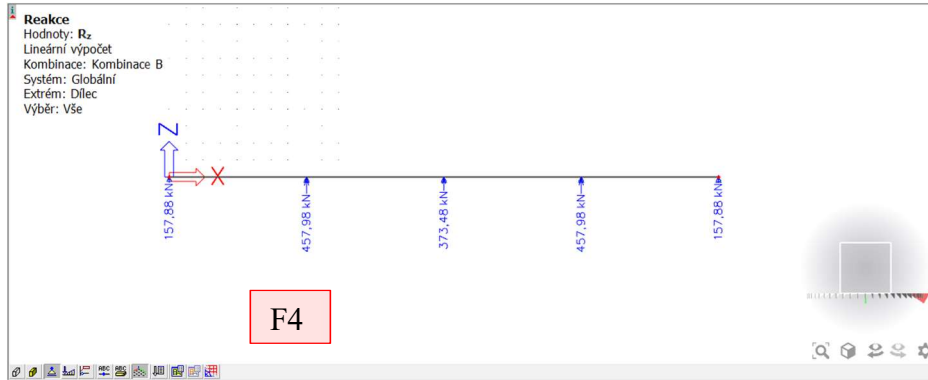
Obrázek 25- 6. NP



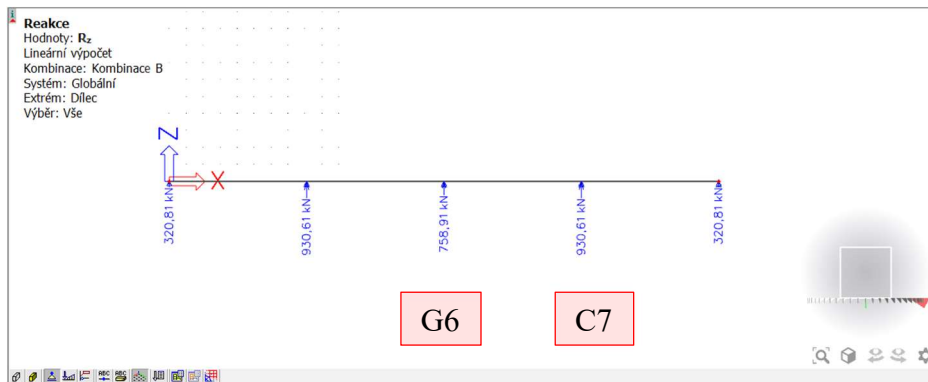
Obrázek 26- 5. NP



Obrázek 27 - 1. PP



Obrázek 28- Reakce do sloupů od průvlak P1



Obrázek 29- Reakce do sloupů od průvlak P2

## 6.1.Redukce normálové síly do sloupů:

Tabulka 39 - Redukce normálové síly

### SLOUP D9

patro	6	5	4	3	2	1	-1	-2
počet podlaží nad zatíženým nosným prvkem $n > 2$	-	0	1	2	3	4	5	6
$\Psi_0$	-	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	1
$\alpha_n$	-	-	-	-	0,9	0,85	0,82	1

### SLOUP C7

patro	6	5	4	3	2	1	-1	-2
počet podlaží nad zatíženým nosným prvkem $n > 2$	0	1	2	3	4	5	6	7
$\Psi_0$	-	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	1
$\alpha_n$	-	-	-	0,9	0,85	0,82	0,8	1



### SLOUP 19, 110

patro	6	5	4	3	2	1	-1	-2
počet podlaží nad zatíženým nosným prvkem $n > 2$	-	0	1	2	3	4	5	6
$\Psi_0$	-	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	1
$\alpha_n$	-	-	-	-	0,9	0,85	0,82	1

## 6.2. Zatížení do sloupů a normálová únosnost:

### 6.2.1. Sloup D9

Tabulka 40 - Zatížení do sloupu D9

ZATÍŽENÍ NA SLOUP D9 - 5. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
celkem od desky	34,02	65,61	2232,23
sloup	25*0,3*0,3*3,8*1,35		11,54
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>2243,77</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>2520,00</b>

Rozměr sloupu: 300x300 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP D9 - 4. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			2243,77
celkem od desky	15,74	65,61	1032,86
sloup	25*0,35*0,35*3,8*1,35		15,71
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>3292,34</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>3430,00</b>

Rozměr sloupu: 350x350 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP D9 - 3. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			3292,34
celkem od desky	15,74	65,61	1032,86
sloup	25*0,4*0,4*3,8*1,35		20,52
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>4345,71</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>4480,00</b>

Rozměr sloupu: 400x400 mm





ZATÍŽENÍ NA SLOUP D9 - 2. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			4345,71
celkem od desky	15,74	65,61	1032,86
sloup	25*0,45*0,45*3,8*1,35		25,97
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>5404,54</b>
<b>redukce <math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>4864,08</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>5670,00</b>

Rozměr sloupu: 450x450 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP D9 - 1. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			5404,54
celkem od desky	15,74	65,61	1032,86
sloup	25*0,45*0,45*5,05*1,35		34,51
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>6471,91</b>
<b>redukce <math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>5501,12</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>5670,00</b>

Rozměr sloupu: 450x450 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP D9 - 1. PP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			6471,91
celkem od desky	15,74	42,768	673,27
sloup	25*0,5*0,5*4,55*1,35		38,39
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>7183,57</b>
<b>redukce <math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>5890,52</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>7000,00</b>

Rozměr sloupu: 500x500 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP D9 - 2. PP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			7183,57
celkem od desky	11,51	49,6125	570,85
sloup	25*0,55*0,55*2,75*1,35		30,63
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>7785,04</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>8470,00</b>

Rozměr sloupu: 550x550 mm



## 6.2.2. Sloup C7

Tabulka 41 - Zatížení do sloupu C7

ZATÍŽENÍ NA SLOUP C7 - 6. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
<b>od nosníku</b>			930,61
sloup	25*0,3*0,2*3,8*1,35		7,70
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>938,31</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>1680,00</b>

Rozměr sloupu: 300x200 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP C7 - 5. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			938,31
celkem od desky	15,74	53,865	847,96
sloup	25*0,3*0,3*3,8*1,35		11,54
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>1797,81</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>2520,00</b>

Rozměr sloupu: 300x300 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP C7 - 4. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			1797,81
celkem od desky	15,74	53,865	847,96
sloup	25*0,35*0,35*3,8*1,35		15,71
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>2661,48</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>3430,00</b>

Rozměr sloupu: 350x350 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP C7 - 3. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			2661,48
celkem od desky	15,74	53,865	847,96
sloup	25*0,4*0,4*3,8*1,35		20,52
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>3529,96</b>
<b>redukce <math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>3176,97</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>4480,00</b>

Rozměr sloupu: 400x400 mm



ZATÍŽENÍ NA SLOUP C7 - 2. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			3529,96
celkem od desky	15,74	65,61	1032,86
sloup	25*0,4*0,4*3,8*1,35		20,52
$N_{Ed}$ [kN] =			4583,34
<b>redukce <math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>3895,84</b>
$N_{Rd}$ [kN] =			<b>4480,00</b>

Rozměr sloupu: 450x450 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP C7 - 1. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			4583,34
celkem od desky	15,74	65,61	1032,86
sloup	25*0,45*0,45*5,05*1,35		34,51
$N_{Ed}$ [kN] =			5650,71
<b>redukce <math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>4633,58</b>
$N_{Rd}$ [kN] =			<b>5670,00</b>

Rozměr sloupu: 450x450 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP C7 - 1. PP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
#NÁZEV?			5650,71
celkem od desky	15,74	65,61	1032,86
sloup	25*0,5*0,5*4,55*1,35		38,39
$N_{Ed}$ [kN] =			6721,95
<b>redukce <math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>5377,56</b>
$N_{Rd}$ [kN] =			<b>7000,00</b>

Rozměr sloupu: 500x500 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP C7 - 2. PP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			6721,95
celkem od desky	21,49	65,61	1410,08
sloup	25*0,55*0,55*2,75*1,35		30,63
$N_{Ed}$ [kN] =			<b>8162,66</b>
$N_{Rd}$ [kN] =			<b>8470,00</b>

Rozměr sloupu: 550x550 mm



### 6.2.3. Sloup I9

Tabulka 42 - Zatížení do sloupu I9

ZATÍŽENÍ NA SLOUP I9 - 5. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyššího patra			129,2225
celkem od desky	34,02	32,805	1116,11
sloup	25*0,25*0,25*3,8*1,35		8,02
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>1253,35</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>1750,00</b>

Rozměr sloupu: 250x250 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP I9 - 4. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			1253,35
celkem od desky	15,74	32,805	516,43
sloup	25*0,3*0,3*3,8*1,35		11,54
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>1781,32</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>2520,00</b>

Rozměr sloupu: 300x300 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP I9 - 3. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			1781,32
celkem od desky	15,74	32,805	516,43
sloup	25*0,3*0,3*3,8*1,35		11,54
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>2309,29</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>2520,00</b>

Rozměr sloupu: 300x300 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP I9 - 2. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			2309,29
celkem od desky	15,74	32,805	516,43
sloup	25*0,35*0,35*3,8*1,35		15,71
$N_{Ed}$ [kN] =			2841,43
<b>redukce <math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>2557,29</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>3430,00</b>

Rozměr sloupu: 350x350 mm



ZATÍŽENÍ NA SLOUP I9 - 1. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			2841,43
celkem od desky	15,74	32,805	516,43
sloup	25*0,35*0,35*5,05*1,35		20,88
$N_{Ed}$ [kN] =			3378,74
<b>redukce <math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>2871,93</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>3430,00</b>

Rozměr sloupu: 350x350 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP I9 - 1. PP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			3378,74
celkem od desky budovy	15,74	32,805	516,43
celkem od desky terasy	15,34	32,805	503,24
sloup	25*0,4*0,4*4,55*1,35		24,57
$N_{Ed}$ [kN] =			4422,97
<b>redukce <math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>3626,84</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>4480,00</b>

Rozměr sloupu: 400x400 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP I9 - 2. PP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			4422,97
celkem od desky	11,51	65,61	754,92
sloup	25*0,45*0,45*2,75*1,35		20,50
$N_{Ed}$ [kN] =			5198,40
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>5670,00</b>

Rozměr sloupu: 450x450 mm

## 6.2.4. Sloup I10

Tabulka 43 - Zatížení do sloupu I10

ZATÍŽENÍ NA SLOUP I10 - 5. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
celkem od desky	34,02	32,805	1116,11
sloup	25*0,25*0,25*3,8*1,35		8,02
$N_{Ed}$ [kN] =			1124,13
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>1750,00</b>

Rozměr sloupu: 250x250 mm



ZATÍŽENÍ NA SLOUP I10 - 4. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			1124,13
celkem od desky	15,74	32,805	516,43
sloup	25*0,25*0,25*3,8*1,35		8,02
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>1648,57</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>1750,00</b>

Rozměr sloupu: 250x250 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP I10 - 3. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			1648,57
celkem od desky	15,74	32,805	516,43
sloup	25*0,3*0,3*3,8*1,35		11,54
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>2176,54</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>2520,00</b>

Rozměr sloupu: 300x300 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP I10 - 2. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			2176,54
celkem od desky	15,74	32,805	516,43
sloup	25*0,3*0,3*3,8*1,35		11,54
$N_{Ed}$ [kN] =			2704,51
<b>redukce <math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>2434,06</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>2520,00</b>

Rozměr sloupu: 300x300 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP I10 - 1. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			2704,51
celkem od desky	15,74	32,805	516,43
sloup	25*0,35*0,35*3,8*1,35		15,71
$N_{Ed}$ [kN] =			3236,65
<b>redukce <math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>2751,15</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>3430,00</b>

Rozměr sloupu: 350x350 mm



### 6.2.5. Sloupy v 6. NP

Tabulka 44 - Zatížení do sloupů v 6. NP

ZATÍŽENÍ NA SLOUP I-H8 - 6. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od atiky	27,00	1,62	43,74
celkem od desky	11,29	23,085	260,65
sloup	25*0,2*0,2*3,8*1,35		5,13
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>309,52</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>1120,00</b>

Rozměr sloupu: 200x200 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP H8 - 6. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
celkem od desky	11,29	41,4	467,45
sloup	25*0,2*0,2*3,8*1,35		5,13
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>472,58</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>1120,00</b>

Rozměr sloupu: 200x200 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP G6 - 6. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od nosníku			758,91
sloup	25*0,3*0,2*3,8*1,35		7,70
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>766,61</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>1680,00</b>

Rozměr sloupu: 300x200 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP F4 - 6. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od nosníku			457,98
sloup	25*0,25*0,2*3,8*1,35		6,41
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>464,39</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>1400,00</b>

Rozměr sloupu: 250x200 mm



## 6.2.6. Sloupy v podzemních podlažích

Tabulka 45 - Zatížení do sloupů v podzemních podlažích

ZATÍŽENÍ NA SLOUP J6 - 1. PP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
celkem od desky	15,57	65,61	1021,69
sloup	25*0,2*0,2*4,55*1,35		6,14
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>1027,84</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>1120,00</b>

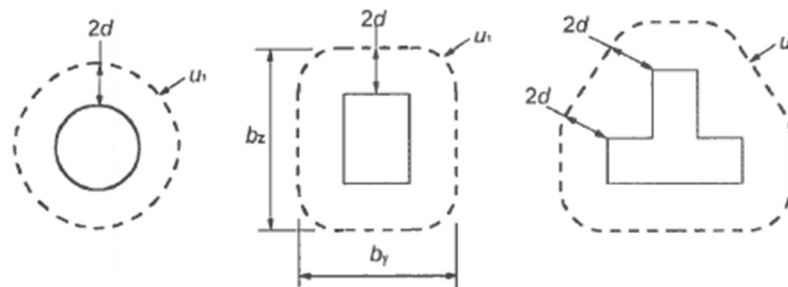
Rozměr sloupu: 200x200 mm

ZATÍŽENÍ NA SLOUP J6 - 2. PP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			1027,84
celkem od desky	11,51	49,2075	566,19
sloup	25*0,25*0,25*2,75*1,35		5,80
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>1599,83</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>1750,00</b>

Rozměr sloupu: 250x250 mm

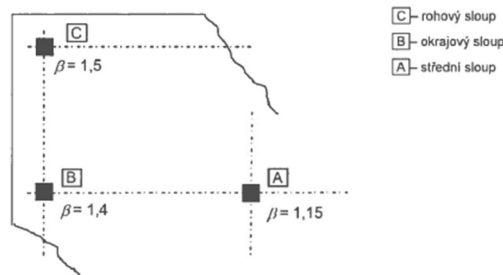
## 6.3. Ověření protlačení

- kontrolovaný obvod  $u_0$  je obvod průřezu sloupu
- kontrolovaný obvod  $u_1 = u_0 + 2\pi \cdot 2d$



Obrázek 30 - Typické základní kontrolované obvody u zatěžovaných ploch [6]





Obrázek 31 - Doporučené hodnoty  $\beta$

- účinek zatížení v kontrolovaných obvodu  $u_0$ :  $v_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d}$
- účinek zatížení v kontrolovaných obvodu  $u_1$ :  $v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d}$
- únosnost tlakové diagonály  $v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$
- smyková únosnost desky  $\alpha_{max} \cdot v_{Rd,c} = \alpha_{max} \cdot \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}}$
- předpoklad:
  - $v_{Ed,0} \leq v_{Rd,max}$
  - $v_{Ed,1} \leq v_{Rd,c}$

Tabulka 46 - Ověření na protlačení sloupu D9

SLOUP D9	5. NP	4. NP	3. NP	2. NP	1. NP	1. PP budova	2. PP parkoviště
zatěžovací plocha sloupu [m <sup>2</sup> ]	65,61	65,61	65,61	65,61	65,61	65,61	65,61
zatížení desky (g+q) <sub>d</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	34,02	15,74	15,74	15,74	15,74	15,74	11,51
odhad posouvací síly V <sub>Ed</sub> [kN]	2232,23	1032,86	1032,86	1032,86	1032,86	1032,86	754,92
délka strany sloupu [mm]	300	350	400	450	450	500	550
d <sub>x</sub> [mm]	259	219	219	219	219	209	219
d <sub>y</sub> [mm]	247	207	207	207	207	197	207
d [mm]	253	213	213	213	213	203	213
u <sub>0</sub> [mm]	1200	1400	1600	1800	1800	2000	2200
u <sub>1</sub> [mm]	4379	4077	4277	4477	4477	4551	4877
odhad $\beta$	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15
v <sub>Ed,0</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>8,46</b>	<b>3,98</b>	<b>3,49</b>	<b>3,10</b>	<b>3,10</b>	<b>2,93</b>	<b>1,85</b>
v <sub>Ed,1</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>2,317</b>	<b>1,368</b>	<b>1,304</b>	<b>1,246</b>	<b>1,246</b>	<b>1,286</b>	<b>0,836</b>
únosnost tlakové diagonály v <sub>Rd,max</sub> [MPa]	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>
odhad $\rho$	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
v <sub>Rd,c</sub> [MPa]	0,559	0,583	0,583	0,583	0,583	0,590	0,583
odhad $\alpha_{max}$ [-]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
$\alpha_{max} \cdot v_{Rd,c}$	<b>0,839</b>	<b>0,874</b>	<b>0,874</b>	<b>0,874</b>	<b>0,874</b>	<b>0,885</b>	<b>0,874</b>



Tabulka 47 - Ověření na protlačení sloupu C7

<b>SLOUP C7</b>	5. NP	4. NP	3. NP	2. NP	1. NP	1. PP	2. PP
zatěžovací plocha sloupu [m <sup>2</sup> ]	53,865	53,865	53,865	65,61	65,61	65,61	65,61
zatížení desky (g+q) <sub>d</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	15,74	15,74	15,74	15,74	15,74	15,74	21,49
odhad posouvací síly V <sub>Ed</sub> [kN]	847,96	847,96	847,96	1032,86	1032,86	1032,86	1410,08
délka strany sloupu [mm]	300	350	400	400	450	500	550
d <sub>x</sub> [mm]	209	219	219	219	219	209	209
d <sub>y</sub> [mm]	197	207	207	207	207	197	197
d [mm]	203	213	213	213	213	203	203
u <sub>0</sub> [mm]	1200	1400	1600	1600	1800	2000	2200
u <sub>1</sub> [mm]	3751	4077	4277	4277	4477	4551	4751
odhad β	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15
V <sub>Ed,0</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>4,00</b>	<b>3,27</b>	<b>2,86</b>	<b>3,49</b>	<b>3,10</b>	<b>2,93</b>	<b>3,63</b>
V <sub>Ed,1</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>1,281</b>	<b>1,123</b>	<b>1,071</b>	<b>1,304</b>	<b>1,246</b>	<b>1,286</b>	<b>1,681</b>
únosnost tlakové diagonály v <sub>Rd,max</sub> [MPa]	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>
odhad ρ	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
v <sub>Rd,c</sub> [MPa]	0,590	0,583	0,583	0,583	0,583	0,590	0,590
odhad α <sub>max</sub> [-]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
α <sub>max</sub> * v <sub>Rd,c</sub>	<b>0,885</b>	<b>0,874</b>	<b>0,874</b>	<b>0,874</b>	<b>0,874</b>	<b>0,885</b>	<b>0,885</b>

Tabulka 48 - Ověření na protlačení sloupu I9

<b>SLOUP I9</b>	5. NP	4. NP	3. NP	2. NP	1. NP	1. PP	2. PP
zatěžovací plocha sloupu [m <sup>2</sup> ]	32,805	32,805	32,805	32,805	32,805	65,61	65,61
zatížení desky (g+q) <sub>d</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	34,02	15,74	15,74	15,74	15,74	15,66	11,51
odhad posouvací síly V <sub>Ed</sub> [kN]	1116,11	516,43	516,43	516,43	516,43	1027,27	754,92
délka strany sloupu [mm]	250	300	300	350	350	400	450
d <sub>x</sub> [mm]	209	219	219	219	219	209	209
d <sub>y</sub> [mm]	197	207	207	207	207	197	197
d [mm]	203	213	213	213	213	203	203
u <sub>0</sub> [mm]	1000	1200	1200	1400	1400	1600	1800
u <sub>1</sub> [mm]	3551	3877	3877	4077	4077	4151	4351
odhad β	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,15	1,15
V <sub>Ed,0</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>7,70</b>	<b>2,83</b>	<b>2,83</b>	<b>2,42</b>	<b>2,42</b>	<b>3,64</b>	<b>2,38</b>
V <sub>Ed,1</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>2,168</b>	<b>0,876</b>	<b>0,876</b>	<b>0,833</b>	<b>0,833</b>	<b>1,402</b>	<b>0,983</b>
únosnost tlakové diagonály v <sub>Rd,max</sub> [MPa]	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>
odhad ρ	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
v <sub>Rd,c</sub> [MPa]	0,590	0,583	0,583	0,583	0,583	0,590	0,590
odhad α <sub>max</sub> [-]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
α <sub>max</sub> * v <sub>Rd,c</sub>	<b>0,885</b>	<b>0,874</b>	<b>0,874</b>	<b>0,874</b>	<b>0,874</b>	<b>0,885</b>	<b>0,885</b>

Tabulka 49 - Ověření na protlačení sloupu I10



SLOUP I10	5. NP	4. NP	3. NP	2. NP	1. NP
zatěžovací plocha sloupu [m <sup>2</sup> ]	32,805	32,805	32,805	32,805	32,805
zatížení desky (g+q) <sub>d</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	34,02	15,74	15,74	15,74	15,74
odhad posouvací síly V <sub>Ed</sub> [kN]	1116,11	516,43	516,43	516,43	516,43
délka strany sloupu [mm]	250	250	300	300	350
d <sub>x</sub> [mm]	209	219	219	219	219
d <sub>y</sub> [mm]	197	207	207	207	207
d [mm]	203	213	213	213	213
u <sub>0</sub> [mm]	1000	1000	1200	1200	1400
u <sub>1</sub> [mm]	3551	3677	3877	3877	4077
odhad β	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
V <sub>Ed,0</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>8,25</b>	<b>3,64</b>	<b>3,03</b>	<b>3,03</b>	<b>2,60</b>
V <sub>Ed,1</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>2,323</b>	<b>0,989</b>	<b>0,938</b>	<b>0,938</b>	<b>0,892</b>
únosnost tlakové diagonály v <sub>Rd,max</sub> [MPa]	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>
odhad ρ	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
v <sub>Rd,c</sub> [MPa]	0,590	0,583	0,583	0,583	0,583
odhad α <sub>max</sub> [-]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
α <sub>max</sub> * v <sub>Rd,c</sub>	<b>0,885</b>	<b>0,874</b>	<b>0,874</b>	<b>0,874</b>	<b>0,874</b>

Tabulka 50 - Ověření na protlačení sloupů v 6. NP a v podzemních podlažích

	6. NP SLOUP I-H8	6. NP SLOUP H8	1. PP SLOUP J6	2. PP SLOUP J6
zatěžovací plocha sloupu [m <sup>2</sup> ]	23,085	41,4	65,61	49,2075
zatížení desky (g+q) <sub>d</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	11,29	11,29	15,57	11,51
odhad posouvací síly V <sub>Ed</sub> [kN]	260,65	467,45	1021,69	566,19
délka strany sloupu [mm]	200	200	200	250
d <sub>x</sub> [mm]	209	209	209	209
d <sub>y</sub> [mm]	197	197	197	197
d [mm]	203	203	203	203
u <sub>0</sub> [mm]	800	800	800	1000
u <sub>1</sub> [mm]	3351	3351	3351	3551
odhad β	1,4	1,15	1,15	1,15
V <sub>Ed,0</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>2,25</b>	<b>3,31</b>	<b>7,23</b>	<b>3,21</b>
V <sub>Ed,1</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	<b>0,536</b>	<b>0,790</b>	<b>1,727</b>	<b>0,903</b>
únosnost tlakové diagonály v <sub>Rd,max</sub> [MPa]	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>	<b>4,22</b>
odhad ρ	0,005	0,005	0,005	0,005
v <sub>Rd,c</sub> [MPa]	0,590	0,590	0,590	0,590
odhad α <sub>max</sub> [-]	1,5	1,5	1,5	1,5
α <sub>max</sub> * v <sub>Rd,c</sub>	<b>0,885</b>	<b>0,885</b>	<b>0,885</b>	<b>0,885</b>

Desky všech podlaží, až na desku 6. NP nevyhoví na protlačení. Je nutné navrhnout hlavice sloupů. Rozměry hlavic jsou navrženy v programu FIN EC 2020 pro desku 4. NP, protože v další části práce je proveden její podrobný návrh. Obdobné zesílení je předpokládáno i u dalších stropních desek.



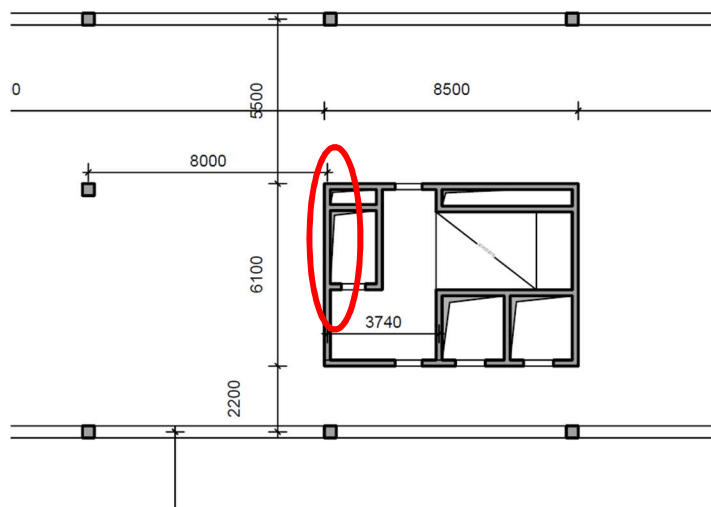
## 7. Předběžný návrh stěn

### 7.1. Návrh stěny ztužujícího jádra

Stěny ztužujícího jádra jsou navrženy jako monolitické stěny tloušťky 200 mm. Stejně tak i ostatní železobetonové stěny v objektu. Ověřena je jedna ze stěn ztužujícího jádra.

**Návrh tloušťky stěn: → 200 mm.**

Ověření je provedeno pro pruh stěny šířky 1 m.



Obrázek 32 - Schéma posuzované stěny

Tabulka 51 - Normálová síla uvažovaná na 1 m stěny

JÁDRO 6. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací šířka [m]	$f_d$ [kN/m]
střecha 6. NP	11,29	5,92	66,84
stěna	25*0,2*3,8*1,35		25,65
<b><math>N_{Ed}</math> [kN]</b>			<b>92,49</b>

JÁDRO 5. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací šířka [m]	$f_d$ [kN/m]
od vyšších pater			92,49
celkem od desky	15,74	5,92	93,19
stěna	25*0,2*3,8*1,35		25,65
<b><math>N_{Ed}</math> [kN]</b>			<b>118,84</b>



JÁDRO 4. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací šířka [m]	$f_d$ [kN/m]
od vyšších pater			118,84
celkem od desky	15,74	5,92	93,19
stěna	25*0,2*3,8*1,35		25,65
<b><math>N_{Ed}</math> [kN]</b>	<b>237,69</b>		

JÁDRO 3. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací šířka [m]	$f_d$ [kN/m]
od vyšších pater			237,69
celkem od desky	15,74	5,92	93,19
stěna	25*0,2*3,8*1,35		25,65
<b><math>N_{Ed}</math> [kN]</b>	<b>356,53</b>		

JÁDRO 2. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací šířka [m]	$f_d$ [kN/m]
od vyšších pater			356,53
celkem od desky	15,74	5,92	93,19
stěna	25*0,2*3,8*1,35		25,65
<b><math>N_{Ed}</math> [kN]</b>	<b>475,38</b>		

JÁDRO 1. NP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací šířka [m]	$f_d$ [kN/m]
od vyšších pater			475,38
celkem od desky	15,74	5,92	93,19
stěna	25*0,2*5,05*1,35		34,09
<b><math>N_{Ed}</math> [kN]</b>	<b>602,66</b>		

JÁDRO 1. PP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací šířka [m]	$f_d$ [kN/m]
od vyšších pater			602,66
celkem od desky	15,74	5,92	93,19
stěna	25*0,2*4,55*1,35		30,71
<b><math>N_{Ed}</math> [kN]</b>	<b>726,57</b>		

JÁDRO 2. PP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací šířka [m]	$f_d$ [kN/m]
od vyšších pater			726,57
celkem od desky	21,49	5,92	127,23
stěna	25*0,2*2,75*1,35		18,56
<b><math>N_{Ed}</math> [kN]</b>	<b>872,36</b>		

$$A_c = 0,2 \cdot 1 = 0,2 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,8 \cdot 0,2 \cdot 20000 = 3200 \text{ kN/m}'$$

$$n = \frac{|N_{Ed}|}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$l_0 = \beta \cdot l; \beta = 0,85$$



$$\lambda = \frac{l_0}{i}; i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,2}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}; A = 0,7; B = 1,1; C = 0,7$$

Tabulka 52 - Posouzení štíhlosti stěny

	$N_{Ed}$ [kN/m']	Využití únosnosti v tlaku	$l$ [m]	$l_0$ [m]	$i$	$\lambda$	$n$	$\lambda_{lim}$	
6. NP	92,49	2,89%	3,800	3,230	0,058	55,95	0,023	70,89	
5. NP	118,84	3,71%	3,800	3,230	0,058	55,95	0,030	62,54	
4. NP	237,69	7,43%	3,800	3,230	0,058	55,95	0,059	44,22	štíhlá stěna
3. NP	356,53	11,14%	3,800	3,230	0,058	55,95	0,089	36,11	štíhlá stěna
2. NP	475,38	14,86%	3,800	3,230	0,058	55,95	0,119	31,27	štíhlá stěna
1. NP	602,66	18,83%	5,050	4,293	0,058	74,35	0,151	27,77	štíhlá stěna
1. PP	726,57	22,71%	4,550	3,868	0,058	66,99	0,182	25,29	štíhlá stěna
2. PP	872,36	27,26%	2,750	2,338	0,058	40,49	0,218	23,08	štíhlá stěna

Tlaková únosnost stěn není ani zdaleka vyčerpaná, ale stěny od 4. NP dolů jsou štíhlé. Podrobný návrh stěn by se musel provést s ohledem na jejich štíhlost pomocí účinků druhého řádu.

## 7.2. Předběžný návrh suterénních stěn

Podzemí část objektu tvoří monolitické železobetonové suterénní stěny, které slouží jako bílá vana. Zásyp podzemní části objektu je proveden nenamrzavou zeminou. Hladina podzemní vody je v 5 m pod úrovní terénu. Stavební jáma může být ze severní a východní strany objektu provedená svahováním, ale je nutné snížit hladinu podzemní vody zhruba o 4 m. Je potřeba ověřit, zda snížení hladiny podzemní vody nemá negativní vliv na okolní zástavbu. Ze strany jižní a západní je nutno provést těsněnou stavební jámu pomocí štětovic. Beton použitý pro suterénní stěnu je C30/37-XC2, XA2-C1 0,2-D<sub>max</sub>16.

Železobetonové suterénní stěny jsou pnuty ve svislém směru mezi vyztuženými stropními deskami 1. a 2. PP a mezi podlahovou deskou 2. PP. Neposuvnost v patě stěny je zajištěna základovou deskou pod 2. PP.

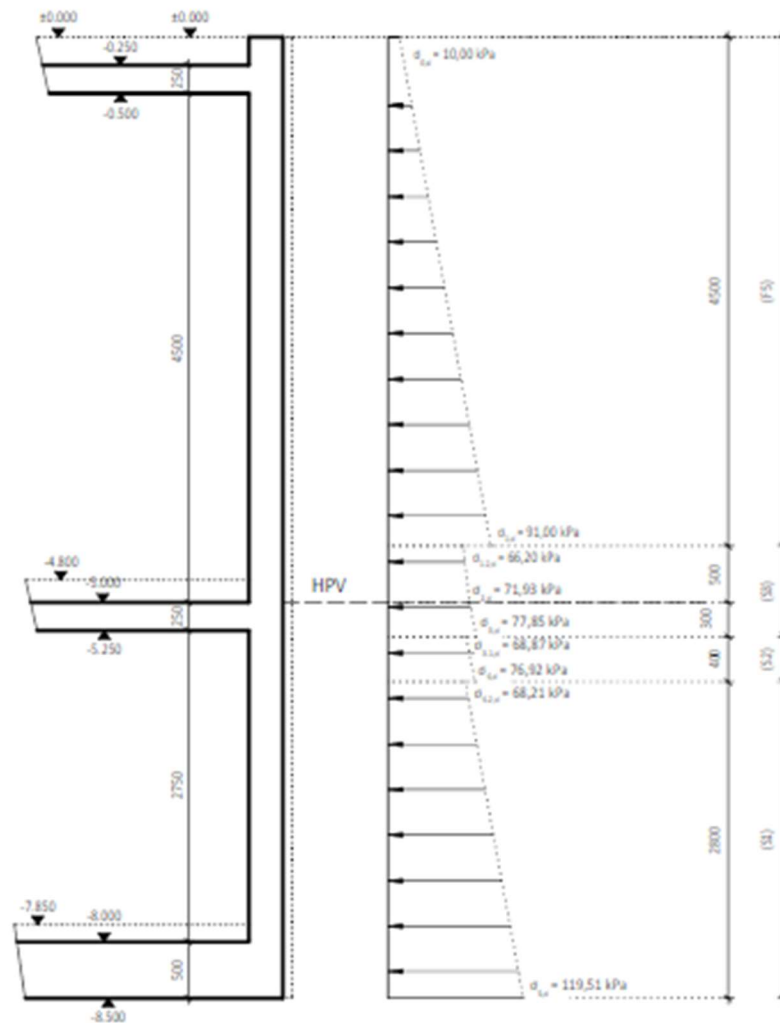
**Návrh tloušťky stěny → 300 mm.**

Ověření je provedeno pro pruh stěny šířky 1 m.

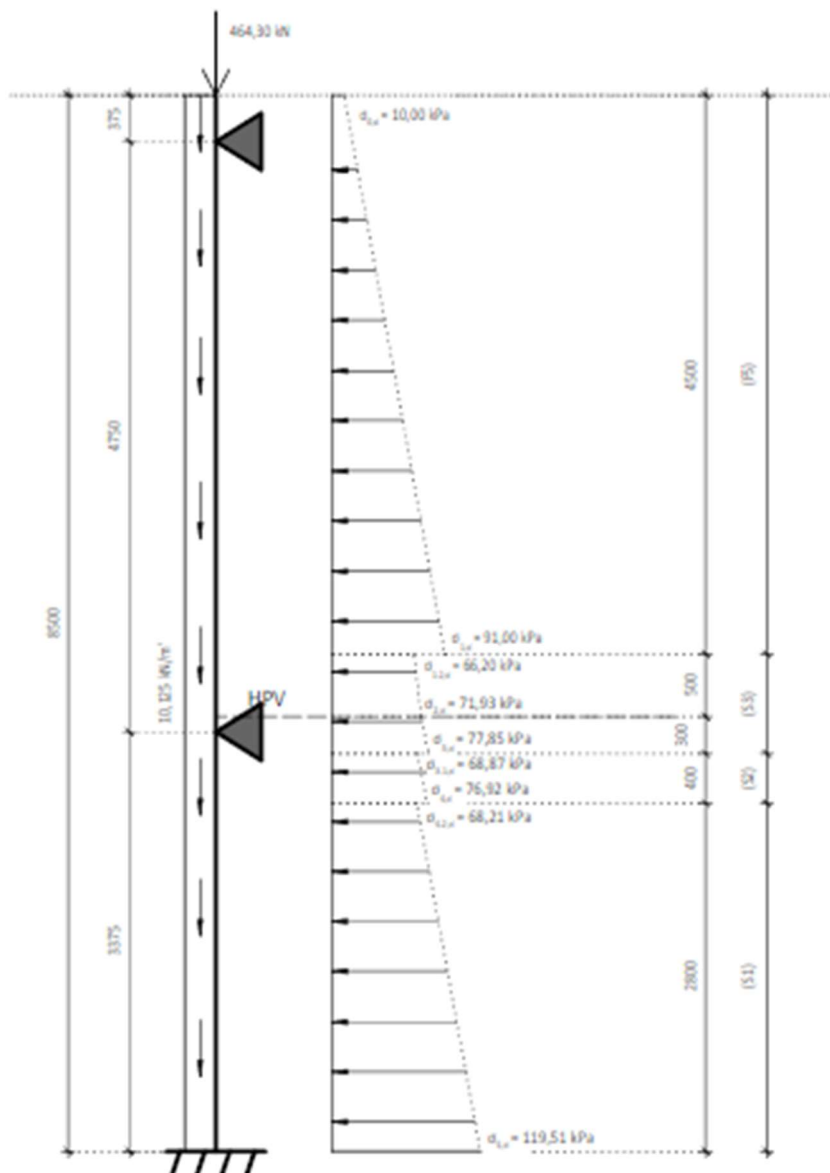


Tabulka 53 - Průzkumný vrt - vrstvy zeminy

i	třída ČSN 73 1001	h [m]	v	$\beta$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{def}$ [MPa]	$\phi_{ef}$ [°]
1	F5	4,5	0,4	0,47	20	10	20	10	3	21
2	S3	0,8	0,3	0,74	17,5	10	19,5	9,5	22	31
3	S2	0,4	0,28	0,78	18,5	10	21,5	11,5	40	35
4	S1	2,8	0,28	0,78	20	10	23	13	75	39
5	R5	0	0,35	-	22				20	28

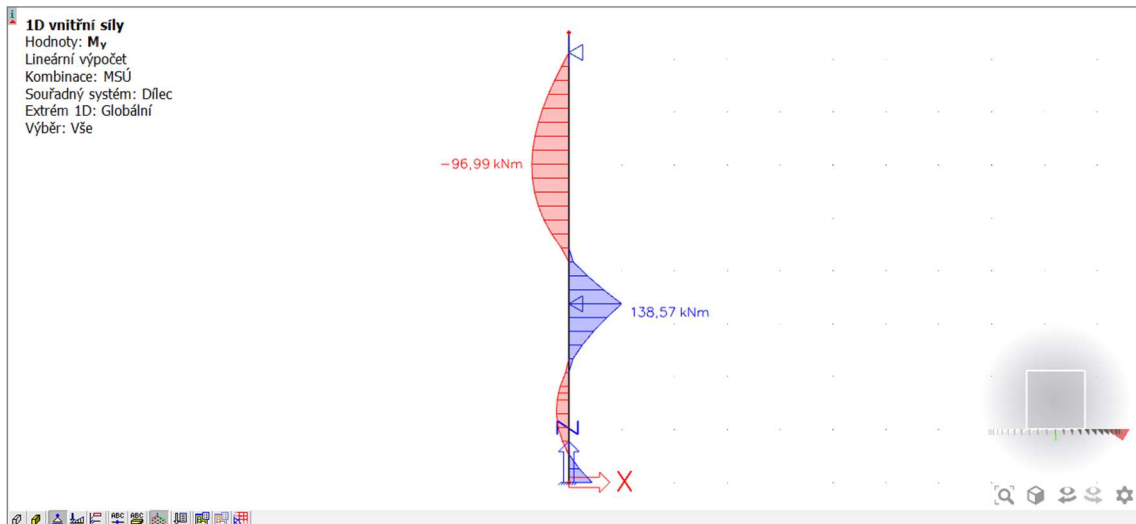


Obrázek 33- Zatížení suterénní stěny zemním tlakem

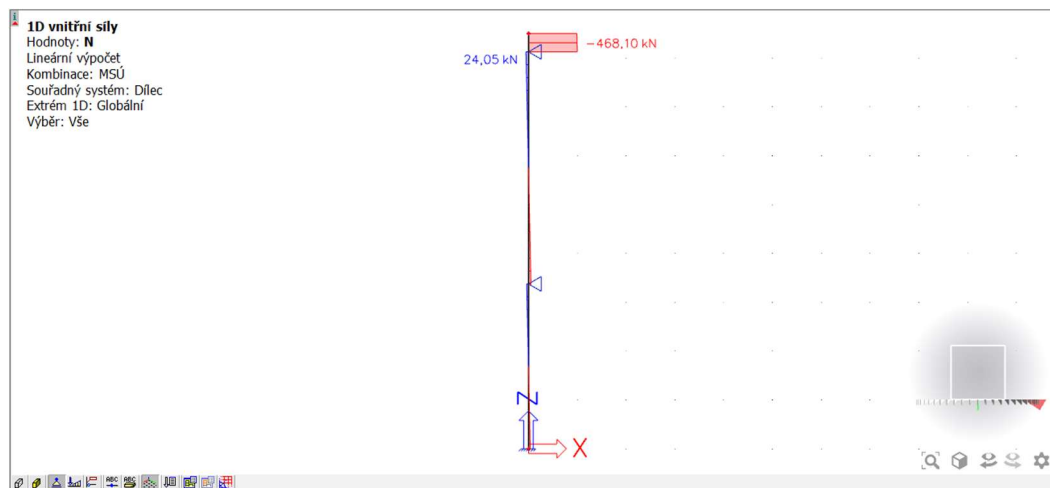


Obrázek 34- Statické schéma suterénní stěny





Obrázek 35 - Návrhový moment  $M_y$  suterénní stěny



Obrázek 36- Návrhová normálová síla  $N$  suterénní stěny

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow d_{min} = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b \cdot \mu \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{138,57}{1 \cdot 0,11 \cdot 20}} = 250,9 \text{ mm}$$

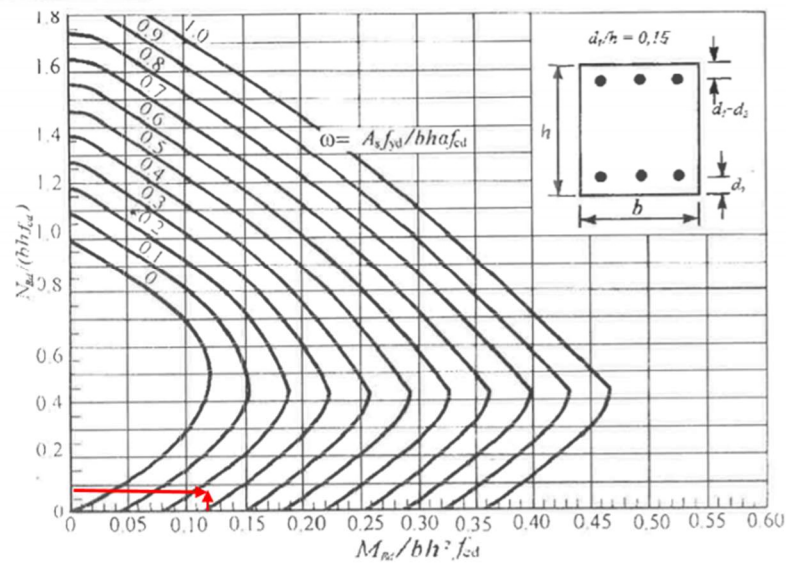
$$d = 300 - 40 - \frac{12}{2} = 254 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{138,57}{1 \cdot 0,244^2 \cdot 20} = 0,116$$

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot t \cdot f_{cd}} = \frac{468,10}{1 \cdot 0,3 \cdot 20000} = 0,078$$



Nomogram 12.3



Obrázek 37 - Nomogram pro návrh výztuže [33]

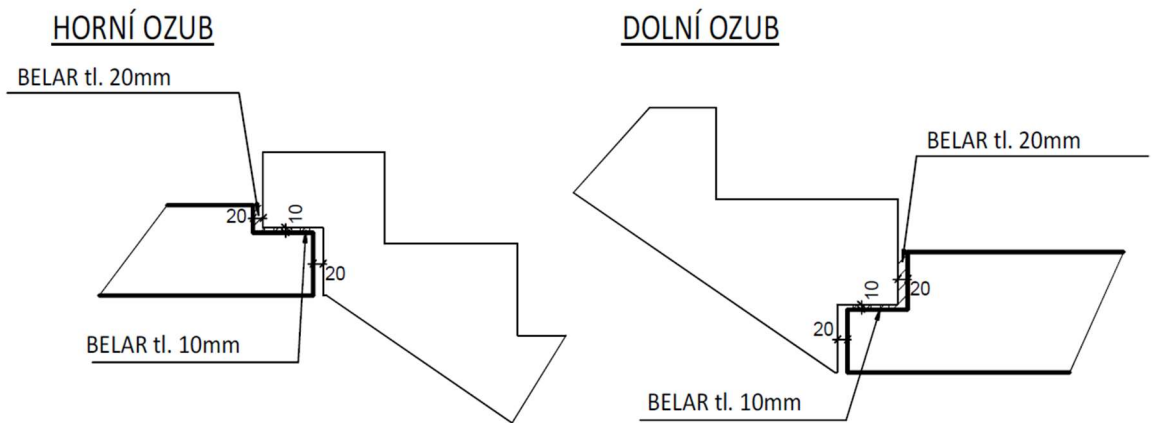
$$\omega = 0,22$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \rightarrow A_{s,req} = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,22 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 20}{435} = 3034 \text{ mm}^2$$

Navržená suterénní železobetonová stěna tloušťky 300 mm vyhovuje.

## 8. Schodiště

V objektu se nachází dva typy schodišť. Jedno schodiště se nachází ve ztužujícím jádru a je dvouramenné prefabrikované, to se objevuje ve všech patrech budovy. Druhý typ schodiště je jednoramenné a objevuje se od 1. NP, až do 5. NP, ale na rozdíl od dvouramenného je toto schodiště z oceli. Mezipodesty ŽB schodiště jsou monolitické, dobetonované ke schodišťovým stěnám pomocí vylamovací výztuže. Na ozuby podest je na celou vodorovnou plochu ozubu osazena izolace proti kročejovému hluku Belar tl. 20 mm a na horní svislou plochu izolace proti kročejovému hluku Belar tl. 10 mm.



Obrázek 38- Detail uložení schodišťových ramen

## 8.1. Parametry schodiště

Poschodí	K. V. [mm]	předpokládaná výška stupně [mm]	počet stupňů		skutečná výška stupně [mm]	šířka stupně [mm]		sklon schodiště	náhradní spojité zatížení od sch. stupňů [kN/m <sup>2</sup> ]
2. PP	3200	175	1814	18	177,77	274,45	280	32,4°	2,22
1. PP	4800	175	27,43	28	171,43	287,14	280	31,5°	2,14
1. NP	5300	175	30,29	30	176,67	276,67	280	32,2°	2,21
2. NP	4050	175	23,14	24	168,75	292,50	280	31,1°	2,11
3. NP	4050	175	23,14	24	168,75	292,50	280	31,1°	2,11
4. NP	4050	175	23,14	24	168,75	292,50	280	31,1°	2,11
5. NP	4050	175	23,14	24	168,75	292,50	280	31,1°	2,11

- šířka ramene: 1200 mm
- šířka mezipodesty: min. 1200 mm
- $h_{m-pod} = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{25}\right) \cdot L_{m-pod} = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{25}\right) \cdot 2800 = 93 \sim 112 \text{ mm}$
- 1. PP:  $h_{ram} = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{25}\right) \cdot L_{ram} = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{25}\right) \cdot 2840 = 95 \sim 114 \text{ mm}$
- 2. PP:  $h_{ram} = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{25}\right) \cdot L_{ram} = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{25}\right) \cdot 4240 = 141 \sim 170 \text{ mm}$
- 1. NP:  $h_{ram} = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{25}\right) \cdot L_{ram} = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{25}\right) \cdot 4520 = 151 \sim 181 \text{ mm}$
- 2. NP-5. NP:  $h_{ram} = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{25}\right) \cdot L_{ram} = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{25}\right) \cdot 3680 = 123 \sim 147 \text{ mm}$

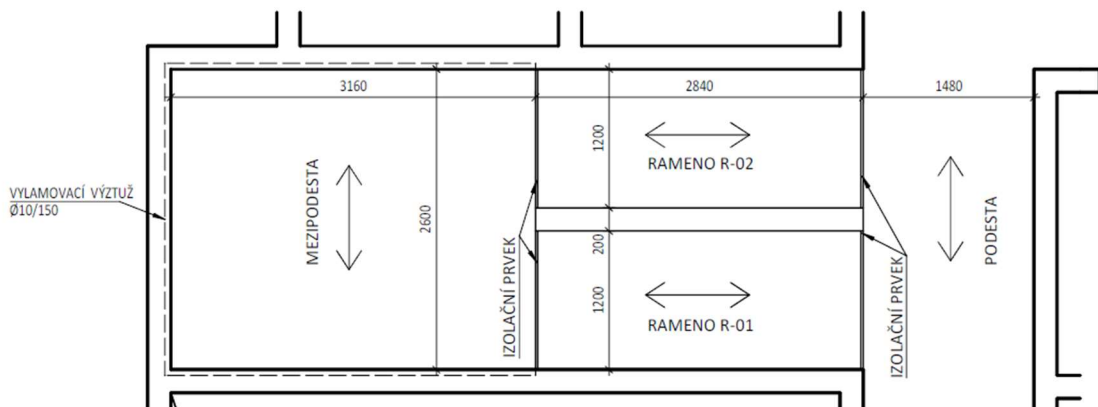


Návrh tloušťky desky schodišťového ramene  $\rightarrow h_{ram} = 200 \text{ mm}$ .

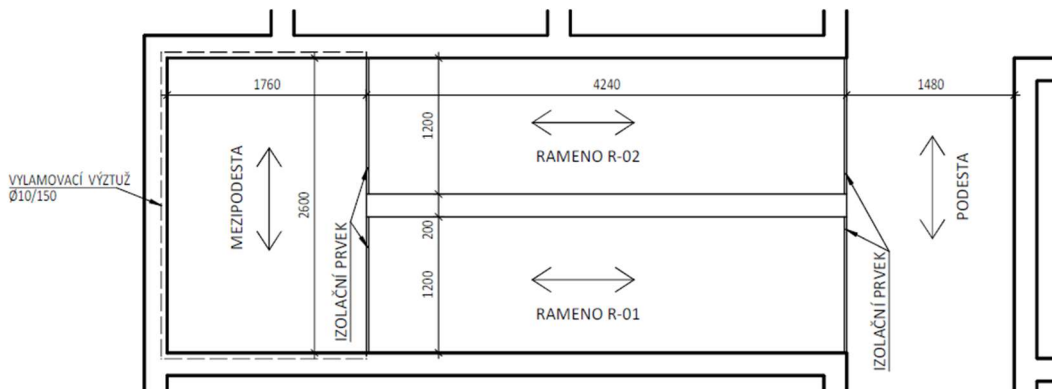
Návrh tloušťky mezipodesty  $\rightarrow h_{mpod} = 180 \text{ mm}$ .

Podrobný návrh prefabrikovaného ramene a schodišťové mezipodesty je proveden v další části práce.

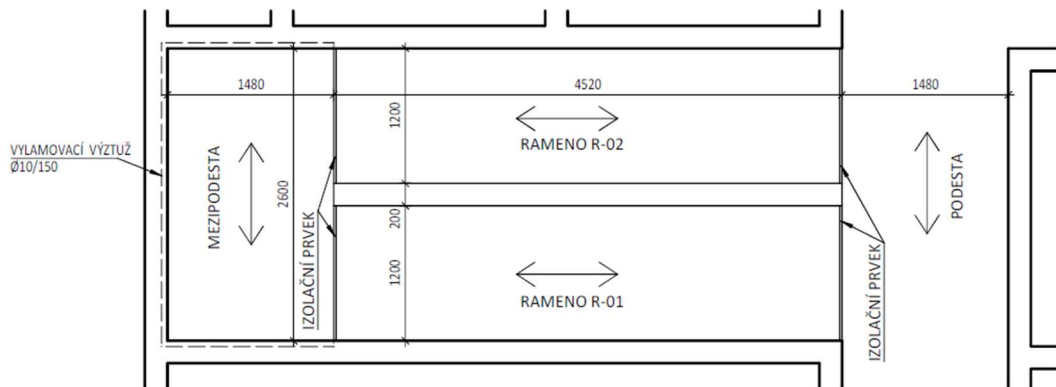
## 8.2. Geometrie schodiště



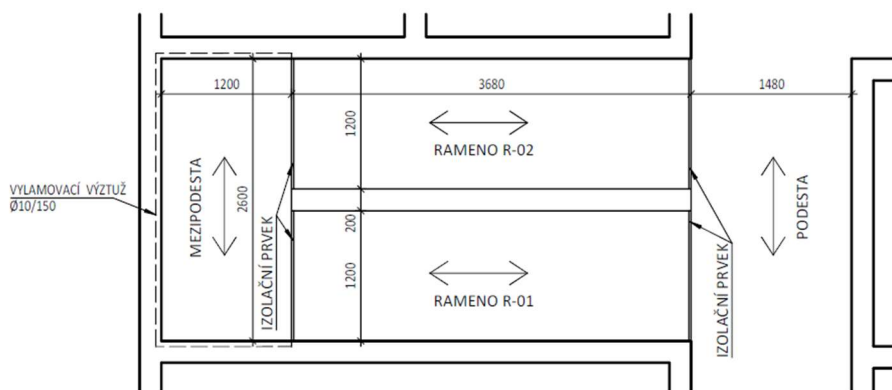
Obrázek 39 - Dispozice dvouramenného schodiště ve 2. PP



Obrázek 40 - Dispozice dvouramenného schodiště v 1. PP



Obrázek 41 - Dispozice dvouramenného schodiště v 1. NP



Obrázek 42 - Dispozice dvouramenného schodiště v 2. NP-5. NP

Řez dvouramenným schodištěm viz příloha diplomové práce Řez schodištěm.

## 9. Základové konstrukce

Objekt je založen na základové desce s pilotami. Celá spodní stavba tvoří bílou vanu. Předpokládaná tloušťka základové desky je 500 mm. Objekt leží na rovinném terénu a hloubka základové spáry je v -8,500 m pod úrovní terénu. Zeminy byly zatříděny dle normy ČSN 73 1001. Dle geologického vrtu je objekt založen na hornině třídy R5. Únosnost půdy je uvažována  $R_{dt} = 300$  kPa. V místě dojezdu výtahu dochází k posunu základové spáry podlahové desky. Jelikož podlahová deska tvoří konstrukci bílé vany, je zhotovena z betonu C30/37-XC2, XA2-C1 0,2-D<sub>max</sub>16 a je nutno vložit na vnější stranu stěny výtahové šachty tepelnou izolaci.

Piloty budou navrženy na získané síly z 3D modelu vytvořeného ve SCIA Engineer.



## **10. Prostorová tuhost objektu**

Nosný systém objektu je tvořen ŽB stropními deskami a ŽB sloupy. Celým objektem prochází dvě stěnová schodišťová jádra. Napětí ve stěnách jádra je posouzeno ve 3D modelu budovy.

## **11. Závěr**

Předběžný statický návrh pomohl určit předběžné rozměry prvků, které je nutno podrobněji posoudit. Výsledné údaje z předběžného statického výpočtu byly použity při tvorbě 3D modelu v programu SCIA Engineer. Následně je provedeno podrobné posouzení vybraných částí objektu.



## Seznam obrázků

Obrázek 1 - Konstrukční řez 1-1.....	5
Obrázek 2 - Konstrukční řez 2-2.....	5
Obrázek 3 - Konstrukční schéma 2. PP .....	6
Obrázek 4 - Konstrukční schéma 1. PP .....	7
Obrázek 5 - Konstrukční schéma 1. NP.....	8
Obrázek 6 - Konstrukční schéma 2. NP - 5. NP .....	9
Obrázek 7 - Konstrukční schéma 6. NP.....	9
Obrázek 8 - Úprava klasifikace konstrukcí [6].....	10
Obrázek 9 - Geologický vrt PV-1 v místě objektu [39].....	17
Obrázek 10 - Působení zemního tlaku na suterénní stěnu .....	18
Obrázek 11 - Tvarové součinitele zatížení sněhem pro výstupky a překážky [3] .....	25
Obrázek 12 - Součinitel expozice $c_e(z)$ pro $c_o=1,0$ a $k_i=1,0$ [4].....	27
Obrázek 15 - Průvlak P1 .....	34
Obrázek 14- Hodnoty momentu $M_y$ varianty A.....	35
Obrázek 15 - Hodnoty posouvací síly $V_z$ varianty A.....	35
Obrázek 16 - Reakce od zastřešení atria .....	35
Obrázek 19 - Hodnoty momentu $M_y$ varianty B.....	36
Obrázek 20 - Hodnoty posouvací síly $V_z$ varianty B .....	36
Obrázek 19 - Bodové zatížení pro variantu C.....	37
Obrázek 20 - Hodnoty momentu $M_y$ varianty C.....	37
Obrázek 21 - Hodnoty posouvací síly $V_z$ varianty C.....	37
Obrázek 22 - Průvlak P2 .....	39
Obrázek 23 - Hodnoty momentu $M_y$ .....	40
Obrázek 24- Hodnoty posouvací síly $V_z$ .....	40
Obrázek 25- 6. NP .....	42
Obrázek 26- 5. NP .....	43
Obrázek 27 - 1. PP .....	43
Obrázek 28- Reakce do sloupů od průvlak P1.....	44
Obrázek 29- Reakce do sloupů od průvlak P2.....	44
Obrázek 30 - Typické základní kontrolované obvody u zatěžovaných ploch [6] .....	53
Obrázek 31 - Doporučené hodnoty $\beta$ .....	54



Obrázek 32 - Schéma posuzované stěny.....	57
Obrázek 33- Zatížení suterénní stěny zemním tlakem.....	60
Obrázek 34- Statické schéma suterénní stěny.....	61
Obrázek 35 - Návrhový moment $M_y$ suterénní stěny .....	62
Obrázek 36- Návrhová normálová síla $N$ suterénní stěny .....	62
Obrázek 37 - Nomogram pro návrh výztuže [33].....	63
Obrázek 38- Detail uložení schodišťových ramen.....	64
Obrázek 39 - Dispozice dvouramenného schodiště ve 2. PP.....	65
Obrázek 40 - Dispozice dvouramenného schodiště v 1. PP .....	65
Obrázek 41 - Dispozice dvouramenného schodiště v 1. NP.....	66
Obrázek 42 - Dispozice dvouramenného schodiště v 2. NP-5. NP .....	66

## Seznam tabulek

Tabulka 1 - Stanovení krycí vrstvy.....	10
Tabulka 2 - Skladba ploché nepochozí střechy v 6. NP .....	11
Tabulka 3 - Skladba střechy s intenzivní vegetací v 5. NP.....	12
Tabulka 4 - Terasa nad 1. PP .....	12
Tabulka 5 - Podlaha kanceláří .....	12
Tabulka 6 - Podlaha chodeb, atria, restaurace, kuchyněk, šaten .....	13
Tabulka 7 - Podlaha nad 1. NP a 2. PP.....	13
Tabulka 8 - Podlaha posilovny .....	13
Tabulka 9 - Podlaha garáží a skladů .....	14
Tabulka 10 - Podlaha na terénu .....	14
Tabulka 11 - Podhled.....	14
Tabulka 12 - Obvodová stěna v 6. NP .....	15
Tabulka 13 - Obvodová stěna v podzemních podlažích.....	15
Tabulka 14 - Vnitřní stěna v 1. PP mezi vytápěným a nevytápěným prostorem.....	15
Tabulka 15 - Součinitel prostupu tepla $U$ .....	16
Tabulka 16 - Vrstvy podloží zjištěné z geologického vrtu .....	16
Tabulka 17 - Vlastnosti zemin .....	18
Tabulka 18 - Maximální charakteristický a návrhový zemní tlak .....	21
Tabulka 19 - Užité zatížení budov [2] .....	23





Tabulka 20 - Skladba příček .....	24
Tabulka 21 - Proměnné zatížení střechy .....	25
Tabulka 22 - Charakteristické zatížení větrem svislé stěny .....	27
Tabulka 23 - Charakteristické zatížení větrem ploché střechy .....	27
Tabulka 24 - Charakteristické zatížení větrem sedlové střechy ve směru 0° .....	28
Tabulka 25 - Charakteristické zatížení větrem sedlové střechy ve směru 180° .....	28
Tabulka 26 - Kombinace pro výpočet zatížení [2] .....	28
Tabulka 27 - Zatížení na střechu 6. NP .....	29
Tabulka 28 - Zatížení na střechu 5. NP .....	30
Tabulka 29 - Zatížení na strop 1. NP-4. NP .....	31
Tabulka 30 - Zatížení na strop 1. PP .....	31
Tabulka 31 - Zatížení na desku terasy 1. PP .....	31
Tabulka 32 - Zatížení na strop pod budovou 2. PP .....	32
Tabulka 33 - Zatížení na strop pod garáží 2. PP .....	32
Tabulka 34 - Výpočet návrhového momentu desky .....	32
Tabulka 35 - Výpočet požadované plochy výztuže desek .....	33
Tabulka 36 - Výpočet zatížení na průvlak P1 varianty A .....	34
Tabulka 37 - Maximální návrhové momenty a posouvací síly .....	38
Tabulka 38 - Zatížení průvlaku P2 .....	40
Tabulka 39 - Redukce normálové síly .....	44
Tabulka 40 - Zatížení do sloupu D9 .....	45
Tabulka 41 - Zatížení do sloupu C7 .....	47
Tabulka 42 - Zatížení do sloupu I9 .....	49
Tabulka 43 - Zatížení do sloupu I10 .....	50
Tabulka 44 - Zatížení do sloupů v 6. NP .....	52
Tabulka 45 - Zatížení do sloupů v podzemních podlažích .....	53
Tabulka 46 - Ověření na protlačení sloupu D9 .....	54
Tabulka 47 - Ověření na protlačení sloupu C7 .....	55
Tabulka 48 - Ověření na protlačení sloupu I9 .....	55
Tabulka 49 - Ověření na protlačení sloupu I10 .....	55
Tabulka 50 - Ověření na protlačení sloupů v 6. NP a v podzemních podlažích .....	56
Tabulka 51 - Normálová síla uvažovaná na 1 m stěny .....	57
Tabulka 52 - Posouzení štíhlosti stěny .....	59



Tabulka 53 - Průzkumný vrt - vrstvy zeminy ..... 60

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**FAKULTA STAVEBNÍ**

Katedra betonových a zděných konstrukcí



**3D MODEL A NÁVRH VYBRANÝCH PRVKŮ**

Konstrukční řešení administrativní budovy

Bc. Dominika Šrámková

Praha 2020



## Obsah

1	3D model.....	6
1.1.	Zatížení budovy .....	7
1.2.	Parametry výpočtu .....	12
1.3.	Porovnání vnitřních sil modelu a ručního výpočtu.....	12
	Sloup D9.....	13
	Sloup C7.....	13
	Sloup I9 .....	14
	Sloup I6 .....	15
	Výsledky porovnání .....	15
2	Ztužující jádro.....	16
3	Návrh a posouzení schodiště.....	20
3.1	Zatížení .....	22
3.1.1	Zatížení schodišťového ramene: .....	22
3.1.2	Zatížení mezipodesty: .....	23
3.2	Návrh výztuže.....	24
3.2.1	Schodišťové rameno .....	24
3.2.2	Konstrukční zásady.....	24
3.2.3	Posouzení únosnosti:.....	25
3.2.4	Poměrná výška tlačené:.....	25
3.2.5	Mezipodesta .....	25
3.2.6	Konstrukční zásady.....	26
3.2.7	Posouzení únosnosti:.....	27
3.2.8	Poměrná výška tlačené:.....	27
3.3	Návrh podesty v místě uložení ve vzdálenosti $2h = 360$ mm.....	27
3.3.1	Zatížení .....	27
3.3.2	Posouzení navržené výztuže .....	28



3.4	Posouzení ozubu podesty.....	28
3.4.1	Posouzení vyztužení: .....	29
3.4.2	Poměrná výška tlačené:.....	29
3.4.3	Posouzení smykové únosnosti: .....	29
3.4.4	Posouzení tlakové únosnosti: .....	30
3.5	Návrh manipulačních úchytů.....	30
3.5.1	1. manipulační stav – vyndání z formy.....	30
3.5.2	2. manipulační stav – obrácení dílce.....	31
3.5.3	3. manipulační stav – usazení dílce.....	32
3.6	Manipulační úchyty .....	33
3.6.1	Sada úchytů pro manipulační stav 1 a 2.....	33
3.6.2	Sada úchytů pro manipulační stav 3 .....	35
4	Návrh a posouzení sloupů.....	36
4.1	Sloup D9 ve 4. NP .....	36
4.1.1	Posouzení tlakové únosnosti:.....	37
4.1.2	Návrh výztuže podle nomogramů.....	37
4.1.3	Konstrukční zásady podélné výztuže:.....	38
4.1.4	Posouzení ohybové štíhlosti.....	38
4.1.5	Účinek druhého řádu založený na jmenovité křivosti.....	38
4.1.6	Návrh příčné výztuže sloupu.....	40
4.2	Sloupy I9 a I10 ve 4. NP a sloup D9 v 1. NP.....	42
4.2.1	Interakční diagram sloupu I9 ve 4. NP .....	44
	Interakční diagram sloupu I10 ve 4. NP.....	45
4.2.2	Interakční diagram sloupu D9 v 1. NP.....	46
4.2.3	Interakční diagram sloupu I9 ve 4. NP .....	49
4.2.4	Interakční diagram sloupu I10 ve 4. NP .....	50
4.2.5	Interakční diagram sloupu D9 v 1. NP.....	51



5	Návrh a posouzení desky 4. NP .....	52
5.1	Návrh zesílení desky na protlačení .....	52
5.1.1	Výpočet posouvací síly pro kraje stěn: .....	54
5.2	Návrh výztuže desky na MSÚ .....	65
5.2.1	Horní moment ve směru X.....	65
5.2.2	Dolní moment ve směru X.....	67
5.2.3	Horní moment ve směru Y.....	68
5.2.4	Dolní moment ve směru y.....	71
5.3	Konstrukční zásady pro desku 250 mm.....	73
5.4	Konstrukční zásady pro desku 500 mm.....	73
5.5	Posouzení desky na MSP.....	75
5.6	Posouzení průhybu .....	75
5.6.1	Vliv dotvarování betonu .....	77
5.6.2	Vliv poklesu tuhosti .....	78
5.7	Mezní stav omezení napětí .....	80
5.8	Mezní stav trhlin.....	81
6	Návrh a posouzení pilota .....	83
6.1	Pilota zatížená návrhovou silou 9500 kN.....	85
6.2	Pilota zatížená návrhovou silou 3500 kN.....	90
6.3	Pilota 2 zatížená tahovou silou.....	95
6.4	Pilota zatížená návrhovou silou 16000 kN.....	100
7	Návrh a posouzení základové desky .....	105
7.1	Průhyb základové desky .....	105
7.2	Protlačení základové desky .....	106
7.3	Návrh výztuže na omezení trhlin.....	110
7.4	Posouzení výztuže desky na MSÚ.....	114
7.4.1	Posouzení pro výztuž ve směru X, kde je výztuž blíže k povrchu: .....	116

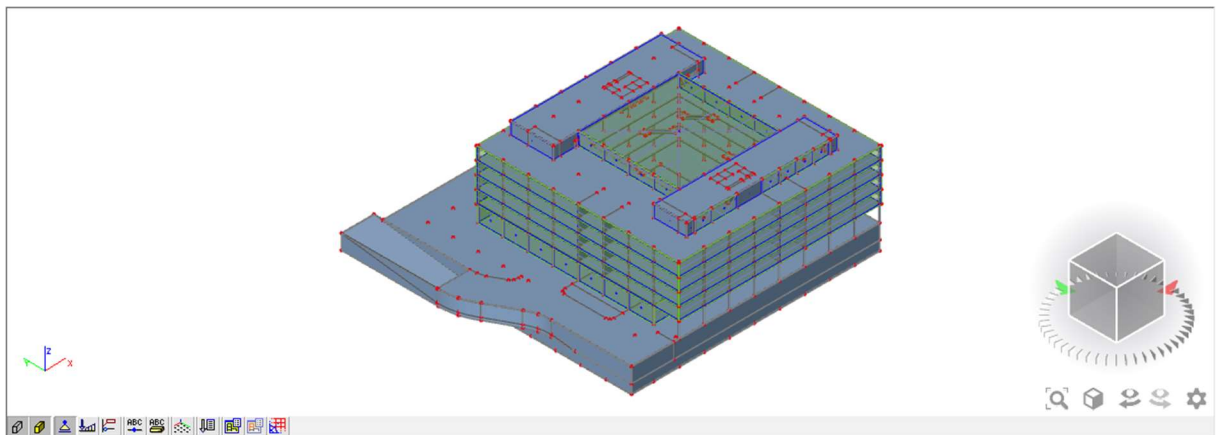


7.4.2	Posouzení pro výztuž ve smeru Y, kde je výztuž dále od povrchu:.....	117
7.5	Konstrukční zásady.....	118
8	Závěr .....	119
	Seznam obrázků .....	120
	Seznam tabulek .....	123

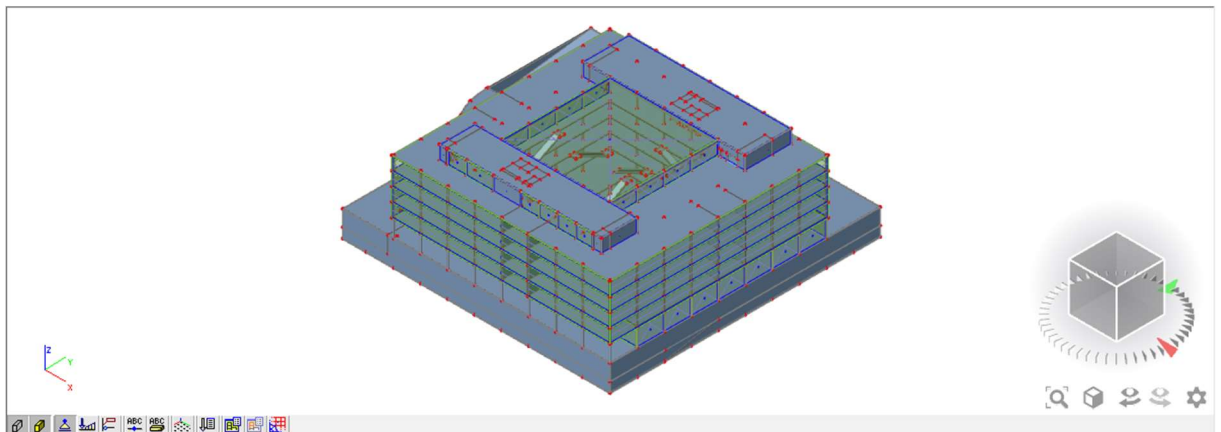


## 1 3D model

Model budovy je vymodelován v programu Scia Engineer 19.1. V modelu byla aplikována zatížení získaná z předběžného statického výpočtu. Styk mezi sloupy, stěnami a deskami je uvažován jako tuhé spojení. Objekt je založen na pilotách. Podpory budovy jsou modelovány jako kloubové podpory v místech pilot.



Obrázek 1 - 3D model - jihozápadní pohled



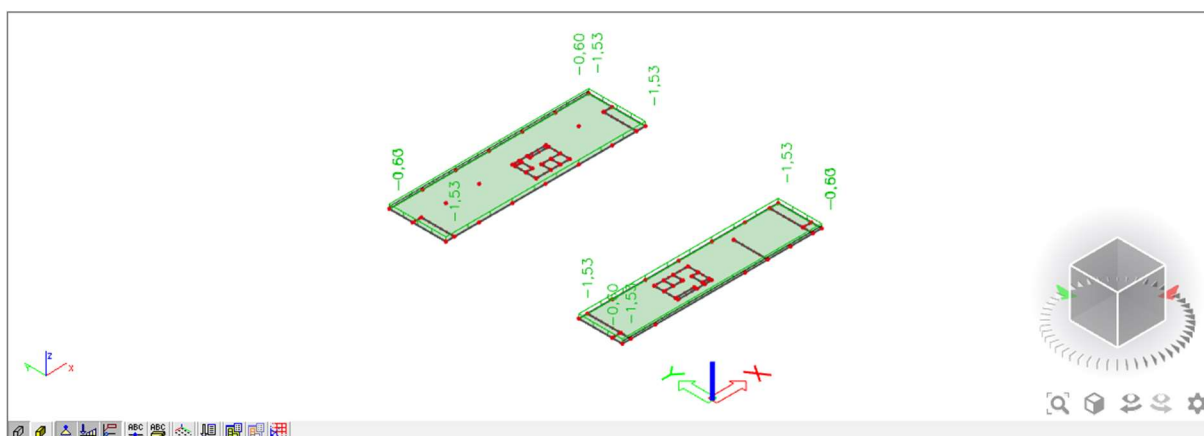
Obrázek 2 - 3D model - jihovýchodní pohled



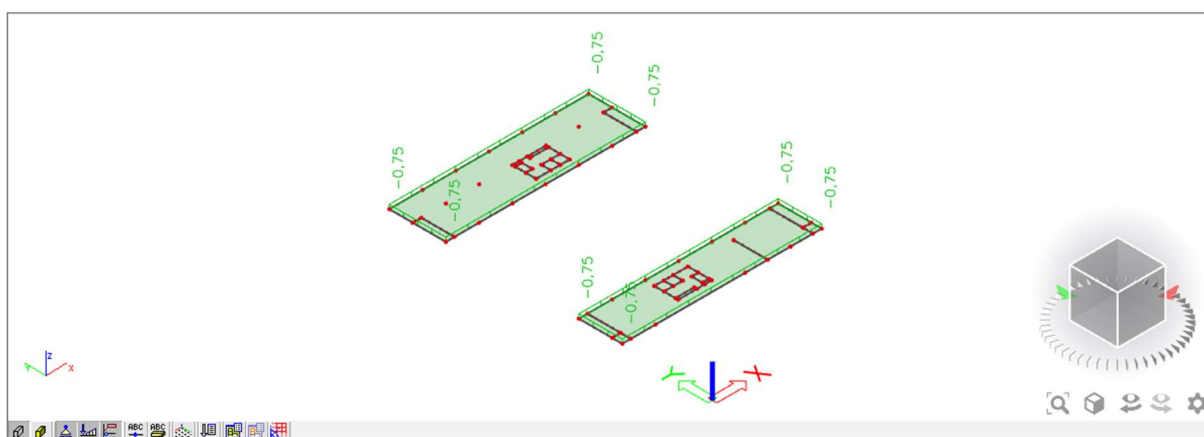


## 1.1. Zatížení budovy

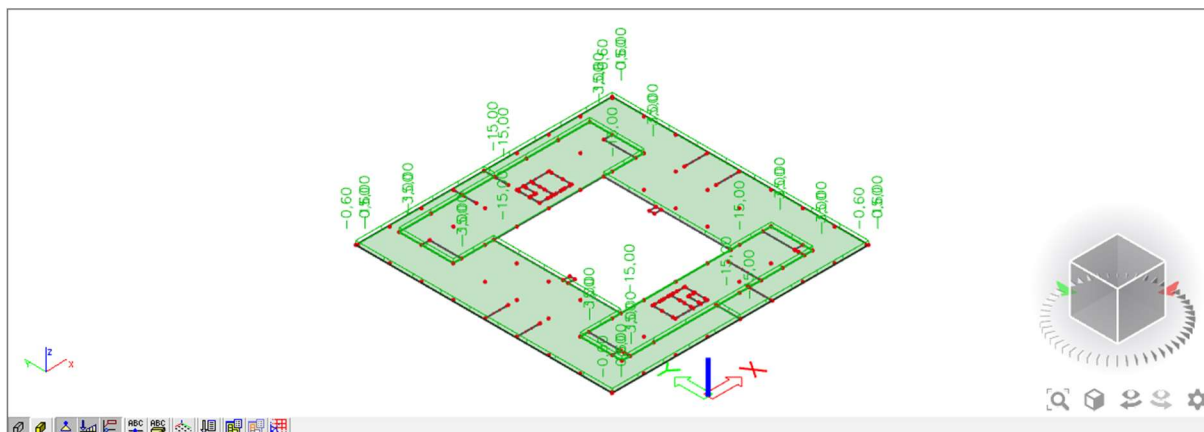
Jednotlivá zatížení jsou převzata z předběžného statického výpočtu. Vlastní tíhu železobetonových konstrukcí počítá program sám. Ocelový světlík atria a lehký obvodový plášť nejsou modelovány, ale zahrnutý do zatížení konstrukce. Ocelový světlík je uvažován jako liniové zatížení do železobetonových nosníků v 6. NP. Zatížení od LOP je aplikováno jako liniové zatížení na hrany stropních desek, rozpočítané na výšku patra.



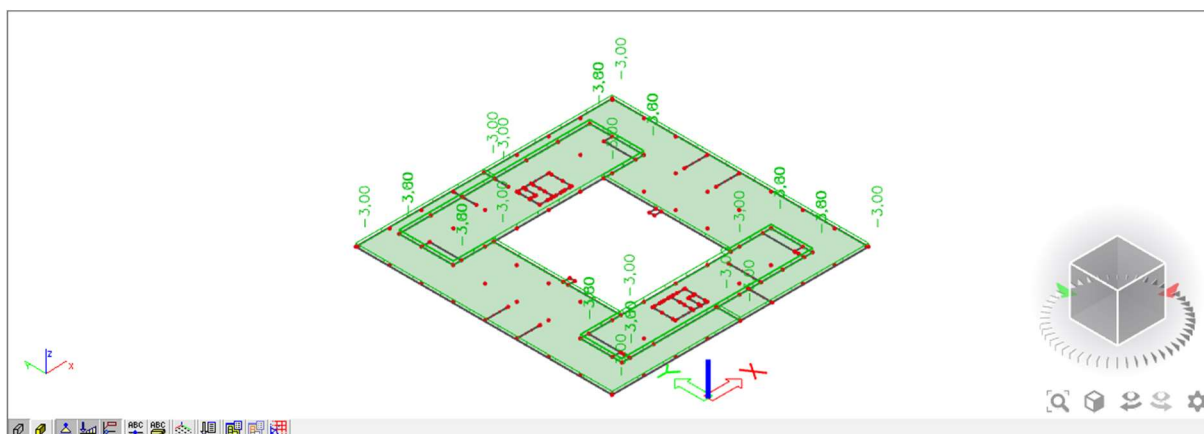
Obrázek 3 - Zatížené stálé - stropní deska 6. NP



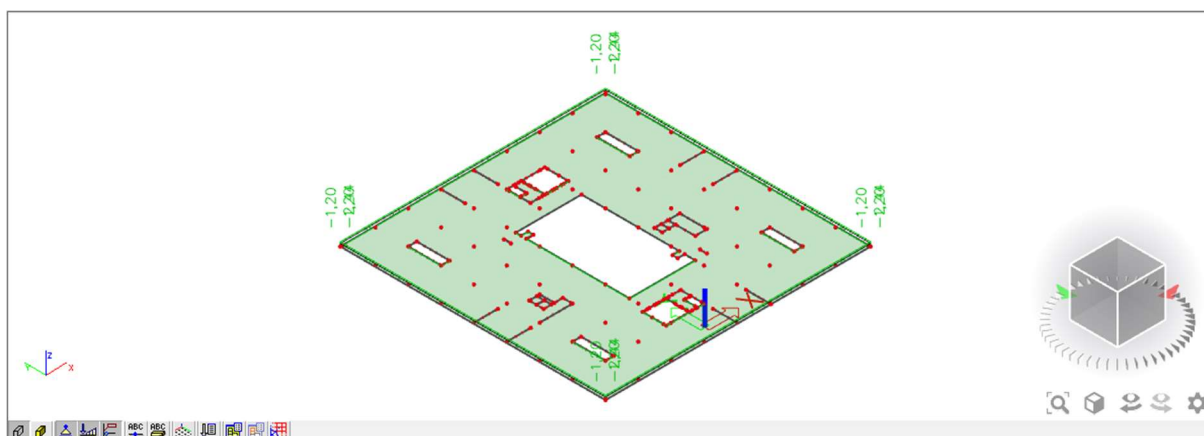
Obrázek 4 - Zatížení proměnné - stropní deska 6. NP



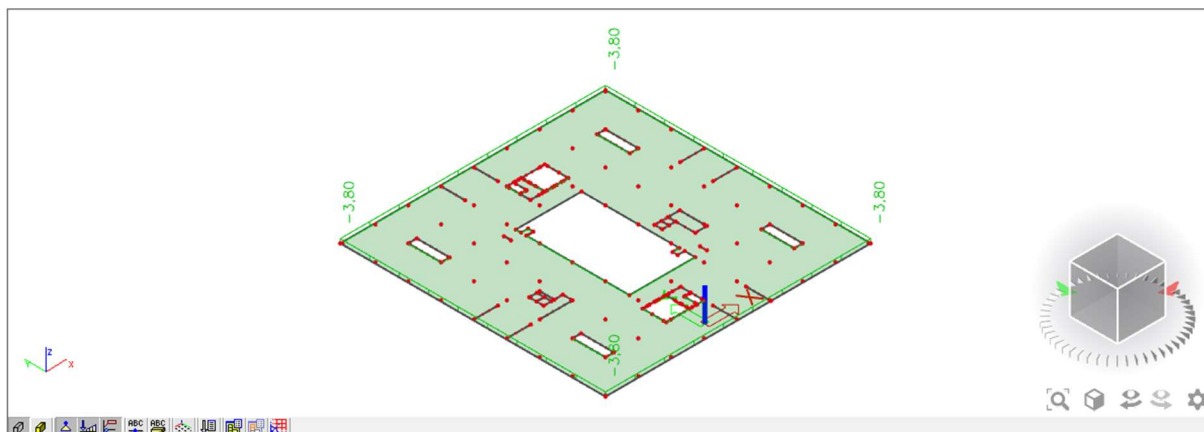
Obrázek 5 - Zatížené stálé - stropní deska 5. NP



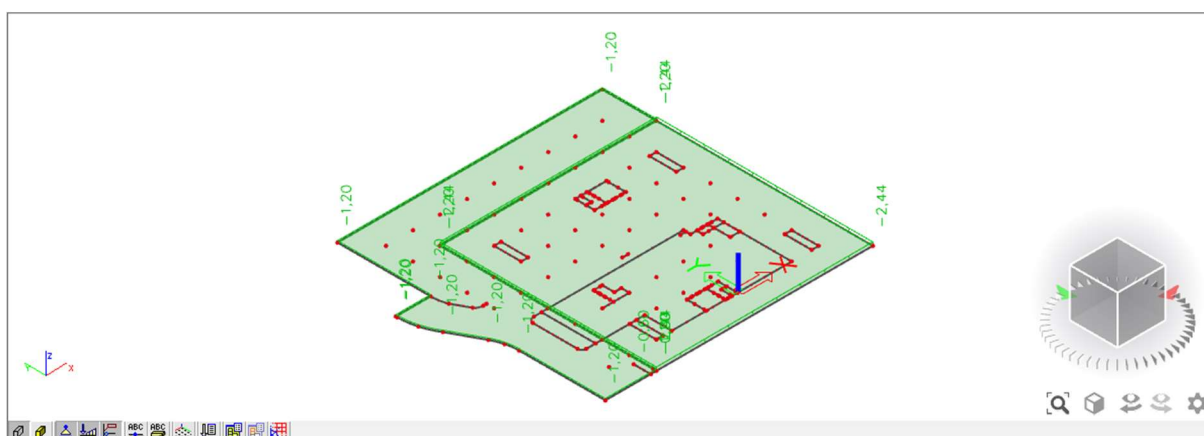
Obrázek 6 - Zatížení proměnné - stropní deska 5. NP



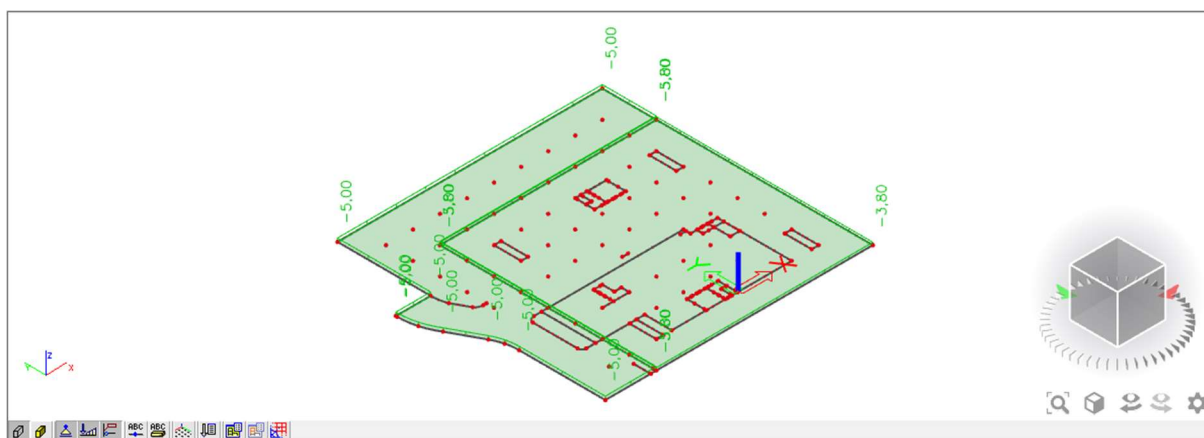
Obrázek 7 - Zatížené stálé - stropní deska 1. NP - 4. NP



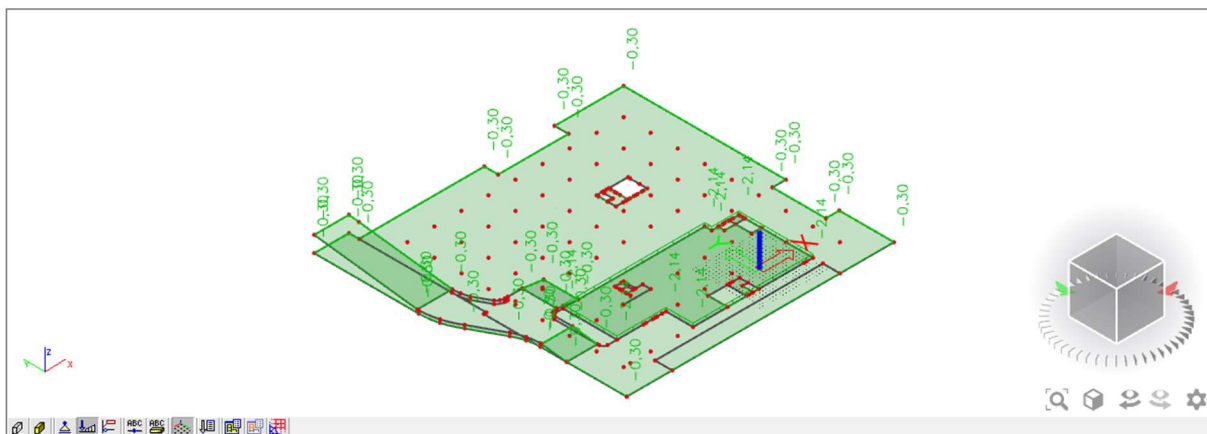
Obrázek 8 - Zatížení proměnné - stropní deska 1. NP - 4. NP



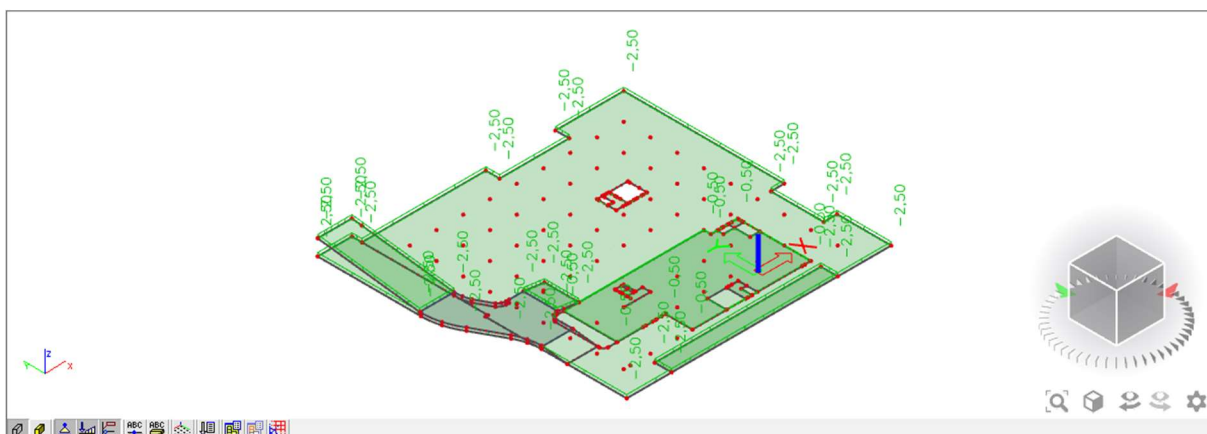
Obrázek 9 - Zatížené stálé - stropní deska 1. PP



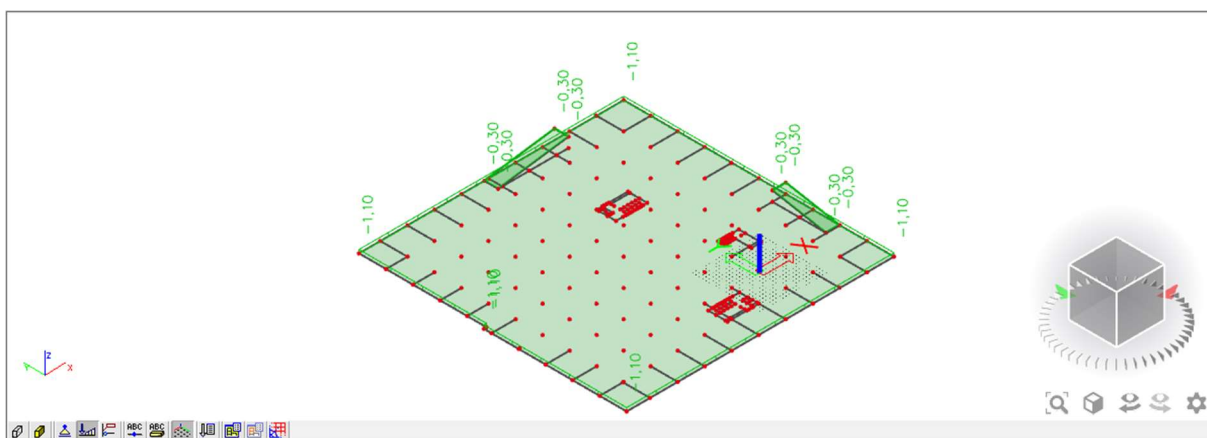
Obrázek 10 - Zatížení proměnné - stropní deska 1. PP



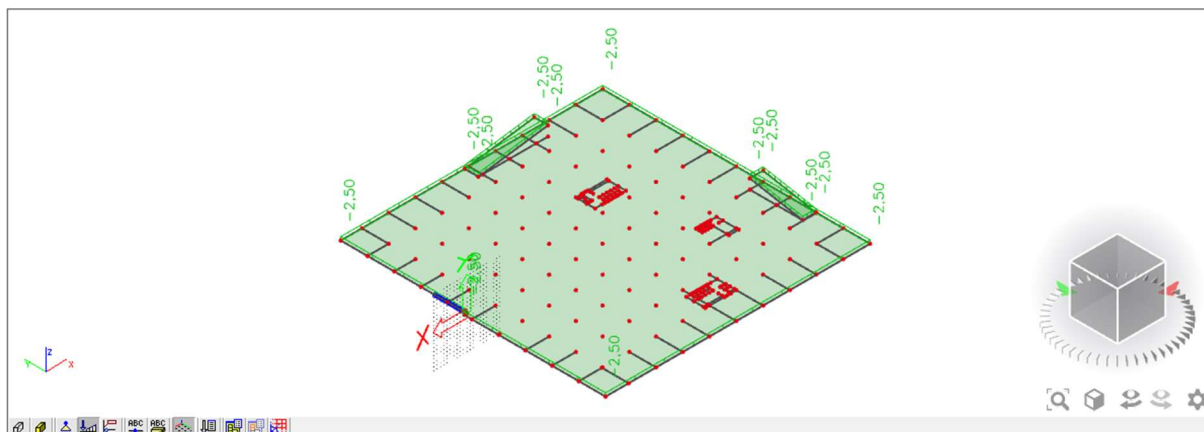
Obrázek 11 - Zatížené stálé - stropní deska 2. PP



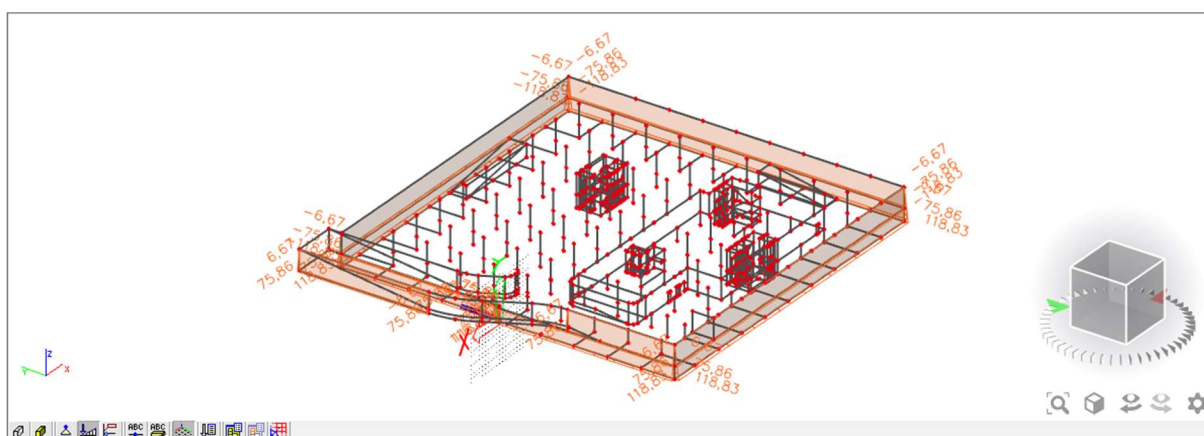
Obrázek 12 - Zatížení proměnné - stropní deska 2. PP



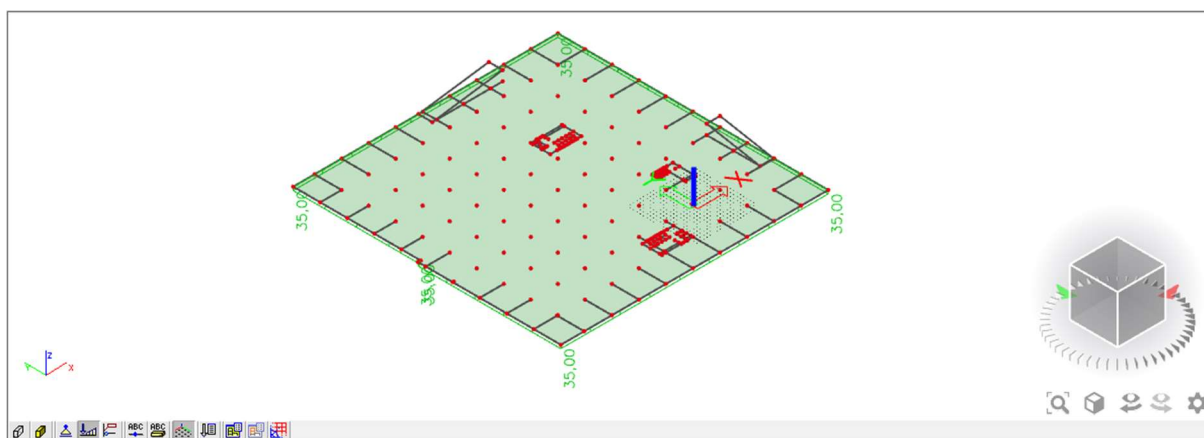
Obrázek 13 - Zatížené stálé - základová deska



Obrázek 14 - Zatížení proměnné - základová deska



Obrázek 15 - Zatížení suterénních stěn zemním tlakem

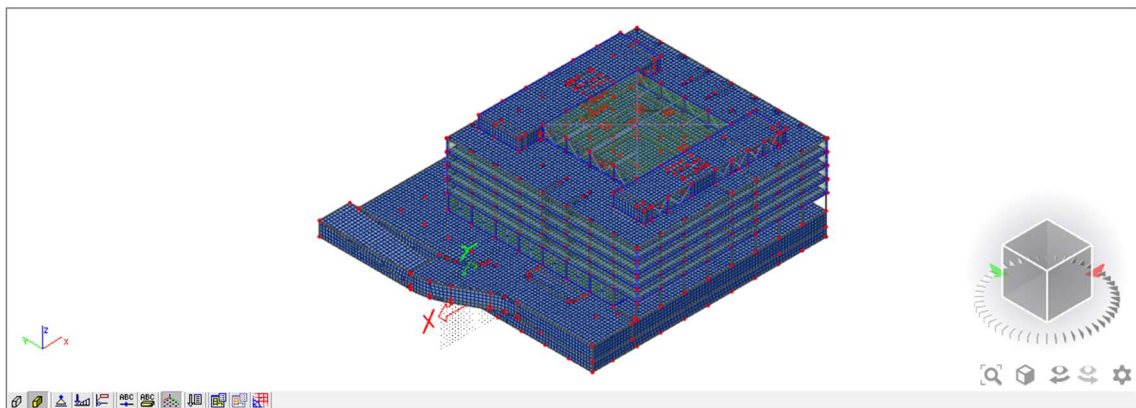


Obrázek 16 - Zatížení základové deska vztlakovou vodou



## 1.2. Parametry výpočtu

Model budovy byl vytvořen a spočítán v programu Scia Engineer, který k výpočtu používá metodu konečných prvků (MKP). Řešení je závislé na jemnosti sítě, tedy na velikosti jednotlivých plošných prvků. Pro výpočet byla zvolena síť 1 m, což je poměrně nepřesné řešení, ale vzhledem k velikosti konstrukce bylo nutné přistoupit na řidší síť. Výpočet výsledků MKP byl proveden pomocí lineárního výpočtu.



Obrázek 17 - Vygenerovaná síť 3D modelu

Zobrazením deformací  $u_z$  od vlastní tíhy zkontrolujeme, zda se konstrukce deformuje podle předpokladů, to znamená, že v místě podpor je deformace malá a uprostřed rozponu je deformace větší. Z uvedených výsledků bylo zjištěno, že deformace odpovídají realitě. V modelu by tedy neměly být žádné geometrické nepřesnosti.

## 1.3. Porovnání vnitřních sil modelu a ručního výpočtu

Nyní jsou porovnány normálové síly ve vybraných sloupech, které byly navrženy v předběžném výpočtu. Jedná se o sloupy D9, C7, I9 a J9. Všechny normálové síly jsou vykresleny pro sílu v patě nejspodnějšího sloupu v 2. PP.



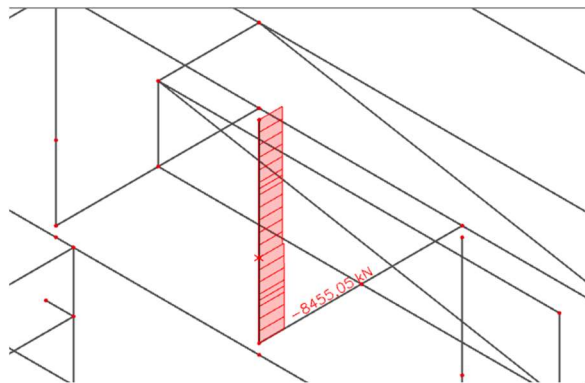


## Sloup D9

Tabulka 1 - Zatížení sloupu D9 ve 2. PP

ZATÍŽENÍ NA SLOUP D9 - 2. PP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			7185,99
celkem od desky	11,51	49,6125	570,85
sloup	25*0,55*0,55*2,75*1,35		28,08
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>7784,92</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>8470,00</b>

Rozměr sloupu: 550x550 mm



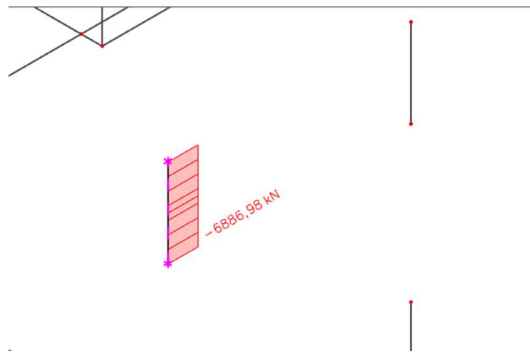
Obrázek 18 - Normálová síla sloupu D9

## Sloup C7

Tabulka 2 - - Zatížení sloupu C7 ve 2. PP

ZATÍŽENÍ NA SLOUP C7 - 2. PP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			6724,80
celkem od desky	14,75	65,61	967,63
sloup	25*0,55*0,55*2,75*1,35		28,08
<b><math>N_{Ed}</math> [kN] =</b>			<b>7720,51</b>
<b><math>N_{Rd}</math> [kN] =</b>			<b>8470,00</b>

Rozměr sloupu: 550x550 mm



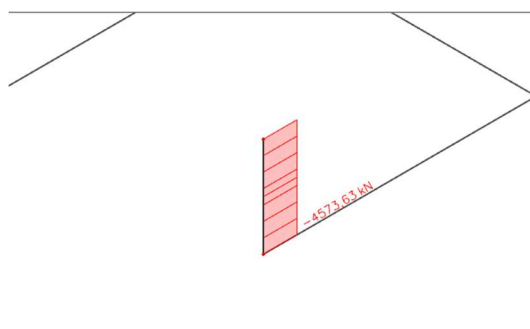
Obrázek 19 - Normálová síla sloupu C7

## Sloup I9

Tabulka 3 - Zatížení sloupu I9 ve 2. PP

ZATÍŽENÍ NA SLOUP I9 - 2. PP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			4424,28
celkem od desky	11,51	65,61	754,92
sloup	25*0,45*0,45*2,75*1,35		18,79
$N_{Ed}$ [kN] =			<b>5197,99</b>
$N_{Rd}$ [kN] =			<b>5670,00</b>

Rozměr sloupu: 450x450 mm



Obrázek 20 - Normálová síla sloupu I9



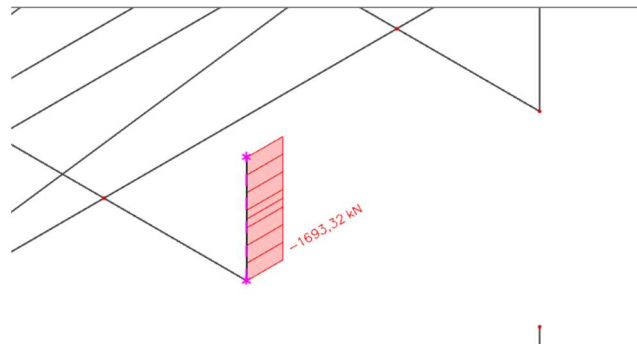


## Sloup I6

Tabulka 4 - Zatížení sloupu J6 ve 2. PP

ZATÍŽENÍ NA SLOUP J6 - 2. PP			
	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha A [m <sup>2</sup> ]	$F_d$ [kN]
od vyšších pater			1027,84
celkem od desky	11,51	49,2075	566,19
sloup	25*0,25*0,25*2,75*1,35		5,80
$N_{Ed}$ [kN] =			<b>1599,83</b>
$N_{Rd}$ [kN] =			<b>1750,00</b>

Rozměr sloupu: 250x250 mm



Obrázek 21 - Normálová síla sloupu J6

## Výsledky porovnání

[kN]	D9	C7	I9	J6
Ruční výpočet	7784,92	7720,51	5179,99	1599,83
Scia Engineer	8455,05	6886,98	4573,63	1693,32
Rozdíl hodnot	670,13	833,53	606,36	93,49
Rozdíl v procentech	8,3%	11,4%	12,4%	5,7%

Z výsledků vidíme, že hodnoty normálové síly se trochu liší. V programu dochází k přesnější redistribuci sil do jednotlivých prvků než u ručního výpočtu a to proto, že uvažuje tuhosti konstrukcí. Ruční výpočty jsou zjednodušené, tudíž méně přesné. Největší rozdíl je u sloupu C7, který vynáší nejvíce pater. Naopak nejmenší rozdíl je u sloupu J6 a to z toho důvodu, že vynáší jen 2 patra, výpočet je kratší a proto dochází k menší odchylce výpočtů.



## 2 Ztužující jádro

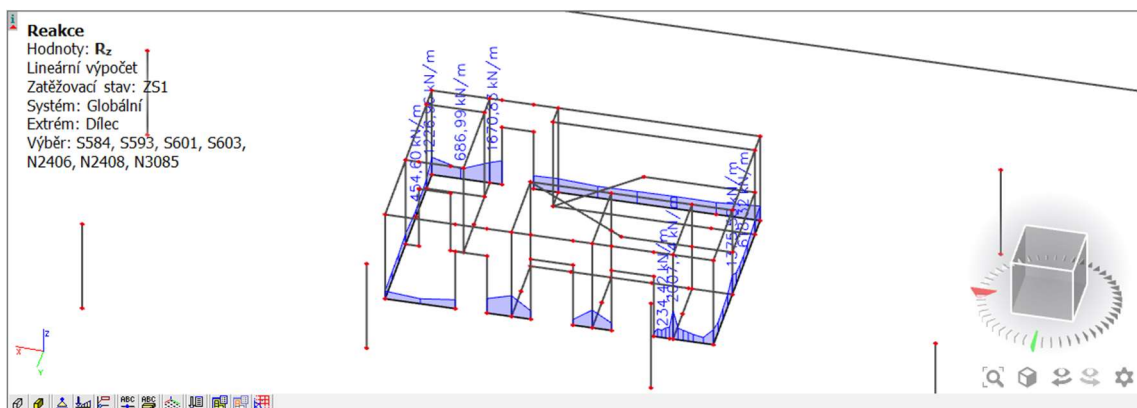
Pro ověření, zda v patě stěny jádra vzniká tahové napětí, bylo vybráno jedno ze dvou ztužujících jader, které zajišťuje tuhost budovy. Klimatické zatížení od větru bylo aplikováno na objekt pomocí funkce 3D vítr. Pro generátor větru je nutno definovat obálku budovy, tedy plochy, které jsou zatíženy větrem. Pro 3D vítr byly vygenerovány teoreticky všechny možné zatěžovací stavy, ve kterých vítr působí ze 4 různých úhlů:  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $180^\circ$  a  $270^\circ$  a to v jak ve směru X, tak ve směru Y.

Byly vytvořeny tři kombinace zatížení:

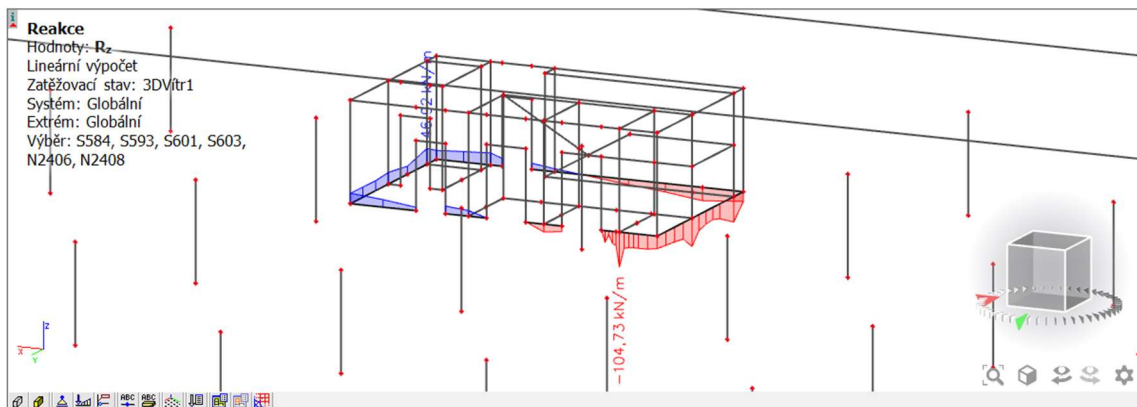
- KZS1 – charakteristické zatížení větrem + minimální svislé zatížení
- KZS2 – návrhové zatížení větrem + maximální svislé zatížení
- KZS3 – návrhové zatížení větrem + minimální svislé zatížení

Všechny kombinace byly zadány jak v příčném, tak podélném směru. Pro minimální svislé zatížení je počítáno pouze s vlastní tíhou a je použit součinitel 1,0.

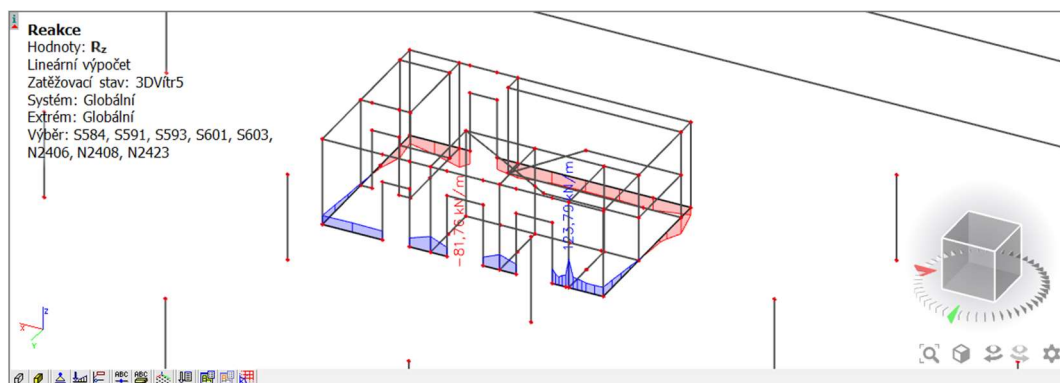
Na obrázku, kde jsou vykresleny reakce od vlastní tíhy, je vidět, že průběh je reálný a to samé vidíme, když zvolíme jeden zatěžovací stav od větru ve směru X a ve směru Y.



Obrázek 22 - Reakce  $R_z$  vznikající od vlastní tíhy

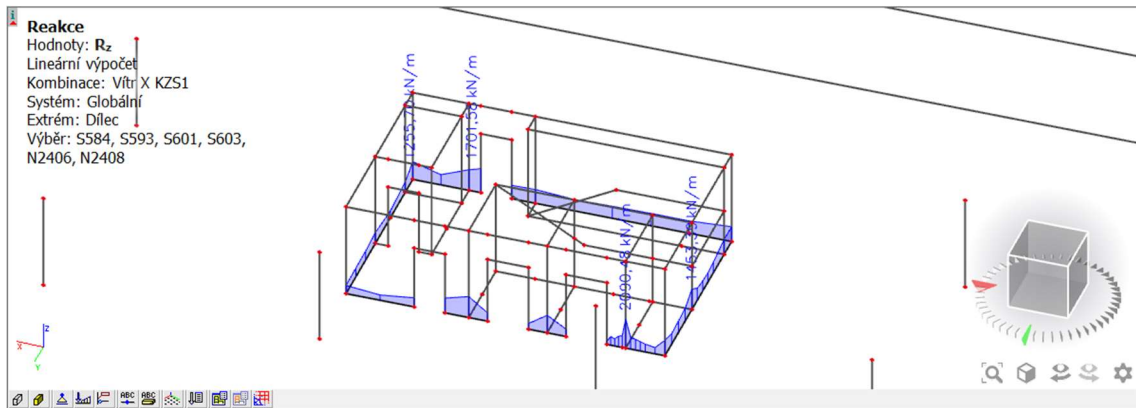


Obrázek 23 - Reakce  $R_z$  vznikající od větru ve směru  $X$

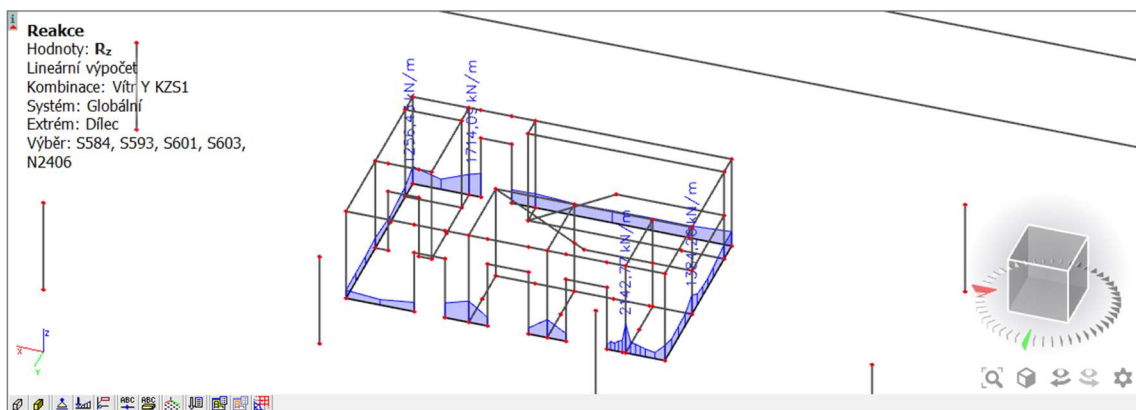


Obrázek 24 - Reakce  $R_z$  vznikající od větru ve směru  $Y$

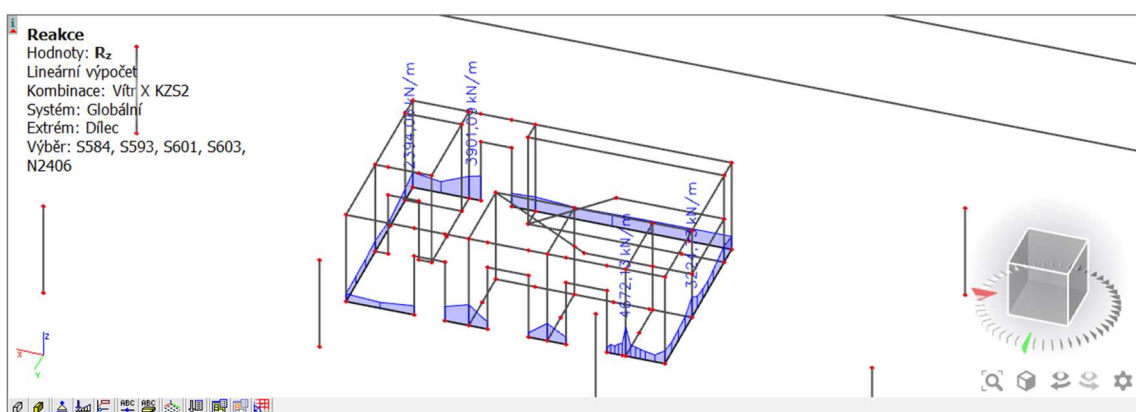
Pro určení napětí ve stěnách jsou ověřeny všechny kombinace KZS1-KZS3 v obou směrech. Na obrázcích vidíme, že ve všech vznikají tlakové reakce. Jsou to extrémní absolutní hodnoty z obáلكové kombinace, a proto není vidět vliv tlaku a tahu od větru, jako když je vykreslen pouze zatěžovací stav od větru.



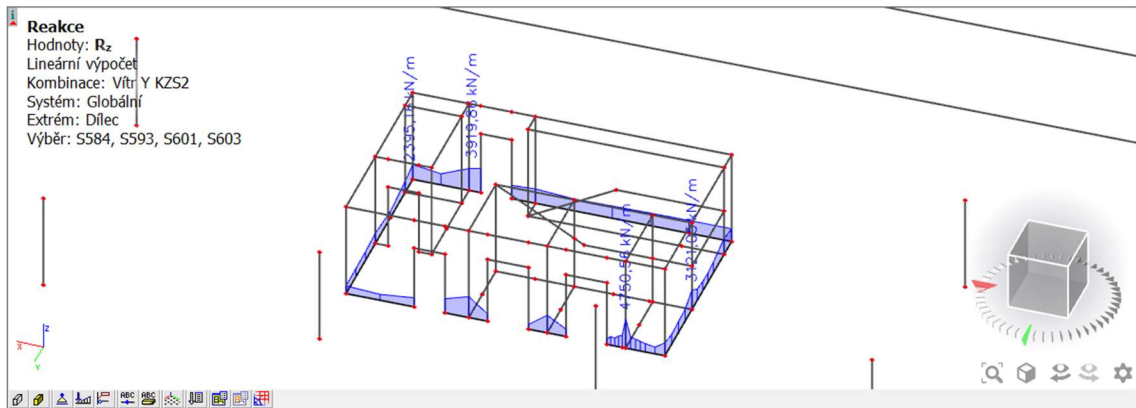
Obrázek 25 - Výsledné reakce  $R_z$  pro kombinaci KZ1 ve směru X



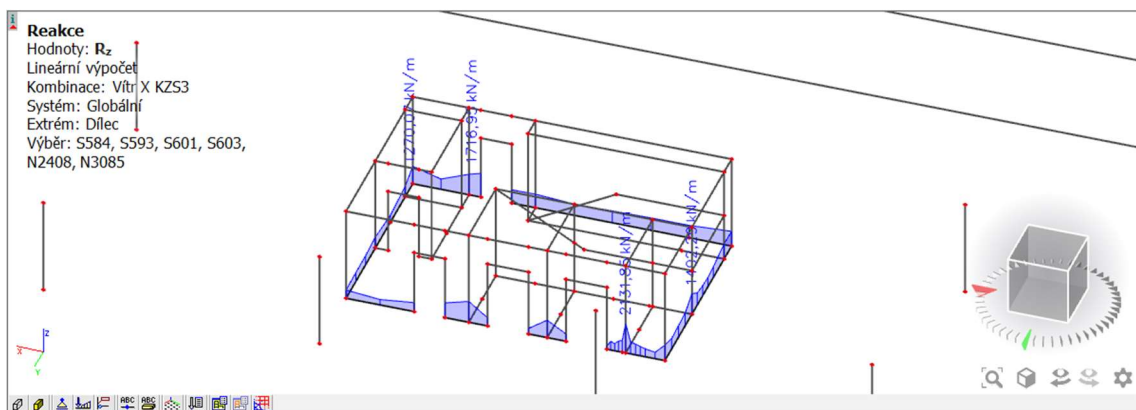
Obrázek 26 - Výsledné reakce  $R_z$  pro kombinaci KZ1 ve směru Y



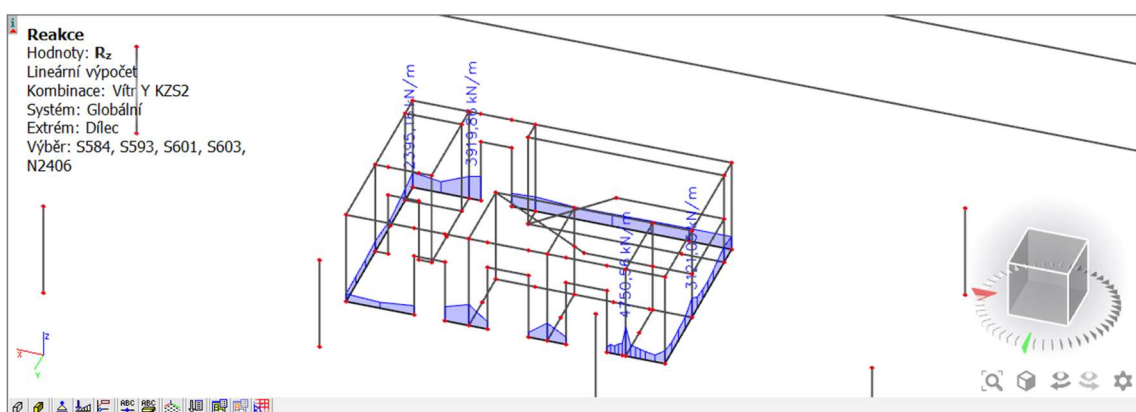
Obrázek 27 - Výsledné reakce  $R_z$  pro kombinaci KZ2 ve směru X



Obrázek 28 - Výsledné reakce  $R_z$  pro kombinaci KZ2 ve směru Y



Obrázek 29 - Výsledné reakce  $R_z$  pro kombinaci KZ3 ve směru X



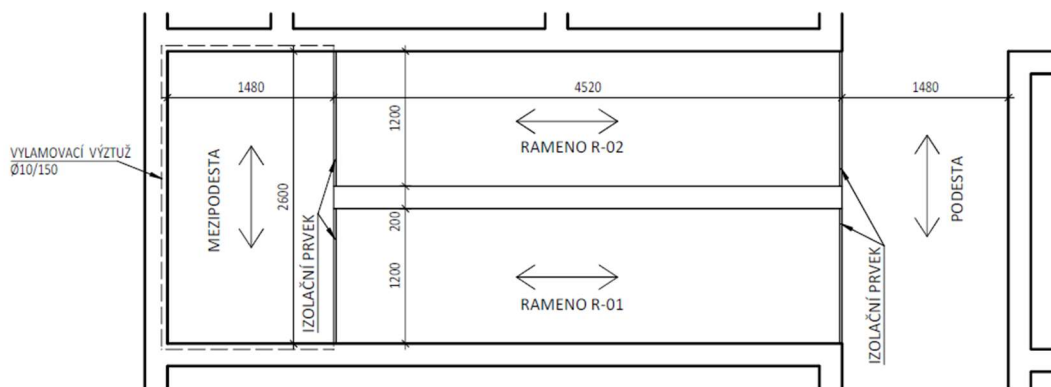
Obrázek 30 - Výsledné reakce  $R_z$  pro kombinaci KZ3 ve směru Y



Jak vidíme z vykreslení reakcí od všech zatěžovacích stavů, reakce vznikají pouze tahové, tudíž ve stěnách vzniká pouze tlakové napětí a ŽB jádra budovy zajistí objektu dostatečnou tuhost.

### 3 Návrh a posouzení schodiště

Pro posouzení je vybráno schodiště v 1. NP, kde je největší konstrukční výška je 5300 mm, tedy schodišťové rameno je nejdelší. Schodiště tvoří prefabrikovaná ramena a monolitická mezipodesta připojená ke stěnám jádra přes vylamovací výztuž. Povrch schodiště je tvořen pouze pohledovým betonem, a tudíž není zatíženo žádnou skladbou podlahy. Mezipodesta nese skladbu podlahy, aby dorovnala úroveň schodiště a deska nebyla příliš tlustá.



Obrázek 31 - Prostor schodiště 1. NP

#### Základní údaje a rozměry

- konstrukční výška podlaží: 5300 mm
- délka kroku: 630 mm
- předpokládaná výška stupně: 175 mm
- počet stupňů:  $\frac{5300}{175} = 30,29 \rightarrow 2 \times 15$  stupňů
- skutečná výška stupně:  $\frac{5300}{30} = 176,67$  mm
- šířka stupně:  $630 - 2 \cdot 176,67 = 276,67 \rightarrow 280$  mm
- délka schodišťového ramene:  $280 \cdot 15 = 4200$  mm

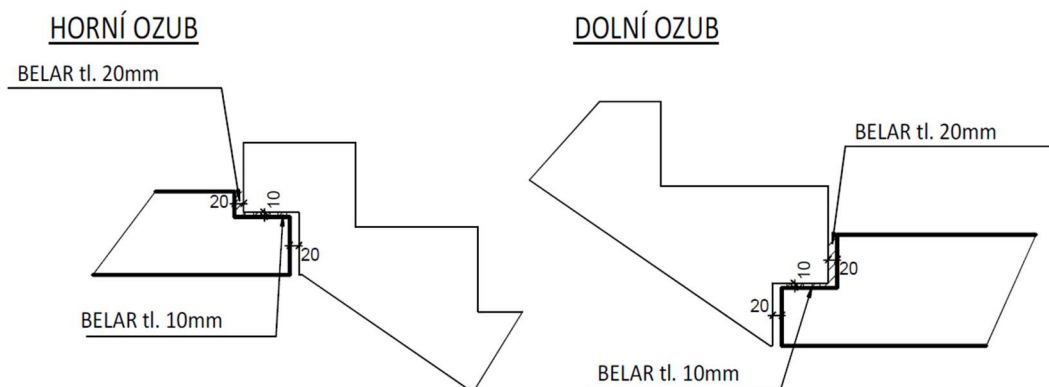


- sklon schodiště:  $\alpha = \tan^{-1} \frac{\text{výška stupně}}{\text{šířka stupně}} = \tan^{-1} \frac{176,67}{280} = 32,2^\circ$
- šířka schodišťového ramene: 1200 mm
- šířka zrcadla: 200 mm
- šířka mezipodesty: 1200 mm
- rozpětí mezipodesty: 2600 mm

Náhradní spojité zatížení od schodišťových stupňů:

$$g_k = \frac{1}{2} \cdot 0,17667 \cdot 25 = 2,21 \frac{kN}{m^2}$$

Schodišťová ramena jsou uložena na ozub. Na celou vodorovnou plochu ozubu je osazena izolace proti kročejovému hluku Belar tl. 20 mm a na horní svislou plochu izolace proti kročejovému hluku Belar tl. 10 mm.



Obrázek 32 - Detail uložení schodiště na ozub

Kontrola tloušťky desek:

$$h_{mpod} = \left( \frac{1}{30} \sim \frac{1}{25} \right) \cdot L_{mpod} = \left( \frac{1}{30} \sim \frac{1}{25} \right) \cdot 2600 = 87 \sim 104 \text{ mm}$$

$$h_{ram} = \left( \frac{1}{30} \sim \frac{1}{25} \right) \cdot L_{ram} = \left( \frac{1}{30} \sim \frac{1}{25} \right) \cdot 4200 = 151 \sim 181 \text{ mm}$$



Volba tloušťky desky schodišťového ramene je 200 mm. Tloušťka mezipodesty je zvolena 180 mm. Úroveň schodišťového stupně na mezipodestě byla dorovnána skladbou podlahy ve výšce 140 mm.

Kontrola podchodné výšky:

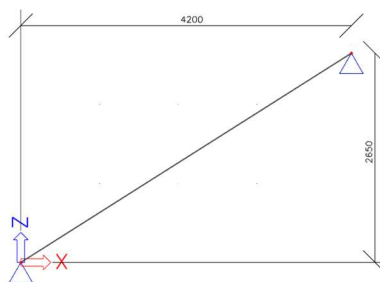
$$h_1 = 1500 + \frac{750}{\cos \alpha} = 1500 + \frac{750}{\cos 32,2^\circ} = 2386 \text{ mm} \geq 2100 \text{ mm}$$

Kontrola průchodné výšky:

$$h_1 = 750 + 1500 \cdot \cos \alpha = 1750 + 1500 \cdot \cos 32,2^\circ = 2019 \text{ mm} \geq 1900 \text{ mm}$$

## 3.1 Zatížení

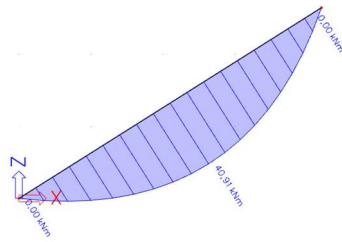
### 3.1.1 Zatížení schodišťového ramene:



Obrázek 33 - Statické schéma schodišťového ramene

- svislá šířka desky:  $\frac{h}{\cos \alpha} = \frac{200}{\cos 32,2^\circ} = 236,35 \text{ mm}$
- vlastní tíha desky:  $g_{0,k} = 0,236 \cdot 1,2 \cdot 25 = 7,09 \text{ kN/m}$
- schodišťové stupně:  $g_{1,k} = 2,21 \cdot 1,2 = 2,65 \text{ kN/m}$
- užité:  $q_k = 3 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ kN/m}$
- celkové zatížení LSS:  $f_{0,d} = g_k \cdot \gamma_G + q_k \cdot \gamma_Q = (7,09 + 2,65) \cdot 1,35 + 3,6 \cdot 1,5 = 18,55 \text{ kN/m}$
- celkové zatížení GSS:  $f_d = f_{0,d} \cdot \cos \alpha = 18,55 \cdot \cos 32,2^\circ = 15,69 \text{ kN/m}$



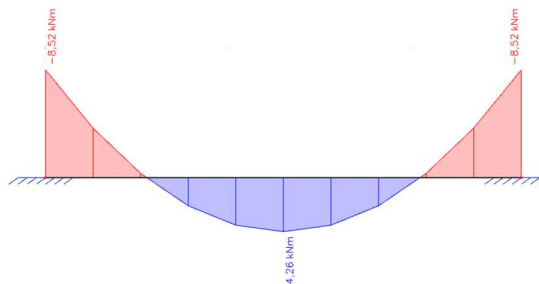


Obrázek 34 - Průběh momentu na schodišťovém rameni

Výsledný návrhový moment  $m_{Ed} = 40,91 \text{ kNm}$ . Výsledné reakce do podpor:  $R_z = 38,96 \text{ kN}$ .

### 3.1.2 Zatížení mezipodesty:

- vlastní tíha desky:  $g_{0,k} = 0,18 \cdot 1,2 \cdot 25 = 5,4 \text{ kN/m}$
- ostatní stálé:  $g_{1,k} = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8 \text{ kN/m}$
- užité:  $q_k = 3 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ kN/m}$
- celkové zatížení:  $f_d = g_k \cdot \gamma_G + q_k \cdot \gamma_Q = 7,2 \cdot 1,35 + 3,6 \cdot 1,5 = 15,12 \text{ kN/m}$



Obrázek 35 - Průběh momentu na mezipodestě

Výsledný moment pro horní výztuž:  $m_{Ed+} = 8,52 \text{ kNm}$  a výsledný moment pro dolní výztuž:  $m_{Ed-} = 4,26 \text{ kNm}$ .



## 3.2 Návrh výztuže

### 3.2.1 Schodišťové rameno

- beton: C25/30
- výztuž B500B
- krycí vrstva  $c = 20$  mm
- předpokládaný profil výztuže  $\varnothing = 10$  mm

$$d = h - c - \frac{\phi}{2}$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{175 + 165}{2} = 170 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} a_{s,req} &= b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \\ &= 1 \cdot 0,17 \cdot \frac{16,67}{435} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 40,91}{1 \cdot 0,17^2 \cdot 16667}} \right) = 579,23 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Návrh výztuže:  $\varnothing 10 / 125$  mm  $\rightarrow A_{s,prov} = 625$  mm<sup>2</sup>.

### 3.2.2 Konstrukční zásady

Minimální plocha výztuže:

$$\begin{aligned} a_{s1,min} &= \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d_{max}; 0,0013 \cdot b \cdot d_{max} \right\} \\ &= \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 1000 \cdot 175; 0,0013 \cdot 1000 \cdot 175 \right\} \\ &= \max \{ 236,6; 227,5 \} = 227,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maximální plocha výztuže:

$$a_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 1000 \cdot 200 = 8000 \text{ mm}^2$$



Maximální osová vzdálenost výztuže:

$$s \leq \min\{2h; 250\} = \min\{2 \cdot 200; 250\} = \min\{400; 250\} = 250 \text{ mm}$$

Minimální světlá vzdálenost výztuže:

$$\begin{aligned} s_l &\leq \max\{1,2 \cdot \phi; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\} = \max\{1,2 \cdot 10; 16 + 5; 20\} \\ &= \max\{12; 21; 20\} = 21 \text{ mm} \end{aligned}$$

### 3.2.3 Posouzení únosnosti:

$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{625 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 16,67} = 20,38 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 170 - 0,4 \cdot 20,38 = 161,85 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 625 \cdot 435 \cdot 161,85 = 44,0 \text{ kNm}$$

$$m_{Rd} \geq m_{Ed} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

### 3.2.4 Poměrná výška tlačené:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{20,38}{170} = 0,119 \leq 0,45 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

### 3.2.5 Mezipodesta

- beton: C30/37
- výztuž B500B
- výška mezipodesty: 180 mm
- krycí vrstva  $c = 25 \text{ mm}$
- předpokládaný profil výztuže  $\emptyset = 10 \text{ mm}$

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MP}$$



Dolní výztuž:

$$\begin{aligned} a_{s,req} &= b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \\ &= 1 \cdot 0,150 \cdot \frac{20}{435} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 4,26}{1 \cdot 0,150^2 \cdot 20000}} \right) = 65,63 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Horní výztuž:

$$\begin{aligned} a_{s,req} &= b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \\ &= 1 \cdot 0,150 \cdot \frac{20}{435} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 8,52}{1 \cdot 0,150^2 \cdot 20000}} \right) = 131,90 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

### 3.2.6 Konstrukční zásady

Minimální plocha výztuže:

$$\begin{aligned} a_{s1,min} &= \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d_{max}; 0,0013 \cdot b \cdot d_{max} \right\} \\ &= \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 150; 0,0013 \cdot 1000 \cdot 150 \right\} \\ &= \max\{226,2; 195\} = 226,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maximální plocha výztuže:

$$a_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 1000 \cdot 180 = 7200 \text{ mm}^2$$

Maximální osová vzdálenost výztuže:

$$s \leq \min\{2h; 250\} = \min\{2 \cdot 180; 250\} = \min\{360; 250\} = 250 \text{ mm}$$

Minimální světlá vzdálenost výztuže:

$$\begin{aligned} s_l &\leq \max\{1,2 \cdot \phi; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\} = \max\{1,2 \cdot 10; 16 + 5; 20\} \\ &= \max\{12; 21; 20\} = 21 \text{ mm} \end{aligned}$$



Horní i dolní výztuž jsou navrženy na minimální požadavky plochy výztuže podle konstrukčních zásad.  $\text{Ø } 8 / 200 \text{ mm} \rightarrow A_{s,prov} = 251 \text{ mm}^2$

### 3.2.7 Posouzení únosnosti:

$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{251 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 6,82 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 151 - 0,4 \cdot 6,82 = 148,27 \text{ mm}$$

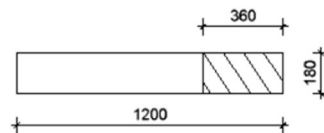
$$m_{Rd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 251 \cdot 435 \cdot 148,27 = 16,18 \text{ kNm}$$

$$m_{Rd} \geq m_{Ed} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

### 3.2.8 Poměrná výška tlačené:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{6,82}{151} = 0,042 \leq 0,45 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

## 3.3 Návrh podesty v místě uložení ve vzdálenosti $2h = 360 \text{ mm}$

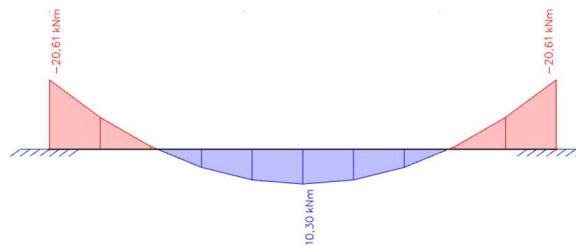


Obrázek 36 - Posuzovaná část  $2h$

### 3.3.1 Zatížení

$$f_{rameni} = \frac{R}{\text{šířka ramene}} = \frac{38,96}{1,2} = 32,47 \text{ kN/m}$$

$$f_{mpod} = (0,180 \cdot 0,36 \cdot 25) \cdot 1,35 + 3 \cdot 0,36 \cdot 1,5 = 3,81 \text{ kN/m}$$



Obrázek 37 - Průběh momentu na části 2h mezipodesty

Výsledný moment pro horní výztuž:  $m_{Ed+} = 20,61 \text{ kNm}$  a výsledný moment pro dolní výztuž:  $m_{Ed-} = 10,30 \text{ kNm}$ .

### 3.3.2 Posouzení navržené výztuže

$$m_{Rd} = 16,18 \text{ kNm} \leq m_{Ed} = 20,61 \text{ kNm} \rightarrow \text{NEVYHOVUJE PRO HORNÍ MOMENT}$$

Je potřeba navrhnout lepší vyztužení. Horní výztuž podesty byla změněna na  $\text{Ø}10 / 200 \text{ mm} \rightarrow A_{s,prov} = 393 \text{ mm}^2$ .

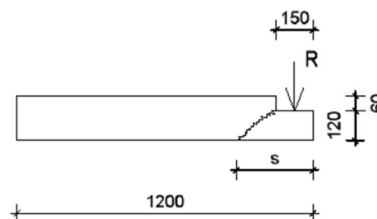
$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{393 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 10,68 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 150 - 0,4 \cdot 10,68 = 145,73 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 393 \cdot 435 \cdot 145,73 = 24,90 \text{ kNm}$$

$$m_{Rd} \geq m_{Ed} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

### 3.4 Posouzení ozubu podesty



Obrázek 38 - Síla od schodišťového ramene působící na mezipodestu



- $R = 38,96 \text{ kN}$
- výška ozubu: 120 mm
- délka ozubu: 150 mm
- volba  $\cot\theta = 1,5$
- rameno vnitřních sil  $z = 0,8 \cdot \left(120 - 25 - \frac{8}{2}\right) = 72,8 \text{ mm}$
- dosah smykové trhliny:  $s = 150 + z \cdot \cot\theta = 259,2 \text{ mm}$

$$m_{Ed} = R \cdot s = 38,96 \cdot 0,26 = 8,42 \frac{\text{kNm}}{\text{m}'}$$

### 3.4.1 Posouzení vyztužení:

$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{251 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 6,82 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 91 - 0,4 \cdot 6,82 = 88,27 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 251 \cdot 435 \cdot 88,27 = 9,63 \text{ kNm}$$

$$m_{Rd} \geq m_{Ed} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

### 3.4.2 Poměrná výška tlačené:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{6,82}{91} = 0,075 \leq 0,45 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

### 3.4.3 Posouzení smykové únosnosti:

$$v_{Rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot \sqrt[3]{100\rho \cdot f_{ck}} = \frac{0,18}{1,5} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{91}}\right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,005 \cdot 30}$$
$$= 0,735 \text{ MPa}$$

- předpokládaný stupeň vyztužení:  $\rho = 0,005$

$$v_{Ed} = \frac{1,2 \cdot 32,47}{2,6 \cdot 0,091} = 0,164 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd} \geq v_{Ed} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Z posouzení smykové únosnosti vyšlo, že nemusí být navržena smyková výztuž.

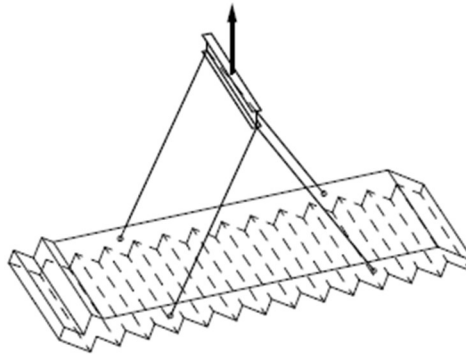
### 3.4.4 Posouzení tlakové únosnosti:

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = 0,8 \cdot 0,15 \cdot 1,2 \cdot 20 \cdot 10^3 + 251 \cdot 1,2 \cdot 435 \cdot 10^{-3} \\ = 3011 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 3011 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 38,96 \text{ kN} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

## 3.5 Návrh manipulačních úchyťů

### 3.5.1 1. manipulační stav – vyndání z formy

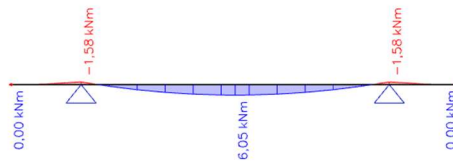


Obrázek 39 - Schéma zvedací soustavy pro manipulační stav č. 1

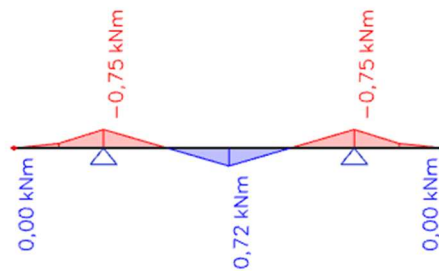
$$N_{d1} = 1,3 \cdot \frac{\gamma_G}{n \cdot \cos \alpha} \cdot (F_n + F_{adh, n}) = 1,3 \cdot \frac{1,35}{4 \cdot \cos 30^\circ} \cdot (42,71 + 23) = 33,29 \text{ kN}$$

- vlastní tíha dílce  $F_n = \text{objem dílce} \cdot \gamma_{bet} = 1,64 \cdot 25 = 42,71 \text{ kN}$
- přílnavost dílce k formě  $F_{adh, n} = A_{adh} \cdot v_{adh} = 11,5 \cdot 2 = 23,0 \text{ kN}$
- součinitel přílnavosti  $v_{adh} = 2 \text{ kN/m}^2$  pro hladké, neolejované bednění
- dynamický součinitel 1,3 pro nepohyblivý jeřáb



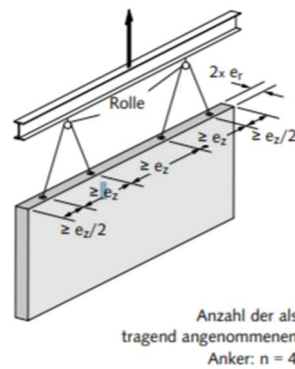


Obrázek 40 - Průběh momentu na nosníku dlouhém 4,48 m



Obrázek 41 - Průběh momentu na nosníku dlouhém 1,2 m

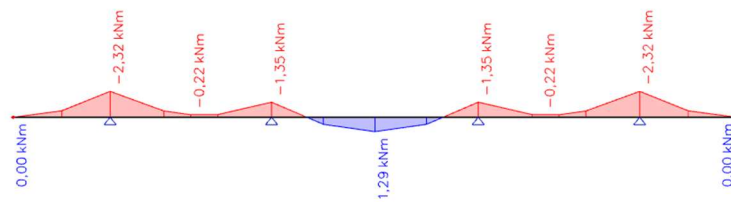
### 3.5.2 2. manipulační stav – obrácení dílce



Obrázek 42 - Schéma zvedací soustavy pro manipulační stav č. 2 [36]

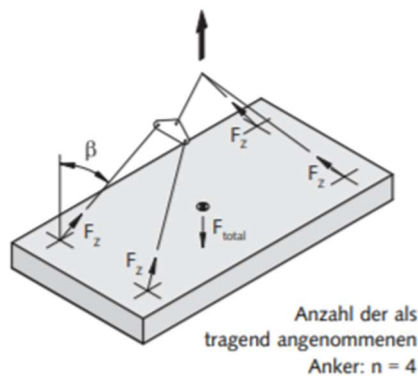
$$N_{d2} = 1,8 \cdot \frac{\gamma_{man} \cdot \gamma_G}{n \cdot \cos \alpha} \cdot F_n = 1,8 \cdot \frac{1,0 \cdot 1,35}{4 \cdot \cos 30^\circ} \cdot 42,71 = 29,96 \text{ kN}$$

- dynamický součinitel 1,8 pro zvedání a dopravu dílce



Obrázek 43 - Průběh momentu na schodišťovém rameni při manipulačním stavu č. 2

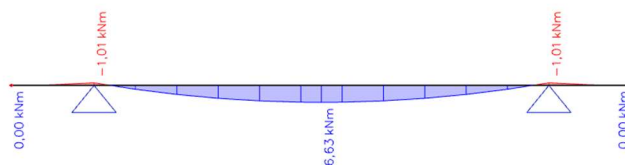
### 3.5.3 3. manipulační stav – usazení dílce



Obrázek 44 - Schéma zvedací soustavy pro manipulační stav č. 3 [36]

V tomto případě jsou úchyty instalovány do schodišťových stupňů.

$$N_{d3} = 1,8 \cdot \frac{\gamma_{man} \cdot \gamma_G}{n \cdot \cos \alpha} \cdot F_n = 1,8 \cdot \frac{1,0 \cdot 1,35}{4 \cdot \cos 30^\circ} \cdot 42,71 = 29,96 \text{ kN}$$



Obrázek 45 - Průběh momentů na schodišťovém rameni při manipulačním stavu č. 3

Momenty vznikající na schodišťovém rameni při všech manipulačních situacích jsou velmi malé, běžná výztuž je tedy zachytí. Není potřeba zhušťovat výztuž u úchyťů. Pokud výrobce manipulačních úchyťů neuvádí jinak.

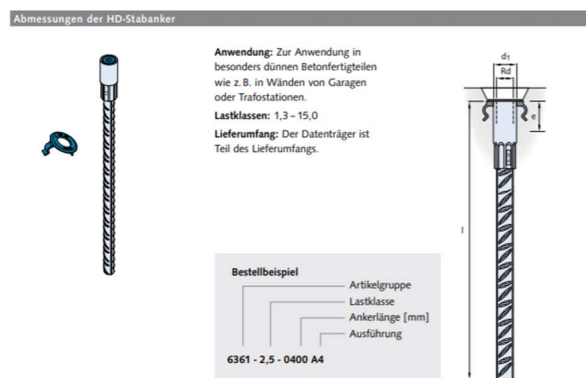


### 3.6 Manipulační úchyty

Návrh manipulačních úchyťů podle katalogového listu HALFEN DEHA HD-úchyty.

#### 3.6.1 Sada úchyťů pro manipulační stav 1 a 2

Pro boční úchyty jsou použity kotvy HD-Stabanker pro tenké prefabrikované dílce. Na obrácení dílce bylo nutné navrhnout 4 kotvy na jedné straně, protože síla, která vznikla při návrhu dvou úchyťů, byla velká a kotva, kterou bylo nutno použít, byla příliš dlouhá pro tento schodišťový dílec. Proto jsou na jedné straně ramene navrženy 4 kotvy a na druhém pouze dvě, které se využijí při vyndávání dílce z bedněni.



Obrázek 46 - HALFEN HD-Stabanker[36]

Boční úchyty navrhovány na max sílu:  $N_d = 33,29$  kN.

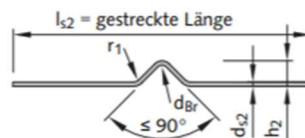


Tragfähigkeit der HD-Stabanker															
Last- klasse	Artikel- bezeichnung	Rd	Mindest- bauteil- dicke $2 \times e_z$ [mm]	Ankeranordnung ①			Tragfähigkeit [kN] bei Betondruckfestigkeit $f_{ci}$								
				$e_1$ bei $f_{ci} =$ 15 [N/mm <sup>2</sup> ]	25 [N/mm <sup>2</sup> ] oder mehr	$e_2$ min	15 N/mm <sup>2</sup> für		25 N/mm <sup>2</sup> für		35 N/mm <sup>2</sup> für				
				Axialzug und Schrägzug bis 30°	Schrägzug bis 45°	Querzug 90°	Axialzug und Schrägzug bis 45°	Querzug 90°	Axialzug und Schrägzug bis 45°	Querzug 90°					
1,3	6361-1,3-0300	12	60	100	85	620	13,0	10,5	3,5	13,0	4,5	13,0	5,3		
			80						5,9		7,5		7,5		
			100						7,5		7,5		7,5		
2,5	6361-2,5-0400	16	80	115	100	820	25,0	18,9	4,2	25,0	5,4	25,0	6,3		
			100						6,8		8,8		10,4		
			120						9,9		12,7		14,0		
4,0	6361-4,0-0520	20	80	140	120	980	32,8	29,5	4,1	40,0	5,3	40,0	6,3		
			100						35,8		31,8		6,9	8,9	10,5
			120						38,2		31,8		8,9	11,5	13,6
			140						40,0		31,8		12,9	16,6	19,6
			160						40,0		31,8		17,5	22,5	23,0
5,0	6361-5,0-0540	24	100	150	125	1100	40,9	40,9	9,3	50,0	12,0	50,0	14,2		
			120						44,2		42,1		13,1	16,9	20,0
			140						47,1		42,1		14,7	19,0	22,5
			160						50,0		42,1		20,0	25,8	28,0
7,5	6361-7,5-0700	30	120	190	160	1420	66,1	66,1	12,9	75,0	16,7	75,0	19,7		
			140						70,1		67,7		18,1	23,4	27,7
			160						75,0		67,7		24,4	31,2	36,9
			180						75,0		67,7		31,1	40,1	42,5
10,0	6361-10,0-0800	36	140	200	170	1620	100,0	92,6	18,2	100,0	23,4	100,0	27,7		
			160						24,0		30,9		36,5		
			180						30,5		39,4		46,6		
			200						38,1		49,1		57,0		
12,5	6361-12,5-0920	42	140	215	185	1870	125,0	120,2	20,2	125,0	26,1	125,0	30,9		
			160						26,3		33,9		40,1		
			180						33,2		42,8		50,6		
			200						40,1		51,7		61,2		
15,0	6361-15,0-1100	52	160	240	205	2230	150,0	144,8	22,6	150,0	29,2	150,0	34,5		
			180						29,2		37,7		44,6		
			200						36,2		46,7		55,2		
			220						44,3		57,2		67,7		
			240						53,0		68,5		81,0		

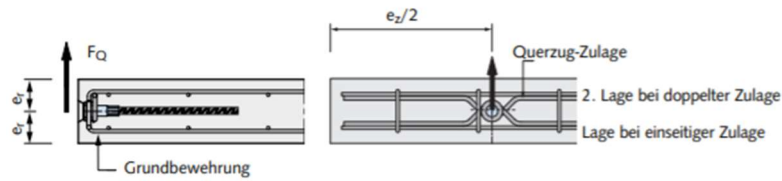
①  $e_z/2$  = Randabstand;  $e_z$  = Achsabstand;  $f_{ci}$  = Würfeldruckfestigkeit zum Zeitpunkt des Abhebens

Obrázek 47 - Tabulka únosnosti HD-Stabanker [36]

Je použit úchyt HD-Stabanker 4,0 Rd20 s délkou 520 mm. Únosnost kotvy vyhoví při i pevnosti betonu  $15 \text{ N/mm}^2$  do závěsu  $\alpha = 30^\circ$  je 40 kN. Tloušťka prvku je 200 mm, tedy vyhoví i požadavkům na minimální tloušťku prvku. Výztuž kolem kotevních tyčí byla doplněna podle katalogu výrobce úchytů, který doporučuje, aby výztuž kolem kotevních tyčí měla plochu  $188 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Příčná výztuž je  $2 \times \text{Ø}12$  délky 1200 mm a podélná výztuž je  $2 \times \text{Ø}10$  délky 1200 mm. Tvar výztuže je zobrazen na obrázku schéma výztuže.



Obrázek 48 - Schéma výztuže u kotvy HD-Stabanker1 [36]



Obrázek 49- Schéma výztuže u kotvy HD-Stabanker 2 [36]

### 3.6.2 Sada úchytů pro manipulační stav 3

Pro tento manipulační stav byl vybrán úchyt HD-Kurzanker. Čtyři úchyty jsou uchyceny do schodišťových stupňů.



Obrázek 50 –HALFEN HD-Ankers [36]

Horní úchyty navrhovány na sílu:  $N_d = 29,96 \text{ kN}$

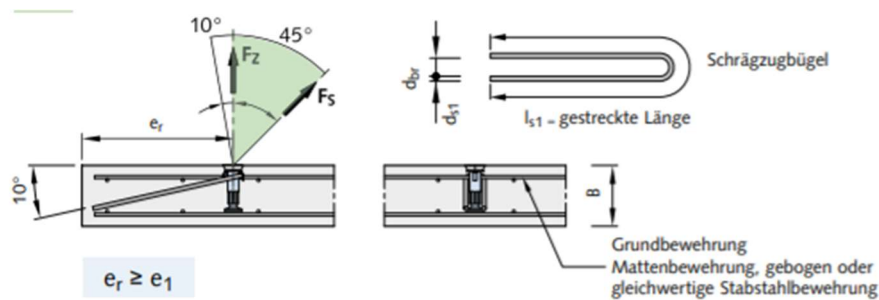
Tragfähigkeit der HD-Kurzanker												
Lastklasse	Artikelbezeichnung	Ankeranordnung <sup>④</sup>		Erhöhte Plattendicke B <sup>⑤</sup> [mm]	Tragfähigkeit [kN] bei Betondruckfestigkeit $f_{ci}$ für Axialzug und Schrägzug bis 45°			Mindestplattendicke B <sup>⑤</sup> [mm]	Tragfähigkeit [kN] bei Betondruckfestigkeit $f_{ci}$ für Axialzug und Schrägzug bis 45°			
		$e_r$ [mm]	$e_z$ min [mm]		15 N/mm <sup>2</sup>	25 N/mm <sup>2</sup>	35 N/mm <sup>2</sup>		15 N/mm <sup>2</sup>	25 N/mm <sup>2</sup>	35 N/mm <sup>2</sup>	
1,3	6360-1,3-070	140	210	115	13,0	13,0	13,0	115	13,0	13,0	13,0	
2,5	6360-2,5-090	180	270	160	19,5	25,0	25,0	125	16,5	21,3	25,0	
4,0	6360-4,0-125	250	375	220	31,2	40,0	40,0	160	25,3	32,6	38,6	
5,0	6360-5,0-140	280	420	275	39,3	50,0	50,0	175	29,1	37,5	44,4	
7,5	6360-7,5-185	370	560	360	59,4	75,0	75,0	240	44,9	57,9	68,5	

④  $e_r$  = Randabstand ( $e_r$  ist gültig für Axialzug; bei Schrägzug siehe Bewehrung);  $e_z$  = Achsabstand  
⑤ Die Werte für dazwischenliegende Plattendicken dürfen interpoliert werden.  $f_{ci}$  = Würfeldruckfestigkeit zum Zeitpunkt des Abhebens

Obrázek 51 - Tabulka únosnosti HD-Kurzanker [36]



Pro usazení schodiště jsou zvoleny kotvy HD-Kurzanker 4,0 Rd20 s délkou 125 mm. Únosnost kotvy vyhoví při minimální pevnosti betonu  $15 \text{ N/mm}^2$  do závěsu  $\alpha = 45^\circ$  je 31,2 kN. Tloušťka schodiště v místě kotvy je 320 mm. Doplnková výztuž pro tento prvek je drát ve tvaru U Ø14 o délce ramene 860 mm. Tvar výztuže je na obrázku schéma výztuže u kotvy HD-Kurzanker.



Obrázek 52 - Schéma výztuže u kotvy HD-Kurzanker

Výkresy schodiště jsou v přílohách Tvar schodiště a Vyztužení schodiště.

## 4 Návrh a posouzení sloupů

U všech sloupů bylo nutné zvýšit třídu betonu, jelikož nutná plocha výztuže byla větší než maximální plocha výztuže podle konstrukčních zásad. Sloupy tedy nebylo možné vyztužit. U vnitřních sloupů byl použit beton C 35/45 a u vnějších sloupů byl použit beton C 40/50. Podrobný návrh a posouzení je proveden u sloupů D9, I9 a I10 ve 4. NP. a u sloupu D9 v 1. NP.

### 4.1 Sloup D9 ve 4. NP

- délka sloupu: 3800 mm
- průřez sloupu: 350 x 350 mm
- beton C 35/40:  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1,5} = 23,33 \text{ MPa}$



Vnitřní síly sloupu byly získána z programu SCIA Engineer. Normálová síla v patě sloupu  $N_{Ed} = 3385,04$  kN. Moment  $M_{Ed,max} = 25,22$  kNm,  $M_{Ed,min} = 13,9$  kNm a  $M_{Eq,max} = 13,65$  kNm.

- plocha betonu:  $A_c = 0,1225$  m<sup>2</sup>
- předpokládaný stupeň vyztužení:  $\rho = 0,03$
- napětí ve výztuži:  $\sigma_s = 400$  MPa

#### 4.1.1 Posouzení tlakové únosnosti:

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + \rho_s \cdot A_c \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot 0,1225 \cdot 23,3 + 0,03 \cdot 0,1225 \cdot 400 \\ = 3757 \text{ kPa}$$

$$N_{Rd} = 3575 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 3385 \text{ kN} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

#### 4.1.2 Návrh výztuže podle nomogramů

- krycí vrstva:  $c = 25$  mm
- předpokládaný profil výztuže:  $\varnothing = 14$  mm
- předpokládaný profil třmínků:  $\varnothing_{tr} = 8$  mm

$$d_1 = c + \phi_{tr} + \frac{\phi}{2} = 25 + 8 + 7 = 40 \text{ mm}$$

$$\frac{d_1}{h} = 0,11$$

$$\frac{M_{Ed,min}}{M_{Ed,max}} = \frac{13,9}{25,22} = 0,55$$

$$v = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} = \frac{3385}{0,35 \cdot 0,35 \cdot 23333} = 1,18$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{25,22}{0,35 \cdot 0,35^2 \cdot 23333} = 0,03$$

Hodnotu  $\omega$  získáme z nomogramu 12.20,  $\omega = 0,3$ .

$$A_{s,req} = \frac{\omega b h f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,3 \cdot 0,35 \cdot 0,35 \cdot 23,3}{435} = 1972 \text{ mm}^2$$



#### 4.1.3 Konstrukční zásady podélné výztuže:

$$A_{s,min} = 0,1 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 0,1 \frac{3385}{435} = 778,59 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,4A_c = 0,4 \cdot 122500 = 4900 \text{ mm}^2$$

Návrh výztuže: 8 x Ø18  $A_{s,prov} = 2036 \text{ mm}^2$

$$A_{s,prov} = 2036 \text{ mm}^2 \geq A_{s,min} = 779 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$A_{s,max} = 4900 \text{ mm}^2 \geq A_{s,prov} = 2036 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

#### 4.1.4 Posouzení ohybové štíhlosti

$$n = \frac{|N_{Ed}|}{A_c \cdot f_{cd}}$$

- účinná délka sloupu:

$$l_0 = \beta \cdot l = 0,8 \cdot 3800 = 3040 \text{ mm}; \beta = 0,8$$

- štíhlost prvku:

$$\lambda = \frac{l_0}{\frac{h}{\sqrt{12}}} = \frac{3040}{\frac{350}{\sqrt{12}}} = 26,33$$

- limitní štíhlost:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,84 \cdot 1,26 \cdot 0,7}{\sqrt{1,184}} = 11,35$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3385}{0,1225 \cdot 23333} = 1,184$$

$$A = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}} = 0,84; B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,3} = 1,26; C = 0,7$$

$$\lambda = 26,33 > \lambda_{lim} = 11,35 \rightarrow \text{JE NUTNO POČÍTAT S ÚČINKY 2. ŘÁDU}$$

#### 4.1.5 Účinek druhého řádu založený na jmenovité křivosti

$$M_{Ed} = M_{0,Ed} + M_2$$

- ohybový moment prvního řádu zahrnující účiny imperfekcí:

$$\begin{aligned} M_{0,Ed} &= N_{Ed} \cdot e_i + M_{Ed} = N_{Ed} \cdot \frac{l_0}{400} + M_{Ed} = 3385 \cdot 0,00665 + 25,22 \\ &= 47,73 \text{ kNm} \end{aligned}$$





- průhyb druhého řádu:

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot l_0^2 = \frac{2,9 \cdot 3,04^2}{\pi^2} = 2,08 \text{ mm}$$

- křivost:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0} = 0,138 \cdot 1,34 \cdot 0,0157 = 0,0029$$

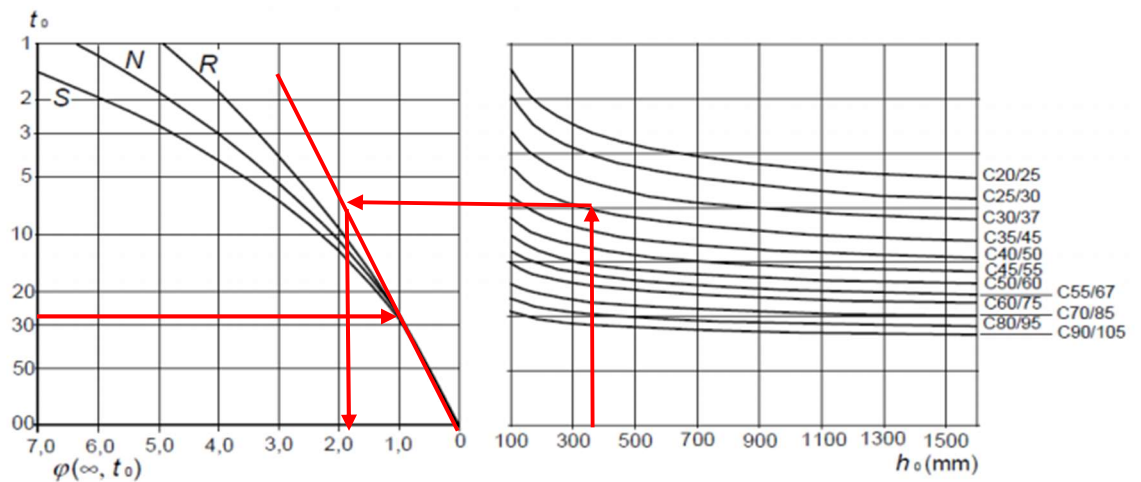
$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1,31 - 1,18}{1,31 - 0,1} = 0,138 \leq 1,0$$

$$n_u = 1 + \omega = 1 + \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = 1 + \frac{2036 \cdot 435}{122500 \cdot 23,3} = 1,31$$

$$n_u = 0,4$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right) \cdot \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{Eq}}{M_{Ed}}$$

$$= 1 + \left(0,35 + \frac{35}{200} - \frac{26,3}{150}\right) \cdot 1,8 \cdot \frac{13,65}{25,22} = 1,34$$



Obrázek 53 - Graf součinitele dotvarování pro vnitřní prostředí RH 50%

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} = \frac{0,002}{0,45 \cdot 0,307} = 0,0157$$

- jmenovitý moment druhého řádu:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 = 3385 \cdot 0,0021 = 7,12 \text{ kNm}$$

Celkový návrhový moment, který je použit pro posouzení únosnosti sloupu je  $M_{0,Ed} + M_2 = 54,8 \text{ kNm}$ .

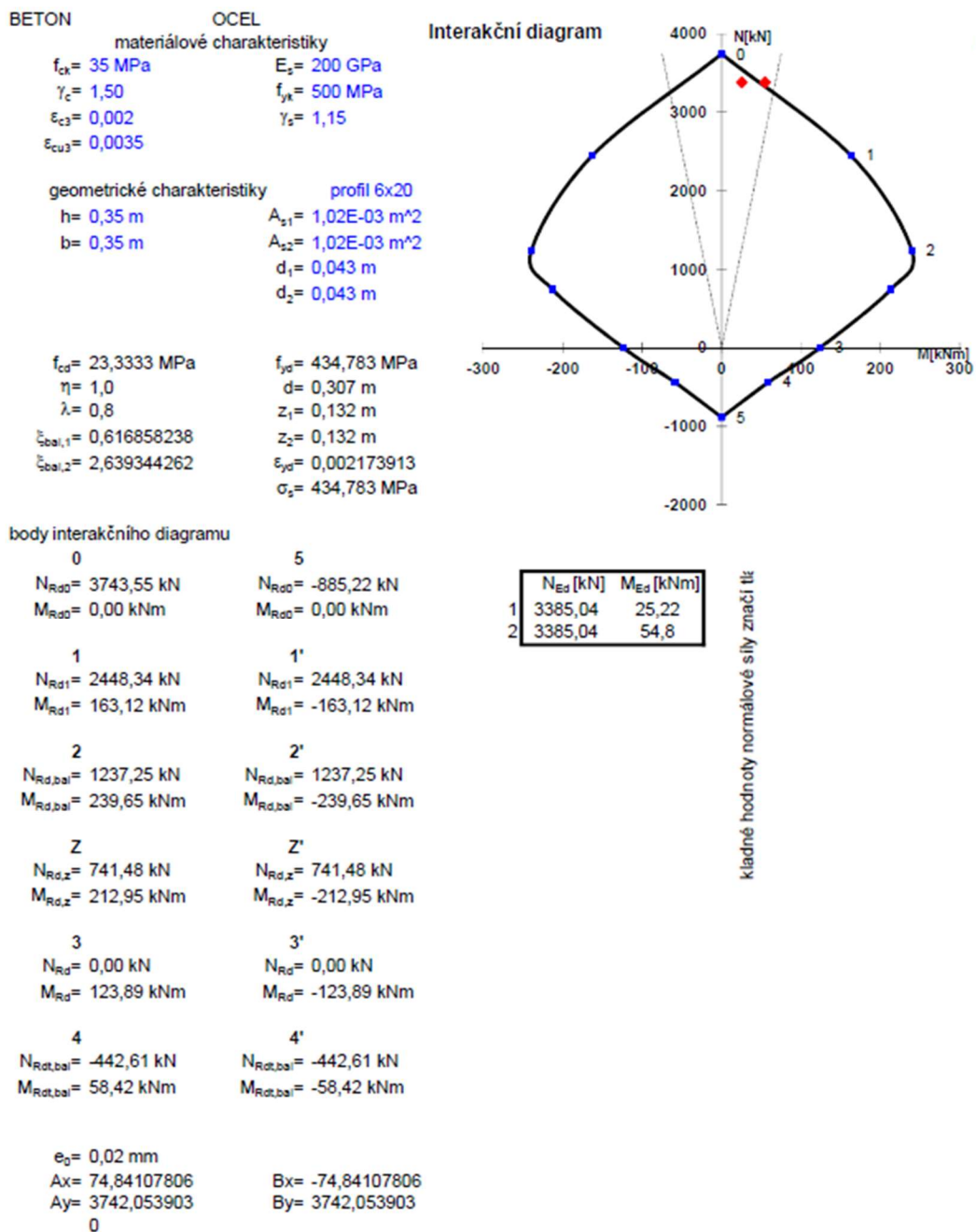


#### 4.1.6 Návrh příčné výztuže sloupu

- profil třmínků: 8 mm
- maximální osová vzdálenost třmínků:  $s = \min(20\phi, h, 400 \text{ mm}) = \min(440; 350; 400) = 350 \text{ mm}$
- třmínky v oblasti nad a pod deskou:  $0,6s = 210 \text{ mm}$  (min 3 třmínky)

Příčnou výztuž tvoří třmínky  $\text{Ø}8 / 200 \text{ mm}$ .

Únosnost sloupu je ověřena interakčním diagramem.

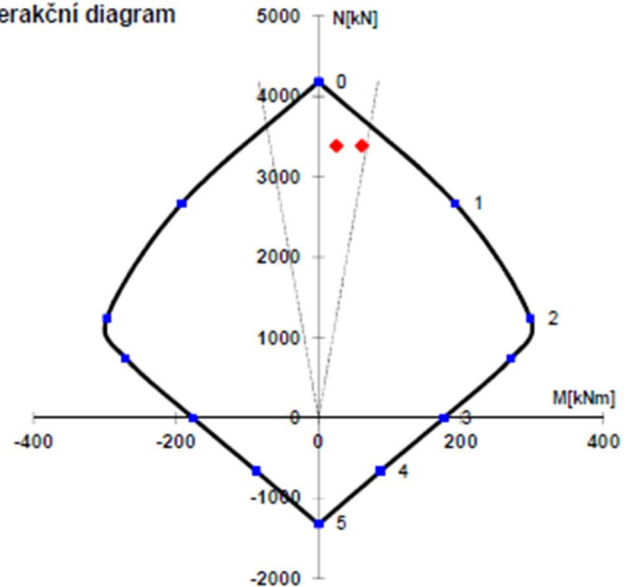




Interakční diagram ukázal, že navržený sloup nevyhoví, momentu od účinků druhého řádu. Plocha výztuže byla zvětšena na  $8 \times \text{Ø}22$   $A_{s,prov} = 3041 \text{ mm}^2$ .

BETON	OCEL
materiálové charakteristiky	
$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$	$E_s = 200 \text{ GPa}$
$\gamma_c = 1,50$	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
$\epsilon_{c3} = 0,002$	$\gamma_s = 1,15$
$\epsilon_{cu3} = 0,0035$	
geometrické charakteristiky	
$h = 0,35 \text{ m}$	$A_{s1} = 1,52E-03 \text{ m}^2$
$b = 0,35 \text{ m}$	$A_{s2} = 1,52E-03 \text{ m}^2$
	$d_1 = 0,043 \text{ m}$
	$d_2 = 0,043 \text{ m}$
$f_{cd} = 23,3333 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 434,783 \text{ MPa}$
$\eta = 1,0$	$d = 0,307 \text{ m}$
$\lambda = 0,8$	$z_1 = 0,132 \text{ m}$
$\xi_{bal,1} = 0,616858238$	$z_2 = 0,132 \text{ m}$
$\xi_{bal,2} = 2,639344262$	$\epsilon_{yd} = 0,002173913$
	$\sigma_s = 434,783 \text{ MPa}$

Interakční diagram



body interakčního diagramu

0	5
$N_{Rd0} = 4180,51 \text{ kN}$	$N_{Rd0} = -1322,17 \text{ kN}$
$M_{Rd0} = 0,00 \text{ kNm}$	$M_{Rd0} = 0,00 \text{ kNm}$
1	1'
$N_{Rd1} = 2666,82 \text{ kN}$	$N_{Rd1} = 2666,82 \text{ kN}$
$M_{Rd1} = 191,96 \text{ kNm}$	$M_{Rd1} = -191,96 \text{ kNm}$
2	2'
$N_{Rd,bal} = 1237,25 \text{ kN}$	$N_{Rd,bal} = 1237,25 \text{ kN}$
$M_{Rd,bal} = 297,32 \text{ kNm}$	$M_{Rd,bal} = -297,32 \text{ kNm}$
Z	Z'
$N_{Rd,z} = 741,48 \text{ kN}$	$N_{Rd,z} = 741,48 \text{ kN}$
$M_{Rd,z} = 270,63 \text{ kNm}$	$M_{Rd,z} = -270,63 \text{ kNm}$
3	3'
$N_{Rd} = 0,00 \text{ kN}$	$N_{Rd} = 0,00 \text{ kN}$
$M_{Rd} = 176,20 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = -176,20 \text{ kNm}$
4	4'
$N_{Rdt,bal} = -661,09 \text{ kN}$	$N_{Rdt,bal} = -661,09 \text{ kN}$
$M_{Rdt,bal} = 87,26 \text{ kNm}$	$M_{Rdt,bal} = -87,26 \text{ kNm}$

	$N_{Ed} [\text{kN}]$	$M_{Ed} [\text{kNm}]$
1	3385,04	25,22
2	3385,04	61,1

kladné hodnoty normálové síly značí tlak

$e_0 = 0,02 \text{ mm}$	
$A_x = 83,57671424$	$B_x = -83,57671424$
$A_y = 4178,835712$	$B_y = 4178,835712$
0	

Sloup o rozměru  $350 \times 350 \text{ mm}$  s výztuží  $8 \times \text{Ø}22$ ,  $A_{s,prov} = 3041 \text{ mm}^2$  vyhoví i se zvýšeným momentem vyvolaným od druhého řádu, který se teď rovná  $61,1 \text{ kNm}$ .



## 4.2 Sloupy I9 a I10 ve 4. NP a sloup D9 v 1. NP

Nyní byly stejně posouzeny obvodový sloup I9 ve 4. NP, rohový sloup I10 ve 4. NP a D9 1. NP. Všechny sloupy jsou vnitřní se symetricky vyztuženým čtvercovým průřezem. Stejně jako v předchozím případě byly síly získány z programu SCIA Engineer.

Tabulka 5 - Posouzení tlakové únosnosti sloupů

Posouzení tlakové únosnosti	I9 - 4. NP	I10 - 4. NP	D9 - 1. NP
$N_{Ed}$ [kN]	<b>1187,91</b>	<b>768,6</b>	<b>6805,82</b>
$M_{Ed,max}$ [kNm]	<b>86,36</b>	<b>60,47</b>	<b>34,35</b>
$M_{Ed,min}$ [kNm]	82,53	58,92	30,05
$M_{Eq,max}$ [kNm]	48,93	34,1	17,22
h [mm]	250	250	500
b [mm]	250	250	500
$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	62500	62500	250000
$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	0,0625	0,0625	0,2500
výška sloupu [m]	3800	3800	5100
předpokládaný stupeň vyztužení $\rho$ [-]	0,03	0,03	0,03
beton	C35/45	C35/45	C35/45
$f_{ck}$ [MPa]	35	35	35
$f_{cd}$ [MPa]	23,33	23,33	23,33
$\sigma_s$ [MPa]	398	399	400
$f_{yd}$ [MPa]	434,78	434,78	434,78
$N_{Rd}$ [MPa]	<b>1912,92</b>	<b>1914,79</b>	<b>7666,67</b>
$N_{Rd} \geq N_{Ed}$	<b>VYHOVUJE</b>	<b>VYHOVUJE</b>	<b>VYHOVUJE</b>

Tabulka 6 - Návrh výztuže sloupů podle nomogramů

Návrh výztuže podle nomogramů	I9 - 4. NP	I10 - 4. NP	D9 - 1. NP
c [mm]	25	25	25
$\emptyset$ [mm]	14	14	14
$\emptyset_{tr}$ [mm]	8	8	8
$d_l$ [mm]	40	40	40
v [-]	0,81	0,53	1,17
$\mu$ [-]	0,24	0,17	0,01
$M_{Ed,min}/M_{Ed,max}$	0,96	0,97	0,87
$d_l/h$	0,160	0,160	0,080
$\omega$ [-]	0,680	0,280	0,180
$A_{s,req}$ [mm <sup>2</sup> ]	<b>2281</b>	<b>939</b>	<b>2415</b>
$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> ]	273	177	1565
$A_{s,max}$ [mm <sup>2</sup> ]	2500	2500	10000



$A_{s,prov}$ [mm <sup>2</sup> ]	<b>6 x Ø22</b>	<b>8 x Ø14</b>	<b>8 x Ø20</b>
		<b>2 281</b>	<b>1 232</b>
$A_{s,prov} \geq A_{s,min}$	VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE
$A_{s,max} \geq A_{s,prov}$	VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE
$A_{s,prov} \geq A_{s,req}$	VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE

Tabulka 7 - Posouzení ohybové štíhlosti

<b>Posouzení ohybové štíhlosti</b>	I9 - 4. NP	I10 - 4. NP	D9 - 1. NP
$n$ [-]	0,815	0,527	1,167
$\beta$ [-]	0,8	0,8	0,8
$l_0$ [mm]	3040	3040	4080
$\lambda$ [-]	42,12	42,12	28,27
$\phi_{(\infty,t_0)}$ [-]	2,00	2,00	1,70
$\phi_{ef}$ [-]	1,13	1,13	0,85
$A$ [-]	0,815	0,816	0,854
$B$ [-]	1,536	1,249	1,166
$C$ [-]	0,7	0,7	0,7
$\lambda_{lim}$ [-]	31,45	31,66	15,72
	$\lambda \geq \lambda_{lim}$	$\lambda \geq \lambda_{lim}$	$\lambda \geq \lambda_{lim}$
	<b>NUTNO POČÍTAT S ÚČINKY 2. ŘÁDU</b>		

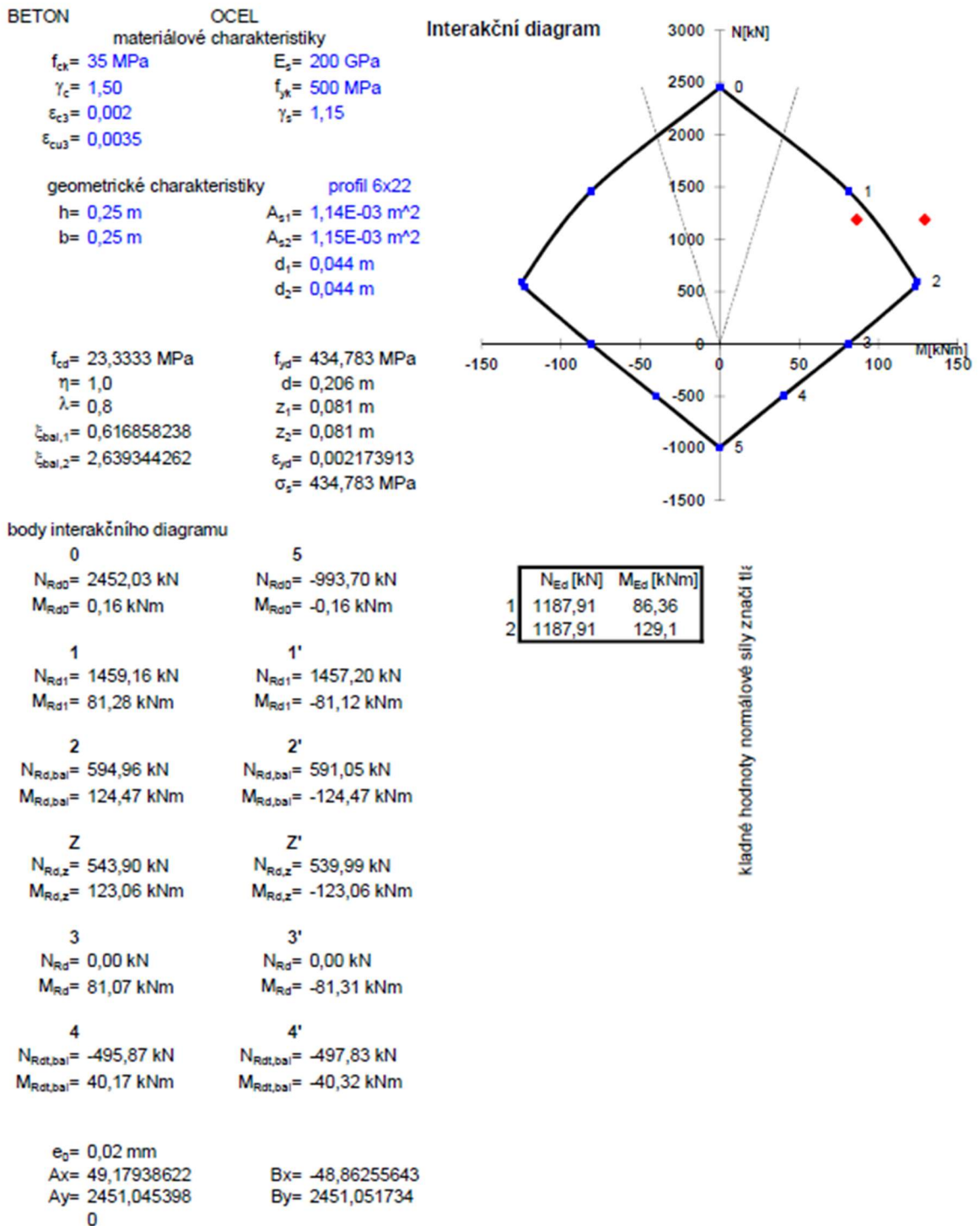
Tabulka 8 - - Moment ve sloupech vyvolaný účinky druhého řádu

<b>Účinky 2. řádu</b>	I9 - 4. NP	I10 - 4. NP	D9 - 1. NP
$l_0$ [mm]	3040	3040	4080
$M_{0,Ed}$ [kNm]	95,39	66,31	103,77
$\omega$ [-]	0,681	0,367	0,189
$n_u$ [-]	1,681	1,367	1,189
$n_{bal}$ [-]	0,4	0,4	0,4
$d$ [m]	0,206	0,21	0,46
$K_r$ [-]	0,676	0,869	0,0277
$K_\phi$ [-]	1,913	1,909	1,608
$1/r_0$ [m <sup>-1</sup> ]	0,0235	0,023	0,0105
$1/r$ [m <sup>-1</sup> ]	0,03039	0,03816	0,00047
$e_2$ [m]	28,42	35,72	0,79
$M_2$ [kNm]	33,76	27,45	5,38
$M_{Ed}$ [kNm]	<b>129,15</b>	<b>93,76</b>	<b>109,15</b>

Posouzení sloupů je provedeno pomocí interakčních diagramů.



### 4.2.1 Interakční diagram sloupu I9 ve 4. NP



Interakční diagram ukázal, že navržený sloup nevyhoví momentu od účinků druhého řádu. Plocha průřezu byla zvětšena, a tudíž se zvýšil i požadavek na výztuž.

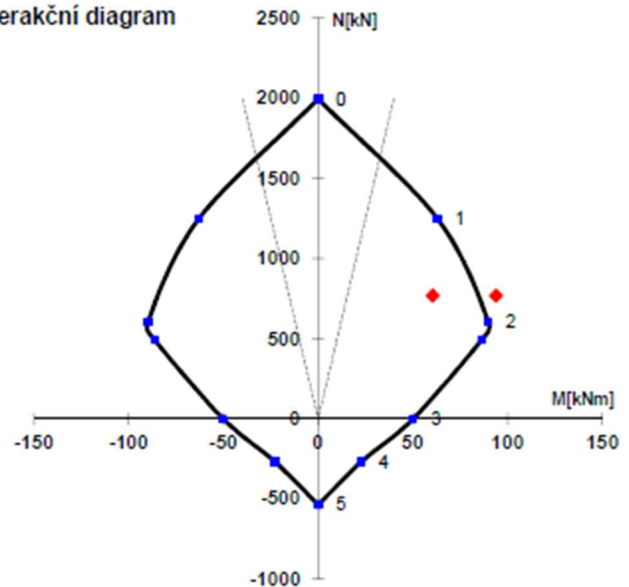




## Interakční diagram sloupu I10 ve 4. NP

BETON	OCEL
materiálové charakteristiky	
$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$	$E_s = 200 \text{ GPa}$
$\gamma_c = 1,50$	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
$\epsilon_{cs} = 0,002$	$\gamma_s = 1,15$
$\epsilon_{cu3} = 0,0035$	
geometrické charakteristiky	
profil 8x14	
$h = 0,25 \text{ m}$	$A_{s1} = 6,16E-04 \text{ m}^2$
$b = 0,25 \text{ m}$	$A_{s2} = 6,16E-04 \text{ m}^2$
	$d_1 = 0,04 \text{ m}$
	$d_2 = 0,04 \text{ m}$
$f_{cd} = 23,3333 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 434,783 \text{ MPa}$
$\eta = 1,0$	$d = 0,21 \text{ m}$
$\lambda = 0,8$	$z_1 = 0,085 \text{ m}$
$\xi_{bal,1} = 0,616858238$	$z_2 = 0,085 \text{ m}$
$\xi_{bal,2} = 2,639344262$	$\epsilon_{yd} = 0,002173913$
	$\sigma_s = 434,783 \text{ MPa}$

Interakční diagram



body interakčního diagramu

0	5
$N_{Rd0} = 1993,99 \text{ kN}$	$N_{Rd5} = -535,65 \text{ kN}$
$M_{Rd0} = 0,00 \text{ kNm}$	$M_{Rd5} = 0,00 \text{ kNm}$
1	1'
$N_{Rd1} = 1247,83 \text{ kN}$	$N_{Rd1'} = 1247,83 \text{ kN}$
$M_{Rd1} = 62,95 \text{ kNm}$	$M_{Rd1'} = -62,95 \text{ kNm}$
2	2'
$N_{Rd,ba1} = 604,52 \text{ kN}$	$N_{Rd,ba1'} = 604,52 \text{ kN}$
$M_{Rd,ba1} = 89,77 \text{ kNm}$	$M_{Rd,ba1'} = -89,77 \text{ kNm}$
Z	Z'
$N_{Rd,z} = 492,68 \text{ kN}$	$N_{Rd,z'} = 492,68 \text{ kN}$
$M_{Rd,z} = 86,31 \text{ kNm}$	$M_{Rd,z'} = -86,31 \text{ kNm}$
3	3'
$N_{Rd3} = 0,00 \text{ kN}$	$N_{Rd3'} = 0,00 \text{ kN}$
$M_{Rd3} = 50,10 \text{ kNm}$	$M_{Rd3'} = -50,10 \text{ kNm}$
4	4'
$N_{Rd,ba4} = -267,83 \text{ kN}$	$N_{Rd,ba4'} = -267,83 \text{ kN}$
$M_{Rd,ba4} = 22,77 \text{ kNm}$	$M_{Rd,ba4'} = -22,77 \text{ kNm}$

	$N_{Ed} [\text{kN}]$	$M_{Ed} [\text{kNm}]$
1	768,6	60,47
2	768,6	93,8

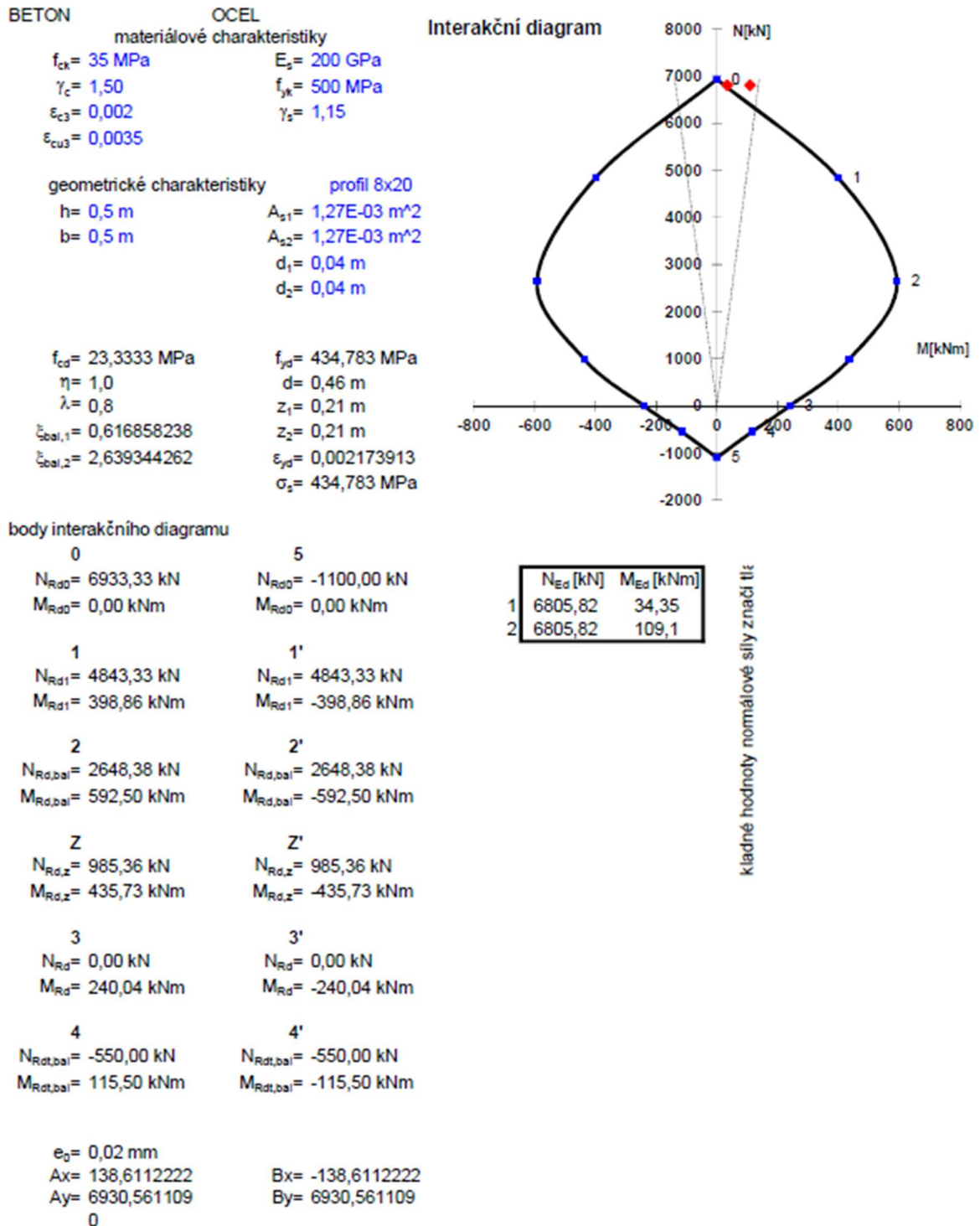
kladné hodnoty normálové sily značí tlak

$e_0 = 0,02 \text{ mm}$	
$Ax = 39,86376464$	$Bx = -39,86376464$
$Ay = 1993,188232$	$By = 1993,188232$
0	

Interakční diagram ukázal, že navržený sloup nevyhoví momentu od účinků druhého řádu. Plocha výztuže sloupu byla zvětšena, jelikož použitá plocha výztuže se ještě neblížila k omezující podmínce maximální plochy výztuže.



## 4.2.2 Interakční diagram sloupu D9 v 1. NP



body interakčního diagramu	
<p><b>0</b></p> <p><math>N_{Rd0} = 6933,33 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd0} = 0,00 \text{ kNm}</math></p> <p><b>1</b></p> <p><math>N_{Rd1} = 4843,33 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd1} = 398,86 \text{ kNm}</math></p> <p><b>2</b></p> <p><math>N_{Rd,bal} = 2648,38 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd,bal} = 592,50 \text{ kNm}</math></p> <p><b>Z</b></p> <p><math>N_{Rd,z} = 985,36 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd,z} = 435,73 \text{ kNm}</math></p> <p><b>3</b></p> <p><math>N_{Rd} = 0,00 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd} = 240,04 \text{ kNm}</math></p> <p><b>4</b></p> <p><math>N_{Rot,bal} = -550,00 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rot,bal} = 115,50 \text{ kNm}</math></p>	<p><b>5</b></p> <p><math>N_{Rd0} = -1100,00 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd0} = 0,00 \text{ kNm}</math></p> <p><b>1'</b></p> <p><math>N_{Rd1} = 4843,33 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd1} = -398,86 \text{ kNm}</math></p> <p><b>2'</b></p> <p><math>N_{Rd,bal} = 2648,38 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd,bal} = -592,50 \text{ kNm}</math></p> <p><b>Z'</b></p> <p><math>N_{Rd,z} = 985,36 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd,z} = -435,73 \text{ kNm}</math></p> <p><b>3'</b></p> <p><math>N_{Rd} = 0,00 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd} = -240,04 \text{ kNm}</math></p> <p><b>4'</b></p> <p><math>N_{Rot,bal} = -550,00 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rot,bal} = -115,50 \text{ kNm}</math></p>

Interakční diagram ukázal, že navržený sloup nevyhoví ani momentu, ve kterém nejsou zahrnuty účinky druhého řádu, byla tedy zvětšena jak plocha průřezu, tak plocha výztuže.





Tabulka 9 - Posouzení tlakové únosnosti nově navržených sloupů

Posouzení tlakové únosnosti	I9 - 4. NP	I10 - 4. NP	D9 - 1. NP
$N_{Ed}$ [kN]	<b>1187,91</b>	<b>768,6</b>	<b>6805,82</b>
$M_{Ed,max}$ [kNm]	<b>86,36</b>	<b>60,47</b>	<b>34,35</b>
$M_{Ed,min}$ [kNm]	82,53	58,92	30,05
$M_{Eq,max}$ [kNm]	48,93	34,1	17,22
h [mm]	300	250	550
b [mm]	300	250	550
$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	90000	62500	302500
$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	0,0900	0,0625	0,3025
výška sloupu [m]	3800	3800	5100
předpokládaný stupeň vyztužení $\rho$ [-]	0,03	0,03	0,03
beton	C35/45	C35/45	C35/45
$f_{ck}$ [MPa]	35	35	35
$f_{cd}$ [MPa]	23,33	23,33	23,33
$\sigma_s$ [MPa]	398	399	400
$f_{yd}$ [MPa]	434,78	434,78	434,78
$N_{Rd}$ [MPa]	<b>2754,60</b>	<b>1914,79</b>	<b>9276,67</b>
$N_{Rd} \geq N_{Ed}$	<b>VYHOVUJE</b>	<b>VYHOVUJE</b>	<b>VYHOVUJE</b>

Tabulka 10 - Návrh výztuže nově navržených sloupů podle nomogramů

Návrh výztuže podle nomogramů	I9 - 4. NP	I10 - 4. NP	D9 - 1. NP
c [mm]	25	25	25
$\emptyset$ [mm]	14	14	20
$\emptyset_{tr}$ [mm]	8	8	8
$d_l$ [mm]	40	40	43
v [-]	0,57	0,53	0,96
$\mu$ [-]	0,14	0,17	0,01
$M_{Ed,min}/M_{Ed,max}$	0,96	0,97	0,87
$d_l/h$	0,133	0,160	0,078
$\omega$ [-]	0,120	0,280	0,180
$A_{s,req}$ [mm <sup>2</sup> ]	<b>580</b>	<b>939</b>	<b>2922</b>
$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> ]	273	177	1565
$A_{s,max}$ [mm <sup>2</sup> ]	3600	2500	12100
$A_{s,prov}$ [mm <sup>2</sup> ]	<b>8 x Ø16</b>	<b>8 x Ø18</b>	<b>8 x Ø22</b>
	<b>1 608</b>	<b>2 036</b>	<b>3 014</b>
$A_{s,prov} \geq A_{s,min}$	VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE
$A_{s,max} \geq A_{s,prov}$	VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE
$A_{s,prov} \geq A_{s,req}$	VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE



Tabulka 11 - Posouzení ohybové štíhlosti nově navržených sloupů

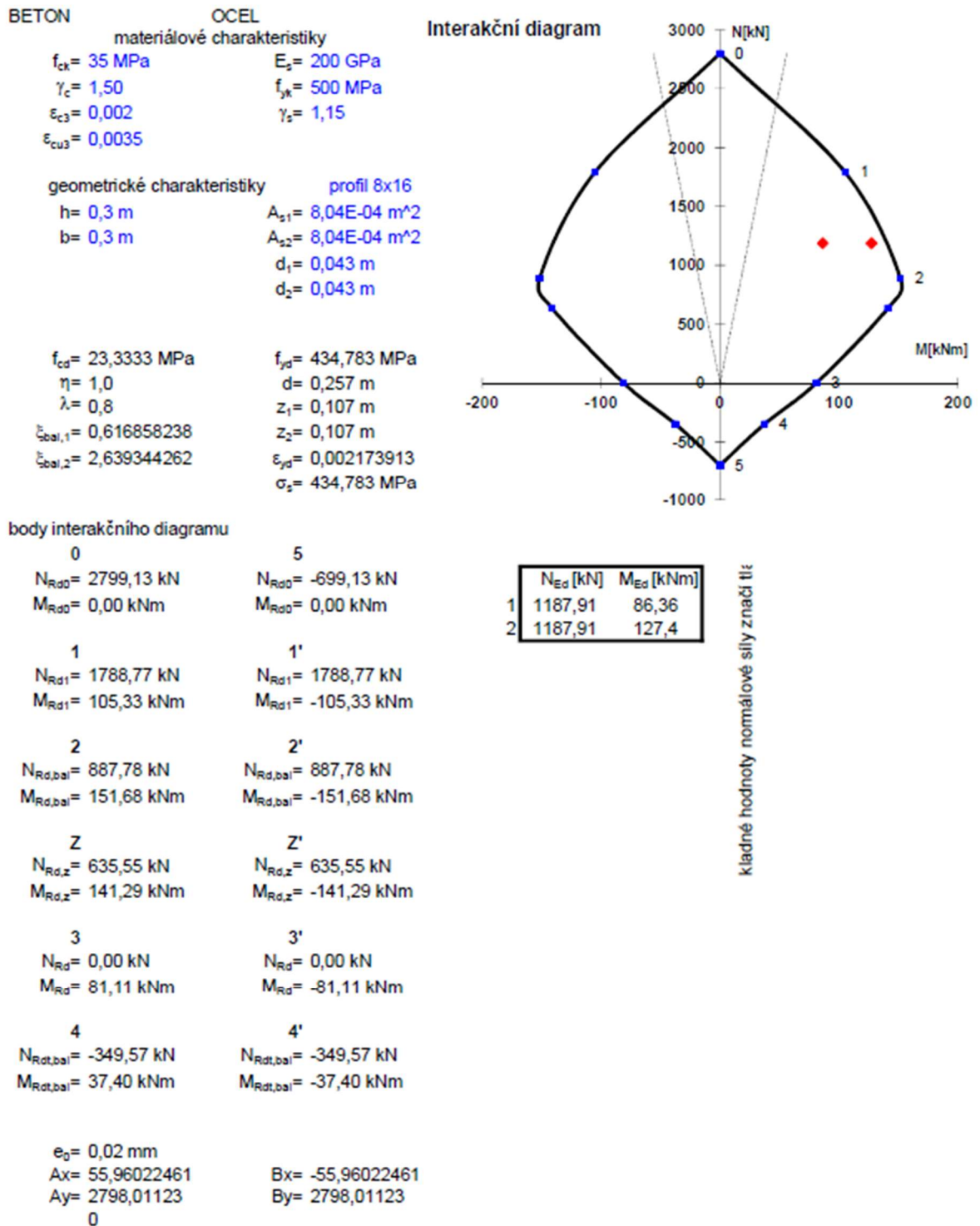
Posouzení ohybové štíhlosti	I9 - 4. NP	I10 - 4. NP	D9 - 1. NP
$n [-]$	0,566	0,527	0,96
$\beta [-]$	0,8	0,8	0,8
$l_0 [\text{mm}]$	3040	3040	4080
$\lambda [-]$	35,10	42,12	25,70
$\phi_{(\infty,t_0)} [-]$	2,00	2,00	1,70
$\phi_{\text{ef}} [-]$	1,13	1,13	0,85
$A [-]$	0,815	0,816	0,85
$B [-]$	1,114	1,249	1,17
$C [-]$	0,7	0,7	0,7
$\lambda_{\text{lim}} [-]$	27,36	31,66	17,29
	$\lambda \geq \lambda_{\text{lim}}$	$\lambda \geq \lambda_{\text{lim}}$	$\lambda \geq \lambda_{\text{lim}}$
<b>NUTNO POČÍTAT S ÚČINKY 2. ŘÁDU</b>			

Tabulka 12 - Moment v nově navržených sloupech vyvolaný účinky druhého řádu

Účinky 2. řádu	I9 - 4. NP	I10 - 4. NP	D9 - 1. NP
$l_0 [\text{mm}]$	3040	3040	4080
$M_{0,\text{Ed}} [\text{kNm}]$	95,39	66,31	103,77
$\omega [-]$	0,333	0,607	0,186
$n_u [-]$	1,333	1,607	1,186
$n_{\text{bal}} [-]$	0,4	0,4	0,4
$d [\text{m}]$	0,257	0,208	506
$K_r [-]$	0,822	0,895	0,0277
$K_\phi [-]$	1,86	1,909	1,593
$1/r_0 [\text{m}^{-1}]$	0,0188	0,023	0,00947
$1/r [\text{m}^{-1}]$	0,02874	0,03930	0,00042
$e_2 [\text{mm}]$	26,92	37,15	0,79
$M_2 [\text{kNm}]$	31,98	28,55	5,38
$M_{\text{Ed}} [\text{kNm}]$	<b>127,37</b>	<b>94,86</b>	<b>109,15</b>



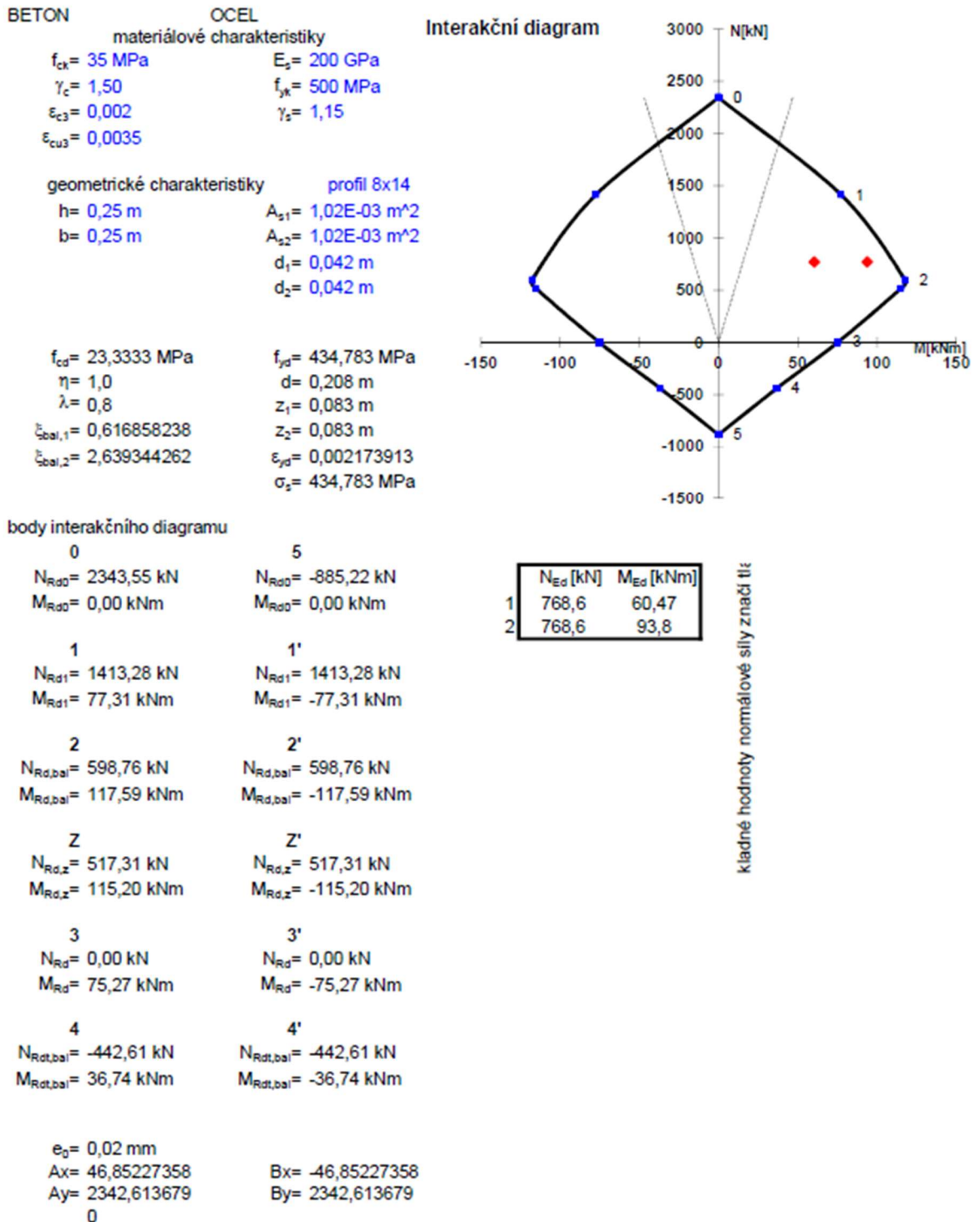
### 4.2.3 Interakční diagram sloupu I9 ve 4. NP



Sloup o rozměru 300 x 300 mm s výztuží 8 x Ø16,  $A_{s,prov} = 1608 \text{ mm}^2$  vyhoví i se zvýšeným momentem vyvolaným od druhého řádu, který se teď rovná 127,37 kNm.



#### 4.2.4 Interakční diagram sloupu I10 ve 4. NP



**body interakčního diagramu**

<p><b>0</b></p> <p><math>N_{Rd0} = 2343,55 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd0} = 0,00 \text{ kNm}</math></p> <p><b>1</b></p> <p><math>N_{Rd1} = 1413,28 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd1} = 77,31 \text{ kNm}</math></p> <p><b>2</b></p> <p><math>N_{Rd,bal} = 598,76 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd,bal} = 117,59 \text{ kNm}</math></p> <p><b>Z</b></p> <p><math>N_{Rd,z} = 517,31 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd,z} = 115,20 \text{ kNm}</math></p> <p><b>3</b></p> <p><math>N_{Rd} = 0,00 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd} = 75,27 \text{ kNm}</math></p> <p><b>4</b></p> <p><math>N_{Rdt,bal} = -442,61 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rdt,bal} = 36,74 \text{ kNm}</math></p>	<p><b>5</b></p> <p><math>N_{Rd5} = -885,22 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd5} = 0,00 \text{ kNm}</math></p> <p><b>1'</b></p> <p><math>N_{Rd1} = 1413,28 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd1} = -77,31 \text{ kNm}</math></p> <p><b>2'</b></p> <p><math>N_{Rd,bal} = 598,76 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd,bal} = -117,59 \text{ kNm}</math></p> <p><b>Z'</b></p> <p><math>N_{Rd,z} = 517,31 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd,z} = -115,20 \text{ kNm}</math></p> <p><b>3'</b></p> <p><math>N_{Rd} = 0,00 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rd} = -75,27 \text{ kNm}</math></p> <p><b>4'</b></p> <p><math>N_{Rdt,bal} = -442,61 \text{ kN}</math>  <math>M_{Rdt,bal} = -36,74 \text{ kNm}</math></p>
---	---

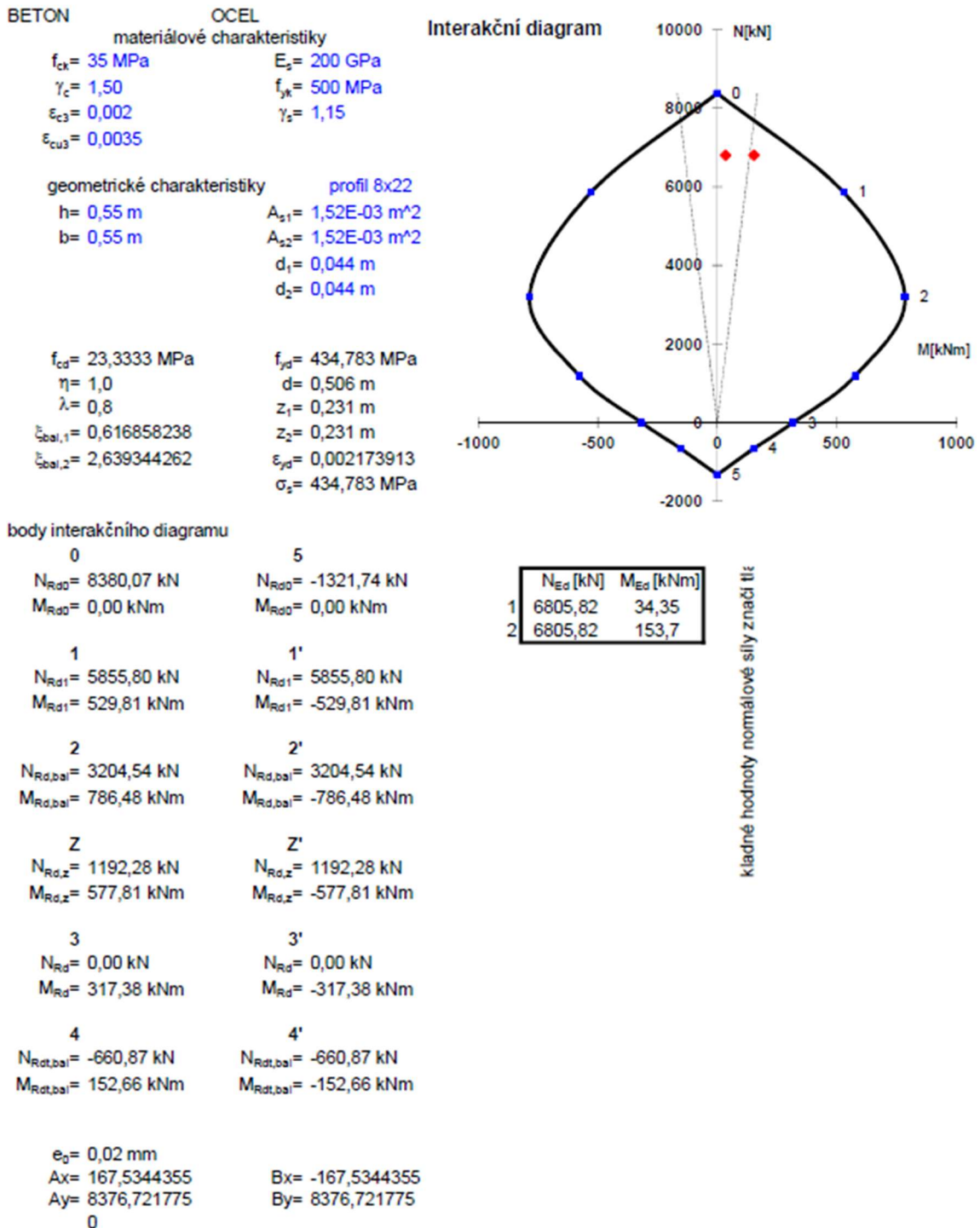
	$N_{Ed} \text{ [kN]}$	$M_{Ed} \text{ [kNm]}$
1	768,6	60,47
2	768,6	93,8

kladné hodnoty normálové sily značí tlak

Sloup o rozměru 250 x 250 mm s výztuží 8 x Ø18,  $A_{s,prov} = 2036 \text{ mm}^2$  vyhoví i se zvýšeným momentem vyvolaným od druhého řádu, který se teď rovná 94,86 kNm.



### 4.2.5 Interakční diagram sloupu D9 v 1. NP



Sloup o rozměru 550 x 550 mm s výztuží 8 x Ø22,  $A_{s,prov} = 3014 \text{ mm}^2$  vyhoví i se zvýšeným momentem vyvolaným od druhého řádu, který se teď rovná 109,15 kNm.



## 5 Návrh a posouzení desky 4. NP

Model stropní desky 4. NP byl vymodelován jako samostatná deska, aby bylo snazší s konstrukcí pracovat. Pro tento výpočet byla zvolena síť o velikosti 0,25 m. Deska je podepřena sloupy a stěnami tak jako v komplexním 3D modelu. Plošná zatížení desky zůstávají stejná jako v modelu celé budovy. Zatížení od vyšších pater bylo převzato z celkového modelu a zjednodušeno. Sloupy byly nahrazeny bodovými silami a stěny liniovým zatížením. Základní tloušťka desky je 250 mm a je potřeba ji ověřit na protlačení, abychom získali rozměry hlavic u sloupů a krajů stěn.

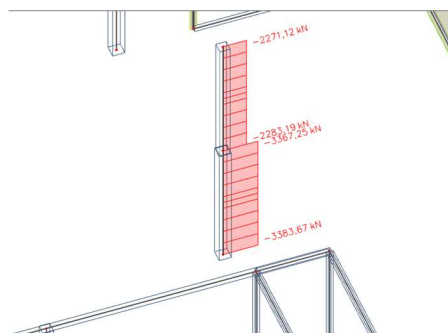
Pro dosažení menších průhybů bylo nutno ztūžit obvod desky zesílením po okrajích o 250 mm (celková tloušťka desky je 500 mm). U rohových polí došlo k zesílení desky ve stejné šířce, jako jsou hlavice sloupů. U ostatních obvodových polí došlo k zesílení také o 250 mm a šířka zesilujícího žebra je pouze 1 m od okraje. Po obvodě okraje desky kolem atria je atika o výšce 800 mm a tloušťce 180 mm, která slouží jako ztūžující prvek.

### 5.1 Návrh zesílení desky na protlačení

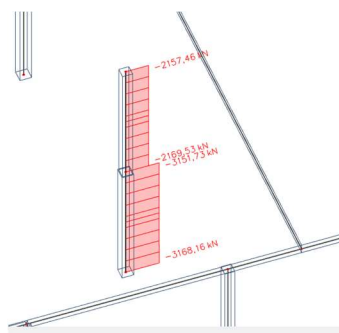
Z předběžného návrhu tloušťky desky jsme zjistili, že je nutno navrhnout zesílení desky v místě podpor. Bylo zvoleno lokální zesílení pomocí hlavic, jelikož v administrativní budově není požadavek na rovný dolní povrch desky. V prostorech kanceláří jsou podhledy, které stupně v desce skryjí.

Pro návrh zesílení je potřeba posouvací síla desky u sloupu. Ta byla získána pomocí normálových sil sloupů. Hodnota normálové síly sloupu v patě nad deskou byla odečtena od normálové síly v hlavě sloupu pod deskou. Následně bylo navrženo zesílení desky pomocí programu FIN EC Protlak. Normálové síly byly získány z kombinace pro MSÚ. Pro posouvací síly nad kraji a rohy stěn byla posouvací síla stanovena pomocí zatížení desky.

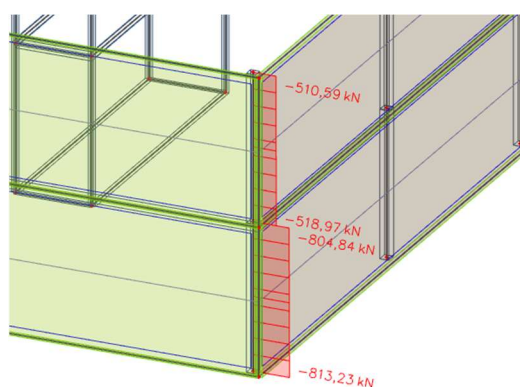
Při výpočtu protlačení desky nebyly uvažovány normálové síly v desce ( $n_x$ ,  $n_y$ ), protože jejich velikost výsledky příliš neovlivnila.



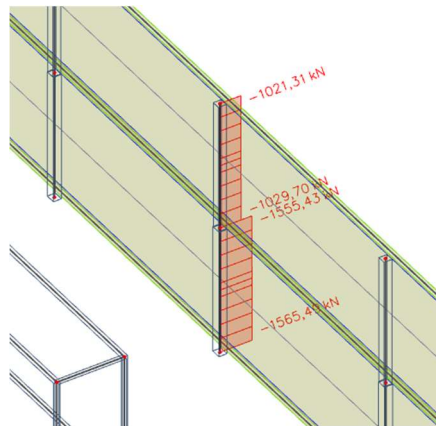
Obrázek 54 - - Vnitřní sloup D9



Obrázek 55 - Sloup u otvoru E4

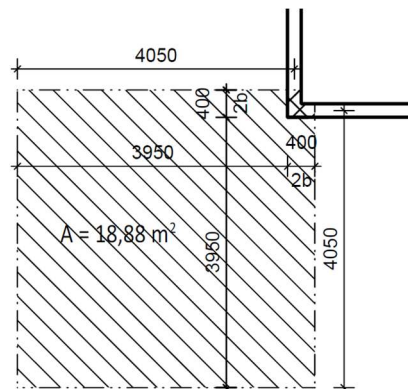


Obrázek 56 - Rohový sloup A10

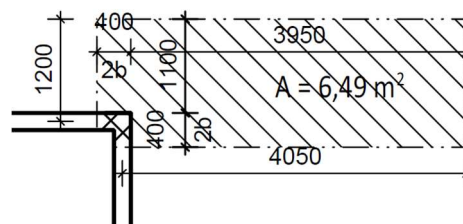


Obrázek 57 - Obvodový sloupy D10

### 5.1.1 Výpočet posouvací síly pro kraje stěn:

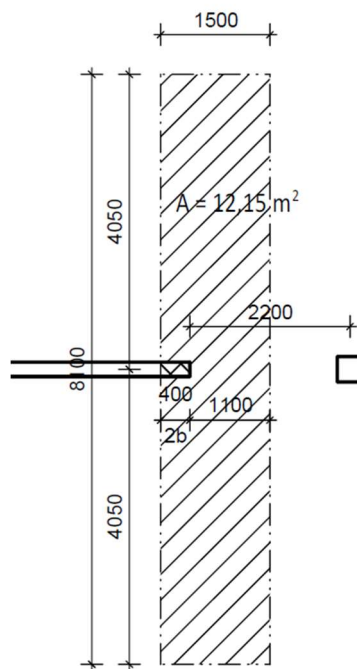


Obrázek 58 - Zatěžovací plocha rohu stěn 1 na osách B3



Obrázek 59 - Zatěžovací plocha rohu stěn 2 na osách C6





Obrázek 60 - Zatěžovací plocha kraje stěny na ose D3

Tabulka 13 - Ručně vypočtené posouvací síly

	A [m <sup>2</sup> ]	zatížení desky [kN/m <sup>2</sup> ]	V <sub>ed</sub> [kN]
roh stěn 1	18,88	15,7	296,42
roh stěn 2	6,49	15,7	101,89
kraj stěny	12,15	15,7	181,55

Tabulka 14 - Návrhová smyková síla v desce

	N <sub>Ed</sub> v patě sloupu 5. NP [kN]	N <sub>Ed</sub> v hlavě sloupu 4. NP [kN]	Smyková síla v desce V <sub>Ed</sub> [kN]
vnitřní sloup D9	2283,19	3367,25	1084,06
sloup u otvoru E4	2169,53	3151,73	982,2
krajní sloup I7	1029,7	1555,43	525,73
rohový sloup A10	518,97	804,84	285,87
roh stěny 1	-	-	296,42
roh stěny 2	-	-	101,89
kraj stěny	-	-	181,55



4.NP vnitřní sloup

## Projekt

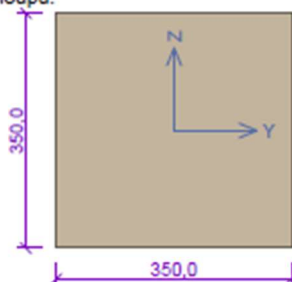
Akce : 4.NP vnitřní sloup  
Datum : 24.05.2020

## Norma

Norma EN 1992-1-1/Česko.

## Geometrie

Detail - vnitřní sloup  
Průřez sloupu:



Tloušťka desky  $h_s = 250,0$  mm

Rozměry průřezu	
výška průřezu	$h = 350,0$ mm
šířka průřezu	$b = 350,0$ mm

## Materiály

Beton : C 30/37  
 $f_{ck} = 30,0$ MPa

Podélná výztuž : B500  
 $f_{yk} = 500,0$ MPa

Třmínky : B500  
 $f_{yk} = 500,0$ MPa

## Hlavice

hlavice ve tvaru sloupu

Výška hlavice:  $h = 250,0$  mm  
Šířka hlavice:  $b = 1200,0$  mm

## Zatížení

Posouvající síla  $V_{Ed} = 1084,06$  kN  
Ohybový moment okolo osy x  $M_{Ed,x} = 166,30$  kNm  
Ohybový moment okolo osy y  $M_{Ed,y} = 279,50$  kNm  
Normálová síla v desce  $N_{Ed,x} = 0,00$  kN působící na šířce 1,000m  
Normálová síla v desce  $N_{Ed,y} = 0,00$  kN působící na šířce 1,000m

## Vyztužení

Výztuž desky ve směru osy x: 754,0,  $d_x$  219,0 mm  
Výztuž desky ve směru osy y: 754,0,  $d_y$  209,0 mm



Pouze pro nekomerční využití



1



4.NP vnitřní sloup

## Smyková výztuž

Smyková výztuž není zadána

## Tabulka kontrolovaných obvodů

vzd. od sloupu [m]	obvod [m]	$v_{Ed}$ [MPa]	$v_{Rd}$ [MPa]	Výsledek
0	1,4	1,919	4,224	Vyhovuje
0,928	7,231	0,372	0,409	Vyhovuje
1,828	11,63	0,501	0,529	Vyhovuje

## Podrobné posouzení

Efektivní tloušťka desky:

$$d = 0,5 \times (d_x + d_y) = 0,5 \times (219 + 209) = 214 \text{ mm}$$

Součinitel  $\beta$ :

$$\beta = 1,15$$

Součinitel  $\beta$  (v hlavici):

$$\beta_H = 1,15$$

Maximální únosnost na obvodu sloupu  $v_{Rd,max}$ :

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

$$v_{Rd,max} = 0,4 \times v \times f_{cd} = 0,4 \times 0,528 \times 20 = 4,224 \text{ MPa}$$

Smykové napětí na obvodu sloupu  $v_{Ed,max}$ :

$$d_h = d + h_H = 214 + 250 = 464 \text{ mm}$$

$$v_{Ed,max} = \beta \times V_{Ed} / (u_0 \times d_h) = 1,15 \times 1\,084 / (1,4 \times 464) = 1,919 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,max} \leq v_{Rd,max} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Únosnost betonu  $v_{Rd,c}$  ( $d = 214 \text{ mm}$ ):

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = \min(1 + \sqrt{(200 / d)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200 / 214)}; 2) = \min(1,967; 2) = 1,967$$

$$\rho_{lx} = A_{sx} / (1\,000 \times d) = 754 / (1\,000 \times 214) = 0,00352$$

$$\rho_{ly} = A_{sy} / (1\,000 \times d) = 754 / (1\,000 \times 214) = 0,00352$$

$$\rho_l = \sqrt{(\rho_{lx} \times \rho_{ly})} = \sqrt{(0,00352 \times 0,00352)} = 0,00352$$

$$v_{min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 1,967^{1,5} \times \sqrt{30} = 0,529 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \times k \times \sqrt[3]{(100 \times \rho_l \times f_{ck})}; v_{min}) = \max(0,12 \times 1,967 \times \sqrt[3]{(100 \times 0,00352 \times 30)}; 0,529) = \max(0,518; 0,529) = 0,529 \text{ MPa}$$

Délka kontrolovaného obvodu, ve kterém je splněna podmínka  $v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$ :

$$u_{out} = \beta \times V_{Ed} / (v_{Rd,c} \times d) = 1,15 \times 1\,084 / (0,529 \times 214) = 11,02 \text{ m}$$

tento obvod leží ve vzdálenosti 1,531 m od okraje sloupu

### Posouzení obvodu č. 1 ve vzdálenosti 0,928 m od okraje sloupu (v hlavici)

Smykové napětí od zatížení

$$v_{Ed} = \beta_H \times V_{Ed} / (u_1 \times d_h) = 1,15 \times 1\,084 / (7,231 \times 464) = 0,372 \text{ MPa}$$

Únosnost betonu  $v_{Rd,c}$  ( $d_h = 464 \text{ mm}$ ):

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = \min(1 + \sqrt{(200 / d_h)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200 / 464)}; 2) = \min(1,657; 2) = 1,657$$

$$\rho_{lx} = A_{sx} / (1\,000 \times d_h) = 754 / (1\,000 \times 464) = 0,00163$$

$$\rho_{ly} = A_{sy} / (1\,000 \times d_h) = 754 / (1\,000 \times 464) = 0,00163$$

$$\rho_l = \sqrt{(\rho_{lx} \times \rho_{ly})} = \sqrt{(0,00163 \times 0,00163)} = 0,00163$$

$$v_{min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 1,657^{1,5} \times \sqrt{30} = 0,409 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \times k \times \sqrt[3]{(100 \times \rho_l \times f_{ck})}; v_{min}) = \max(0,12 \times 1,657 \times \sqrt[3]{(100 \times 0,00163 \times 30)}; 0,409) = \max(0,337; 0,409) = 0,409 \text{ MPa}$$



Pouze pro nekomerční využití



2



4.NP vnitřní sloup

$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \Rightarrow$  Vyhovuje

Posouzení obvodu č. 2 ve vzdálenosti 1,628 m od okraje sloupu

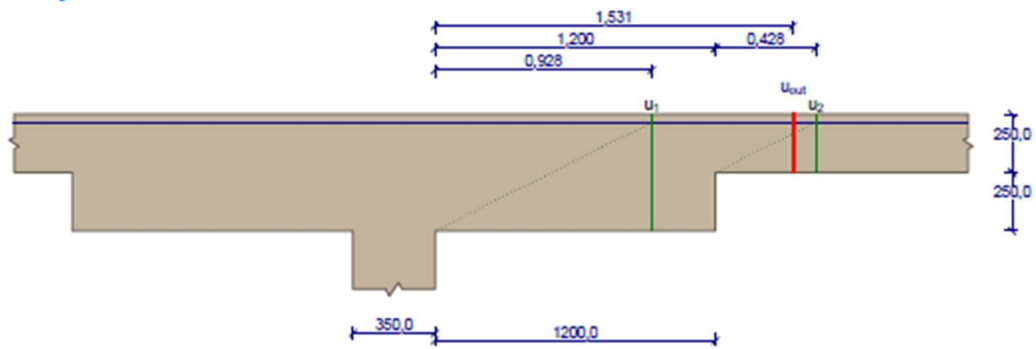
Smykové napětí od zatížení

$$v_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_2 \times d) = 1,15 \times 1\,084 / (11,63 \times 214) = 0,501 \text{ MPa}$$

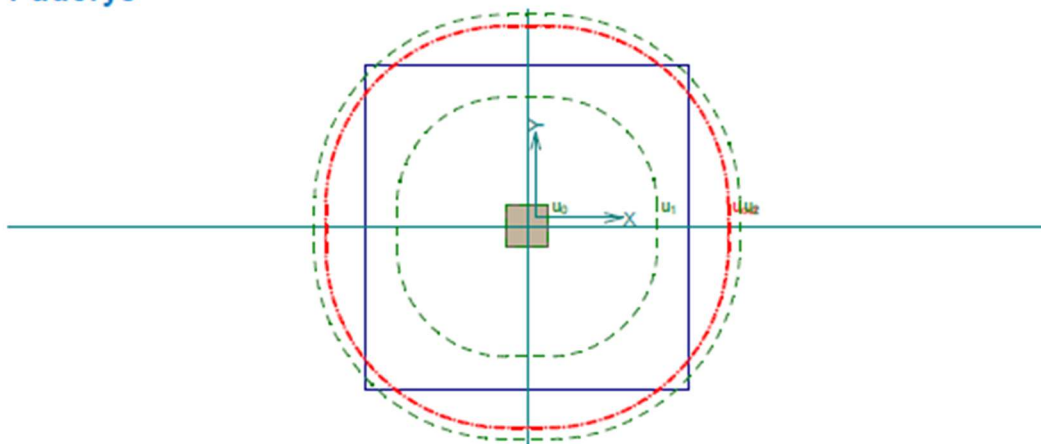
$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \Rightarrow$  Vyhovuje

Únosnost desky na protlačení vyhovuje

## Nárys



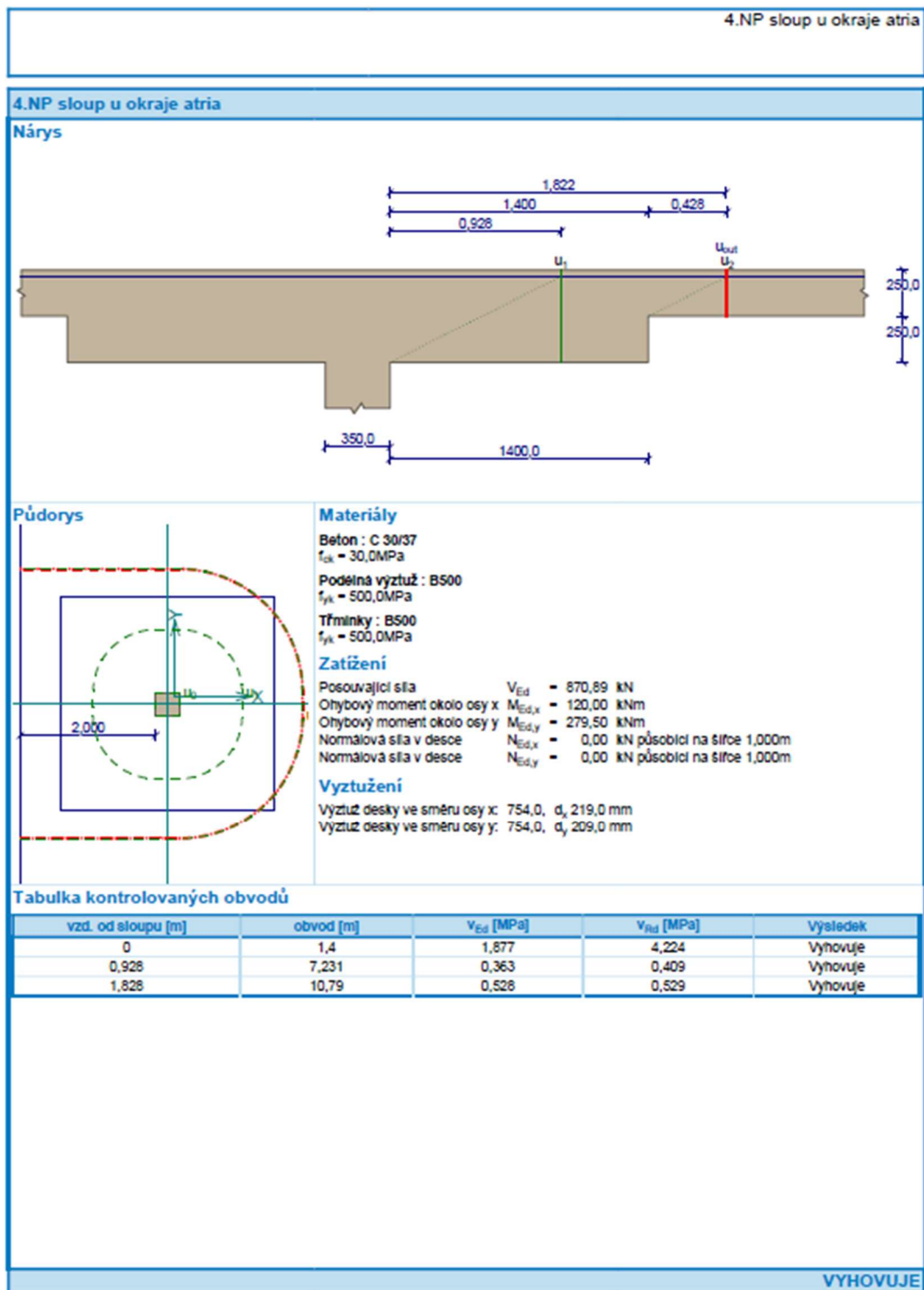
## Půdorys



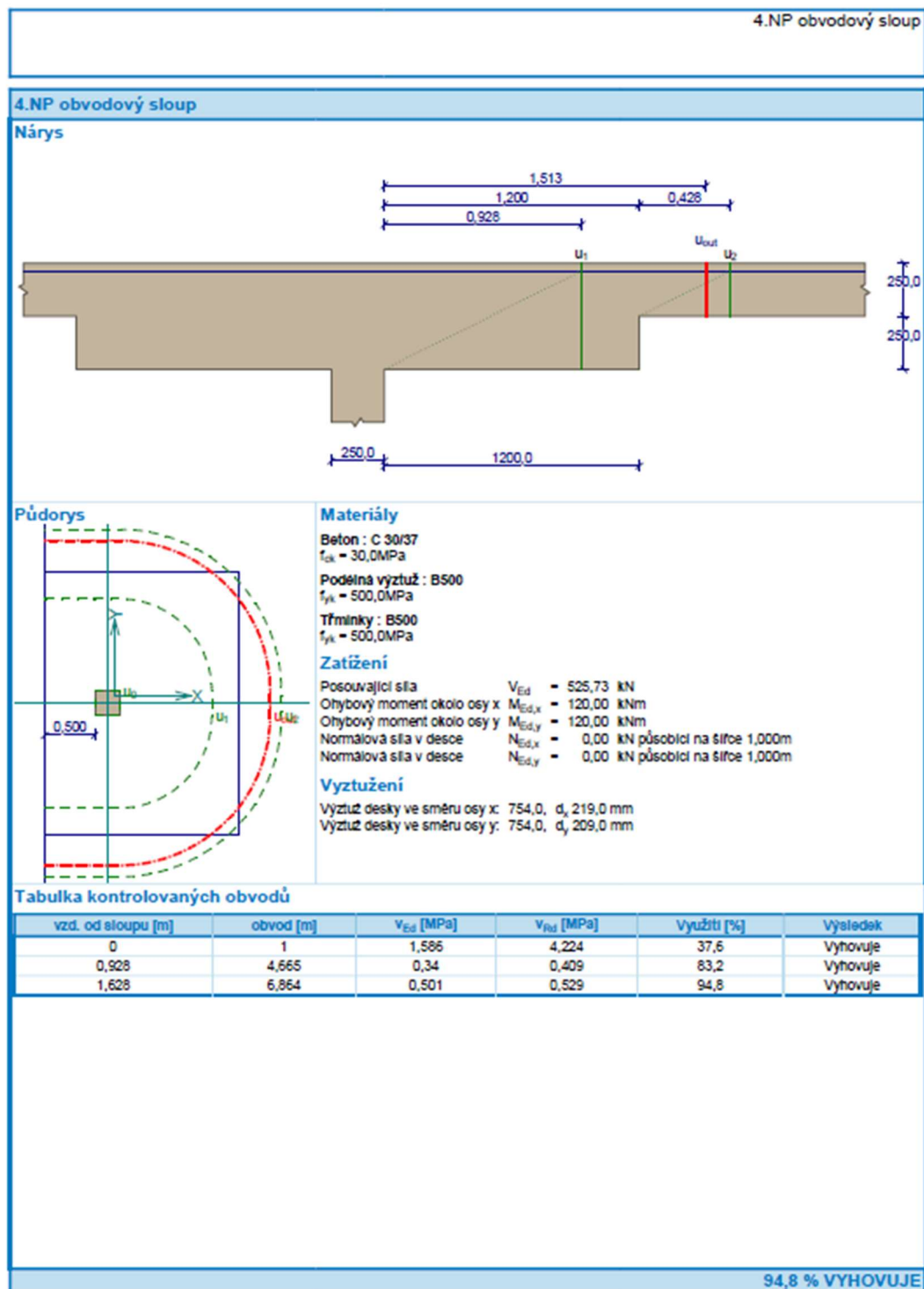
Pouze pro nekomerční využití



3

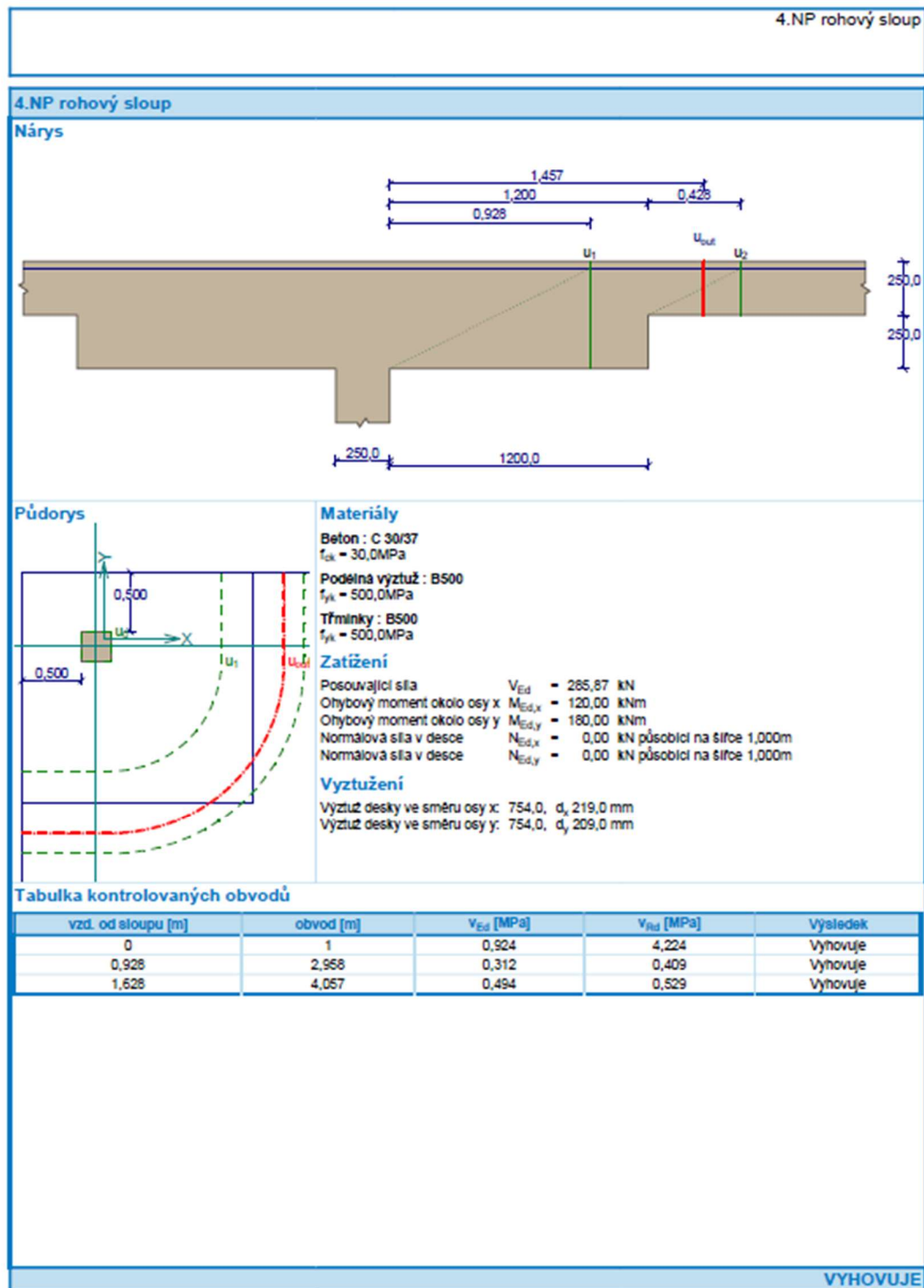


Pouze pro nekomerční využití



Pouze pro nekomerční využití



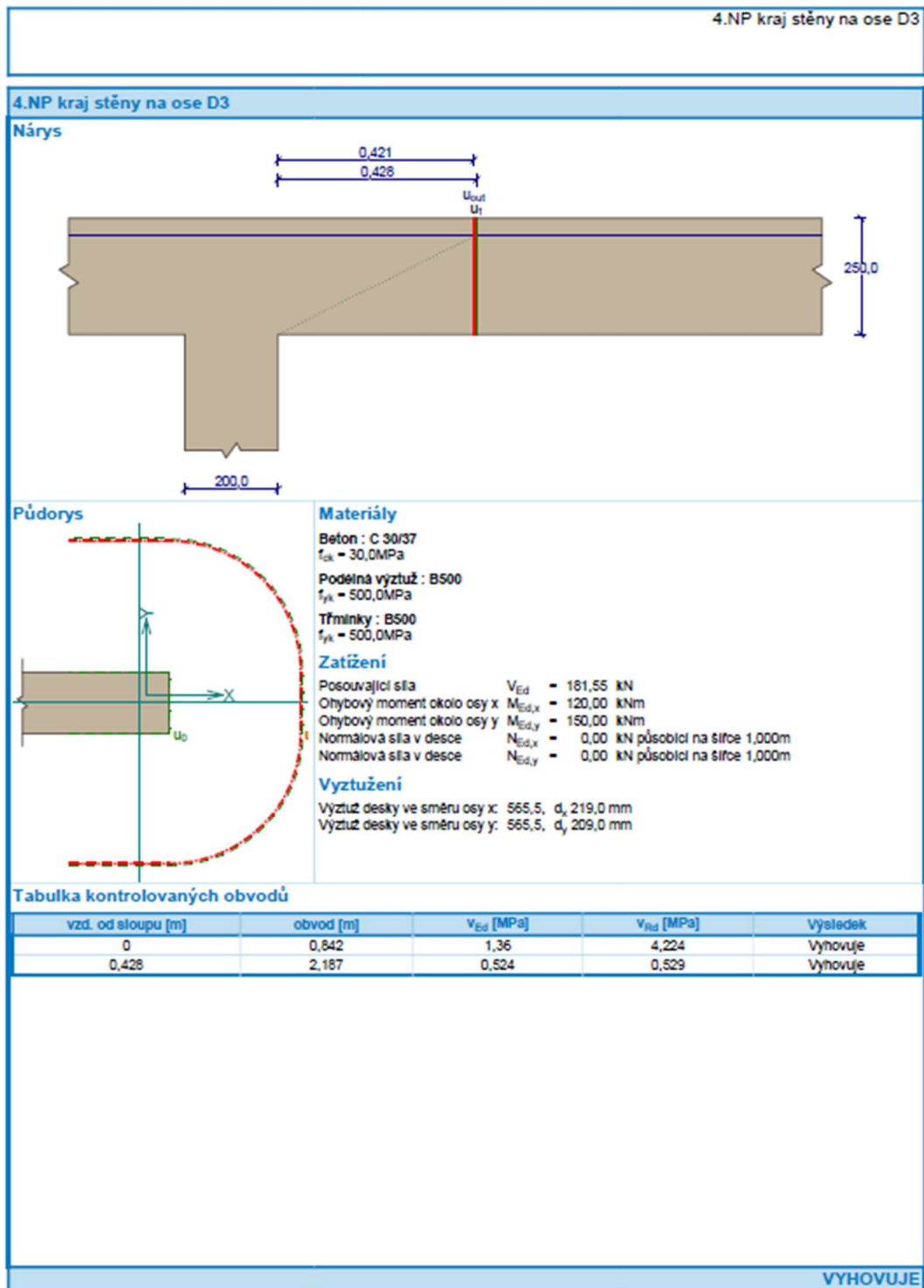


Pouze pro nekomerční využití



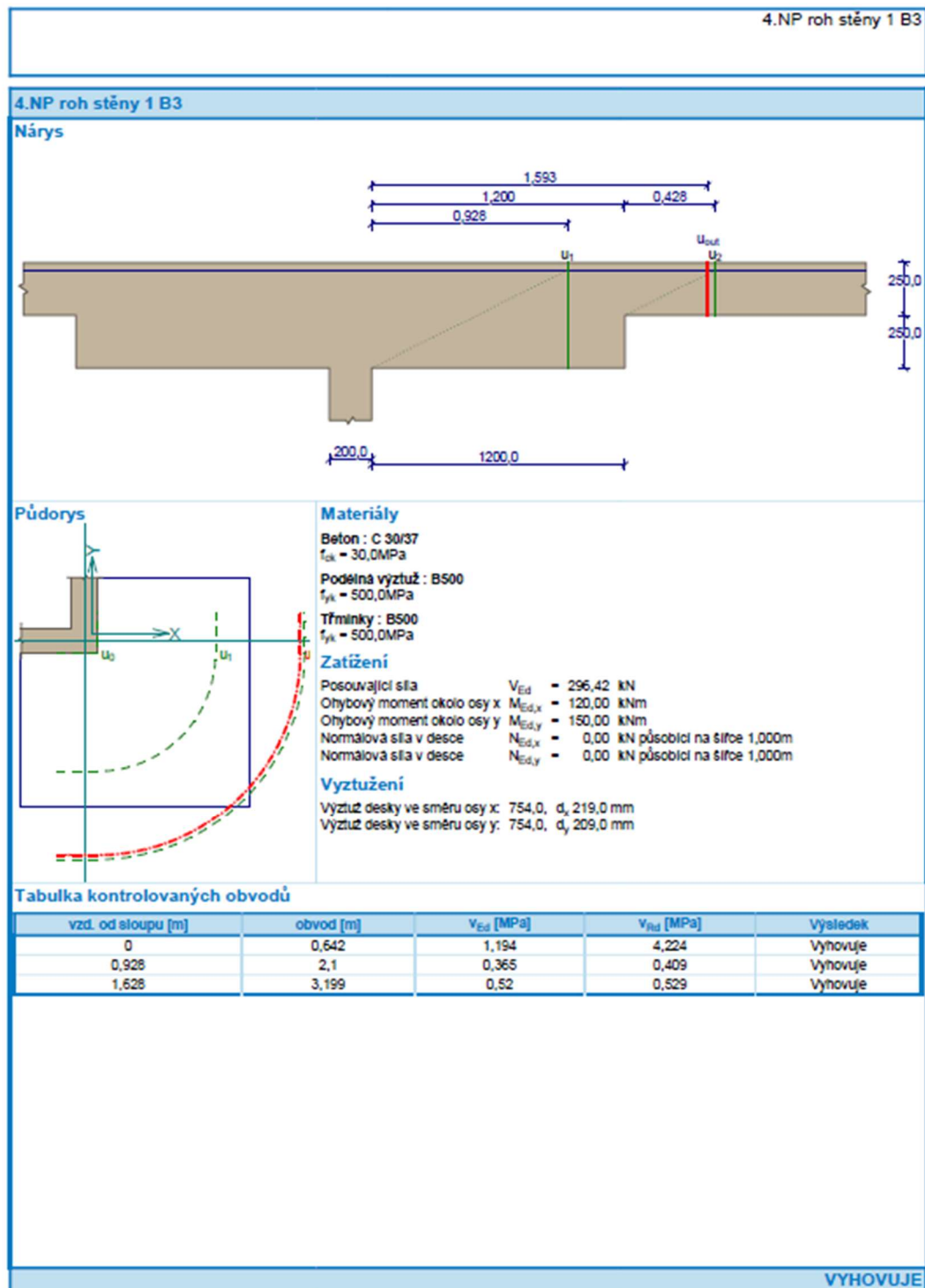
[FIN EC - Protlak (studentická licence) | verze 11.2020.8.0 | hardwarový klíč 1673 / 1 | Dominika Šrámková | Copyright © 2020 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.fine.cz]



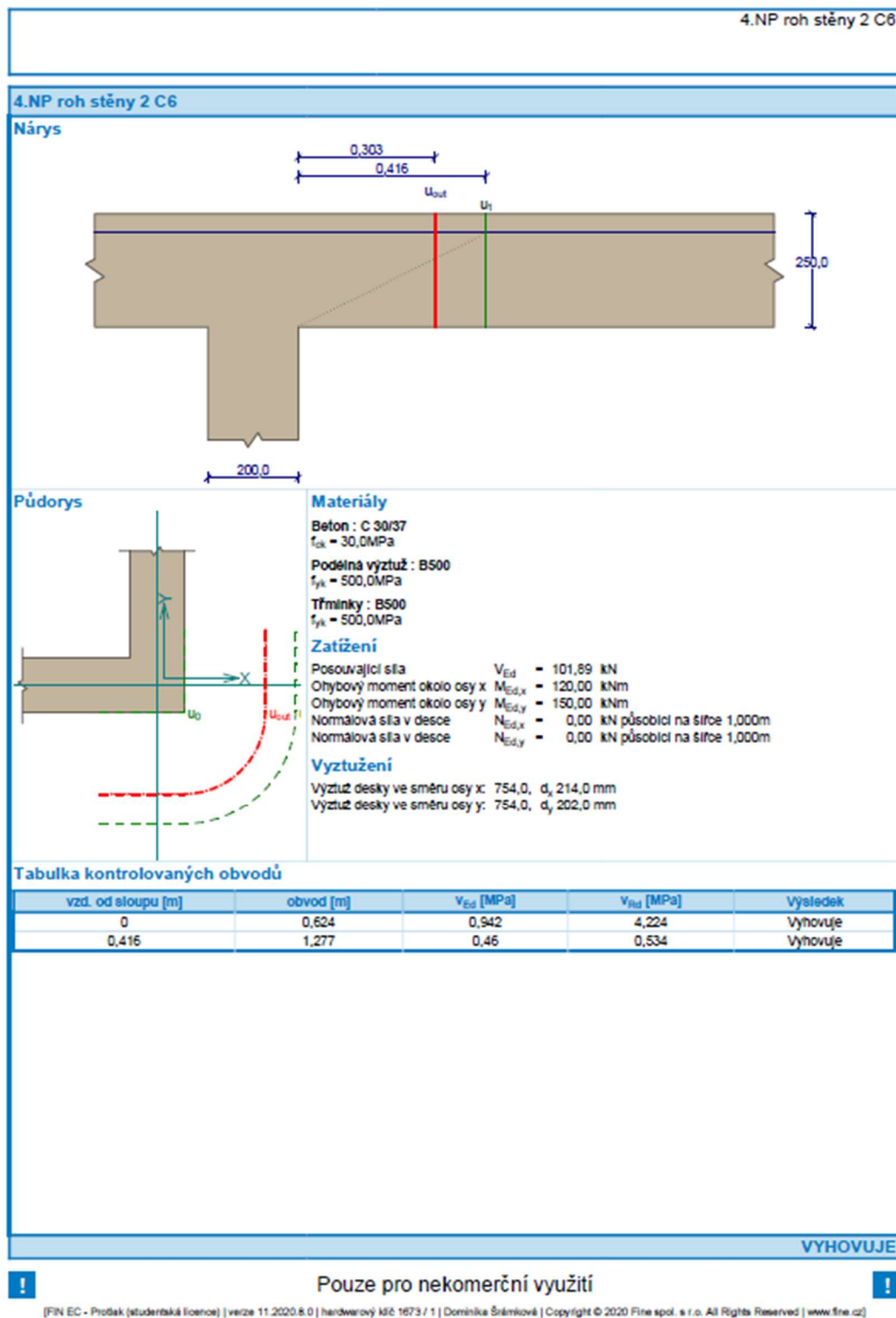


! Pouze pro nekomerční využití !





Pouze pro nekomerční využití

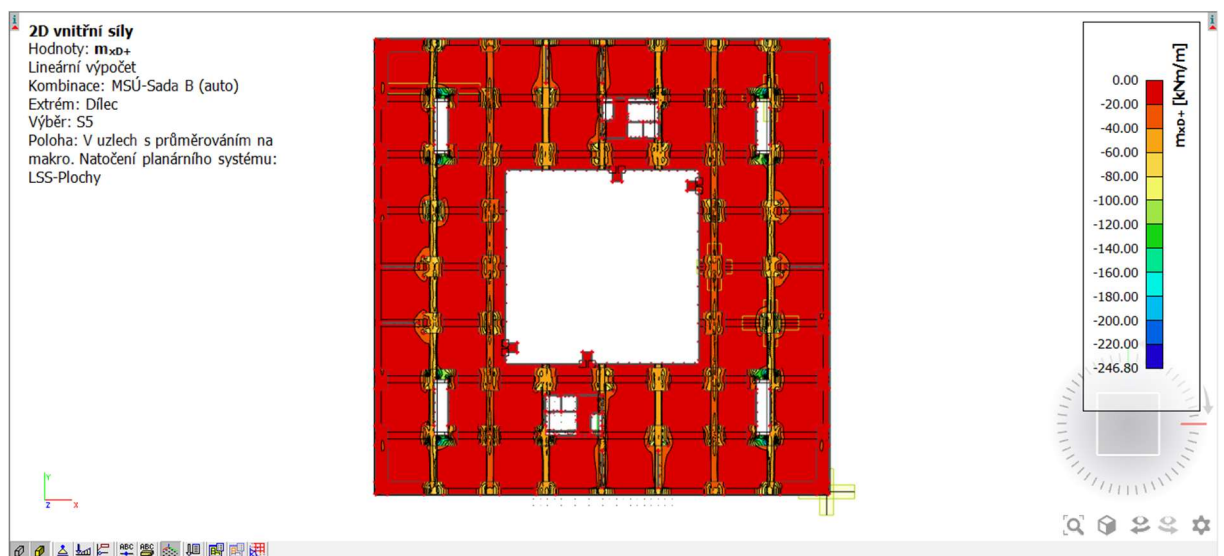


Z výsledků vidíme, že pro všechny případy je nutné navrhnout hlavičku o tloušťce 250 mm, a tím zvýšit celkovou tloušťku desky nad podporou na 500 mm.

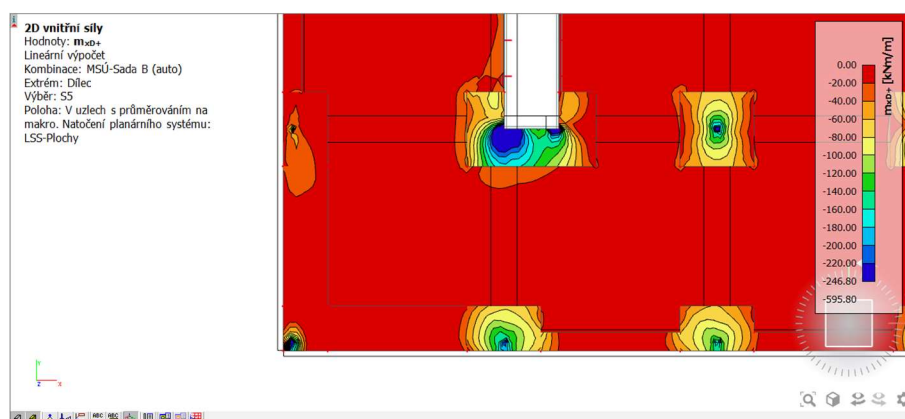
Velikost hlavic u vnitřních sloupů vyhoví, pokud délka hlavice od kraje sloupu je alespoň 1200 mm. Rozměr hlavice vnitřních sloupů byl zvolen 2800 x 2800 mm. Sloupy, které lemují otvor atria, mají hlavici větší a to 3200 x 3200 mm. Smyková výztuž pro tyto případy není nutné navrhovat, protože smyková únosnost desky  $V_{Rd,c}$  je ve všech kontrolovaných obvodech větší než posouvací síla  $V_{Ed}$ .

## 5.2 Návrh výztuže desky na MSÚ

### 5.2.1 Horní moment ve směru X



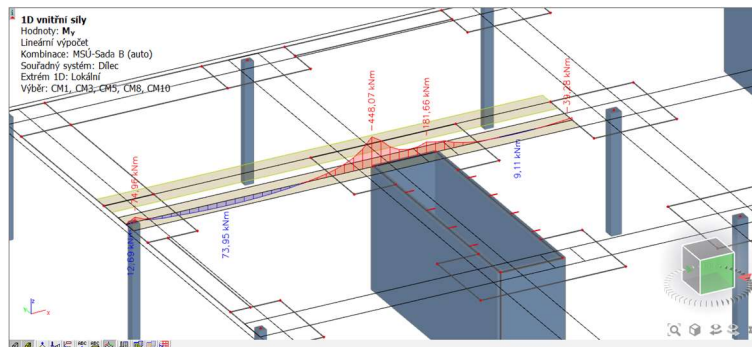
Obrázek 61 - Vykreslení momentů  $m_x$  pro horní výztuž s průměrováním špiček



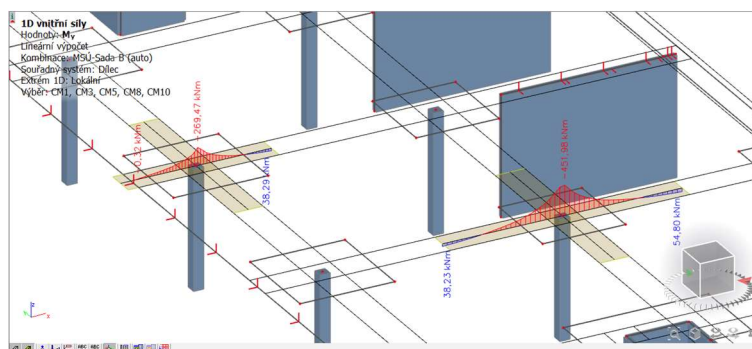
Obrázek 62 - Detail průběhu horního momentu  $m_x$  bez průměrování špiček



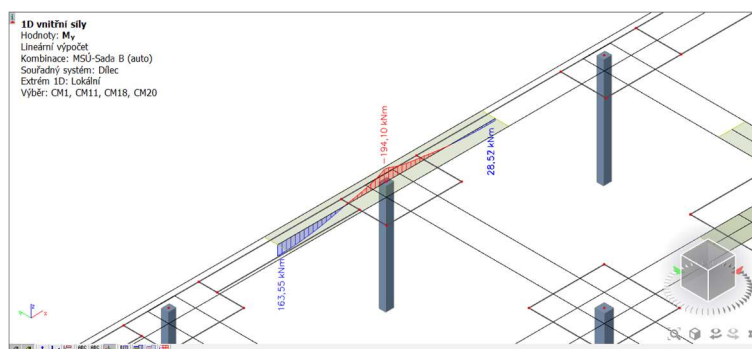
Horní výztuž desky ve směru X je navržena na moment  $80 \text{ kNm/m}^2$ , vyšší momenty jsou zachyceny příložkami. Pro zjištění přesnějšího průběhu momentů jsou použity integrační pásy.



Obrázek 63 - Průběh momentu  $m_x$  nad sloupy a stěnou



Obrázek 64 - Průběhu momentu  $m_x$  nad sloupem u atria a vnitřním sloupem

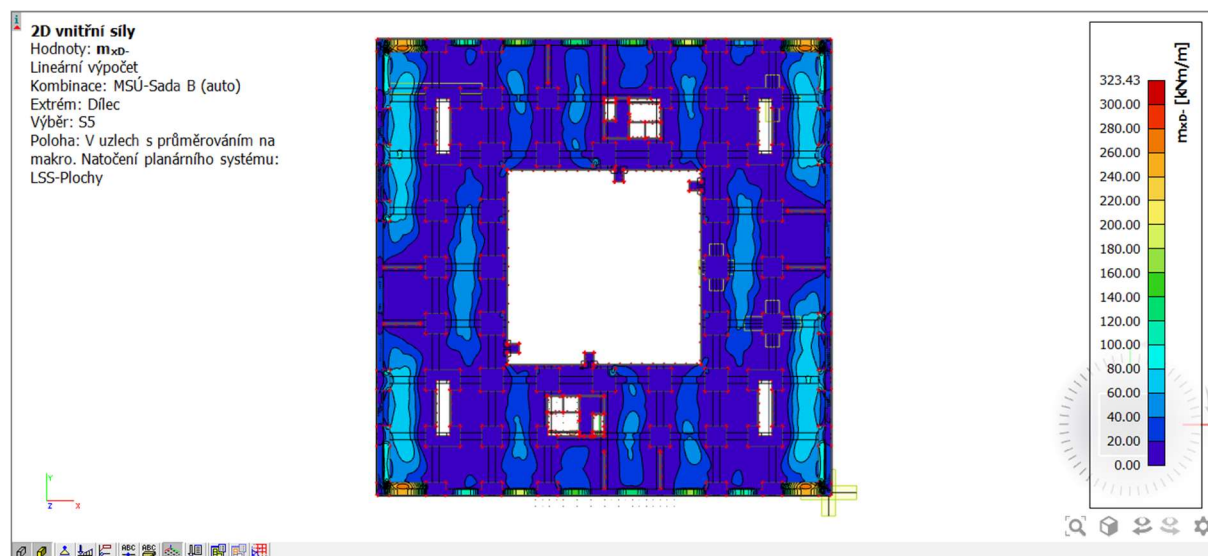


Obrázek 65 - Průběh momentu  $m_x$  nad obvodovým sloupem

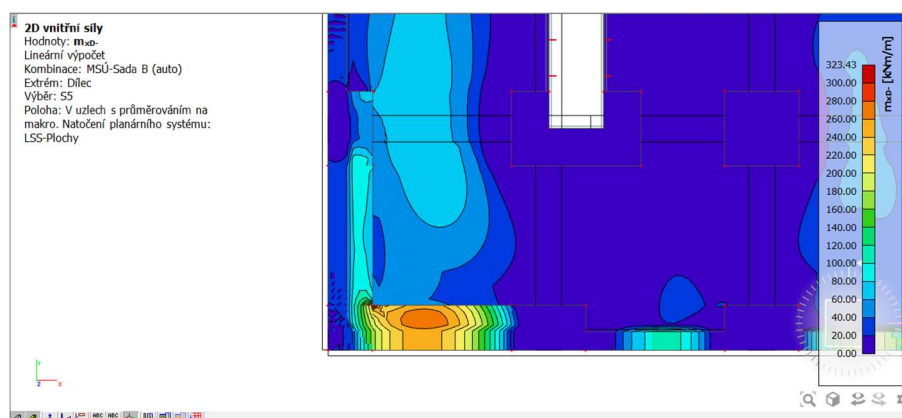
Podle integračních pásů jsou příložky navrženy pro momenty  $451,98 \text{ kNm/m}^2$  u vnitřních sloupů,  $269,47 \text{ kNm/m}^2$  u sloupů kolem atria a  $194,1 \text{ kNm/m}^2$  u obvodových sloupů.



## 5.2.2 Dolní moment ve směru X



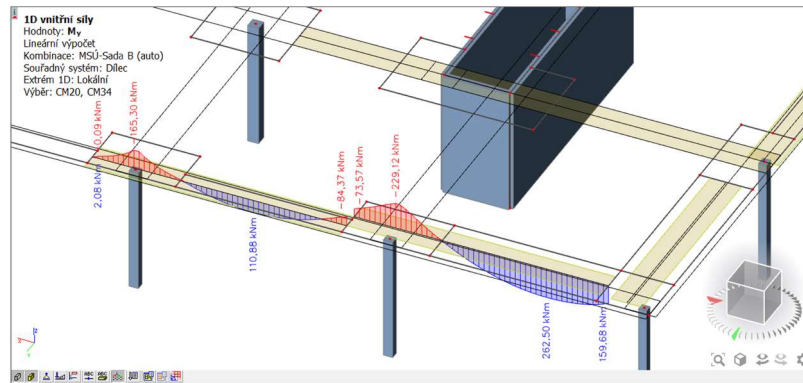
Obrázek 66 - Vykreslení momentů  $m_x$  pro dolní výztuž



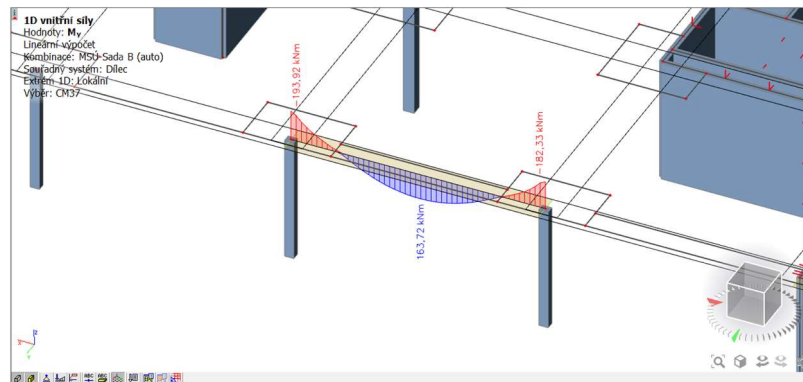
Obrázek 67 - Detail průběhu dolního momentu  $m_x$

Dolní výztuž desky ve směru X je podobně jako horní výztuž navrhována na moment  $80 \text{ kNm/m}^2$ , vyšší momenty jsou zachyceny příložkami. Příložky jsou navrženy na moment  $262,5 \text{ kNm/m}^2$  u rohových zesílení po obvodu desky a na moment  $163,72 \text{ kNm/m}^2$  v dalších rozpětích po obvodu desky.



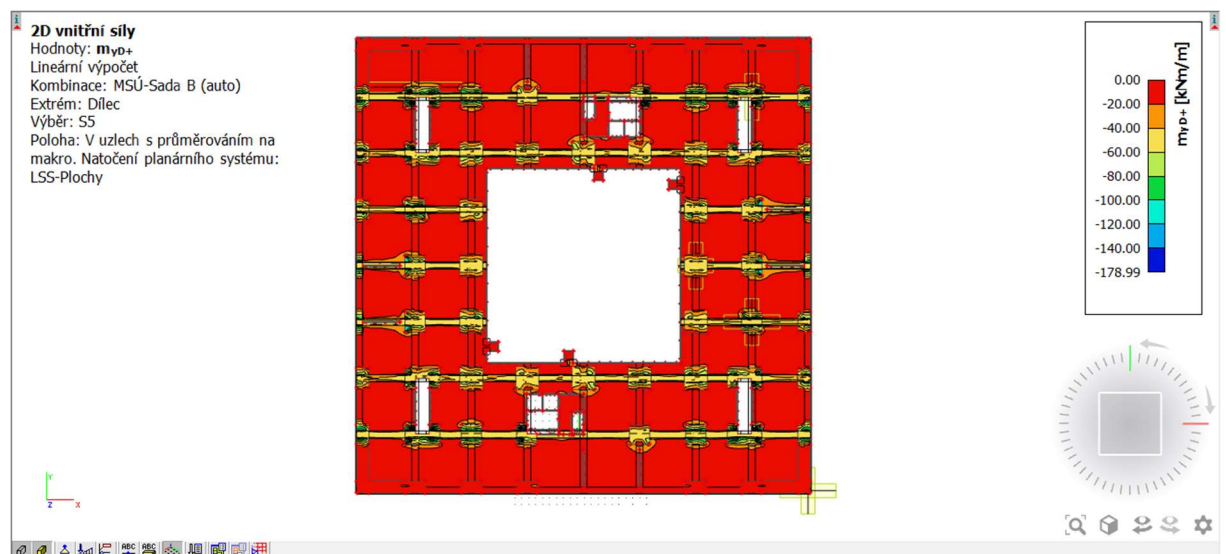


Obrázek 68 - Průběh momentu  $m_x$  v krajním poli desky

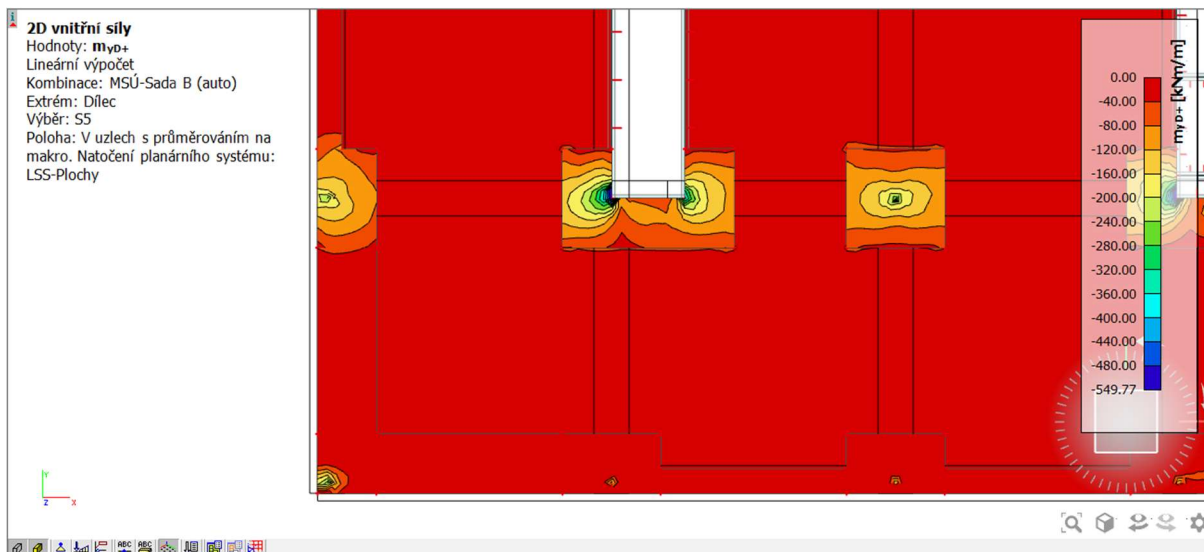


Obrázek 69 - Průběh momentu  $m_x$  ve vnitřním poli na okraji desky

### 5.2.3 Horní moment ve směru Y

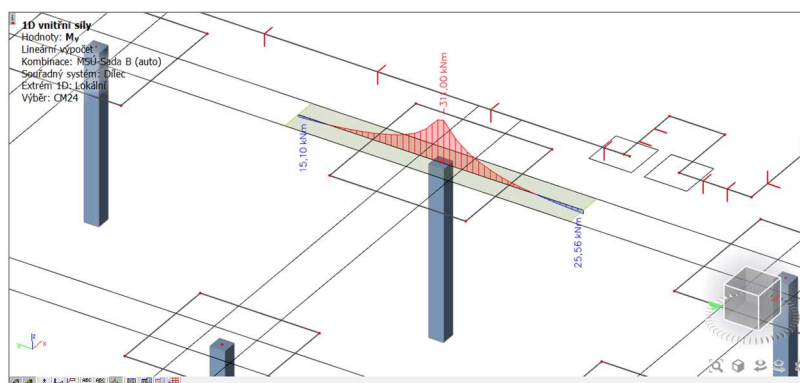


Obrázek 70 - Vykreslení momentů  $m_y$  pro horní výztuž s průměrováním špiček

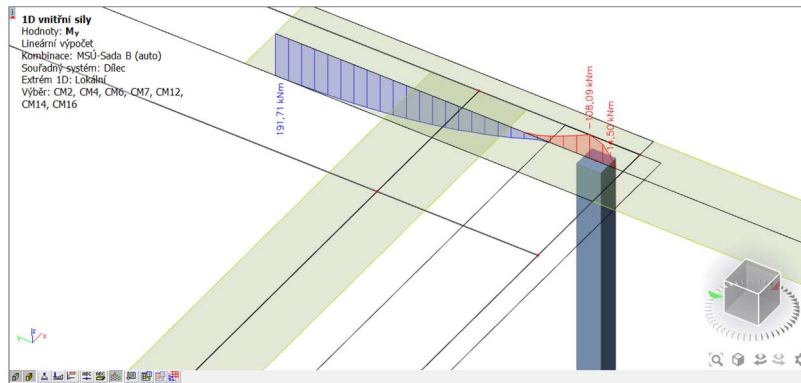


Obrázek 71 - Detail průběhu horního momentu  $m_y$  bez průměrování špiček

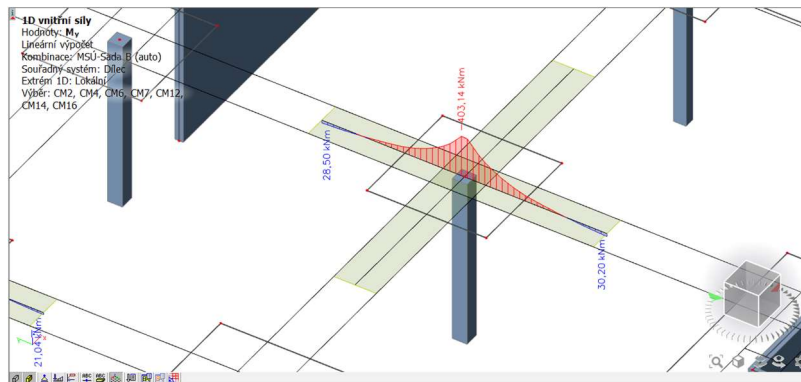
Horní výztuž desky ve směru Y je navržena na moment  $80 \text{ kNm/m}^2$ , vyšší momenty jsou zachyceny příložkami. Pro zjištění přesnějšího průběhu momentů jsou použity integrační pásy.



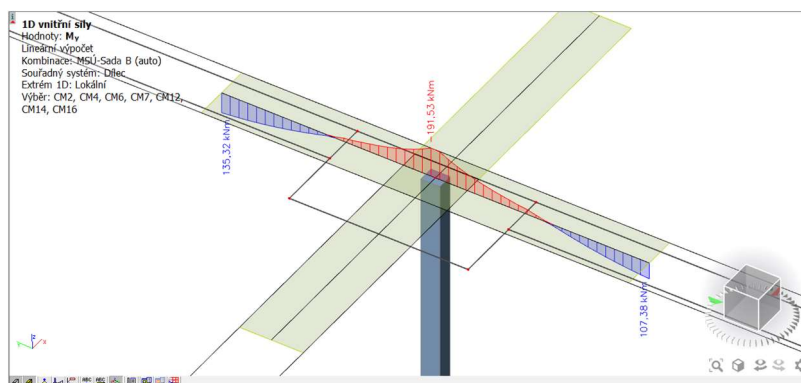
Obrázek 72 - Průběh momentu  $y$  nad sloupem okolo atria



Obrázek 73 - Průběh momentu  $M_x$  nad rohovým sloupem

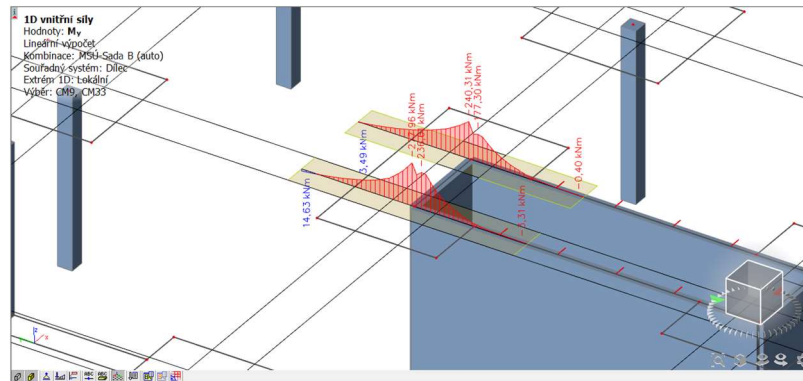


Obrázek 74 - Průběh momentu  $M_y$  nad vnitřním sloupem



Obrázek 75 - Průběh momentu  $M_x$  nad obvodovým sloupem

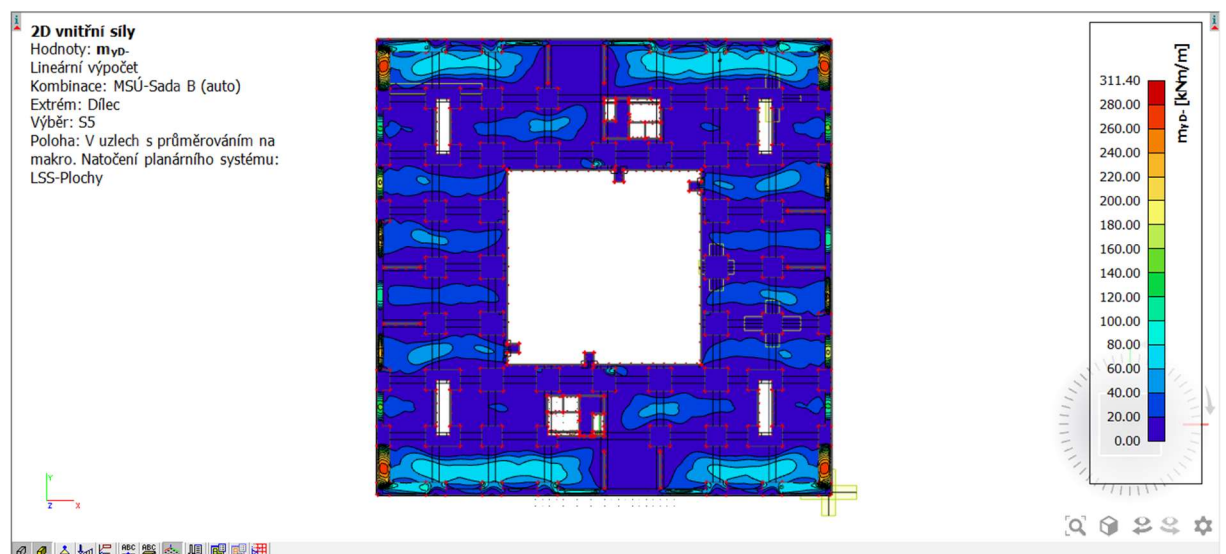




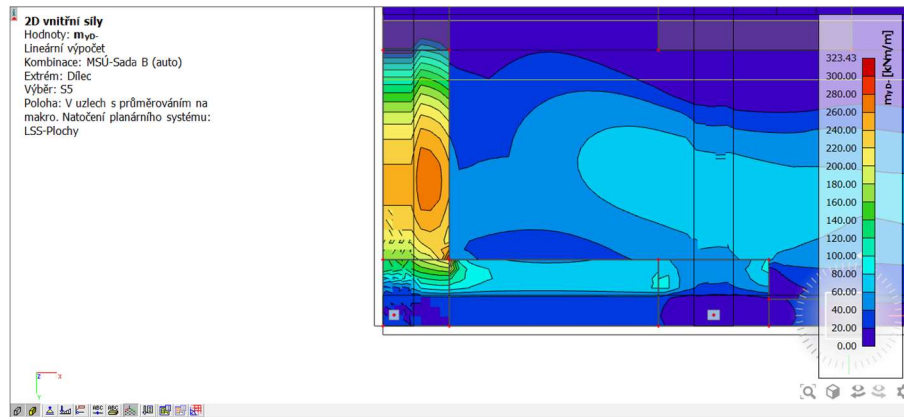
Obrázek 76 - Průběh momentu  $y$  nad stěny

Podle integračních pásů jsou příložky navrženy pro momenty  $403,14 \text{ kNm/m}^2$  u vnitřních sloupů,  $311,00 \text{ kNm/m}^2$  u sloupů kolem atria,  $191,53 \text{ kNm/m}^2$  u obvodových sloupů a  $108,09 \text{ kNm/m}^2$  u rohových sloupů.

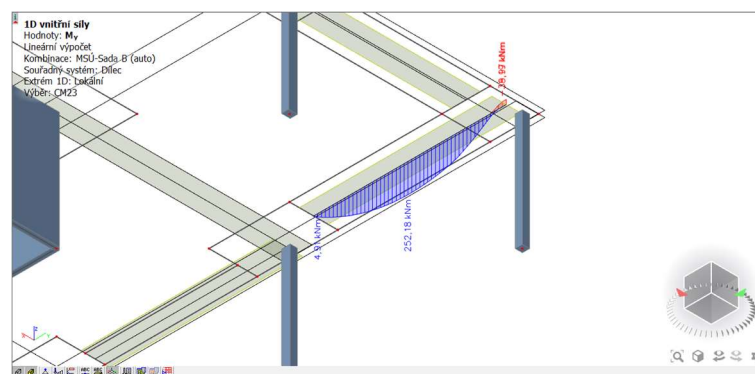
### 5.2.4 Dolní moment ve směru $y$



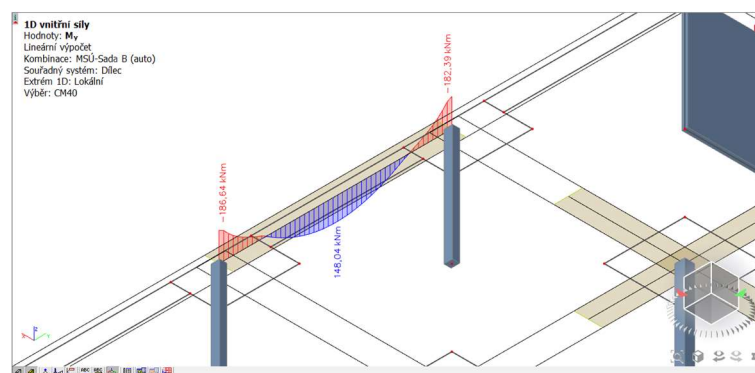
Obrázek 77 - Vykreslení momentů  $m_y$  pro dolní výztuž



Obrázek 78 - Detail průběhu dolního momentu  $m_y$



Obrázek 79 - Průběh momentu  $m_y$  v krajním poli desky



Obrázek 80 - Průběh momentu  $m_y$  ve vnitřním poli na okraji desky

Dolní výztuž desky ve směru Y je navržena na moment  $80 \text{ kNm/m}^2$ , vyšší momenty jsou zachyceny příločkami. Navržené příložky zachycují moment  $252,18 \text{ kNm/m}^2$  u rohových zesílení desky a na moment  $148,04 \text{ kNm/m}^2$  v dalších rozpětí po obvodu desky.



### 5.3 Konstrukční zásady pro desku 250 mm

Minimální plocha výztuže:

$$\begin{aligned} a_{s1,min} &= \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d_{max}; 0,0013 \cdot b \cdot d_{max} \right\} \\ &= \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 218; 0,0013 \cdot 1000 \cdot 218 \right\} \\ &= \max\{329; 283,4\} = 329 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maximální plocha výztuže:

$$a_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 1000 \cdot 250 = 10000 \text{ mm}^2$$

Maximální osová vzdálenost výztuže:

$$s \leq \min\{2h; 250\} = \min\{2 \cdot 250; 250\} = \min\{500; 250\} = 250 \text{ mm}$$

Minimální světlá vzdálenost výztuže:

$$\begin{aligned} s_l &\leq \max\{1,2 \cdot \phi; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\} = \max\{1,2 \cdot 10; 16 + 5; 20\} \\ &= \max\{12; 21; 20\} = 21 \text{ mm} \end{aligned}$$

### 5.4 Konstrukční zásady pro desku 500 mm

Minimální plocha výztuže:

$$\begin{aligned} a_{s1,min} &= \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d_{max}; 0,0013 \cdot b \cdot d_{max} \right\} \\ &= \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 468; 0,0013 \cdot 1000 \cdot 468 \right\} \\ &= \max\{705,7; 608,4\} = 705,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maximální plocha výztuže:

$$a_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 1000 \cdot 500 = 20000 \text{ mm}^2$$

Maximální osová vzdálenost výztuže:

$$s \leq \min\{2h; 250\} = \min\{2 \cdot 500; 250\} = \min\{1000; 250\} = 250 \text{ mm}$$

Minimální světlá vzdálenost výztuže:

$$\begin{aligned} s_l &\leq \max\{1,2 \cdot \phi; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\} = \max\{1,2 \cdot 10; 16 + 5; 20\} \\ &= \max\{12; 21; 20\} = 21 \text{ mm} \end{aligned}$$



	povrch	směr	dívenzáční moment [kNm/m]	d [mm]	$a_{sv}$ [mm <sup>2</sup> ]	$a_{sv}$ [mm <sup>2</sup> ]	navržená výztuž	základní rastr $a_{sk}$ [mm <sup>2</sup> ]	$a_{sv} \leq a_{sv,req}$	x [mm]	z [mm]	$\xi$ [-]	$\sigma_{sk}$ [kNm/m <sup>2</sup> ]	$\xi \leq \xi_{lim}$	$\sigma_{sk} \leq \sigma_{sk,lim}$
základní rastr	dolní	x	80	204	950,05	329,00	Ø14/150	1026	OK	27,88	192,85	0,137	86,03	OK	OK
		y	80	218	882,90	329,00	Ø14/150	1026	OK	27,88	206,85	0,128	92,27	OK	OK
	horní	x	-80	468	396,82	705,70	Ø12/150	754	OK	20,49	459,80	0,044	150,74	OK	OK
		y	-80	454	409,30	705,70	Ø12/150	754	OK	20,49	445,80	0,045	146,15	OK	OK
ztužující pruh po obvodě desky	dolní	x	163,72	454	846,58	705,70	Ø14/150	1026	OK	27,88	442,85	0,061	197,55	OK	OK
		y	262,5	454	1375,12	705,70	Ø18/150	1686	OK	45,82	435,67	0,101	319,37	OK	OK
	horní	x	252,18	468	740,27	705,70	Ø14/150	1026	OK	27,88	456,85	0,060	203,79	OK	OK
		y	-194,1	468	1277,23	705,70	Ø16/150	1340	OK	36,41	453,43	0,078	264,18	OK	OK
hodnoty momentů mimo základní rastr	horní	x	-269,47	468	976,04	705,70	Ø12/150	754	potřeba příložek	20,49	459,80	0,044	150,74	OK	nesplněno
		y	-451,98	468	1367,77	705,70	Ø12/150	754	potřeba příložek	20,49	459,80	0,044	150,74	OK	nesplněno
	dolní	x	-108,09	454	554,97	705,70	Ø12/150	754	OK	20,49	445,80	0,045	146,15	OK	OK
		y	-191,53	454	993,96	705,70	Ø12/150	754	potřeba příložek	20,49	445,80	0,045	146,15	OK	nesplněno
		y	-311	454	1639,94	705,70	Ø12/150	754	potřeba příložek	20,49	445,80	0,045	146,15	OK	nesplněno
		y	-403,14	454	2153,36	705,70	Ø12/150	754	potřeba příložek	20,49	445,80	0,045	146,15	OK	nesplněno

	směr	dívenzáční moment [kNm/m <sup>2</sup> ]	příložky $a_{sv,req}$ [mm <sup>2</sup> ]	příložky $a_{sv}$ [mm <sup>2</sup> ]	$a_{sv} \leq a_{sv,req}$	x [mm]	z [mm]	$\xi$ [-]	$\sigma_{sk}$ [kNm/m <sup>2</sup> ]	$\xi \leq \xi_{lim}$	$\sigma_{sk} \leq \sigma_{sk,lim}$
příložky horní	x	-194,1	222,04	Ø10/300	OK	27,61	456,96	0,059	201,86	OK	OK
	x	-269,47	613,77	Ø16/300	OK	38,70	452,52	0,083	280,17	OK	OK
	x	-451,98	1595,48	Ø18/150	OK	66,58	441,37	0,142	470,15	OK	OK
	y	-108,09									
	y	-191,53	239,96	Ø10/300	OK	27,61	442,96	0,061	195,67	OK	OK
	y	-311	885,94	Ø14/300	OK	48,37	434,65	0,107	336,38	OK	OK
	y	-403,14	1399,36	Ø18/150	OK	66,58	427,37	0,147	455,24	OK	OK



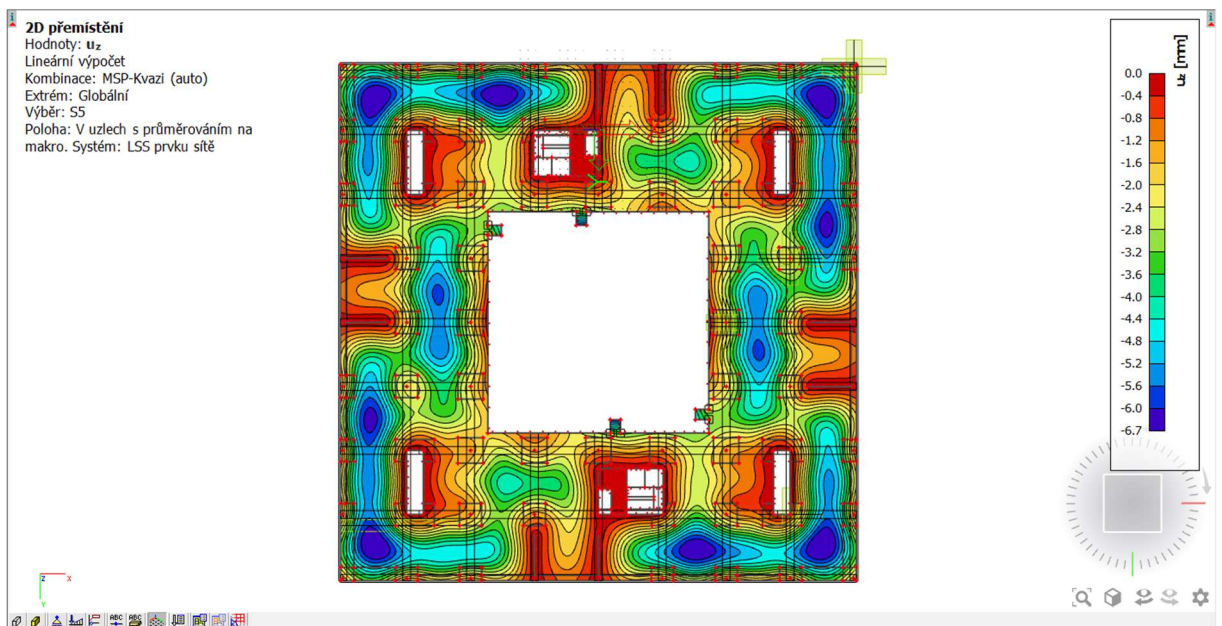
Výkres horní a dolní výztuže desky 4. NP je v přílohách diplomové práce.

## 5.5 Posouzení desky na MSP

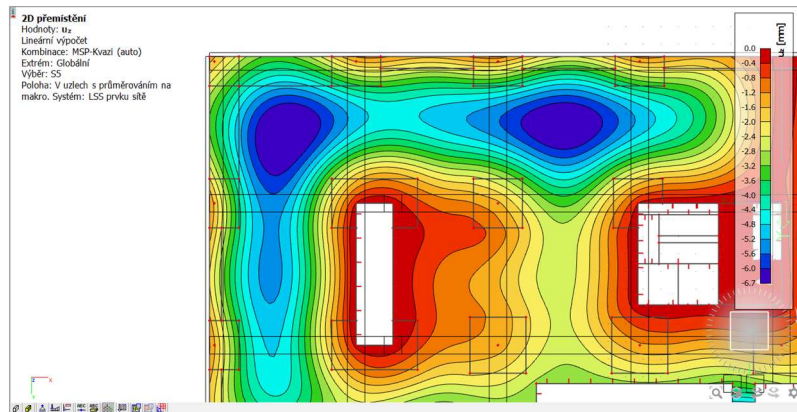
Deska 4. NP je posouzena na mezní stav použitelnosti. Pro účely tohoto posudku jsou využity dvě kombinace zatížení a to charakteristická a kvazistálá. Kvazistálá je použita pro dlouhodobé účinky na konstrukci a charakteristická je použita pro krátkodobé účinky.

## 5.6 Posouzení průhybu

Deformace prvku nesmí nepříznivě ovlivnit funkčnost nebo vzhled konstrukce. Limitní průhyb podle normy je omezen kritériem  $1/250$  rozpětí, což v tomto případě je:  $8100/250 = 32,4$  mm. Průhyb je odečten z modelu z kvazistálé kombinace.



Obrázek 81 - Průhyb desky od kvazistálé kombinace zatížení



Obrázek 82 - Detail průhybu desky od kvazistálé kombinace zatížení

- deska 250 mm  $y_{eq} = 6,7$  mm
- deska 500 mm  $y_{eq} = 2,8$  mm

Výsledný průhyb je určen ze vztahu:

$$y = y_{eq} \cdot K_{creep} \cdot K_{crack},$$

kde  $K_{creep}$  reprezentuje vliv dotvarování a  $K_{crack}$  reprezentuje pokles tuhosti podpor.

V následující tabulce jsou charakteristiky posuzovaného místa.

Tabulka 15 - Charakteristiky průřezu desky 4. NP

	DESKA TL. 250 mm		DESKA TL. 500 mm	
	směr x	směr y	směr x	směr y
h [mm]	250	250	500	500
b [mm]	1000	1000	1000	1000
$E_s$ [MPa]	200000	200000	200000	200000
$E_{cm}$ [MPa]	32	32	32	32
$f_{ctm}$ [MPa]	2,9	2,9	2,9	2,9
redukce pevnosti betonu v tahu $\beta$	0,5	0,5	0,5	0,5
$f_{ct,eff}$ [MPa]	1,45	1,45	1,45	1,45
c [mm]	25	25	25	25
profil horní výztuže [mm]	12	12	12	12
profil dolní výztuže [mm]	14	14	18	16
d [mm]	219	207	469	457
d' [mm]	46	32	52	33
$a_{s1}$ [mm <sup>2</sup> ]	754	754	754	754
$a_{s2}$ [mm <sup>2</sup> ]	1026	1026	1686	1340
$m_{eq}$ [kNm]	28,77	27,18	150,37	144,85





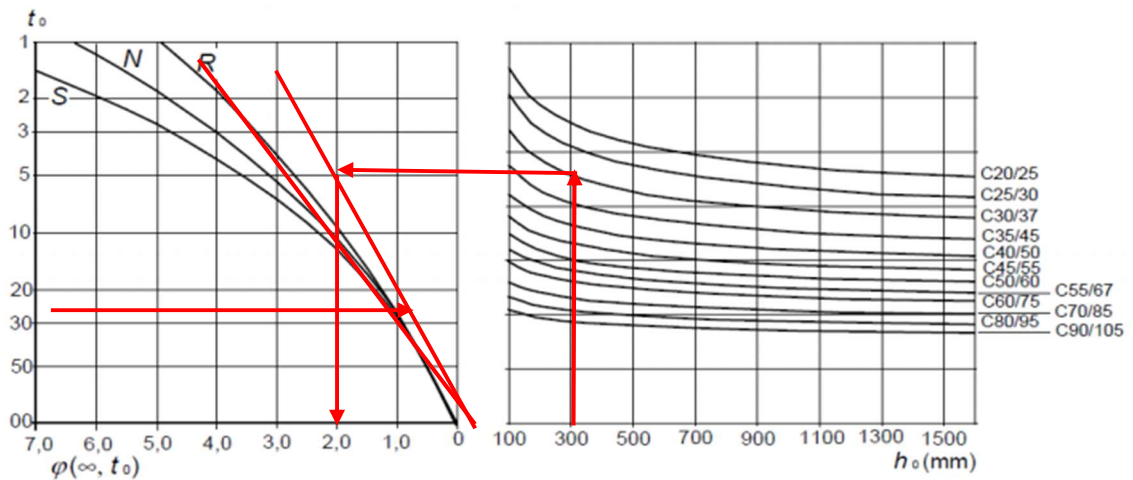
### 5.6.1 Vliv dotvarování betonu

- $E_s$  – modul pružnosti betonářské výztuže,  $E_s = 200$  GPa
- $E_{cm}$  – střední hodnota modulu pružnosti betonu;  $E_{cm} = 32$  MPa

$$\alpha_{e,st} = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{32} = 6,25$$

- efektivní modul pružnosti při dlouhodobém zatížení

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty; t)}$$



Obrázek 83 - Graf součinitele dotvarování pro vnitřní prostředí RH 50%

$$\varphi(\infty; t) = 2,4 \rightarrow E_{c,eff} = \frac{32}{1 + 2,4} = 9,41 \text{ GPa}$$

$$\alpha_{e,lt} = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$$

Tabulka 16 - Efektivní moduly pružnosti desek

	DESKA TL. 250 mm		DESKA TL. 500 mm	
	směr x	směr y	směr x	směr y
$E_{c,eff}$ [MPa]	9,41	9,41	9,41	9,41
$\alpha_{e,lt}$ [MPa]	21,25	21,25	21,25	21,25

Výsledný vliv dotvarování betonu  $\frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} = \frac{32}{9,41} = 3,4$  [-].



## 5.6.2 Vliv poklesu tuhosti

Průřez bez trhlin:

- průřezové charakteristiky ideálního průřezu:

$$A_i = A_c + \alpha_e \cdot (A_{s1} + A_{s2})$$

$$x_i = \frac{A_c \alpha_c + \alpha_e (A_{s1} d_1 + A_{s2} d_2)}{A_c + \alpha_e (A_{s1} + A_{s2})}$$

$$I_i = \frac{1}{12} b h^3 + A_c \cdot (x_i - \alpha_c)^2 + \alpha_e [A_{s1} (d_1 - x_i)^2 + A_{s2} (x_i - d_2)^2]$$

- moment na mezi vzniku trhlin:

$$m_{cr} = f_{ct,eff} \frac{I_i}{h - x_i}$$

$$m_{cr} < m_{E,qp} \rightarrow \text{vznikají trhliny}$$

Průřez s trhlinami:

$$x_{ir} = \sqrt{(\alpha_e A_{s1} + \alpha_e A_{s1})^2 + 2b(\alpha_e A_{s1} d_1 + \alpha_e A_{s1} d_2)} - \frac{(\alpha_e A_{s1} + \alpha_e A_{s1})}{b}$$

$$I_{ir} = \frac{1}{3} b x_{ir}^3 + \alpha_e [A_{s1} (d_1 - x_{ir})^2 + A_{s2} (x_{ir} - d_2)^2]$$

- míra spolupůsobení betonu mezi trhlinami

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{m_{cr}}{m_{e,qp}} \right)^2,$$

kde  $\beta = 0,5$  pro dlouhodobě působící nebo mnohonásobně opakované zatížení a  $\beta = 1,0$  pro jednorázové krátkodobě působící zatížení.

- moment setrvačnosti průřezu oslabeného trhlinami

$$I_{výsl} = (1 - \zeta) \cdot I_i + \zeta \cdot I_{ir}$$

- moment setrvačnosti betonového průřezu:

$$I_c = \frac{1}{12} b h^3$$





Tabulka 17 - Moment setrvačnosti průřezů

		DESKA TL. 250 mm		DESKA TL. 500 mm	
		směr x	směr y	směr x	směr y
průřez s trhlinou	průřez bez trhliny				
	$A_i$ [mm <sup>2</sup> ]	286045	286045	549410	542403,5
	$x_i$ [mm]	127,6	127,6	258,3	255,4
	$I_i$ [mm <sup>4</sup> ]	1591305974	1591305974	12708145888	12389152139
	$m_{cr}$ [kNm]	18,851	18,851	76,238	73,443
	$\zeta$ [-]	0,672	0,653	0,746	0,746
		TRHLINY VZNIKAJÍ	TRHLINY VZNIKAJÍ	TRHLINY VZNIKAJÍ	TRHLINY VZNIKAJÍ
	$x_{ir}$ [mm]	73,6	73,6	142,9	129,5
	$I_{ir}$ [mm <sup>4</sup> ]	600727071,5	600727071,5	4877331536	4072222303
	$I_{výsl}$ [mm <sup>4</sup> ]	925260542,1	944245391,9	6862463016	6180693526
$I_c$ [mm <sup>4</sup> ]	1302083333	1302083333	10416666667	10416666667	

Výsledný vliv poklesu tuhosti je poměr  $\frac{I_c}{I_{výsl}}$ .

Celkový průhyb:

$$y_{celkem} = y_{eq} \cdot \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} \cdot \frac{I_c}{I_{výsl}}$$

Posouzení:

$$y_{celkem} = < y_{lim} = \frac{l}{250} = \frac{8100}{250} = 32,4 \text{ mm}$$

Tabulka 18 - Posouzení průhybů

	DESKA TL. 250 mm		DESKA TL. 500 mm	
	směr x	směr y	směr x	směr y
$E_{cm}/E_{c,eff}$ [-]	3,40	3,40	3,40	3,40
$I_c/I_{výsl}$ [-]	1,41	1,38	1,52	1,69
$y_{eq}$ [mm]	6,7	6,7	2,8	2,8
$y_{celkem}$ [mm]	32,06	31,41	14,45	16,04
$y_{lim}$ [mm]	32,4	32,4	32,4	32,4
	VYHOVÍ	VYHOVÍ	VYHOVÍ	VYHOVÍ

Průhyb vyhovuje v obou tloušťkách desky.



## 5.7 Mezní stav omezení napětí

Napětí v betonu od zatížení:

$$\sigma_c = \frac{M_{Eq}}{I_i} \cdot (h - x_i)$$

Napětí ve výztuži:

$$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} \cdot (h - x_{ir})$$

- lineární dotvarování při kvazistálé kombinaci zatížení

$$|\sigma_c| \leq 0,45f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ MPa}$$

Pokud napětí v betonu překročí limitní hodnoty, vzniknou podélné trhliny, mikrotrhliny v betonu a bude docházet k větším průhybům.

- omezení tahových napětí ve výztuži při charakteristické kombinaci zatížení

$$|\sigma_s| \leq 0,8f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$$

Pokud bude překročena limitní hodnota ve výztuži, dojde k velkému přetvoření výztuže a vzniknou trvale otevřené trhliny.

Napětí v betonu bylo vypočítáno od momentu kvazistálé kombinace a na průřezu bez trhlin. Napětí ve výztuži bylo vypočítáno z momentu od charakteristické kombinace v průřezu s trhlinou, jak je vidět ze vzorců.

Tabulka 19 - Posouzení omezení napětí

	NAD PODPOROU	V POLI TL. DESKY 250 mm	V POLI TL. DESKY 500 mm
	směr x	směr y	směr x
$m_{eq}$ [kNm]	252,82	29	150,37
$m_{ek}$ [kNm]	316,88	36,72	188,41
$\sigma_{c,qp}$ [MPa]	4,41	2,23	2,86
$\sigma_{s,k}$ [MPa]	299	177	254
$\sigma_{c,qp} \leq 0,45 f_{ck}$	VYHOVÍ	VYHOVÍ	VYHOVÍ
$\sigma_{s,k} \leq 0,8 f_{yk}$	VYHOVÍ	VYHOVÍ	VYHOVÍ



Deska podmínkám pro omezení napětí vyhoví, lze tedy uvažovat lineární dotvarování. Pokud by beton desky byl jiné kategorie než XC, bylo by nutné posoudit omezení napětí v betonu pro charakteristickou kombinaci.

## 5.8 Mezní stav trhlin

Pro výpočet šířky trhlin v desce je použita kvazistálá kombinace zatížení s ohledem na jejich vzhled a trvanlivost.

$$w_k = \left( k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) \frac{1}{E_s} \left[ \sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_E \rho_{p,eff}) \right]$$

- maximální vzdálenost trhlin:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$$

- $k_1 = 0,8$  pro výztuž s velkou soudržností
- $k_2 = 0,5$  pro ohyb
- $k_3 = 3,4 \cdot \left( \frac{25}{c} \right)^{\frac{2}{3}} = 3,4$
- $k_4 = 0,425$
- $\emptyset$  je profil tažené výztuže
- účinný stupeň vyztužení:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s,t}}{A_{c,eff}}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff}$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5 \cdot (h - d) \\ (h - x_{ir})/3 \\ h/2 \end{array} \right\}$$

$$f_{ct,eff} = \beta \cdot f_{ctm}$$

- $\beta = 1$  pro trhliny vzniklé od zatížení
- modul pružnosti výztuže  $E_s = 200$  GPa
- tahové napětí  $\sigma_s$  byla vypočítána při posouzení omezení napětí
- součinitel  $k_t = 0,4$  pro dlouhodobě působící zatížení



$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{32} = 6,25$$

Podle normy se pro výpočet  $\alpha_e$  používá modul pružnosti betonu bez vlivu dotvarování.

Tabulka 20 - Výpočet šířky trhlin

	NAD PODPOROU	V POLI TL. DESKY 250 mm	V POLI TL. DESKY 500 mm
h [mm]	500	250	500
b [mm]	1000	1000	1000
$E_s$ [MPa]	200000	200000	200000
$E_{cm}$ [MPa]	32	32	32
$f_{ctm}$ [MPa]	2,9	2,9	2,9
redukce pevnosti betonu v tahu $\beta$	1	1	1
$f_{ct,eff}$ [MPa]	2,9	2,9	2,9
c [mm]	25	25	25
profil horní výztuže [mm]	12	12	12
profil dolní výztuže [mm]	14	14	18
d [mm]	466	218	466
d' [mm]	46	32	52
$a_{st}$ [mm <sup>2</sup> ]	754	1026	1686
plocha příložek v tažené části desky [mm <sup>2</sup> ]	1696	-	-
$a_{sc}$ [mm <sup>2</sup> ]	1026	754	754
$m_{eq}$ [kNm]	252,82	29	150,37
$x_{ir}$ [mm]	101,3	46,1	86,6
$h_{c,eff}$ [mm]	85	68,0	85
$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	85000	67966,67	85000
$\rho_{c,eff}$ [-]	0,02883	0,0151	0,01996
$\alpha_{e,st}$ [MPa]	6,25	6,25	6,25
$\sigma_{s,eq}$ [MPa]	239	104	203
$s_{r,max}$ [mm]	173,5	242,6	238,3
$k_t$ [-]	0,4	0,4	0,4
$w_k$ [mm]	0,166	0,101	0,164

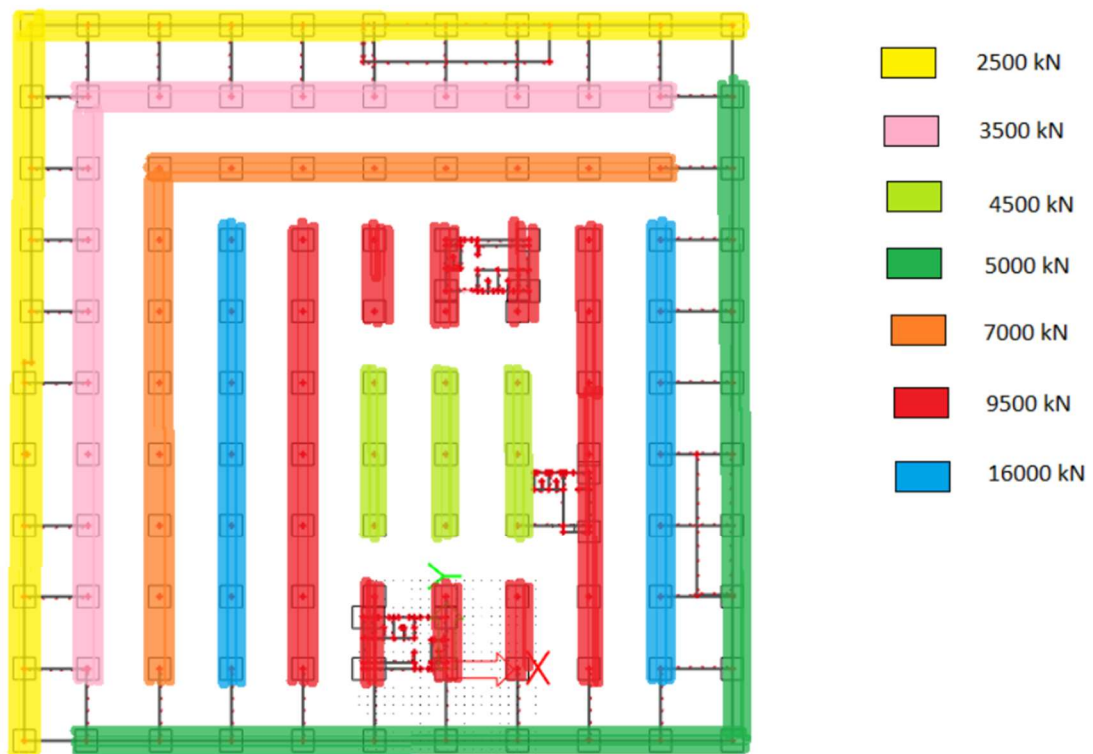
Šířky trhlin splňují doporučenou hodnotu podle normy, která udává, že pro konstrukce s vlivem prostředí XC1 by trhlina neměla překročit limitní šířku trhlin 0,4 mm.



## 6 Návrh a posouzení pilot

Objekt je založen na vrtaných pilotách z důvodu nevelké únosnosti podloží v základové spáře, velikosti objektu a působení podzemní vody. Pro návrh pilot jsou použity informace o vrtu z místa, kde se budova nachází. Geologický vrt není dostatečně hluboký, proto další vrstvy podloží ve větší hloubce byly zvoleny. Vrt zasahuje do hloubky 9,5 m od úrovně terénu. V této hloubce je hornina třídy R5. Předpokládáme, že tato hornina zasahuje až do hloubky – 13 m. Další vrstva je hornina třídy R4, která se nachází v hloubce od – 13 m do – 20 m. Nejspodnější vrstvou, do které zasahují piloty je hornina R3 a ta se nachází od – 20 m dále.

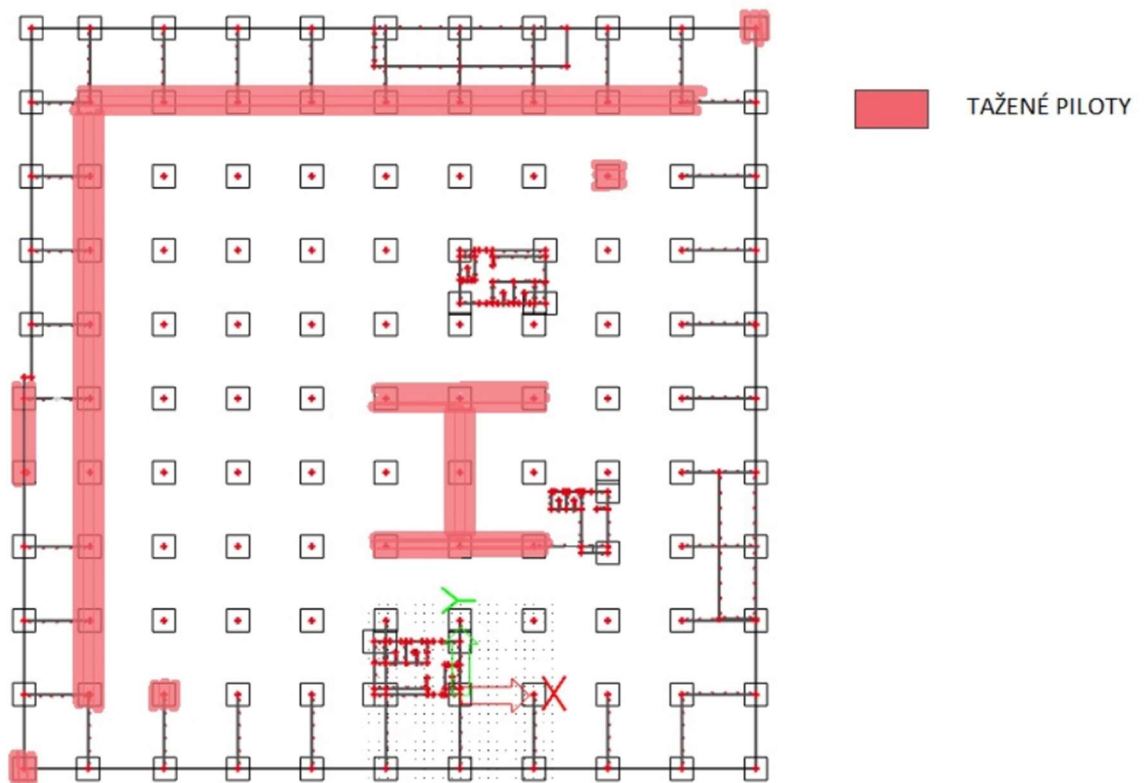
Piloty jsou rozmístěny ve stejném rastru jako osy objektu, tedy pod obvodovými stěnami, pod sloupy, pod rohy ztužujících jader a pod výtahovými šachtami. Síly do pilot byly převzaty z programu Scia Engineer. Pilotové podpory jsou modelovány jako kloubové vetknutí. V následujícím schématu je vyznačeno, jaké přibližné síly do jednotlivých pilot vznikají. Velikosti sil byly pro zjednodušení zaokrouhleny.



Obrázek 84 - Schéma reakcí působících do pilot od kombinace zatížení MSÚ



Pro návrh a posouzení byly vybrány tři skupiny pilot s různým zatížením. Nejprve je posouzena pilota zatížena silou velikosti 9500 kN (červeně vyznačené). Dále je navržena a posouzena pilota, do které působí síla 3500 kN (růžová barva). Jedná se o pilotu zároveň taženou, jak je vidět v následujícím schématu, kde jsou vyznačené piloty, ve kterých dochází k tahovému namáhání. Síla namáhající pilotu na tah má velikost 900 kN. Poslední vybranou pilotou je ta, která je namáhána nejsvětější silou a to 16000 kN.



Obrázek 85 - Schéma pilot namáhaných tahem

Tahové piloty jsou v místech, kde nadzemní podlaží ustupují. Nejsou přitíženy od 6 nadzemních pater, ale jen od dvou podzemních. Stejně tak v místě atria nejsou sloupy v nižších patrech dostatečně přitíženy a proto v těchto pilotách také vznikají tahy od působení vztlakové vody.

Piloty jsou navrženy v programu GEO5 – Pilota. Piloty jsou velko-průměrové o rozměrech 900, 1200 a 1500 mm. Piloty jsou z betonu C25/30.

Výkresy pilotového plánu je v přílohách diplomové práce.



## 6.1 Pilota zatížená návrhovou silou 9500 kN

Dominika Šrámková	Diplomová práce Pilota 1
-------------------	-----------------------------

### Posouzení piloty

#### Vstupní data

##### Projekt

Akce : Diplomová práce  
Část : Pilota 1  
Vypracoval : Dominika Šrámková  
Datum : 24.05.2020

##### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

##### Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)  
Součinitele EN 1992-1-1 : Česká republika  
Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)  
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :  $\gamma_{M0} = 1,00$   
Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)  
Dílčí součinitel vlastností dřeva :  $\gamma_M = 1,30$   
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :  $k_{mod} = 0,50$   
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :  $k_{cr} = 0,67$

##### Piloty

Výpočet pro odvozené podmínky : ČSN 73 1002  
Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)  
Vodorovná únosnost : pružný poloprostor  
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997  
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,15 [-]	

##### Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]
1	Třída F5, konzistence tuhá		19,00	16,00	20,00	0,40
2	R3		30,00	100,00	22,00	0,25
3	R4		27,50	30,00	21,00	0,30
4	R5		40,00	100,00	19,00	0,20

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

!	Pouze pro nekomerční využití	!
1		



Dominika Šrámková		Diplomová práce		Pilota 1			
Číslo	Název	Vzorek	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$n$ [-]
1	Třída F5, konzistence tuhá		8,00	-	21,00	-	-
2	R3		-	50,00	22,00	-	-
3	R4		-	40,00	21,00	-	-
4	R5		-	100,00	20,00	-	-

#### Parametry zemín

##### Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$   
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 19,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 16,00 \text{ kPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,40$   
 Edometrický modul :  $E_{oed} = 8,00 \text{ MPa}$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

##### R3

Objemová tíha :  $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$   
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 100,00 \text{ kPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,25$   
 Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 50,00 \text{ MPa}$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

##### R4

Objemová tíha :  $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$   
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 27,50^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,30$   
 Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 40,00 \text{ MPa}$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

##### R5

Objemová tíha :  $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$   
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 40,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 100,00 \text{ kPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,20$   
 Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 100,00 \text{ MPa}$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geometrie

Profil piloty: kruhová

##### Rozměry

Průměr  $d = 1,20 \text{ m}$

Délka  $l = 12,00 \text{ m}$

##### Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha  $A = 1,13\text{E}+00 \text{ m}^2$



Pouze pro nekomerční využití



2





Dominika Šrámková	Diplomová práce Pilota 1
-------------------	-----------------------------

Moment setrvačnosti  $I = 1,02E-01 \text{ m}^4$

#### Umístění

Vysazení  $h = 0,00 \text{ m}$

Hloubka upraveného terénu  $h_z = 8,50 \text{ m}$

Typ technologie: Vrtané piloty

#### Materiál konstrukce

Objemová tíha  $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

#### Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku  $f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu  $f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$

Modul pružnosti  $E_{cm} = 30000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku  $G = 12500,00 \text{ MPa}$

#### Ocel podélná : B500

Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

#### Ocel příčná : B500

Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,50	0,00 .. 8,50	Třída F5, konzistence tuhá	
2	4,50	8,50 .. 13,00	R5	
3	7,00	13,00 .. 20,00	R4	
4	-	20,00 .. ∞	R3	

#### Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSÚ	Návrhové	9500,00	320,00	320,00	0,00	0,00
2	Ano		MSP	Užitné	7000,00	140,00	140,00	0,00	0,00

#### Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 5,00 m od původního terénu.

#### Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat



Pouze pro nekomerční využití



3



Dominika Šrámková

Diplomová práce  
Pilota 1

### Posouzení čís. 1

#### Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Součinitel únosnosti  $N_c = 30,14$   
 Součinitel únosnosti  $N_d = 18,40$   
 Součinitel únosnosti  $N_b = 15,07$   
 Součinitel únosnosti  $K_1 = 1,00$   
 Výpočtová únosnost na patě piloty  $R_{0d} = 7225,72 \text{ kPa}$   
 Plocha příčného řezu piloty  $A_p = 1,13E+00 \text{ m}^2$

Únosnost na plášti piloty:  
 Zkrácení účinné délky piloty  $L_p = 2,09 \text{ m}$

Hloubka [m]	Mocnost [m]	$\varphi_d$ [°]	$c_{ud}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma/R_2$ [-]	$f_s$ [kPa]	$R_{s1}$ [kN]
4,50	4,50	40,00	100,00	10,00	1,00	118,88	1833,41
9,91	5,41	27,50	30,00	11,00	1,00	68,91	1277,48

#### Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 1. (MSÚ)

Posouzení tlačené piloty:

Únosnost piloty na plášti  $R_s = 3110,88 \text{ kN}$   
 Únosnost piloty v patě  $R_p = 7429,18 \text{ kN}$

Únosnost piloty  $R_c = 10540,06 \text{ kN}$   
 Extrémní svislá síla  $V_d = 9500,00 \text{ kN}$

$R_c = 10540,06 \text{ kN} > 9500,00 \text{ kN} = V_d$

**Svislá únosnost piloty VYHOVUJE**

### Posouzení čís. 1

#### Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	$E_s$ [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	0,00	0,00	15,60	91,00	48,00
2	0,00	4,50	4,50	32,41	131,00	94,00
3	4,50	11,50	7,00	105,28	169,00	139,00
4	11,50	12,00	0,50	174,00	246,00	225,00

Uvažovat zatížení : užité  
 Součinitel vlivu ochrany dřívku  $m_2 = 1,00$   
 Limitní sedání piloty  $s_{lim} = 25,0 \text{ mm}$   
 Regresní součinitel  $e = 2840,00$   
 Regresní součinitel  $f = 1298,00$

#### Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty  $R_{sy} = 3991,29 \text{ kN}$   
 Velikost napětí na patě při  $R_{sy}$   $q_0 = 2710,20 \text{ kPa}$   
 Průměrné plášťové tření  $q_s = 126,04 \text{ kPa}$



Pouze pro nekomerční využití



4



Dominika Šrámková	Diplomová práce Pilota 1
-------------------	-----------------------------

Průměrný sečnový modul deformace  $E_s = 80,82 \text{ MPa}$   
 Součinitel přenosu zatížení do paty  $\beta = 0,35$

Příčinkové součinitele sedání :  
 Základní - závislý na poměru  $l/d$   $l_0 = 0,15$   
 Součinitel vlivu tuhosti piloty  $R_k = 1,18$   
 Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy  $R_h = 1,00$

#### Body zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
2,5	2900,28
5,0	4101,59
7,5	5023,40
10,0	5800,53
12,5	6387,35
15,0	6866,56
17,5	7345,78
20,0	7824,99
22,5	8304,20
25,0	8783,41

#### Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště tření  $R_{yu} = 6136,90 \text{ kN}$   
 Velikost sedání odpovídající síle  $R_{yu}$   $s_y = 11,2 \text{ mm}$

Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :  
 Únosnost paty  $R_{pu} = 4792,12 \text{ kN}$   
 Celková únosnost  $R_c = 8783,41 \text{ kN}$

Pro zatížení  $Q = 7000,00 \text{ kN}$  je sednutí piloty 15,7 mm

Pilota 1 přenášející sílu 9,5 MN má průměr 1200 mm a délku 12 m. Únosnost piloty je 10,54 MN a sednutí piloty je 15,7 mm. Pilota vyhoví na mezní stav únosnosti i na mezní stav použitelnosti.



## 6.2 Pilota zatížená návrhovou silou 3500 kN

Dominika Šrámková	Diplomová práce Pilota 2
-------------------	-----------------------------

### Posouzení piloty

#### Vstupní data

##### Projekt

Akce : Diplomová práce  
Část : Pilota 2  
Vypracoval : Dominika Šrámková  
Datum : 24.05.2020

##### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

##### Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)  
Součinitele EN 1992-1-1 : Česká republika  
Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)  
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :  $\gamma_{M0} = 1,00$   
Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)  
Dílčí součinitel vlastností dřeva :  $\gamma_M = 1,30$   
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :  $k_{mod} = 0,50$   
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :  $k_{cr} = 0,87$

##### Piloty

Výpočet pro odvozené podmínky : ČSN 73 1002  
Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)  
Vodorovná únosnost : pružný poloprostor  
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997  
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$		1,10 [-]
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$		1,10 [-]
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$		1,15 [-]

##### Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]
1	Třída F5, konzistence tuhá		19,00	16,00	20,00	0,40
2	R3		30,00	100,00	22,00	0,25
3	R4		27,50	30,00	21,00	0,30
4	R5		40,00	100,00	19,00	0,20

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

!	Pouze pro nekomerční využití	!
1		



Dominika Šrámková	Diplomová práce Pilota 2
-------------------	-----------------------------

Číslo	Název	Vzorek	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_e$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$n$ [-]
1	Třída F5, konzistence tuhá		8,00	-	21,00	-	-
2	R3		-	50,00	22,00	-	-
3	R4		-	40,00	21,00	-	-
4	R5		-	100,00	20,00	-	-

#### Parametry zemín

##### Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha :	$\gamma$	=	20,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	19,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	16,00 kPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,40
Edometrický modul :	$E_{oed}$	=	8,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	21,00 kN/m <sup>3</sup>

##### R3

Objemová tíha :	$\gamma$	=	22,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	30,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	100,00 kPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,25
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	50,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	22,00 kN/m <sup>3</sup>

##### R4

Objemová tíha :	$\gamma$	=	21,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	27,50 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	30,00 kPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,30
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	40,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	21,00 kN/m <sup>3</sup>

##### R5

Objemová tíha :	$\gamma$	=	19,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	40,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	100,00 kPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,20
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	100,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	20,00 kN/m <sup>3</sup>

#### Geometrie

Profil piloty: kruhová

##### Rozměry

Průměr  $d = 1,20$  m

Délka  $l = 6,00$  m

##### Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha  $A = 1,13E+00$  m<sup>2</sup>



Pouze pro nekomerční využití



2





Dominika Šrámková	Diplomová práce Pílota 2
-------------------	-----------------------------

Moment setrvačnosti  $I = 1,02E-01 \text{ m}^4$

#### Umístění

Vysazení  $h = 0,00 \text{ m}$   
Hloubka upraveného terénu  $h_z = 8,50 \text{ m}$

Typ technologie: Vrtané piloty

#### Materiál konstrukce

Objemová tíha  $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

#### Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku  $f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$   
Pevnost v tahu  $f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$   
Modul pružnosti  $E_{cm} = 30000,00 \text{ MPa}$   
Modul pružnosti ve smyku  $G = 12500,00 \text{ MPa}$

#### Ocel podélná : B500

Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

#### Ocel příčná : B500

Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,50	0,00 .. 8,50	Třída F5, konzistence tuhá	
2	4,50	8,50 .. 13,00	R5	
3	7,00	13,00 .. 20,00	R4	
4	-	20,00 .. ∞	R3	

#### Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$H_x$ [kN]	$H_y$ [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSÚ	Návrhové	3500,00	70,00	70,00	0,00	0,00
2	Ano		MSP	Užitné	2700,00	54,00	54,00	0,00	0,00

#### Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 5,00 m od původního terénu.

#### Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

!	Pouze pro nekomerční využití	!
3		

[GEOS - Pílota (studentická licence) | verze 5.2020.24.0 | hardwarový klíč 1673 / 1 | Dominika Šrámková | Copyright © 2020 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.fine.cz]



Dominika Šrámková

Diplomová práce  
Pilota 2

### Posouzení čís. 1

#### Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Součinitel únosnosti	$N_c = 24,85$
Součinitel únosnosti	$N_d = 13,94$
Součinitel únosnosti	$N_b = 10,10$
Součinitel únosnosti	$K_1 = 1,00$
Výpočtová únosnost na patě piloty	$R_{pd} = 2194,07 \text{ kPa}$
Plocha příčného řezu piloty	$A_p = 1,13E+00 \text{ m}^2$

Únosnost na plášti piloty:

Zkrácení účinné délky piloty  $L_p = 1,74 \text{ m}$

Hloubka [m]	Mocnost [m]	$\varphi_d$ [°]	$c_{ud}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma/R_2$ [-]	$f_s$ [kPa]	$R_{s1}$ [kN]
4,26	4,26	40,00	100,00	10,00	1,00	117,88	1722,17

#### Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledek

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 1. (MSÚ)

Posouzení tlačené piloty:

Únosnost piloty na plášti  $R_s = 1722,17 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě  $R_p = 2255,85 \text{ kN}$

Únosnost piloty  $R_c = 3978,02 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla  $V_d = 3500,00 \text{ kN}$

$R_c = 3978,02 \text{ kN} > 3500,00 \text{ kN} = V_d$

**Svislá únosnost piloty VYHOVUJE**

### Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	$E_s$ [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	0,00	0,00	15,60	91,00	48,00
2	0,00	4,50	4,50	32,41	131,00	94,00
3	4,50	6,00	1,50	82,42	169,00	139,00

Uvažovat zatížení : užité

Součinitel vlivu ochrany dřívku  $m_2 = 1,00$

Limitní sedání piloty  $s_{lim} = 25,0 \text{ mm}$

Regresní součinitel  $e = 1816,00$

Regresní součinitel  $f = 1155,00$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty  $R_{sy} = 1503,52 \text{ kN}$

Velikost napětí na patě při  $R_{sy}$   $q_0 = 1385,00 \text{ kPa}$

Průměrné plášťové tření  $q_s = 94,98 \text{ kPa}$

Průměrný sečnový modul deformace  $E_s = 44,91 \text{ MPa}$

Součinitel přenosu zatížení do paty  $\beta = 0,42$



Pouze pro nekomerční využití



4



Dominika Šrámková	Diplomová práce Pilota 2
-------------------	-----------------------------

Příčinkové součinitele sedání :  
Základní - závislý na poměru  $l/d$   $l_0 = 0,20$   
Součinitel vlivu tuhosti piloty  $R_k = 1,05$   
Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy  $R_h = 1,00$

#### Body zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
2,5	1290,63
5,0	1825,22
7,5	2235,43
10,0	2581,26
12,5	2854,43
15,0	3124,61
17,5	3394,80
20,0	3664,98
22,5	3935,16
25,0	4205,35

#### Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště tření  $R_{yu} = 2599,99$  kN  
Velikost sedání odpovídající síle  $R_{yu}$   $s_y = 10,1$  mm

Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :  
Únosnost paty  $R_{pu} = 2701,83$  kN  
Celková únosnost  $R_c = 4205,35$  kN

Pro zatížení  $Q = 2700,00$  kN je sednutí piloty 11,1 mm

Pilota 2 přenášející sílu 3,5 MN má průměr 1200 mm a délku 6 m. Únosnost piloty je 3,98 MN a sednutí piloty je 11,1 mm. Pilota vyhoví na mezní stav únosnosti i na mezní stav použitelnosti.





### 6.3 Pilota 2 zatížená tahovou silou

Pro ověření tahové únosnosti piloty 2 bylo použito stejné posouzení,. Rozdíl je v tom, že součinitel redukce pláště je 1,15 a ne 1,1, jako u tlačené piloty.

Dominika Šrámková	Diplomová práce Pilota 2 - tah
-------------------	-----------------------------------

#### Posouzení piloty

##### Vstupní data

###### Projekt

Akce : Diplomová práce  
Část : Pilota 2 - tah  
Vypracoval : Dominika Šrámková  
Datum : 24.05.2020

###### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

###### Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)  
Součinitele EN 1992-1-1 : Česká republika  
Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)  
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :  $\gamma_{M0} = 1,00$   
Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)  
Dílčí součinitel vlastností dřeva :  $\gamma_M = 1,30$   
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :  $k_{mod} = 0,50$   
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :  $k_{cr} = 0,67$

###### Piloty

Výpočet pro odvodněné podmínky : ČSN 73 1002  
Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)  
Vodorovná únosnost : pružný poloprostor  
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997  
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,15 [-]	

###### Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]
1	Třída F5, konzistence tuhá		19,00	16,00	20,00	0,40
2	R3		30,00	100,00	22,00	0,25
3	R4		27,50	30,00	21,00	0,30
4	R5		40,00	100,00	19,00	0,20

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

!	Pouze pro nekomerční využití	!
1		



Dominika Šrámková					Diplomová práce Pilota 2 - tah			
Číslo	Název	Vzorek	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$n$ [-]	
1	Třída F5, konzistence tuhá		8,00	-	21,00	-	-	
2	R3		-	50,00	22,00	-	-	
3	R4		-	40,00	21,00	-	-	
4	R5		-	100,00	20,00	-	-	

#### Parametry zemín

##### Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$   
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 19,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 16,00 \text{ kPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,40$   
 Edometrický modul :  $E_{oed} = 8,00 \text{ MPa}$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

##### R3

Objemová tíha :  $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$   
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 100,00 \text{ kPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,25$   
 Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 50,00 \text{ MPa}$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

##### R4

Objemová tíha :  $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$   
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 27,50^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,30$   
 Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 40,00 \text{ MPa}$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

##### R5

Objemová tíha :  $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$   
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 40,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 100,00 \text{ kPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,20$   
 Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 100,00 \text{ MPa}$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geometrie

Profil piloty: kruhová

##### Rozměry

Průměr  $d = 1,20 \text{ m}$

Délka  $l = 6,00 \text{ m}$

##### Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha  $A = 1,13E+00 \text{ m}^2$



Pouze pro nekomerční využití





Dominika Šrámková	Diplomová práce Pilota 2 - tah
-------------------	-----------------------------------

Moment setrvačnosti  $I = 1,02E-01 \text{ m}^4$

#### Umístění

Vysazení  $h = 0,00 \text{ m}$   
Hloubka upraveného terénu  $h_z = 8,50 \text{ m}$

Typ technologie: Vrtané piloty

#### Materiál konstrukce

Objemová tíha  $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

#### Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku  $f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$   
Pevnost v tahu  $f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$   
Modul pružnosti  $E_{cm} = 30000,00 \text{ MPa}$   
Modul pružnosti ve smyku  $G = 12500,00 \text{ MPa}$

#### Ocel podélná : B500

Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

#### Ocel příčná : B500

Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,50	0,00 .. 8,50	Třída F5, konzistence tuhá	
2	4,50	8,50 .. 13,00	R5	
3	7,00	13,00 .. 20,00	R4	
4	-	20,00 .. ∞	R3	

#### Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$H_x$ [kN]	$H_y$ [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSU	Návrhové	-900,00	18,00	18,00	0,00	0,00
2	Ano		MSP	Užitné	-450,00	9,00	9,00	0,00	0,00

#### Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 5,00 m od původního terénu.

#### Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení  
Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá  
Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

#### Posouzení čís. 1

Únosnost tažené piloty:



Pouze pro nekomerční využití





Dominika Šrámková	Diplomová práce Pilota 2 - tah
-------------------	-----------------------------------

Hloubka [m]	Mocnost [m]	$\varphi_d$ [°]	$c_{ud}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{R2}$ [-]	$f_s$ [kPa]	$R_{sl}$ [kN]
4,50	4,50	40,00	100,00	10,00	1,00	118,88	2016,75
6,00	1,50	27,50	30,00	11,00	1,00	57,72	326,40

#### Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 1. (MSÚ)

Posouzení tažené piloty:

Únosnost tažené piloty  $R_{sdt} = 2037,52$  kN

Vlastní hmotnost piloty  $w_p = 88,22$  kN

Extrémní tahová síla  $V_d = 811,78$  kN

$R_c = 2037,52$  kN >  $811,78$  kN =  $V_d$

**Únosnost tažené piloty VYHOVUJE**

#### Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	$E_s$ [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	0,00	0,00	15,60	91,00	48,00
2	0,00	4,50	4,50	32,41	131,00	94,00
3	4,50	6,00	1,50	82,42	169,00	139,00

Uvažovat zatížení : užité

Součinitel vlivu ochrany dřívku  $m_2 = 1,00$

Limitní sedání piloty  $s_{lim} = 25,0$  mm

Regresní součinitel  $e = 1816,00$

Regresní součinitel  $f = 1155,00$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty  $R_{sy} = 1503,52$  kN

Velikost napětí na patě při  $R_{sy}$   $q_0 = 1385,00$  kPa

Průměrné plášťové tření  $q_s = 94,96$  kPa

Průměrný sečnový modul deformace  $E_s = 44,91$  MPa

Součinitel přenosu zatížení do paty  $\beta = 0,42$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru  $l/d$   $l_0 = 0,20$

Součinitel vlivu tuhosti piloty  $R_k = 1,05$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy  $R_h = 1,00$

Body zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
2,5	1290,63
5,0	1825,22
7,5	2235,43



Pouze pro nekomerční využití



4



Dominika Šrámková

Diplomová práce  
Pilota 2 - tah

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
10,0	2581,28
12,5	2854,43
15,0	3124,61
17,5	3394,80
20,0	3664,98
22,5	3935,16
25,0	4205,35

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření  $R_{yu} = 2599,99$  kN  
Velikost sedání odpovídající síle  $R_{yu}$   $s_y = 10,1$  mm

Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :  
Únosnost paty  $R_{du} = 2701,83$  kN  
Celková únosnost  $R_c = 4205,35$  kN



Pouze pro nekomerční využití



5

[GE05 - Pilota (studentická licence) | verze 5.2020.24.0 | hardwarový klíč 1673 / 1 | Dominika Šrámková | Copyright © 2020 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.fine.cz]

Tahová únosnost piloty 2 je 2,04 MN. Pilota vyhoví i na tahovou únosnost.





## 6.4 Pilota zatížená návrhovou silou 16000 kN

Dominika Šrámková	Diplomová práce Pilota 3
-------------------	-----------------------------

### Posouzení piloty

#### Vstupní data

##### Projekt

Akce : Diplomová práce  
Část : Pilota 3  
Vypracoval : Dominika Šrámková  
Datum : 24.05.2020

##### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

##### Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)  
Součinitele EN 1992-1-1 : Česká republika  
Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)  
Dílní součinitel únosnosti ocelového průřezu :  $\gamma_{M0} = 1,00$   
Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)  
Dílní součinitel vlastností dřeva :  $\gamma_M = 1,30$   
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :  $k_{mod} = 0,50$   
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :  $k_{cr} = 0,67$

##### Piloty

Výpočet pro odvozené podmínky : ČSN 73 1002  
Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)  
Vodorovná únosnost : pružný poloprostor  
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997  
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,15 [-]	

##### Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]
1	Třída F5, konzistence tuhá		19,00	16,00	20,00	0,40
2	R3		30,00	100,00	22,00	0,25
3	R4		27,50	30,00	21,00	0,30
4	R5		40,00	100,00	19,00	0,20

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

!	Pouze pro nekomerční využití	!
1		



Dominika Šrámková	Diplomová práce Pílot 3
-------------------	----------------------------

Číslo	Název	Vzorek	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$n$ [-]
1	Třída F5, konzistence tuhá		8,00	-	21,00	-	-
2	R3		-	50,00	22,00	-	-
3	R4		-	40,00	21,00	-	-
4	R5		-	100,00	20,00	-	-

#### Parametry zemín

##### Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha :	$\gamma$ = 20,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$ = 19,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$ = 16,00 kPa
Poissonovo číslo :	$\nu$ = 0,40
Edometrický modul :	$E_{oed}$ = 8,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$ = 21,00 kN/m <sup>3</sup>

##### R3

Objemová tíha :	$\gamma$ = 22,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$ = 30,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$ = 100,00 kPa
Poissonovo číslo :	$\nu$ = 0,25
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$ = 50,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$ = 22,00 kN/m <sup>3</sup>

##### R4

Objemová tíha :	$\gamma$ = 21,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$ = 27,50 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$ = 30,00 kPa
Poissonovo číslo :	$\nu$ = 0,30
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$ = 40,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$ = 21,00 kN/m <sup>3</sup>

##### R5

Objemová tíha :	$\gamma$ = 19,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$ = 40,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$ = 100,00 kPa
Poissonovo číslo :	$\nu$ = 0,20
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$ = 100,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$ = 20,00 kN/m <sup>3</sup>

#### Geometrie

Profil piloty: kruhová

##### Rozměry

Průměr  $d$  = 1,50 m

Délka  $l$  = 13,00 m

##### Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha  $A$  = 1,77E+00 m<sup>2</sup>



Pouze pro nekomerční využití



2



Dominika Šrámková	Diplomová práce Pílota 3
-------------------	-----------------------------

Moment setrvačnosti  $I = 2,49E-01 \text{ m}^4$

#### Umístění

Vysazení  $h = 0,00 \text{ m}$

Hloubka upraveného terénu  $h_z = 8,50 \text{ m}$

Typ technologie: Vrtané piloty

#### Materiál konstrukce

Objemová tíha  $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

#### Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku  $f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu  $f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$

Modul pružnosti  $E_{cm} = 30000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku  $G = 12500,00 \text{ MPa}$

#### Ocel podélná : B500

Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

#### Ocel příčná : B500

Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8,50	0,00 .. 8,50	Třída F5, konzistence tuhá	
2	4,50	8,50 .. 13,00	R5	
3	7,00	13,00 .. 20,00	R4	
4	-	20,00 .. ∞	R3	

#### Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$H_x$ [kN]	$H_y$ [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSÚ	Návrhové	16000,00	320,00	320,00	0,00	0,00
2	Ano		MSP	Užitné	11850,00	240,00	240,00	0,00	0,00

#### Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 5,00 m od původního terénu.

#### Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat



Pouze pro nekomerční využití



3





Dominika Šrámková

Diplomová práce  
Pilota 3

### Posouzení čís. 1

#### Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Součinitel únosnosti  $N_c = 30,14$   
 Součinitel únosnosti  $N_d = 18,40$   
 Součinitel únosnosti  $N_b = 15,07$   
 Součinitel únosnosti  $K_1 = 1,00$   
 Výpočtová únosnost na patě piloty  $R_{bd} = 7575,93 \text{ kPa}$   
 Plocha příčného řezu piloty  $A_p = 1,77E+00 \text{ m}^2$

Únosnost na plášti piloty:

Zkrácení účinné délky piloty  $L_p = 2,61 \text{ m}$

Hloubka [m]	Mocnost [m]	$\varphi_d$ [°]	$c_{ud}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{R2}$ [-]	$f_s$ [kPa]	$R_{s1}$ [kN]
4,50	4,50	40,00	100,00	10,00	1,00	118,88	2291,76
10,39	5,89	27,50	30,00	11,00	1,00	70,28	1772,20

#### Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledek

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 1. (MSÚ)

Posouzení tlačené piloty:

Únosnost piloty na plášti  $R_s = 4063,95 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě  $R_p = 12170,70 \text{ kN}$

Únosnost piloty  $R_c = 16234,66 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla  $V_d = 16000,00 \text{ kN}$

$R_c = 16234,66 \text{ kN} > 16000,00 \text{ kN} = V_d$

**Svislá únosnost piloty VYHOVUJE**

### Posouzení čís. 1

#### Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	$E_s$ [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	0,00	0,00	15,30	91,00	48,00
2	0,00	4,50	4,50	31,75	131,00	94,00
3	4,50	11,50	7,00	114,96	169,00	139,00
4	11,50	13,00	1,50	180,00	246,00	225,00

Uvažovat zatížení : užité

Součinitel vlivu ochrany dřívku  $m_2 = 1,00$

Limitní sedání piloty  $s_{lim} = 25,0 \text{ mm}$

Regresní součinitel  $e = 2840,00$

Regresní součinitel  $f = 1298,00$

#### Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty  $R_{sy} = 5395,76 \text{ kN}$

Velikost napětí na patě při  $R_{sy}$   $q_0 = 2690,23 \text{ kPa}$

Průměrné plášťové tření  $q_s = 125,83 \text{ kPa}$



Pouze pro nekomerční využití



4



Dominika Šrámková	Diplomová práce Pilota 3
-------------------	-----------------------------

Průměrný sečnový modul deformace  $E_s = 93,66 \text{ MPa}$   
 Součinitel přenosu zatížení do paty  $\beta = 0,38$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru  $l/d$   $l_0 = 0,16$   
 Součinitel vlivu tuhosti piloty  $R_k = 1,17$   
 Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy  $R_n = 1,00$

#### Body zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
2,5	4008,93
5,0	5689,48
7,5	6943,66
10,0	8017,85
12,5	8909,72
15,0	9612,51
17,5	10315,30
20,0	11018,09
22,5	11720,89
25,0	12423,68

#### Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště tření  $R_{yu} = 8723,58 \text{ kN}$   
 Velikost sedání odpovídající síle  $R_{yu}$   $s_y = 11,8 \text{ mm}$

Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :

Únosnost paty  $R_{bu} = 7027,92 \text{ kN}$   
 Celková únosnost  $R_c = 12423,68 \text{ kN}$

Pro zatížení  $Q = 11850,00 \text{ kN}$  je sednutí piloty 23,0 mm

Pilota 3 přenášející sílu 16 MN má průměr 1500 mm a délku 13 m. Únosnost piloty je 16,23 MN a sednutí piloty je 23 mm. Pilota vyhoví na mezní stav únosnosti i na mezní stav použitelnosti.



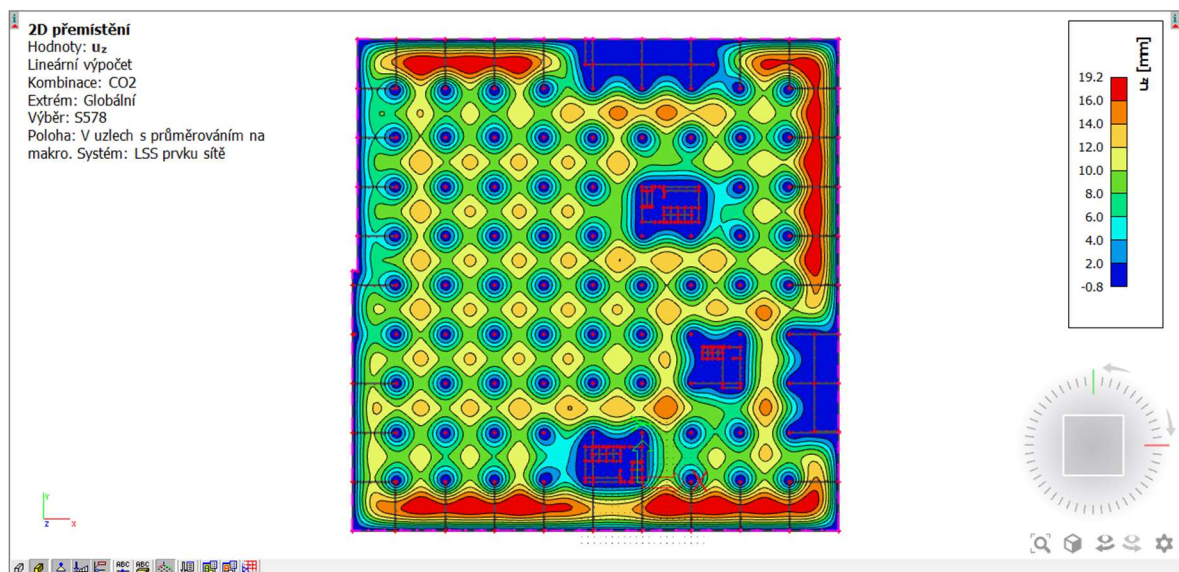
## 7 Návrh a posouzení základové desky

Základová deska tvoří konstrukci bílé vany. Její minimální tloušťka je stejná jako tloušťka obvodových stěn, tedy 300 mm. Pro návrh desky byly použity výpočty z programu SCIA Engineer. Pilotové základy byly nahrazeny kloubovými podporami.

Pro návrh bílé vany byla použita Technická pravidla ČBS 02. Jedná se o třídu tlaku vody  $W_1$ , kde tlaková voda dosahuje do výšky 3,5 m od základové spáry. Třída požadavků je  $A_2$ , protože se v prostorách podzemních podlaží nachází prostory garáže a prostory s domovní technikou. Na základě předchozích dvou kategorií je určeno, že se jedná o konstrukční třídu  $Kon_2$ . Maximální dovolená šířka trhliny je 0,25 mm. Krycí vrstva základové desky je 40 mm v kontaktu s exteriérem a 25 mm v kontaktu s interiérem.

### 7.1 Průhyb základové desky

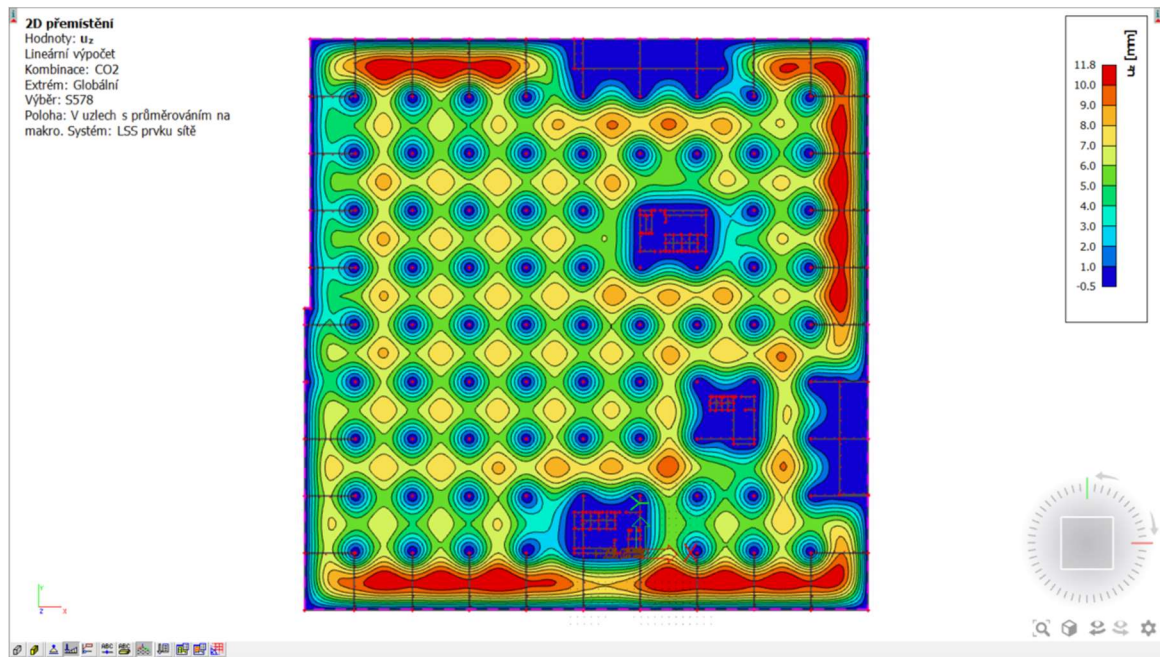
Desku ověříme na průhyb od vztlakové vody, která sahá do výšky 3,5 m od základové spáry, tedy na desku zesponu působí  $35 \text{ kN/m}^2$ . Limitní průhyb pro tuto konstrukci je omezen na  $\min\left(\frac{l}{250}, 15 \text{ mm}\right) = \min\left(\frac{8100}{250}, 15 \text{ mm}\right) = \min(32,4; 15) = 15 \text{ mm}$ . Průhyb je spočítán z kombinace, kde působí vlastní tíha konstrukce s koeficientem  $\gamma_G = 1,0$  a vztlaková voda s koeficientem  $\gamma_w = 1,3$ , jelikož se počítá s rezervou, při kolísání hladiny podzemní vody. Užité zatížení v garážovém prostoru má koeficient  $\gamma_Q = 0$ .



Obrázek 86 - Průhyb desky tl. 300 mm



Deska nevyhoví limitnímu průhybu, protože průhyb desky dosahuje 19,2 mm. Desku je nutno zesílit na 350 mm.



Obrázek 87 - Průhyb desky tl. 350 mm

Průhyb v tomto případě splnil podmínky. Maximální průhyb je 11,8 mm a to je menší než 15 mm. Deska tloušťky 350 mm na průhyb vyhoví.

## 7.2 Protlačení základové desky

Základová deska je posouzena na protlačení. Deska je posouzena jako stropní deska, akorát vzhůru nohama. Pro výpočet posouvací síly je uvažováno zatížení od tlaku podzemní vody, opačně působící zatížení stálé (vlastní tíha desky a ostatní stálé) a užité. Výsledné zatížení vynásobíme zatěžovací plochou sloupu. Pro posouzení je použit nejmenší sloup 2. PP o rozměrech 250x250, který na protlačení vychází nejhůře. Výpočet je proveden v programu EC FIN.

Po výpočtu deska na protlačení nevyhověla. Bylo tedy nutné optimalizovat rozměry konstrukcí. Tloušťka desky byla zvýšena na 500 mm a rozměry malých sloupů ve 2. PP na 300x300 mm. Pro ověření protlačení je použita posouvací síla  $V_{Ed,max} = 1746,87$  kN, získaná výpočtem popsáním výše. V Programu EC FIN byla navržena i smyková výztuž desky.





Základová deska  
Sloup 300x300

## Projekt

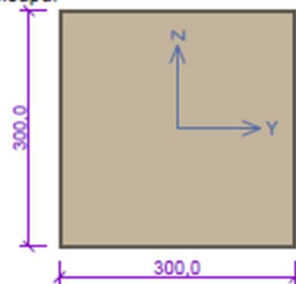
Ákce : Základová deska  
Část : Sloup 300x300  
Datum : 04.05.2020

## Norma

Norma EN 1992-1-1/Česko.

## Geometrie

Detail - vnitřní sloup  
Průřez sloupu:



Tloušťka desky  $h_s = 500,0$  mm

Rozměry průřezu	
výška průřezu	$h = 300,0$ mm
šířka průřezu	$b = 300,0$ mm

## Materiály

Beton : C 30/37  
 $f_{ck} = 30,0$ MPa

Podélná výztuž : B500  
 $f_{yk} = 500,0$ MPa

Třmínky : B500  
 $f_{yk} = 500,0$ MPa

## Zatížení

Posouvající síla  $V_{Ed} = 1746,87$  kN  
Ohybový moment okolo osy x  $M_{Ed,x} = 150,00$  kNm  
Ohybový moment okolo osy y  $M_{Ed,y} = 150,00$  kNm  
Normálová síla v desce  $N_{Ed,x} = 0,00$  kN působící na šířce 1,000m  
Normálová síla v desce  $N_{Ed,y} = 0,00$  kN působící na šířce 1,000m

## Vyztužení

Výztuž desky ve směru osy x:  $6 \times \varnothing 18,0$ mm/m, krytí 40,0 mm  
Výztuž desky ve směru osy y:  $6 \times \varnothing 18,0$ mm/m, krytí 58,0 mm

## Smyková výztuž

Soustředné třmínky

řada	počet	průměr [mm]	vzd. od sloupu [m]
1	24	8	0,15
2	26	8	0,4



Pouze pro nekomerční využití



1



Základová deska Sloup 300x300			
řada	počet	průměr [mm]	vzd. od sloupu [m]
3	26	8	0,65
4	8	8	0,9

### Tabulka kontrolovaných obvodů

vzd. od sloupu [m]	obvod [m]	$v_{Ed}$ [MPa]	$v_{Rd}$ [MPa]	Výsledek
0	1,2	3,788	4,224	Vyhovuje
0,884	6,754	0,673	0,674	Vyhovuje
1,768	12,31	0,369	0,438	Vyhovuje

### Podrobné posouzení

Efektivní tloušťka desky:

$$d_x = h - c_x - 0,5 \times \varnothing_s = 500 - 40 - 0,5 \times 18 = 451 \text{ mm}$$

$$d_y = h - c_y - 0,5 \times \varnothing_s = 500 - 58 - 0,5 \times 18 = 433 \text{ mm}$$

$$d = 0,5 \times (d_x + d_y) = 0,5 \times (451 + 433) = 442 \text{ mm}$$

Součinitel  $\beta$ :

$$\beta = 1,15$$

Maximální únosnost na obvodu sloupu  $v_{Rd,max}$ :

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

$$v_{Rd,max} = 0,4 \times v \times f_{cd} = 0,4 \times 0,528 \times 20 = 4,224 \text{ MPa}$$

Smykové napětí na obvodu sloupu  $v_{Ed,max}$ :

$$v_{Ed,max} = \beta \times V_{Ed} / (u_0 \times d) = 1,15 \times 1\,747 / (1,2 \times 442) = 3,788 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,max} \leq v_{Rd,max} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Únosnost betonu  $v_{Rd,c}$  ( $d = 442 \text{ mm}$ ):

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = \min(1 + \sqrt{(200 / d)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200 / 442)}; 2) = \min(1,673; 2) = 1,673$$

$$A_{sx} = 6 \times \pi \times \varnothing_s^2 / 4 = 6 \times 3,142 \times 18^2 / 4 = 1\,527 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{ix} = A_{sx} / (1\,000 \times d) = 1\,527 / (1\,000 \times 442) = 0,00345$$

$$A_{sy} = 6 \times \pi \times \varnothing_s^2 / 4 = 6 \times 3,142 \times 18^2 / 4 = 1\,527 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{iy} = A_{sy} / (1\,000 \times d) = 1\,527 / (1\,000 \times 442) = 0,00345$$

$$\rho_l = \sqrt{(\rho_{ix} \times \rho_{iy})} = \sqrt{(0,00345 \times 0,00345)} = 0,00345$$

$$v_{min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 1,673^{1,5} \times \sqrt{30} = 0,415 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \times k \times \sqrt[3]{(100 \times \rho_l \times f_{ck})}; v_{min}) = \max(0,12 \times 1,673 \times \sqrt[3]{(100 \times 0,00345 \times 30)}; 0,415) = \max(0,438; 0,415) = 0,438 \text{ MPa}$$

Délka kontrolovaného obvodu, ve kterém je splněna podmínka  $v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$ :

$$u_{out} = \beta \times V_{Ed} / (v_{Rd,c} \times d) = 1,15 \times 1\,747 / (0,438 \times 442) = 10,39 \text{ m}$$

tento obvod leží ve vzdálenosti 1,462 m od okraje sloupu

Posouzení obvodu č. 1 ve vzdálenosti 0,884 m od okraje sloupu

Smykové napětí od zatížení

$$v_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_1 \times d) = 1,15 \times 1\,747 / (6,754 \times 442) = 0,673 \text{ MPa}$$

Únosnost obvodu s výztuží

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ MPa}$$

$$f_{ywd,eff} = \min(250 + 250 \times d; f_{yd}) = \min(250 + 250 \times 0,442; 434,8) = \min(360,5; 434,8) = 360,5 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,cs} = \min(0,75 \times v_{Rd,c} + 0,75 \times (A_{sw1} + A_{sw2} + A_{sw3}) \times f_{ywd,eff} \times 1 / (u \times d); k_{max} \times v_{Rd,c}) = \min(0,75 \times 0,438 + 0,75 \times (1\,206 + 1\,307 + 1\,307) \times 360,5 \times 1 / (6\,754 \times 442); 1,6 \times 0,438) = \min(0,674; 0,7) = 0,674 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení obvodu č. 2 ve vzdálenosti 1,768 m od okraje sloupu



Pouze pro nekomerční využití



2

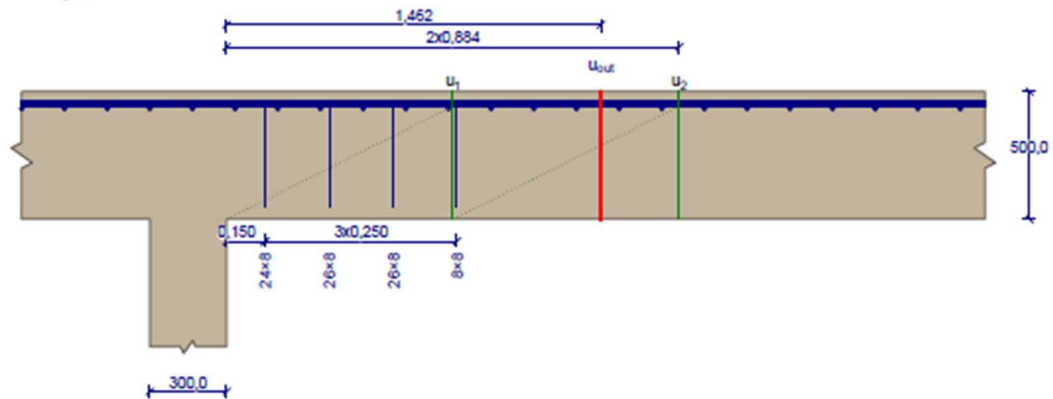


Základová deska  
Sloup 300x300

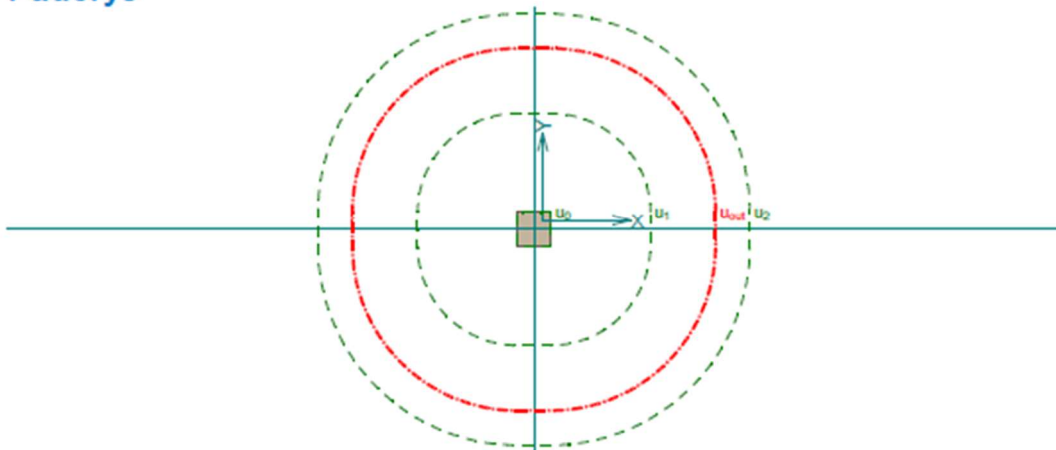
Smykové napětí od zatížení  
 $v_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_2 \times d) = 1,15 \times 1747 / (12,31 \times 442) = 0,369 \text{ MPa}$   
 $v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$

Únosnost desky na protlačení vyhovuje

## Nárys



## Půdorys



! Pouze pro nekomerční využití !

[FIN EC - Profak (studentká licence)] verze 11.2020.8.0 | hardwarový klíč 1673 / 1 | Dominika Šrámková | Copyright © 2020 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.fine.cz

Nyní máme desku tloušťky 500 mm. Samotná deska na smykovou únosnost nevyhoví, a proto je nutno navrhnout smykovou výztuž. Smykovou výztuž tvoří třmínky profilu 8 mm. Třmínky tvoří čtyři řady z každé strany sloupu s roztečí 250 mm.



### 7.3 Návrh výztuže na omezení trhlin

Nejdříve je posouzeno vynucené namáhání základové desky. Deska je uložena na 2xPE folii, je tedy uvažováno kluzné uložení desky a součinitel  $\mu = 0,8$ . Délka posunu desky je uvažovaná jako 25 m, neboť předpokládáme, že pracovní záběry jsou po 25 m. Uvažované zatížení působící na desku v tomto posudku je zatížení od vody  $35 \text{ kN/m}^2$  a od něj je odečtena vlastní tíha základové desky, která působí opačným směrem  $0,5 \cdot 25 = 12,5 \text{ kN/m}^2$ . Výsledné zatížení působící na plochu je tedy  $22,5 \text{ kN/m}^2$  užité zatížení podloží je zde zanedbáno. Pro výpočet je použit Excel firmy HSD statika [40].

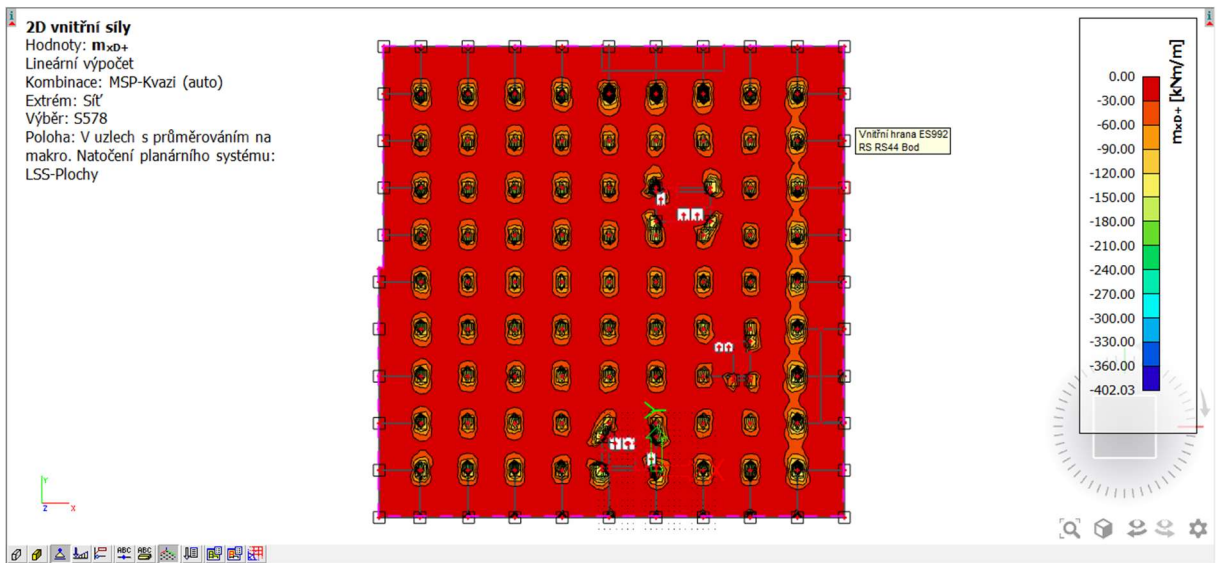
HSD statika, s.r.o. Šaldova 466/34, 186 00 Praha 8 - Karlín, tel: 222 314 789, e-mail: hsd@hdsstatika.cz	
<b>Výpočet šířky trhlin od vynuceného tahového přetvoření pro kluzné přetvoření a pro 90-ti denní beton</b>	
Podle normy: ČSN EN 1992-1-1 a ČBS: Bílé vany - sbírka přednášek (2007)	Datum: 24.05.2020
Prvek: Základová deska - základní výztuž v poli	Vypracoval: Dominika Šrámková
<b>Rozměry</b>	
Délka posunu desky (od volného okraje k neposuvné části)	$l = 25 \text{ m}$
Tloušťka desky	$h = 500 \text{ mm}$
Šířka desky	$b = 1000 \text{ mm}$
Tloušťka krycí vrstvy u horního povrchu	$c = 25 \text{ mm}$
Tloušťka krycí vrstvy u dolního povrchu	$c = 40 \text{ mm}$
Účinná výška průřezu pro horní povrch	$d = 465 \text{ mm}$
Účinná výška průřezu pro dolní povrch	$d = 450 \text{ mm}$
Zatížení desky	$f_k = 22,5 \text{ kN/m}^2$
Součinitel tření pod deskou	$\eta = 0,8$
<b>Materiály</b>	
Beton	C30/37
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
Redukce pevnosti betonu v tahu	0,5
Průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávané	$f_{ct,eff} = 1,45 \text{ MPa}$
Účinná tažená plocha betonu	$A_s = 4189 \text{ mm}^2$
Plocha betonu v tažené oblasti betonu	$A_c = 500000 \text{ mm}^2$
Tažená výztuž u horního povrchu	$\emptyset 20 / 150$
Tažená výztuž u dolního povrchu	$\emptyset 20 / 150$
Tažená plocha výztuže u horního povrchu	$A_{st} = 2094 \text{ mm}^2$
Tažená plocha výztuže u dolního povrchu	$A_{sb} = 2094 \text{ mm}^2$
Modul pružnosti oceli	$E_s = 200000 \text{ MPa}$
<b>Napětí betonu v tahu</b>	
Napětí ve spáře	$\sigma_o = 35,000 \text{ MPa}$
Návrhová hodnota tahové síly v betonu	$F_{ct,d} = 700,0 \text{ kN}$
Tahová síla při vzniku trhlin	$F_{cr} = 623,5 \text{ kN}$
<b>Trhliny vzniknou</b>	
<b>Napětí v tahové výztuži</b>	
Napětí v tažené výztuži	$\sigma_s = 148,8 \text{ MPa}$
	$k_c = 1,0$
	$k = 0,86$
<b>Šířka trhlin</b>	
Výška účinné plochy taženého betonu u horního povrchu	$h_{ct,eff} = 87,5 \text{ mm}$
Účinná plocha betonu obklopující výztuž u horního povrchu	$A_{ct,eff} = 87500 \text{ mm}^2$
Výška účinné plochy taženého betonu u dolního povrchu	$h_{cb,eff} = 125,0 \text{ mm}$
Účinná plocha betonu obklopující výztuž u dolního povrchu	$A_{cb,eff} = 125000 \text{ mm}^2$
Účinná plocha betonu obklopující výztuž	$A_{c,eff} = 212500 \text{ mm}^2$
Účinný stupeň vyztužení efektivní tažené oblasti betonu	$\rho_{p,eff} = 0,01971$
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = 425,7 \text{ mm}$
	$k_1 = 0,8$
	$k_2 = 1,0$
	$k_3 = 2,5$
	$k_4 = 0,425$
	$\alpha_e = 6,061$
Poměr modulů pružnosti	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000497$
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	
Součinitel závisící na době trvání zatížení	$k_t = 0,6$
Charakteristická šířka trhliny	$w_k = 0,212 \text{ mm}$
autor excelu: ing. Karel Mareš (e-mail: mares.cz@seznam.cz, tel: 723 763 009) - 02/2018	



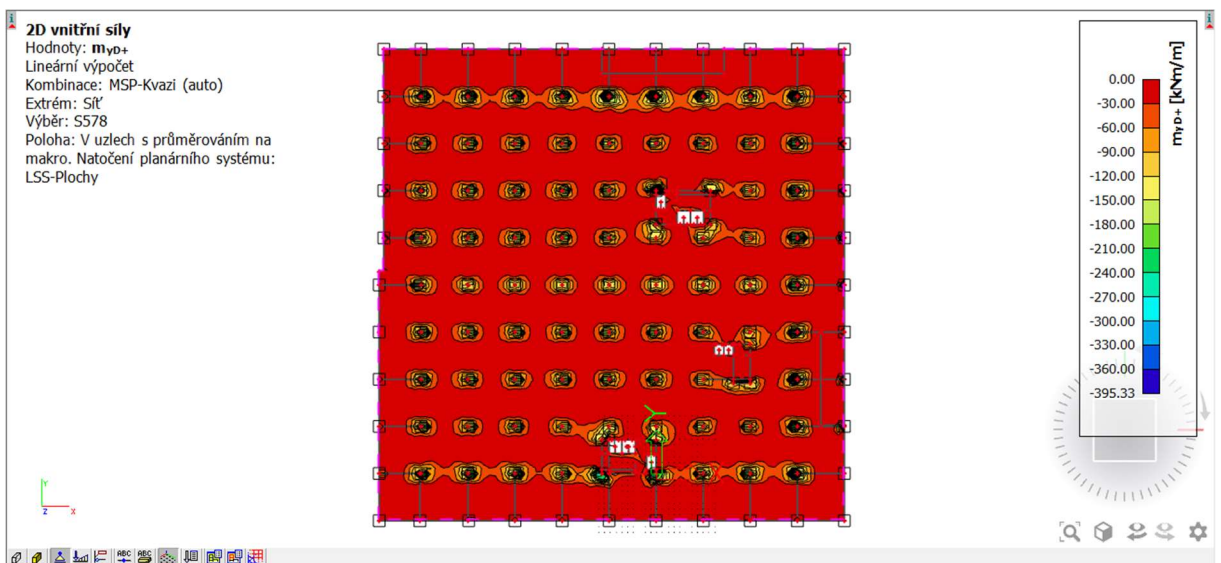


Základová deska nevyhověla na minimální doporučenou výztuž podle TP ČBS 02 a to  $\varnothing 12 / 150$  mm. **Bylo nutno zvětšit profil výztuže na 20 mm a zmenšit rozteč prutů na 125 mm.** Pak šířka trhliny je 0,212 mm a to je menší než maximální přípustná šířka trhliny 0,25 mm.

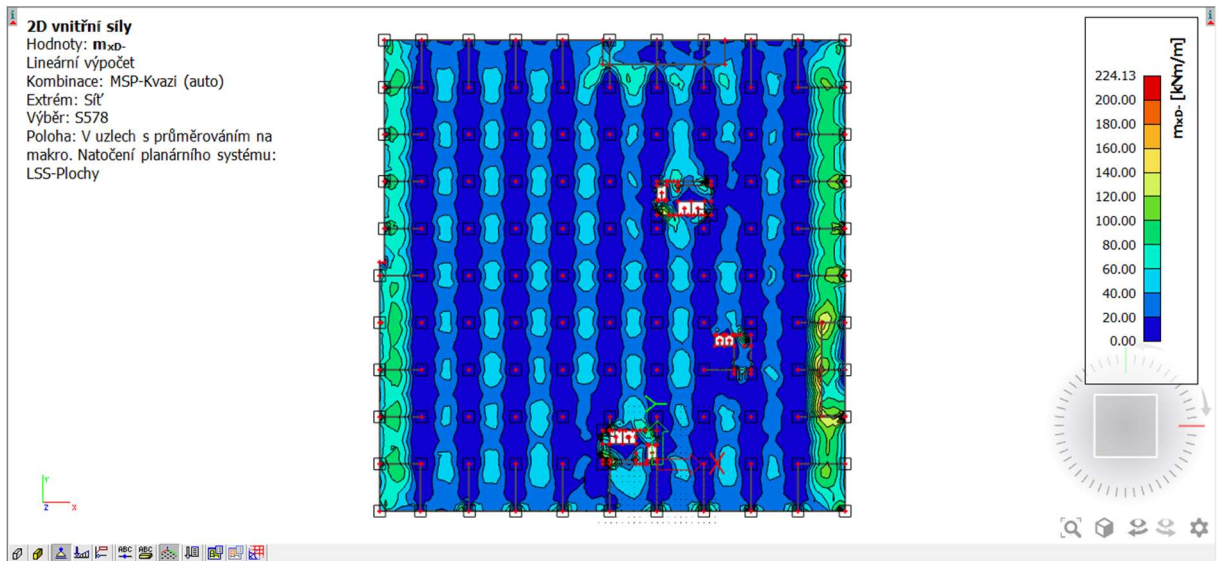
Nyní je ověřena šířka trhliny, která vznikne od zatížení. Výztuž byla navržena a posouzena na maximální moment od kvazistálé kombinace zatížení.



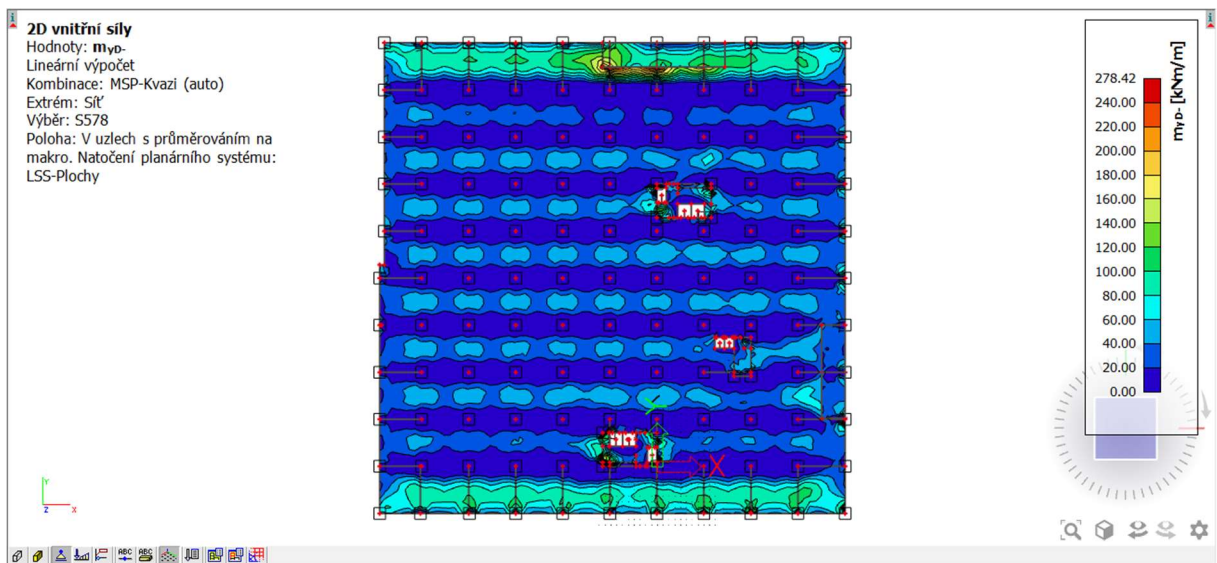
Obrázek 88 - Záporné momenty  $m_x$  od kvazistálé kombinace



Obrázek 89 - Záporné momenty  $m_y$  od kvazistálé kombinace




Obrázek 90 - Kladné momenty  $m_x$  od kvazistálé kombinace



Obrázek 91 - Kladné momenty  $m_y$  od kvazistálé kombinace


Pro posouzení vzniku trhliny byly použity maximální momenty nad podporou. Pro směr X je to moment 402,00 kNm a pro směr Y je to 395,22 kNm. Pro výpočet je použit Excel firmy HSD statika [40].



 <b>HSD statika, s.r.o.</b> <small>Šaldova 466/34, 186 00 Praha 8 - Karlín, tel: 222 314 789, e-mail: hsd@hsdstatika.cz</small>		Nástroj
<b>Výpočet šířky trhliny od zatížení: Ohybový moment</b>		
Podle normy: ČSN EN 1992-1-1:2006		Datum: 24.05.2020
Prvek: Základová deska - výztuž v místě podpory	Vypracoval: Dominika Šrámková	
<b>Rozměry</b>		
Tloušťka desky	$h =$	500 mm
Šířka desky	$b =$	1000 mm
Tloušťka krycí vrstvy v tažené oblasti	$c =$	25 mm
Tloušťka krycí vrstvy v tlačené oblasti	$c' =$	40 mm
Účinná výška průřezu	$d =$	465 mm
Vzdálenost těžiště plochy tlakové výztuže od tlačného okraje průřezu	$d' =$	50 mm
<b>Materiály</b>		
Beton		C30/37
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	33000 MPa
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,9 MPa
Redukce pevnosti betonu v tahu		1
Průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v době vzniku trhlin	$f_{ct,ef} =$	2,9 MPa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200000 MPa
Tahová výztuž		Ø 20 / 100
Tahová výztuž - příložky	Ne	
Tlaková výztuž		Ø 20 / 100
Tlaková výztuž - příložky	Ne	
Plocha tahové výztuže	$A_{st} =$	3142 mm <sup>2</sup>
Plocha tlakové výztuže	$A_{sc} =$	3142 mm <sup>2</sup>
Poměr modulů pružnosti	$\alpha_e =$	6,061
<b>Účinky zatížení - stálé + dlouhodobé</b>		
Ohybový moment	$M =$	402 kNm
<b>Kontrola vzniku trhlin</b>		
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačného okraje	$a_{gr} =$	250,5 mm
Moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti	$I_I =$	12058235239 mm <sup>4</sup>
Tahové napětí v betonu na nejvíce taženém okraji průřezu	$\sigma_c =$	8,32 MPa
<b>Trhliny vzniknou</b>		
<b>Napětí v tahové výztuži</b>		
Poloha neutrální osy s trhlinou	$x_N =$	108,3 mm
Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou	$I_N =$	2910674878 mm <sup>4</sup>
Napětí v tahové výztuži	$\sigma_s =$	299 MPa
<b>Šířka trhlin</b>		
výška účinné plochy taženého betonu	$h_{c,ef} =$	87,5 mm
plocha betonu obklopující taženou výztuž	$A_{c,ef} =$	87500 mm <sup>2</sup>
účinný stupeň vyztužení efektivní tažené oblasti betonu	$\rho_{p,ef} =$	0,03590
maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} =$	179,7 mm
	$k_1 = 0,8$	$k_3 = 3,4$
	$k_2 = 0,5$	$k_4 = 0,425$
rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} =$	0,0012962
součinitel závisející na době trvání zatížení	$k_t =$	0,4
charakteristická šířka trhliny	$w_k =$	<b>0,233 mm</b>
<small>autor excelu: Ing. Karel Mareš (e-mail: mares.cz@seznam.cz, tel: 723 763 009) - 07/2018</small>		





 <b>HSD statika, s.r.o.</b> <small>Šaldova 466/34, 186 00 Praha 8 - Karlín, tel: 222 314 789, e-mail: hsd@hsdstatika.cz</small>	
<b>Výpočet šířky trhliny od zatížení: Ohybový moment</b>	
Podle normy: ČSN EN 1992-1-1:2006	Datum: 24.05.2020
Prvek: Základová deska - výztuž v místě podpory	Vypracoval: Dominika Šrámková
<b>Rozměry</b>	
Tloušťka desky	$h = 500$ mm
Šířka desky	$b = 1000$ mm
Tloušťka krycí vrstvy v tažené oblasti	$c = 25$ mm
Tloušťka krycí vrstvy v tlačené oblasti	$c' = 40$ mm
Účinná výška průřezu	$d = 465$ mm
Vzdálenost těžiště plochy tlakové výztuže od tlačného okraje průřezu	$d' = 50$ mm
<b>Materiály</b>	
Beton	C30/37
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} = 33000$ MPa
Pevnost betonu v tahu	$f_{cm} = 2,9$ MPa
Redukce pevnosti betonu v tahu	1
Průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v době vzniku trhlin	$f_{ct,eff} = 2,9$ MPa
Modul pružnosti oceli	$E_s = 200000$ MPa
Tahová výztuž	Ø 20 / 100
Tahová výztuž - příločky	Ne
Tlaková výztuž	Ø 20 / 100
Tlaková výztuž - příločky	Ne
Plocha tahové výztuže	$A_{st} = 3142$ mm <sup>2</sup>
Plocha tlakové výztuže	$A_{sc} = 3142$ mm <sup>2</sup>
Poměr modulů pružnosti	$\alpha_e = 6,061$
<b>Účinky zatížení - stálé + dlouhodobé</b>	
Ohybový moment	$M = 395,33$ kNm
<b>Kontrola vzniku trhlin</b>	
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačného okraje	$a_{gl} = 250,5$ mm
Moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti	$I_I = 12058235239$ mm <sup>3</sup>
Tahové napětí v betonu na nejvíce taženém okraji průřezu	$\sigma_c = 8,18$ MPa
<b>Trhliny vzniknou</b>	
<b>Napětí v tahové výztuži</b>	
Poloha neutrální osy s trhlinou	$x_{tr} = 108,3$ mm
Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou	$I_{tr} = 2910674878$ mm <sup>3</sup>
Napětí v tahové výztuži	$\sigma_s = 294$ MPa
<b>Šířka trhlin</b>	
výška účinné plochy taženého betonu	$h_{c,eff} = 87,5$ mm
plocha betonu obklopující taženou výztuž	$A_{c,eff} = 87500$ mm <sup>2</sup>
účinný stupeň vyztužení efektivní tažené oblasti betonu	$\rho_{p,eff} = 0,03590$
maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} = 179,7$ mm
$k_1 = 0,8$	$k_3 = 3,4$
$k_2 = 0,5$	$k_4 = 0,425$
rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,0012714$
součinitel závisící na době trvání zatížení	$k_t = 0,4$
charakteristická šířka trhliny	<b><math>w_k = 0,228</math> mm</b>
<small>autor excelu: Ing. Karel Mareš (e-mail: mares.cz@seznam.cz, tel: 723 763 009) - 07/2018</small>	

Původně navržená výztuž Ø 20 / 125 nevyhoví na šířku trhliny, která vzniká od zatížení, bylo nutné zvětšit plochu výztuže. **Nově navržená výztuž je Ø 20 / 100 mm** je použita v obou směrech při obou površích.

## 7.4 Posouzení výztuže desky na MSÚ

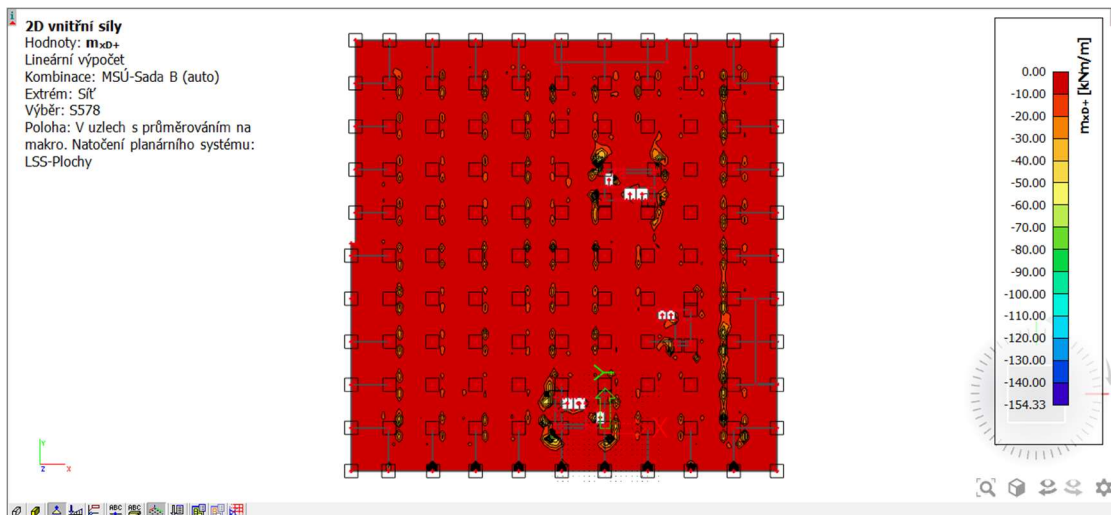
Navržená výztuže je posouzena, zda vyhoví meznímu stavu použitelnosti pro maximální momenty  $m_x$  a  $m_y$  nad podporami.



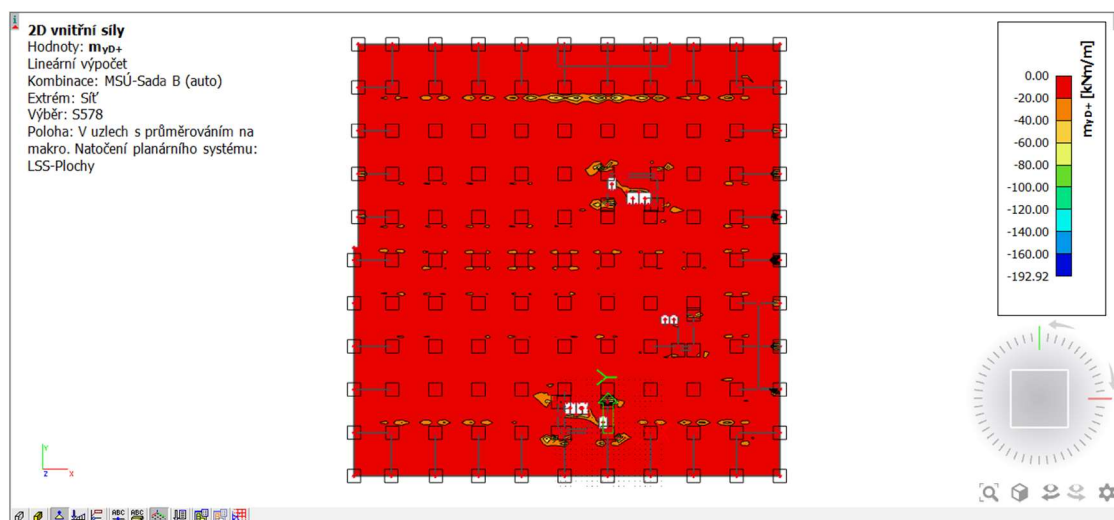
Tabulka 21 - Vlastnosti materiálů

C 30/37	$f_{ck}$	30 MPa
	$f_{cd}$	20 MPa
	$f_{ctm}$	2,9 MPa
B500B	$f_{yk}$	500 MPa
	$f_{yd}$	434,8 MPa

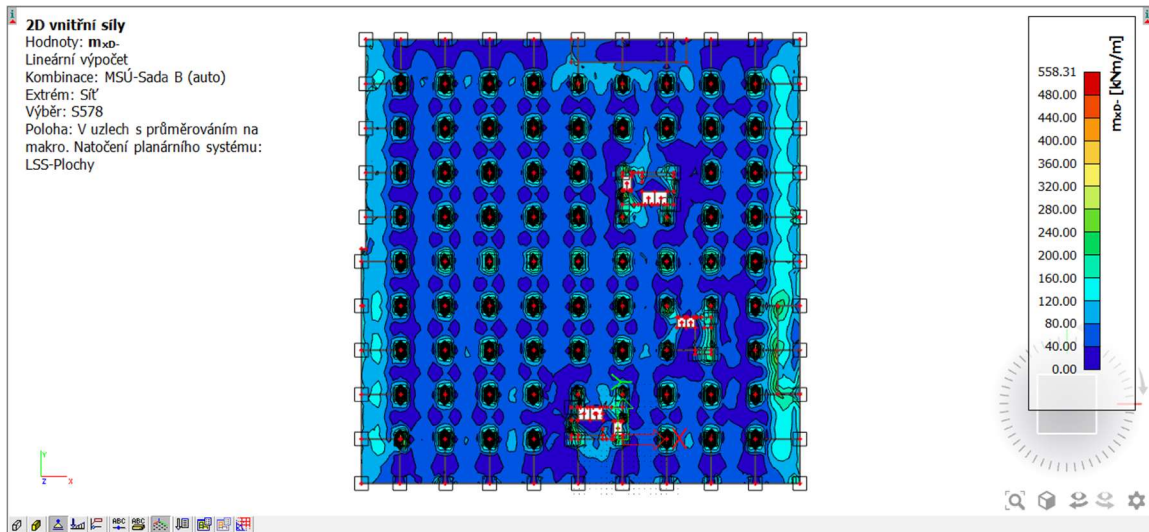
- tloušťka desky  $h = 500$  mm
- šířka  $b = 1000$  mm
- krycí vrstva  $c = 40$  mm
- profil výztuže  $\varnothing = 20$  mm
- plocha výztuže  $a_{s,prov} = 3142$  mm<sup>2</sup>



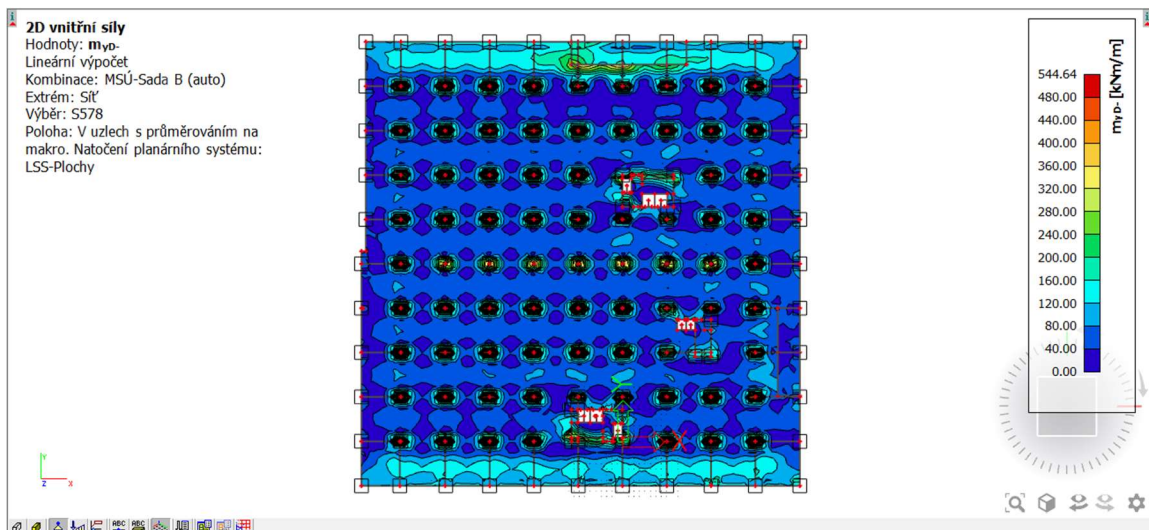
Obrázek 92 - Záporné momenty  $m_x$  od kombinace zatížení pro MSÚ



Obrázek 93 - Záporné momenty  $m_y$  od kombinace zatížení pro MSÚ



Obrázek 94 - Kladné momenty  $m_x$  od kombinace zatížení pro MSÚ



Obrázek 95 - Kladné momenty  $m_y$  od kombinace zatížení pro MSÚ

#### 7.4.1 Posouzení pro výztuž ve směru X, kde je výztuž blíže k povrchu:

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} = 500 - 40 - 10 = 450 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{3142 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 80,36 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 450 - 0,4 \cdot 80,36 = 421,87 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 3142 \cdot 435 \cdot 421,87 \cdot 10^{-6} = 576,32 \text{ mm}^2$$



$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{80,36}{450} = 0,179 [-]$$

$$m_{Rd} = 576,32 \text{ kNm} \geq m_{Ed} = 558,31 \text{ kNm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\xi = 0,179 \leq \xi_{max} = 0,45 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

**Navržená výztuž je dostatečně únosná.**

#### **7.4.2 Posouzení pro výztuž ve směru Y, kde je výztuž dále od povrchu:**

$$d = h - c - \phi - \frac{\phi}{2} = 500 - 40 - 20 - 10 = 430 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{3142 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 80,36 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 430 - 0,4 \cdot 80,36 = 401,87 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 2094 \cdot 435 \cdot 401,87 \cdot 10^{-6} = 549,00 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{80,36}{430} = 0,187 [-]$$

$$m_{Rd} = 549,00 \text{ kNm} \geq m_{Ed} = 544,64 \text{ kNm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\xi = 0,187 \leq \xi_{max} = 0,45 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

**Navržená výztuž je dostatečně únosná.** Je nutné dodržet směr kladení výztuže. Horní výztuž základové desky ve směru X je kladena blíže k povrchu a dolní výztuž ve směru X je dále od dolního povrchu.



## 7.5 Konstrukční zásady

Minimální plocha výztuže:

$$\begin{aligned} a_{s,min} &= \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d_{max}; 0,0013 \cdot b \cdot d_{max} \right\} \\ &= \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 465; 0,0013 \cdot 1000 \cdot 465 \right\} \\ &= \max \{ 701,2; 604,5 \} = 701,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$a_{s,min} = 701,2 \text{ mm}^2 \leq a_{s,prov} = 3142 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Maximální plocha výztuže:

$$a_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 1000 \cdot 500 = 20000 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,max} = 20000 \text{ mm}^2 \geq a_{s,prov} = 3142 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Maximální osová vzdálenost výztuže:

$$s \leq \min \{ 2h; 250 \} = \min \{ 2 \cdot 500; 250 \} = \min \{ 1000; 250 \} = 250 \text{ mm}$$

$$s = 100 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Minimální světlá vzdálenost výztuže:

$$\begin{aligned} s_l &\leq \max \{ 1,2 \cdot \phi; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm} \} = \max \{ 1,2 \cdot 20; 16 + 5; 20 \} \\ &= \max \{ 24; 21; 20 \} = 24 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s_1 = 80 \text{ mm} \geq 24 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

V detailnějším návrhu založení objektu by bylo nutné vymodelovat základovou desku s pružnými podporami, abychom získali přesnější rozdělení zatížení mezi základovou desku a piloty. Znamená to, že piloty by přenášely menší zatížení, tudíž lze předpokládat, že současný návrh pilot je naddimenzovaný. Zároveň dalším krokem by bylo zjištění průhybu desky nejen od působení podzemní vody, ale také od sedání pilot. Deska v místě piloty sedá stejně jako pilota a deska mezi dvěma pilotami nese téměř vůbec. Pokud by byl průhyb větší než limitní, bylo by nutné zvýšit únosnost pilot v mezním stavu použitelnosti a zmenšit tak sedání.





## 8 Závěr

Cílem diplomové práce bylo staticky zpracovat objekt administrativní budovy v Pardubicích. Úkolem bylo jednak předběžně navrhnout rozměry nosných prvků a následně pro vybrané prvky konstrukce navrhnout vyztužení a detailně je posoudit dle uvedených platných norem.

Součástí práce je technická zpráva obsahující údaje o budově, jejím umístění a technickém řešení.

Statický návrh byl zpracován na základě architektonické studie [42], která neudávala podrobnější údaje o materiálu či rozměrech prvků. Materiály konstrukce byly zvoleny a rozměry vodorovných a svislých nosných konstrukcí určeny výpočtem v předběžném statickém návrhu. Následně byl vytvořen 3D model v programu SCIA Engineer, který pomohl blíže určit chování konstrukce - vnitřní síly a napětí prvků. Dále bylo vybráno několik prvků z konstrukce a ty byly podrobně posouzeny na mezní stav použitelnosti a mezní stav únosnosti. Mezi tyto prvky patří prefabrikované schodišťové rameno, vybrané sloupy, stropní deska 4. NP, základová deska a piloty.

Projekt byl zpracován na základě zkušeností získaných během studia s pomocí zdrojů uvedených na konci diplomové práce.

Pro realizaci by bylo nutné podrobně navrhnout a posoudit všechny části konstrukce a ne pouze ty vybrané.



## Seznam obrázků

Obrázek 1 - 3D model - jihozápadní pohled.....	6
Obrázek 2 - 3D model - jihovýchodní pohled .....	6
Obrázek 3 - Zatížené stálé - stropní deska 6. NP .....	7
Obrázek 4 - Zatížení proměnné - stropní deska 6. NP .....	7
Obrázek 5 - Zatížené stálé - stropní deska 5. NP .....	8
Obrázek 6 - Zatížení proměnné - stropní deska 5. NP .....	8
Obrázek 7 - Zatížené stálé - stropní deska 1. NP - 4. NP .....	8
Obrázek 8 - Zatížení proměnné - stropní deska 1. NP - 4. NP .....	9
Obrázek 9 - Zatížené stálé - stropní deska 1. PP .....	9
Obrázek 10 - Zatížení proměnné - stropní deska 1. PP .....	9
Obrázek 11 - Zatížené stálé - stropní deska 2. PP .....	10
Obrázek 12 - Zatížení proměnné - stropní deska 2. PP .....	10
Obrázek 13 - Zatížené stálé – základová deska .....	10
Obrázek 14 - Zatížení proměnné - základová deska.....	11
Obrázek 15 - Zatížení suterénních stěn zemním tlakem.....	11
Obrázek 16 - Zatížení základové deska vztlakovou vodou .....	11
Obrázek 17 - Vygenerovaná síť 3D modelu .....	12
Obrázek 18 - Normálová síla sloupu D9 .....	13
Obrázek 19 - Normálová síla sloupu C7.....	14
Obrázek 20 - Normálová síla sloupu I9 .....	14
Obrázek 21 - Normálová síla sloupu J6.....	15
Obrázek 22 - Reakce $R_z$ vznikající od vlastní tíhy.....	16
Obrázek 23 - Reakce $R_z$ vznikající od větru ve směru X .....	17
Obrázek 24 - Reakce $R_z$ vznikající od větru ve směru Y .....	17
Obrázek 25 - Výsledné reakce $R_z$ pro kombinaci KZ1 ve směru X .....	18
Obrázek 26 - Výsledné reakce $R_z$ pro kombinaci KZ1 ve směru Y .....	18
Obrázek 27 - Výsledné reakce $R_z$ pro kombinaci KZ2 ve směru X .....	18
Obrázek 28 - Výsledné reakce $R_z$ pro kombinaci KZ2 ve směru Y .....	19
Obrázek 29 - Výsledné reakce $R_z$ pro kombinaci KZ3 ve směru X .....	19
Obrázek 30 - Výsledné reakce $R_z$ pro kombinaci KZ3 ve směru Y.....	19
Obrázek 31 - Prostor schodiště 1. NP .....	20
Obrázek 32 - Detail uložení schodiště na ozub.....	21



Obrázek 33 - Statické schéma schodišťového ramene .....	22
Obrázek 34 - Průběh momentu na schodišťovém rameni.....	23
Obrázek 35 - Průběh momentu na mezipodestě .....	23
Obrázek 36 - Posuzovaná část 2h .....	27
Obrázek 37 - Průběh momentu na části 2h mezipodesty.....	28
Obrázek 38 - Síla od schodišťového ramene působící na mezipodestu.....	28
Obrázek 39 - Schéma zvedací soustavy pro manipulační stav č. 1 .....	30
Obrázek 40 - Průběh momentu na nosníku dlouhém 4,48 m.....	31
Obrázek 41 - Průběh momentu na nosníku dlouhém 1,2 m.....	31
Obrázek 42 - Schéma zvedací soustavy pro manipulační stav č. 2 [36].....	31
Obrázek 43 - Průběh momentu na schodišťovém rameni při manipulačním stavu č. 2 .	32
Obrázek 44 - Schéma zvedací soustavy pro manipulační stav č. 3 [36].....	32
Obrázek 45 - Průběh momentů na schodišťovém rameni při manipulačním stavu č. 3 .	32
Obrázek 46 - HALFEN HD-Stabanker[36] .....	33
Obrázek 47 - Tabulka únosnosti HD-Stabanker [36] .....	34
Obrázek 48 - Schéma výztuže u kotvy HD-Stabanker1 [36].....	34
Obrázek 49- Schéma výztuže u kotvy HD-Stabanker 2 [36].....	35
Obrázek 50 –HALFEN HD-Ankers [36].....	35
Obrázek 51 - Tabulka únosnosti HD-Kurzanker [36] .....	35
Obrázek 52 - Schéma výztuže u kotvy HD-Kurzanker .....	36
Obrázek 53 - Graf součinitele dotvarování pro vnitřní prostředí RH 50%.....	39
Obrázek 54 - - Vnitřní sloup D9 .....	53
Obrázek 55 - Sloup u otvoru E4 .....	53
Obrázek 56 - Rohový sloup A10 .....	53
Obrázek 57 - Obvodový sloupy D10 .....	54
Obrázek 58 - Zatěžovací plocha rohu stěn 1 na osách B3 .....	54
Obrázek 59 - Zatěžovací plocha rohu stěn 2 na osách C6 .....	54
Obrázek 60 - Zatěžovací plocha kraje stěny na ose D3 .....	55
Obrázek 61 - Vykreslení momentů $m_x$ pro horní výztuž s průměrováním špiček.....	65
Obrázek 62 - Detail průběhu horního momentu $m_x$ bez průměrování špiček .....	65
Obrázek 63 - Průběh momentu $m_x$ nad sloupy a stěnou .....	66
Obrázek 64 - Průběhu momentu $m_x$ nad sloupem u atria a vnitřním sloupem .....	66
Obrázek 65 - Průběh momentu $m_x$ nad obvodovým sloupem .....	66



Obrázek 66 - Vykreslení momentů $m_x$ pro dolní výztuž .....	67
Obrázek 67 - Detail průběhu dolního momentu $m_x$ .....	67
Obrázek 68 - Průběh momentu $m_x$ v krajním poli desky .....	68
Obrázek 69 - Průběh momentu $m_x$ ve vnitřním poli na okraji desky .....	68
Obrázek 70 - Vykreslení momentů $m_y$ pro horní výztuž s průměrováním špiček .....	68
Obrázek 71 - Detail průběhu horního momentu $m_y$ bez průměrování špiček .....	69
Obrázek 72 - Průběh momentu $y$ nad sloupem okolo atria .....	69
Obrázek 73 - Průběh momentu $y$ nad rohovým sloupem .....	70
Obrázek 74 - Průběh momentu $y$ nad vnitřním sloupem .....	70
Obrázek 75 - Průběh momentu $y$ nad obvodovým sloupem .....	70
Obrázek 76 - Průběh momentu $y$ nad stěnami .....	71
Obrázek 77 - Vykreslení momentů $m_y$ pro dolní výztuž .....	71
Obrázek 78 - Detail průběhu dolního momentu $m_y$ .....	72
Obrázek 79 - Průběh momentu $m_y$ v krajním poli desky .....	72
Obrázek 80 - Průběh momentu $m_y$ ve vnitřním poli na okraji desky .....	72
Obrázek 81 - Průhyb desky od kvazistálé kombinace zatížení .....	75
Obrázek 82 - Detail průhybu desky od kvazistálé kombinace zatížení .....	76
Obrázek 83 - Graf součinitele dotvarování pro vnitřní prostředí RH 50% .....	77
Obrázek 84 - Schéma reakcí působících do pilot od kombinace zatížení MSÚ .....	83
Obrázek 85 - Schéma pilot namáhaných tahem .....	84
Obrázek 86 - Průhyb desky tl. 300 mm .....	105
Obrázek 87 - Průhyb desky tl. 350 mm .....	106
Obrázek 88 - Záporné momenty $m_x$ od kvazistálé kombinace .....	111
Obrázek 89 - Záporné momenty $m_y$ od kvazistálé kombinace .....	111
Obrázek 90 - Kladné momenty $m_x$ od kvazistálé kombinace .....	112
Obrázek 91 - Kladné momenty $m_y$ od kvazistálé kombinace .....	112
Obrázek 92 - Záporné momenty $m_x$ od kombinace zatížení pro MSÚ .....	115
Obrázek 93 - Záporné momenty $m_y$ od kombinace zatížení pro MSÚ .....	115
Obrázek 94 - Kladné momenty $m_x$ od kombinace zatížení pro MSÚ .....	116
Obrázek 95 - Kladné momenty $m_y$ od kombinace zatížení pro MSÚ .....	116



## Seznam tabulek

Tabulka 1 - Zatížení sloupu D9 ve 2. PP .....	13
Tabulka 2 - - Zatížení sloupu C7 ve 2. PP .....	13
Tabulka 3 - Zatížení sloupu I9 ve 2. PP .....	14
Tabulka 4 - Zatížení sloupu J6 ve 2. PP .....	15
Tabulka 5 - Posouzení tlakové únosnosti sloupů.....	42
Tabulka 6 - Návrh výztuže sloupů podle nomogramů.....	42
Tabulka 7 - Posouzení ohybové štíhlosti .....	43
Tabulka 8 - - Moment ve sloupech vyvolaný účinky druhého řádu .....	43
Tabulka 9 - Posouzení tlakové únosnosti nově navržených sloupů.....	47
Tabulka 10 - Návrh výztuže nově navržených sloupů podle nomogramů .....	47
Tabulka 11 - Posouzení ohybové štíhlosti nově navržených sloupů .....	48
Tabulka 12 - Moment v nově navržených sloupech vyvolaný účinky druhého řádu .....	48
Tabulka 13 - Ručně vypočtené posouvací síly .....	55
Tabulka 14 - Návrhová smyková síla v desce .....	55
Tabulka 15 - Charakteristiky průřezu desky 4. NP.....	76
Tabulka 16 - Efektivní moduly pružnosti desek.....	77
Tabulka 17 - Moment setrvačnosti průřezů .....	79
Tabulka 18 - Posouzení průhybů .....	79
Tabulka 19 - Posouzení omezení napětí .....	80
Tabulka 20 - Výpočet šířky trhlin.....	82
Tabulka 21 - Vlastnosti materiálů.....	115