

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

**Fakulta Stavební**  
**Katedra betonových a zděných konstrukcí**



**DIPLOMOVÁ PRÁCE**

**Konstrukční návrh objektu domu  
s pečovatelskou službou SENIOR OÁZA,  
Kamýk**  
**Structural design of senior House SENIOR  
OAZA, Kamýk**

Studijní program: Stavební inženýrství  
Obor: Konstrukce pozemních staveb  
Vedoucí práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Bc. Jan Krejčík

Praha 2023

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Bc. KREJČÍK Jméno: Jan Osobní číslo: 476984

Zadávající katedra: betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor/specializace: Konstrukce pozemních staveb

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Konstrukční návrh objektu domu s pečovatelskou službou SENIOR OÁZA, Kamýk

Název diplomové práce anglicky: Structural design of Senior House SENIOR OÁZA, Kamýk

Pokyny pro vypracování:

Předběžný návrh nosné konstrukce celého objektu. Schémata výkresů tvaru jednotlivých podlaží.

Podrobný návrh vybraného stěnového nosníku a sloupů pod ním.

Výkresy výztuže řešeného stěnového nosníku a dimenzovaných sloupů.

Technická zpráva ke statické části.

Seznam doporučené literatury:

stávající platná norma ČSN EN 1992-1-1

odborné články související s problematikou stěnových nosníků (dostupné časopisy)

běžná skripta a další odborná literatura

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Datum zadání diplomové práce: 19.9.2022

Termín odevzdání DP v IS KOS: 9.1.2023

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“.*

19.9.2022

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE  
Fakulta stavební  
Thákurova 7, 166 29 Praha 6



## SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Bc. Jan KREJČÍK

Název diplomové práce: Konstrukční návrh objektu domu s pečovatelskou službou SENIOR OÁZA, Kamýk

Základní část: statická - beton podíl: 65 %

Formulace úkolů: Předběžný návrh nosné kce celého objektu, schémata výkresů trávy, podrobný návrh vybraného stěnového nosníku a sloupů pod ním, výkres výškové řešeného stěnového nosníku a dimenzování sloupů, technická zpráva ke statické části  
Podpis vedoucího DP:..... Datum: 20.10.2022.....

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

2. Část: statická - dřevo podíl: 15 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Anna KUKLÍKOVÁ, Ph.D.

Formulace úkolů: NÁVRH DŘEVĚNÉ KONSTRUKCE ZASTĚŽENÍ DOMU S PEČOVATELSKOU SLUŽBOU.

Podpis konzultanta:..... Datum: 20.10.2022

3. Část: stavební - KPS podíl: 5 %

Konzultant (jméno, katedra): ZÁŘA

Formulace úkolů: podon, řez 1:10, návrh zábr. střeš. a  
epař. detail

Podpis konzultanta:..... Datum: 20.10.2022

4. Část: geotechnická - zakládání podíl: 15 %

Konzultant (jméno, katedra): JETTAR, K13J

Formulace úkolů: řídrys základu, návrh filtroného zařízení

Podpis konzultanta:..... Datum: 20.10.2022

**Prohlášení:**

*Prohlašuji, že jsem diplomovou práci vypracoval samostatně s výjimkou poskytnutých konzultací s Ing. Hanou Hanzlovou, CSc. a že jsem uvedl veškeré použité zdroje v souladu s Metodickým pokynem o etické přípravě vysokoškolských závěrečných prací.*

*V Praze dne ....ledna 2023*

.....

*Jan Krejčík*

### **Poděkování:**

Rád bych poděkoval panu doc. Ing. Petrovi Bílému PhD. za pomoc s modelem příhradové analogie. Dále bych rád poděkoval paní Ing. Haně Hanzlové, CSc. za velmi přívětivý a chápavý přístup, odborné rady, ukázky z praxe, trpělivost, pravidelné konzultace, a také celkově za vedení této diplomové práce.

## **Abstrakt**

Tato práce se zabývá předběžným návrhem železobetonového skeletu obytné budovy, podrobným návrhem vybraného stěnového nosníku a jeho podpor, dále návrhem konstrukce šikmého zastřešení objektu a založení objektu. Práce obsahuje technickou zprávu ke statické části, výkresy tvaru celého objektu v podrobnosti prováděcí dokumentace, výkresy výztuže vybraných prvků, výkres konstrukce zastřešení, výkres základů, pilotový plán, výkresy k architektonicko-stavební části a výstupy ze software.

## **Klíčová slova**

Železobeton, výztuž, konstrukční návrh, stěnový nosník, příhradová analogie, nelineární analýza

## **Abstract**

This thesis is about the preliminary design of the reinforced concrete skeleton of the residential building, the detailed design of the selected deep beam and its supports, as well as the design of the construction of the roofing structure and the foundation of the building. Part of the thesis is a technical report on the structural part, drawings of form of the entire object in details of the implementation documentation, drawings of the reinforcement of selected elements, a drawing of the roofing structure, a drawing of the foundations, a pile plan, drawings of the architectural part and outputs from the software.

## **Key words**

Reinforced concrete, reinforcement, structural design, deep beam, strut and tie models, nonlinear analysis

### **Bibliografická citace VŠKP**

Krejčík, Jan. *Konstrukční návrh objektu domu s pečovatelskou službou SENIOR OÁZA, Kamýk*. Praha 2023. 86 s. Diplomová práce. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Hana Hanzlová, CSc.

# 1 OBSAH

1	OBSAH.....	8
2	ÚVOD.....	10
3	SCHÉMA A POPIS KONSTRUKCE .....	10
3.1	PODKLADY.....	10
3.2	SCHÉMATA VÝKRESU TVARU .....	13
4	POUŽITÉ MATERIÁLY.....	18
4.1	KRYTÍ VÝZTUŽE STROPNÍ DESKY .....	18
5	PŘEHLED ZATÍŽENÍ.....	19
5.1	STÁLÉ ZATÍŽENÍ .....	19
5.1.1	NOSNÉ KONSTRUKCE.....	19
5.1.2	PODLAHY .....	20
5.1.3	STŘEŠNÍ PLÁŠŤ .....	20
5.1.4	OBVODOVÝ PLÁŠŤ .....	21
5.1.5	PŘÍČKY.....	21
5.2	PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ.....	22
5.2.1	UŽITNÉ ZATÍŽENÍ .....	22
5.2.2	ZATÍŽENÍ SNĚHEM.....	22
5.2.3	ZATÍŽENÍ VĚTREM .....	23
6	PŘEBĚŽNÝ NÁVRH A POSOUZENÍ NOSNÝCH PRVKŮ.....	24
6.1	STROPNÍ DESKY .....	24
6.1.1	OVĚŘENÍ LOKÁLNĚ PODEPŘENÝCH DESEK Z HLEDISKA ÚNOSNOSTI V OHYBU.....	26
6.1.2	OVĚŘENÍ TLOŠTKY PO OBVODĚ PODEPŘENÝCH DESEK.....	27
6.2	SLOUPY .....	29
6.2.1	PŘEDBĚŽNÉ OVĚŘENÍ DESKY NAD 1.PP NA PROTLAČENÍ.....	32
6.3	STĚNOVÉ NOSNÍKY .....	36



6.4	SCHODIŠTĚ .....	39
6.5	PODZEMNÍ STĚNA .....	41
6.6	ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE .....	41
7	PROSTOROVÝ MODEL OBJEKTU .....	42
7.1	OVĚŘENÍ PŮSOBÍCÍCH SIL.....	43
7.2	VYPLAVÁNÍ OBJEKTU.....	49
8	PODROBNÉ POSOUZENÍ VYBRANÉHO STĚNOVÉHO NOSNÍKU V 2.NP .....	52
8.1	PRŮBĚHY NAPĚTÍ STĚNOVÉHO NOSNÍKU Z CELKOVÉHO MODELU.....	52
8.2	PRŮBĚHY NAPĚTÍ STĚNOVÉHO NOSNÍKU Z VÝSEKU MODELU .....	54
8.3	METODA PŘÍHRADOVÉ ANALOGIE .....	56
8.4	MODEL V SOFTWARE STATICA IDEA .....	59
8.4.1	NÁVRH VÝZTUŽE .....	65
9	NÁVRH SLOUPU POD VYBRANÝM STĚNOVÝM NOSNÍKEM.....	66
9.1	POSOUZENÍ KRAJNÍCH PODPOR POD STĚNOVÝM NOSNÍKEM.....	74
10	NÁVRH KONSTRUKCE ZASTŘEŠENÍ .....	75
10.1	KLIMATICKÉ ZATÍŽENÍ ŠIKMÉ STŘECHY .....	76
10.1.1	ZATÍŽENÍ SNĚHEM.....	76
10.1.2	ZATÍŽENÍ VĚTREM .....	76
10.2	MODEL KONSTRUKCE ZASTŘEŠENÍ .....	77
10.3	NÁVRH A POSOUZENÍ KROKVE.....	78
10.4	NÁVRH A POSOUZENÍ VRCHOLOVÉ VAZNICE.....	80
10.5	NÁVRH A POSOUZENÍ SLOUPKU .....	82
11	ZALOŽENÍ OBJEKTU.....	83
12	ZÁVĚR .....	84
13	POUŽITÉ ZDROJE.....	85
14	SEZNAM PŘÍLOH .....	86
15	SEZNAM ZKRATEK .....	86

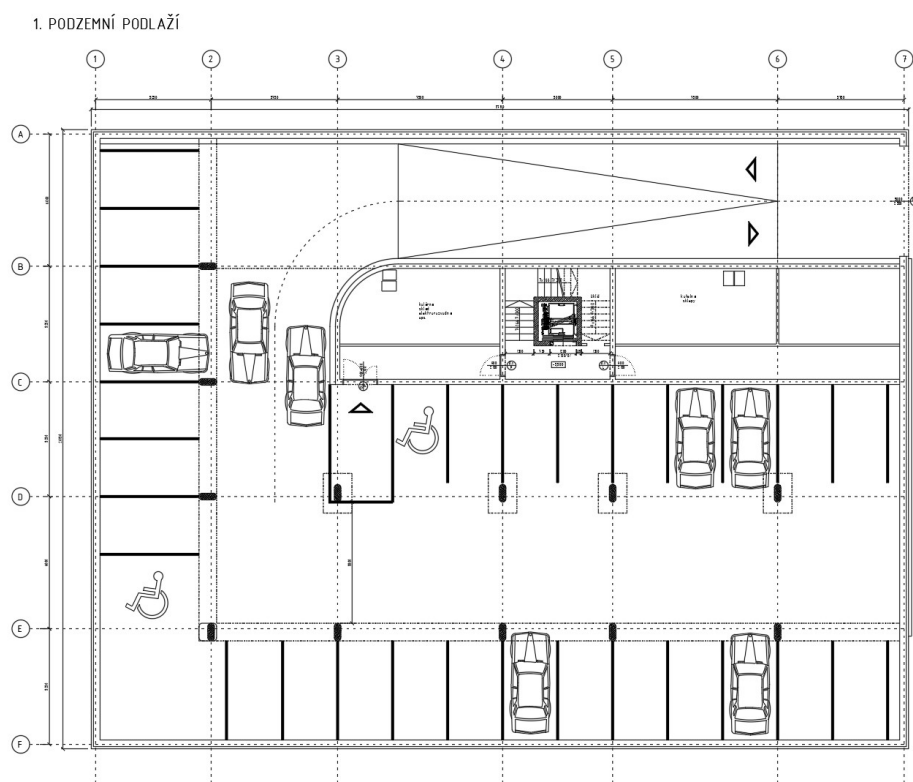
## 2 ÚVOD

Tato práce se bude zabývat předběžným návrhem železobetonového skeletu bytového domu, který bude sloužit jako domov pro seniory, a poté se práce zaměří na podrobný návrh vybraného stěnového nosníku včetně sloupů, kterými je podporován. Dále bude navržena konstrukce zastřešení a založení objektu.

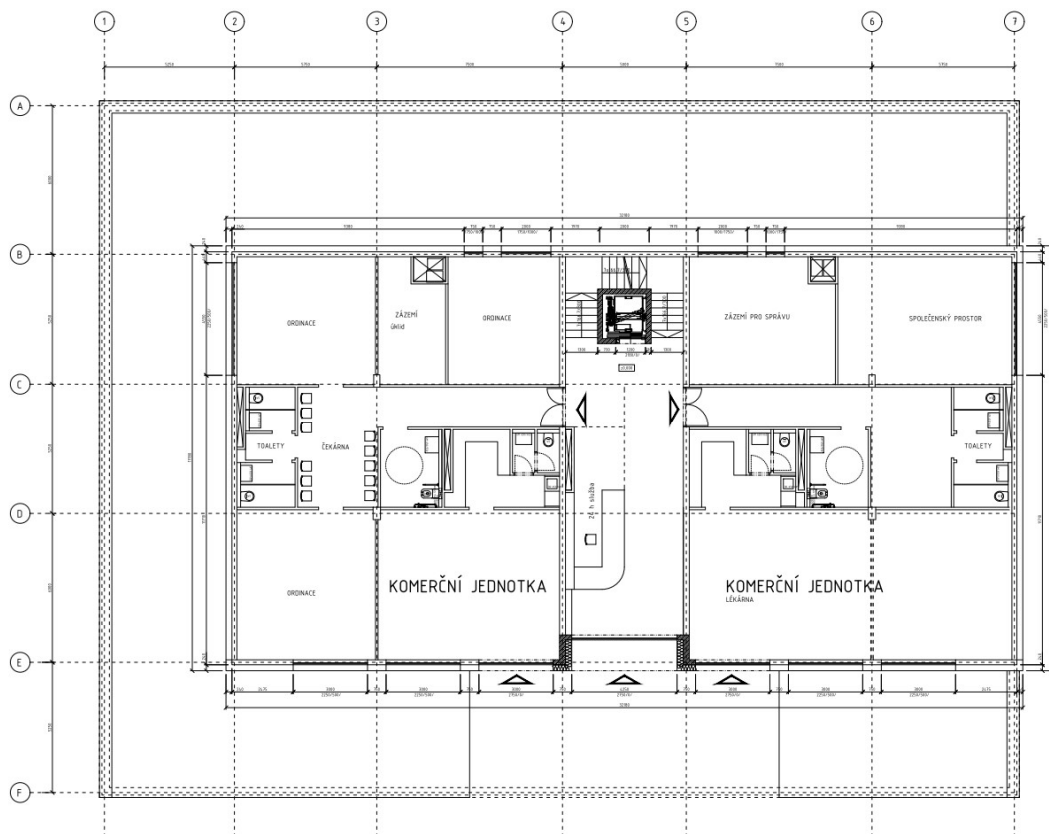
Autorem architektonického návrhu je Ing. arch. Petr Kasl, který se obrátil na statickou kancelář Statikon solutions s.r.o., aby provedla stavebně konstrukční návrh. Autor této práce na tomto projektu pracoval jako zaměstnanec v společnosti Statikon Solutions, kde prováděl předběžný návrh prvků konstrukce a zpracovával výkresovou dokumentaci. Architektonické podklady, podle kterých byla navržena nosná konstrukce tohoto objektu lze vidět v kapitole 3.1.

## 3 SCHÉMA A POPIS KONSTRUKCE

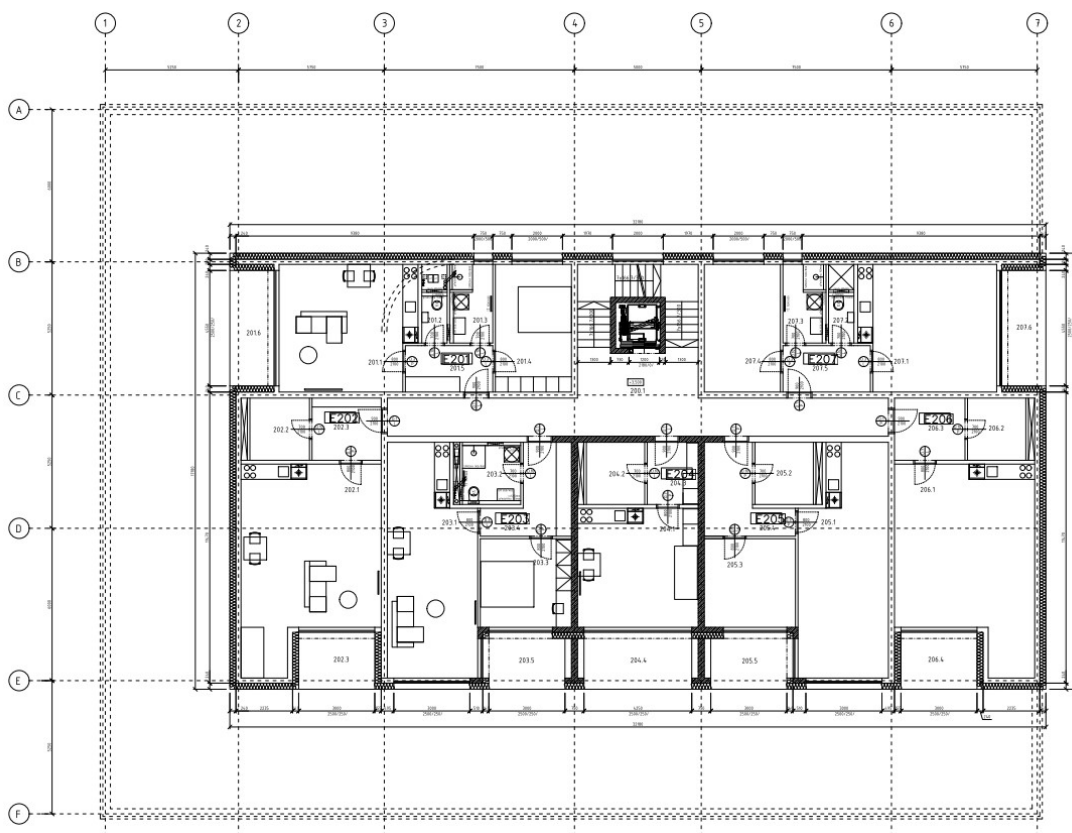
### 3.1 PODKLADY



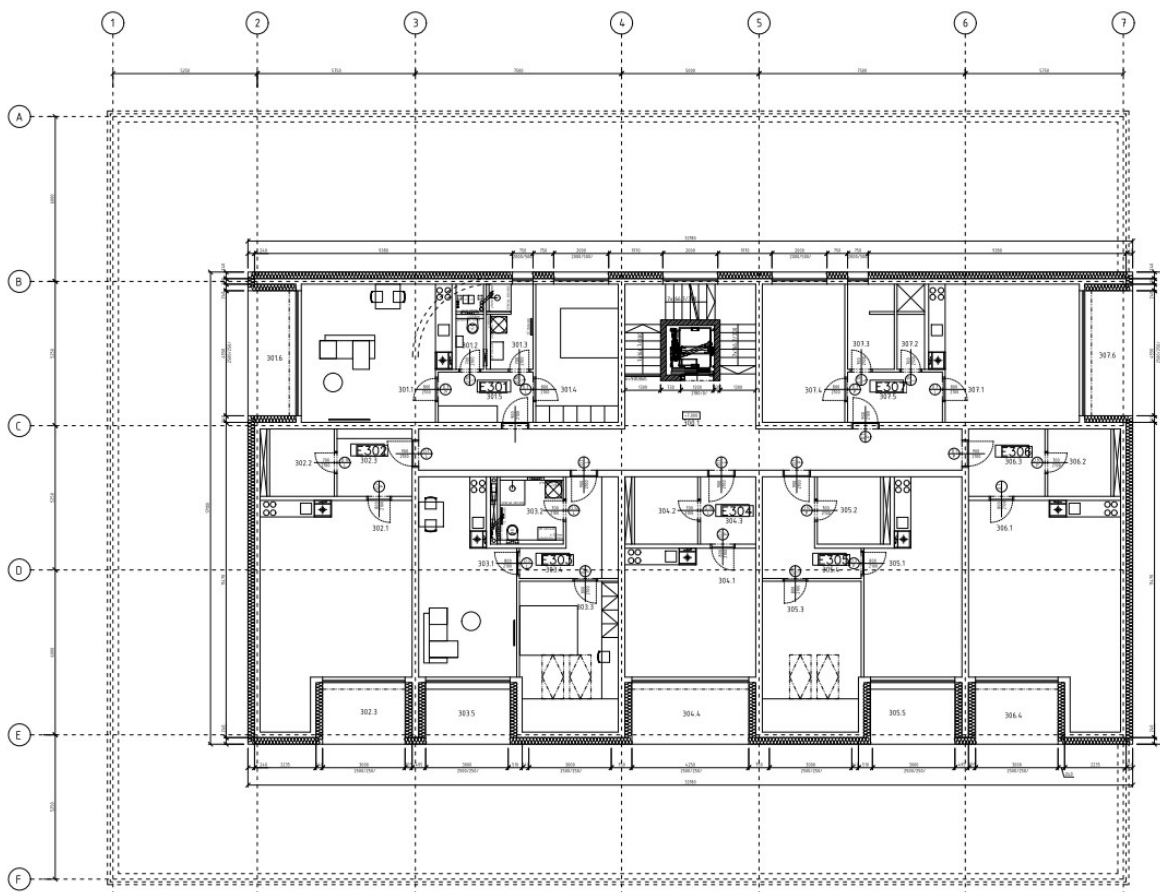
Obrázek 1 - Půdorys 1.PP



Obrázek 2 - Půdorys 1.NP



Obrázek 3- Půdorys 2.NP



Obrázek 4 - Půdorys 3.NP

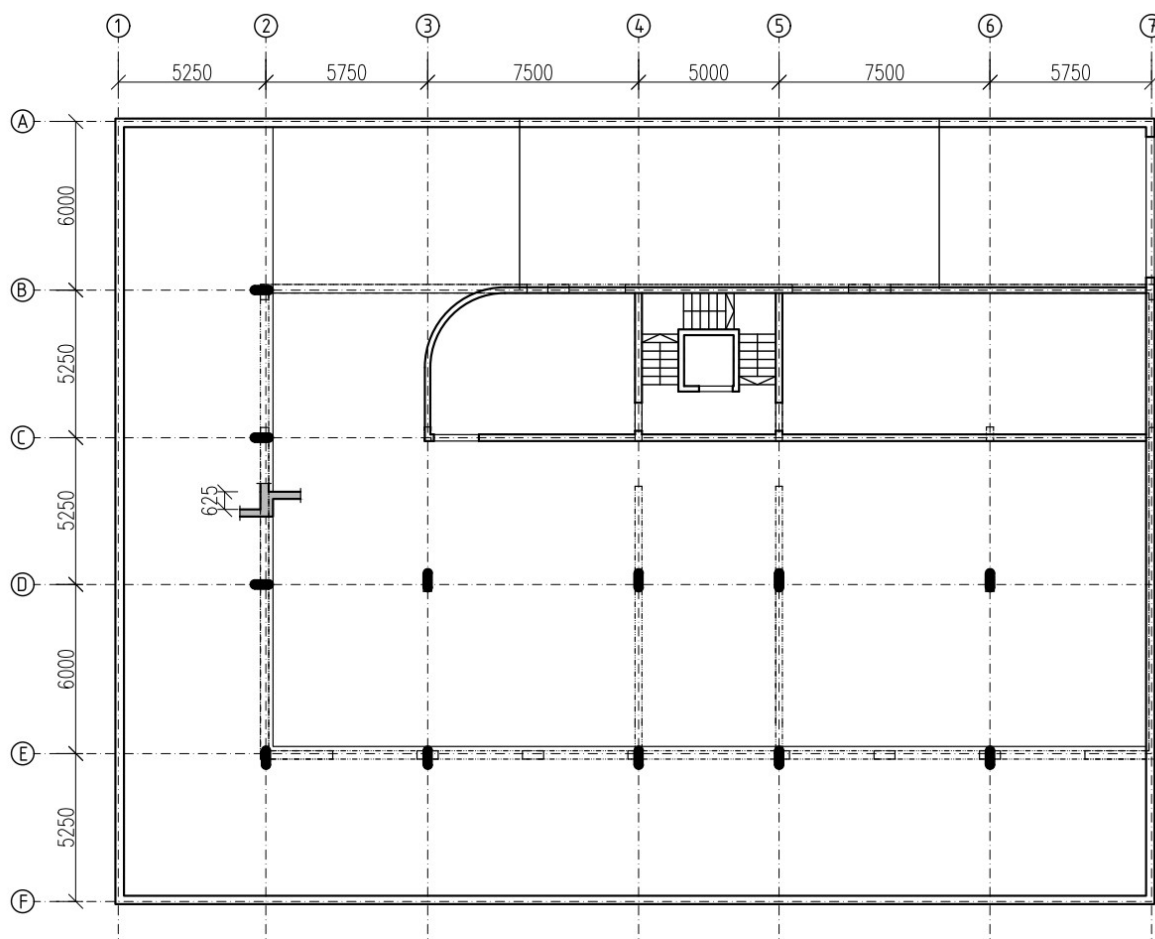
## 3.2 SCHÉMATA VÝKRESU TVARU

V této kapitole jsou vidět na obrázcích 8 až 11 schémata výkresu tvaru jednotlivých podlaží.

### Schéma výkresu tvaru 1.PP

Zde je řešena deska, pod níž je dispozice 1.PP, ale zatížení a provoz je z 1.NP.

H.H. -0,125 m, S.H. -0,375 m



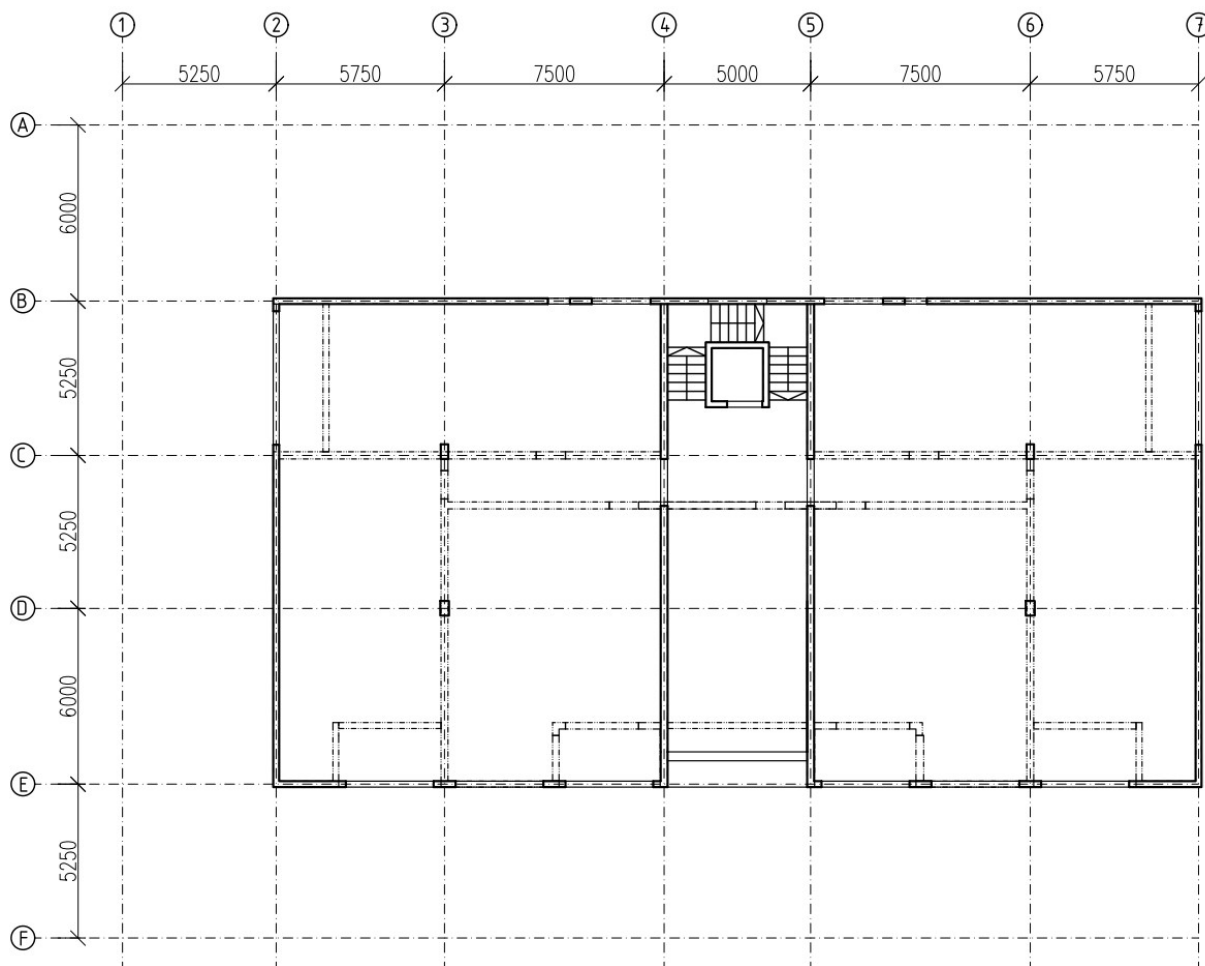
Obrázek 5 - schéma výkresu tvaru 1.PP

- konstrukční výška podlaží: 3,5 m
- účel využití podlaží: parkovací stání, technická místnost, sklad
- vodorovné nosné konstrukce: plná ŽB monolitická lokálně podepřená deska
- svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny a sloupy
- schodiště: tříramenné, ŽB prefabrikovaná ramena s podestami

### Schéma výkresu tvaru 1.NP

Zde je řešena deska, pod níž je dispozice 1.NP, ale zatížení a provoz je z 2.NP.

H.H. +3,375 m, S.H. +3,155 m



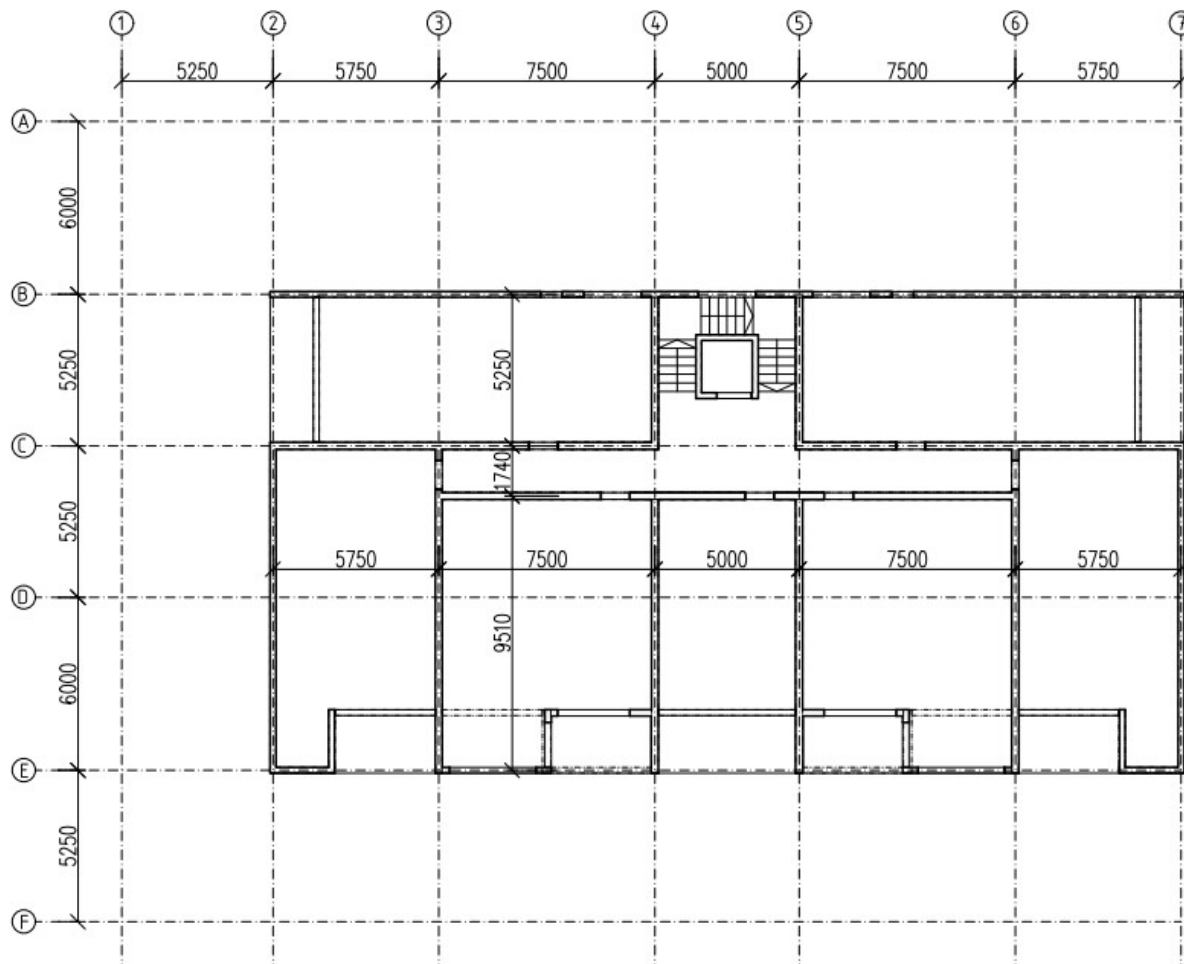
Obrázek 6 - schéma výkresu tvaru 1.NP

- konstrukční výška podlaží: 3,5 m
- účel využití podlaží: kanceláře, komerční prostory
- vodorovné nosné konstrukce: plná ŽB monolitická lokálně podepřená deska
- svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny a sloupy
- schodiště: tříramenné, ŽB prefabrikovaná ramena s podestami

### Schéma výkresu tvaru 2.NP

Zde je řešena deska, pod níž je dispozice 2.NP, ale zatížení a provoz je z 3.NP.

H.H. +6,875 m, S.H. +6,655 m



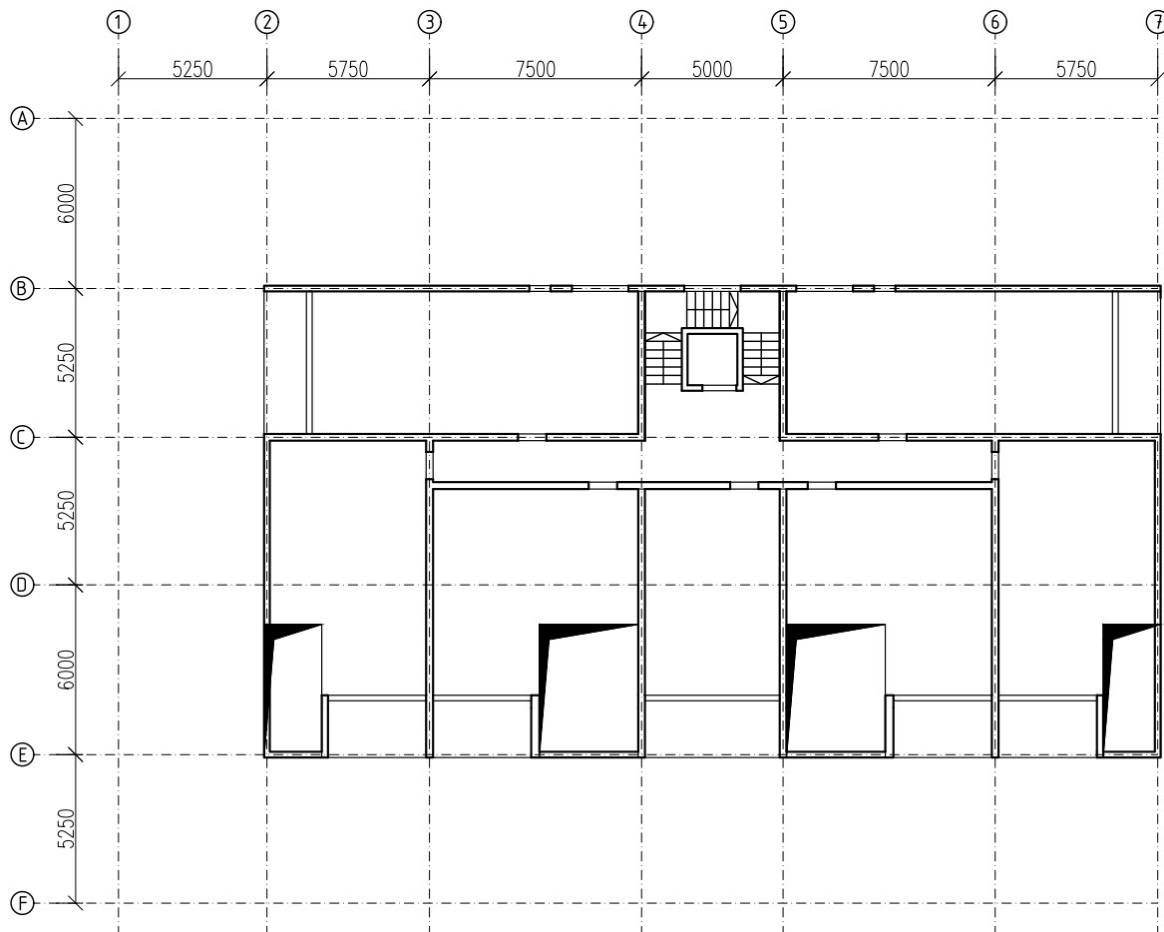
Obrázek 7 - Schéma výkresu tvaru 2.NP

- konstrukční výška podlaží: 3,5 m
- účel využití podlaží: bytové jednotky
- vodorovné nosné konstrukce: plná ŽB monolitická obousměrně pnutá deska
- svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny
- schodiště: tříramenné, ŽB prefabrikovaná ramena s podestami

### Schéma výkresu tvaru 3.NP

Zde je řešena deska, pod níž je dispozice 3.NP, ale zatížení a provoz je z podkroví.

H.H. +10,250 m, S.H. +10,030 m

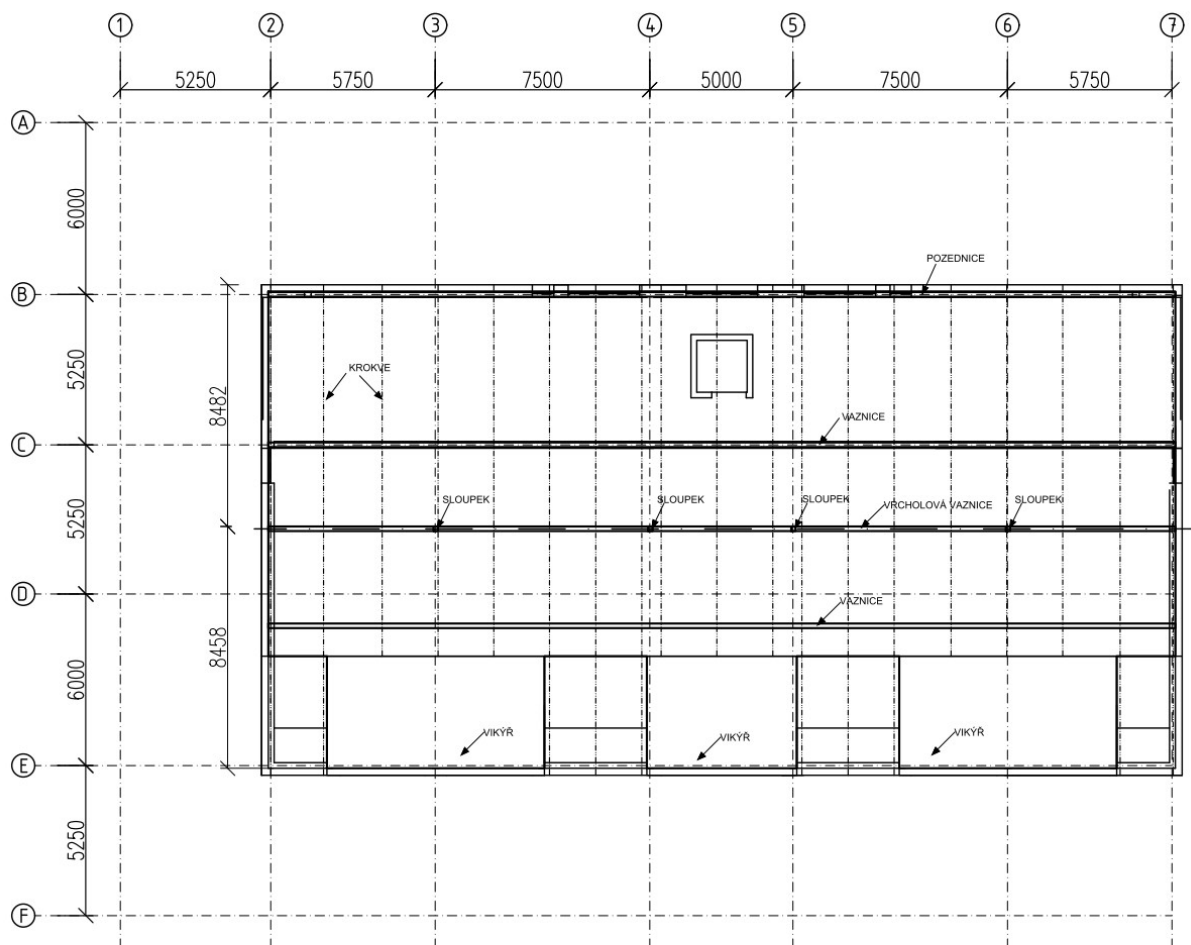


Obrázek 8 - Schéma výkresu tvaru 3.NP

- konstrukční výška podlaží: 3,5 m
- účel využití podlaží: bytové jednotky
- vodorovné nosné konstrukce: plná ŽB monolitická obousměrně pnutá deska
- svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny
- schodiště: tříramenné, ŽB prefabrikovaná ramena s podestami



### Schéma konstrukce krovu



Obrázek 9 - schéma konstrukce krovu

- konstrukční výška podlaží: 2 m
- účel využití podlaží: skladovací prostory
- vodorovné nosné konstrukce: vaznicová soustava krovu
- svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny, ocelové sloupky pod vrcholovou vaznicí

## 4 POUŽITÉ MATERIÁLY

Použité materiály jsou zatříděny dle ČSN EN 206+A2 a ČSN P 73 2404

- beton:
  - suterénní stěny: C25/30 - XC2, XF1 - CI 0.2 -  $D_{max}$  16mm - S4 - Max. průsak 30 mm podle ČSN EN 12 390-8 [18]
  - základová deska: C25/30 - XC2, XD1, XF2 - CI 0.2 -  $D_{max}$  16mm - S4  
Max. průsak 30 mm podle ČSN EN 12 390-8 [18]
  - vnitřní nosné konstrukce: C25/30 XC1 (CZ) – CI 0,2 –  $D_{max}$  16 – S4
  - vnější nosné konstrukce: C25/30 XC3 (CZ) – CI 0,2 –  $D_{max}$  16 – S4  
(venkovní chráněné proti dešti)
- ocel:
  - výztuž: B 500 B
- nenosné zdivo: POROTHERM 11,5 P10 na maltu MC5 pro příčky
- dřevo: C24

### 4.1 KRYTÍ VÝZTUŽE STROPNÍ DESKY

stanovení krytí výztuže:

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

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

předpokládané vyztužení desky:

dolní výztuž  $\varnothing_s=10$  mm

horní výztuž  $\varnothing_s=14$  mm

průměr prutu

$$c_{min,b} = 14mm$$

krytí z hlediska třídy konstrukce a vlivu prostředí:

beton C25/30, životnost 50 let, konstrukční třída S4, pro deskové konstrukce S3,  
prostředí XC1 až XC3

$$c_{min,dur} = 10mm \text{ až } 25mm \text{ pro různé typy konstrukcí}$$

uvažováno nulové:

$$c_{dur,\gamma}; \Delta c_{dur,st}; \Delta c_{dur,add}$$

minimální krytí:

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10mm) = \max(14; 10; 10) = \mathbf{14\ mm}$$

přihlednutí k provádění

$$\Delta c_{dev} = 10mm$$

návrh tloušťky krycí vrstvy:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25mm \text{ až } 40\ mm \text{ pro různé typy konstrukcí}$$

## 5 PŘEHLED ZATÍŽENÍ

### 5.1 STÁLÉ ZATÍŽENÍ

V této kapitole bude stanoveno stálé zatížení od nosných konstrukcí, skladeb podlah, střešního pláště, obvodového pláště a schodiště.

#### 5.1.1 NOSNÉ KONSTRUKCE

Vlastní tíha nosných konstrukcí – viz předběžný návrh, kapitola 6

### 5.1.2 PODLAHY

<b>Skladba - podlaha přízemí</b>			
	Ekv. tl.	Objemová tíha	Char. zatížení - $f_k$
	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
keramická dlažba	15	25	0,38
anhydritový potěr	45	24	1,08
separační fólie			0,05
polystyren	40	1,5	0,06
omítka	10	20	0,20
<b>CELKEM:</b>			<b>1,80</b>
$g_f = 1,35$		$g_f \cdot f_k = 2,43$	

Tabulka 1 - zatížení od podlahy v přízemí

<b>Skladba - podlaha v patře</b>			
	Ekv. tl.	Objemová tíha	Char. zatížení - $f_k$
	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
keramická dlažba	15	25	0,38
betonová mazanina	70	25	1,75
podlahové vytápění - voda	20	10	0,20
deska vario s kročejovou izolací	33	0,2	0,01
podhled			0,25
<b>CELKEM:</b>			<b>2,60</b>
$g_f = 1,35$		$g_f \cdot f_k = 3,51$	

Tabulka 2 - zatížení od podlahy v patrech

### 5.1.3 STŘEŠNÍ PLÁŠŤ

<b>Skladba - střecha nad částí 1.PP - pochozí</b>			
	Ekv. tl.	Objemová tíha	Char. zatížení - $f_k$
	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
dřevěná paluba na povalech	65	7	0,46
Fatrafol 810	1,5	0,015	0,00
polystyren	550	1,5	0,83
asfaltový pás	4	0,055	0,00
<b>CELKEM:</b>			<b>1,30</b>
$g_f = 1,35$		$g_f \cdot f_k = 1,76$	

Tabulka 3 - zatížení od skladby střešního pláště nad 1.PP

<b>Skladba - střešní plášť krovu</b>			
	Ekv. tl.	Objemová tíha	Char. zatížení - $f_k$
	[mm]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
plechová šablona			0,26
separační izolace delta trella	8		0,00
bednění z prken	26	5	0,13
krokev 140/200 á 1,0m			0,14
tepelná izolace rockwool	340	0,4	0,14
podhled Knauf D112+deska Knauf Red 15mm			0,25
<b>CELKEM:</b>			<b>1,00</b>
	$g_f = 1,35$	$g_f \cdot f_k =$	<b>1,35</b>

Tabulka 4 - zatížení od skladby střešního pláště krovu

#### 5.1.4 OBVODOVÝ PLÁŠŤ

Nosnou vrstvu obvodového pláště objektu tvoří železobetonové stěny - zatížení viz předběžný návrh prvků (kap. 6).

Na celém objektu bude použit kontaktní zateplovací systém s tepelnou izolací (expandovaný pěnový polystyren) tl. 200 mm, odhad vlastní tíhy tepelné izolace:

$$g_{0,1NP} = \gamma_{EPS} \cdot t_{EPS} = 0,35 \cdot 0,2 = 0,07 \text{ kN/m}^2.$$

#### 5.1.5 PŘÍČKY

V komerčních prostorách 1NP jsou umístěny sádkartonové příčky na kovovém roštu s jednoduchým opláštěním, tl. 100 mm.

- Plošná hmotnost příčky: 25 kg/m<sup>2</sup>
- Světla výška místnosti: 3,5 m
- Vlastní tíha příčky:  $g_k = 25 \cdot 0,01 \cdot 3,5 = 0,875 \text{ kN/m}'$

Pro přemístitelné příčky s vlastní tíhou  $\leq 1,0 \text{ kN/m}'$  délky příčky lze uvažovat náhradní rovnoměrné zatížení stropní konstrukce [2]:  $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Ostatní dělicí příčky objektu jsou zděné, tl. 115 mm. Z důvodu možné změny rozmístění příček bude zatížení od jejich vlastní tíhy započítáno pomocí náhradního rovnoměrného plošného zatížení odhadem dle [2]:  $g_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$ .

## 5.2 PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ

### 5.2.1 UŽITNÉ ZATÍŽENÍ

Hodnoty užitého zatížení byly odečteny z ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1, Část 1-1 [2].

- 1.PP – parkovací plochy pro lehká vozidla – kategorie F  
 $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- 1.NP – obchodní plochy – kategorie D1  
 $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
- 2-3.NP – obytné plochy – kategorie A  
 $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Přístupná střecha 1.PP pochůzná – kategorie C  
 $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
- Nepřístupná střecha šikmá nepochůzná – kategorie H  
 $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$

### 5.2.2 ZATÍŽENÍ SNĚHEM

Zatížení sněhem bylo stanoveno dle ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3 [14].

#### 5.2.2.1 PLOCHÁ STŘECHA NAD 1.PP

- plochá střecha:  $\alpha < 30^\circ$  - tvarový součinitel :  $\mu_1 = 0,8$
- součinitel expozice:  $C_e = 1$
- součinitel tepla:  $C_t = 1$

Kamýk (Velké Přílepy) - sněhová oblast I - charakteristické zatížení sněhem :  $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

- **Průměrné zatížení sněhem:**

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

### 5.2.2.2 ŠIKMÁ STŘECHA NAD 3.NP

- šikmá střecha se dvěma sklony:  
 $\alpha = 33^\circ$  - tvarový součinitel :  $\mu_t = 0,72$   
 $\alpha = 16^\circ$  - tvarový součinitel :  $\mu_t = 0,8$
- součinitel expozice:  $C_e = 1$
- součinitel tepla:  $C_t = 1$

Kamýk (Velké Přílepy) - sněhová oblast I - charakteristické zatížení sněhem :  $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

- **Průměrné zatížení sněhem:**

sklon  $33^\circ$ :  $s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,72 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = \underline{0,50 \text{ kN/m}^2}$

sklon  $16^\circ$ :  $s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = \underline{0,56 \text{ kN/m}^2}$

### 5.2.3 ZATÍŽENÍ VĚTREM

Umístění objektu:	Kamýk u Velkých Přílep, středočeský kraj
Větrná oblast:	II - základní rychlost větru: $v_b = 25 \text{ m/s}$
Základní rychlost větru:	$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$
Kategorie terénu:	III - plocha rovnoměrně pokrytá vegetací, budovami a překážkami
Výška atiky nad terénem:	$h = 13,0 \text{ m} \leq b = 32,2 \text{ m} \dots z = h = 13,0 \text{ m}$
Součinitel expozice:	$c_e(z) = 2,3$

Z hlediska účinku na ztužující konstrukce objektu – schodišťové jádro, železobetonové obvodové i vnitřní stěny - hraje rozhodující roli tlak větru na návětrné straně objektu (oblast D) a současné sání větru na závětrné straně objektu (oblast E). Výsledný součinitel lze uvažovat jako součet těchto dvou hodnot.

Délka obvodové stěny:	příčný směr : $d = 17,5 \text{ m} \dots h / d = 0,74$
	podélný směr : $d = 32,2 \text{ m} \dots h / d = 0,40$
Součinitel expozice:	$c_{pe} = \text{oblast D} + \text{E} = 0,64 + 0,36 = 0,99 \text{ kN/m}^2$

#### Charakteristická hodnota zatížení větrem:

$$w_k = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_{pe} = 0,39 \cdot 2,3 \cdot 0,99 = \underline{0,9 \text{ kN/m}^2}$$

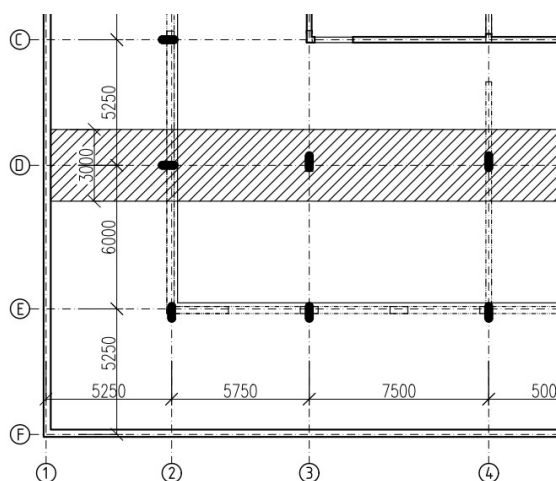
## 6 PŘEBĚŽNÝ NÁVRH A POSOUZENÍ NOSNÝCH PRVKŮ

V této kapitole bude proveden předběžný návrh stropních desek, sloupů, podzemních stěn a základových konstrukcí.

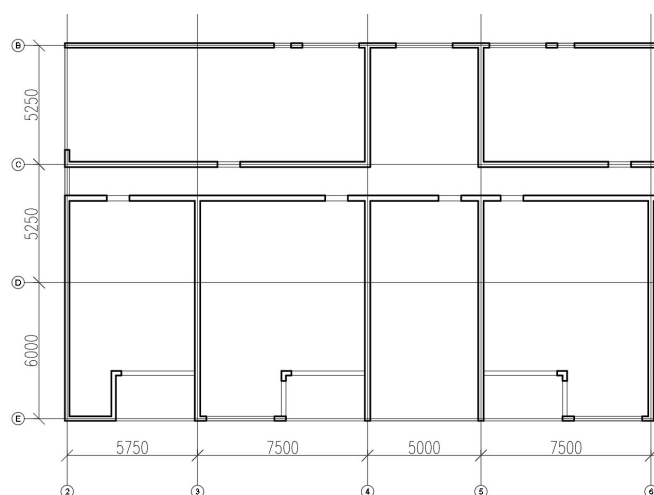
### 6.1 STROPNÍ DESKY

Stropní desky budou provedeny v celém objektu jako monolitické, železobetonové. Stropní deska v 1.PP a 1.NP je lokálně podepřena sloupy, ve 2.NP a 3.NP jsou desky podporovány stěnami a stěnovými nosníky.

Desky v 2.NP a 3.NP budou navrženy v jednotné tloušťce vzhledem k podobnému podepření i zatížení, deska nad 1.PP a 1.NP a bude navržena silnější.



Obrázek 10 – výsek desky nad dispozicí 1PP  
částečně lokálně podepřené, částečně zavěšené na  
stěnových nosnících



Obrázek 11 - výsek obousměrně pnuté desky nad dispozicí  
1NP podepřené betonovými stěnovými nosníky

- Beton pevnostní třídy C 25/30:

stanovení pevnosti betonu v tlaku [3]:  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25 / 1,5 = 16,7 \text{ MPa}$

- Návrh na základě splnění podmínky ohybové štíhlosti desky [4]:

$$\lambda = L / d \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$$

vyjádřením z předchozího vzorce se získá staticky účinná výška  $d$  desky:  $d \geq L / \lambda_d$



$\kappa_{c1} = 1$	obdélníkový průřez
$\kappa_{c2} = 7/L = 0,93$	rozhodující je delší rozpětí, tj. $L=7,5\text{m}$
$\kappa_{c3} = 1,2$	odhad součinitele napětí tahové výztuže předpoklady: profil výztuže 10mm, krytí 25 mm
$\lambda_{d,tab} = 22,2$	lokálně podepřená deska, C25/30, stupeň vyztužení $\rho=0,5\%$ stanoveno dle [4]

V tabulce 6 je dopočítána výška desky tak, aby deska vyhověla podmínce ohybové štíhlosti.

L [m]	$\lambda_{d,tab}$	$\lambda_d$	d [mm]	$h_d$ [mm]
7,5	22,2	24,78	302,7	336,4

Tabulka 5 - výpočet ohybové štíhlosti pro předběžný návrh

- empirický návrh tloušťky desky [6]:  
lokálně podepřená deska 7,5 x 6m:  
 $h_d \geq 1/33 \cdot L_2 = 1/33 \cdot 7500 = 227 \text{ mm}$   
po obvodě podepřená deska, spojitá 7,5 x 9,6m:  
 $h_d = (1/45 \div 1/40) \cdot L_2 = (1/45 \div 1/40) \cdot 9600 = 213 \div 240 \text{ mm}$

**Návrh tloušťky desky se stanoví odhadem mezi hodnotami 227 mm a 336 mm, 213 mm a 240 mm:**

**deska 1.PP a 1.NP:  $h_d = 250 \text{ mm}$**

**deska 2.NP a 3.NP:  $h_d = 220 \text{ mm}$**

Na obrázku 15 a 16 jsou výseky řešených lokálně podepřených a po obvodě podepřených desek a její půdorysné rozměry. Zároveň je zde označen šrafovou sloupový pruh o šířce 3 m, na kterém budou počítány součtové momenty pro ověření desky z hlediska únosnosti v ohybu.

### 6.1.1 OVĚŘENÍ LOKÁLNĚ PODEPŘENÝCH DESEK Z HLEDISKA ÚNOSNOSTI V OHYBU

Zatížení jednotlivých desek je vyčísleno v tabulkách 6 a 7.

<b>deska nad 1.PP</b>		<b>f<sub>k</sub> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>γ<sub>F</sub></b>	<b>f<sub>d</sub> [kN/m<sup>2</sup>]</b>
ŽB deska	0,25*25	6,25	1,35	8,4375
podlaha přízemí (viz kapitola 5.1.2)		1,80	1,35	2,43
příčky - lehké		0,5	1,5	0,75
užitné - komerční prostory		5,0	1,5	7,5
	(g+q) <sub>k</sub> =	13,55	(g+q) <sub>d</sub> =	19,12

Tabulka 6 - zatížení desky 1.PP

<b>deska nad 1.NP</b>		<b>f<sub>k</sub> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>γ<sub>F</sub></b>	<b>f<sub>d</sub> [kN/m<sup>2</sup>]</b>
ŽB deska	0,25*25	6,25	1,35	8,4375
podlaha patro (viz kapitola 5.1.2)		2,60	1,35	3,51
příčky - zděné		1,2	1,5	1,8
užitné - obytné prostory		1,5	1,5	2,25
	(g+q) <sub>k</sub> =	11,55	(g+q) <sub>d</sub> =	16,00

Tabulka 7 - zatížení desky 1.NP

V tabulce č.8 budou stanoveny maximální působící ohybové momenty pomocí zjednodušené metody součtových momentů dle ČSN EN 1992-1-1 [3] pro předběžnou kontrolu stupně vyztužení desky a ohybové štíhlosti. Později budou tyto hodnoty použity pro ověření správného fungování prostorového modelu objektu. Výpočet těchto momentů je rozepsán dále. Pro tyto ohybové momenty bude stanovena plocha staticky nutné výztuže, a následně bude z této plochy stanovena poměrná výška tlačené oblasti desky a stupeň vyztužení.

#### Max. součtový moment – deska nad 1.PP

$$M_{\text{tot}} = 1/8 \cdot (g+q)_d \cdot L_y \cdot L_{n,x}^2 = 1/8 \cdot 19,12 \cdot 6 \cdot (7,5-0,3)^2 = 743,4 \text{ kNm}/6\text{m}$$

$$\text{Šířka sloupového pruhu: } b_{\text{sloup,pruh}} = 3,0 \text{ m}$$

max. návrhový moment – vnitřní podpora, sloupový pruh:

$$m_{\text{Ed}} = M_{\text{tot}} \cdot \gamma \cdot \omega / b_{\text{sloup,pruh}} = 743,4 \cdot 0,65 \cdot 0,75 / 3 = 120,8 \text{ kNm}/\text{m}'$$

### Max. součtový moment – deska nad 1.NP

$$M_{\text{tot}} = 1/8 \cdot (g+q)_d \cdot L_y \cdot L_{n,x}^2 = 1/8 \cdot 16 \cdot 6 \cdot (7,5-0,3)^2 = 622 \text{ kNm}/6\text{m}$$

Šířka sloupového pruhu:  $b_{\text{sloup,pruh}} = 3,0 \text{ m}$

max. návrhový moment - vnitřní podpora, sloupový pruh:

$$m_{\text{Ed}} = M_{\text{tot}} \cdot \gamma \cdot \omega / b_{\text{sloup,pruh}} = 622 \cdot 0,65 \cdot 0,75 / 3 = 90,2 \text{ kNm}/\text{m}'$$

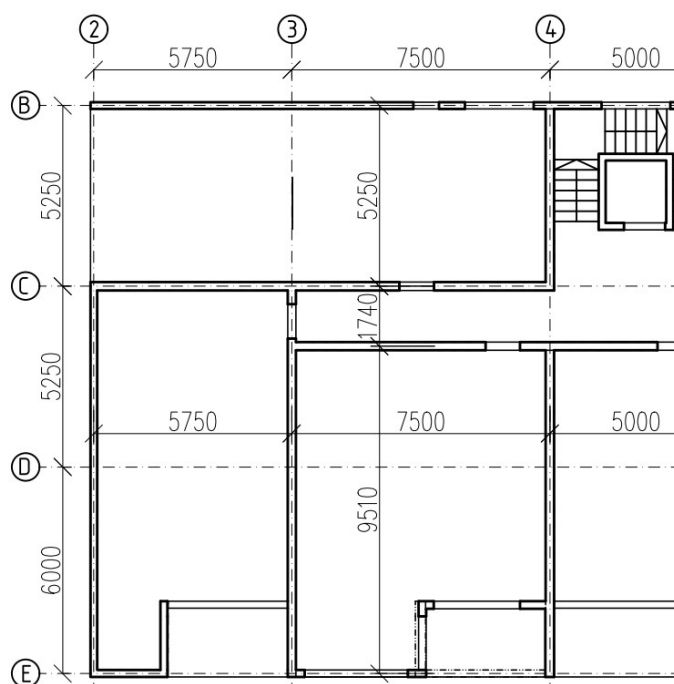
deska	$h_d$ [mm]	$d$ [mm]	$M_{\text{tot}}$ [kNm]	$m_{\text{Ed}}$ [kNm/m']	$\mu$	$\xi$	$A_{s,rqd}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\rho$
nad 1.PP	250	218	743,3	120,8	0,1271	0,170	1367	0,63%
nad 1.NP	250	218	622,0	90,2	0,0949	0,125	1002	0,46%

Tabulka 8 - výpočet poměrné výšky tlačené oblasti a stupně vyztužení pro předběžný návrh desek 1.PP a 1.NP

- Hodnoty  $\xi$  nevyhovuje doporučeným hodnotám pro desku 1.PP, není v rozpětí 0,1÷0,15
- Předpoklad  $\rho \leq 0,5 \%$  není splněn pro desku 1.PP, průhyb desky 1.PP by bylo nutné ověřit podrobněji

### 6.1.2 OVĚŘENÍ TLOŠTKY PO OBVODĚ PODEPŘENÝCH DESEK

Bude vybrána deska nad 2.NP, na které ve vybraném poli se vypočte působící ohybový moment od zatížení a dopočte se potřebná plocha výztuže, a následně stanoví stupeň vyztužení. Na následujícím obrázku je výřez ze schématu tvaru řešené desky.



Obrázek 12 – výřez ze schématu tvaru desky nad 2.NP

Rozhodující pole s rozpětím 9,5x7,5m bude mezi osami 3-4 a E-C. Zjednodušeně pro předběžný návrh bude uvažováno pnutí a roznos zatížení jen jedním směrem, a momenty budou stanoveny jako pro spojitý nosník. V následující tabulce č.9 bude stanoveno zatížení zkoumané desky.

<b>deska nad 2.NP</b>		<b>f<sub>k</sub> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>γ<sub>F</sub></b>	<b>f<sub>d</sub> [kN/m<sup>2</sup>]</b>
ŽB deska	0,22*25	5,5	1,35	7,425
podlaha patro		2,60	1,35	3,51
příčky - zděné		1,2	1,5	1,8
užitné - obytné prostory		1,5	1,5	2,25
	(g+q) <sub>k</sub> =	10,80	(g+q) <sub>d</sub> =	14,99

Tabulka 9 - zatížení desky 2.NP

Moment v poli bude stanoven jako 1/12 ze síly od zatížení působící na nosník široký 1 m běžný:

$$M_f = \frac{1}{12} \cdot (g + q)_d \cdot L^2 = \frac{1}{12} \cdot 14,99 \cdot 7,5^2 = 70,2 \text{ kNm/m'}$$

V následující tabulce č. 10 bude ověřena navržená tloušťka desky, poměrná výška tlačené oblasti a stupeň vyztužení desky.

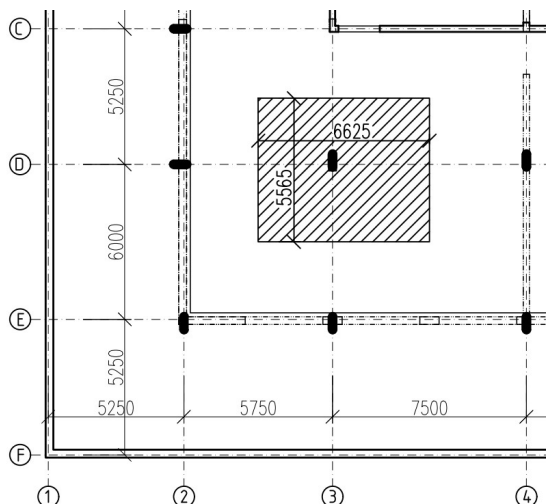
<b>deska</b>	<b>h<sub>d</sub> [mm]</b>	<b>d [mm]</b>	<b>m<sub>Ed</sub> [kNm/m']</b>	<b>μ</b>	<b>ξ</b>	<b>A<sub>s,rqd</sub> [mm<sup>2</sup>]</b>	<b>ρ</b>
nad 2.NP	220	188	70,2	0,0994	0,131	906	0,48%

Tabulka 10 - výpočet poměrné výšky tlačené oblasti a stupně vyztužení pro předběžný návrh desky 2.NP

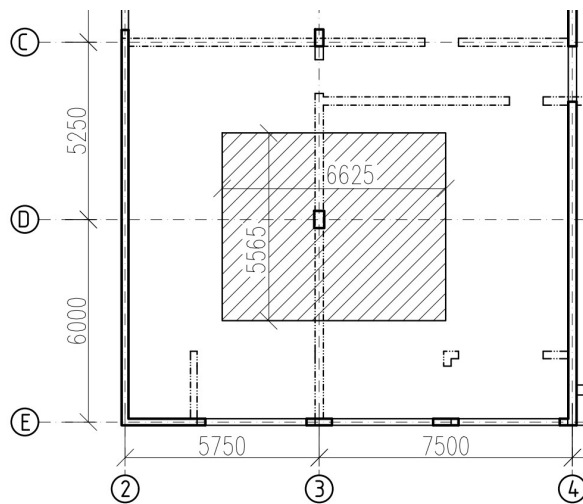
- Hodnoty ξ vyhovuje, je v rozpětí 0,1÷0,15
- Předpoklad ρ ≤ 0,5 % splněn, průhyb desky 2.NP patrně nebude nutné ověřit podrobněji

## 6.2 SLOUPY

V této kapitole budou předběžně posouzeny dva vybrané sloupy, jeden v 1.PP a druhý v 1.NP. Budou vybrány typické vnitřní sloupy a ověřeny jejich rozměry navržené architektem. Na následujících obrázcích 13 a 14 jsou vidět schémata s rozměry přilehlých polí.



Obrázek 13 - zatěžovací plocha sloupu D3 v 1.PP



Obrázek 14 - zatěžovací plocha sloupu D3 v 1.NP

V tabulkách 11,12 a 13 je stanoveno zatížení působící na vnitřní sloupy v 1.PP, 1.NP. Vstupy pro zatížení jsou podrobněji popsány v kapitole 5, rozepsané zatížení jednotlivých desek je v kapitole 6.1.1 a 6.1.2. Zatěžovací plocha střechy byla stanovena orientačně v programu AutoCAD, kde byla odměřena zatěžovací šířka do poloviny rozpětí mezi podporami krovu, které jsou nad posuzovanými sloupy. Zatěžovací plocha stěn byla stanovena změřením délky stěn ve vyšrafované ploše na obrázcích 13 a 14, vynásobená výškou stěn 3,5 m.

Sloup D3 v 1.PP	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	A [m <sup>2</sup> ]	$F_k$ [kN]	$\gamma$	$F_d$ [kN]
zatížení z desky nad 1.PP	13,55	36,87	499,6	1,35;1,5	704,9
zatížení z desky nad 1.NP	11,55	36,87	425,9	1,35;1,5	589,9
zatížení z desky nad 2.NP	10,80	36,87	398,2	1,35;1,5	552,5
deska nad 3.NP	5,50	36,87	202,8	1,35	273,8
zatížení od krovu - zjednodušené	1,00	48,00	48,0	1,35	64,8
užitné provozní zat. střechy	0,75	48,00	36,0	1,5	54,0
ŽB stěny tl. 240 mm	6,00	39,00	234,0	1,35	386,1
<b>CELKEM</b>			$\Sigma F_k =$ <b>1844,5</b>		$\Sigma F_d =$ <b>2626,0</b>

Tabulka 11 - zatížení vnitřního sloupu v 1.PP

<b>Sloup D3 v 1.PP</b>	<b>g<sub>k</sub> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>A [m<sup>2</sup>]</b>	<b>F<sub>k</sub> [kN]</b>	<b>γ</b>	<b>F<sub>d</sub> [kN]</b>
zatížení z desky nad 1.NP	11,55	36,87	425,9	1,35;1,5	589,9
zatížení z desky nad 2.NP	10,80	36,87	398,2	1,35;1,5	552,5
deska nad 3.NP	5,50	36,87	202,8	1,35	273,8
zatížení od krovu - zjednodušené	1,00	48,00	48,0	1,35	64,8
užitné provozní zat. střechy	0,75	48,00	36,0	1,5	54,0
ŽB stěny tl. 240 mm	6,00	39,00	234,0	1,35	386,1
<b>CELKEM</b>		<b>∑F<sub>k</sub>=</b>	<b>1344,9</b>	<b>∑F<sub>d</sub>=</b>	<b>1921,1</b>

Tabulka 12 - zatížení vnitřního sloupu v 1.NP

<b>Sloup C3 v 1.NP</b>	<b>g<sub>k</sub> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>A [m<sup>2</sup>]</b>	<b>F<sub>k</sub> [kN]</b>	<b>γ</b>	<b>F<sub>d</sub> [kN]</b>
zatížení z desky nad 1.NP	11,55	36,11	417,0	1,35;1,5	577,6
zatížení z desky nad 2.NP	10,80	36,11	389,9	1,35;1,5	541,1
deska nad 3.NP	5,50	36,11	198,6	1,35	268,1
zatížení od krovu - zjednodušené	1,00	27,23	27,2	1,35	36,8
užitné provozní zat. střechy	0,75	27,23	20,4	1,5	30,6
ŽB stěny tl. 240 mm	6,00	56,39	338,3	1,35	456,8
<b>CELKEM</b>		<b>∑F<sub>k</sub>=</b>	<b>1391,5</b>	<b>∑F<sub>d</sub>=</b>	<b>1910,9</b>

Tabulka 13 - zatížení vnitřního sloupu v 1.NP

Ověření navržených rozměrů sloupu bude provedeno zatím zjednodušeně pomocí postupu a doporučených hodnot převzatých z [7]. V architektonickém řešení byly navrženy sloupy průřezu 800x300mm oválný pro sloup v 1.PP, a 300x500 mm obdélníkový pro sloup v 1.NP na ose D, na ose C v 1.NP 250x500 mm. Tyto průřezy se ověří pro působení v dostředném tlaku. Bude dopočítán stupeň vyztužení při maximálním napětí ve výztuži 400 MPa.

$$\text{nutná plocha betonového průřezu: } A_c = \frac{N_{Ed}}{(0,8f_{cd} + \rho_s \sigma_s)}$$

$$\text{z toho vyjádřený stupeň vyztužení: } \rho_s = \frac{\frac{N_{Ed}}{A_c} - 0,8f_{cd}}{\sigma_s}$$

**Sloup D3 v 1.PP**

$$\rho_s = \frac{\frac{N_{Ed}}{A_c} - 0,8f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{\frac{2,626}{0,221} - 0,8 \cdot 16,7}{400} = -0,0037 = -0,37\%$$

→ **průřez 800x300mm předběžně vyhoví** s konstrukční výztuží na tlakové namáhání, lze předpokládat, že bude nutné sloup vyztužit na namáhání od ohybových momentů, které vznikají od nesymetrie konstrukce

**Sloup D3 v 1.NP**

$$\rho_s = \frac{\frac{N_{Ed}}{A_c} - 0,8f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{\frac{1,921}{0,15} - 0,8 \cdot 16,7}{400} = -0,0014 = -0,14\%$$

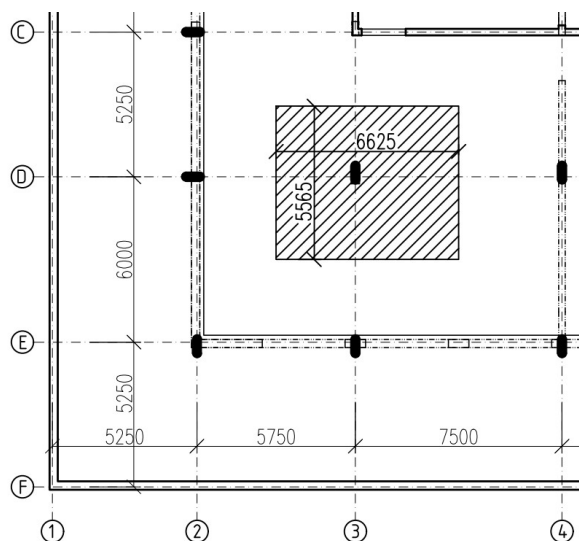
→ **průřez 300x500mm předběžně vyhoví** s konstrukční výztuží na tlakové namáhání, stejně tak jako u sloupu D3 v 1.PP lze předpokládat, že bude nutné sloup vyztužit na namáhání od ohybových momentů

**Sloup C3 v 1.NP**

$$\rho_s = \frac{\frac{N_{Ed}}{A_c} - 0,8f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{\frac{1,910}{0,125} - 0,8 \cdot 16,7}{400} = 0,0048 = 0,48\%$$

→ **průřez 250x500mm předběžně vyhoví** na tlakové namáhání, stejně tak jako u sloupu D3 lze předpokládat, že bude nutné sloup vyztužit na namáhání od ohybových momentů

## 6.2.1 PŘEDBĚŽNÉ OVĚŘENÍ DESKY NAD 1.PP NA PROTLAČENÍ



Obrázek 15 – schéma zatěžovací plochy sloupu D3 v 1.PP

Na obrázku 15 je posuzovaný vnitřní sloup, který bude mít součinitel polohy sloupu  $\beta$  roven 1,15. V tabulce 14 je vypsáno zatížení z jednoho podlaží vnitřního sloupu D3. Postup dle [7].

$V_{Ed}$ z jednoho podlaží	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	A [m <sup>2</sup> ]	$F_k$ [kN]	$\gamma$	$F_d$ [kN]
stropní deska	6,25	36,9	270	1,35	364,5
podlaha - přízemí	1,80	36,9	66,4		89,6
příčky - komerční prostory	0,5	36,9	18,4	1,5	27,7
užitné - komerční prostory	5	36,9	184,3		276,5
		$\Sigma V_{Ek} =$	539,14	$\Sigma V_{Ed} =$	758,25

Tabulka 14 - posouvající síla  $V_{ed}$  z jednoho podlaží pro vnitřní sloup D3 v 1.PP

### 1) únosnost tlačené diagonály $V_{Ed,0} \leq V_{Rd,max}$ v obvodě $u_0$

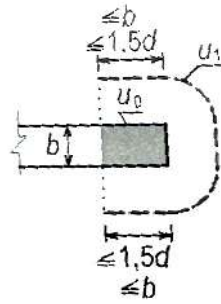
délka obvodu  $u_0$ :  $u = 1,942$  m (odměřeno ve výkresu v AutoCAD)

rozměry sloupu jsou 800x300, pokud je jeden rozměr dvakrát větší než druhý, doporučuje se dle článku 6.4.2 v [3]:

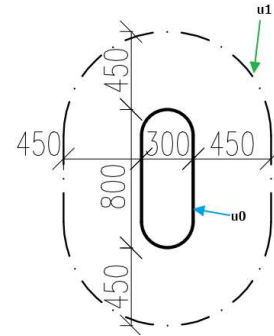
$$u_0 = (2 \cdot 1,5d + b) \cdot 2 = (2 \cdot 1,5 \cdot 0,225 + 0,3) \cdot 2 = 1,95 \text{ m}$$

odměřený obvod je skutečná délka obvodu oválného sloupu, proto vychází menší než hodnota stanovená dle normy pro hranatý tvar, a proto bude dále počítáno s odměřenou délkou obvodu  $u_0 = 1,942$  m





Obrázek 16 - kontrolovaný obvod dle [3]



Obrázek 17 - kontrolované obvody sloupu

návrhová hodnota smykového napětí v protlačení:

$$\beta = 1,15 \dots \text{pro vnitřní sloup dle [3]}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \cdot 0,250 = 0,225 \text{ m} \dots \text{odhad účinné výšky desky}$$

$$v_{Ed,0} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_0 \cdot d) = 1,15 \cdot 758,25 / (1,942 \cdot 0,225) = 1995,6 \text{ kPa}$$

únosnost v protlačení v obvodu  $u_0$ :

$$v = 1 - f_{ck} / 250 = 1 - 25 / 250 = 0,9$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,9 \cdot 10 \cdot 16,7 = 3607,2 \text{ kPa}$$

kontrola splnění podmínky:

$$v_{Ed,0} = 1996 \text{ kPa} \leq 3607 \text{ kPa} = v_{Rd,max}$$

⇒ **Únosnost tlačené diagonály v obvodě  $u_0$  vyhovuje.**

2) únosnost na protlačení bez výztuže  $v_{Ed,1} \leq v_{Rd,c}$  v obvodě  $u_1$

délka obvodu  $u_1$ :  $u_1 = u_0 + 2\pi \cdot 2d = 1,942 + 2\pi \cdot 2 \cdot 0,225 = 4,77 \text{ m}$

návrhová hodnota smykového napětí v protlačení:

$$v_{Ed,1} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_1 \cdot d) = 1,15 \cdot 758,25 / (4,77 \cdot 0,225) = 812,57 \text{ kPa}$$

únosnost v protlačení v obvodu  $u_1$  bez výztuže na protlačení:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}}$$

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

$$k = \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{225}}; 2,0\right) = 1,958$$

$$\rho = 0,005 \dots \text{odhad}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,958 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,005 \cdot 25} = 545 \text{ kPa}$$

kontrola splnění podmínky:

$$v_{Ed,1} = 813 \text{ kPa} \leq 545 \text{ kPa} = v_{Rd,c}$$

⇒ **Nevyhovuje**, bude nutná výztuž na protlačení

Stanovení délky a poloměru kontrolovaného obvodu  $u_{out}$ , ve kterém není již nutná výztuž na protlačení:

$$u_{out} = \beta \cdot V_{Ed} / (v_{Rd,c} \cdot d) = 1,15 \cdot 758,25 / (545 \cdot 0,225) = 7,11 \text{ m}$$

$$r_{out} = u_{out} / 2\pi = 7,11 / 2\pi = 1,13 \text{ m}$$

### 3) únosnost na protlačení s výztuží $v_{Ed,1} \leq v_{Rd,cs}$ v obvodě $u_1$

$$v_{Rd,cs} = k_{max} \cdot v_{Rd,c}$$

$k_{max} = 1,45$  ... odhad pro výztuž na protlačení z betonářské oceli

$$v_{Rd,cs} = 1,45 \cdot 545 = 790 \text{ kPa}$$

kontrola splnění podmínky:

$$v_{Ed,1} = 813 \text{ kPa} \leq 790 \text{ kPa} = v_{Rd,cs}$$

⇒ **Nevyhovuje**, bude nutné zvýšit únosnost, z hlediska vysoké ceny smykových lišt s trny bude zvoleno řešení se zesilující deskou v kombinaci s klasickou betonářskou výztuží

### **Návrh lokálně zesílené desky: $h_d=500 \text{ mm}$ , $1300 \times 1800 \text{ mm}$**

#### 1) únosnost tlačené diagonály $v_{Ed,0} \leq v_{Rd,max}$ v obvodě $u_0$

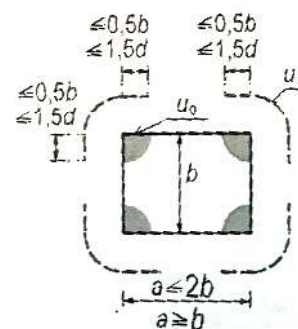
délka obvodu  $u_0$ :

$$u = (1,3 + 1,8) \cdot 2 = 6,2 \text{ m} \dots \text{obvod zesílené desky}$$

pokud je obvod styčné plochy větší než  $12d$ , koncentruje se namáhání v protlačení v jeho rozích [3] – viz obrázek č. 18:

$$12 \cdot d = 12 \cdot 0,45 = 5,4 \text{ m} > 6,2 \text{ m} = u$$

$$u_0 = 8 \cdot 1,5d = 12 \cdot d = 5,4 \text{ m}$$



Obrázek 18 - kontrolovaný obvod dle [4]

návrhová hodnota smykového napětí v protlačení:

$$\beta = 1,15 \dots \text{pro vnitřní sloup dle [3]}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \cdot 0,500 = 0,450 \text{ m} \dots \text{odhad účinné výšky desky}$$

$$v_{Ed,0} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_0 \cdot d) = 1,15 \cdot 758,25 / (5,4 \cdot 0,450) = 358,8 \text{ kPa}$$

únosnost v protlačení v obvodu  $u_0$ :

$$v = 1 - f_{ck} / 250 = 1 - 25 / 250 = 0,9$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 16,7 = 3607,2 \text{ kPa}$$

kontrola splnění podmínky:

$$v_{Ed,0} = 358,8 \text{ kPa} \leq 3607 \text{ kPa} = v_{Rd,max}$$

⇒ **Únosnost tlačené diagonály v obvodě  $u_0$  vyhovuje.**

## 2) únosnost na protlačení bez výztuže $v_{Ed,1} \leq v_{Rd,c}$ v obvodě $u_1$

délka obvodu  $u_1$ :  $u_1 = u_0 + 2\pi \cdot 2d = 5,4 + 2\pi \cdot 2 \cdot 0,450 = 11,05 \text{ m}$

návrhová hodnota smykového napětí v protlačení:

$$v_{Ed,1} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_1 \cdot d) = 1,15 \cdot 758,25 / (11,05 \cdot 0,450) = 175,4 \text{ kPa}$$

únosnost v protlačení v obvodu  $u_1$  bez výztuže na protlačení:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}}$$

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

$$k = \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{225}}; 2,0\right) = 1,958$$

$$\rho = 0,005 \dots \text{odhad}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,958 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,005 \cdot 25} = 545 \text{ kPa}$$

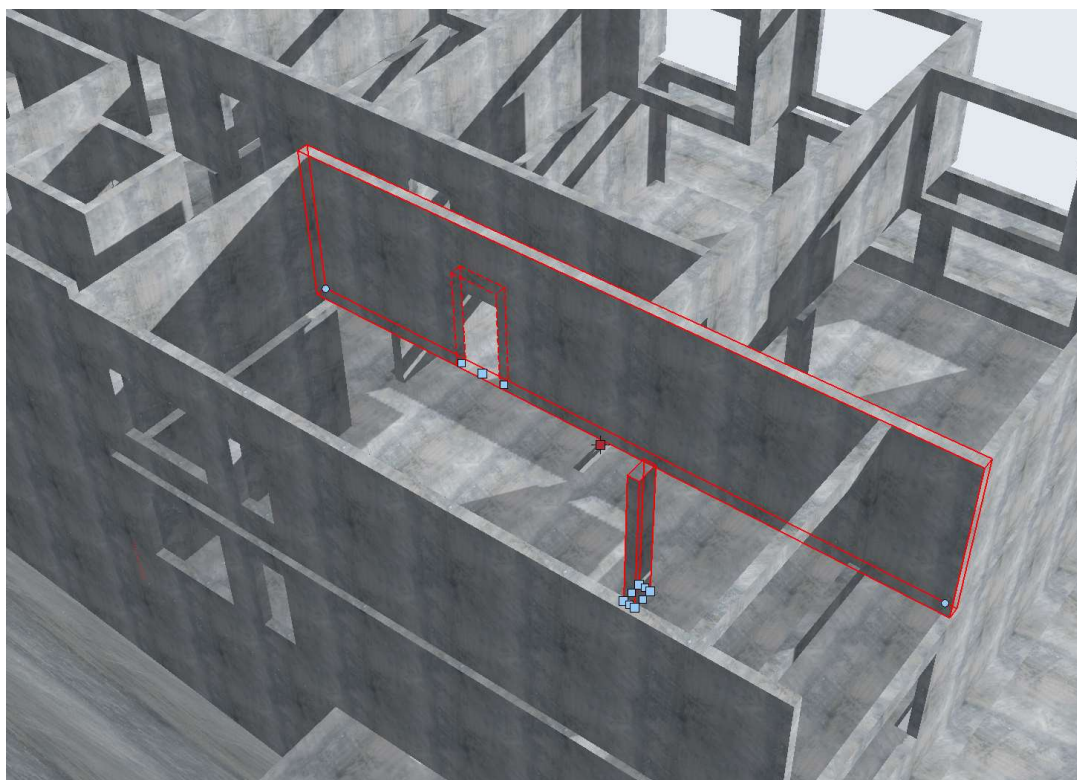
kontrola splnění podmínky:

$$v_{Ed,1} = 175,4 \text{ kPa} \leq 545 \text{ kPa} = v_{Rd,c}$$

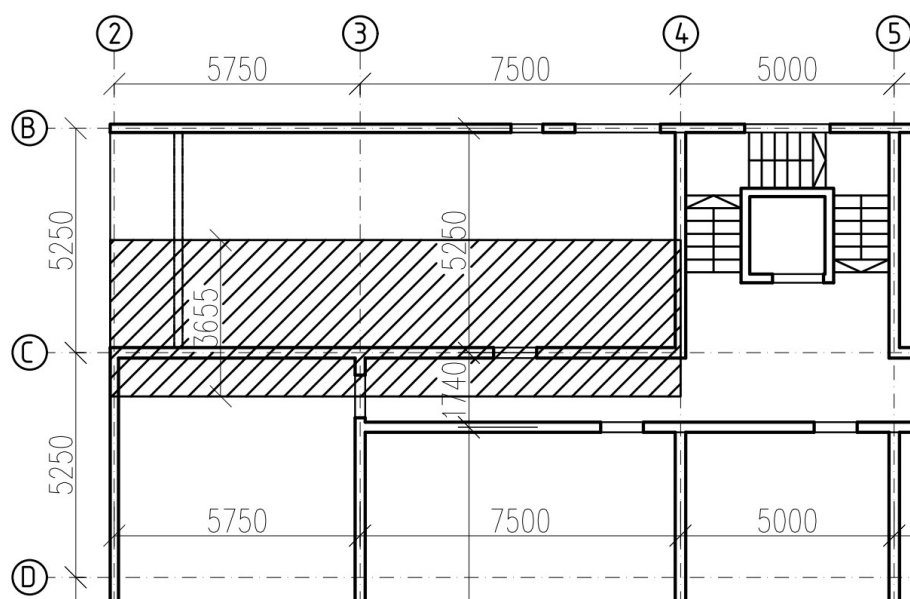
⇒ **Vyhovuje**, výztuž na protlačení nebude nutná, ale i tak bude použita konstrukční výztuž z ohybů z betonářské oceli

## 6.3 STĚNOVÉ NOSNÍKY

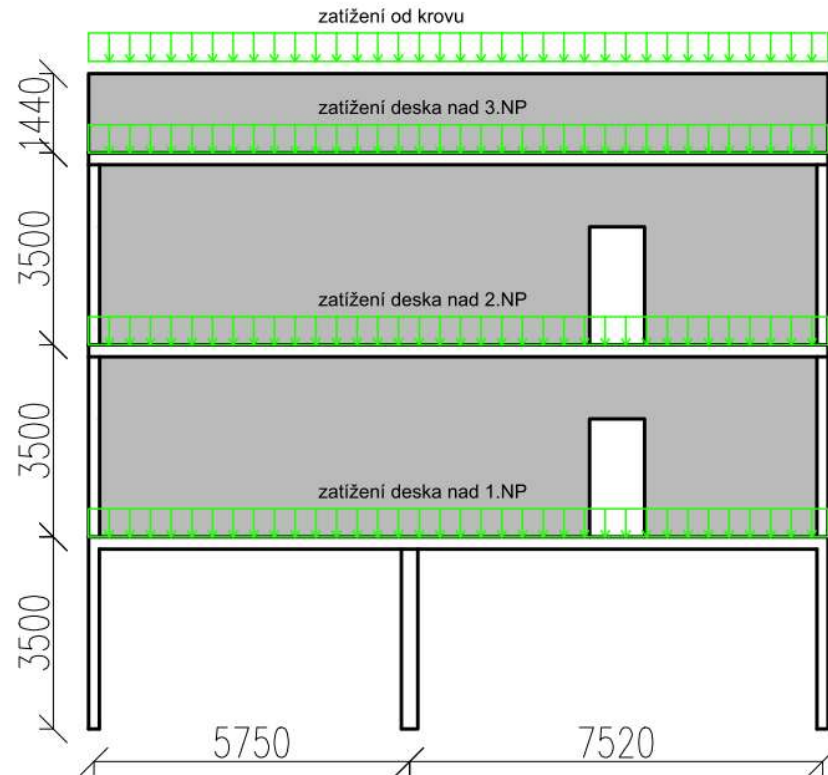
Ve 2.NP se nacházejí železobetonové stěny, které jsou podporovány stropní lokálně podepřenou deskou, proto svým chováním připomínají ohýbaný vysoký nosník. Na spodním i horním okraji jsou monoliticky spojeny se stropními deskami, na obrázku č. 19 lze vidět vybraný stěnový nosník bez připojených stropních desek pro lepší viditelnost podpor. Na dalším obrázku č. 21 je nakresleno statické zatěžovací schéma.



Obrázek 19 - Model stěnového nosníku bez vodorovných konstrukcí



Obrázek 20 - půdorysné schéma stěnového nosníku – zatěžovací plocha



Obrázek 21 - statické zatěžovací schéma – pohled na vybraný stěnový nosník

Dle [8] lze považovat spojitě nosníky za stěnové, pokud mají poměr  $h/l \leq 2,5$

$l = 5750$  mm osová vzdálenost podpor

$h = 3500$  mm celková výška stěnového nosníku

$h/l = 3500 / 5750 = 0,6 \leq 2,5$  ..splněno.

Návrh tloušťky stěnového nosníku se stanoví odhadem: 240 mm

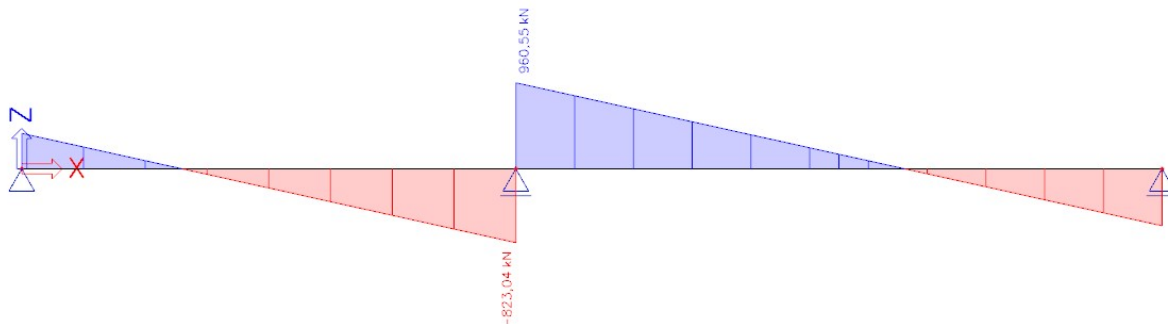
Zatížení stěnového nosníku bude uvažováno na zjednodušenou zatěžovací plochu do půlky rozpětí desek. Zatížení na jednotlivé desky je vypsáno v tabulce č.15. Zatěžovací šířka střechy byla stanovena orientačně v programu AutoCAD, kde byla odměřena zatěžovací šířka do poloviny rozpětí mezi podporami krovu.

zatížení	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	L [m]	lin. zatížení [kN/m]
zatížení z desky nad 1.NP	11,55	1,35;1,5	16,0	3,66	58,5
zatížení z desky nad 2.NP	10,80	1,35;1,5	15,0	3,66	54,8
deska nad 3.NP	5,50	1,35	7,4	3,66	27,1
náhradní zatížení od krovu	1,00	1,35	1,4	4,11	5,5
užitné provozní zat. střechy	0,75	1,5	1,1	4,11	4,6
ŽB stěny tl. 240 mm	6,00	1,35	8,1	8,44	68,4
<b>CELKEM</b>				<b>(g+q)<sub>d</sub>=</b>	<b>218,9</b>

Tabulka 15 - zatížení SN

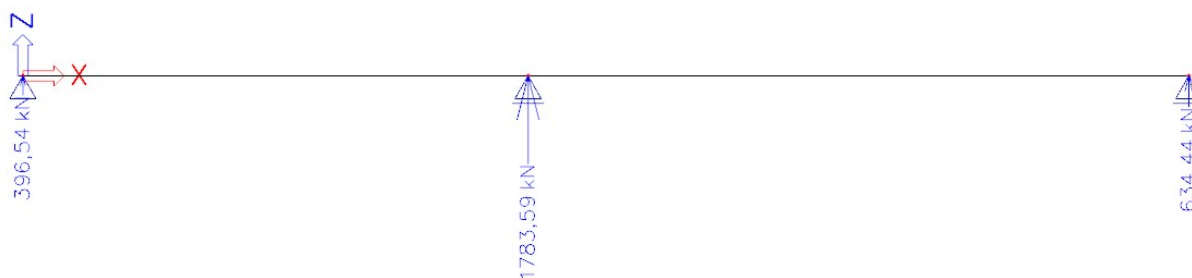
Pro získání návrhových vnitřních sil a reakcí na staticky neurčité konstrukci byl použit program SCIA Engineer 21. Zatížení bylo uvažováno liniově po celé délce nosníku.

Posouvající síla  $V_{Ed}$ :



Obrázek 22 - posouvající síla na SN z 2D modelu

Reakce v podporách:



Obrázek 23 - reakce na SN z 2D modelu

Jako předběžné ověření musí být splněny podmínky:

1)  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ , kde:

$V_{Ed} = 960,55 \text{ kN}$  síla z 2D modelu ve SCIA 21

$V_{Rd} = 0,10 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd} = 0,10 \cdot 0,240 \cdot 3,75 \cdot 16,667 = 1500 \text{ kN}$ , kde

$b = 240 \text{ mm}$  tloušťka stěny

$k = 3750 \text{ mm}$  menší z hodnot  $l$  a  $h$

$f_{cd} = 16,667 \text{ MPa}$  návrhová pevnost betonu v tlaku

$V_{Ed} = 961 \text{ kN} \leq 1500 \text{ kN} = V_{Rd}$  ..splněno.

2)  $A_{Ed} \leq 0,8 \cdot b \cdot (c + d) \cdot f_{cd}$  pro krajní podporu

$A_{Ed} \leq 1,2 \cdot b \cdot (c + d) \cdot f_{cd}$  pro vnitřní podporu

kde:

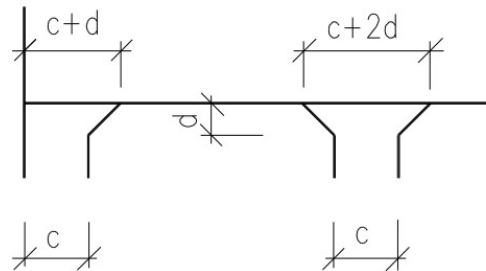
$A_{Ed}$  návrhová hodnota reakce vyvozené návrhovým zatížením  
zvětšená o 10%

$b = 240 \text{ mm}$  tloušťka stěny

$c = 200 \text{ mm}, 300 \text{ mm}$  rozměry dle obrázku

$d = 0$

$f_{cd} = 16,667 \text{ MPa}$  návrhová pevnost betonu v tlaku



Obrázek 24 - schéma určení rozměrů  $c+d$  [8]

krajní podpora (stěna šířky 200 mm):

$$A_{Ed} = 396,5 \text{ kN} \leq 0,8 \cdot 0,240 \cdot 0,200 \cdot 16667 = 640 \text{ kN}$$

⇒ **Vyhovuje.**

vnitřní podpora (sloup šířky 300 mm):

$$A_{Ed} = 1783,6 \text{ kN} \leq 1,2 \cdot 0,240 \cdot 0,300 \cdot 16667 = 1440 \text{ kN}$$

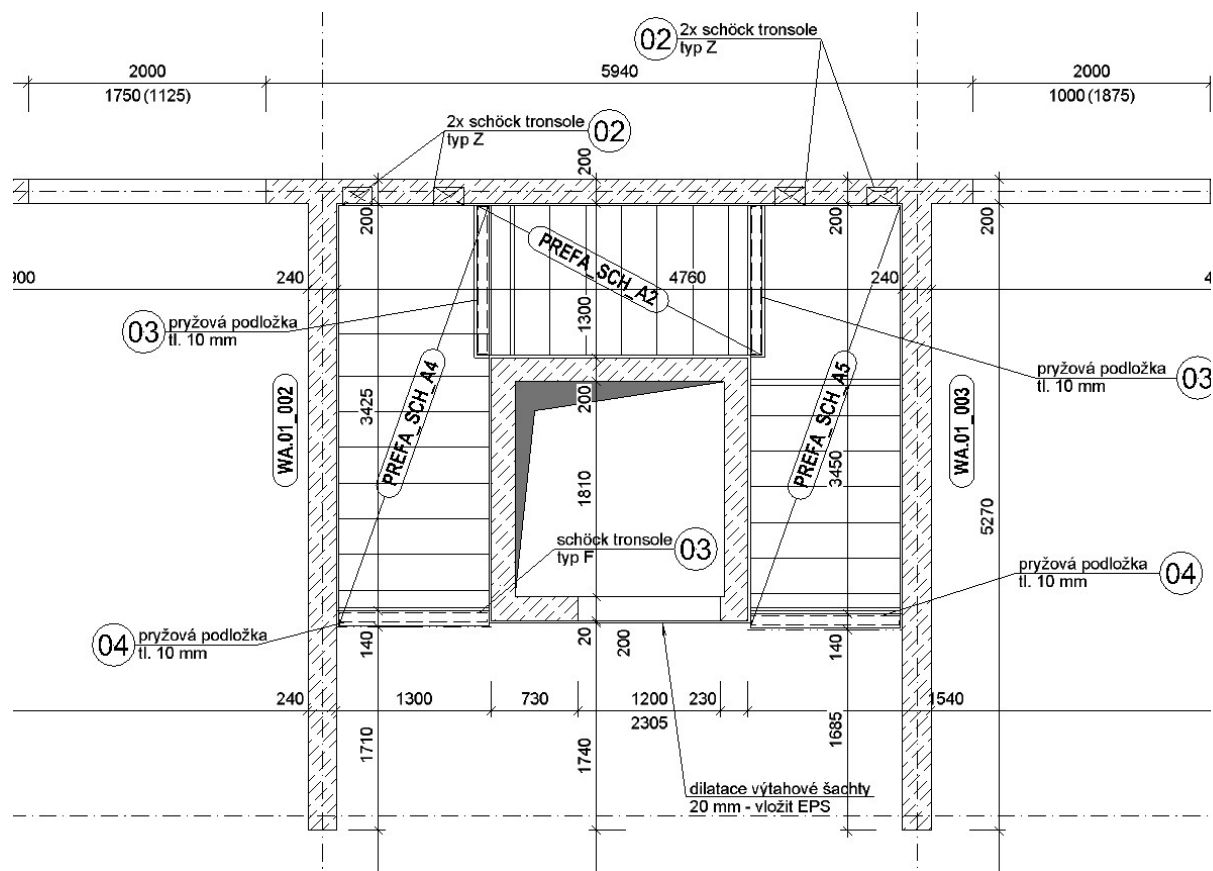
⇒ **Nevyhovuje, pravděpodobně bude nutné rozšířit sloup.**

Tento stěnový nosník bude řešen podrobněji několika metodami v dalších kapitolách, působící síly budou ověřeny prostorovým modelem.

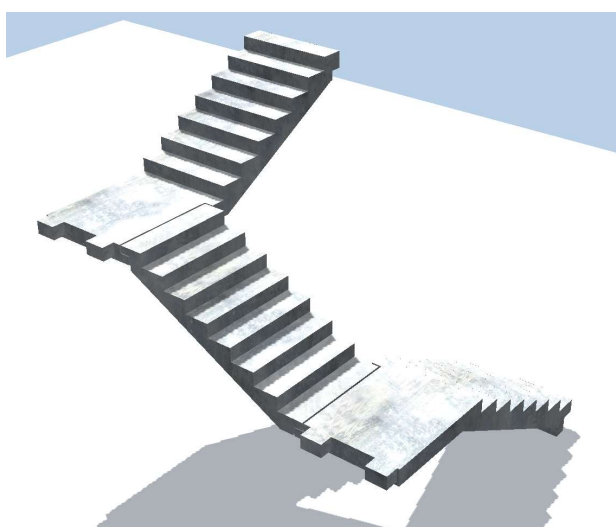
## 6.4 SCHODIŠTĚ

Schodiště má 3 prefabrikovaná ramena, dvě z nich jsou jedenkrát zalomená deska, uložená na stropní desky na ozub pomocí akustické pryžové podložky Belar, a mezipodesta, která je součástí ramen je uložena do stěn přes akustické boxy Schöck Tronsole Typ Z. Třetí rameno je uloženo na zbylá 2 ramena na ozub pomocí akustické pryžové podložky Belar.

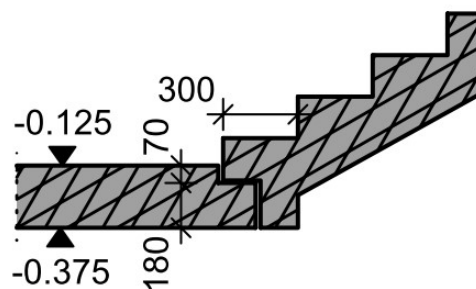
Schodiště bylo navrženo dle ČSN 73 4130 [5]. Při návrhu tvaru schodiště byl zohledněn požadavek na dodržení symetrického spárořezu dlažby formátu 300x300 mm, jak lze vidět na obrázku 25. Součástí této práce jsou i výkresy jednotlivých prefabrikátů.



Obrázek 25 – výsek z výkresu tvaru schodiště



Obrázek 26 - BIM model schodiště



Obrázek 27 - řez schodišťovým ramenem



## 6.5 PODZEMNÍ STĚNA

Konstrukce suterénu bude provedena jako bílá vana. Proto byla zvolena tloušťka podzemních stěn 300 mm vzhledem k náročnějším požadavkům na přípustné šířky trhlin, které s ohledem na provoz v suterénu nesmějí překročit hodnotu 0,20 mm, dle požadavků obsažených v [17].

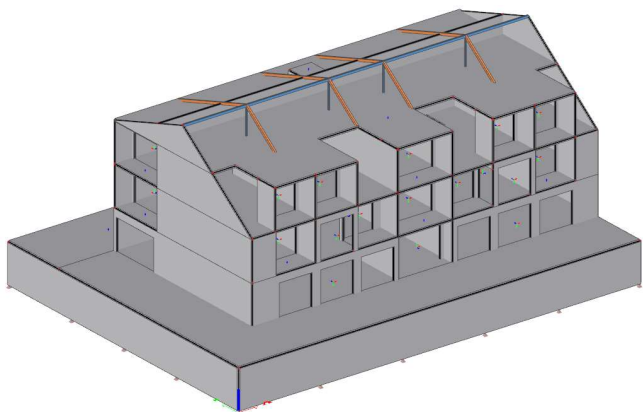
Minimální výztuž pro zamezení vzniku trhlin by v tomto případě byla  $\varnothing 12\text{mm}$  á 100mm nebo  $\varnothing 14\text{mm}$  á 125mm (rané trhliny). Zároveň by bylo nutné posoudit stěnu na tlakové namáhání od zeminy, podzemní vody a zatížení od konstrukce nad ní, a případě zvětšit plochu výztuže. Odpovídající třída betonu by byla C25/30 XC2 XF1 dle požadavků [12].

## 6.6 ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE

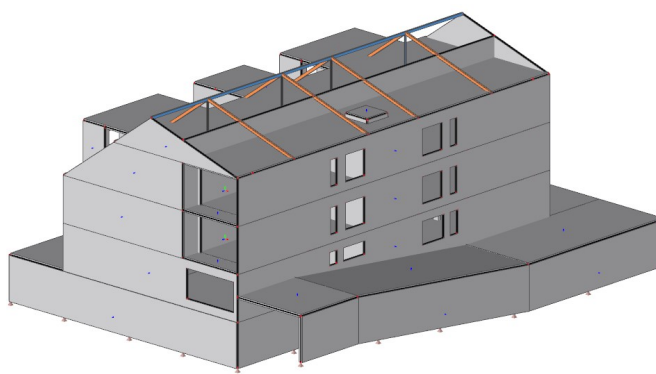
Vzhledem ke složitým základovým poměrům bude objekt založen na vrtaných pilotách s vloženou výztuží v kombinaci se základovou deskou. Objekt bude nutné posoudit z hlediska rovnoměrného sedání v pilotách, a dále kvůli vysoké hladině podzemní vody bude stanoveno, zda objekt nevyplave a určeno přesněji, v jaké fázi výstavby bude možno přestat odčerpávat vodu z úrovně základové spáry.

## 7 PROSTOROVÝ MODEL OBJEKTU

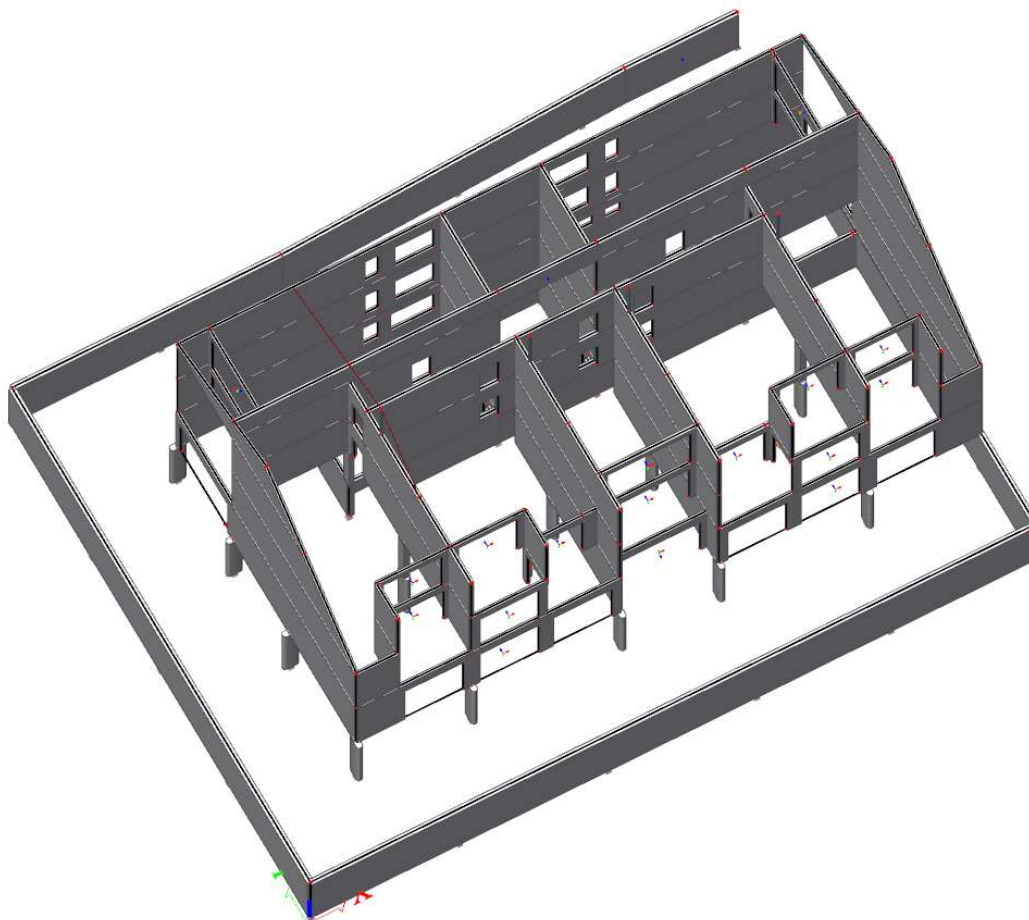
Pro podrobnější návrh budovy byl vytvořen 3D model v programu SCIA Engineer 21.1, který lze vidět na obrázcích 28 až 30. Na modelu byly ověřeny předběžně vypočtené vnitřní síly na desky, sloupy a stěnový nosník. Dále pomocí tohoto modelu byly určeny síly pro založení na pilotách v modulu Soil-interaction (Soilin).



Obrázek 28 - pohled na 3D model



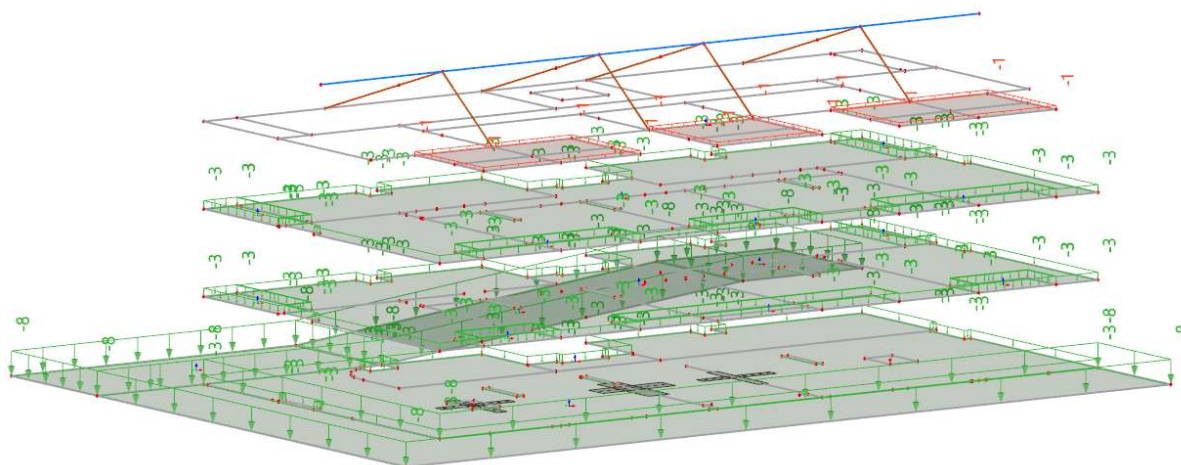
Obrázek 29 - pohled na 3D model zezadu



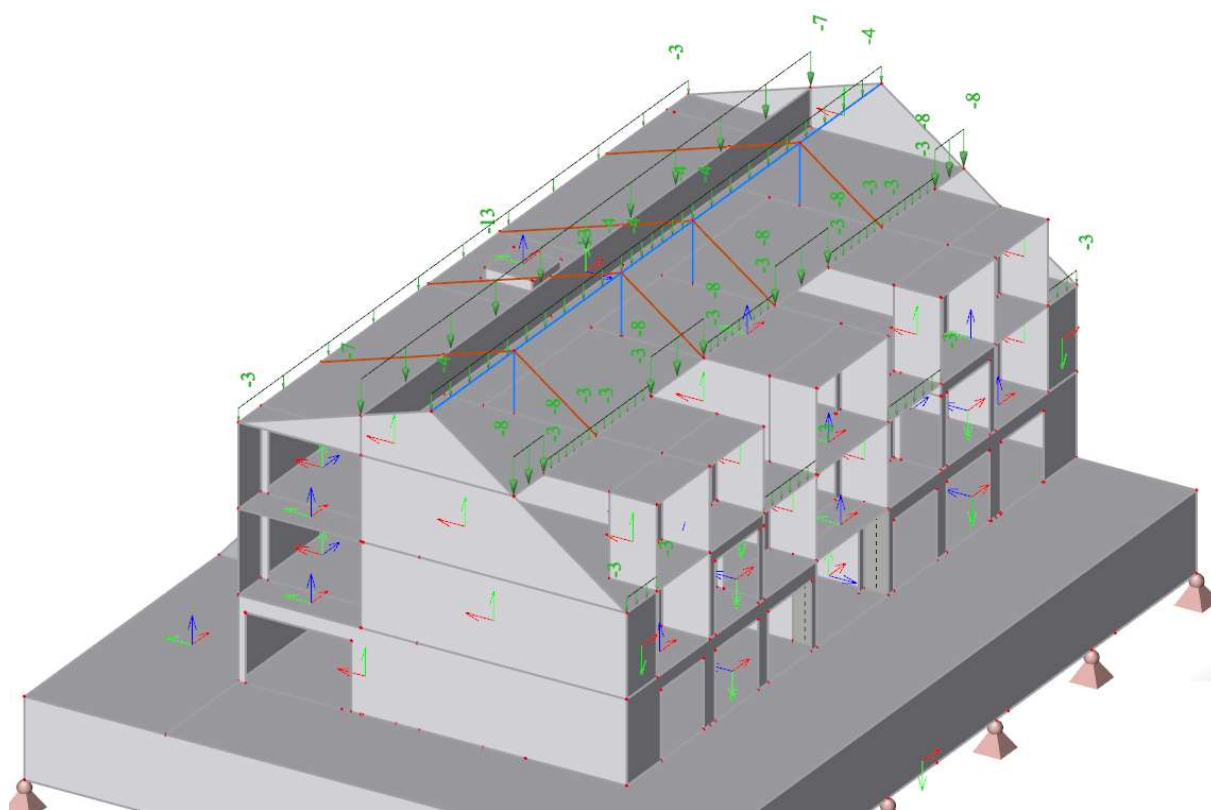
Obrázek 30 - pohled na svislé konstrukce v 3D modelu

## 7.1 OVĚŘENÍ PŮSOBÍCÍCH SIL

Hodnoty zatížení modelu byly převzaty z kapitoly 5. Všechna zatížení byla uvažována jako plošná (obr. 31), kromě zatížení krovy, které bylo modelováno liniově (obr. 32). V následujících podkapitolách budou porovnány zjednodušeně vypočtené síly se silami z tohoto modelu.

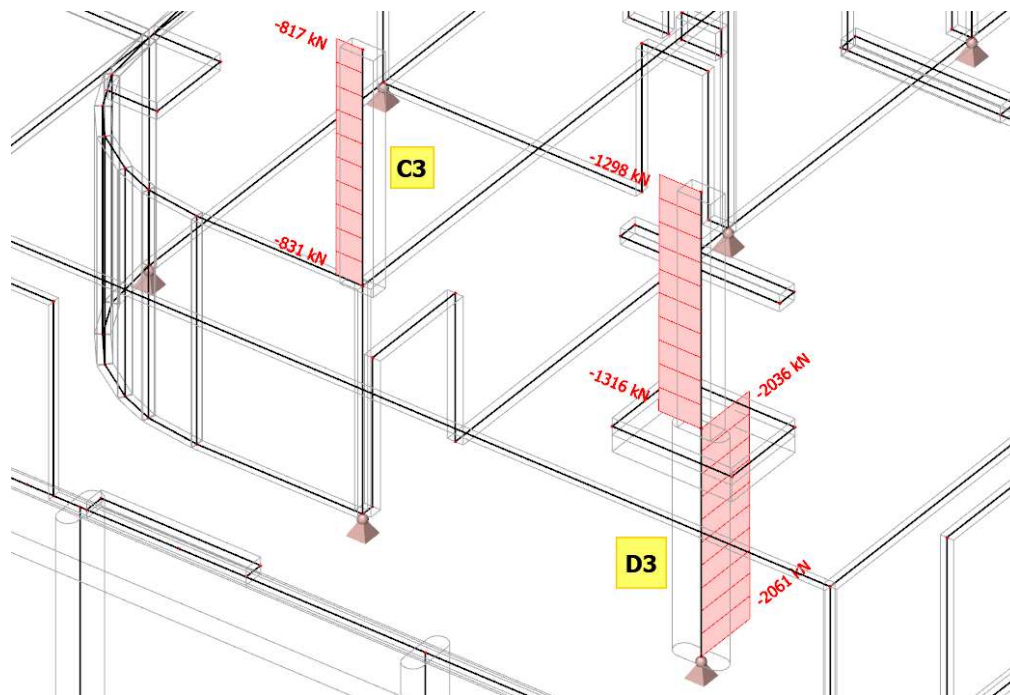


Obrázek 31 – příklad zatížení 3D modelu - skladby podlah a střechy



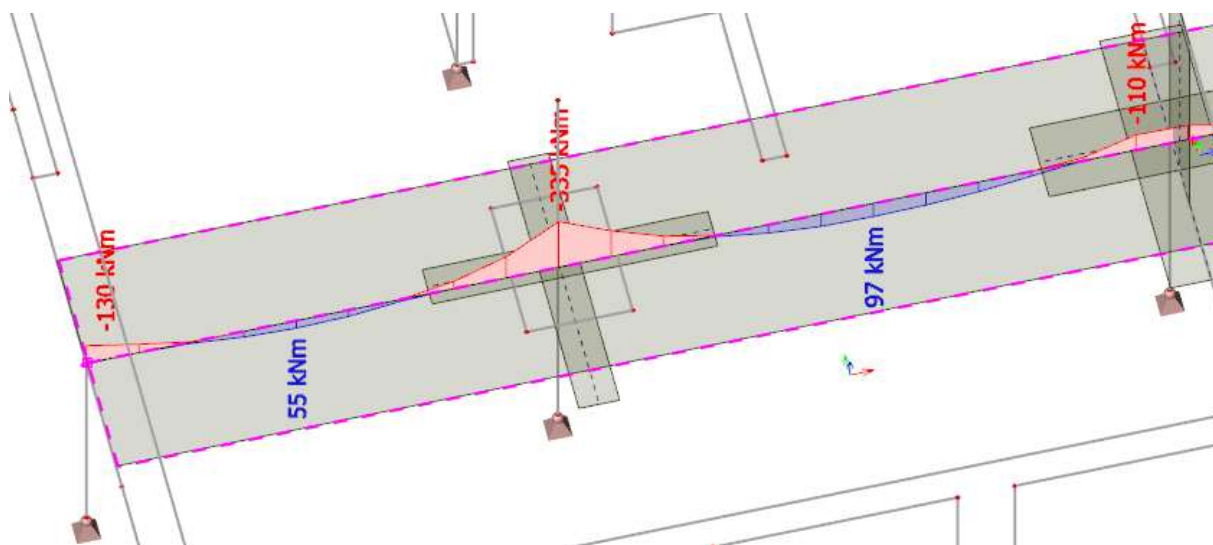
Obrázek 32 – zatížení od konstrukce krovy

V předběžném návrhu v kapitole 6.2 byly zkoumány sloupy D3 v 1.PP a v 1.NP, ve kterých vyšla normálová síla 2626 kN a 1921,1 kN, a sloup C3 v 1.NP, ve kterém vyšla normálová síla 1910 kN. Průběh normálových sil na těchto sloupech v prostorovém modelu lze vidět na obrázku 33.

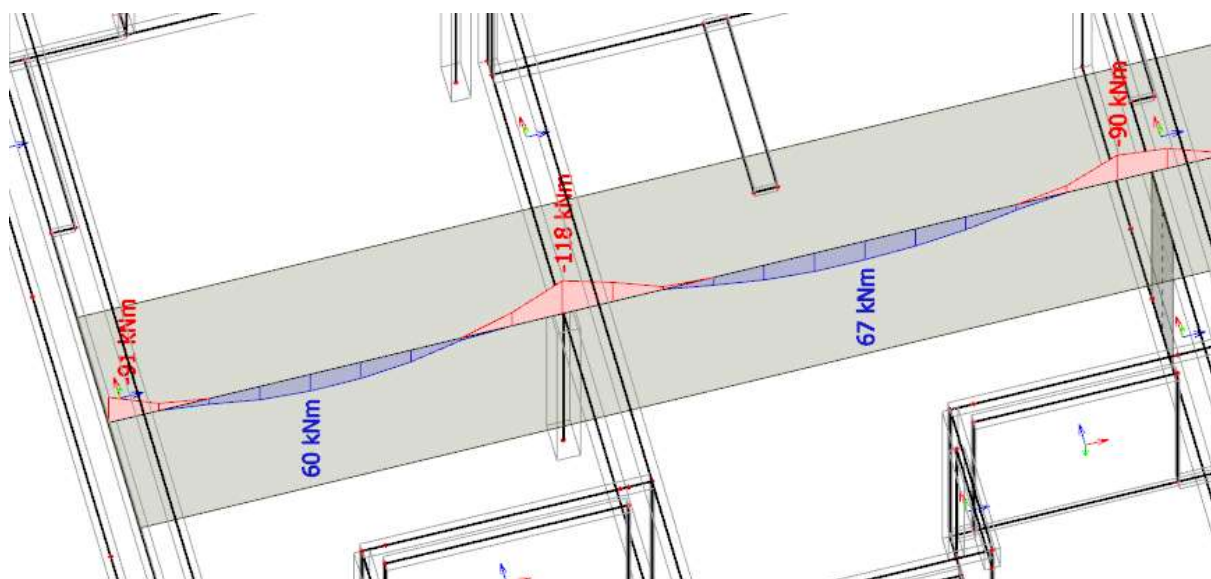


Obrázek 33 - průběh normálových sil na sloupech v 1.PP a 1.NP

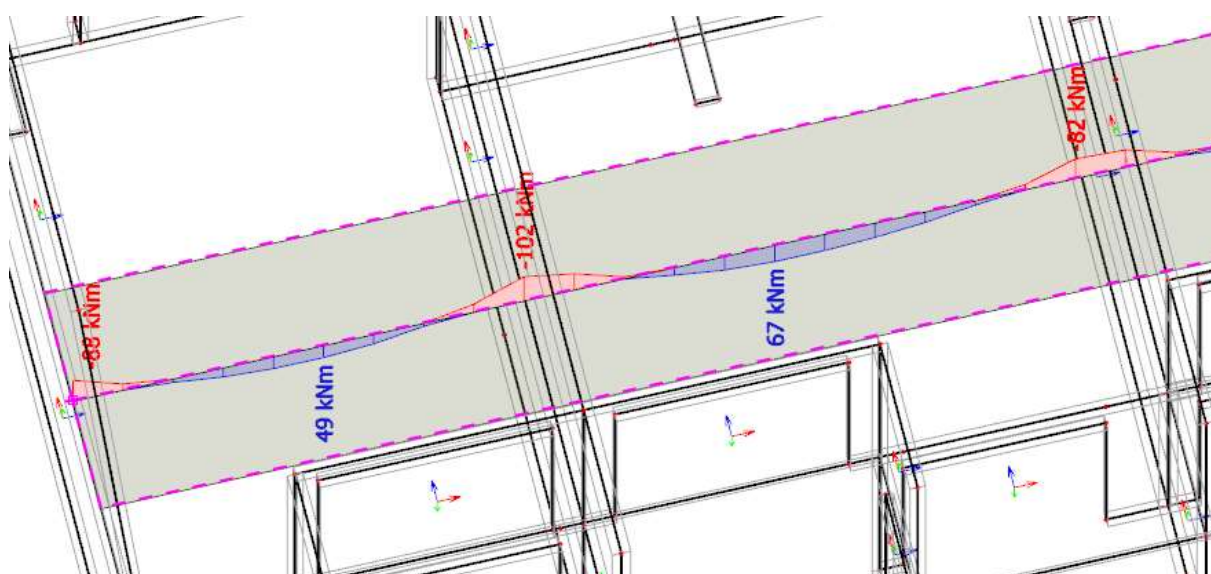
V kapitole 6.1 byl spočten moment na deskách nad 1.PP, 1.NP a 2.NP. Na prostorovém modelu byla využita funkce integračního pásu, která sečte výsledné síly v zadané šířce, a zobrazí je jako pro prutový prvek (např. nosník široký 1 m). [11] Pro porovnání vypočtených momentů ve sloupových pruzích byla uvažována stejná šířka 3 m jako při zjednodušeném výpočtu. Výsledky z prostorového modelu lze vidět na obrázcích 34 až 36.



Obrázek 34 - moment na desce 1.PP



Obrázek 35 - moment na desce 1.NP



Obrázek 36 - moment na desce 2.NP

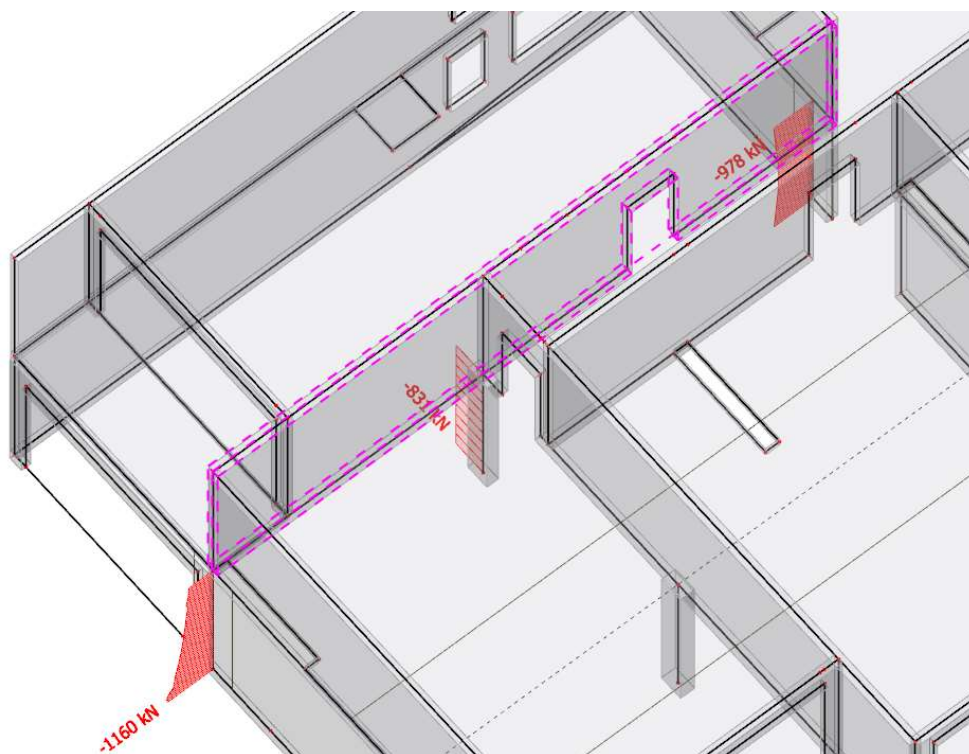
Srovnání jednotlivých hodnot je v tabulce č. 16.

prvek	zjednodušeně vypočítané	SCIA 3D	rozdíl
Sloup D3 1.PP pata	2626 kN	2049 kN	577 kN
Sloup D3 1.NP pata	1921 kN	1304 kN	617 kN
Sloup C3 1.NP pata	1910 kN	831 kN	1079 kN
Síla na protlačení v desce 1.PP	758 kN	745 kN	13 kN
Moment na desce 1.PP	120,8 kNm	97 kNm	24 kNm
Moment na desce 1.NP	90,2 kNm	67 kNm	23 kNm
Moment na desce 2.NP	70,2 kNm	67 kNm	3 kNm

Tabulka 16 - porovnání výsledků s modelem

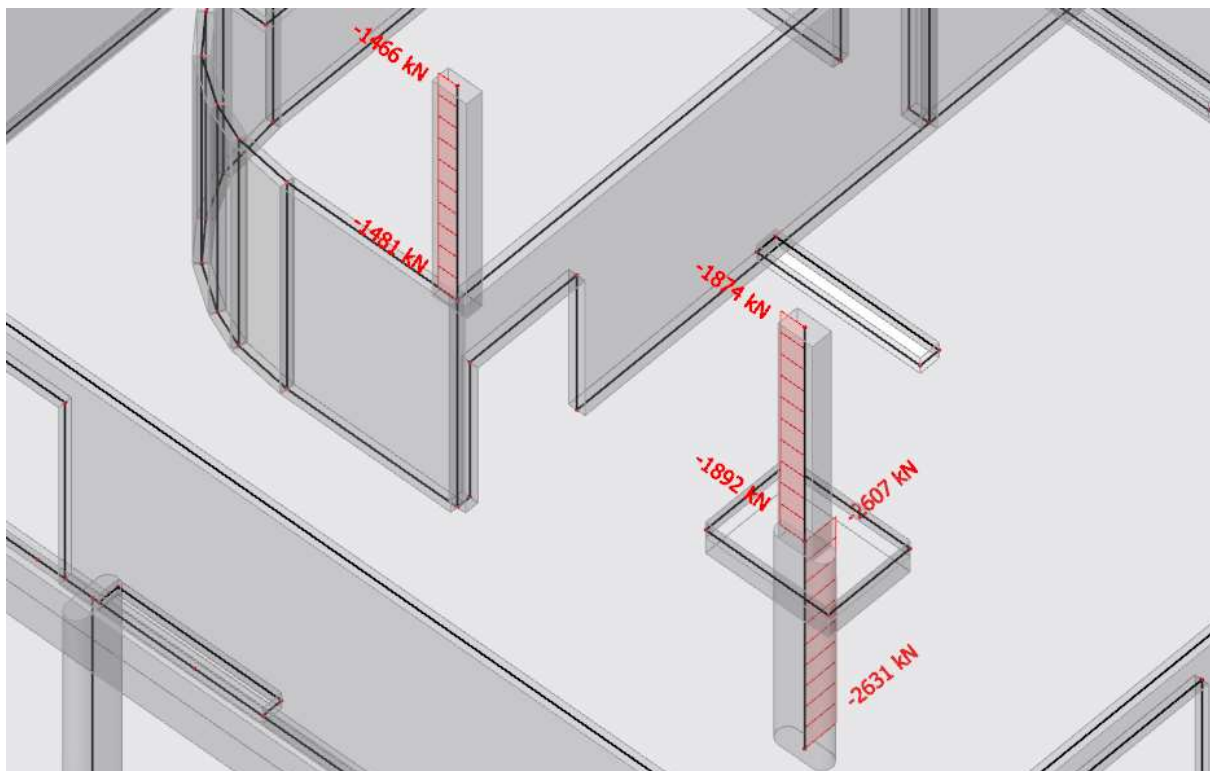
Normálové síly ve sloupech D3 vycházejí menší o 20-30% z modelu, ale síla na protlačení získaná z rozdílu normálových sil vychází velmi podobně. U sloupu C3 se liší síly o 56%, což je příliš rozdílná hodnota, pravděpodobně dochází k roznesení sil přes stěnový nosník do stěn, které jsou kolem sloupu a mají větší tuhost. U stropních částečně lokálně podepřených desek nad 1.PP a 1.NP vycházejí ohybové momenty v poli o cca 25% nižší. U desky nad 2.NP podepřené stěnovými nosníky vychází moment velice podobně. Hodnoty získané v předběžném návrhu jsou velice konzervativní, avšak síly z modelu vycházejí z předpokladu dokonale tuhého spojení všech prvků v modelu, proto při podrobném návrhu podle hodnot z celkového MKP modelu by bylo třeba respektovat např. postup výstavby a polohy pracovních spár, a tuhosti jednotlivých prvků se pokusit přiblížit reálnějším hodnotám.

V kapitole 6.3 byl předběžně ověřen vybraný stěnový nosník ve 2.NP. Z celkového modelu objektu lze pomocí integračních pásů získat hodnoty „reakcí“ v podporách nosníku. Vzhledem k tomu, že nosník je uložen po krajích na kolmých stěnách a uprostřed je podporován sloupem, došlo k jinému přerozdělení sil než v původním zjednodušeném 2D modelu, kde mají všechny podpory stejnou tuhost. Stěny jsou proti sloupu tužší, proto přeberou větší část zatížení. Součet všech reakcí vyjde proti tomu velmi podobně, a to 2814 kN z 2D modelu nosníku proti 2967 kN z 3D celkového modelu, čímž se potvrdil správný odhad velikosti působícího zatížení na nosník.

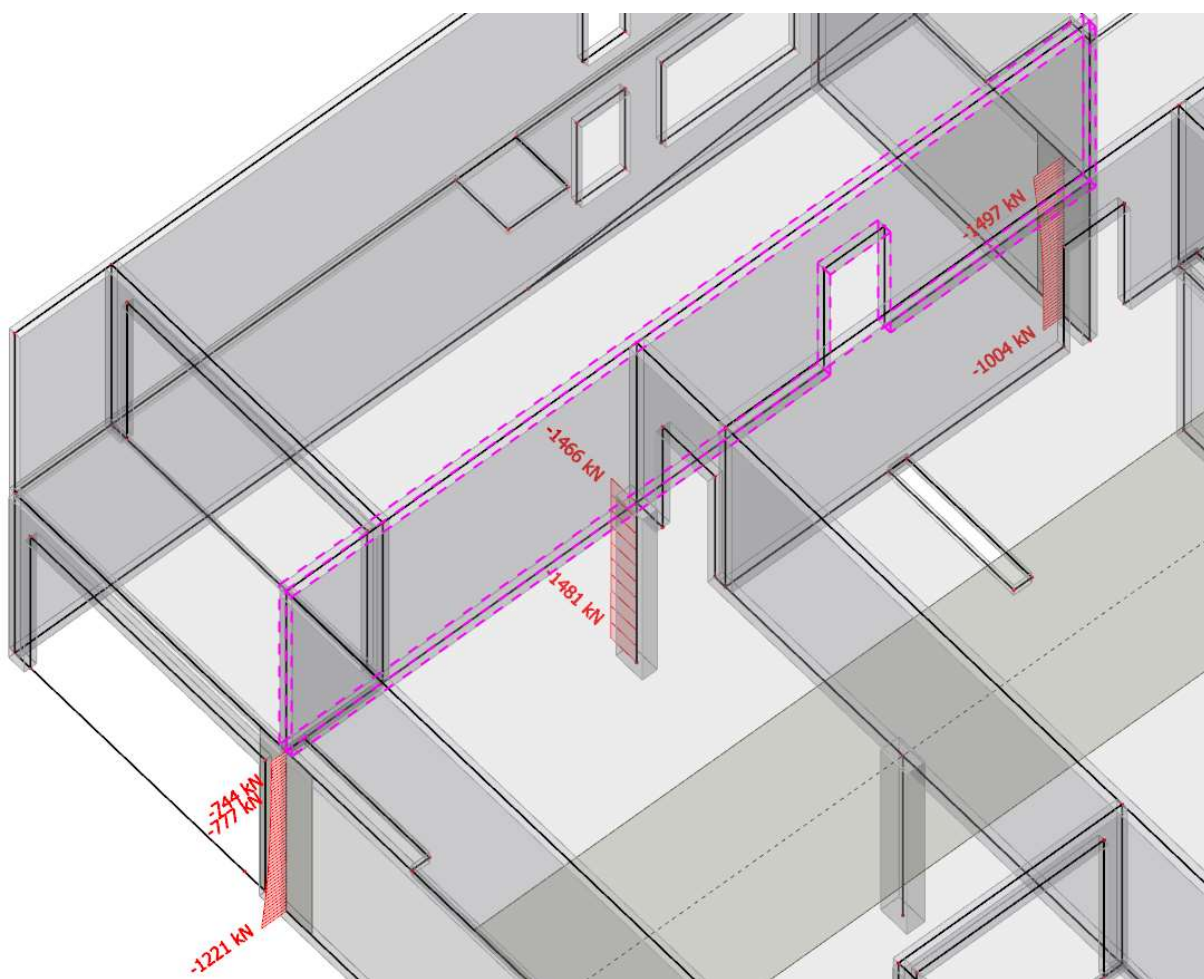


Obrázek 37 - síly v podporách vybraného stěnového nosníku





Obrázek 39 - síly ve sloupech D3 a C3 z výseku



Obrázek 40 - síly v podporách SN



Prvek	Zjednodušeně vypočítané	Celkový model	Výsek z modelu	rozdíl celkový model/ zjednodušený výpočet	rozdíl výsek/ zjednoduš. výpočet
Sloup D3 1.PP pata	2626 kN	2049 kN	2631 kN	577 kN	-5 kN
Sloup D3 1.NP pata	1921 kN	1304 kN	1892 kN	617 kN	29 kN
Sloup C3 1.NP pata	1910 kN	831 kN	1481 kN	1079 kN	429 kN
Síla na protlačení v desce 1.PP	758 kN	745 kN	739 kN	13 kN	19 kN

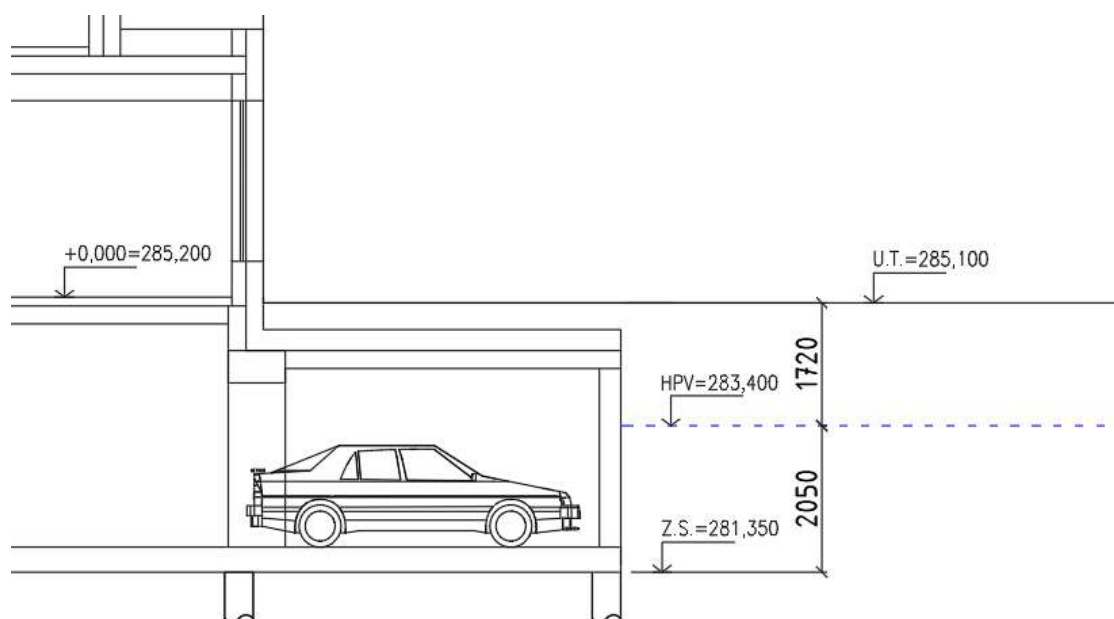
Tabulka 17 - porovnání normálových sil z celkového modelu a výseku

Hodnoty získané z výseku modelu se blíží více zjednodušeně vypočteným hodnotám než hodnoty z celkového modelu, proto dále pro podrobný návrh vybraného stěnového nosníku a jeho podpor budou síly z vytvořeného výseku brány jako vstupní hodnoty.

## 7.2 VYPLAVÁNÍ OBJEKTU

Pomocí prostorového modelu bude ověřeno, v jaké fázi hrubé stavby bude dosaženo dostatečné vlastní tíhy konstrukce, aby nedošlo k vyplavání objektu od vztlakové síly od podzemní vody.

Podzemní voda byla při provádění inženýrsko-geologického průzkumu zastižena v hloubce 2,05m nad základovou spárou – grafické znázornění viz obrázek 41.



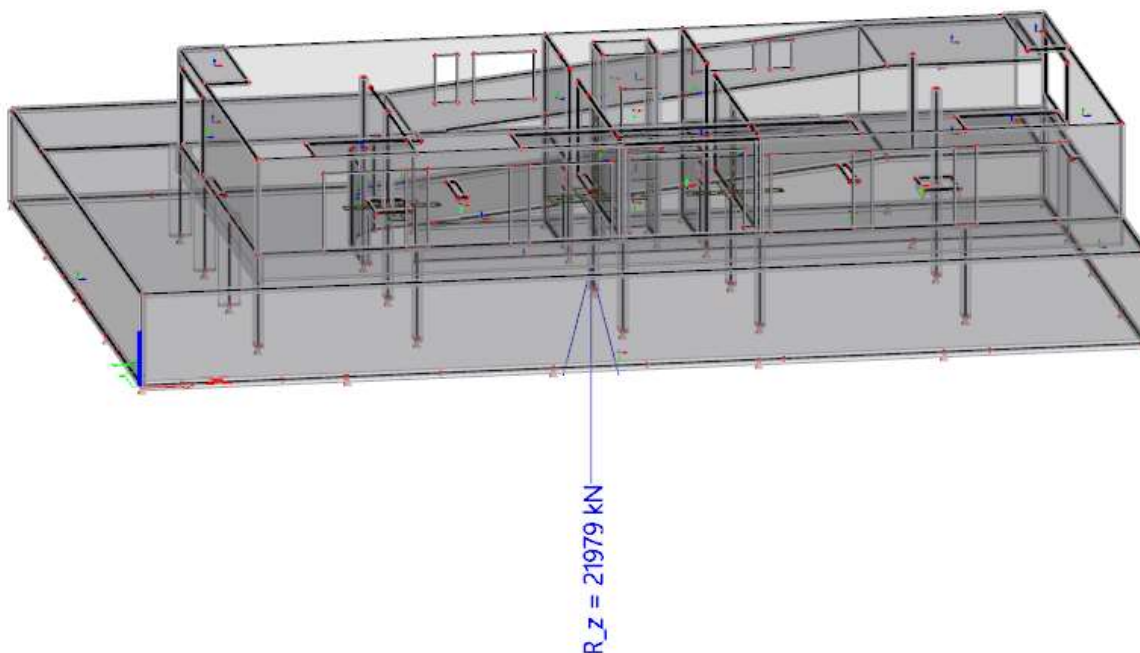
Obrázek 41 - schéma výšky HPV

Stanovení vztahové síly:

$$F_{vz} = V \cdot \rho \cdot g = 27,95 \cdot 36,85 \cdot 2,050 \cdot 1000 \cdot 10 = 21\,115 \text{ kN}$$

kde rozměry objektu jsou 27,95 x 36,85 m.

Nyní bude využito prostorového modelu, ze kterého bude vytvořen výsek. Ve výseku se pomocí výslednice svislé reakce v zatěžovacím stavu 1 určí vlastní tíha konstrukcí. Zatěžovací stav 1 obsahuje pouze vlastní tíhu železobetonových prvků bez jakéhokoliv jiného přitížení, a bez bezpečnostních koeficientů. Výsledek z programu SCIA Engineer 21.1 lze vidět na obrázku 42.



Obrázek 42 – výslednice svislé reakce pro 1.PP a 1.NP bez stropní desky

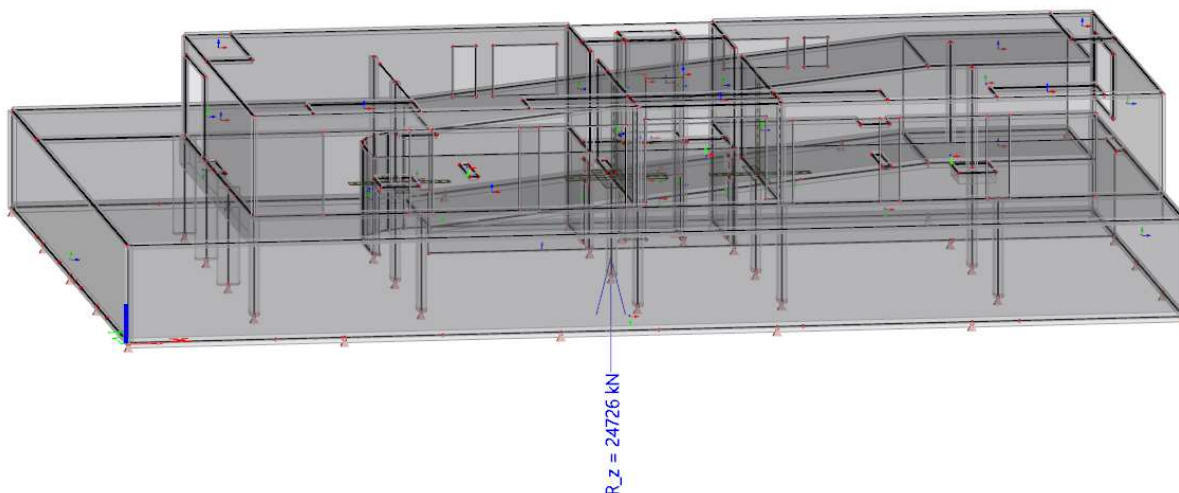
kontrola splnění podmínky:

$$F_z = \gamma_G R_z = 0,9 \cdot 21\,979 = 19\,781 \text{ kN} \geq 21\,115 \text{ kN} = F_{vz} ,$$

kde  $\gamma_G$  je součinitel pro stálé zatížení působící příznivě, tedy 0,9

**Nesplněno.**

První odhad nebyl správný, další model bude s přitížením od stropní desky nad 1.NP. Tento model lze vidět na obrázku 43.



Obrázek 43 - výslednice svislé reakce pro 1.PP a 1.NP se stropní deskou

kontrola splnění podmínky:

$$F_z = \gamma_G R_z = 0,9 \cdot 24726 = 22\,253\, \text{kN} \geq 21\,115\, \text{kN} = F_{vz}$$

**Splněno.**

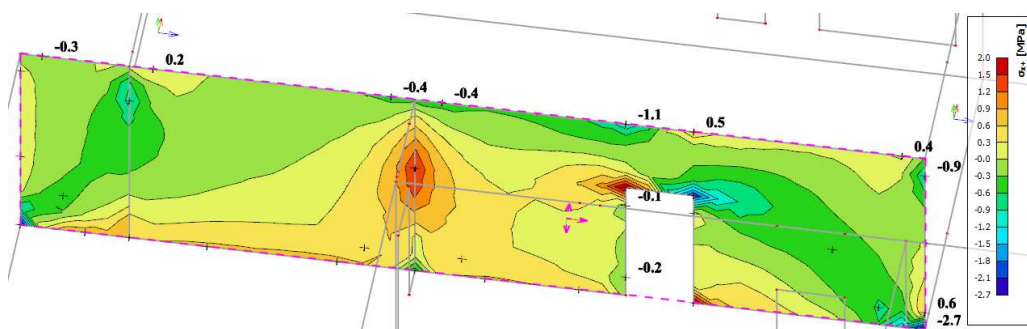
Po krátké iteraci bylo zjištěno, že pro zamezení vyplavání objektu bude nutno zrealizovat hrubou stavbu - monolit alespoň od základové desky až po 1.NP se stropní deskou, teprve poté lze zastavit čerpání vody ze základové spáry.

## 8 PODROBNÉ POSOUZENÍ VYBRANÉHO STĚNOVÉHO NOSNÍKU V 2.NP

Pro vybraný stěnový nosník, který byl předběžně posouzen v kapitole 6.3, byly vykresleny pomocí prostorového modelu celého objektu a poté i z výseku z celkového modelu v programu SCIA Engineer 21.1 průběhy základních napětí, trajektorie hlavních napětí a pružná deformace stěnového nosníku. Výstupy jsou zobrazeny v kapitolách 8.1 a 8.2.

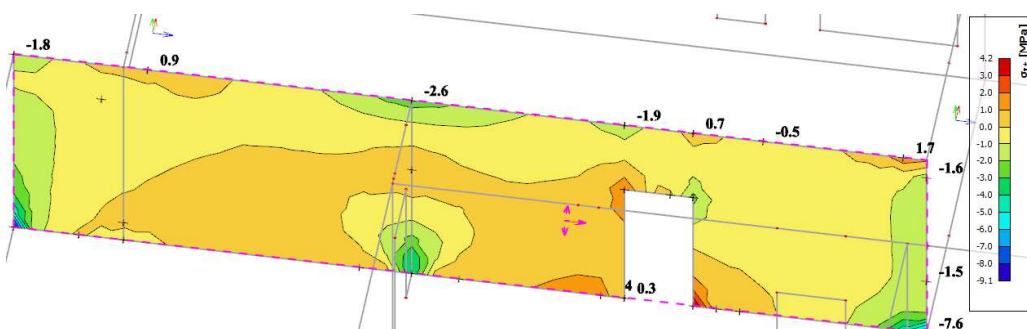
### 8.1 PRŮBĚHY NAPĚTÍ STĚNOVÉHO NOSNÍKU Z CELKOVÉHO MODELU

**Základní napětí – normálové napětí  $\sigma_x$**



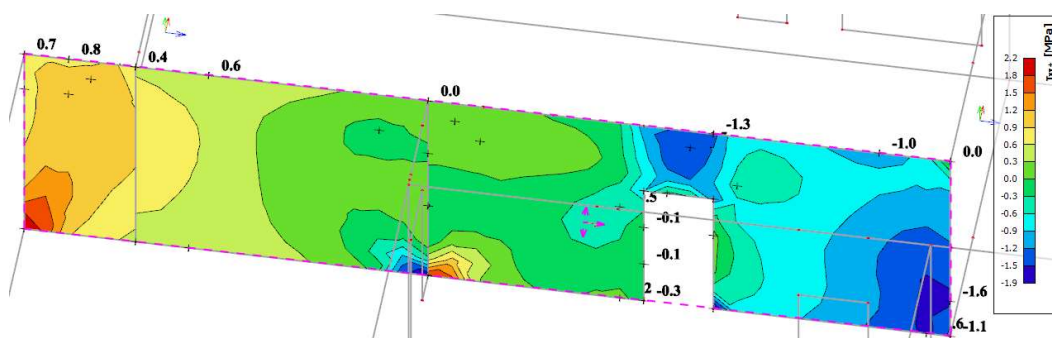
Obrázek 44 – vykreslení normálového napětí ve směru x

**Základní napětí – normálové napětí  $\sigma_y$**



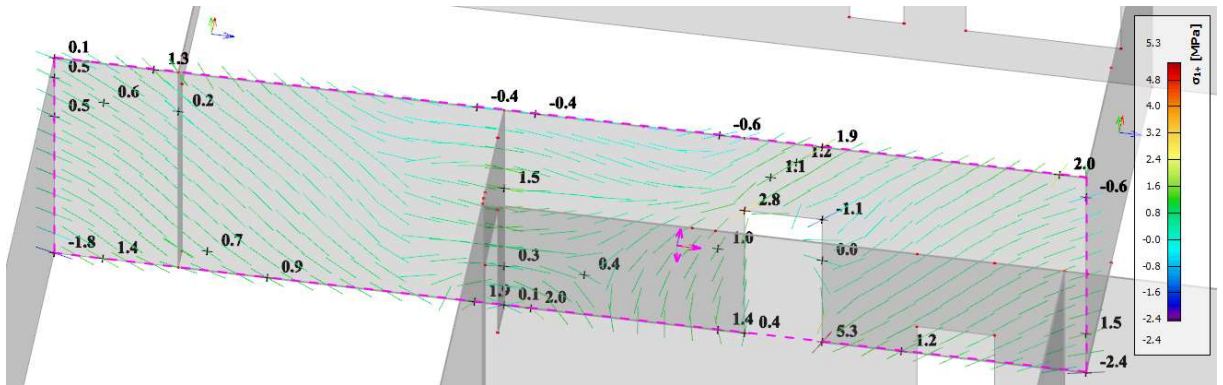
Obrázek 45 - vykreslení normálového napětí ve směru y

**Základní napětí – smykové napětí  $\tau_{xy}$**



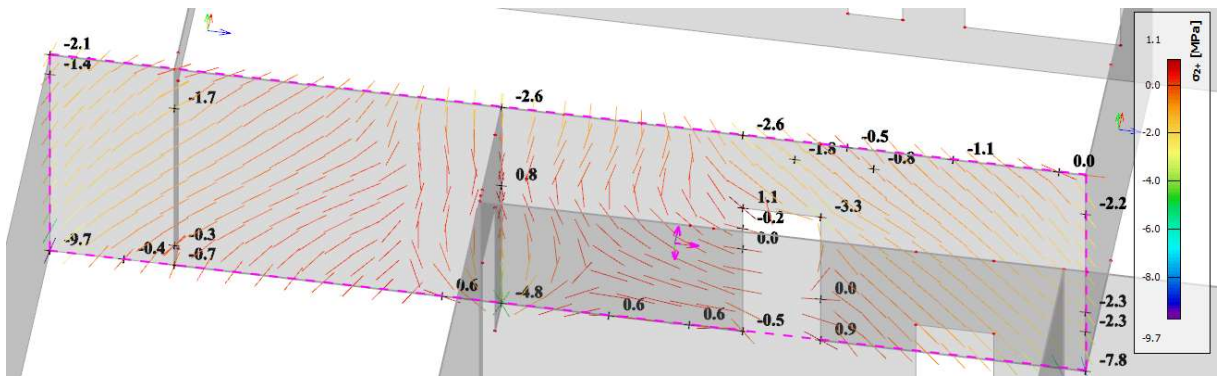
Obrázek 46 - vykreslení smykového napětí

Trajektorie hlavního napětí – hlavní napětí  $\sigma_1$  (tah)



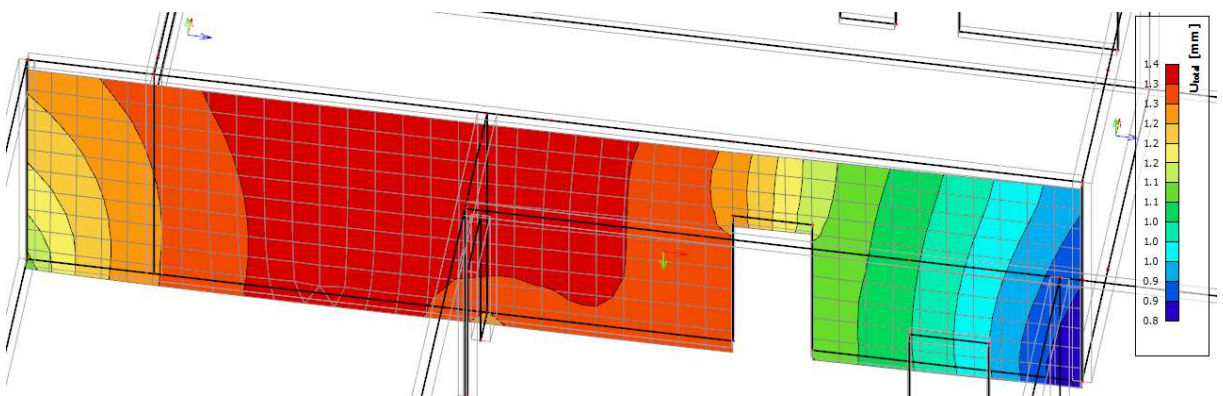
Obrázek 47 - vykreslení hlavního tahového napětí

Trajektorie hlavního napětí – hlavní napětí  $\sigma_2$  (tlak)



Obrázek 48 - vykreslení hlavního tlakového napětí

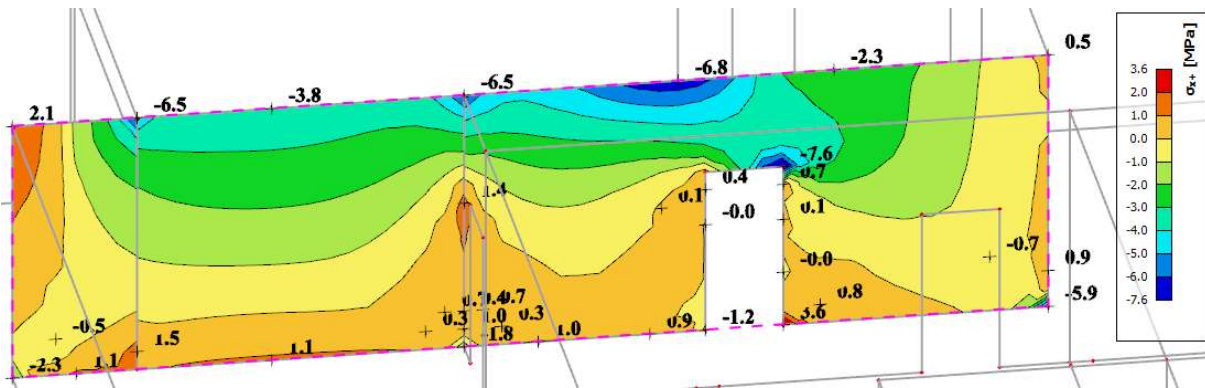
Pružná deformace –  $U_{total}$



Obrázek 49 - vykreslení deformace nosníku se sítí

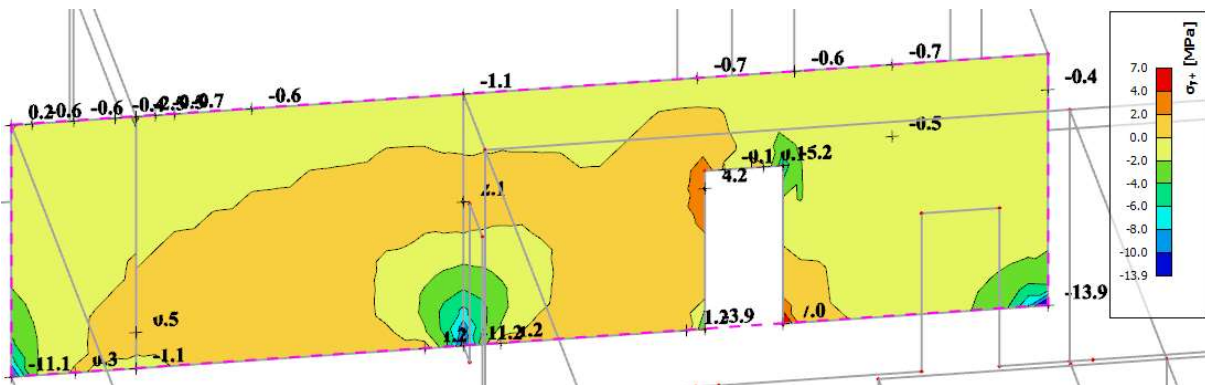
## 8.2 PRŮBĚHY NAPĚTÍ STĚNOVÉHO NOSÍKU Z VÝSEKU MODELU

### Základní napětí – normálové napětí $\sigma_x$



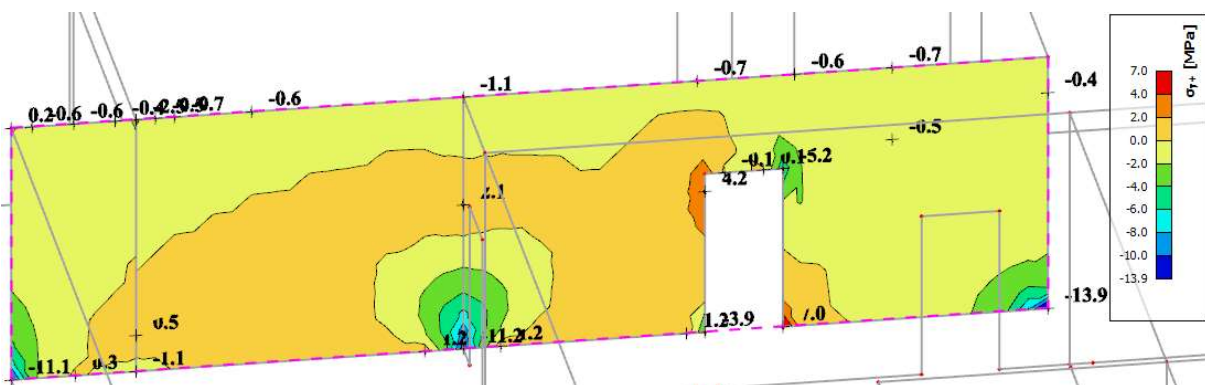
Obrázek 50 – vykreslení normálového napětí ve směru x

### Základní napětí – normálové napětí $\sigma_y$



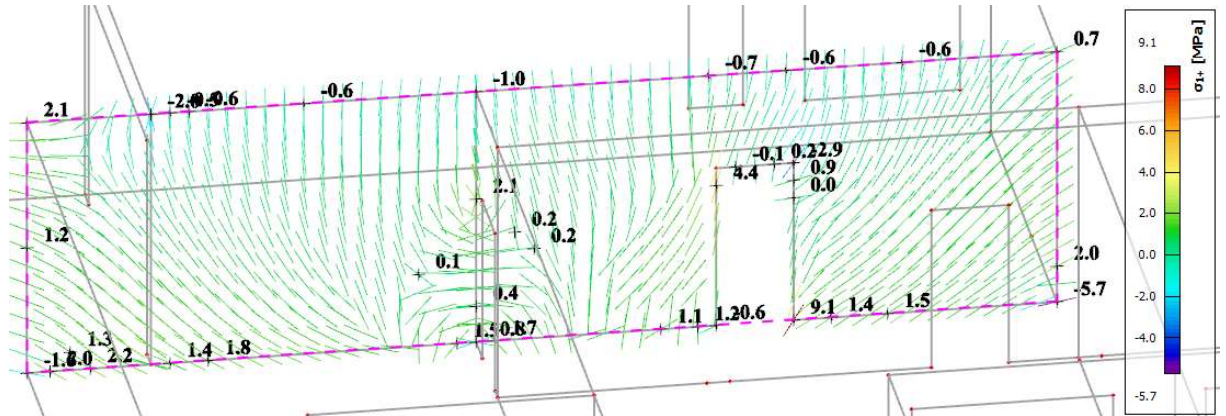
Obrázek 51 - vykreslení normálového napětí ve směru y

### Základní napětí – smykové napětí $\tau_{xy}$



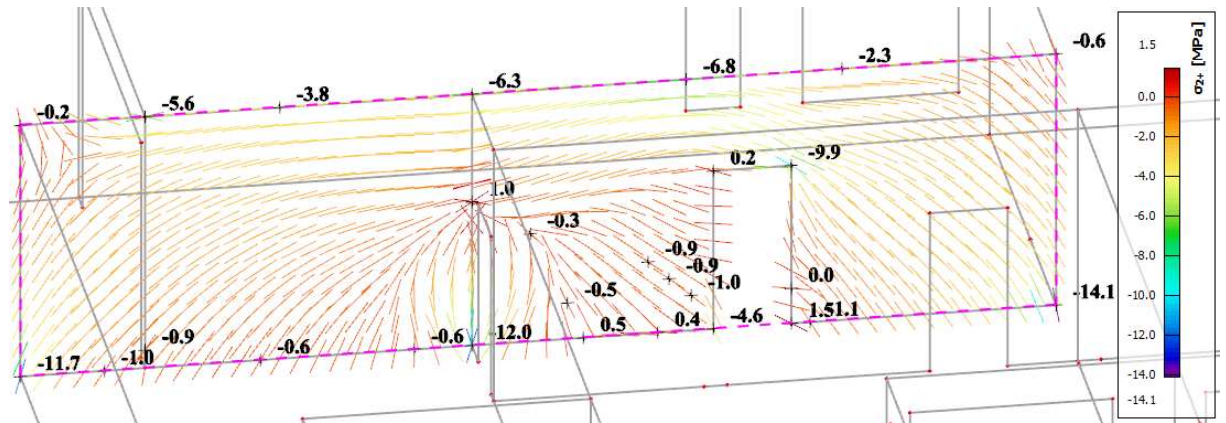
Obrázek 52 - vykreslení smykového napětí

### Trajektorie hlavního napětí – hlavní napětí $\sigma_1$ (tah)



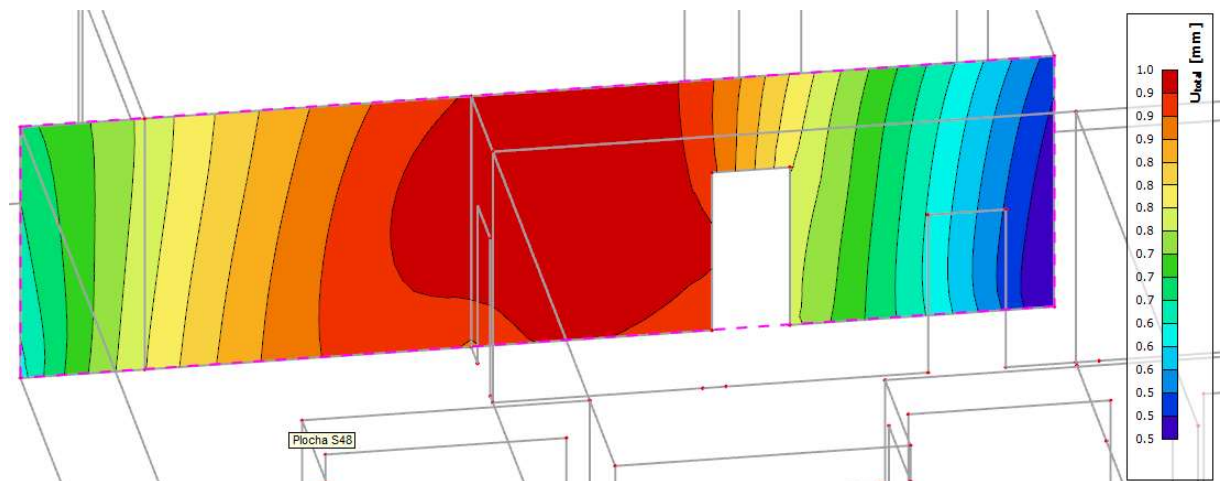
Obrázek 53 - vykreslení hlavního tahového napětí

### Trajektorie hlavního napětí – hlavní napětí $\sigma_2$ (tlak)



Obrázek 54 - vykreslení hlavního tlakového napětí

### Pružná deformace – $U_{total}$



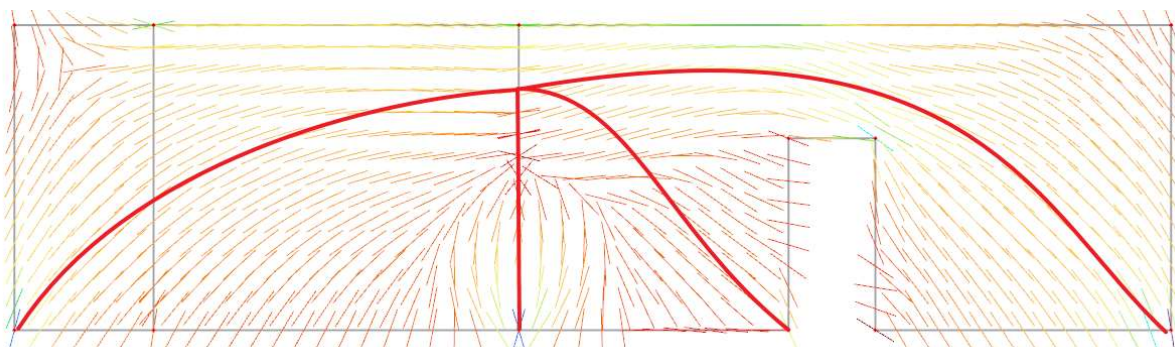
Obrázek 55 - vykreslení deformace nosníku se sítí

## 8.3 METODA PŘÍHRADOVÉ ANALOGIE

Tato metoda se používá k posouzení speciálních případů konstrukcí. Konstrukce se rozděluje na B-oblasti a D-oblasti. B-oblasti jsou oblasti s běžným chováním, ve kterých platí zachování rovinnosti průřezu před a po přetvoření, tzv. Bernoulli-Navierova hypotéza. Jako D-oblasti jsou označovány poruchové oblasti, které by se neměly posuzovat dle teorie pružnosti, protože v těchto oblastech je porušen ustálený tok průběhu vnitřních sil dochází k nelineárnímu rozložení přetvoření. [9]

Konstrukce se modeluje pomocí náhradního příhradového modelu, který by se měl více blížit skutečnému chování konstrukce. Příhradovina se skládá z tlačných a tažených prutů – vzpěr a táhel. Je vhodné vycházet z lineárně pružného stavu, a modelovat vzpěry ideálně ve směru trajektorií hlavních napětí. [9]

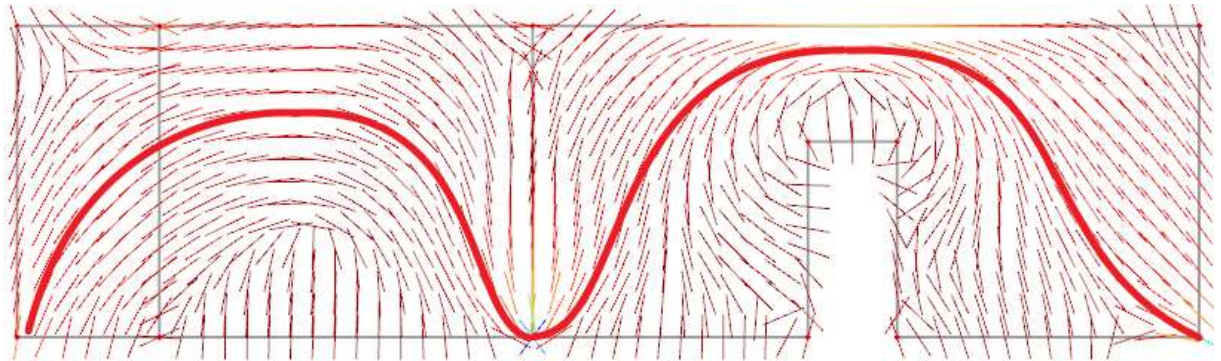
Na obrázku 56 jsou vykreslené trajektorie hlavního tlakového napětí, s červeně obtaženými hlavními proudy. Tyto trajektorie byly získány z výseku z celkového modelu, kde byla odseknuto poslední podlaží s krovem.



Obrázek 56 - trajektorie tlakových napětí s vyznačenými hlavními proudy

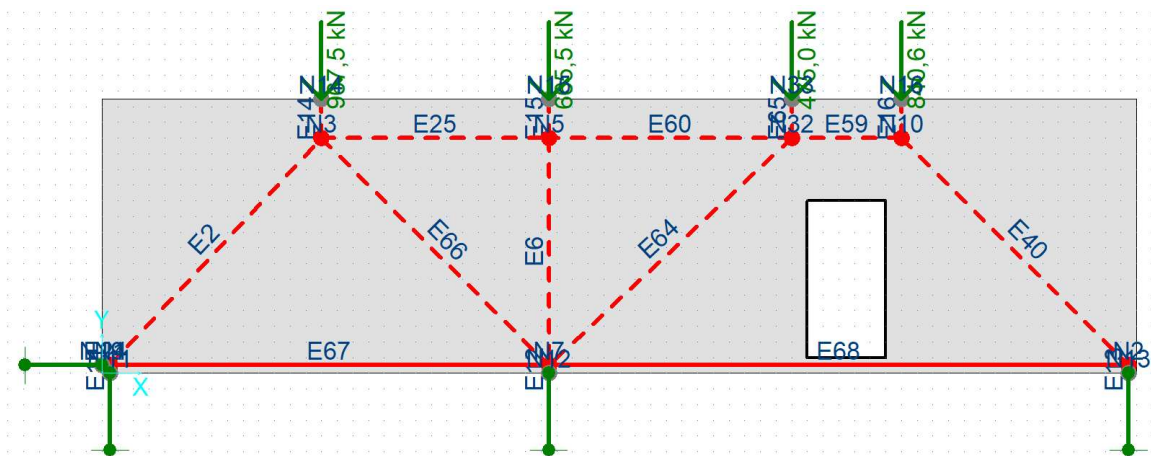
Tyto trajektorie vypovídají o tom, že stropní deska na spodní hraně stěnového nosníku je dostatečně tuhá a funguje jako spojitá podpora pro stěnový nosník. Na toto chování se ale nelze zcela spolehnout, protože deska může být potrhána a v reálné konstrukci nemusí takto působit vůbec. Z tohoto důvodu byla zanedbána tuhost stropní desky snížením její tloušťky na 1 mm v modelu, a trajektorie byly vykresleny ještě jednou na obrázku 57.





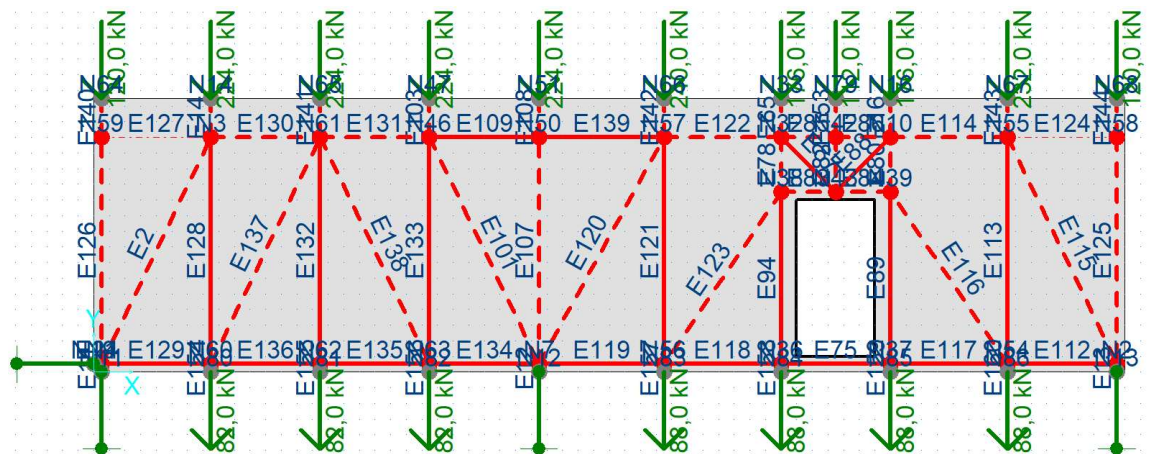
Obrázek 57 - trajektorie hlavního tlakového napětí s vyznačenými hlavními proudy

Na základě těchto obrázků byl sestaven model příhradové analogie, který lze vidět na obrázku 58. Červeně jsou označeny pruty příhradoviny, čárkovaně vzpěry a plně táhla.



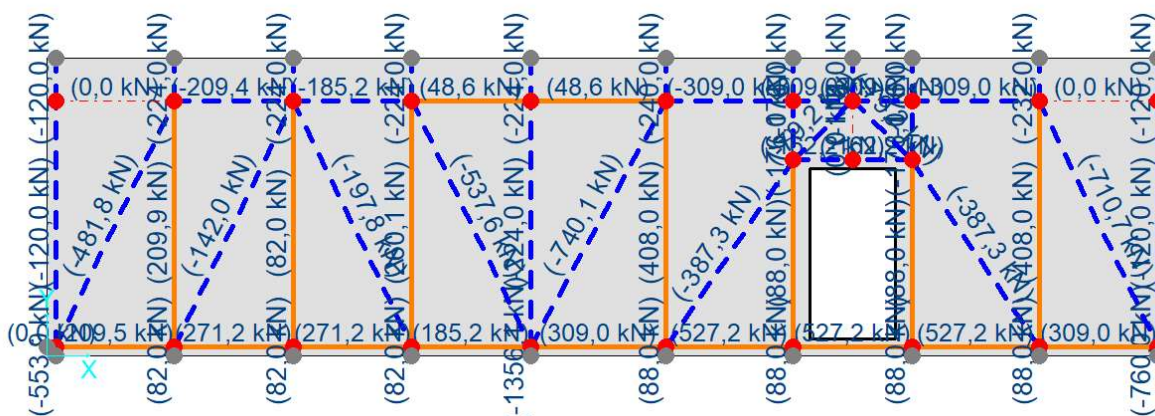
Obrázek 58 - první model náhradní příhradoviny

Tento model je velmi zjednodušený, inspirovaný základními případy řešených v literatuře [9], a neodpovídá příliš tomuto případu s líniovým zatížením na horní hraně, kde je opřena po celé délce stropní deska nad 2.NP a stěna, a na spodní hraně je zavěšena stropní deska nad 1.NP. Proto byl model upraven, tak aby více vystihoval reálné zatížení a zohlednil dveřní otvor. Na obrázku 59 je vidět model s přidáním více uzlů, na které bylo rozpočítáno zatížení.



Obrázek 59 - vylepšený model náhradní příhradoviny

Z tohoto modelu byly odečteny síly v táhlech a na tyto síly byla předběžně navržena výztuž. Výsledné síly jsou vidět na obrázku 60.



Obrázek 60 - výsledné síly na modelu náhradní příhradoviny

Jako základní rastr byl zvolen  $\varnothing 8$  mm po 250 mm ( $A_{s,prov} = 402 \text{ mm}^2$ ) vodorovně i svisle při obou površích. Pro ostatní síly v táhlech byla zvýšena plocha výztuže lokálně příložemi, v tabulce č. 18 je vypsáno vyztužení. Jedná se o první odhad výztuže, tato výztuž bude zadána do programu Statica IDEA a následně bude posouzena.

Síla v táhle [kN]	potřebná plocha [mm <sup>2</sup> ]	Navržená výztuž	Navržená plocha výztuže [mm <sup>2</sup> ]
82	189	$\varnothing 8/250$ mm	402
209,9	483	$\varnothing 8/250$ mm	402
260	598	$\varnothing 8/250$ mm	402
408	938	$\varnothing 8/125$ mm	804
271,2	623	4x $\varnothing 16$	804
527,2	1212	6x $\varnothing 16$	1206

Tabulka 18 - vyztužení SN podle modelu náhradní příhradoviny

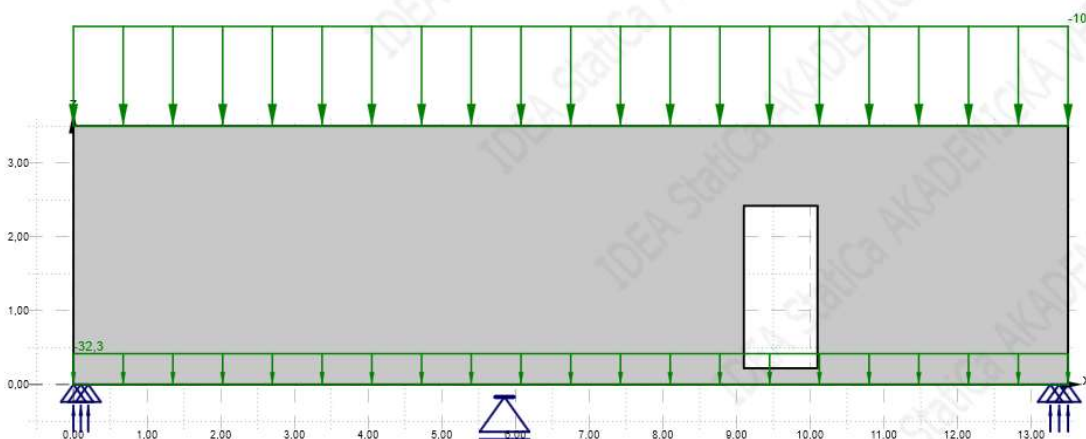
Síly 271,2 kN a 527,2 kN odpovídají táhlům při spodním okraji stěnového nosníku, zde neplatí základní rastr výztuže, a proto jsou vyztuženy jednotlivými pruty jako skrytý nosník v desce. V některých táhlech vychází větší potřebná plocha výztuže než navržená, v těchto silách není zohledněna redistribuce sil po celé ploše stěnového nosníku, proto se nejdříve ověří únosnost základního rastru modelem ve Statica IDEA, a poté se případně navrhne zvětšení plochy výztuže příložemi, nebo změna rastru.

## 8.4 MODEL V SOFTWARE STATICA IDEA

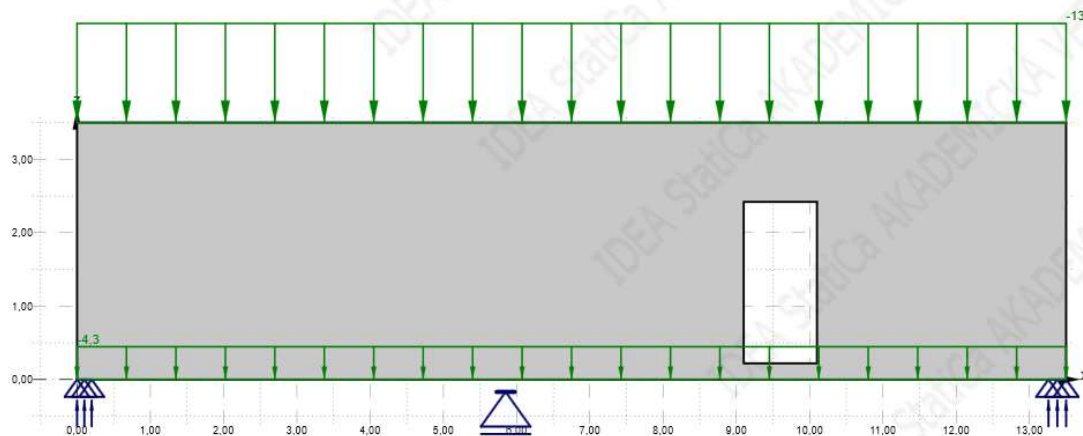
V tomto programu bude provedeno nelineární posouzení vybraného stěnového nosníku. Bude ověřeno maximální napětí v betonu a výztuži a navrženo vyztužení tohoto stěnového nosníku. Na obrázku 61 lze vidět geometrii modelu. Tento model byl zatížen lineovým zatížením na spodním a horním okraji. Hodnoty zatížení jsou v tabulce 19 a 20. Zatížení modelu lze vidět na obrázku 62 a 63.



Obrázek 61 - model SN ve Statica IDEA



Obrázek 62 - stálé zatížení modelu



Obrázek 63 - proměnné zatížení modelu

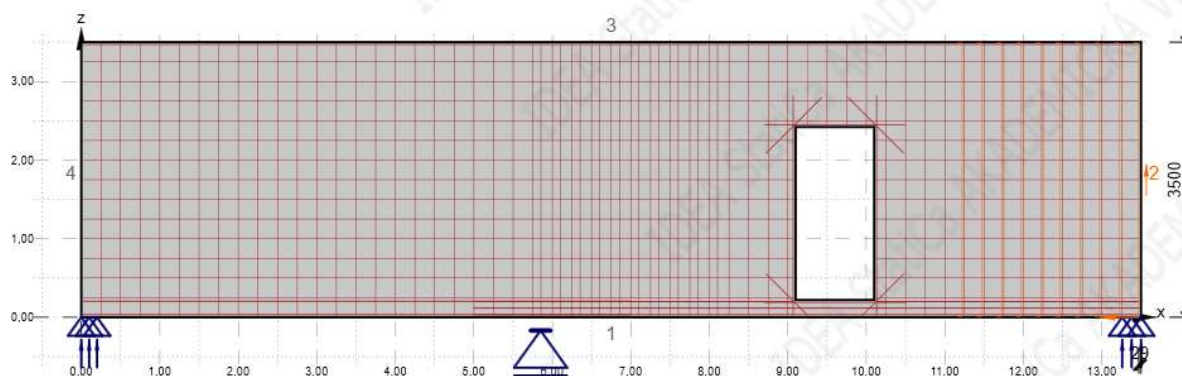
Zatížení zavěšené na spodní okraj	$f_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	L [m]	lin. zatížení [kN/m]
ŽB deska	6,3	3,66	22,8
podlaha patro	2,6	3,66	9,5
<b>CELKEM stálé</b>			<b><math>g_k=32,3</math></b>
příčky - zděné	1,2	3,66	4,4
užitné - obytné prostory	1,5	3,66	5,5
<b>CELKEM proměnné</b>			<b><math>q_k=9,9</math></b>

Tabulka 19 - zatížení na spodní okraj SN

Zatížení na horním okraji	$f_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	L [m]	lin. zatížení [kN/m]
ŽB deska 2.NP	5,5	3,66	20,1
podlaha patro	2,6	3,66	9,5
ŽB deska 3.NP	5,5	3,66	20,1
zatížení od krovu - zjednodušené	1,0	4,11	4,1
ŽB stěny tl. 240 mm	6,0	8,44	50,6
<b>CELKEM stálé</b>			<b><math>g_k=104,5</math></b>
užitné provozní zat. střechy	0,8	4,11	3,1
příčky - zděné	1,2	4,11	4,9
užitné - obytné prostory	1,5	3,66	5,5
<b>CELKEM proměnné</b>			<b><math>q_k=13,5</math></b>

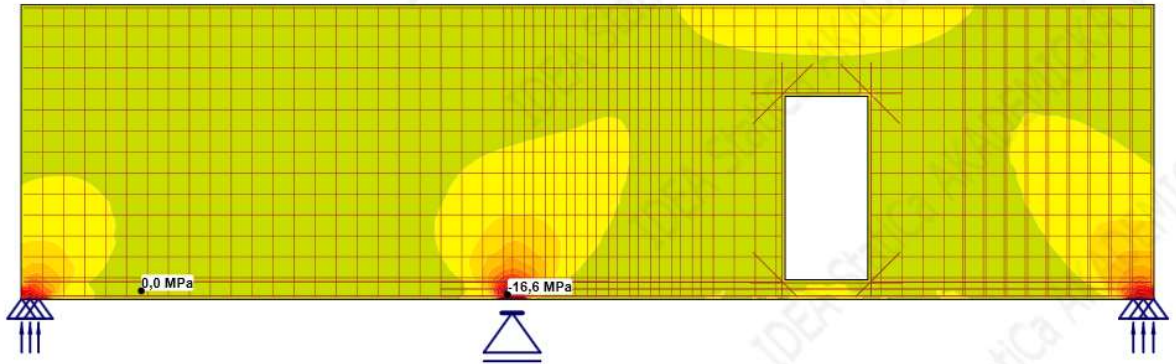
Tabulka 20 zatížení na horní okraj SN

První odhad vyztužení stěnového nosníku je v kapitole 6.3 z metody příhradové analogie, nosník byl vyztužen podle tabulky 18, grafické znázornění lze vidět na obrázku 64.



Obrázek 64- první odhad výztuže nosníku

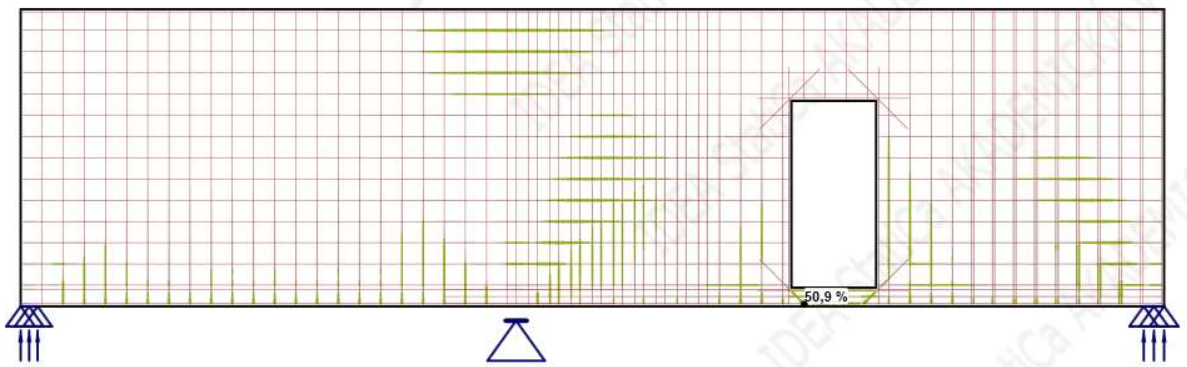
V předběžném posouzení stěnového nosníku vyšlo, že prostřední podpora (sloup) je příliš úzká a nemusí vyhovět beton v tlaku. Proto se spočte model a vykreslí se průběh napětí v betonu na stěnovém nosníku, výsledek lze vidět na obrázku 65.



Obrázek 65 - napětí v betonu z prvotního odhadu výztuže

Limitní napětí pro MSÚ je 16,67 MPa, zde byl ale výpočet ukončen dříve z důvodu dosažení maximální únosnosti, konkrétně při 90,7% stálého zatížení. To značí, že podporu bude skutečně nutné rozšířit, např. udělat na sloupu pod deskou náběhy.

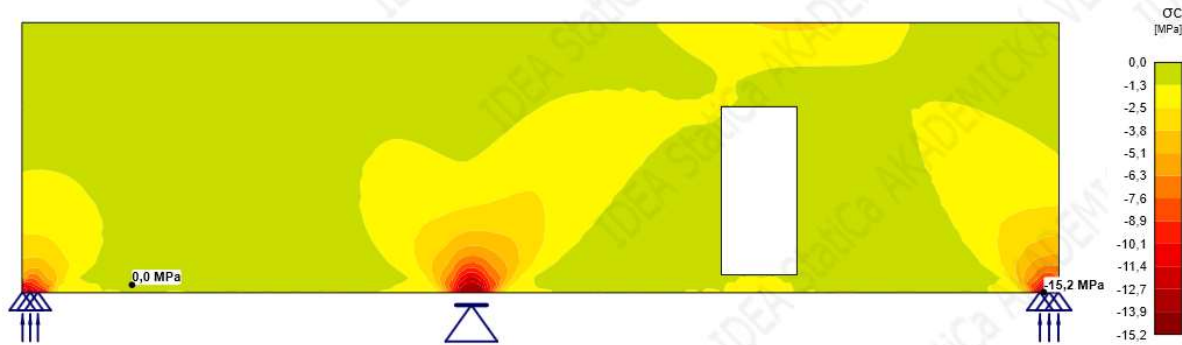
Využití výztuže dosahuje malých hodnot, nejvíce 50,9% v nosníku pod prahem dveří, a 41% v tlakové diagonále nad sloupem uprostřed. Výsledek je vidět na obrázku 66.



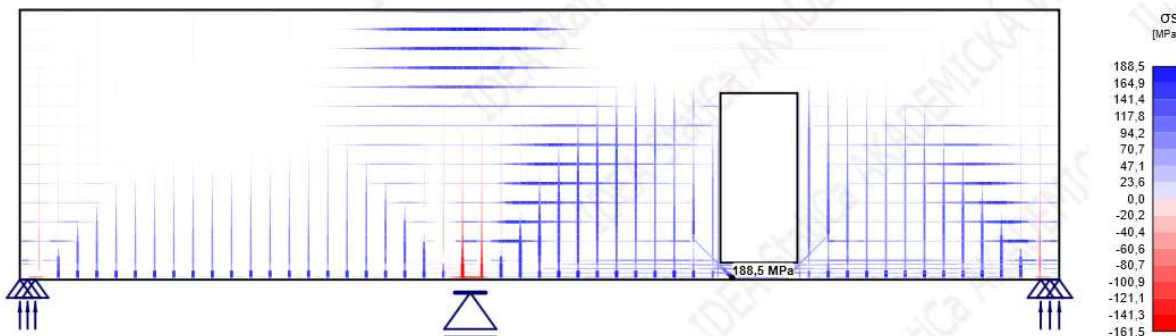
Obrázek 66 – využití výztuže z prvotního odhadu

Z tohoto plyne, že navržená výztuž je předdimenzovaná. Zesílení rastru v pravé části nosníku nebude nutné, v příští iteraci bude zde uvažován pouze základní rastr  $\varnothing 8$  po 250 mm.

V předběžném návrhu vyšlo rozšíření podpory na 400 mm, vyztužení bude jen základním rastrem a skrytým průvlakem v desce pod dveřmi. Výsledky jsou na obrázcích 67 a 68.



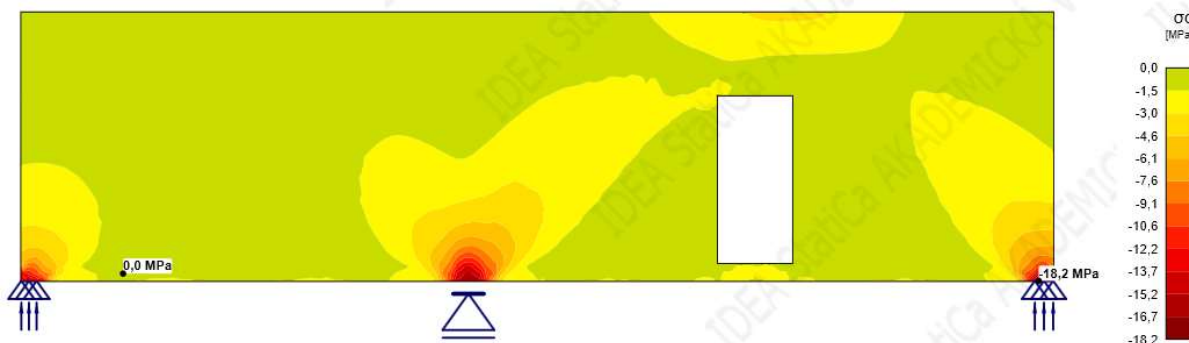
Obrázek 67 - napětí v betonu z druhé iterace



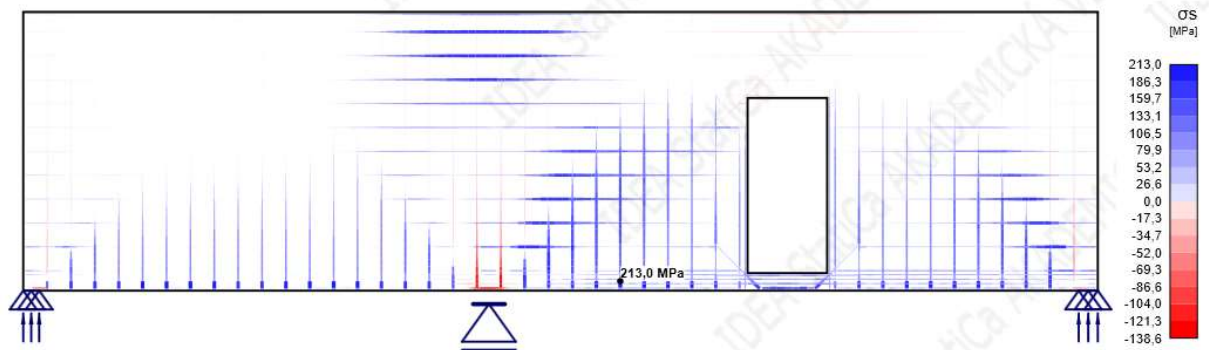
Obrázek 68 - napětí ve výztuži z druhé iterace

Napětí u sloupu se snížilo na 13,7 MPa, ale okrajové podpory jsou stěny tl. 200-240 mm, u kterých vzniká podobný problém jako u prostřední podpory – sloupu. Ani v tomto případě nedoiteroval výpočet do konce, napětí v betonu odpovídá 98,5% stálého zatížení. Napětí v výztuži je na 47% maximálního využití.

Ve třetí iteraci bude zvolen lepší materiál pro stěnový nosník, a to C30/37, a základní rastr výztuže pro její malé využití bude upraven na Ø8 po 300 mm. Výsledky jsou na obrázcích 69 a 70.

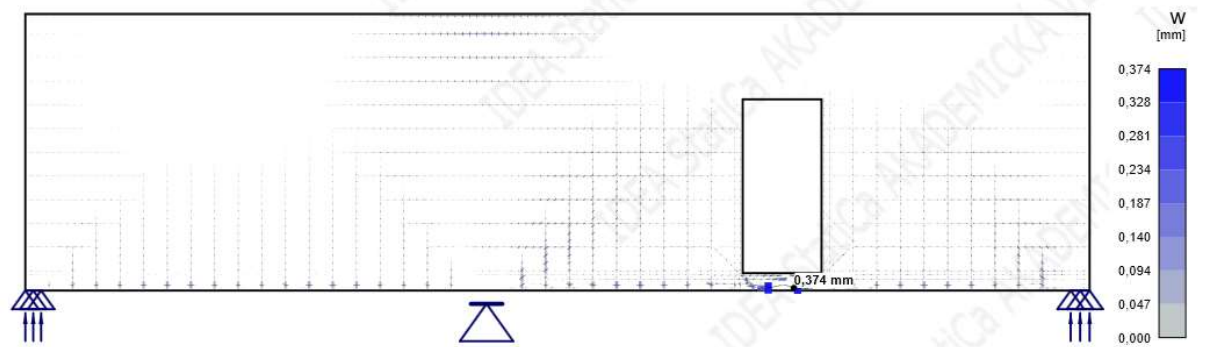


Obrázek 69 - napětí v betonu z třetí iterace



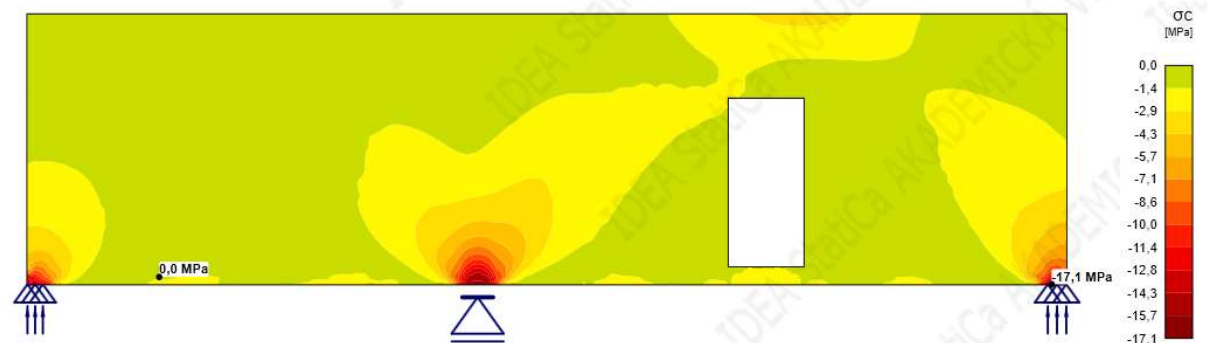
Obrázek 70 - napětí ve výztuži z třetí iterace

Výpočet doiteroval tentokrát do konce, tedy 100% stálého a 100% užitného zatížení vyvodí napětí v betonu, které je vidět na obrázku 72. Díky lepší pevnostní třídě betonu může být dosaženo hodnoty 18,2 MPa, jelikož mez pevnosti je v tomto případě 20 MPa, jde tedy o využití na 91,1%. Výztuž je využita nejvíce na 49% v tahu. Výztuž vyhovuje i z hlediska omezení napětí v MSP. Nevyhoví však na šířku trhliny, největší trhlina vzniká ve skrytém nosníku pod dveřmi, který je součástí desky. Výsledek lze vidět na obrázku 71.

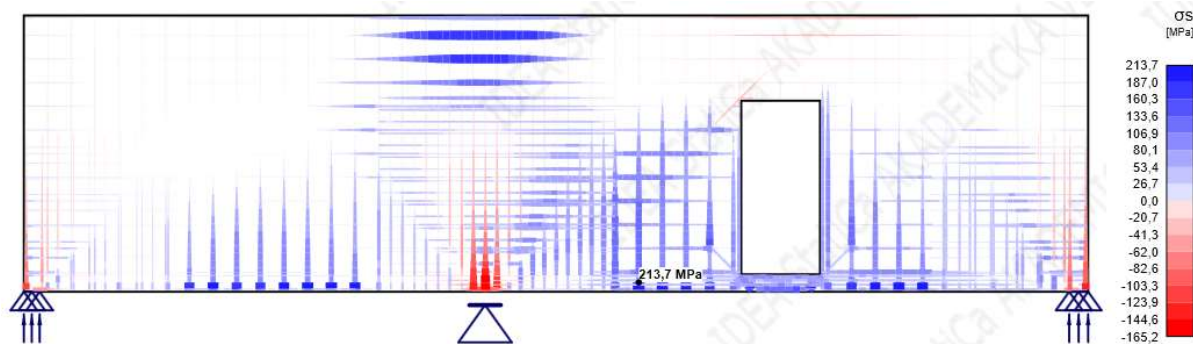


Obrázek 71 - šířka trhlín z třetí iterace

Ve čtvrté iteraci bude zvýšena plocha výztuže z původních 2x3xØ16mm na 2x4xØ16mm ve skrytém nosníku pod dveřmi. Zároveň bude přidána příložková výztuž Ø 10/200 mm nad podpory, pro roznesení napětí v betonu. Výsledná napětí jsou vidět na obrázcích 75 a 76.

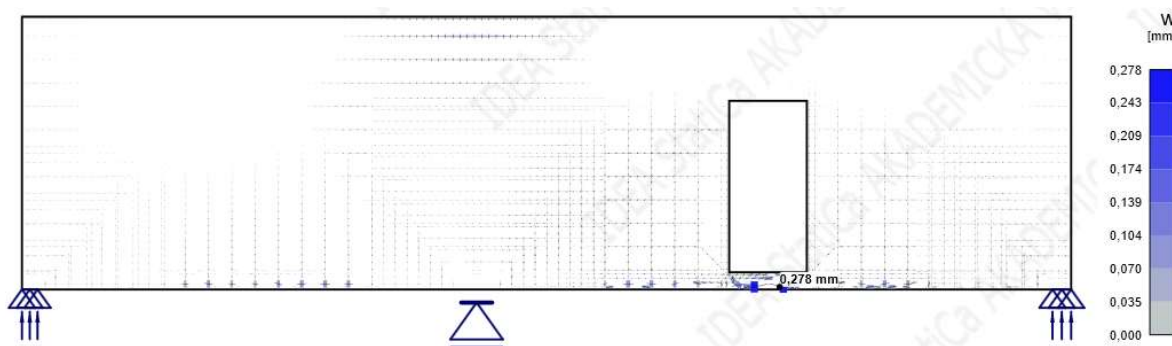


Obrázek 72 - napětí v betonu ze čtvrté iterace



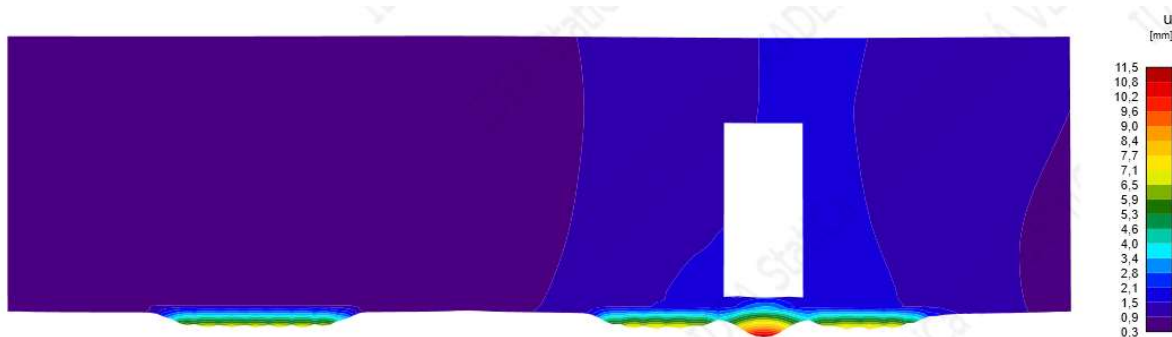
Obrázek 73 - napětí ve výztuži ze čtvrté iterace

Napětí v betonu se podařilo příložkami snížit z 18,2 MPa na 17,1 MPa. Napětí ve výztuži dosahuje podobných hodnot. Šířka trhliny se snížila na 0,278 mm a vyhoví tak požadavku 0,3 mm.



Obrázek 74 - šířka trhlin ze čtvrté iterace

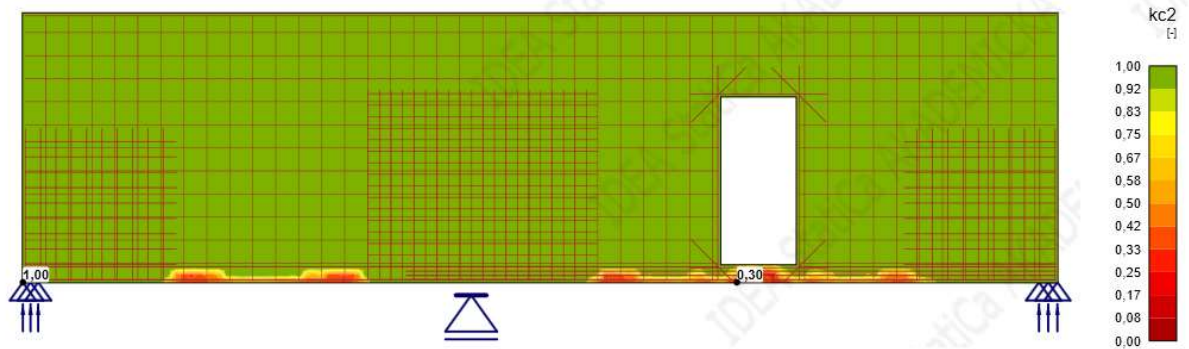
Na obrázku 75 je vykreslen průhyb s dlouhodobými účinky zatížení včetně vlivu dotvarování. Maximální hodnota vychází 11,5 mm v druhém poli nosníku, které má rozpon 7,65 m. Pokud by se uvažovala přísnější podmínka 1/500 rozpětí, byla by tato podmínka splněna, maximální hodnota by byla 15,3 mm. Tento průhyb by se ale spíše měl ověřit na modelu lokálně podepřené desky 1.NP, kde by více odpovídal skutečnosti, protože v tomto modelu jsou přiléhající desky na spodním i horním okraji zanedbávány.



Obrázek 75 - dlouhodobá deformace z programu Statica IDEA



Maximální napětí v betonu je v tomto programu porovnáváno s návrhovou pevností betonu v tlaku  $f_{cd}$ . Pouze v některých oblastech je toto napětí redukováno z důvodu příčného přetvoření pomocí součinitelů  $k_{c1}$  a  $k_{c2}$ . Průběh  $k_{c2}$  lze vidět na obrázku 76.

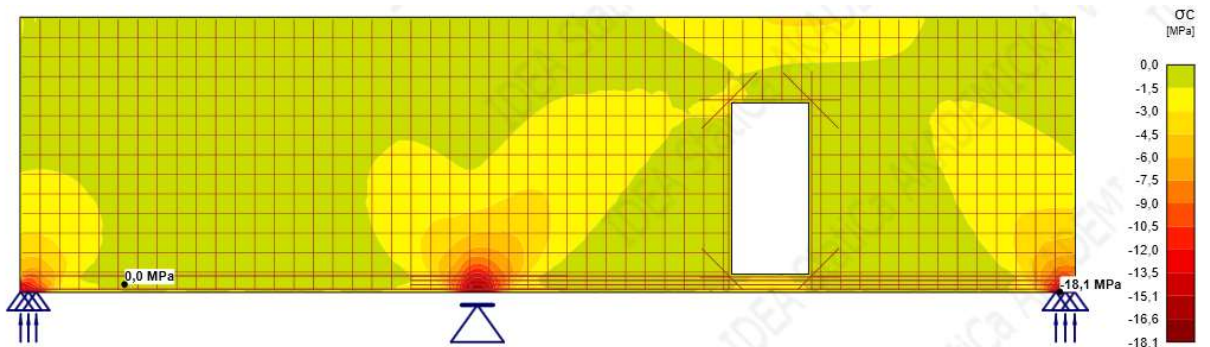


Obrázek 76 - průběh součinitele redukce tlakového napětí

Nad podporami není únosnost betonu v tlaku redukována vůbec, je redukována pouze u spodního povrchu v poli, kde v tomto případě bude přiléhat stropní deska z obou stran, kromě toho v těchto místech není nosník namáhán tlakem, ale tahem.

#### 8.4.1 NÁVRH VÝZTUŽE

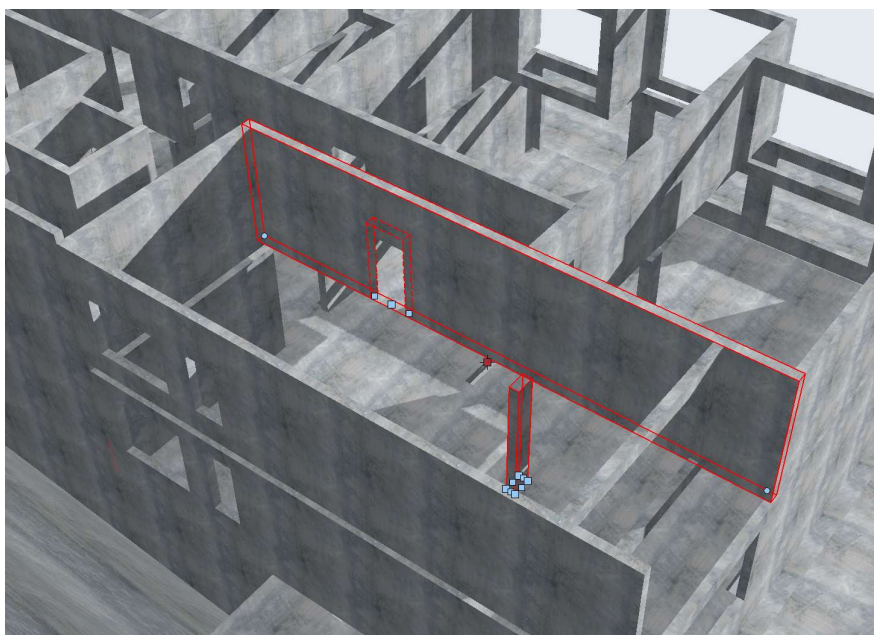
Výztuž na přímé zatížení vychází  $\text{Ø}8$  po 300 mm svisle i vodorovně, s příložkami nad podporami  $\text{Ø}10$  po 200 mm. Pro omezení vzniku trhlin od objemových změn je vhodné snížit rozteč minimálně na 250 mm. Dle národní přílohy České republiky pro [3] se doporučuje profil svislé výztuže nejméně 10 mm pro železobetonové stěny. Nad podporami nebudou navrženy příložky, stěnový nosník vyhoví i bez nich, v modelu dojde ke zvýšení napětí v betonu nad podporami, a to ze 17,2 MPa na 18,1 MPa, jak lze vidět na obrázku 77. Navržená výztuž nosníku bude tedy  $\text{Ø}10\text{mm}$  svisle a  $\text{Ø}8\text{mm}$  vodorovně s roztečemi po 250 mm a  $2 \times 4 \times \text{Ø}16\text{mm}$  ve skrytém nosníku pod dveřmi. Výkresy výztuže stěnového nosníku jsou součástí této práce jako příloha.



Obrázek 77 - napětí v betonu s navrženým vyztužením

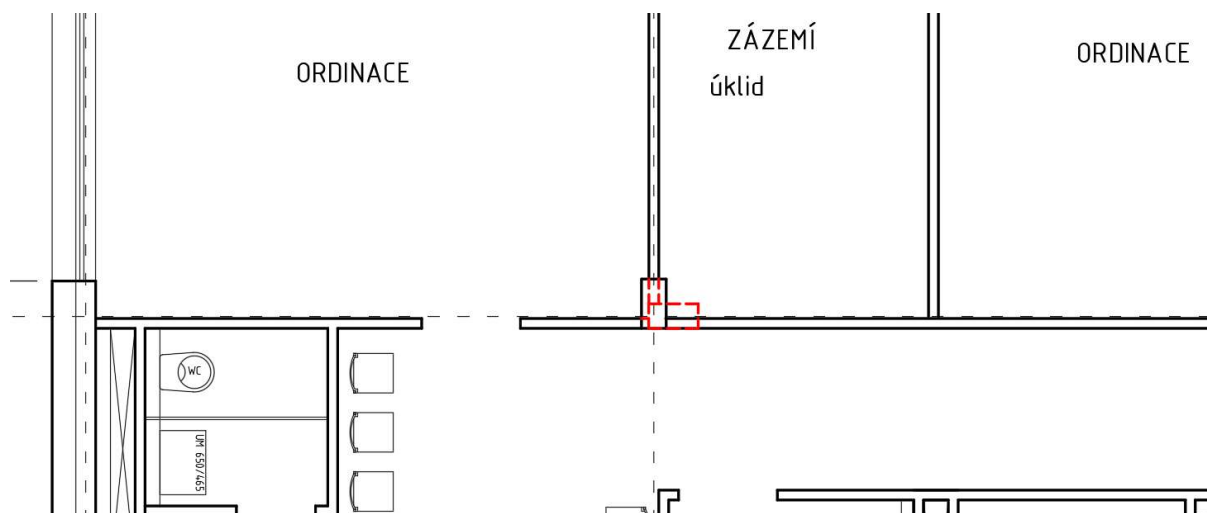
## 9 NÁVRH SLOUPU POD VYBRANÝM STĚNOVÝM NOSNÍKEM

V této kapitole bude navržen sloup podírající vybraný stěnový nosník. Z předchozích výpočtů vyplynulo, že bude nutné zvětšit šířku tohoto sloupu jako prostřední podpory stěnového nosníku alespoň na 400 mm, který byl předběžně navržen obdélníkového průřezu s rozměry 250 x 500 mm, delší stranou kolmo na stěnový nosník, viz obrázek č. 78.



Obrázek 78 - stěnový nosník s podporujícím sloupem

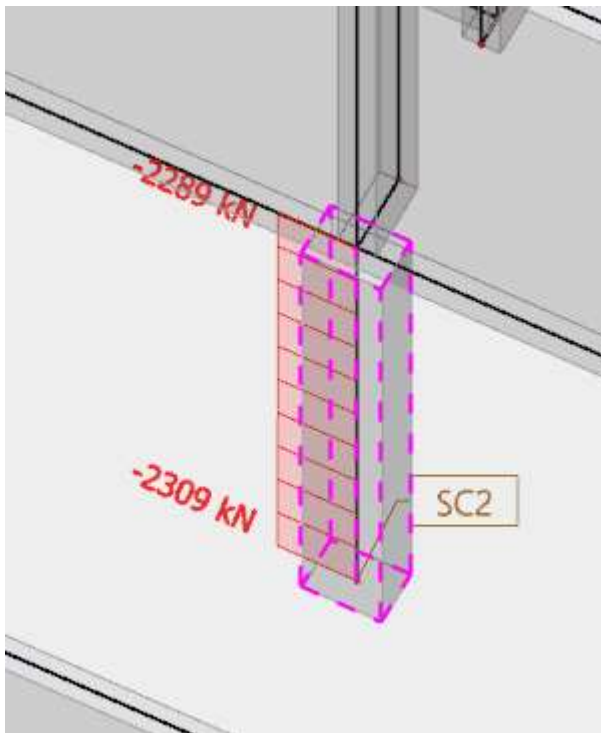
Požadavek rozšířit podporu na 400 mm bude řešen půdorysným otočení sloupu a malým posunem, tak aby byl zarovnan k příčkám, jak je znázorněno červeně přerušovaně na výřezu z půdorysu architektonicko-stavební části (obr. 79)



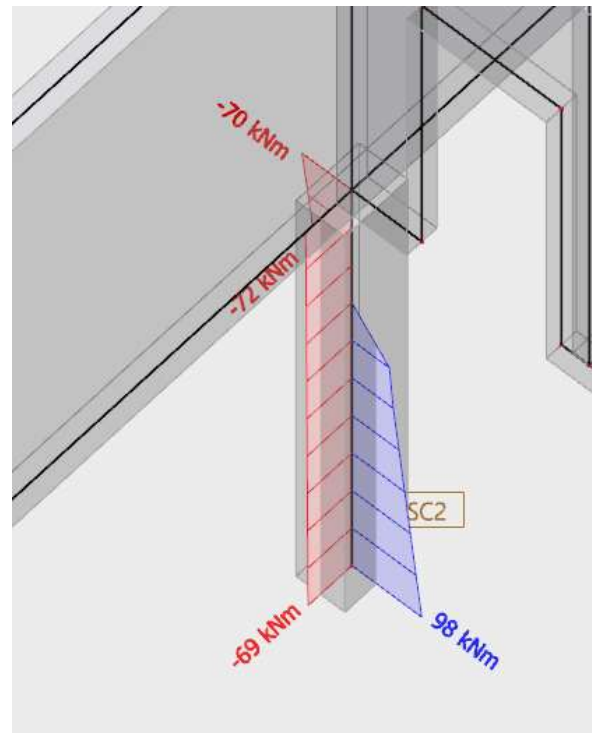
Obrázek 79 - půdorysné schéma navrhované úpravy dispozice sloupu v 1.NP

Sloup bude posouzen podle interakčního diagramu v programu SCIA Engineer 21 z výseku z celkového modelu, kde byla snížena na minimum tuhost stropní desky nad 1.NP, aby nepřebírala zatížení ze stěnového nosníku a neodváděla ho tužších podpor, jako jsou např. obvodové stěny.

Působící návrhová normálová síla a ohybový moment bez vlivu 2. rádu v patě sloupu jsou vidět na obrázcích 80 a 81.



Obrázek 80 - normálová síla ve sloupu



Obrázek 81 - ohybový moment ve sloupu

Původní průřez 250 x 500 mm je nevyhovující pro takto stanovené zatížení, protože sloup je namáhán velkými ohybovými momenty v obou směrech, ve štihlejší směru větším momentem než v podélném směru, což snižuje jeho tlakovou únosnost a takto nevyhoví. Výsledné posouzení v programu SCIA – Posudek řezu lze vidět na obrázku č. 82. Průřez byl vyztužen 10 x Ø25 mm, což je téměř maximální možná výztuž dle konstrukčních zásad.

### Shrnutí posudku

Síly:  $N_{Ed} = -2180$  kN  $M_{Edy} = -138$  kNm  $M_{Edz} = 123$  kNm

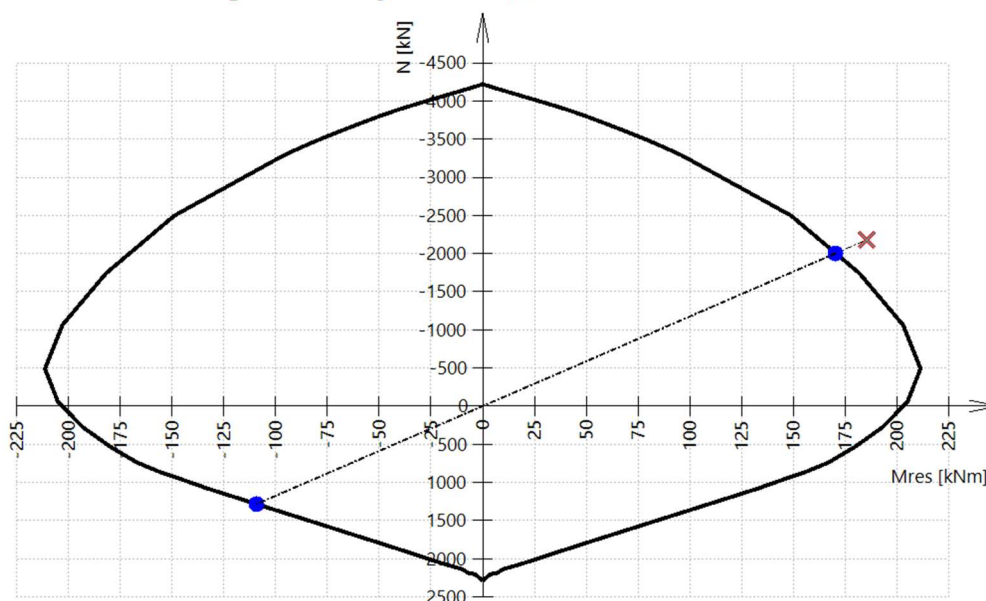
Odolnost:  $N_{Rd} = -2002$  kN  $M_{Rdy} = -127$  kNm  $M_{Rdz} = 113$  kNm

Výpočet jednotkového posudku.

$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{-2180^2 + -138^2 + 123^2}}{\sqrt{-2002^2 + -127^2 + 113^2}} = 1.09 > 1 \text{ Nevyh.}$$

Seznam varování, chyb a poznámek: N2/1, E6/1.

### 3D interakční diagram - svislý řez N-M<sub>res</sub>



Obrázek 82 - Posudek pro sloup s průřezem 250x500 mm

Průřez sloupu bude zvětšen na 350 x 500 mm a vyztužen 14 x Ø25 mm, což odpovídá 3,93% vyztužení. Posouzení dle 3D interakčního diagramu z programu SCIA Engineer 21 je vidět na obrázku 83. Výsledné hodnoty byly ověřeny ručním výpočtem. Zvětšením průřezu se zvýšila tuhost tohoto sloupu, což vede ke zvýšení sil ve sloupu. Oproti prvnímu posouzení se zvýšily návrhové hodnoty momentů se zahrnutým vlivem druhého řádu téměř dvojnásobně, konkrétně z cca 120 kNm vyrostou momenty na 220 kNm. Pravděpodobně to je následek snížení tuhosti stropní desky téměř na nulu, která byla snížena kvůli posuzování stěnového nosníku. Pro posuzování sloupu to ale není příliš vhodné, neboť dostáváme nereálné hodnoty působících sil.

Dále bude sloup posouzen na modelu s méně sníženou tuhostí desky než v předchozím případě, který více odpovídá skutečnému chování konstrukce, stanovení snížené tuhosti viz dále na str. 70.

### Shrnutí posudku

Síly:  $N_{Ed} = -2309$  kN  $M_{Edy} = -213$  kNm  $M_{Edz} = 226$  kNm

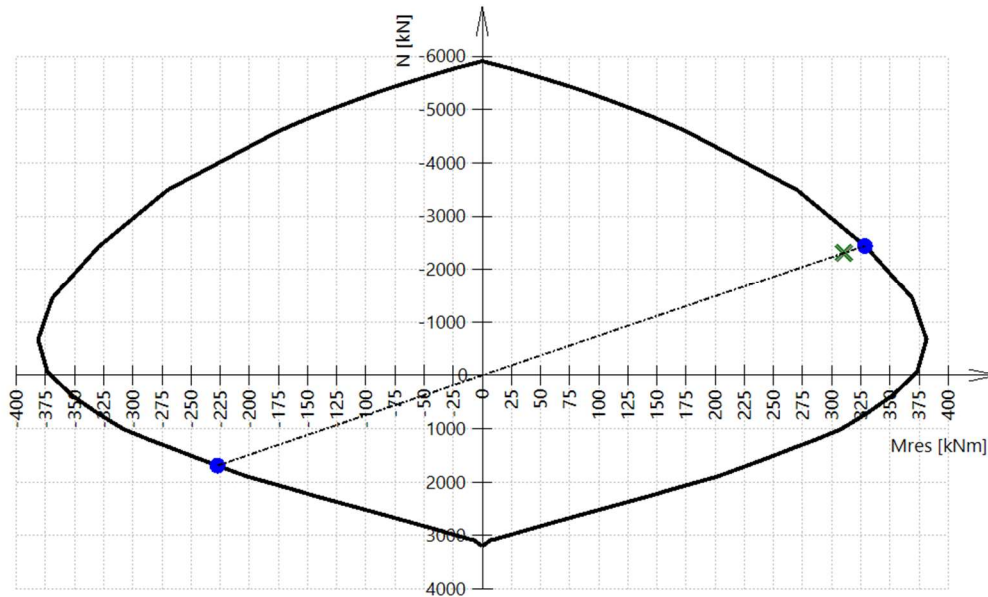
Odolnost:  $N_{Rd} = -2442$  kN  $M_{Rdy} = -226$  kNm  $M_{Rdz} = 239$  kNm

Výpočet jednotkového posudku.

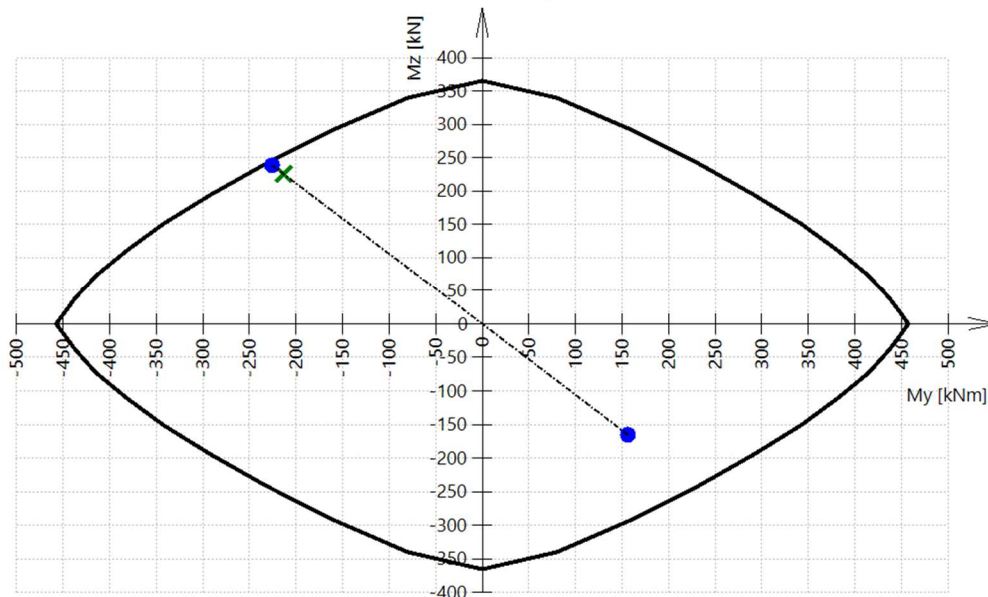
$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{-2309^2 + -213^2 + 226^2}}{\sqrt{-2442^2 + -226^2 + 239^2}} = 0.945 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Seznam varování, chyb a poznámek: N2/1.

### 3D interakční diagram - svislý řez N-M<sub>res</sub>



### 3D interakční diagram - vodorovný řez M<sub>y</sub>-M<sub>z</sub>



Obrázek 83 - výsledek posouzení sloupu s průřezem 350 x 500 mm na modelu s netuhou stropní deskou

Pro ověření působících sil bude ověřen sloup na výseku z celkového modelu, kde bude snížena tuhost stropní desky odhadem na polovinu kvůli zohlednění vlivu trhlin na desce, a to zmenšením tloušťky desky.

Tloušťka desky bude odvozena z momentu setrvačnosti:

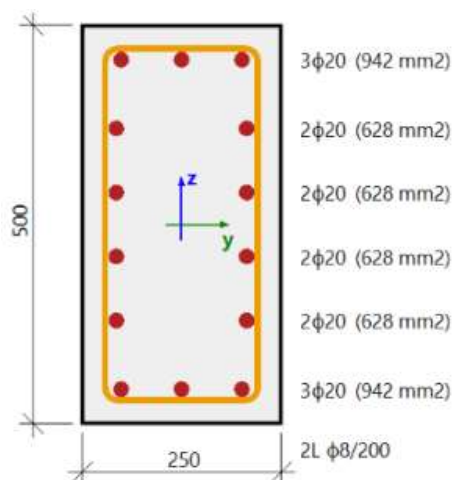
$$I_{y,0.5} = \frac{I_y}{2}$$

$$\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{0.5}^3 = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

$$h_{0.5}^3 = \frac{1}{2} h^3$$

$$h_{0.5} = \frac{1}{\sqrt[3]{2}} \cdot h = \frac{1}{\sqrt[3]{2}} \cdot 220 = 175 \text{ mm}$$

Síly ve sloupu klesly, normálová síla z 2300 kN na 1614 kN, momenty se pohybují okolo 100 kNm, a tak vyhoví i původní průřez 250x500 mm. Shrnutí posudku lze vidět na obrázku 85. Průřez byl vyztužen 14 x Ø20 mm, což odpovídá 3,5% vyztužení průřezu, schéma lze vidět na obrázku 84.



Obrázek 84 – finálně navržený průřez sloupu s vyztužením

### Shrnutí posudku

Síly:  $N_{Ed} = -1614$  kN  $M_{Edy} = -110$  kNm  $M_{Edz} = 91.6$  kNm

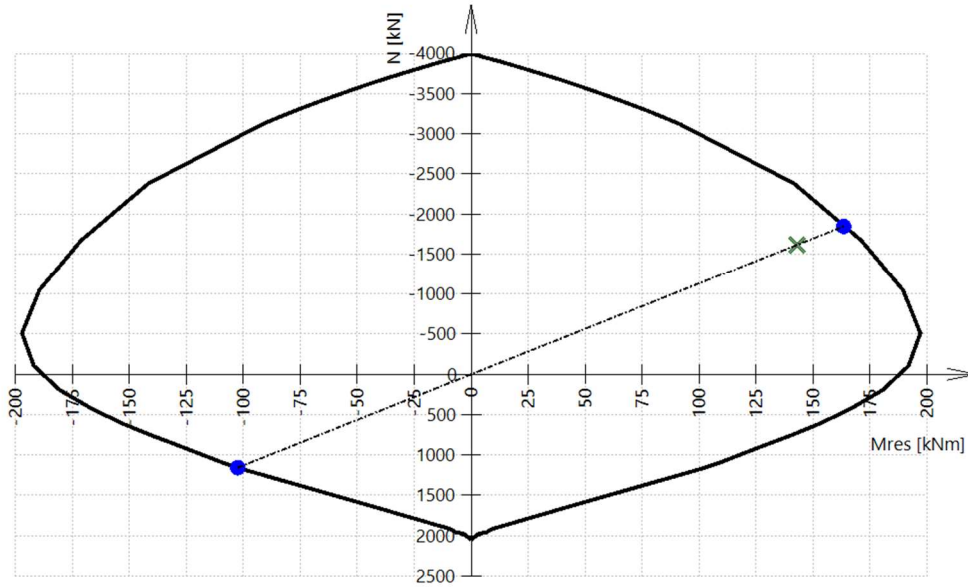
Odolnost:  $N_{Rd} = -1846$  kN  $M_{Rdy} = -125$  kNm  $M_{Rdz} = 105$  kNm

Výpočet jednotkového posudku.

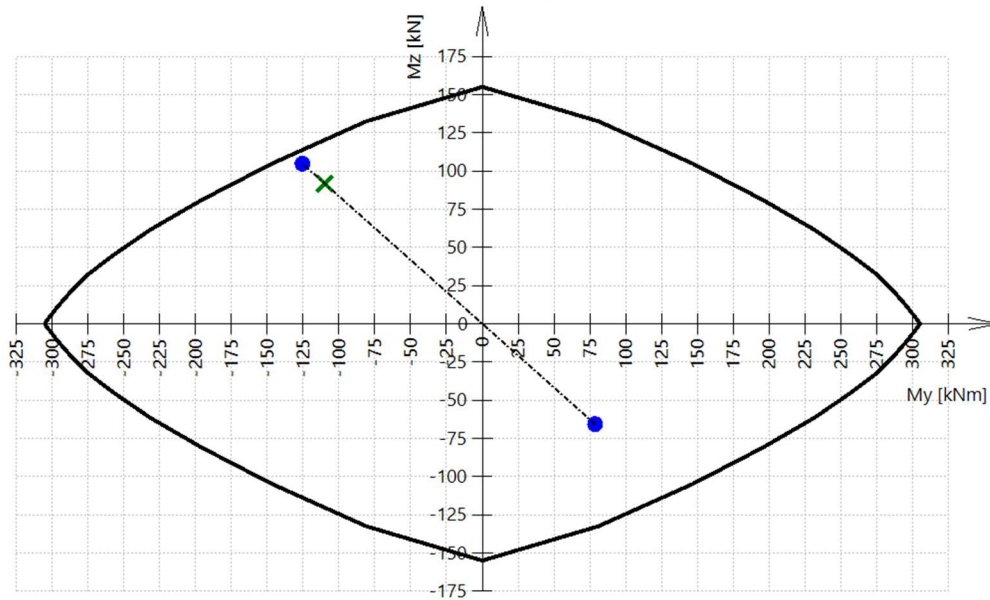
$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{-1614^2 + -110^2 + 91.6^2}}{\sqrt{-1846^2 + -125^2 + 105^2}} = 0.875 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Seznam varování, chyb a poznámek: N2/1.

### 3D interakční diagram - svislý řez N-M<sub>res</sub>



### 3D interakční diagram - vodorovný řez M<sub>y</sub>-M<sub>z</sub>

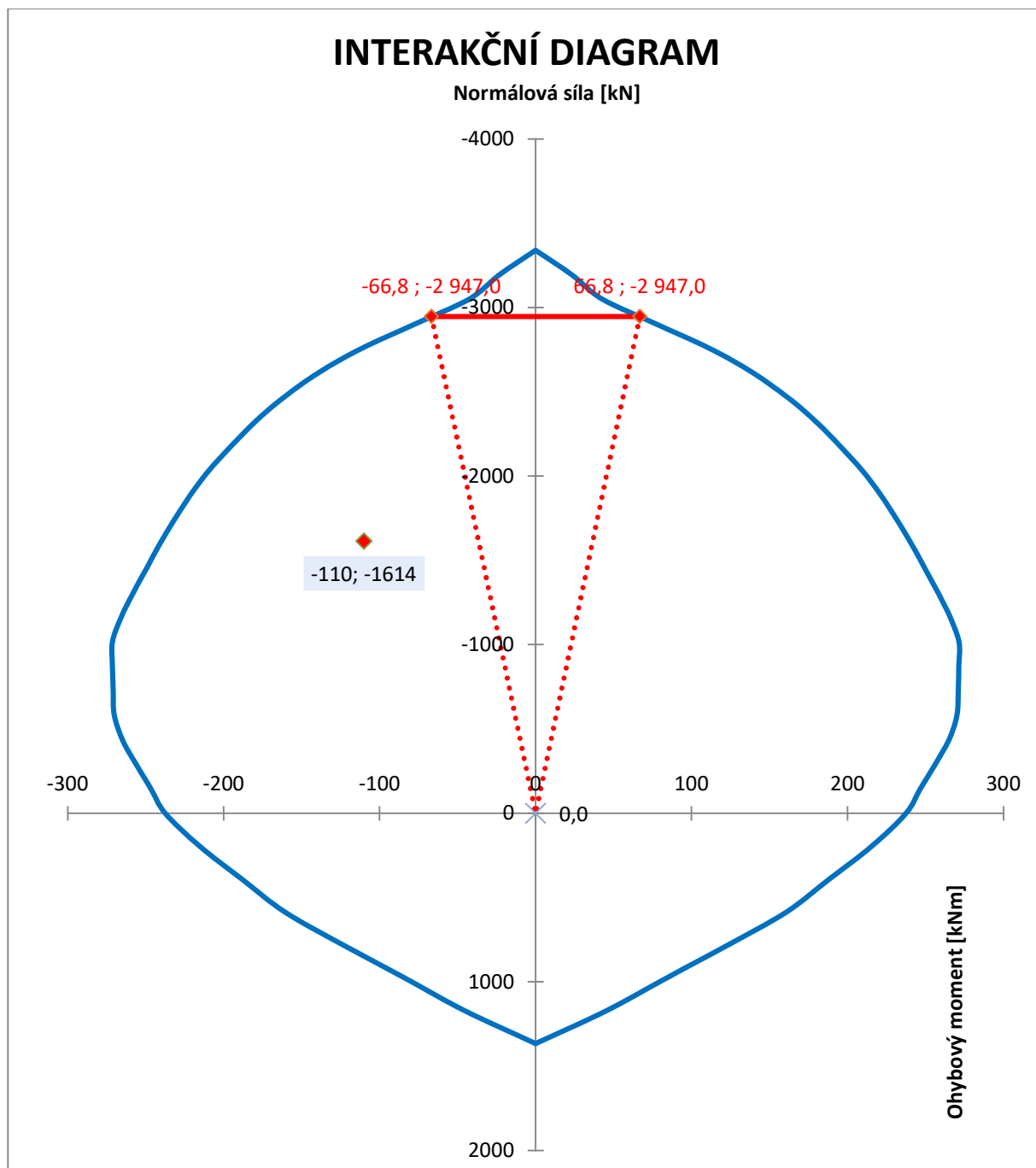


Obrázek 85 - výsledek posouzení sloupu s průřezem 250 x 500 mm na modelu se stropní deskou s poloviční tuhostí

Posouzení programem SCIA navrženého sloupu 250x500 mm s vyztužením 14 x Ø20 mm bude ověřeno ručním výpočtem. Působící síly budou převzaty z modelu ve SCIA. Bude ověřena kombinace ohybu a tlaku pro oba směry momentů, tedy pro  $N+M_y$  a  $N+M_z$ , a poté vzájemné spolupůsobení  $M_y+M_z$ .

Síly:  $N_{Ed} = -1614$  kN  $M_{Edy} = -110$  kNm  $M_{Edz} = 91.6$  kNm

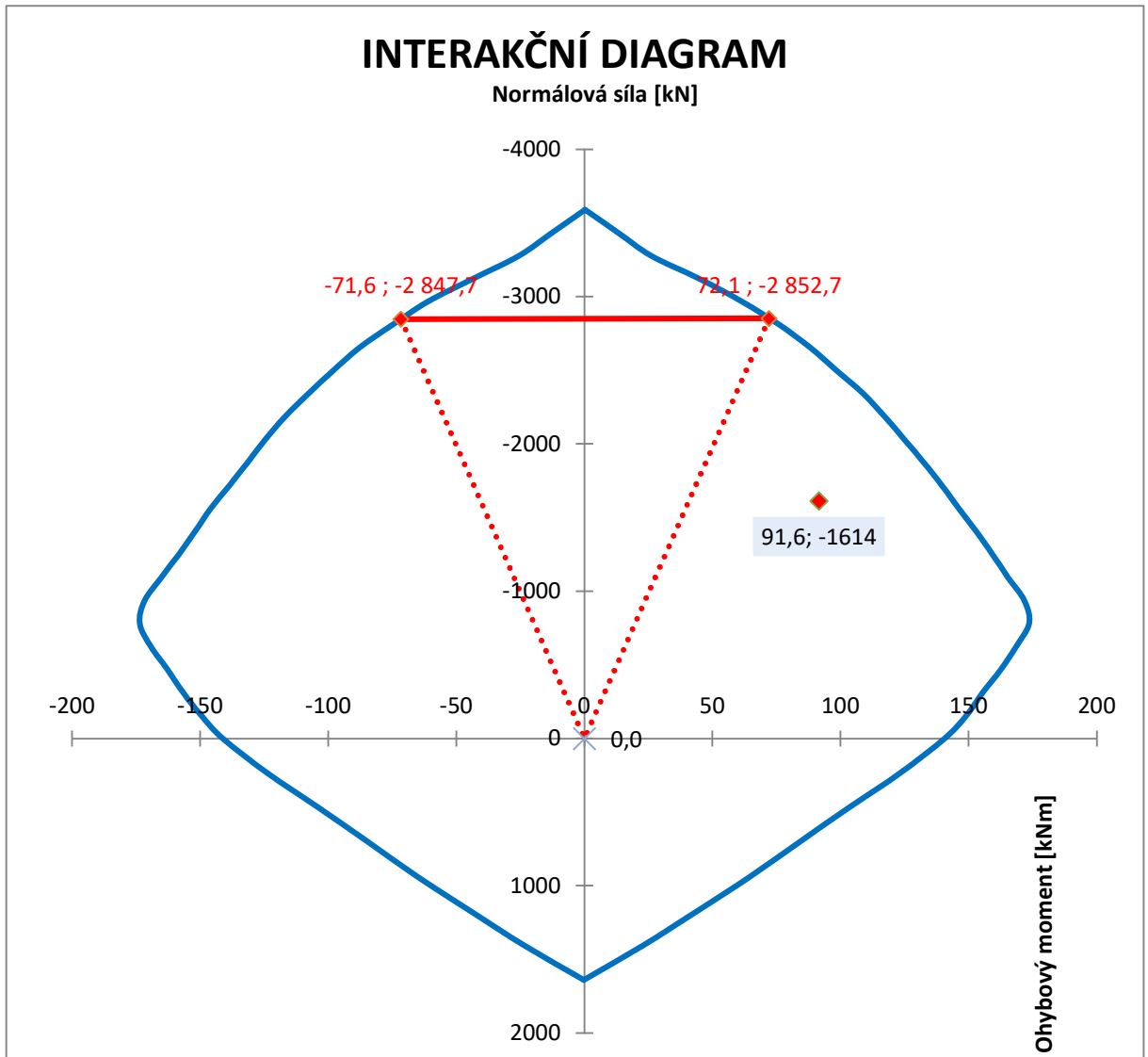
Interakční diagram pro  $N+M_y$ :



Obrázek 86 - interakční diagram  $N+M_y$



Interakční diagram pro N+M<sub>z</sub>:



Obrázek 87 - interakční diagram N+M<sub>z</sub>

Navržený sloup vyhovuje na jednotlivé kombinace normálové síly a ohybových momentů podle interakčního diagramu. Spolupůsobení obou momentů lze vyjádřit dle [1], kde se za momenty únosnosti dosadí momenty odpovídající působící normálové síle:

$$\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}}\right)^\alpha \leq 1 \rightarrow \left(\frac{110}{240}\right)^\alpha + \left(\frac{92}{140}\right)^\alpha \leq 1$$

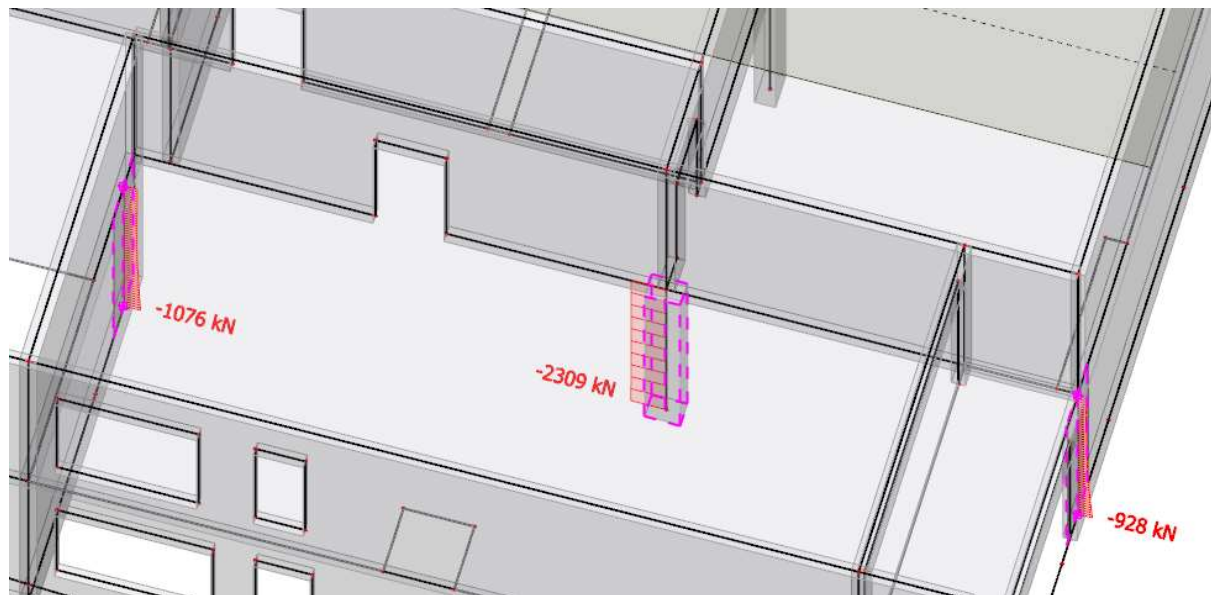
součinitel  $\alpha$  závisí na poměru normálových sil u pravoúhlého průřezu, stanoveno odhadem přibližně:  $\alpha=1,25$

$$\left(\frac{110}{241}\right)^{1,3} + \left(\frac{91,6}{146}\right)^{1,25} = 0,34 + 0,56 = 0,90 \leq 1$$

Podmínka je splněna, podařilo se ověřit posouzení programem SCIA, kde vycházelo využití průřezu 87,5% a zde vychází 90%. Navržený sloup **vyhovuje**.

## 9.1 POSOUZENÍ KRAJNÍCH PODPOR POD STĚNOVÝM NOSÍKEM

Síly do krajních podpor byly stanoveny pomocí průměrovacího pásu šířky 1 m vloženého do modelu na kraje stěn. Výsledné síly lze vidět na obrázku č. 88.



Obrázek 88 - síly do podpor stěnového nosníku

Tyto tlakové síly by měly být schopné přenést skryté sloupky ve stěnách, které vzniknou průnikem stěnového nosníku a stěn pod ním. Stěnový nosník je tl. 240 mm a stěny jsou 200 mm, tedy průřez těchto sloupků bude 240 x 200 mm.

Únosnost samotného betonového průřezu 240 x 200 mm se vypočte:

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} = 240 \cdot 200 \cdot 16,7 = 801,6 \text{ kN} < 1076 \text{ kN} = N_{Ed}$$

Samotný beton takto velkou sílu nepřenese, bude třeba uvažovat výztuž.

Návrh: 4 x Ø16 mm

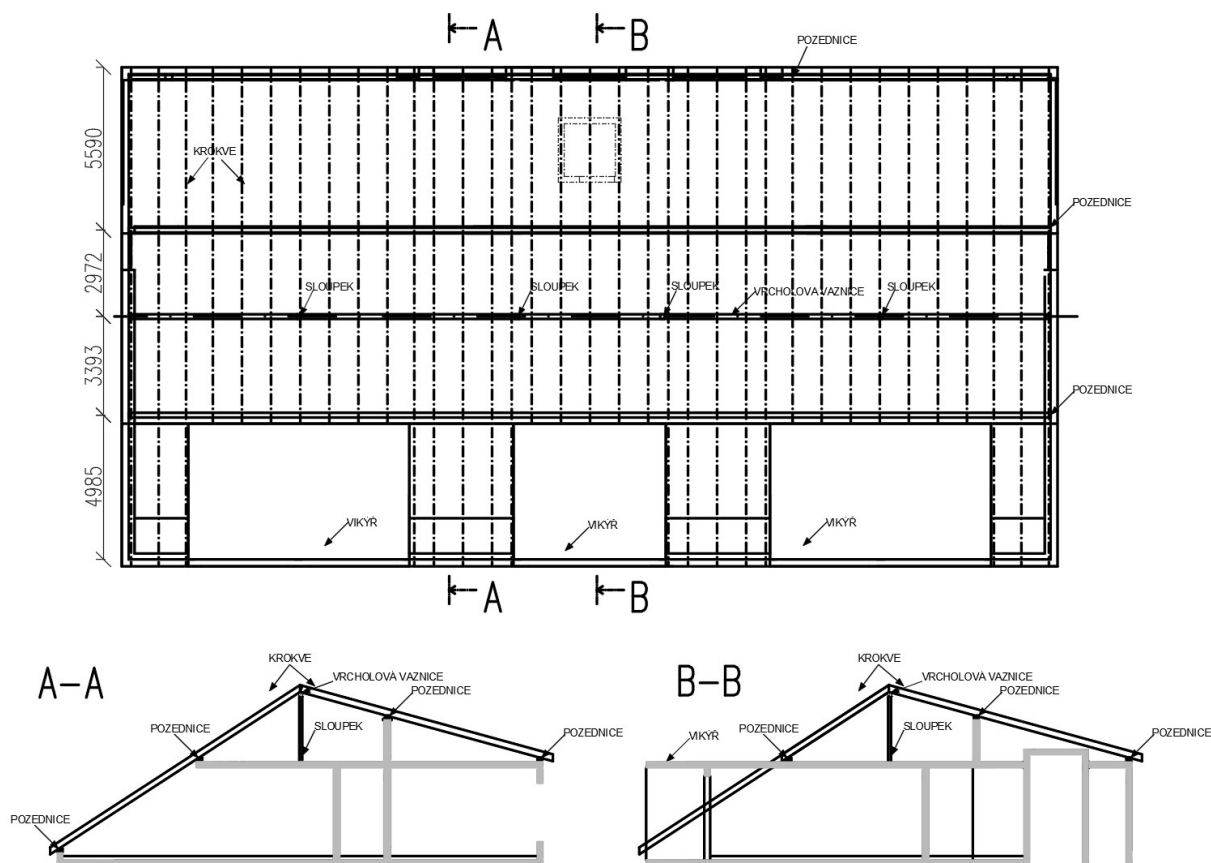
$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 240 \cdot 200 \cdot 16,7 + 4 \cdot 201 \cdot 400 = 1123,2 \text{ kN} > 1076 \text{ kN} = N_{Ed}$$

S vloženou výztuží 4 x Ø16 mm je únosnost těchto sloupků vyhovující, v reálné konstrukci se tato síla rozprostře do plochy stěny a namáhání konstrukce bude tak pravděpodobně menší.

Výkres výztuže stěnového nosníku včetně vyztužení podpor je součástí výkresové dokumentace.

## 10 NÁVRH KONSTRUKCE ZASTŘEŠENÍ

Konstrukce zastřešení je lehká konstrukce z dřevěných a ocelových prvků, která je opřena o monolitický železobetonový skelet celé budovy. Střecha má 2 různé sklony a 3 vikýře, jejichž zastřešení zajišťuje železobetonová stropní deska. Požadavek na využití podkroví nebyl žádný, tato konstrukce plní tedy zejména estetickou funkci, zároveň poskytuje dobré tepelně akumuláční vlastnosti, eventuálně by šel tento prostor využít jako sklad. Konstrukce byla navržena s ohledem na jednoduché provádění, skládá se ze soustavy krokví, pozednic, a jedné vrcholové vaznice. Krokve jsou podpírány pozednicemi a vrcholovou vaznicí. Pozednice jsou kotveny do železobetonové konstrukce přes závitovou tyč s chemickou kotvou. Vrcholová vaznice je podpírána sloupky, které jsou umístěny nad železobetonové stěny tak, aby nepřitěžovaly stropní desku. Zavětrování je řešeno zavětrovacími páskami BAN. Na obrázku č. 89 lze vidět schéma této konstrukce.



Obrázek 89 - schéma konstrukce zastřešení s řezy

V následujících podkapitolách bude stanoveno zatížení na šikmou střechu a posouzeny jednotlivé prvky konstrukce.

## 10.1 KLIMATICKÉ ZATÍŽENÍ ŠIKMÉ STŘECHY

Pro zatížení šikmé střechy se dvěma různými sklony byl použit software FIN EC 2021 – Zatížení. Zatížení bylo stanoveno programem, který se řídí postupy z [2].

### 10.1.1 ZATÍŽENÍ SNĚHEM

Toto zatížení již bylo stanoveno v kapitole 5.2.2. Výsledné hodnoty jsou:

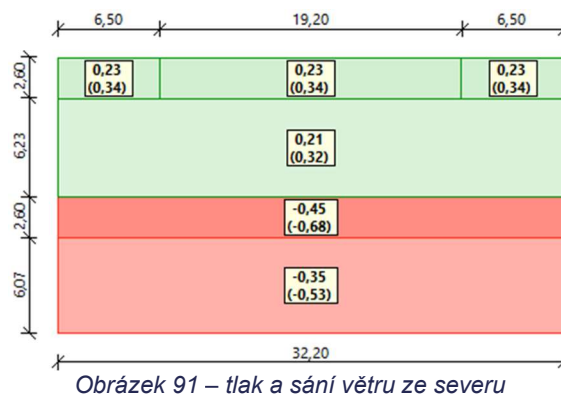
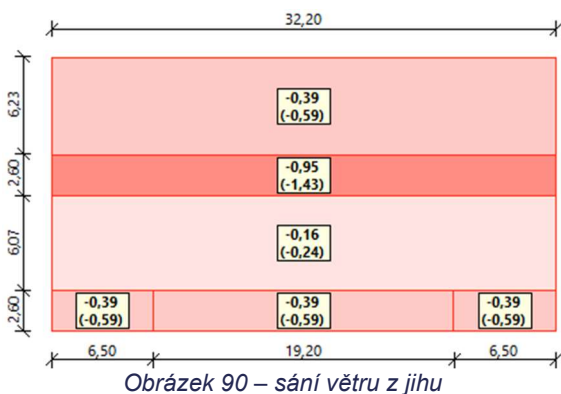
$$\text{sklon } 33^\circ: s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,72 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = \underline{0,50 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{sklon } 16^\circ: s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = \underline{0,56 \text{ kN/m}^2}$$

### 10.1.2 ZATÍŽENÍ VĚTREM

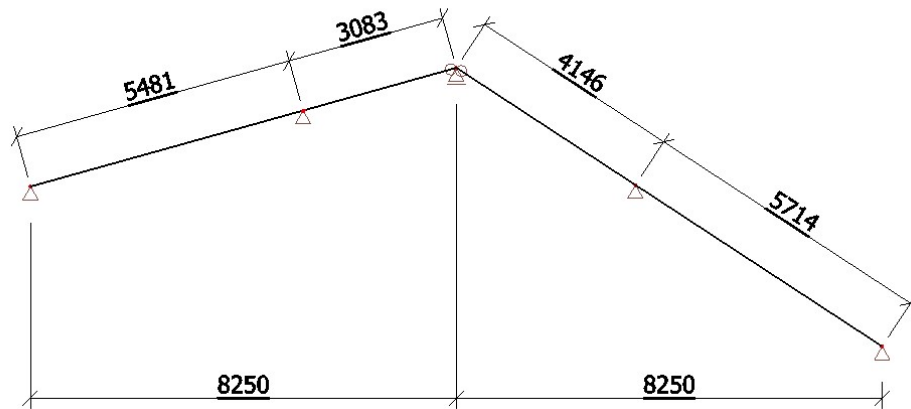
Zatížení bylo stanoveno podle lokace plánovaného objektu v Kamýku u Velkých Přílep. Větrná oblast byla stanovena kategorie II a kategorie terénu také II. Kompletní protokol zatížení ze software je součástí této práce jako příloha.

Rozhodující zatížení je od sání příčného větru z jižní strany (obr. 90), a od tlaku a sání příčného větru ze severní strany (obr. 91).

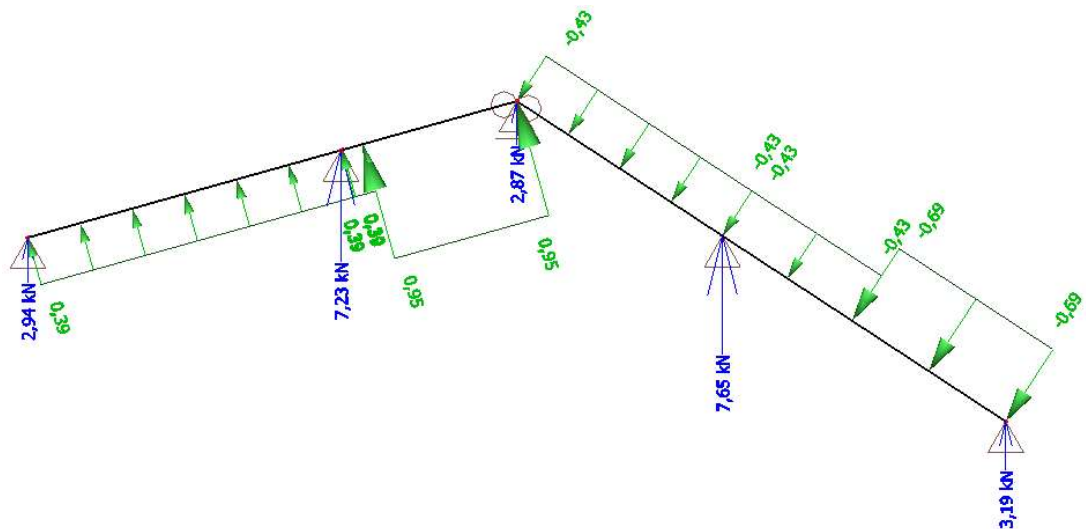


## 10.2 MODEL KONSTRUKCE ZASTŘEŠENÍ

Pro posouzení této konstrukce byly vytvořeny dva 2D modely v programu SCIA Engineer 21. První model (obr. 92 a 93) je model typické vazby, kterou lze vidět na schématu na obr. 88 – řez A-A.

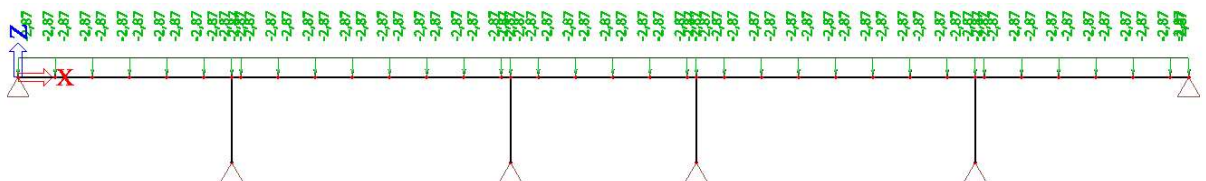


Obrázek 92 - 2D model typické vazby



Obrázek 93 - 2D model se zatížením od větru (tlak a sání) a vykreslenými reakcemi od stálého zatížení

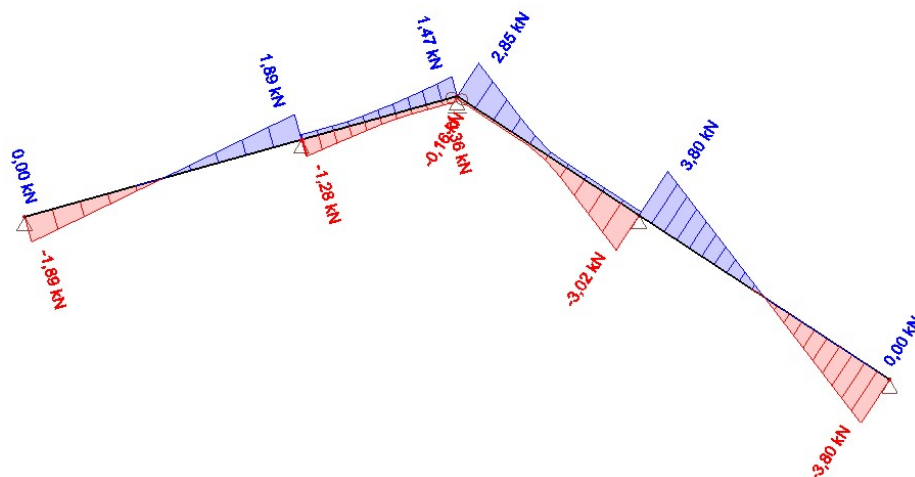
Z tohoto modelu byly stanoveny reakce pro vrcholovou vaznici podpíranou sloupky. Typické vazby mají rozteč přibližně 1 m, proto lze vzít reakci od stálého a proměnného zatížení a dát jí jako liniové zatížení na metr běžný pro zatížení vaznice – viz obrázek 94.



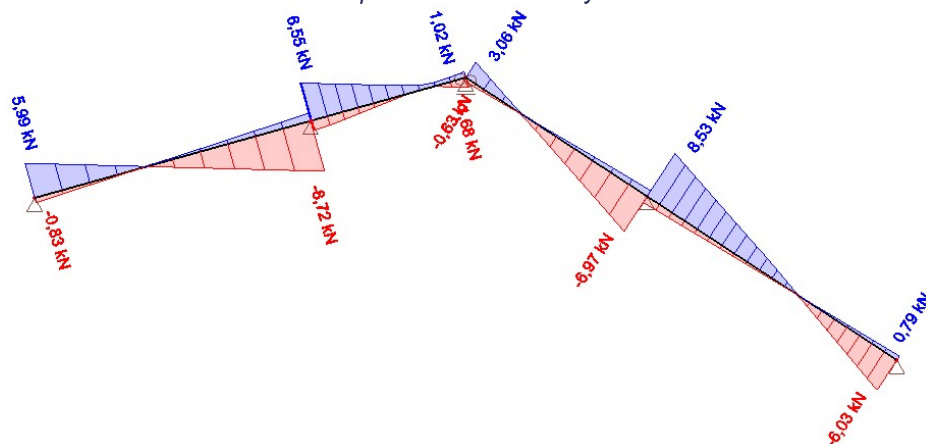
Obrázek 94 - 2D model vrcholové vaznice se sloupky se stálým zatížením

## 10.3 NÁVRH A POSOUZENÍ KROKVE

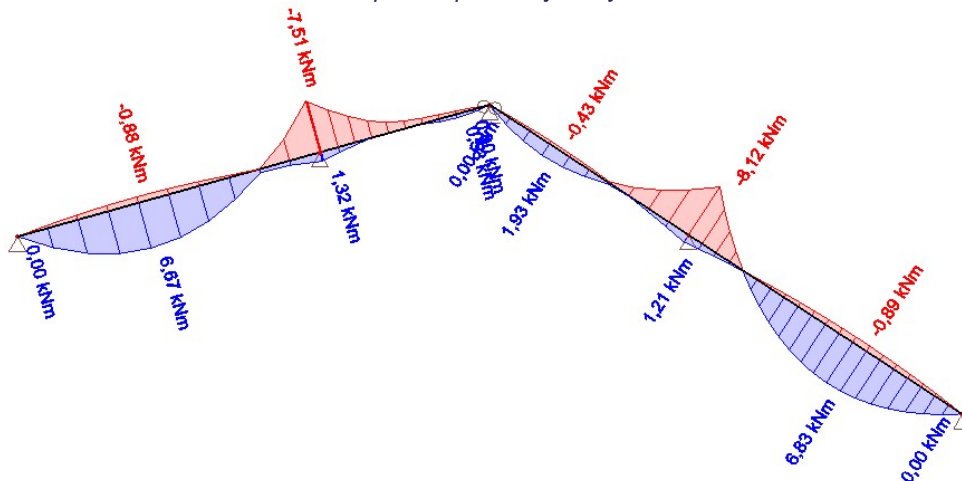
Pro návrh krokve byl využit první 2D model, ze kterého se vykreslily vnitřní síly krokve, které lze vidět na obrázcích 95 až 97.



Obrázek 95 - průběh normálové síly na krokvích



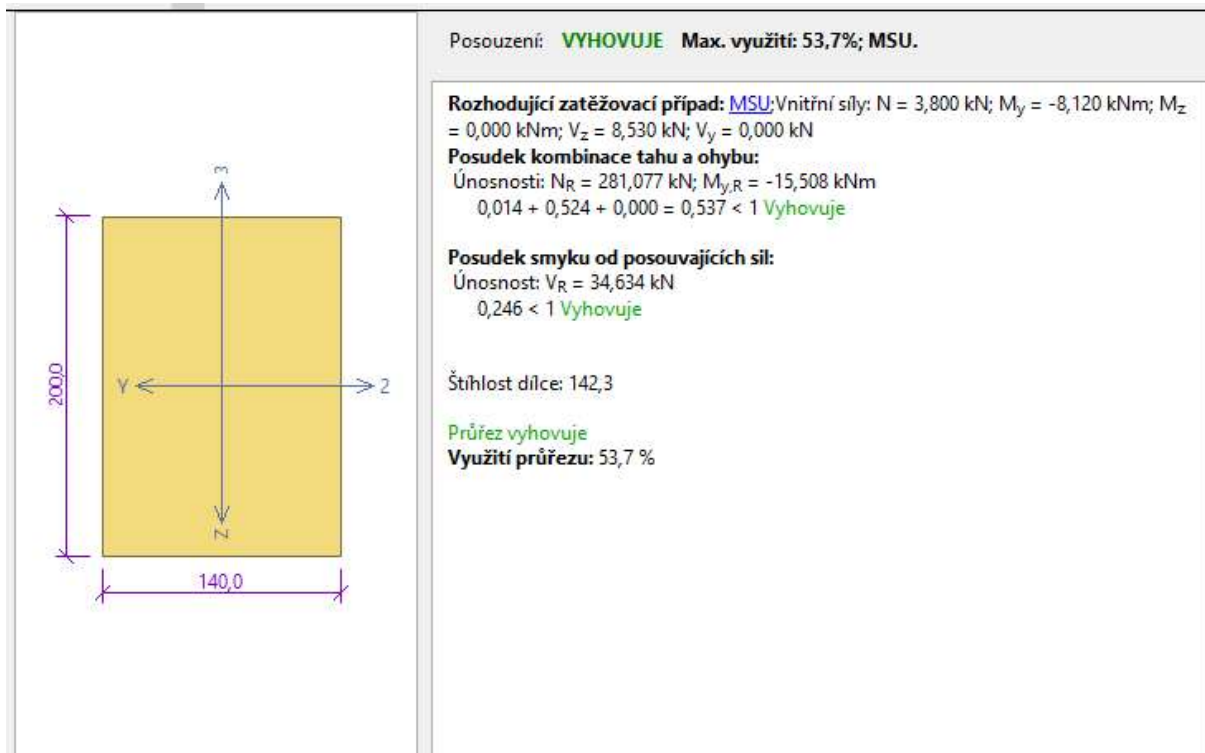
Obrázek 96 - průběh posouvající síly na krokvích



Obrázek 97 - průběh momentu na krokvích

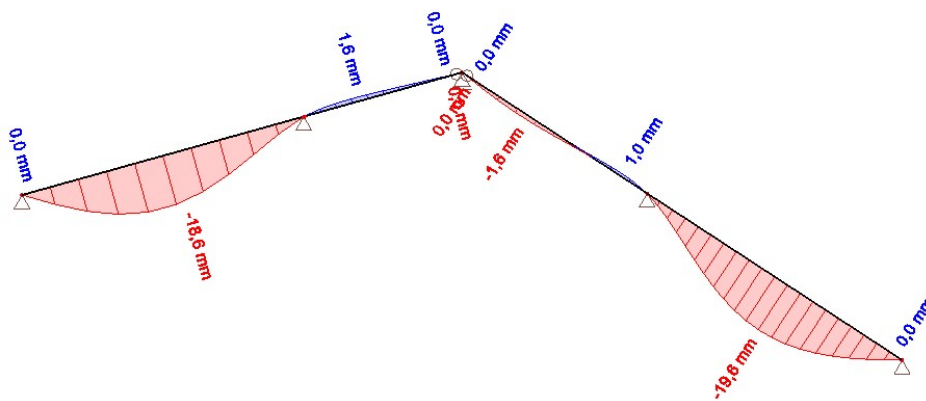
Krokvě byla následně posouzena v programu FIN EC 2021 – Dřevo a SCIA Engineer. Kompletní výstup je součástí této práce jako příloha. Výsledek posudku na MSÚ z programu FIN EC lze vidět na obrázku 98.

### Návrh krokve: Obdélníkový průřez 140 x 200 mm, materiál dřevo C24



Obrázek 98 – posouzení MSÚ krokve ve FINu

Posudek na MSP – průhyb byl proveden ve SCIA, kde byl posouzen průhyb metodou konečných prvků. Byla použita upravená MSP kombinace, kde byl zahrnut deformační součinitel pro zahrnutí dotvarování  $k_{def}$ , tedy účinek od stálého zatížení byl vynásoben hodnotou 1,6 a účinek od proměnného zatížení 1,0. Výsledný průhyb lze vidět na obrázku 99.



Obrázek 99 - průhyb krokví s dotvarováním

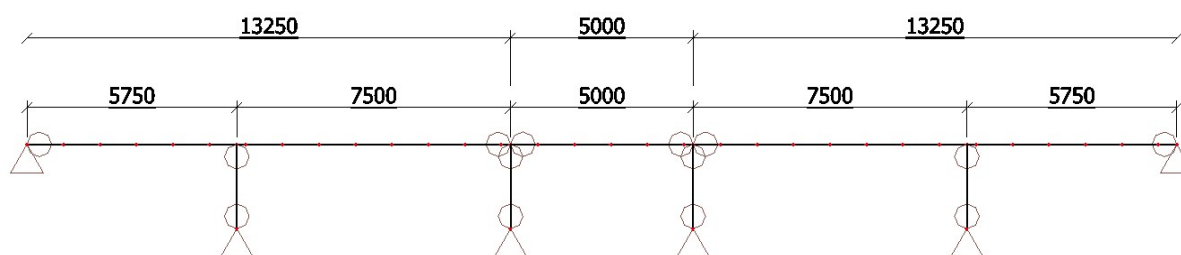
Dle [11] musí prvek typu vaznice nebo krokvě splnit limitní průhyb od celkového charakteristického zatížení hodnotu  $1/200$  rozpětí.

$$u = 19,6 \text{ mm} < 28,5 \text{ mm} = \frac{l}{200} = u_{lim}$$

**Krokvě 140 x 200 mm vyhovuje v MSÚ i MSP.**

## 10.4 NÁVRH A POSOUZENÍ VRCHOLOVÉ VAZNICE

Pro vrcholovou vaznici byl sestaven druhý 2D model, již představený v kapitole 10.2. Vaznice je na stranách uložena do štítové stěny, a po délce podpírána sloupky. Kvůli dopravě materiálu je rozdělena na 3 části, dvě dlouhé 13,25 m a jedna kratší 5 m, které budou při realizaci na místě k sobě připojeny přes šroubované spoje. Na statickém schématu na obrázku 100 jsou vyznačeny vzdálenosti a vnitřní klouby konstrukce.



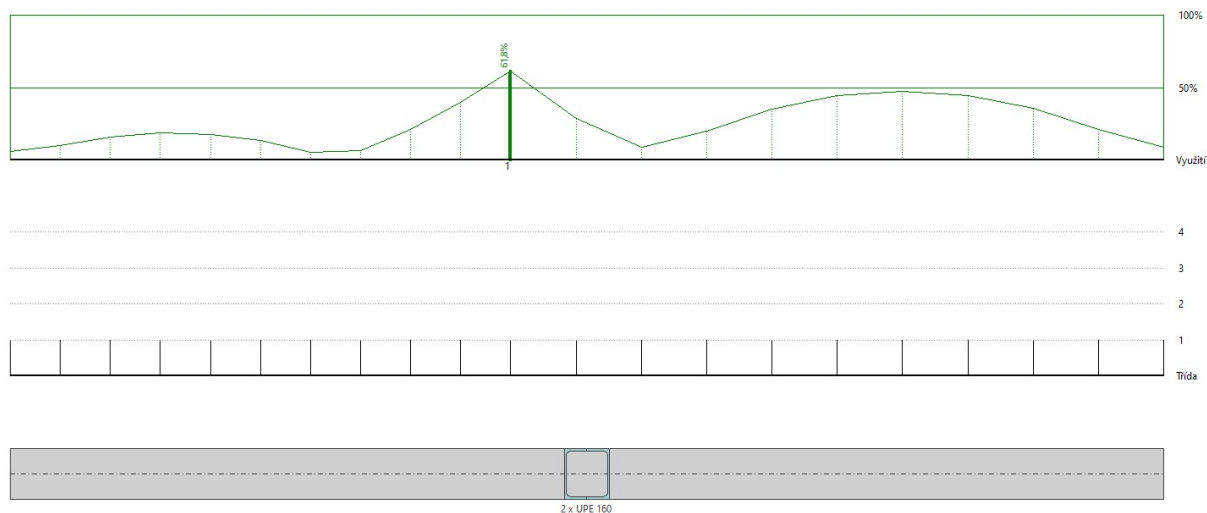
Obrázek 100 - statické schéma vrcholové vaznice se sloupky

Vaznice byla navržena jako ocelová, protože na rostlé dřevo má příliš velký rozpon, a lepené dřevo by vycházelo hůře ekonomicky.

**Návrh vaznice: 2 x UPE 160 svařené do krabice, materiál ocel S235**

Vaznice byla následně posouzena v programu FIN EC 2021 – Ocel dle [10]. Kompletní výstup je součástí této práce jako příloha. Výsledek posudku na MSÚ a MSP z programu FIN EC lze vidět na obrázku 101. Byla posouzena pouze vaznice délky 13,25 m, protože rozhodující vnitřní síly a reakce jsou v ní. Kratší vaznice bude stejného průřezu z konstrukčních důvodů.





**Posouzení řezu X=5,750m; 61,8%; Zat.P.: Q3:G1+G2.**

**Rozhodující zatěžovací případ: Q3:G1+G2; Třída průřezu: 1**

**Posudek smyku od posouvající síly  $V_z$ :**

25,699 kN < 224,614 kN **Vyhovuje**

Ohybový moment:  $M_y = -38,249$  kNm

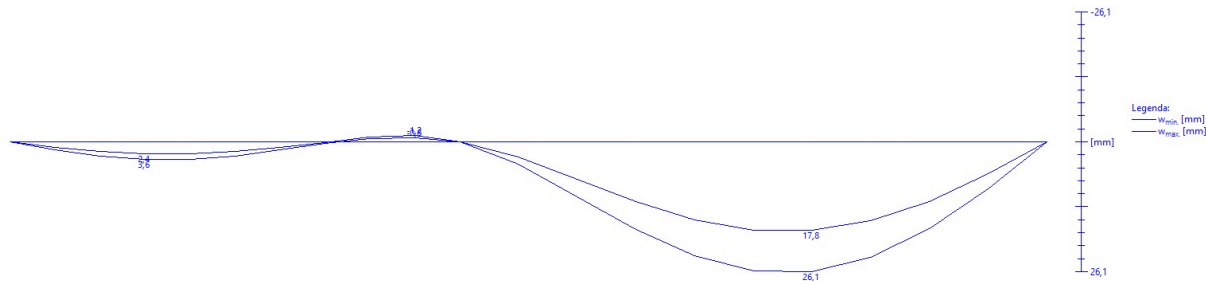
**Posudek ohybu:**

Únosnost:  $M_{y,R} = -61,857$  kNm

$|0,618| < 1$  **Vyhovuje**

**Průřez vyhovuje**

**Využití průřezu: 61,8 %**



**Charakteristické zatěžovací případy**

Maximální deformace dílce je 26,1mm v bodě  $x = 10,250$ m

Maximální povolená deformace dílce je  $7,500 / 250,0 = 30,0$ mm

26,1mm < 30,0mm  $\Rightarrow$  **Vyhovuje**

**Časté zatěžovací případy**

Maximální deformace dílce je 19,5mm v bodě  $x = 10,250$ m

Maximální povolená deformace dílce je  $7,500 / 300,0 = 25,0$ mm

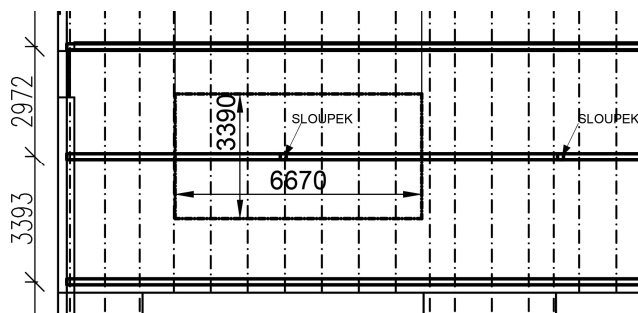
19,5mm < 25,0mm  $\Rightarrow$  **Vyhovuje**

**Průhyb dílce VYHOVUJE**

Obrázek 101 - posouzení vaznice ve FINu

## 10.5 NÁVRH A POSOUZENÍ SLOUPKU

Sloupek byl navržen opřený do monolitické železobetonové konstrukce, podporující vaznici, ke které je kloubově připojený. Reakce do sloupku byla stanovena v programu FIN při posuzování vaznice, kde vycházela maximální reakce do podpory 55 kN. V modelu ve SCIA vyšla tato reakce 50 kN. Pro ověření se využije ruční výpočet zatížení ze zatěžované plochy.



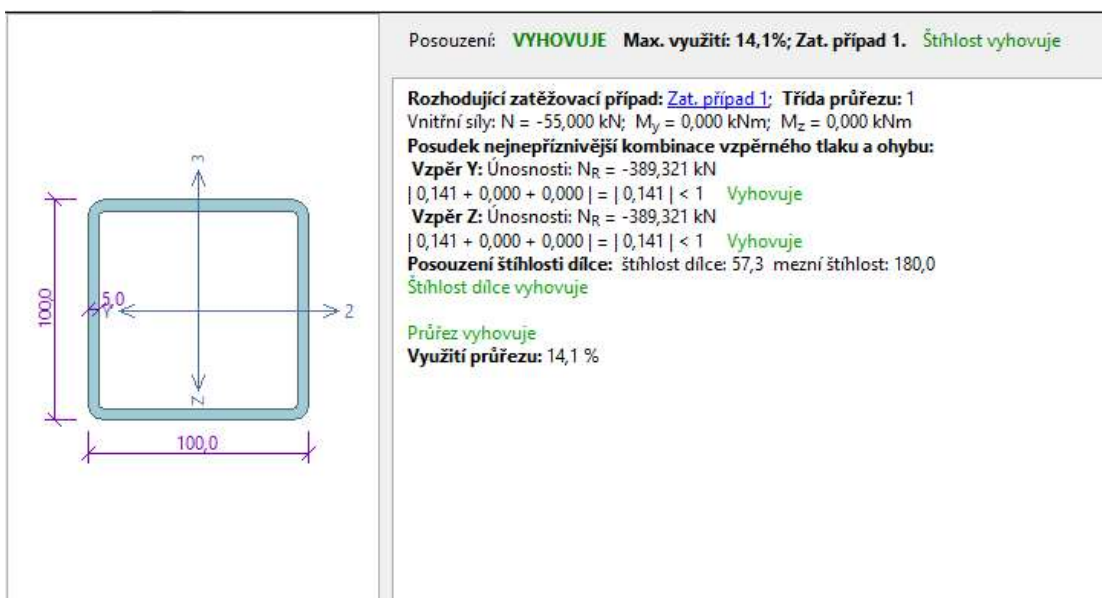
Obrázek 102 - zatěžovací plocha sloupku

Na obrázku 102 je označená zatěžovací plocha sloupku, zatížení od konstrukce zastřešení bylo stanoveno v kapitole 5.1.3. Proměnné zatížení bude uvažováno pouze rozhodující užité zatížení. Působící návrhová síla do sloupku bude:

$$N_{Ed} = A \cdot (g + q)_d = 3,39 \cdot 6,67 \cdot (1 \cdot 1,35 + 0,75 \cdot 1,5) = 56 \text{ kN}$$

### Návrh sloupku: profil Jä 100x100x5, materiál ocel S235

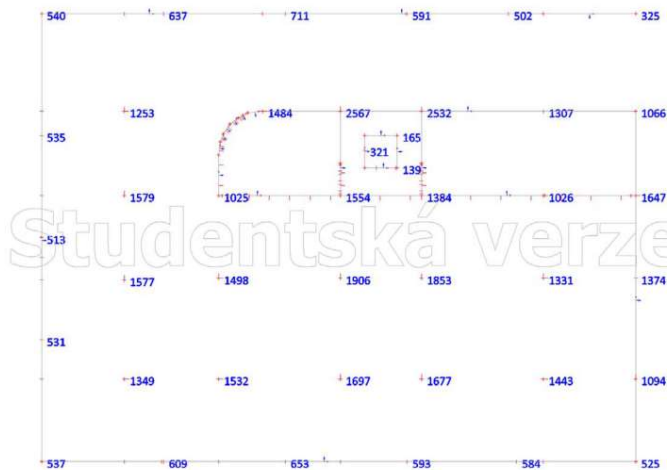
Sloupek byl následně posouzen v programu FIN Ocel. Výsledek posudku je vidět na obrázku 103. Kompletní výstup z programu je součástí této práce jako příloha.



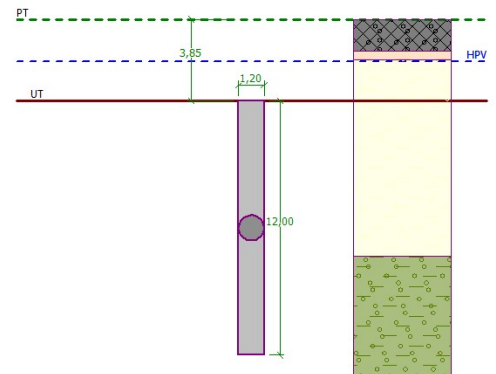
Obrázek 103 - posouzení sloupku ve FINu

## 11 ZALOŽENÍ OBJEKTU

Pro založení objekty byly navrženy dva druhy pilot, obě vrtané monolitické s vloženou výztuží. Geologický profil byl převzat z reálného inženýrsko-geologického průzkumu. Z celkového modelu ve SCIA byly stanoveny reakce do podpor v místě budoucích pilot, vykreslené reakce lze vidět na obrázku 104. Byla použita charakteristická kombinace zatížení. Pro návrh pilot byl využit software GEO 5 – Pilota.



Obrázek 104 - reakce do pilot



Obrázek 105 - schéma prvního typu piloty

Maximální hodnota sednutí je 25 mm. Piloty jsou navrženy jako vetknuté do vrstvy zvětralých břidlic R5 – R6.

První typ pilot byl navržen pro zatížení od 1000 kN, jedná se o piloty průměru 1,2 m a délky 12 m. Schématické zobrazení piloty lze vidět na obrázku č. 105.

Druhý typ piloty je pro zatížení do 600 kN, piloty mají průměr 0,6 m a délku 10 m.

Součástí této práce jako příloha je protokol o výpočtu ze software GEO 5 pro obě piloty, výkres základové desky a pilotový plán.

## 12 ZÁVĚR

V rámci předběžného návrh byl navržen monolitický železobetonový skelet objektu. Poté byl objekt prostorově vymodelován v programu SCIA a ověřena správnost předběžného návrhu. Následovalo podrobné posouzení vybraného stěnového nosníku nejprve pomocí příhradové analogie, poté s pomocí programu IDEA Statica bylo navrženo vyztužení stěnového nosníku. Poté byly ověřeny podpory stěnového nosníku pomocí prostorového modelu a navržena výztuž. Navržená výztuž je na samostatném výkrese, který je jako příloha k této práci. Tvary monolitické části konstrukce jsou zpracovány pro všechna podlaží v podrobnosti dokumentace pro provádění. Součástí této práce je také návrh šikmého zastřešení objektu a návrh založení objektu. K oběma částem je zpracována výkresová dokumentace. K tomuto objektu je zpracována také výkresová dokumentace a návrh skladeb pro architektonicko-stavební řešení.

## 13 POUŽITÉ ZDROJE

- [1] HANZLOVÁ, Hana. ŠMEJKAL, Jiří. *Betonové a zděné konstrukce 1 – Základy navrhování betonových konstrukcí*. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2013, 256 s.
- [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: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2004, 43 s.
- [3] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2015. 213 s.
- [4] TIPKA, Martin. *Podklady k výuce předmětu Navrhování konstrukcí při provádění staveb – Ohybová štíhlost*, dostupné na:  
[http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka\\_soubory/NKPS/pomucky\\_NKPS\\_soubory/01\\_Ohybova\\_stihlost.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka_soubory/NKPS/pomucky_NKPS_soubory/01_Ohybova_stihlost.pdf)
- [5] ČSN 73 4130 *Schodiště a šikmé rampy*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010, 28 s.
- [6] TIPKA, Martin. *projekt FRVŠ 294/2015/G1 - Základní typy betonových konstrukcí pozemních staveb se vzorovými příklady*, dostupné na:  
[http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty\\_soubory/FRVS\\_2012/zaklad\\_typy\\_bet\\_konstr.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty_soubory/FRVS_2012/zaklad_typy_bet_konstr.pdf)
- [7] BÍLÝ, Petr. *Podklady k výuce předmětu RBZS – úkol 2 lokálně podepřená deska*, dostupné na: <http://people.fsv.cvut.cz/www/foglamar/Download/RBZS/RBZS-uloha2-postup.pdf>
- [8] HANZLOVÁ, Hana. *STĚNOVÉ NOSNÍKY - zjednodušený návrh*, dostupné na:  
[http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/PJ1C/1\\_stenove\\_nosniky.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/PJ1C/1_stenove_nosniky.pdf)
- [9] SEMRÁD, Karel. CSABA, Szücs. *ŘEŠENÉ PŘÍKLADY BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ POMOCÍ PŘÍHRADOVÉ ANALOGIE*. ČVUT V Praze, Fakulta Stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí; Výstupy projektu FRVŠ 311/2009/G1, dostupné na:  
[https://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/frvs\\_2311.2009](https://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/frvs_2311.2009)
- [10] ČSN EN 1993-1-1. *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006. 96 s.

[11] ČSN EN 1995-1-1. *Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006. 114 s.

[12] ČSN EN 12 390-8 *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 8: Hloubka průsaku tlakovou vodou*, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019. 8 s.

## 14 SEZNAM PŘÍLOH

Příloha D1.1 – TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉ ČÁSTI

Příloha D1.2.1 – VÝKRES TVARU ZÁKLADOVÉ DESKY

Příloha D1.2.2 – VÝKRES TVARU DESKY 1.PP

Příloha D1.2.3 – VÝKRES TVARU DESKY 1.NP

Příloha D1.2.4 – VÝKRES TVARU DESKY 2.NP

Příloha D1.2.5 – VÝKRES TVARU DESKY 3.NP

Příloha D1.2.6 – VÝKRES KONSTRUKCE ZASTŘEŠENÍ

Příloha D1.2.7 – VÝKRES TVARU PREFABRIKÁTŮ

Příloha D1.2.8 – VÝKRES VÝZTUŽE STĚNOVÉHO NOSNÍKU

Příloha D1.3 – PROTOKOLY A VÝKRESY K ČÁSTI GEOTECHNIKA

Příloha D1.4 – PROTOKOLY A VÝKRESY K ČÁSTI DŘEVĚNÉ KONSTRUKCE

Příloha D1.5 – PROTOKOLY A VÝKRESY K ČÁSTI POZEMNÍ STAVBY

## 15 SEZNAM ZKRATEK

MSÚ – mezní stav únosnosti

MSP – mezní stav použitelnosti

K.V. – konstrukční výška podlaží

NP – nadzemní podlaží

PP – podzemní podlaží

SN – stěnový nosník

HPV – hladina podzemní vody