

# **ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



## **DIPLOMOVÁ PRÁCE**

### **Konstrukční návrh Wellness centra v Praze**

Vypracovala: Bc. Miroslava Chovanová

Vedoucí práce: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

## I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Chovanová** Jméno: **Miroslava** Osobní číslo: **484375**  
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**  
Zadávací katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**  
Studijní program: **Stavební inženýrství**  
Studijní obor: **Konstrukce pozemních staveb**

## II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce:

**Konstrukční návrh Wellness centra v Praze**

Název diplomové práce anglicky:

**Structural Design of Wellness Centre in Prague**

Pokyny pro vypracování:

Návrh nosné konstrukce objektu s respektováním požadavků stavebního řešení a provozu objektu.  
Statická část: Předběžný návrh konstrukce včetně zakládání, podrobný výpočet a výkresová dokumentace vybraných prvků a částí objektu  
Stavební část: Princip návrhu kompletačních konstrukcí, vybrané detaily

Seznam doporučené literatury:

Normy pro navrhování konstrukcí a zatížení (ČSN EN 1990, 1991, 1992)  
Odborná literatura a dostupný software - upřesnění v průběhu konzultací

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) diplomové práce:

**doc. Ing. Jitka Vašková, CSc. katedra betonových a zděných konstrukcí FSv**

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) diplomové práce:

Datum zadání diplomové práce: **21.09.2023**

Termín odevzdání diplomové práce: **08.01.2024**

Platnost zadání diplomové práce: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_  
doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.  
podpis vedoucí(ho) práce

\_\_\_\_\_  
doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.  
podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

\_\_\_\_\_  
prof. Ing. Jiří Máca, CSc.  
podpis děkana(ky)

## III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Diplomantka bere na vědomí, že je povinna vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v diplomové práci.

\_\_\_\_\_  
Datum převzetí zadání

\_\_\_\_\_  
Podpis studentky

## SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Bc. Miroslava Chovanová

Název diplomové práce: Konstrukční návrh Wellness centra v Praze

Základní část: statická - beton podíl: 80 %

Formulace úkolů: Předběžný výpočet (návrh a ověření nosných prvků konstrukce), technická zpráva, výkresy tvaru, podrobný návrh a výkresy výztuže vybraných prvků (stropní deska 1.NP, průvlaky v 1.NP na ose 9 a 7, sloupy S1 v 1.PP a S3 v 1.NP)

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

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

2. Část: stavební - KPS podíl: 10 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Lenka Hanzalová, Ph.D., K124

Formulace úkolů: Vypracovat technickou zprávu včetně návrhu skladeb konstrukcí, půdorys 1.NP, řez schodištěm a vybrané detaily

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

3. Část: geotechnická - zakládání podíl: 10 %

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

Formulace úkolů: Návrh založení objektu

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

4. Část: ..... podíl: ..... %

Konzultant (jméno, katedra): .....

Formulace úkolů: .....

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

## **Prohlášení**

Prohlašuji, že jsem tuto práci vypracovala samostatně pod odborným vedením doc. Ing. Jitky Vaškové, CSc. a s použitím uvedené literatury a podkladů.

V Praze dne: .....

Podpis: .....

## **Poděkování**

Ráda bych poděkovala vedoucí mé diplomové práce za celkové odborné vedení, cenné rady a připomínky při vypracování této práce a za trpělivost, vstřícnost a čas, který byla ochotna věnovat konzultacím.

Dále bych ráda poděkovala Ing. Lence Hanzalové, Ph.D. a Ing. Janovi Salákovi, CSc. za ochotu a cenné rady při konzultacích dílčích částí této práce.

## **Abstrakt**

Diplomová práce se zabývá návrhem nosných prvků konstrukce objektu Wellness centra v Praze. Na základě předběžného návrhu byl vytvořen 3D model ve výpočetním programu Scia Engineer a podrobně navrhnuty vybrané konstrukční prvky – stropní deska, průvlaky a sloupy. Práce obsahuje statický výpočet, technickou zprávu statické části, výkresy tvaru všech podlaží, výkresy výztuže vybraných prvků a část dokumentace architektonicko-stavební části.

## **Klíčová slova**

konstrukční návrh, nosná konstrukce, železobeton, 3D model, návrh výztuže, výkresová dokumentace

## **Abstract**

The diploma thesis is focused on the design of the structural elements of the Wellness Centre in Prague. Based on the preliminary design, a 3D model was created in the Scia Engineer computer program and selected structural elements - ceiling slab, beams and columns - were designed in detail. The work contains a static calculation, a technical report of the static part, drawings of the shape of all floors, drawings of the reinforcement of selected elements and part of the documentation of the architectural-construction part.

## **Keywords**

structural design, load-bearing structures, reinforced concrete, 3D model, reinforcement design, drawing documentation

# Obsah

1	Úvod.....	7
1.1	Základní informace o objektu .....	7
1.2	Výchozí podklady.....	8
2	Konstrukční řešení.....	11
2.1	Nosné konstrukce .....	11
2.1.1	Popis konstrukčního řešení objektu.....	11
2.2	Konstrukční schémata .....	13
2.2.1	1.PP.....	13
2.2.2	1.NP.....	14
2.2.3	2.NP.....	15
3	Předběžný návrh nosných konstrukcí.....	16
3.1	Materiály .....	16
3.2	Krycí vrstvy.....	16
3.3	Přehled zatížení.....	17
3.3.1	Stálé zatížení.....	17
3.3.2	Proměnné zatížení.....	21
3.3.3	Kombinace zatížení.....	24
3.4	Předběžný návrh prvků.....	25
3.4.1	Stropní desky .....	25
3.4.2	Průvlaky.....	30
3.4.3	Sloupy.....	36
3.4.4	Stěny .....	42
3.4.5	Stěnové nosníky.....	44
3.4.6	Suterénní stěny .....	46
3.4.7	Schodiště.....	48
3.4.8	Terasa.....	51
3.4.9	Základové konstrukce .....	53
3.4.10	Prostorová tuhost objektu.....	53
3.4.11	Dilatace nosných nadzákladových konstrukcí.....	54
4	Výpočetní model.....	55
4.1	Vzhled a popis modelu.....	55
4.2	Zatížení modelu.....	57
4.3	Ověření správnosti výsledků modelu.....	62
4.3.1	Ověření lineárních deformací.....	62

4.3.2	Ověření vnitřních sil.....	63
5	Podrobný návrh a posouzení stropní desky 1.NP.....	65
5.1	Posouzení desky na protlačení.....	65
5.2	Návrh výztuže desek a posouzení na MSÚ.....	67
5.3	Návrh vylamovací výztuže mezipodest schodiště.....	71
5.4	Posouzení desky na MSP – deformace.....	72
6	Podrobný návrh a posouzení průvlaků 1.NP.....	73
6.1	Návrh výztuže průvlaků a posouzení na MSÚ.....	73
6.2	Posouzení průvlaků na MSP – deformace.....	77
7	Podrobný návrh a posouzení sloupu S1 a S3.....	79
7.1	Sloup S1.....	79
7.2	Podrobný návrh a posouzení sloupu S3.....	82
8	Založení objektu.....	86
8.1	Protlačení základové desky.....	86
8.2	Napětí na pružném podloží SOILIN.....	89
8.3	Sedání základové desky.....	89
8.4	Opatření proti zdvihu desky vztlakem podzemní vody.....	90
9	Závěr.....	91
	Seznam použité literatury a softwaru.....	92
	Seznam obrázků.....	93
	Seznam tabulek.....	95
	Seznam příloh.....	96



# 1 Úvod

Předmětem této diplomové práce je návrh nosné konstrukce objektu Wellness centra v Praze. Architektonické zpracování objektu bylo převzato z diplomové práce [1] z Fakulty stavební ČVUT v Praze.

Cílem práce je provedení předběžného návrhu nosných prvků konstrukce včetně založení objektu a následně podrobný výpočet a výkresová dokumentace vybraných prvků a částí objektu.

Z architektonického zpracování návrhu objektu byly převzaty především rozměry a účel využití objektu. Některé parametry, které nebyly v převzaté práci jednoznačné, byly vhodně zvoleny s ohledem k architektonickému ztvárnění a celkové koncepci.

## 1.1 Základní informace o objektu

Objekt je umístěn v Praze u vodní nádrže Džbán. Objekt má celkem tři podlaží, dvě nadzemní podlaží a jedno podzemní, a jeho celkové rozměry jsou 95,7x29,7 m. V prostorech objektu se nachází restaurace a wellness centrum.

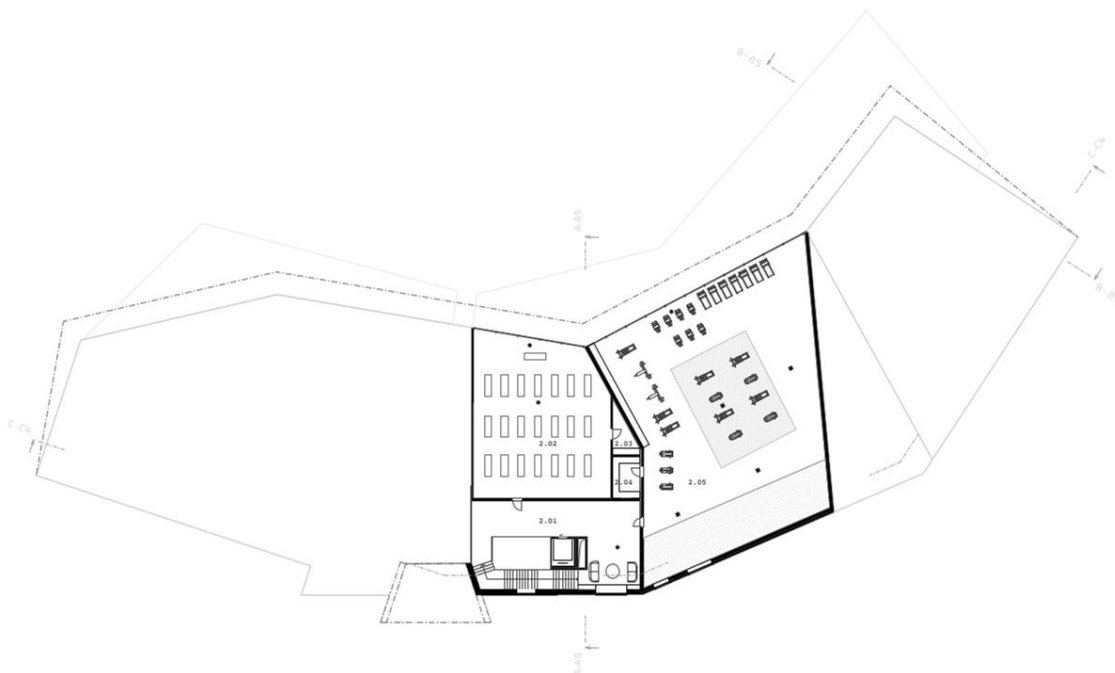
V 1.NP se nachází prostory wellness centra – saunový svět a restaurace, které jsou propojené společnou vstupní částí. Ze strany přiléhající k vodní nádrži Džbán se nacházejí terasy, které jsou částečně vykonzolované nad vodní hladinu nádrže. Prostory 2.NP se nacházejí nad střední částí 1.NP v místech většího prostoru pod střechou. Pokračují zde prostory wellness centra posilovnou a cvičebním sálem. Zastřešení celého objektu je řešeno plošnou deskovou konstrukcí tvořenou lomenými plochami různých sklonů.

## 1.2 Výchozí podklady

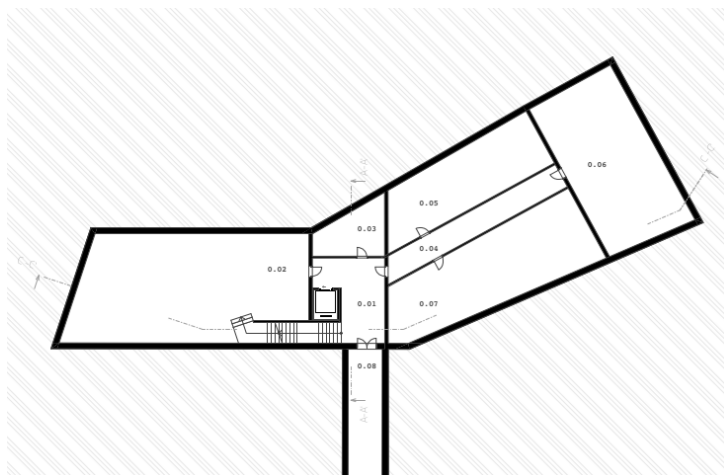
Převzaty byly následující půdorysy, řezy a pohledy.



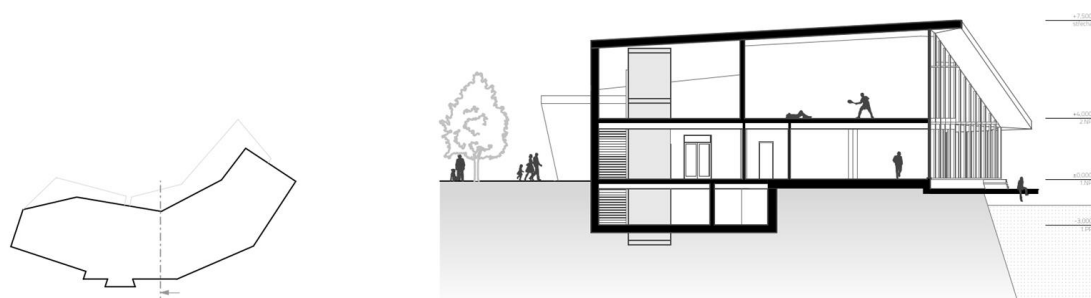
Obr. 1.1 Půdorys 1.NP [1]



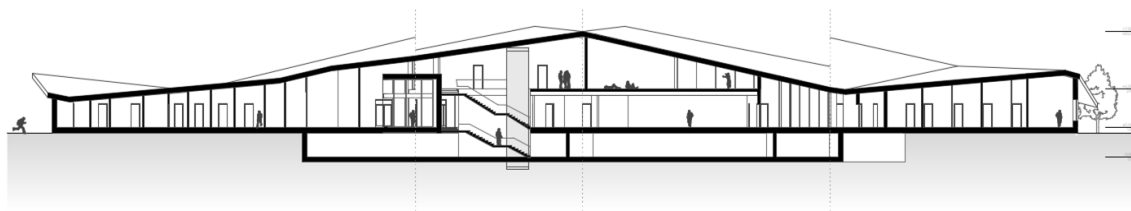
Obr. 1.2 Půdorys 2.NP [1]



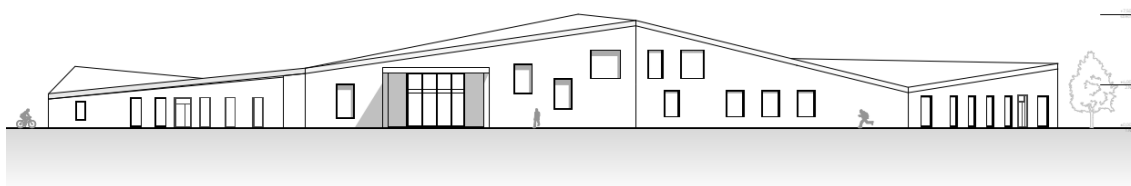
Obr. 1.3 Půdorys 1.PP [1]



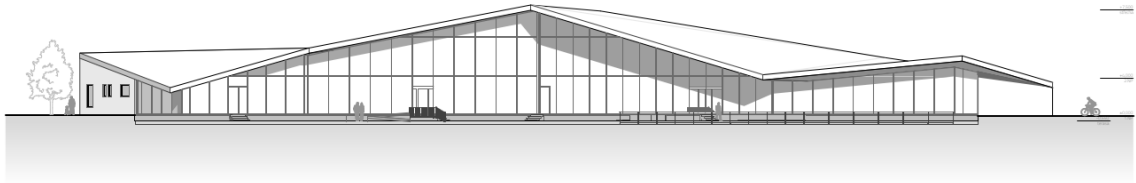
Obr. 1.4 Příčný řez [1]



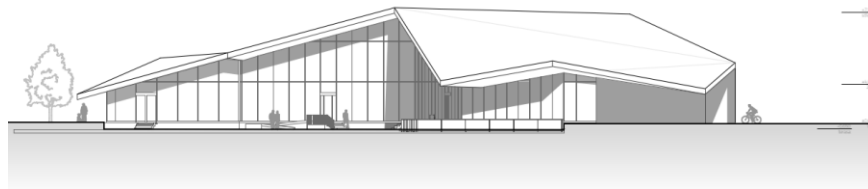
Obr. 1.5 Podélný řez [1]



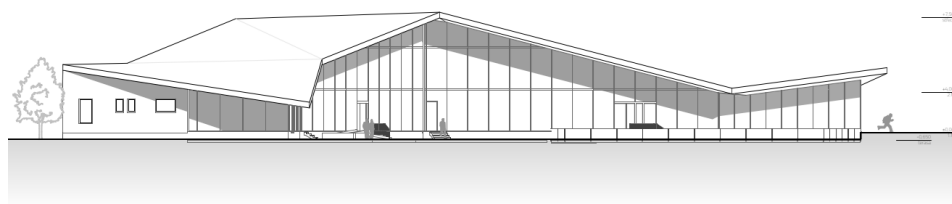
Obr. 1.6 Pohled z východu [1]



Obr. 1.7 Pohled ze západu [1]



Obr. 1.8 Pohled z jihu [1]



Obr. 1.9 Pohled ze severu [1]

## 2 Konstrukční řešení

### 2.1 Nosné konstrukce

#### 2.1.1 Popis konstrukčního řešení objektu

Podklady, ze kterých práce vychází, nejsou dostatečně okótované a není z nich jednoznačně patrné, které konstrukce jsou považované za nosné. Rozměry objektu byly tudíž odhadnuty dle uvedeného měřítka v podkladech a konstrukční systém s pozicemi nosných konstrukcí zvolen tak, aby nebyla narušena původní dispozice objektu.

Konstrukční systém objektu je navržen kombinovaný. Svislé nosné konstrukce tvoří monolitické železobetonové stěny a sloupy. Vodorovné nosné konstrukce tvoří obousměrně a jednosměrně pnuté monolitické železobetonové desky doplněné průvlaky. Nosná konstrukce terasy je monolitická železobetonová deska, která je vykonzolovaná nad hladinu vodní nádrže.

U vodní nádrže, ke které objekt přiléhá, se předpokládá provedení zpevnění břehu, jehož návrh není součástí této práce.

#### 1.PP

Obvodové i vnitřní stěny jsou navrženy tloušťky 250 mm a stěny výtahové šachty tloušťky 200 mm. Sloupy čtvercového průřezu mají rozměry 400x400 mm a kruhový sloup průměr 400 mm.

Stropní deska je tloušťky 250 mm. Dále jsou v 1.PP navrženy průvlaky o rozměrech 900x600 mm mezi osami 5 a 6 a o rozměrech 900x500 mm mezi osami 7 a 10 (viz konstrukční schéma na str. 13).

Základová deska je v 1.PP navržena tloušťky 400 mm s lokálním zesílením pod sloupy na 600 mm.

### 1.NP

Obvodové i vnitřní stěny jsou tloušťky 250 mm a stěny výtahové šachty tloušťky 200 mm. Sloupy čtvercového průřezu jsou navrženy o rozměrech 400x400 mm a kruhové sloupy o průměru 400 mm.

Stropní deska je tloušťky 280 mm. Dále jsou v 1.NP navrženy průvlaky o rozměrech 800x500 mm mezi osami 6 a 8 a o rozměrech 900x600 mm, 500x800 mm a 1200x800 mm mezi osami 8 a 10. Nosná konstrukce terasy ze západní strany objektu je železobetonová deska tloušťky 250 mm.

Základová deska je v části 1.NP navržena tloušťky 400 mm s lokálním zesílením pod sloupy na 600 mm.

### 2.NP

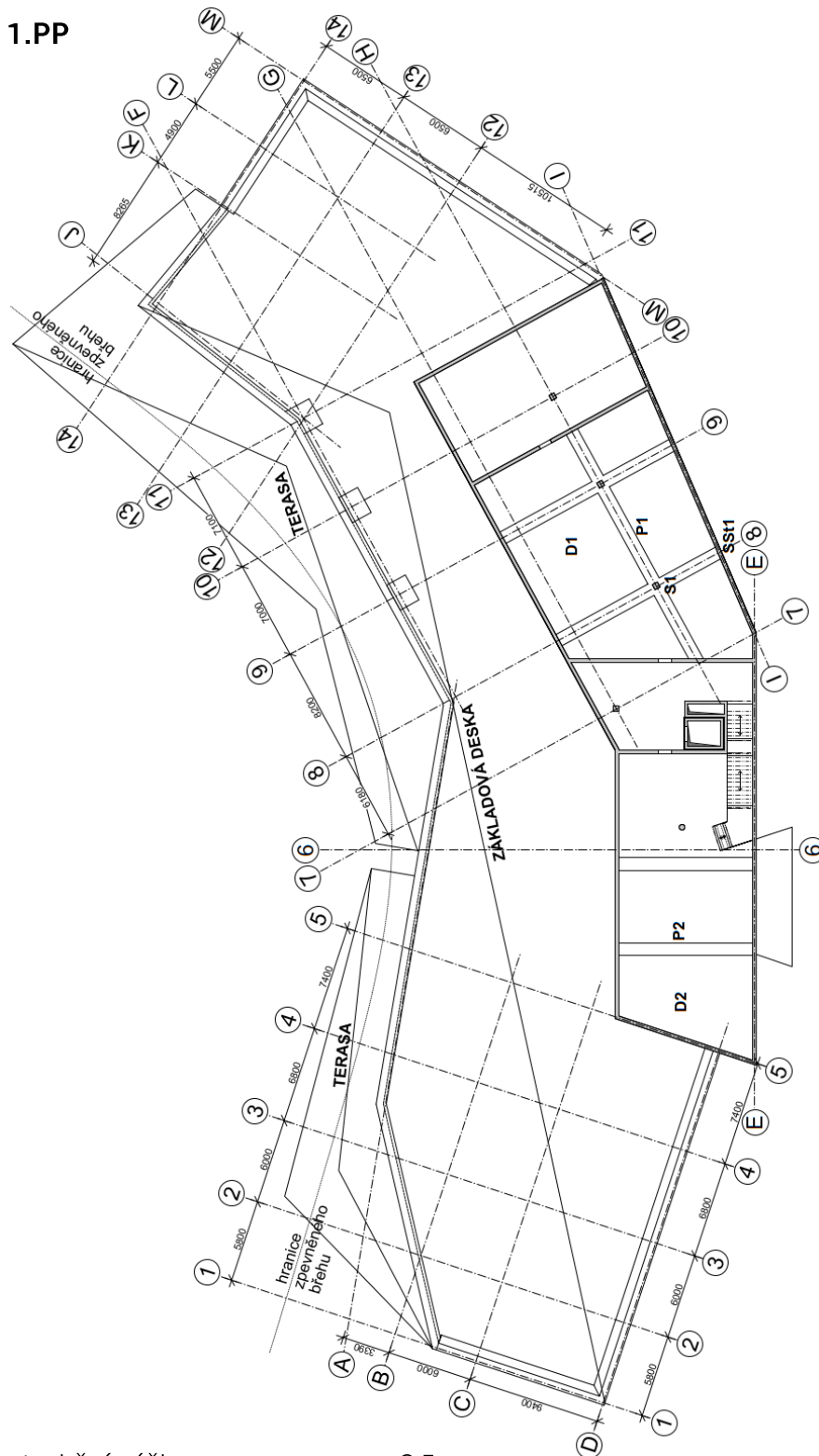
Obvodové i vnitřní stěny jsou navrženy tloušťky 250 mm a stěny výtahové šachty tloušťky 200 mm. Sloupy čtvercového průřezu jsou navrženy o rozměrech 400x400 mm a kruhové sloupy o průměru 400 mm.

### Zastřešení

Objekt je zastřešen plošnou deskovou konstrukcí tvořenou lomenými plochami tloušťky 280 mm s různými sklony od 5° do 15°. Desky jsou podporovány průvlaky o navržených rozměrech 800x500 mm, 900x700 mm, 500x700 mm a 1000x700 mm.

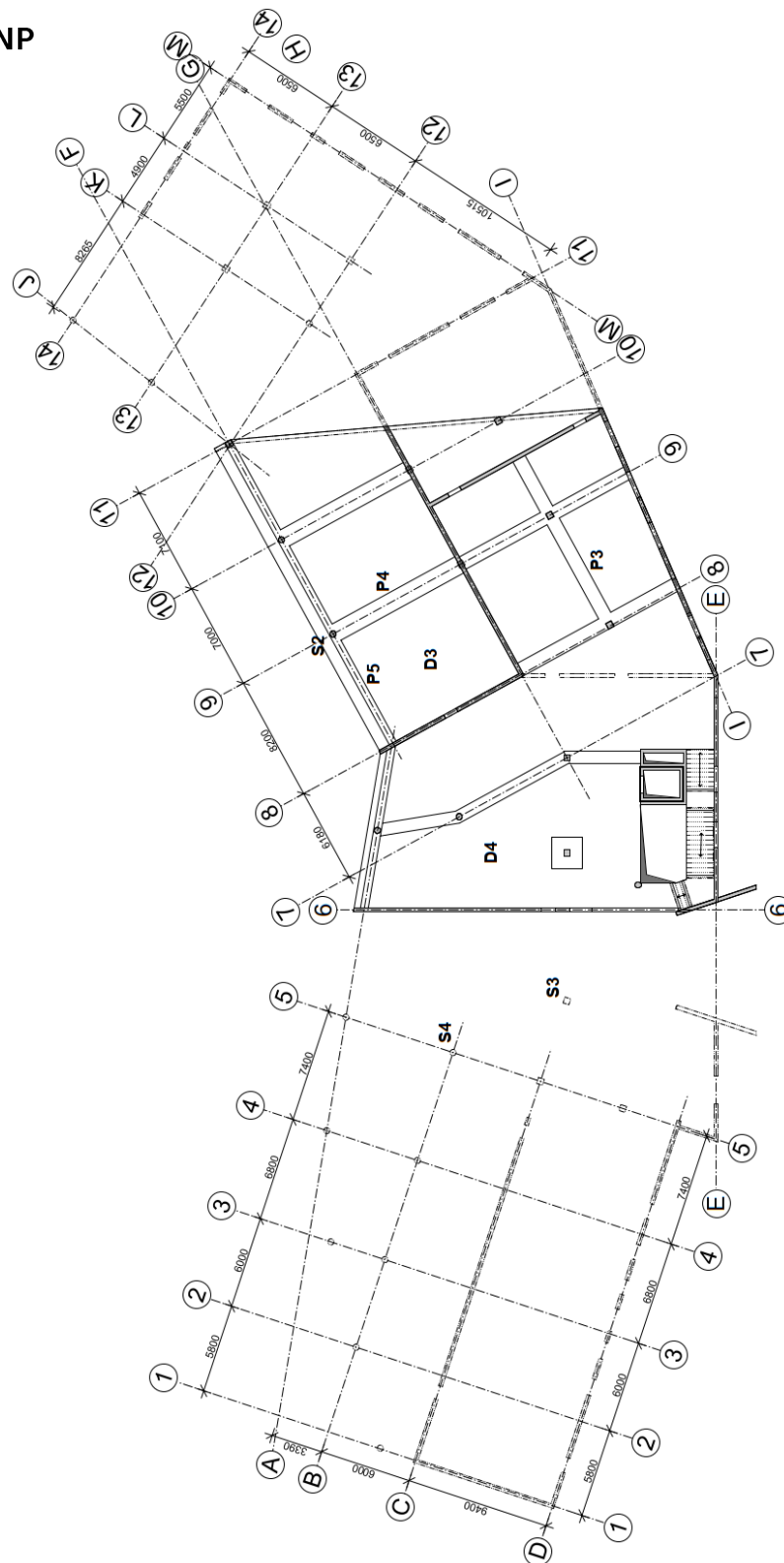
## 2.2 Konstrukční schémata

### 2.2.1 1.PP



- |                               |                                  |
|-------------------------------|----------------------------------|
| - konstrukční výška:          | 3,5 m                            |
| - účel využití podlaží:       | skladovací a technické místnosti |
| - vodorovné nosné konstrukce: | ŽB monolitická deska a průvlaky  |
| - svislé nosné konstrukce:    | ŽB monolitické stěny a sloupy    |
| - schodiště:                  | tříramenné, ŽB monolitické       |

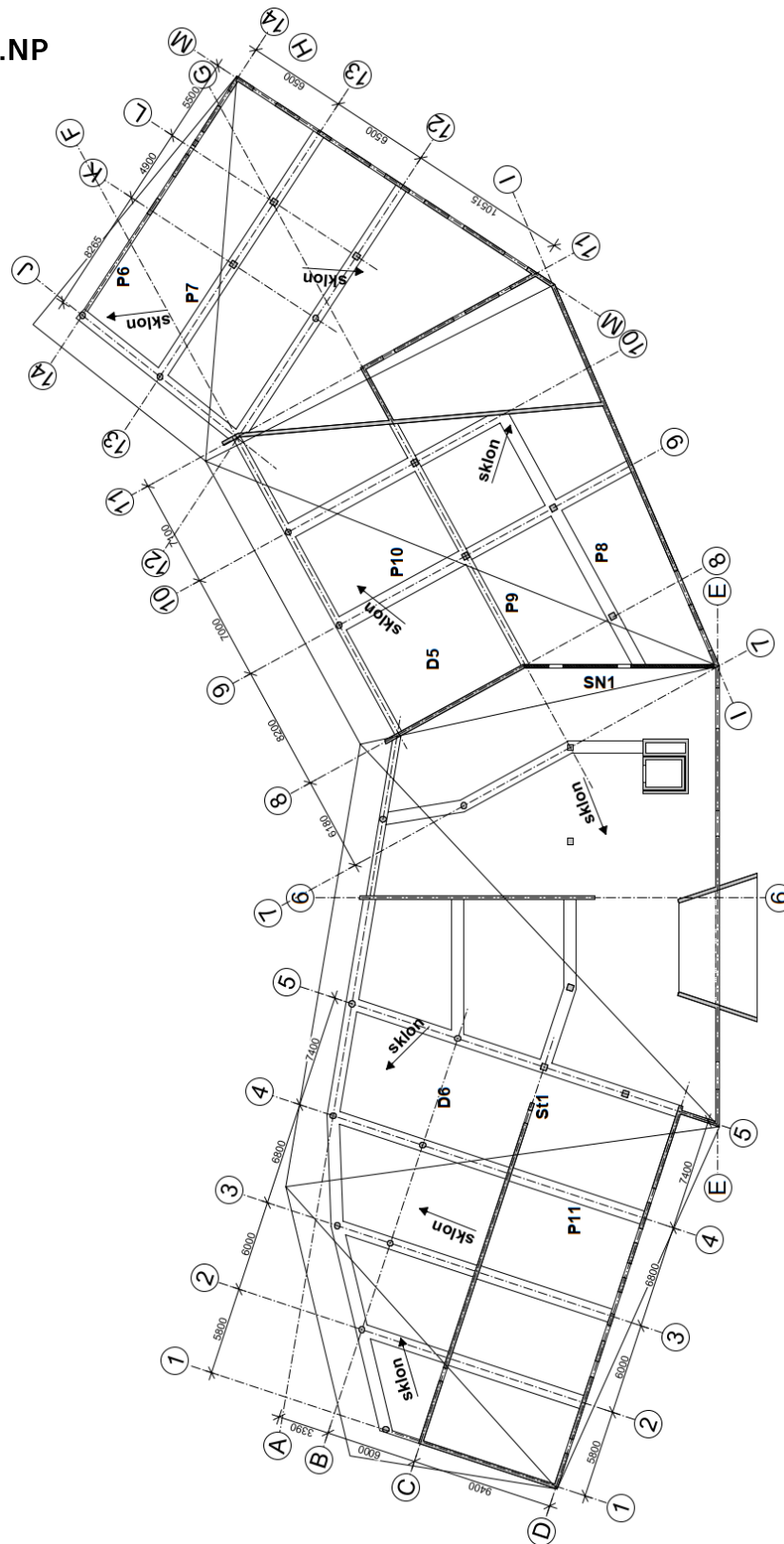
## 2.2.2 1.NP



- konstrukční výška: 4,0 m pod 2.NP (až 8,9 m pod střechou)
- účel využití podlaží: prostory wellness centra a restaurace
- vodorovné nosné konstrukce: ŽB monolitická deska a průvlaky
- svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny a sloupy
- schodiště: tříramenné, ŽB monolitické



## 2.2.3 2.NP



- |                               |                                        |
|-------------------------------|----------------------------------------|
| - konstrukční výška:          | od 4,1 m do 6,4 m (dle sklonu střechy) |
| - účel využití podlaží:       | prostory posilovny a tělocvičny        |
| - vodorovné nosné konstrukce: | ŽB monolitická deska a průvlaky        |
| - svislé nosné konstrukce:    | ŽB monolitické stěny a sloupy          |

### 3 Předběžný návrh nosných konstrukcí

#### 3.1 Materiály

##### Beton

Suterénní stěny a základy:	C 25/30 - XC2, XA1 – CI 0,2, Dmax16 – S3
Ostatní nosné konstrukce:	C 30/37 - XC1 – CI 0,2, Dmax16 – S3 (S4 prut. k.)
Terasa:	C 30/37 – XC4, XF3 – CI 0,2, Dmax16 – S3

##### Ocel

Výztuž:	B500B
---------	-------

#### 3.2 Krycí vrstvy

Krycí vrstva je stanovena na základě stupně vlivu prostředí, maximální velikosti zrna, třídy konstrukce a profilu výztuže.

Pro C25/30 - XC2, XA1 – CI 0,2, Dmax16:

- předpokládaná třída konstrukce: S3
- předpokládaný profil výztuže:  $\emptyset = 12 \text{ mm}$

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

$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$  ... přídavek na návrhovou odchylku (10 mm pro monol. konstrukce)

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

- $c_{min,b} = 12 \text{ mm}$
- $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$
- $\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$ ,  $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$ ,  $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$

$$c_{min} = \max(12; 20; 10) \text{ mm} = 20 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$$

Tab. 3.1 Tloušťky krycích vrstev

prostředí	třída konstrukce	$c_{min,b}$ [mm]	$c_{min,dur}$ [mm]	$c_{min}$ [mm]	$c_{nom}$ [mm]	tl. krycí vrstvy [mm]
XC1	S3 - deskové k.	12	10	12	22	25
	S4 - prutové k.	12	15	15	25	25
XC2	S3 - deskové k.	12	20	20	30	30
XC4	S3 - deskové k.	12	25	25	35	35

### 3.3 Přehled zatížení

#### 3.3.1 Stálé zatížení

##### Nosné konstrukce

Vlastní tíha nosných prvků je započítaná v předběžném návrhu a posouzení prvků (kapitola 3.3.3).

##### Skladby podlah

Podlaha na terénu 1.NP a 1.PP:

Tab. 3.2 Výpočet zatížení podlahou na terénu

	Ekv. tl. [mm]	Objemová tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	Char. zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
keramická dlažba	16	23	0,37
cementový potěr	50	23	1,15
separační fólie	-	-	0,05
podlahové vytápění	10	10	0,10
vrstva pro podl. vytápění – EPS	50	0,3	0,02
tepelná izolace EPS	100	0,3	0,03
<b>CELKEM:</b>			<b>1,90</b>

Podlaha stropu 1.PP a 1.NP:

Tab. 3.3 Výpočet zatížení podlahou stropu 1.PP a 1.NP

	Ekv. tl. [mm]	Objemová tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	Char. zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
keramická dlažba	16	23	0,37
cementový potěr	50	23	1,15
separační fólie	-	-	0,05
podlahové vytápění	10	10	0,10
vrstva pro podl. vytápění – EPS	50	0,3	0,02
kročejová izolace	30	0,15	0,00
SDK podhled	-	-	0,30
<b>CELKEM:</b>			<b>1,90</b>

Podlaha terasy:

Tab. 3.4 Výpočet zatížení podlahou terasy

	Ekv. tl. [mm]	Objemová tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	Char. zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
dřevoplastová prkna tl. 22 mm	22	1,5	0,03
hliníková nosná kce na plast. terčích	-	-	0,50
tepelná izolace XPS	100	0,3	0,03
<b>CELKEM:</b>			<b>0,56</b>

Střešní plášť

Tab. 3.5 Výpočet zatížení střešním pláštěm

	Ekv. tl. [mm]	Objemová tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	Char. zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
fóliová hydroizolace	-	-	0,05
tepelná izolace – EPS	220	0,3	0,07
parozábrana – asfaltový pás	-	-	0,06
SDK pohled	-	-	0,30
<b>CELKEM:</b>			<b>0,50</b>

Obvodový plášť

Obvodový plášť železobetonových stěn je tvořen dvouplášťovou konstrukcí z plechového opláštění s provětrávanou vzduchovou mezerou.

Tab. 3.6 Výpočet zatížení obvodovým pláštěm

	Ekv. tl. [mm]	Objemová tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	Char. zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]
omítka	10	20	0,20
lepicí stěrka	10	25	0,25
tepelná izolace	300	1,5	0,45
hliníková konstrukce	-	-	0,50
hliníkové kompozitní desky	-	-	0,10
<b>CELKEM:</b>			<b>1,50</b>

Příčky

Dělicí příčky v objektu jsou zděné z keramických cihel a jsou vzhledem k charakteru objektu uvažované jako nepřemístitelné.

Zděné dělicí příčky jsou z keramických cihel Porotherm 14 Profi (tl. 140 mm):

- plošná hmotnost příčky: 1,30 kN/m<sup>2</sup>
- průměrná světlá výška místnosti (odhad): 5,0 m
- vlastní tíha příčky:  $g_k = 1,3 \cdot 5,0 = 6,5 \text{ kN/m}^2$

Pro 1.NP náhradní plošné zatížení:

- přibližně 40 m příčky na 140 m<sup>2</sup> desky:  $g_k = (6,5 \cdot 40)/140 = 1,9 \text{ kN/m}^2$

Pro 2.NP liniové zatížení:

$$g_k = 6,5 \text{ kN/m}^2$$

Lehký obvodový plášť

Lehký obvodový plášť je navržen jako samonosný, jehož vlastní tíha se bude přenášet do základů objektu. Návrh lehkého obvodového pláště není součástí této práce. Vlastní tíha je odhadnuta dle technických specifikací výrobců lehkých obvodových plášťů.

Nosný ocelový profil:

- tíha profilu na 1 m běžný - 0,08 kN/m
- odhadem 1,5 m délky na 1 m<sup>2</sup> →  $g_k = 0,08 \cdot 1,5 = 0,12 \text{ kN/m}^2$

Skleněná výplň – trojsklo:

- $g_k = 0,45 \text{ kN/m}^2$

Celkové zatížení lehkým obvodovým pláštěm:

$$g_k = 0,45 + 0,12 = 0,57 \text{ kN/m}^2$$

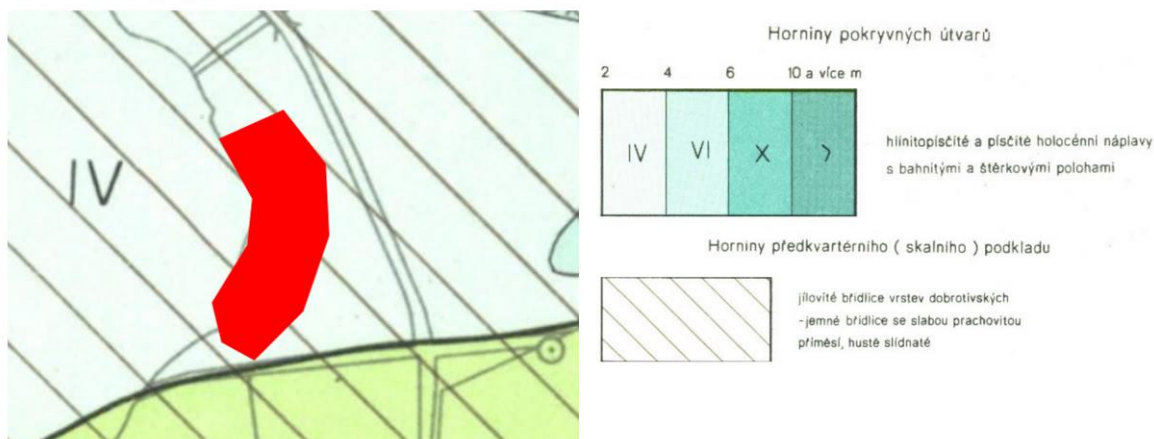
$$\rightarrow \text{liniové zatížení pro } h_{\max} = 10,5 \text{ m} \dots g_{k,\max} = 0,57 \cdot 10,5 = 5,99 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow \text{liniové zatížení pro } h_{\min} = 3,5 \text{ m} \dots g_{k,\min} = 0,57 \cdot 3,5 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

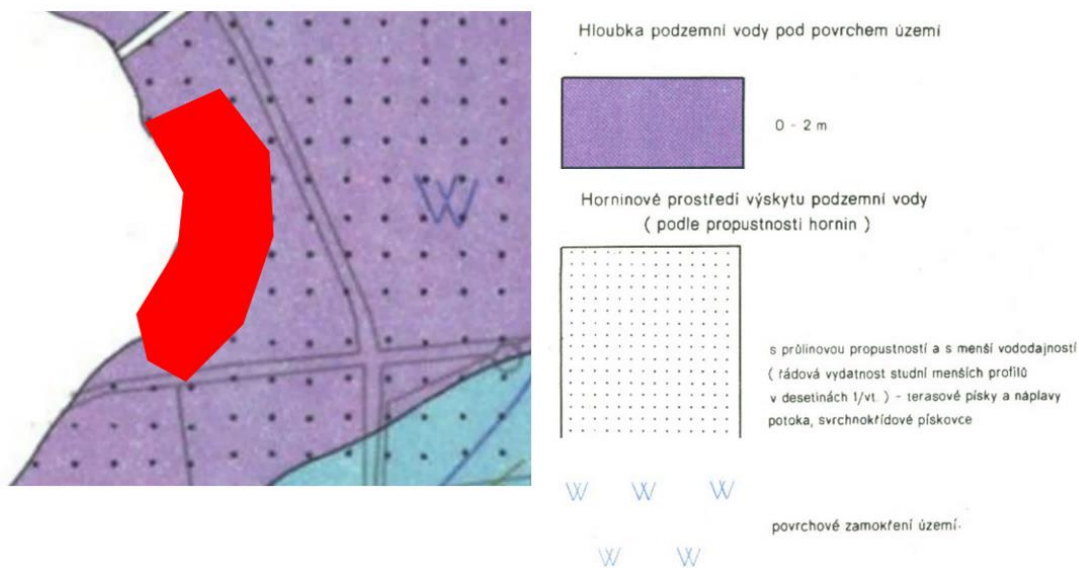
### Zemní tlak

Objekt se nachází u břehu vodní nádrže Džbán, terén je v těchto místech mírně svahovaný směrem k břehu nádrže. Hloubka základové spáry se bude nacházet ve dvou úrovních, pro 1.NP minimálně 1,0 m pod úrovní upraveného terénu a pro 1.PP přibližně 4,1 m pod úrovní upraveného terénu.

Vzhledem k tomu, že nebyl proveden geologický průzkum v místě stavby, byly základní údaje o geologických poměrech převzaty z mapových aplikací webových stránek Geoportálu Praha [2].



Obr. 3.1 Výřez z mapy geologických poměrů vč. legendy [2]



Obr. 3.2 Výřez z mapy hydrogeologických poměrů vč. legendy [2]

Dle inženýrskogeologických map je patrné, že se v místech stavby nachází hlinitopísčité a písčité holocénní náplavy o mocnosti 4 m na podkladní hornině typu jílovitých břidlic. Z map také vyplývá, že hloubka podzemní vody se pravděpodobně vyskytuje mezi úrovní neupraveného terénu a 2 m pod úrovní terénu. Navrhovaný objekt se nachází v oblasti s nízkým radonovým indexem, proto není nutné navrhovat izolaci proti radonu.

Mocnost a charakteristiky zemin byly dle dostupných informací z Geoportálu uvažovány následovně:

Tab. 3.7 Mocnost a charakteristiky zemin

mocnost	třída	$\gamma_z$ [ $kN/m^3$ ]	$\nu$ [-]	$\varphi_{eff}$ [°]	$E_{def}$ [MPa]	m
0-4 m	F3	18	0,35	27	7	0,2
dále	R6	20	0,35	25	20	0,4

Výpočet zemního tlaku:

- užité zatížení na terénu:  $q_{0,k} = 5,0 \text{ kN/m}^2$

- součinitel zemního tlaku – v klidu:

$$K_{0,F3} = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 27 = 0,55$$

- součinitel zemního tlaku – aktivní:

$$K_{0,F3} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \frac{1 - \sin 27}{1 + \sin 27} = 0,38$$

- charakteristický zemní tlak:

$$\sigma_{i,k} = \Sigma K_i \cdot (q_k + \gamma_k \cdot h_i) = \Sigma K_i \cdot (5 + \gamma_z \cdot h_i)$$

Základové konstrukce jsou navrženy s ohledem na uvažované zeminy, pro které se předpokládá výpočtová únosnost základové půdy  $R_{dt} = 250 \text{ kPa}$ . Hladina podzemní vody je uvažovaná v hloubce 1 m pod úrovní upraveného terénu a zasahuje tak do založení objektu.

### 3.3.2 Proměnné zatížení

#### Užitné zatížení

- 1.PP – skladovací plochy a technické místnosti – kategorie D2:

$$q_k = 5 \text{ kN/m}^2$$

- 1.NP – prostory restaurace a wellness – kategorie C1 – stropní kce:

$$q_k = 3 \text{ kN/m}^2$$

- 2.NP – prostory tělocvičny a posilovny – kategorie C4 – stropní kce:

$$q_k = 5 \text{ kN/m}^2$$

- schodiště:

$$q_k = 3 \text{ kN/m}^2$$

- terasa – kategorie C3:

$$q_k = 5 \text{ kN/m}^2$$

- nepochozí střecha – kategorie H:  $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$

#### Zatížení sněhem

- plochá střecha:  $\alpha < 30^\circ$  tvarový součinitel:  $\mu_1 = 0,8$

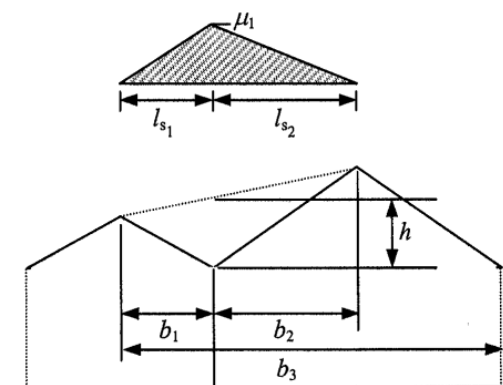
- součinitel expozice:  $C_e = 1$

- součinitel tepla:  $C_t = 1$

- Praha – sněhová oblast I – charakteristické zatížení sněhem:  $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

Průměrné zatížení sněhem:  $s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2$

Hromadění sněhu v úžlabí střechy:



Obr. 3.3 Tvarový součinitel a délky návějí pro výjimečné navátí sněhu [3]

- tvarový součinitel:

$$\mu_2 = \min(2 \cdot h/s_k; 2 \cdot b_3/(l_{s1}+l_{s2}); 5) = \min(2 \cdot 3,6/0,7; 2 \cdot 60/(25+14); 5) = 3,1$$

- zatížení sněhem v úžlabí:  $s = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 3,1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = 2,17 \text{ kN/m}^2$

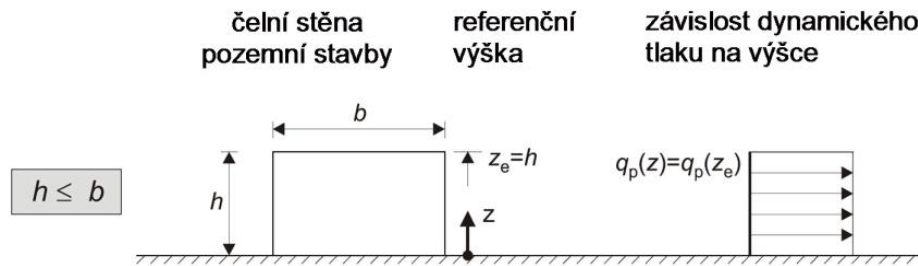
**Zatížení větrem**

- Praha – větrná oblast II – základní rychlost větru –  $v_b = 25 \text{ m/s}$

Základní dynamický tlak větru:  $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$

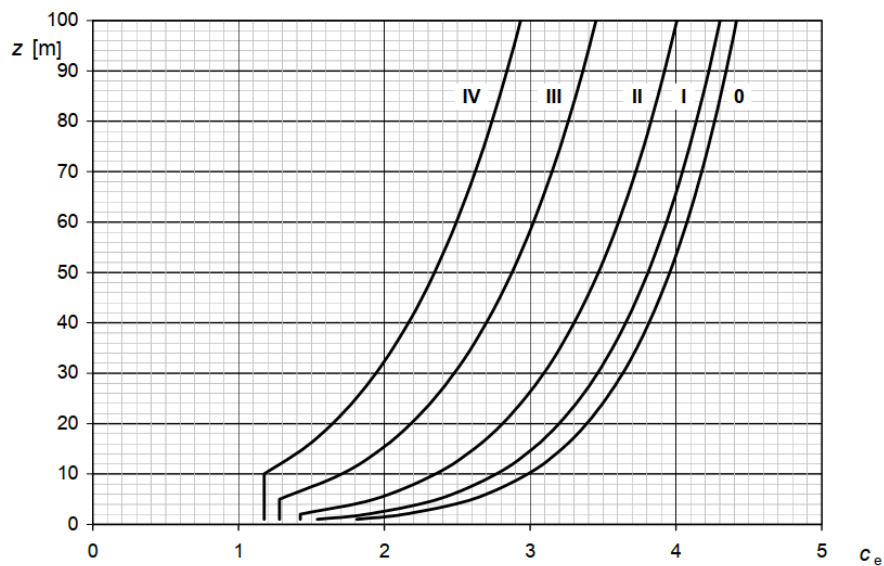
- kategorie terénu III – plocha rovnoměrně pokrytá vegetací, budovami a překážkami
- výška hrany střechy nad terénem:  $h = 10,5 \text{ m} \leq b = 95,7 \text{ m}$

$z_e = h = 10,5 \text{ m}$



Obr. 3.4 Referenční výška  $z_e$ , závislejší na  $h$  a  $b$ , a odpovídající profil dynamického tlaku [4]

Součinitel expozice:  $c_e(z) = 1,7$



Obr. 3.5 Součinitel expozice  $c_e(z)$  pro  $c_o = 1,0$  a  $k_l = 1,0$  [4]





### 3.3.3 Kombinace zatížení

#### Mezní stav únosnosti (MSÚ)

Kombinace pro výpočet účinků zatížení:

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

$\gamma_{G,j} = 1,35$  ... nepříznivá stálá zatížení

$\gamma_{Q,1} = 1,5$  ... nepříznivá proměnná zatížení

#### Mezní stav použitelnosti (MSP)

Kombinace pro výpočet účinků zatížení:

- charakteristická kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- častá kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- kvazistálá kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi_i$  pro zatížení použita v této práci [5]:

Tab. 3.8 Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi_i$

Zatížení	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Užitné kat. C	0,7	0,7	0,6
Užitné kat. E	1,0	0,9	0,8
Užitné kat. H	0,7	0,2	0
Sníh	0,5	0,2	0
Vítr	0,6	0,2	0

### 3.4 Předběžný návrh prvků

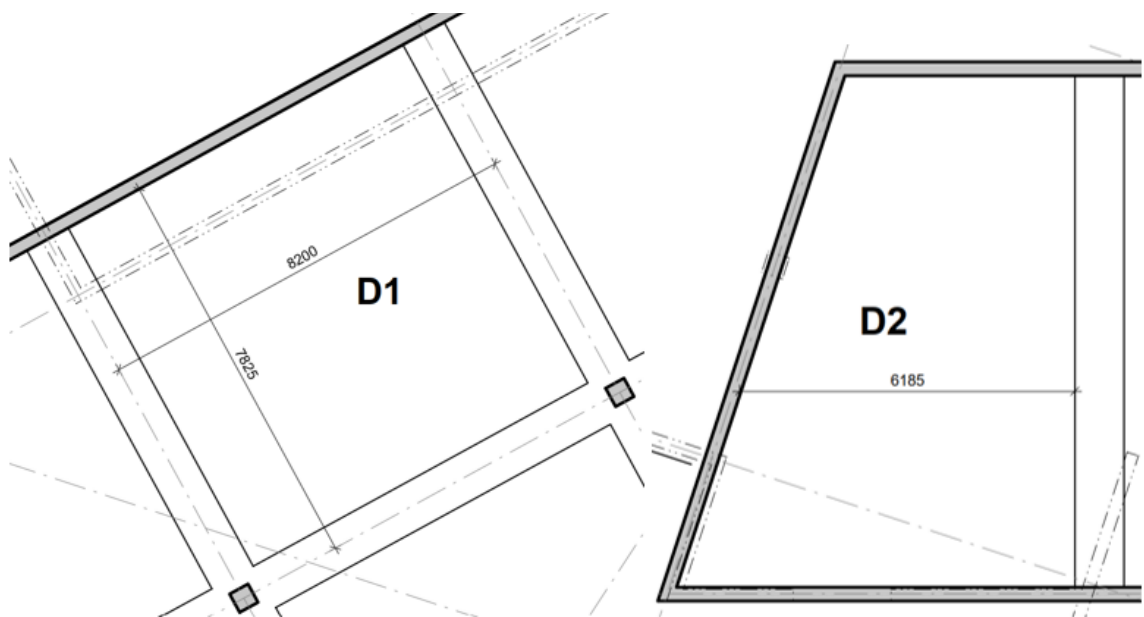
#### 3.4.1 Stropní desky

Stropní desky budou provedeny v celém objektu jako monolitické, železobetonové a jsou navrženy v jednotné tloušťce pro jednotlivá podlaží. Pro návrh byly vybrány nejvíce exponované části stropní konstrukce jednotlivých podlaží:

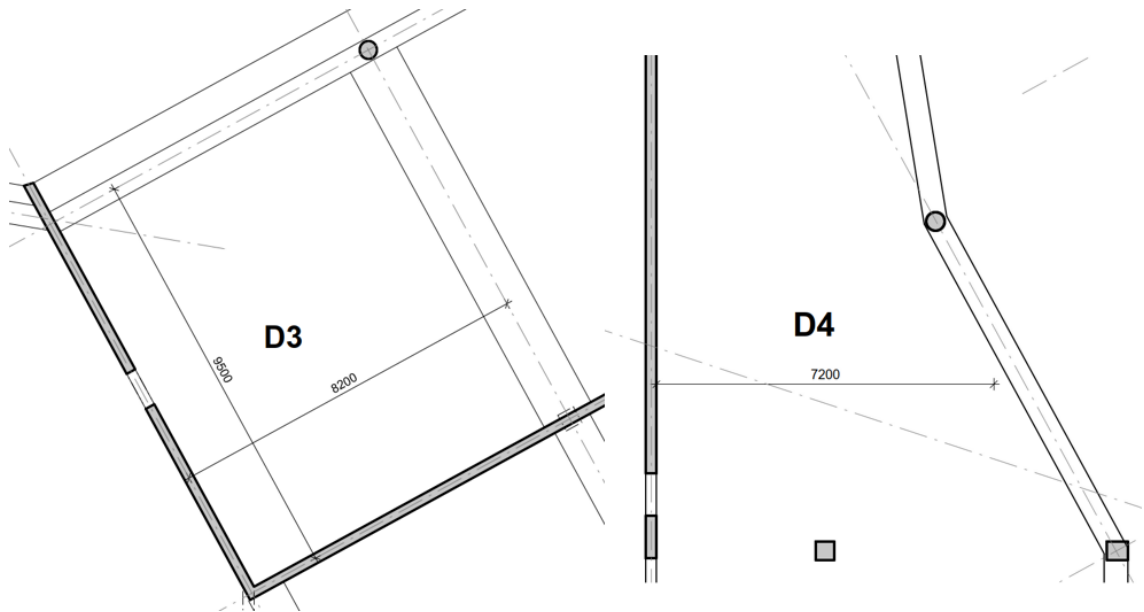
- 1.PP – D1 – po obvodě podepřená – 8,2x7,9 m
- 1.PP – D2 – jednosměrně pnutá – 6,2 m
- 1.NP – D3 – po obvodě podepřená – 9,5x8,2 m
- 1.NP – D4 – jednosměrně pnutá – 7,2 m
- střecha – D5 – po obvodě podepřená – 9,5x8,2 m
- střecha – D6 – jednosměrně pnutá – 7,4 m

Beton C30/37:  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$

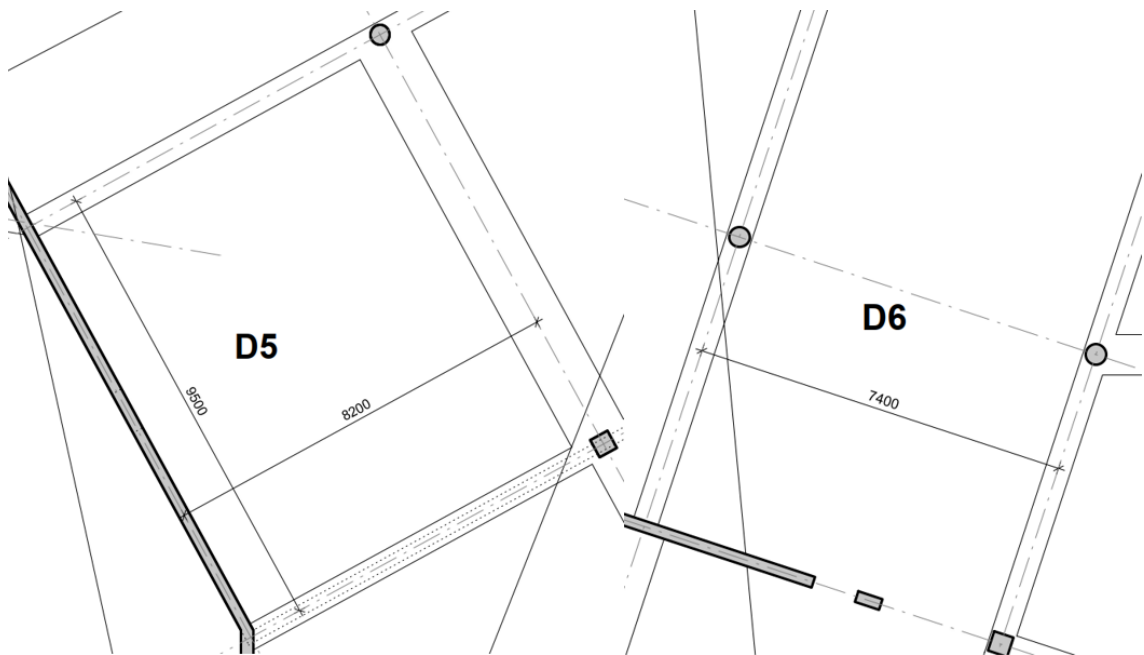
Schémata konstrukcí:



Obr. 3.6 Půdorysná schémata desek 1.PP



Obr. 3.7 Půdorysná schémata desek 1.NP



Obr. 3.8 Půdorysná schémata desek střechy

**Návrh na základě splnění podmínky ohybové štíhlosti desky:**

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} \quad \rightarrow \quad d \geq \frac{L}{\lambda_d}$$

$\kappa_{c1} = 1$  ... součinitel tvaru pro obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = 7/L$  ... součinitel rozpětí pro  $L > 7 \text{ m}$

$\kappa_{c2} = 1$  ... součinitel rozpětí pro  $L < 7 \text{ m}$

$\kappa_{c3} = 1,2$  ... odhad součinitele napětí tahové výztuže

$\lambda_{d,tab}$ ... pro předpoklad  $\rho = 0,5\%$  dle [6]

Předpokládaný stupeň vyztužení desek  $\rho \leq 0,5\%$

Předpokládaný profil výztuže: 12 mm

Předpokládané krytí výztuže: 25 mm

Tab. 3.9 Výpočet ohybové štíhlosti pro předběžný návrh

Typ podepření	$L_1$ [m]	$\lambda_{d,tab}$	$\lambda_d$	d [mm]	$h_d$ [mm]
D1 - po obvodě podepřená	7,9	30,8	32,7	241	272
D2 - jednosměrně pnutá	6,2	30,8	41,7	149	180
D3 - po obvodě podepřená	8,2	30,8	31,6	260	291
D4 - jednosměrně pnutá	7,2	30,8	35,9	200	231
D5 - po obvodě podepřená	8,2	30,8	31,6	260	291
D6 - jednosměrně pnutá	7,4	30,8	35,0	212	243

**Empirický návrh tloušťky desek:**

Po obvodě podepřená deska,  $L_1 = 8,5$  m a  $L_2 = 7,9$  m (D1):

$$h_d \geq \frac{1}{75} \cdot (L_1 + L_2) + \Delta = \frac{1}{75} \cdot (8200 + 7900) = 208 \text{ mm} + \Delta \text{ mm}$$

Jednosměrně pnutá deska,  $L = 6,2$  m (D2):

$$h_d \geq \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot 6200 = 207 \div 248 \text{ mm}$$

Tab. 3.10 Empirický návrh tloušťky desek

Typ podepření	$L_1$ [m]	$L_2$ [m]	$h_{d1}$ [mm]	$h_{d2}$ [mm]
D1 - po obvodě podepřená	7,9	8,2	215	-
D2 - jednosměrně pnutá	6,2	-	207	248
D3 - po obvodě podepřená	8,2	9,5	236	-
D4 - jednosměrně pnutá	7,2	-	240	288
D3 - po obvodě podepřená	8,2	9,5	236	-
D4 - jednosměrně pnutá	7,4	-	247	296

**Návrh tloušťky desek:**

1.PP:  $h_d = 250 \text{ mm}$

1.NP:  $h_d = 280 \text{ mm}$

Střecha:  $h_d = 280 \text{ mm}$

Ověření tloušťky desek z hlediska únosnosti v ohybu:

Zatížení jednotlivých desek:

Tab. 3.11 Výpočet zatížení desek D1 a D2

D1 a D2	výpočet	$f_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [-]	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
ŽB deska tl. 250 mm	0,25*25=	6,25	1,35	8,4
skladba podlahy		1,90	1,35	2,6
zděné příčky		1,90	1,35	2,6
užitné zatížení		3,00	1,50	4,5
$\Sigma (g+q)_d$				18,1

Tab. 3.12 Výpočet zatížení desek D3 a D4

D3 a D4	výpočet	$f_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [-]	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
ŽB deska tl. 280 mm	0,28*25=	7,00	1,35	9,5
skladba podlahy		1,90	1,35	2,6
zděné příčky		1,90	1,35	2,6
užitné zatížení		5,00	1,50	7,5
$\Sigma (g+q)_d$				22,1

Tab. 3.13 Výpočet zatížení desek D5 a D6

D5 a D6	výpočet	$f_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [-]	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
ŽB deska tl. 280 mm	0,28*25=	7,00	1,35	9,5
skladba střechy		0,50	1,35	0,7
užitné zatížení		0,75	1,50	1,1
$\Sigma (g+q)_d$				11,3

Max. návrhový moment – D1:

$$m_{Ed,2} = \frac{1}{12} \cdot (g + q)_d \cdot L^2 = \frac{1}{12} \cdot 18,1 \cdot 7,90^2 = 94,1 \text{ kN.m/m'}$$

Tab. 3.14 Výpočet maximálního návrhového momentu na desce

	$L_1$ [m]	$(g+q)_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$m_{Ed}$ [kN.m/m']
D1	7,9	18,10	94,1
D2	6,2	18,10	58,0
D3	8,2	22,10	123,8
D4	7,2	22,10	95,5
D3	8,2	11,30	63,3
D4	7,4	11,30	51,6

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

- poměrný ohybový moment:  $\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$
- poměrná výška tlačené oblasti:  $\xi$  ... z tabulek [7]
- potřebná plocha výztuže:  $a_{s,req} = \frac{0,8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$
- orientační stupeň vyztužení:  $\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d}$

Tab. 3.15 Výpočet poměrné výšky tlačené oblasti a stupně vyztužení

	$h_d$ [mm]	$d$ [mm]	$m_{Ed}$ [kN.m/m']	$\mu$ [-]	$\xi$ [-]	$A_{s,rqd}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]
D1	250	219	94,1	0,098	0,129	1039,1	0,47
D2	250	219	58,0	0,060	0,077	620,25	0,28
D3	280	249	123,8	0,100	0,132	1208,9	0,49
D4	280	249	95,5	0,077	0,100	915,86	0,37
D5	280	249	63,3	0,051	0,065	595,31	0,24
D6	280	249	51,6	0,042	0,054	494,57	0,20

- hodnoty  $\xi < \xi_{opt} = (0,1 \div 0,15)$  → vyhovuje
- předpoklad  $\rho \leq 0,5\%$  → vyhovuje

Navržené rozměry desek vyhovují.

### 3.4.2 Průvlaky

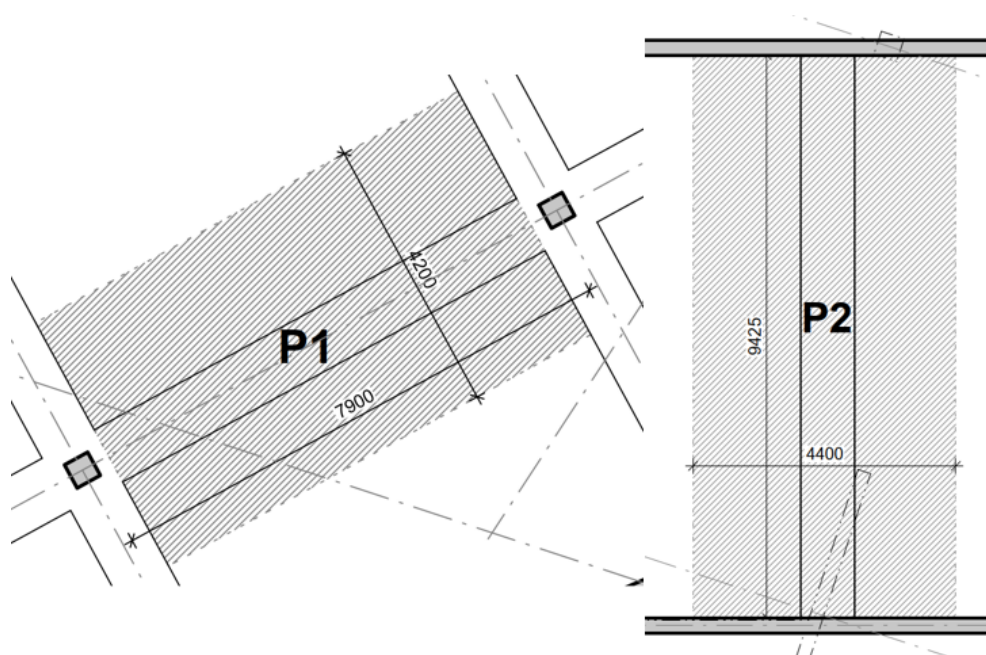
Průvlaky budou provedeny v celém objektu jako monolitické, železobetonové.

Pro návrh byly vybrány nejvíce exponované průvlaky jednotlivých podlaží:

- průvlak P1 – 1PP: rozpětí 7,9 m
- průvlak P2 – 1PP: rozpětí 9,45 m
- průvlak P3 – 1NP: rozpětí 7,9 m
- průvlak P4 – 1NP: rozpětí 9,25 m
- průvlak P5 – 1NP: rozpětí 7,89 m
- průvlak P6 – střecha: rozpětí 7,78 m
- průvlak P7 – střecha: rozpětí 8,45 m
- průvlak P8 – střecha: rozpětí 7,8 m
- průvlak P9 – střecha: rozpětí 7,89 m
- průvlak P10 – střecha: rozpětí 9,1 m
- průvlak P11 – střecha: rozpětí 9,18 m

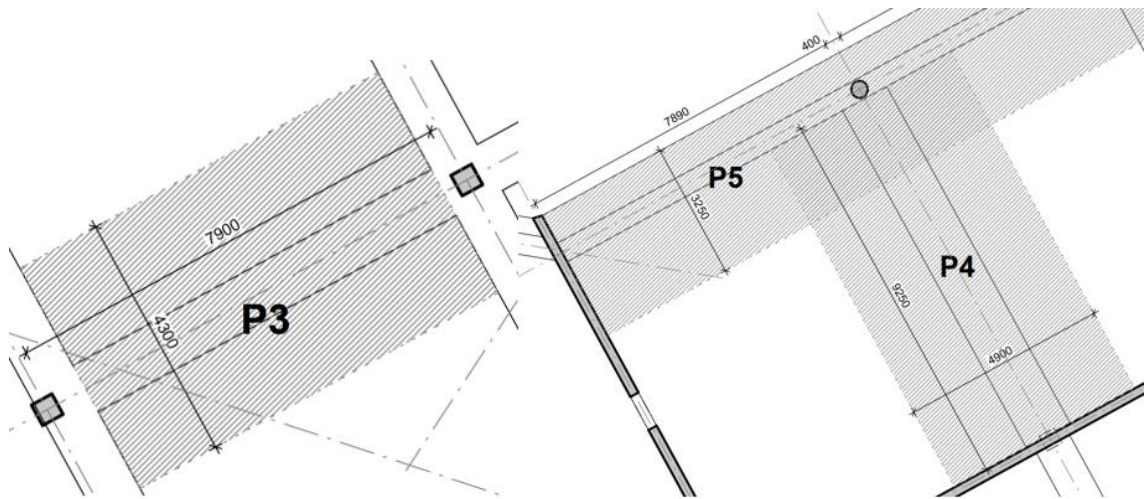
Beton C30/37:  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$

Schéma průvlaků:

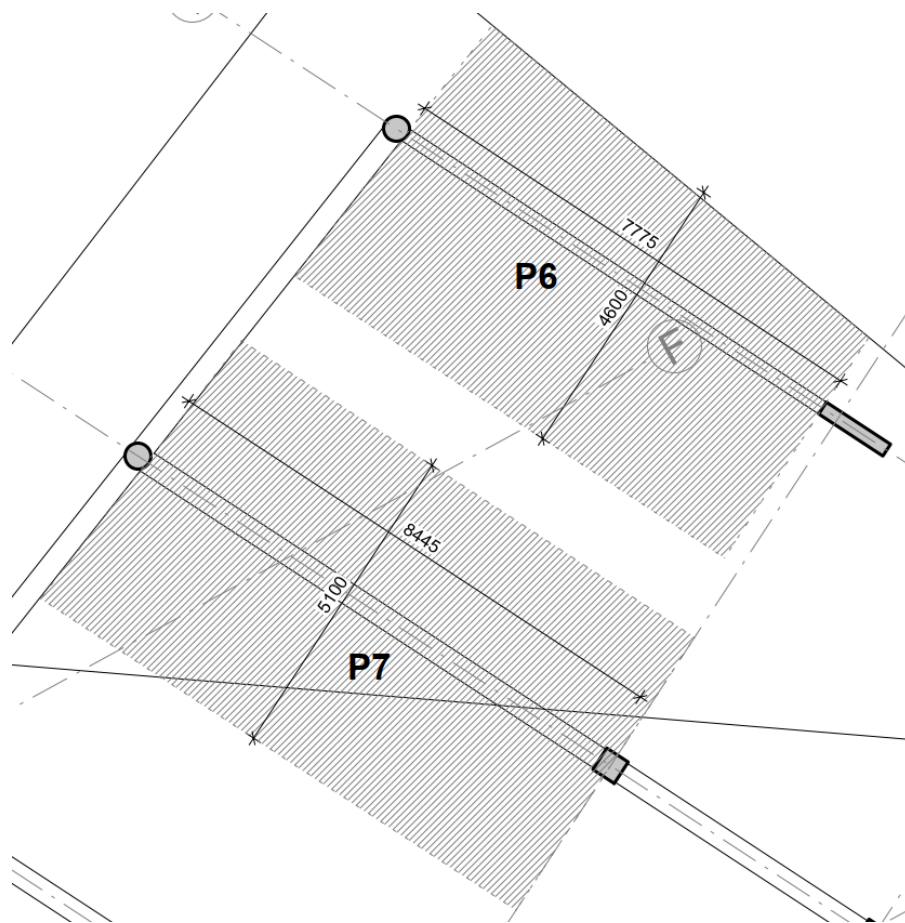


Obr. 3.9 Půdorysné schéma průvlaků P1 a P2

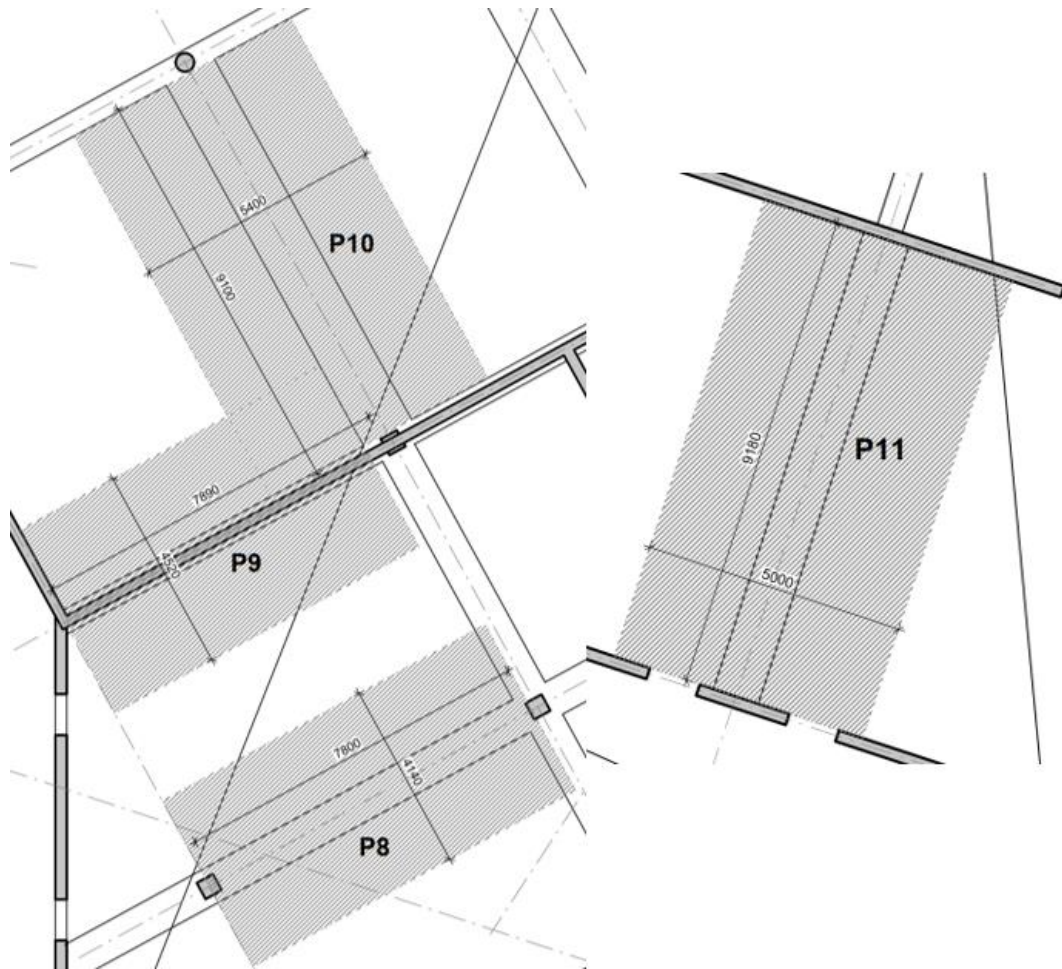




Obr. 3.10 Půdorysné schéma průvlaků P3, P4 a P5



Obr. 3.11 Půdorysné schéma průvlaků P6 a P7



Obr. 3.12 Půdorysné schéma průvlaků P8, P9, P10 a P11

**Empirický návrh rozměrů průvlaku:**

$$h_{p,1} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \cdot L_{p,1} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \cdot 7900 = 658 \div 790 \text{ mm}$$

$$b_{p,1} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot h_{p,1} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot 700 = 233 \div 350 \text{ mm}$$

Tab. 3.16 Empirický návrh rozměrů průvlaků

	L [mm]	$h_{\min}$ [mm]	$h_{\max}$ [mm]	$h_p$ [mm]	$b_{\min}$ [mm]	$b_{\max}$ [mm]	$b_p$ [mm]
P1 - 1PP	7900	658	790	700	233	350	300
P2 - 1PP	9450	788	945	800	267	400	350
P3 - 1NP	7900	658	790	700	233	350	300
P4 - 1NP	9250	771	925	800	267	400	350
P5 - 1NP	7890	658	789	700	233	350	300
P6 - střecha	7780	648	778	700	233	350	250
P7 - střecha	8450	704	845	800	267	400	350
P8 - střecha	7800	650	780	700	233	350	300
P9 - střecha	7890	658	789	700	233	350	300
P10 - střecha	9100	758	910	800	267	400	350
P11 - střecha	9180	765	918	800	267	400	350

**Návrh rozměrů průvlaků:**

Vzhledem k velkým rozpětím většiny průvlaků jsou jejich rozměry upraveny tak, aby svislý rozměr průvlaků příliš nezasahoval do světlé výšky jednotlivých podlaží.

- průvlak P1 – 1PP:	$h_p = 500 \text{ mm}$	$b_p = 900 \text{ mm}$
- průvlak P2 – 1PP:	$h_p = 600 \text{ mm}$	$b_p = 900 \text{ mm}$
- průvlak P3 – 1NP:	$h_p = 600 \text{ mm}$	$b_p = 900 \text{ mm}$
- průvlak P4 – 1NP:	$h_p = 800 \text{ mm}$	$b_p = 1200 \text{ mm}$
- průvlak P5 – 1NP:	$h_p = 800 \text{ mm}$	$b_p = 500 \text{ mm}$
- průvlak P6 – střecha:	$h_p = 500 \text{ mm}$	$b_p = 250 \text{ mm}$
- průvlak P7 – střecha:	$h_p = 500 \text{ mm}$	$b_p = 800 \text{ mm}$
- průvlak P8 – střecha:	$h_p = 500 \text{ mm}$	$b_p = 800 \text{ mm}$
- průvlak P9 – střecha:	$h_p = 700 \text{ mm}$	$b_p = 500 \text{ mm}$
- průvlak P10 – střecha:	$h_p = 700 \text{ mm}$	$b_p = 1000 \text{ mm}$
- průvlak P11 – střecha:	$h_p = 700 \text{ mm}$	$b_p = 900 \text{ mm}$

**Statické ověření průvlaku z hlediska ohybu:**

Zatížení jednotlivých průvlaků:

Tab. 3.17 Výpočet zatížení na jednotlivé průvlaky

	$h_p$ [mm]	$b_p$ [mm]	zat. šířka [m]	$f_k$ [kN/m´]					$\Sigma (g+q)_d$ [kN/m´]
				vl. tíha	ŽB deska	podlaha/ stř. plášť	příčky	užitné	
P1	500	900	4,20	5,6	26,3	8,0	8,0	12,6	83,5
P2	600	900	4,40	7,9	27,5	8,4	8,4	13,2	90,1
P3	600	900	4,30	7,2	30,1	8,2	8,2	21,5	104,7
P4	800	1200	4,90	15,6	34,3	9,3	9,3	24,5	129,3
P5	800	500	3,25	6,5	22,8	6,2	6,2	16,3	80,5
P6	500	250	2,91	1,6	18,2	1,5	-	2,2	31,9
P7	500	800	5,10	5,0	31,9	2,6	-	3,8	59,0
P8	500	800	4,14	5,0	25,9	2,1	-	3,1	49,1
P9	700	500	4,52	5,6	28,3	2,3	-	3,4	53,9
P10	700	1000	5,40	11,3	33,8	2,7	-	4,1	70,5
P11	700	900	5,00	10,1	31,3	2,5	-	3,8	64,9

Max. návrhové momenty:

$$M_{Ed} = \frac{1}{12} \cdot (g + q)_d \cdot L^2$$

Předpokládaný profil výztuže: 14 mm

Předpokládaný profil třmínků: 8 mm

Předpokládané krytí výztuže: 25 mm

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

Tab. 3.18 Ověření poměrné výšky tlačené oblasti  $\xi$  a stupně vyztužení  $\rho$

	$h_p$ [mm]	$b_p$ [mm]	L [mm]	$(g+q)_d$ [kN/m']	$M_{ed}$ [kNm]	d [mm]	$\mu$ [-]	$\xi$ [-]	$A_{s,rqd}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]
P1	500	900	7900	83,5	434,2	460	0,114	0,15	2315	0,6
P2	600	900	9450	90,1	670,7	560	0,119	0,16	2948	0,6
P3	600	900	7900	104,7	544,3	560	0,096	0,13	2336	0,5
P4	800	1200	9250	129,3	921,6	760	0,066	0,09	2851	0,3
P5	800	500	7890	80,5	417,8	760	0,072	0,09	1300	0,3
P6	500	250	7780	31,9	160,9	460	0,152	0,21	876	0,8
P7	500	800	8450	59,0	350,8	460	0,104	0,14	1868	0,5
P8	500	800	7800	49,1	249,1	460	0,074	0,10	1299	0,4
P9	700	500	7890	53,9	279,4	660	0,064	0,08	1007	0,3
P10	700	1000	9100	70,5	486,3	660	0,056	0,07	1748	0,3
P11	700	900	9180	64,9	455,5	660	0,058	0,08	1639	0,3

- hodnoty  $\xi < \xi_{max} = 0,45$  → vyhovuje
- předpoklad  $\rho \leq 1,5\%$  → vyhovuje

**Statické ověření průvlaků z hlediska smyku:**

Přibližně stanovená posouvací síla:  $V_{Ed,max} = 0,6 \cdot (g + q)_d \cdot L$

Únosnost tlačené diagonály:

$$V_{Rd,max} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \geq V_{Ed,max}$$

Tab. 3.19 Výpočet únosnosti tlačené diagonály a ohybové štíhlosti průvlaků

	$h_p$ [mm]	$b_p$ [mm]	L [mm]	$(g+q)_d$ [kN/m']	$V_{Ed,max}$ [kN]	d [mm]	$z = 0,9 \cdot d$ [mm]	volba $\cot \theta$ [-]	$V_{Rd,max}$ [kN]
P1	500	900	7900	83,5	395,7	460	414	1,5	1816
P2	600	900	9450	90,1	511,0	560	504	1,5	2211
P3	600	900	7900	104,7	496,1	560	504	1,5	2211
P4	800	1200	9250	129,3	717,3	760	684	1,5	4000
P5	800	500	7890	80,5	381,3	760	684	1,5	1667
P6	500	250	7780	31,9	148,9	460	414	1,5	504
P7	500	800	8450	59,0	298,9	460	414	1,5	1614
P8	500	800	7800	49,1	229,9	460	414	1,5	1614
P9	700	500	7890	53,9	255,0	660	594	1,5	1448
P10	700	1000	9100	70,5	384,8	660	594	1,5	2895
P11	700	900	9180	64,9	357,2	660	594	1,5	2606

- hodnoty  $V_{Rd,max} \geq V_{Ed,max}$  → vyhovuje

Ověření ohybové štíhlosti:

Součinitel napětí tahové výztuže – bezpečně:  $\kappa_{c3} = 1,0$

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

$\kappa_{c1} = 1$  ... součinitel tvaru pro obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = 7/L$  ... součinitel rozpětí pro  $L > 7 m$

$\kappa_{c3} = 1,0$  ... bezpečně – součinitel napětí tahové výztuže

$\lambda_{d,tab}$ ... pro předpoklad  $\rho = 1,5\%$  dle [6]

Tab. 3.20 Výpočet ohybové štíhlosti jednotlivých průvlaků

	L [mm]	d [mm]	$\lambda_{d,tab}$	$\lambda_d$	$\lambda$
P1	7900	460	21,0	18,6	17,2
P2	9450	560	14,0	10,4	16,9
P3	7900	560	18,2	16,1	14,1
P4	9250	760	18,2	13,8	12,2
P5	7890	760	18,2	16,1	10,4
P6	7780	460	14,0	12,6	16,9
P7	8450	460	18,2	15,1	18,4
P8	7800	460	21,0	18,8	17,0
P9	7890	660	18,2	16,1	12,0
P10	9100	660	18,2	14,0	13,8
P11	9180	660	18,2	13,9	13,9

Dodržení ohybové štíhlosti nevyhoví pro průvlaky P2, P6 a P7. Pro tyto průvlaky je v dalších výpočtech nutné prokázat průhyb výpočtem.

Ostatní navržené rozměry průvlaků vyhovují.

### 3.4.3 Sloupy

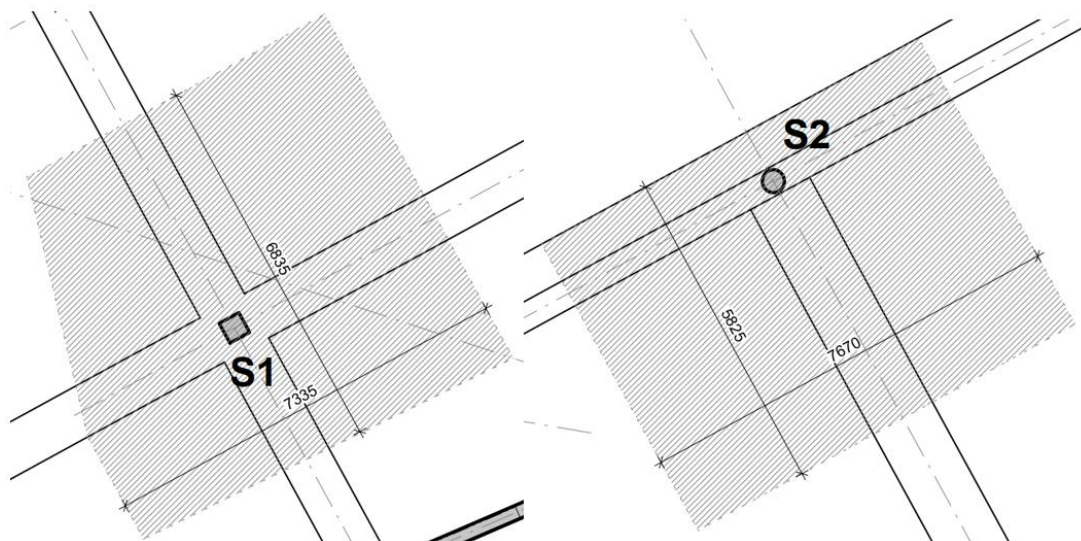
Sloupy budou provedeny v celém objektu jako monolitické, železobetonové čtvercového a kruhového průřezu jednotných rozměrů. Čtvercové sloupy jsou navrženy s průřezem o rozměrech 400x400 mm a kruhové s průměrem 400 mm.

Pro návrh byly vybrány nejvíce exponované sloupy pro oba tvary průřezu:

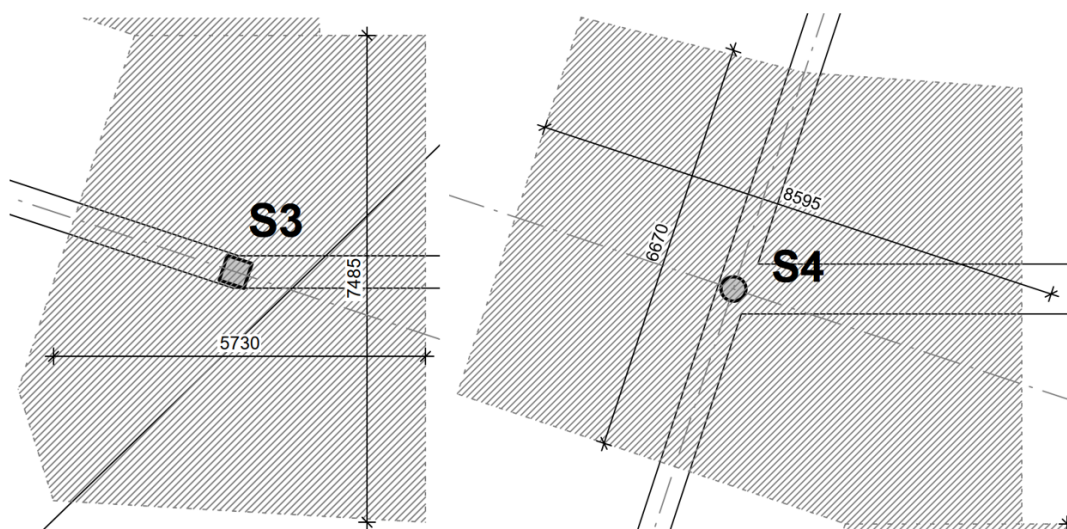
- 1.PP – S1 – 400x400 mm,  $l = H - h_p = 3,5 - 0,5 = 3,0$  m
- 1.NP – S2 –  $\varnothing$  400 mm,  $l = H - h_p = 4,0 - 0,8 = 3,2$  m
- 1.NP – S3 – 400x400 mm,  $l = H - h_p = 7,8 - 0,5 = 7,3$  m
- 1.NP – S4 –  $\varnothing$  400 mm,  $l = H - h_p = 6,5 - 0,5 = 6,0$  m

Beton C30/37:  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$

#### Schémata konstrukcí:



Obr. 3.13 Půdorysné schéma sloupů S1 a S2



Obr. 3.14 Půdorysné schéma sloupů S3 a S4

Návrh sloupu S1:

Tab. 3.21 Výpočet zatížení v patě sloupu S1

Sloup S1		[kN/m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	F <sub>k</sub> [kN]	γ [-]	F <sub>d</sub> [kN]
Skladba střechy		0,5	34	17,0	1,35	22,9
ŽB deska tl. 280mm	0,28*25=	7	34	237,9	1,35	321,1
ŽB průvlak 800x500mm	5,9*0,8*0,25*25=	-	-	29,5	1,35	39,8
Užitné střechy		0,75	34	25,5	1,50	38,2
Skladba podlahy 1.NP		0,5	48,8	24,4	1,35	32,9
ŽB deska tl. 280mm	0,28*25=	7	48,8	341,6	1,35	461,2
ŽB průvlak 900x600mm	5,9*0,9*0,32*25=	-	-	42,5	1,35	57,3
Užitné 1.NP		5	48,8	244,0	1,50	366,0
Skladba podlahy 1.PP		0,5	47,2	23,6	1,35	31,9
ŽB deska tl. 250mm	0,25*25=	7	47,2	330,4	1,35	446,0
ŽB průvlak 900x500mm	13,1*0,9*0,25*25=	-	-	73,7	1,35	99,5
Užitné 1.PP		3	47,2	141,6	1,50	212,4
Vlastní tíha sloupů	11,1*0,4*0,4*25=	-	-	44,4	1,35	59,9
celkem:				1576,0		2189,3

$$N_{Ed} = 2189,3 \text{ kN}$$

Ověření únosnosti sloupu v tlaku:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s$$

Předpokládaný stupeň vyztužení:  $\rho = 1,5\%$

Maximální napětí ve výztuži:  $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s = 200 \cdot 10^3 \cdot 0,002 = 400 \text{ MPa}$

$$A_c = 400 \cdot 400 = 160000 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot 160000 \cdot 20 + 160000 \cdot 0,015 \cdot 400 = 3520 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 2189,3 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 3520 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{vyhovuje}$$

Využití únosnosti sloupu v tlaku:  $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \cdot 100 \% = 62,2 \%$

(pozn.: je zde rezerva pro vliv ohybových momentů)

Ověření štíhlosti sloupu:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2,7}{0,115} = 23,38$$

Účinná délka sloupu:  $l_0 = \beta \cdot l = 0,9 \cdot 3,0 = 2,7 \text{ m}$

Součinitel závislý na koncovém upnutí sloupu –  $\beta = 0,9$  (na straně bezpečné)

Poloměr setrvačnosti průřezu:

$$i = \sqrt{I/A_c} = \sqrt{(1/12 \cdot b \cdot h^3)/A_c} = \sqrt{(1/12 \cdot 0,4 \cdot 0,4^3)/(0,4 \cdot 0,4)} = 0,115 \text{ m}$$

Limitní štíhlost:  $\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \leq 75 \quad (\lambda_{lim} \leq 25 \text{ pokud } n \geq 0,41)$

$A = 1/(1 + 0,2 \cdot \varphi_{eff})$  vliv dotvarování, neznáme-li  $\varphi_{eff}$ , lze uvažovat  $A = 0,7$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} \quad \text{vliv vyztužení podélnou výztuží,}$$

neznáme-li  $\omega$ , lze uvažovat  $B = 1,1$

$$C = 1,7 - r_m \quad \text{vliv rozložení ohybových momentů,}$$

neznáme-li  $r_m$ , lze uvažovat  $C = 0,7$

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) \quad \text{poměrná normálová síla}$$

$$n = \frac{2189,3 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 20} = 0,6842 \geq 0,41$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,6842}} = 13,03 \leq 25$$

$$\lambda = 23,38 > \lambda_{lim} = 13,03 \quad \rightarrow \quad \text{štíhlý sloup}$$

Sloup S1 je štíhlý, proto je nutné v dalších výpočtech ověřit návrh rozměrů sloupu na účinky 2. řádu.

### Návrh sloupu S2:

Tab. 3.22 Výpočet zatížení v patě sloupu S2

Sloup S2		[kN/m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	F <sub>k</sub> [kN]	γ [-]	F <sub>d</sub> [kN]
Skladba střechy		0,5	44,7	22,4	1,35	30,2
ŽB deska tl. 280mm	0,28*25=	7	44,7	312,9	1,35	422,4
ŽB průvlak 500x700mm	7,7*0,5*0,42*25=	-	-	40,4	1,35	54,6
ŽB průvlak 1000x700mm	4,6*1*0,42*25=	-	-	48,3	1,35	65,2
Užitné střechy		0,75	44,7	33,5	1,50	50,3
Skladba podlahy 1.NP		0,5	44,7	22,4	1,35	30,2
ŽB deska tl. 280mm	0,28*25=	7	44,7	312,9	1,35	422,4
ŽB průvlak 500x800mm	7,7*0,5*0,52*25=	-	-	50,1	1,35	67,6
ŽB průvlak 1200x800mm	4,6*1,2*0,52*25=	-	-	71,8	1,35	96,9
Užitné 1.NP		5	44,7	223,5	1,50	335,3
Vlastní tíha sloupů	7,4*0,4*0,4*25=	-	-	29,6	1,35	40,0
celkem:				1167,7		1614,9

$$N_{Ed} = 1614,9 \text{ kN}$$

Ověření únosnosti sloupu v tlaku:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s$$

$$A_c = \pi \cdot 400^2 / 4 = 125664 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot 125664 \cdot 20 + 125664 \cdot 0,015 \cdot 400 = 2764,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 1614,9 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 2764,6 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Využití únosnosti sloupu v tlaku: } \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \cdot 100 \% = 58,4 \%$$

(pozn.: je zde rezerva pro vliv ohybových momentů)



Ověření štíhlosti sloupu:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2,88}{0,25} = 11,52$$

Účinná délka sloupu:  $l_0 = \beta \cdot l = 0,9 \cdot 3,2 = 2,88 \text{ m}$

Poloměr setrvačnosti průřezu:

$$i = \sqrt{I/A_c} = \sqrt{(1/64 \cdot \pi \cdot d^4)/A_c} = \sqrt{(1/64 \cdot \pi \cdot 0,4^4)/(\pi \cdot 0,4^2/4)} = 0,25 \text{ m}$$

Limitní štíhlost:  $\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \leq 75$  ( $\lambda_{lim} \leq 25$  pokud  $n \geq 0,41$ )

$A = 0,7; B = 1,1; C = 0,7$

$$n = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd}) \rightarrow n = \frac{1614,9 \cdot 10^3}{(\pi \cdot 400^2/4) \cdot 20} = 0,6425$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,6425}} = 12,23 \leq 25$$

$\lambda = 11,52 \leq \lambda_{lim} = 12,23 \rightarrow$  masivní sloup

Sloup S2 není štíhlý.

### Návrh sloupu S3:

Tab. 3.23 Výpočet zatížení v patě sloupu S3

Sloup S3		[kN/m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	F <sub>k</sub> [kN]	γ [-]	F <sub>d</sub> [kN]
ŽB deska tl. 280mm	0,28*25=	7	40,2	281,40	1,35	379,89
Skladba střechy		0,5	40,2	20,10	1,35	27,14
ŽB průvlak 700x500mm	5,1*0,7*0,22*25=	-	-	19,64	1,35	26,51
Vlastní tíha sloupu	7,3*0,4*0,4*25=	-	-	29,20	1,35	39,42
Užitné		0,75	40,2	30,15	1,50	45,23
		celkem:		380,49		518,18

$$N_{Ed} = 518,18 \text{ kN}$$

Ověření únosnosti sloupu v tlaku:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s$$

$$A_c = 400 \cdot 400 = 160000 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot 160000 \cdot 20 + 160000 \cdot 0,015 \cdot 400 = 3520 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 518,18 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 3520 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Využití únosnosti sloupu v tlaku:  $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \cdot 100 \% = 14,7 \%$

(pozn.: je zde rezerva pro vliv ohybových momentů)

Ověření štíhlosti sloupu:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{6,57}{0,115} = 57,13$$

Účinná délka sloupu:  $l_0 = \beta \cdot l = 0,9 \cdot 7,3 = 6,57 \text{ m}$

Poloměr setrvačnosti průřezu:

$$i = \sqrt{I/A_c} = \sqrt{(1/12 \cdot b \cdot h^3)/A_c} = \sqrt{(1/12 \cdot 0,4 \cdot 0,4^3)/(0,4 \cdot 0,4)} = 0,115 \text{ m}$$

Limitní štíhlost:  $\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \leq 75$  ( $\lambda_{lim} \leq 25$  pokud  $n \geq 0,41$ )

$A = 0,7; B = 1,1; C = 0,7$

$n = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$

$$n = \frac{518,18 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 20} = 0,1619$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,1619}} = 26,79 \leq 75$$

$\lambda = 57,13 > \lambda_{lim} = 26,79 \rightarrow$  štíhlý sloup

Sloup S3 je štíhlý, proto je nutné v dalších výpočtech ověřit návrh rozměrů sloupu na účinky 2. řádu.

#### Návrh sloupu S4:

Tab. 3.24 Výpočet zatížení v patě sloupu S4

Sloup S4		[kN/m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	F <sub>k</sub> [kN]	γ [-]	F <sub>d</sub> [kN]
ŽB deska tl. 280mm	0,28*25=	7	56,5	395,50	1,35	533,93
Skladba střechy		0,5	56,5	28,25	1,35	38,14
ŽB průvlak 700x500mm	6,7*0,7*0,22*25=	-	-	25,80	1,35	34,82
ŽB průvlak 800x500mm	4,4*0,8*0,22*25=	-	-	16,94	1,35	22,87
Vlastní tíha sloupu	6,0*π*(0,4 <sup>2</sup> )/4*25=	-	-	29,20	1,35	39,42
Užitné		0,75	56,5	42,38	1,50	63,56
		celkem:		538,06		732,74

$N_{Ed} = 732,74 \text{ kN}$

Ověření únosnosti sloupu v tlaku:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s$$

$$A_c = \pi \cdot 400^2 / 4 = 125664 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot 125664 \cdot 20 + 125664 \cdot 0,015 \cdot 400 = 2764,60 \text{ kN}$$

$N_{Ed} = 732,74 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 2764,60 \text{ kN} \rightarrow$  Vyhovuje

Využití únosnosti sloupu v tlaku:  $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \cdot 100 \% = 26,5 \%$

(pozn.: je zde rezerva pro vliv ohybových momentů)

Ověření štíhlosti sloupu:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{5,4}{0,25} = 21,6$$

Účinná délka sloupu:  $l_0 = \beta \cdot l = 0,9 \cdot 6,0 = 5,4 \text{ m}$

Poloměr setrvačnosti průřezu:

$$i = \sqrt{I/A_c} = \sqrt{(1/64 \cdot \pi \cdot d^4)/A_c} = \sqrt{(1/64 \cdot \pi \cdot 0,4^4)/(\pi \cdot 0,4^2/4)} = 0,25 \text{ m}$$

Limitní štíhlost:  $\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \leq 75$  ( $\lambda_{lim} \leq 25$  pokud  $n \geq 0,41$ )

$$A = 0,7; B = 1,1; C = 0,7$$

$$n = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$$

$$n = \frac{732,74 \cdot 10^3}{(\pi \cdot 400^2/4) \cdot 20} = 0,2915$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,2915}} = 19,96 \leq 75$$

$$\lambda = 21,6 > \lambda_{lim} = 19,96 \quad \rightarrow \quad \text{štíhlý sloup}$$

Sloup S4 je štíhlý, proto je nutné v dalších výpočtech ověřit návrh rozměrů sloupu na účinky 2. řádu.

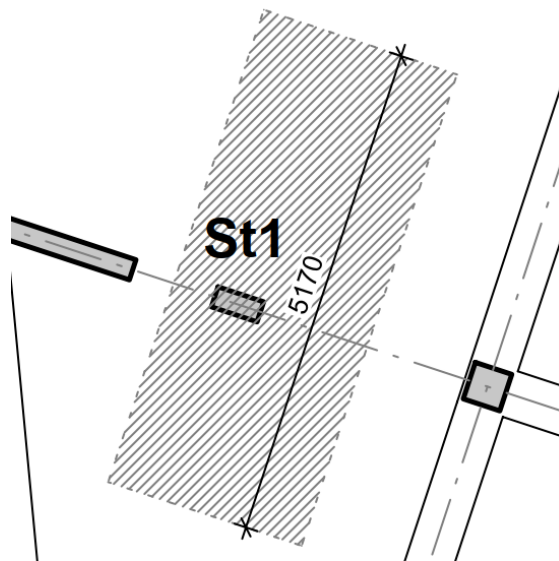
Rozměry průřezů sloupů S1, S3 a S4 je třeba posoudit s účinky 2. řádu. Podrobné posouzení bylo provedeno pro sloupy S1 a S3 v kapitole 7.

### 3.4.4 Stěny

Železobetonové nosné stěny v celém objektu jsou navrženy tl. 250 mm, vyjma stěn výtahové šachty, které jsou navrženy tl. 200 mm.

#### Ověření štíhlosti vysokých stěn:

V 1.NP se nachází stěny, které budou vzhledem k jejich výšce předběžně ověřeny na štíhlost. Pro štíhlost bude ověřen konec vnitřní stěny s dveřním otvorem (pilíř) o půdorysných rozměrech 250x500mm o výšce 5,8 m a zatěžovací ploše 10,1 m<sup>2</sup>.



Obr. 3.15 Půdorysné schéma stěny St1

Odhad vzpěrné délky pro ztuženou stěnu s neposuvnými styčníky:  $l_0 = 0,8 \cdot H$

Štíhlost stěny pro obdélníkový průřez:

$$\lambda = \frac{0,8 \cdot H \cdot \sqrt{12}}{t}$$

Pro zanedbání účinků druhého řádu u štíhlých konstrukcí je třeba splnit:

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \leq 75$$

$$A = 1/(1 + 0,2 \cdot \varphi_{eff})$$

vliv dotvarování, neznáme-li  $\varphi_{eff}$ , lze uvažovat  $A = 0,7$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

vliv vyztužení podélnou výztuží,

neznáme-li  $\omega$ , lze uvažovat  $B = 1,1$

$$C = 1,7 - r_m$$

vliv rozložení ohybových momentů,

neznáme-li  $r_m$ , lze uvažovat  $C = 0,7$

$$n = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$$

poměrná normálová síla

Tab. 3.25 Výpočet zatížení v patě stěny St1

Stěna St1		[kN/m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	F <sub>k</sub> [kN]	γ [-]	F <sub>d</sub> [kN]
ŽB deska tl. 280mm	0,28*25=	7	10,1	70,70	1,35	95,45
Skladba střechy		0,5	10,1	5,05	1,35	6,82
Vlastní tíha stěny	5,8*0,25*25=	-	-	36,25	1,35	48,94
Užitné		0,75	10,1	7,58	1,50	11,36
		celkem:		119,58		162,56

$$N_{Ed} = 176,06 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{0,8 \cdot 5,8 \cdot \sqrt{12}}{0,25} = 64,3$$

$$n = \frac{176,06 \cdot 10^3}{250 \cdot 500 \cdot 20} = 0,0704$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,0704}} = 40,63 \leq 75$$

$$\lambda = 64,3 \not\leq \lambda_{lim} = 40,63 \quad \rightarrow \quad \text{stěna je štíhlá}$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,8 \cdot 500 \cdot 250 \cdot 20 = 2000 \text{ kN}$$

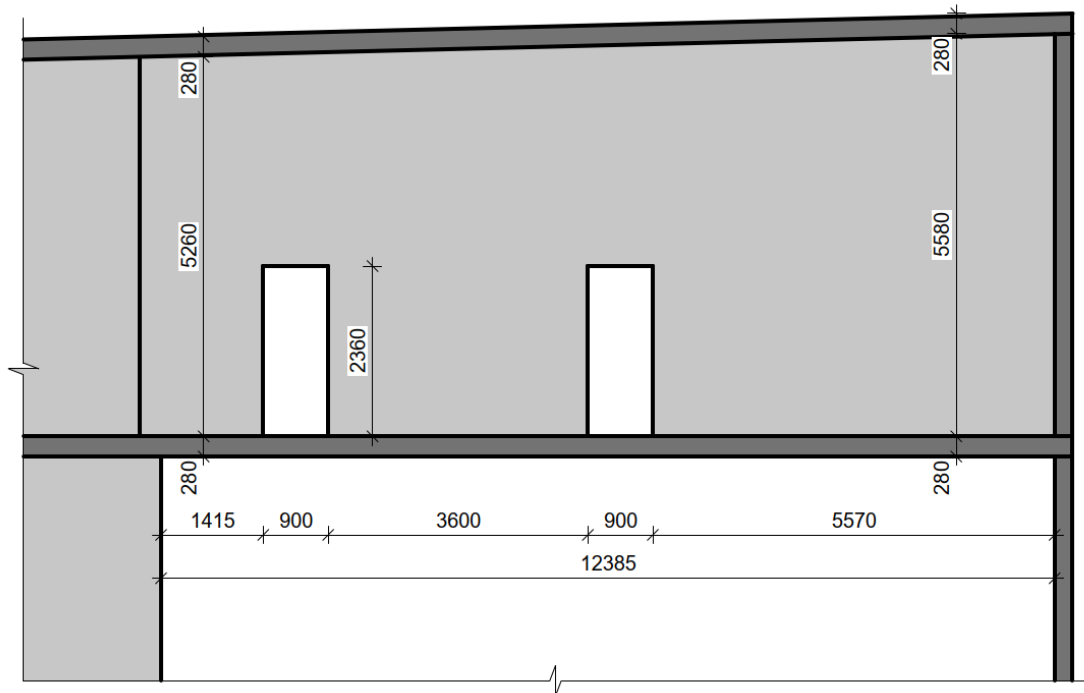
$$\text{Využití únosnosti pilíře v tlaku: } \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \cdot 100 \% = 5,69 \%$$

Vzhledem k velmi malému využití únosnosti pilíře v tlaku lze předpokládat, že by bylo možné stěnu navrhnout i s ohledem na účinky štíhlosti.

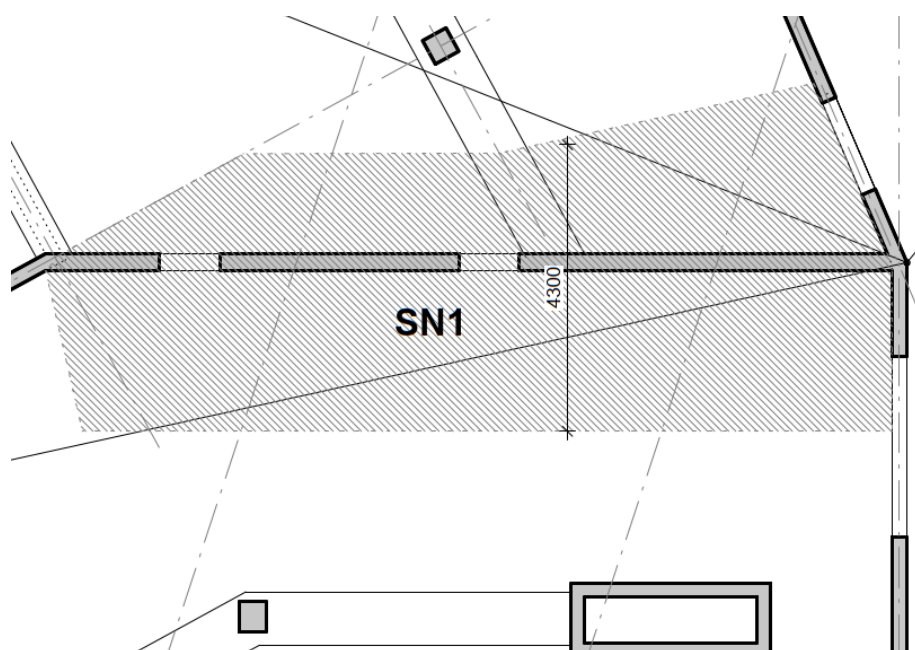
Návrh tloušťky stěny je 250 mm.

### 3.4.5 Stěnové nosíky

V objektu se nachází jeden stěnový nosník v 1.NP mezi osami 7 a 8, poblíž schodišťového prostoru. Stěnový nosník je zatížený střešní konstrukcí a konstrukcí stropu 1.NP. Orientačně jsou posouzeny rozměry podpor stěnového nosníku dle zjednodušeného návrhu stěnových nosníků z [8].



Obr. 3.16 Pohled na stěnový nosník



Obr. 3.17 Půdorysné schéma stěnového nosníku

Dle [8] lze považovat prostý nosník za stěnový, pokud má poměr  $h/l \leq 2$ .

$l = 12650 \text{ mm}$  osová vzdálenost podpor

$h = 5860 \text{ mm}$  průměrná výška stěnového nosníku

$h/l = 5860/12650 = 0,46 \leq 2 \rightarrow$  splněno

Návrh tloušťky stěnového nosníku se stanoví odhadem: 250 mm

Zatížení stěnového nosníku bylo uvažováno zjednodušeně, zatěžovací plochou do poloviny rozpětí desek viz Obr. 3.17.

Tab. 3.26 Výpočet zatížení stěnového nosníku

	$f_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	L [m]	$f_{d,lin}$ [kN/m]
vlastní tíha stěnového nosníku	6,25	8,44	4,00	33,8
stálé zatížení - strop 1.NP	8,90	12,02	4,00	48,1
proměnné zatížení - strop 1.NP	5,00	7,50	4,00	30,0
stálé zatížení - střecha	6,75	9,11	4,00	36,5
proměnné zatížení - střecha	0,75	1,13	4,00	4,5
			$\Sigma (g+q)_d$	152,8

Posouvající síla na prostém nosníku:

$$V_{Ed} = A_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot (g + q)_d \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 152,8 \cdot 12,65 = 966,46 \text{ kN}$$

Pro předběžné ověření je třeba plnit následující podmínky nad podporou nosníku:

$$1) V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$$V_{Ed} = 996,46 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 0,1 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd} = 0,1 \cdot 250 \cdot 5860 \cdot 20 = 2930 \text{ kN}$$

$$b = 250 \text{ mm} \quad \text{tloušťka stěny}$$

$$k = 5860 \text{ mm} \quad \text{menší z hodnot } l \text{ a } h$$

$$V_{Ed} = 996,46 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 2930 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{splněno}$$

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

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

$$b = 250 \text{ mm} \quad \text{tloušťka stěny}$$

$$c = 250 \text{ mm}, d = 0 \text{ mm}$$

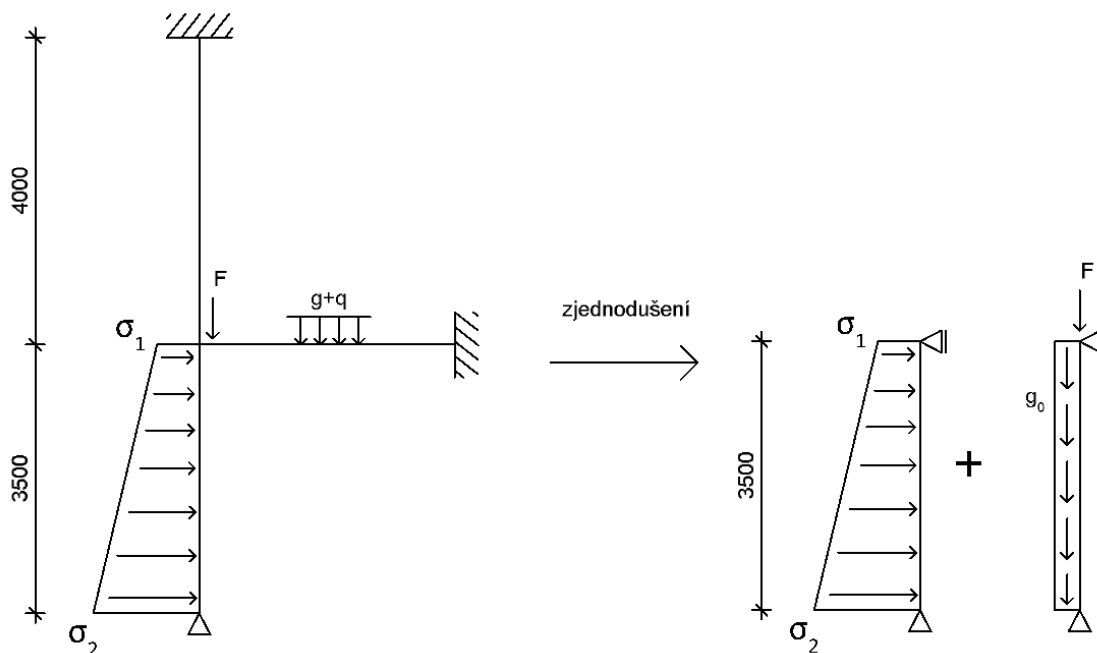
$$A_{Ed} = 966,46 \text{ kN} \leq 0,8 \cdot 250 \cdot (250 + 0) \cdot 20 = 1000 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{splněno}$$

### 3.4.6 Suterénní stěny

Suterénní stěny jsou navrženy monolitické železobetonové tl. 250 mm opatřené povlakovou hydroizolací z vnější strany. Stěny jsou pnuty ve svislém směru mezi podlahovou ŽB deskou 1PP a ŽB stropní deskou 1PP.

Předběžné ověření navržené tloušťky stěny je provedeno pro pruh stěny šířky 1 m a výšky 3,5 m na ose I.

#### Statický model pro předběžné ověření:



#### Zatížení vlastní tíhou:

$$g_{0,d} = \gamma_G \cdot t \cdot b \cdot h \cdot 25 = 1,35 \cdot 0,25 \cdot 1 \cdot h \cdot 25 = 8,44 \cdot h \text{ kN/m'}$$

#### Zatížení zemním tlakem:

- užité zatížení na terénu:  $q_{0,k} = 5,0 \text{ kN/m}^2$
- součinitel zemního tlaku – v klidu:  $K_0 = 0,55$
- návrhový zemní tlak v hlavě stěny:

$$\sigma_{1,d} = K_0 \cdot \gamma_Q \cdot q_{0,k} = 0,55 \cdot 1,5 \cdot 5,0 = 4,13 \text{ kN/m}^2$$

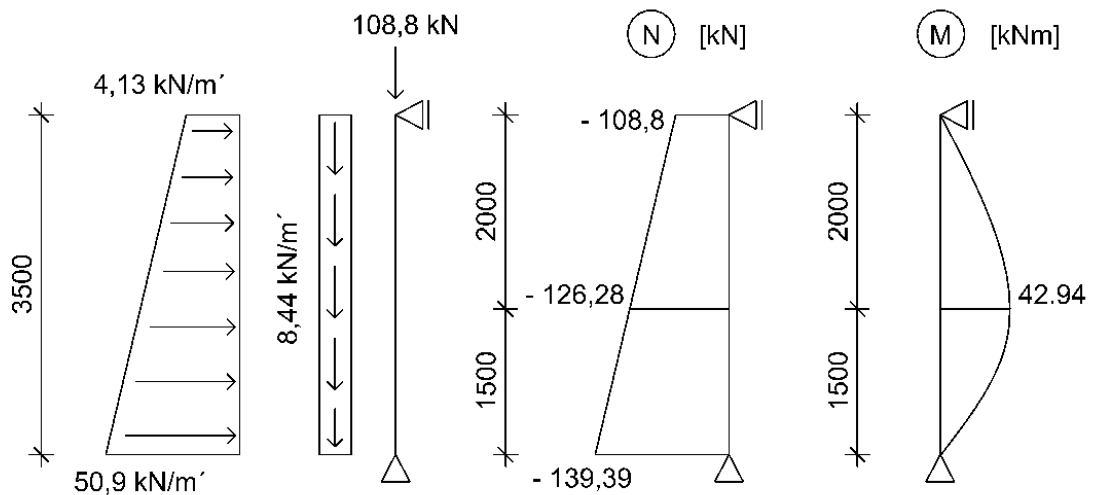
- návrhový zemní tlak v patě stěny:

$$\sigma_{2,d} = K_0 \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_Z \cdot h_i) = 0,55 \cdot (1,5 \cdot 5 + 1,35 \cdot 18 \cdot 3,5) = 50,90 \text{ kN/m}^2$$



Tab. 3.27 Výpočet zatížení suterénní stěny

		[kN/m <sup>2</sup> ]	[m]	F <sub>k</sub> [kN/m']	γ [-]	F <sub>d</sub> [kN/m']
Skladba střechy		0,5	2,5	1,3	1,35	1,7
ŽB deska tl. 280mm	0,28*25=	7	2,5	17,5	1,35	23,6
Užitné střechy		0,75	2,5	1,9	1,50	2,8
Skladba podlahy 1.NP		0,5	2,5	1,3	1,35	1,7
ŽB deska tl. 280mm	0,28*25=	7	2,5	17,5	1,35	23,6
Užitné 1.NP		5	2,5	12,5	1,50	18,8
Skladba podlahy 1.PP		0,5	2,5	1,3	1,35	1,7
ŽB deska tl. 250mm	0,25*25=	7	2,5	17,5	1,35	23,6
Užitné 1.PP		3	2,5	7,5	1,50	11,3
celkem:				78,1		108,8

Schéma zatížení a vnitřní síly:Ověření možnosti vyztužení (užití nomogramů [7]):

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot t \cdot f_{cd}} = \frac{126,28 \cdot 10^3}{1000 \cdot 250 \cdot 20} = 0,025$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot t^2 \cdot f_{cd}} = \frac{42,94 \cdot 10^6}{1000 \cdot 250^2 \cdot 20} = 0,034$$

→ z nomogramu pro:  $\omega = 0,1$

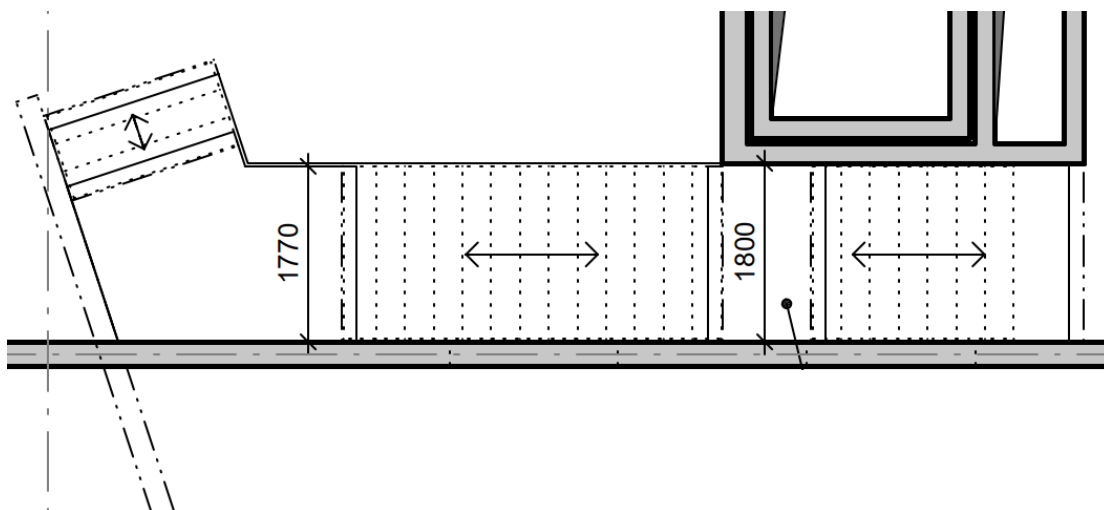
$$\rightarrow A_{s,rqd} = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 1000 \cdot 250 \cdot 20}{435} = 1149 \text{ mm}^2$$

Minimální potřebný stupeň vyztužení:  $\frac{A_{s,rqd}}{A_c} \cdot 100\% = \frac{1149}{250 \cdot 1000} \cdot 100\% = 0,5\%$

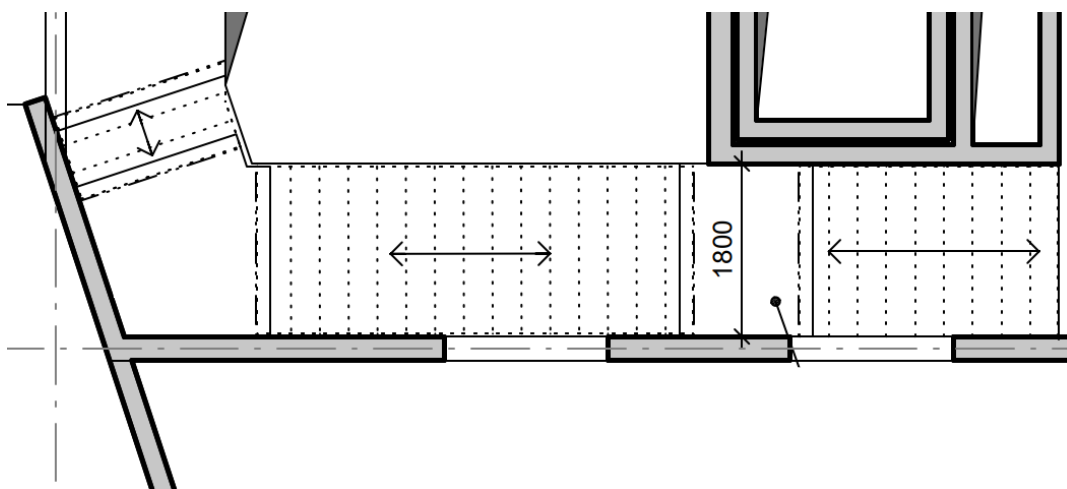
Při předpokládaném vyztužení 0,5% navržená suterénní stěna tl. 250 mm vyhovuje.

### 3.4.7 Schodiště

Hlavní schodiště je mezi 1.PP-1.NP a 1.NP-2.NP deskové tříramenné železobetonové. Podesty jsou navrženy ŽB monolitické a ramena jsou navržena jako prefabrikovaná. Schodišťová ramena jsou ke stropní desce a kmezipodestám připojena pomocí ozubu přes akustické podložky (např. Belar tl. 15mm) a jsou oddílaná od stěn spárou tl. 30 mm vyplněnou deskami akustické izolace.



Obr. 3.18 Schéma schodiště 1.PP-1.NP



Obr. 3.19 Schéma schodiště 1.NP-2.NP

**Parametry schodiště 1.PP-1.NP:**

Konstrukční výška:	3,43 m
Rozměry mezipodest:	1190x1800 mm, 2930x2200 mm
Šířka ramen:	1770 mm
Půdorysná délka ramene 1:	2050 mm (šikmá délka - 2360 mm)
Půdorysná délka ramene 2:	3810 mm (šikmá délka - 4430 mm)
Půdorysná délka ramene 3:	870 mm (šikmá délka - 1010 mm)
Výška schodišťového stupně:	171,5 mm
Šířka schodišťového stupně:	290 mm
Úhel stoupání:	30,6°
Počet stupňů v rameni:	6+12+2

**Parametry schodiště 1.NP-2.NP:**

Konstrukční výška:	4,0 m
Rozměry mezipodest:	1385x1800 mm, 2035x2105 mm
Šířka ramen:	1770 mm
Půdorysná délka ramene 1:	2685 mm (šikmá délka - 3070 mm)
Půdorysná délka ramene 2:	4485 mm (šikmá délka - 5130 mm)
Půdorysná délka ramene 3:	885 mm (šikmá délka - 1010 mm)
Výška schodišťového stupně:	166,67 mm
Šířka schodišťového stupně:	300 mm
Úhel stoupání:	29,1°
Počet stupňů v rameni:	8+14+2

**Empirický návrh tloušťky mezipodesty a desky ramene:**

$$h_{1PP,ram1} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot L_{ram1} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot 2360 = 79 \div 95 \text{ mm}$$

$$h_{1PP,mezip.1} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot L_{mezip1} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot 1800 = 60 \div 72 \text{ mm}$$

$$h_{1PP,mezip.2} = \frac{1}{10} \cdot L_{mezip1} = \frac{1}{10} \cdot 1800 = 180 \text{ mm}$$

Tab. 3.28 Empirický návrh tloušťky desek mezipodest a schodišťových ramen

		L [mm]	$h_{\min}$ [mm]	$h_{\max}$ [mm]
1PP-1NP	rameno 1	2360	79	94
	rameno 2	4430	148	177
	rameno 3	1010	34	40
	mezipodesta 1	1800	60	72
	mezipodesta 2	2200	220	-
1NP-2NP	rameno 1	3070	102	123
	rameno 2	5130	171	205
	rameno 3	1010	34	40
	mezipodesta 1	1800	60	72
	mezipodesta 2	1800	180	-

**Návrh rozměrů tloušťky desek mezipodest a schodišťových ramen:**

1PP-1NP:

- rameno 1             $h = 150$  mm
- rameno 2             $h = 180$  mm
- rameno 3             $h = 150$  mm
- mezipodesty         $h = 200$  mm

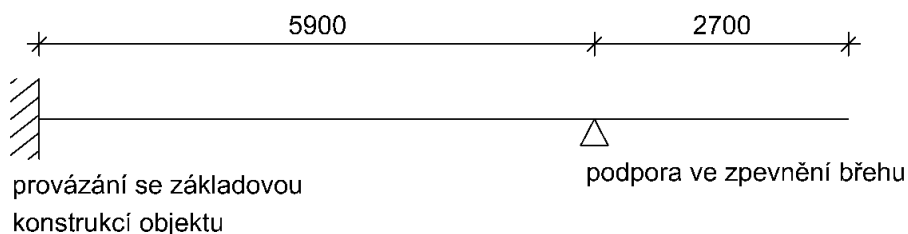
1NP-2NP:

- rameno 1             $h = 150$  mm
- rameno 2             $h = 200$  mm
- rameno 3             $h = 150$  mm
- mezipodesty         $h = 200$  mm

### 3.4.8 Terasa

V 1.NP jsou navrženy dvě terasy, které jsou částečně vykonzolované nad vodní hladinu. Nosná konstrukce teras je navržena z monolitických železobetonových desek, které jsou monoliticky spojené se základovou deskou 1.NP a podepírané zeminou a zpevněním břehu viz následující schéma. Maximální délka vyložení konzoly nad vodní hladinu je 2,7 m.

#### Schéma konstrukce terasy:



Obr. 3.20 Uvažované konstrukční schéma terasy

#### Empirický návrh tloušťky desky:

$$h_{ter} = \frac{1}{10} \cdot L = \frac{1}{10} \cdot 2700 = 270 \text{ mm}$$

#### Návrh na základě splnění podmínky ohybové štíhlosti desky:

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} \quad \rightarrow \quad d \geq \frac{L}{\lambda_d}$$

$\kappa_{c1} = 1$  ... součinitel tvaru pro obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = 1$  ... součinitel rozpětí pro  $L < 7 \text{ m}$

$\kappa_{c3} = 1,2$  ... odhad součinitele napětí tahové výztuže

$\lambda_{d,tab} = 8,2$  ... konzola, C 30/37

Předpokládaný stupeň vyztužení desek  $\rho \leq 0,5\%$

Předpokládaný profil výztuže: 12 mm

Předpokládané krytí výztuže: 35 mm

$$d \geq \frac{L}{\lambda_d} = \frac{2700}{1 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 8,2} = 274 \text{ mm}$$

$$h \geq d + c + \frac{\phi}{2} = 274 + 35 + \frac{12}{2} = 315 \text{ mm}$$

#### Návrh tloušťky desky:

$$h_{ter} = 280 \text{ mm}$$

Ověření tloušťky desek z hlediska únosnosti v ohybu:

Zatížení desky:

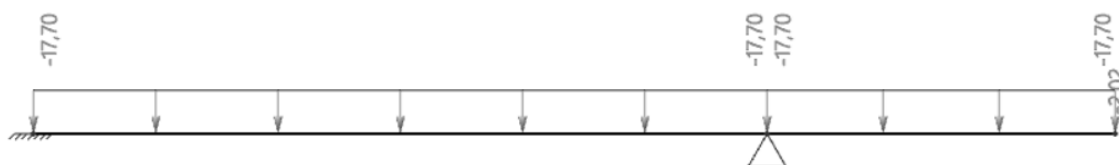
Tab. 3.29 Výpočet zatížení na desku terasy

	výpočet	$f_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [-]	$f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
ŽB deska tl. 280 mm	0,28*25=	7,00	1,35	9,5
skladba podlahy		0,56	1,35	0,8
užitné zatížení		5,00	1,50	7,5
			$\Sigma (g+q)_d$	17,7

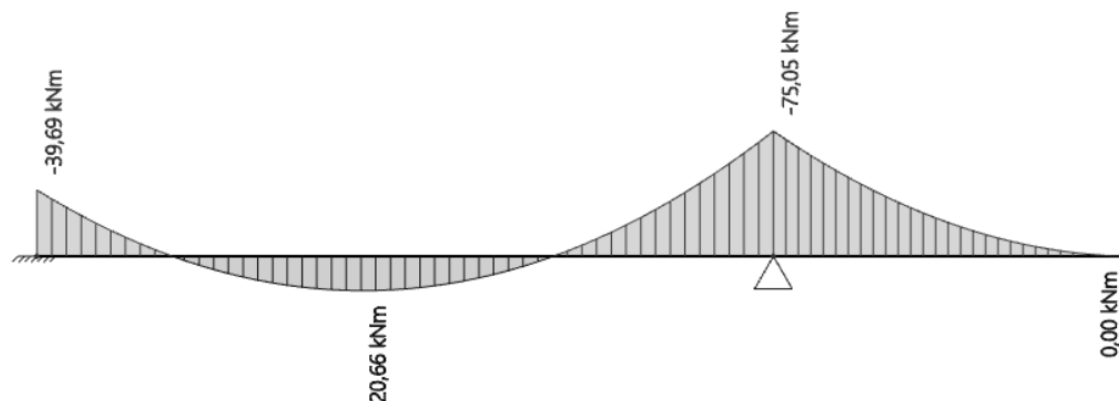
Zatížení od zábradlí na okraji terasy:

$$F_{Ed} = 1,5 \cdot 1,35 = 2,025 \text{ kN}$$

Schéma zatížení:



Max. návrhový moment:



$$m_{Ed} = 75,05 \text{ kN.m/m'}$$

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

Tab. 3.30 Výpočet poměrné výšky tlačené oblasti a stupně vyztužení

$h_d$ [mm]	$d$ [mm]	$m_{Ed}$ [kN.m/m']	$\mu$ [-]	$\xi$ [-]	$A_{s,rqd}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\rho$ [%]
280	239	75,1	0,066	0,085	747,22	0,31

- hodnoty  $\xi < \xi_{opt} = (0,1 \div 0,15)$  → vyhovuje
- předpoklad  $\rho \leq 0,5\%$  → vyhovuje

Navržený rozměr desky vyhovuje.

### 3.4.9 Základové konstrukce

V předběžném návrhu je uvažováno, že objekt je založen plošně na základové desce s předpokládanou tloušťkou 400 mm. Vzhledem k velkým rozměrům objektu je pro základovou desku nutné zohlednit vliv objemových změn – smršťování betonu. Smršťování je omezeno navržením vhodných opatření – technologický postup provedení základové desky a návrh přídatné výztuže (není součástí diplomové práce).

Základové konstrukce jsou navrženy s ohledem na uvažované zeminy, pro které se předpokládá výpočtová únosnost základové půdy  $R_{dt} = 250 \text{ kPa}$ . Hladina podzemní vody je uvažovaná v hloubce 1 m pod úrovní upraveného terénu a zasahuje tak do založení objektu.

Hloubka základové spáry základové desky se nachází ve dvou výškových úrovních. Pro 1.PP se nachází 4,1 m pod úrovní upraveného terénu a pro 1.NP minimálně 1,0 m pod úrovní upraveného terénu (-0,300). Vzhledem k výškové úrovni spodní hrany základové desky v 1.NP (-0,620), která nedosahuje nezámrazné hloubky, je po obvodě objektu pod základovou desku navržen pas o rozměrech 500x700 mm.

Dvě výškové úrovně založení je možné řešit několika způsoby. Prvním řešením je zapažení stavební jámy mezi dvěma úrovněmi a druhým řešením je svahování stavební jámy k druhé úrovni s následným provedením zpětného zásypu s dostatečným zhutněním před provedením základové desky v úrovni 1.NP. Jelikož nelze předpokládat dostatečné zhutnění zpětného zásypu, nebyla by základová deska v celé ploše podepřena. Byla tak pro tuto práci zvolena první varianta řešení s pažením stavební jámy.

Základová deska byla posouzena na protlačení a rovnoměrné sedání konstrukce. Kvůli vysoké hladině podzemní vody byl objekt posouzen i na vyplavání, aby se určilo, v jaké fázi výstavby bude možné přestat odčerpávat vodu z úrovně základové spáry.

### 3.4.10 Prostorová tuhost objektu

Nosný systém objektu je tvořen kombinací ŽB stěn a ŽB sloupů s železobetonovými stropními deskami a průvlaky. V objektu se nachází uskupení stěn orientovaných příčně, které jsou provázané s podélnou stěnou probíhající po celé délce objektu na východní straně.

Prostorová tuhost je v tomto případě dostatečná, není tak potřeba podrobnější ověření.

### 3.4.11 Dilatace nosných nadzákladových konstrukcí

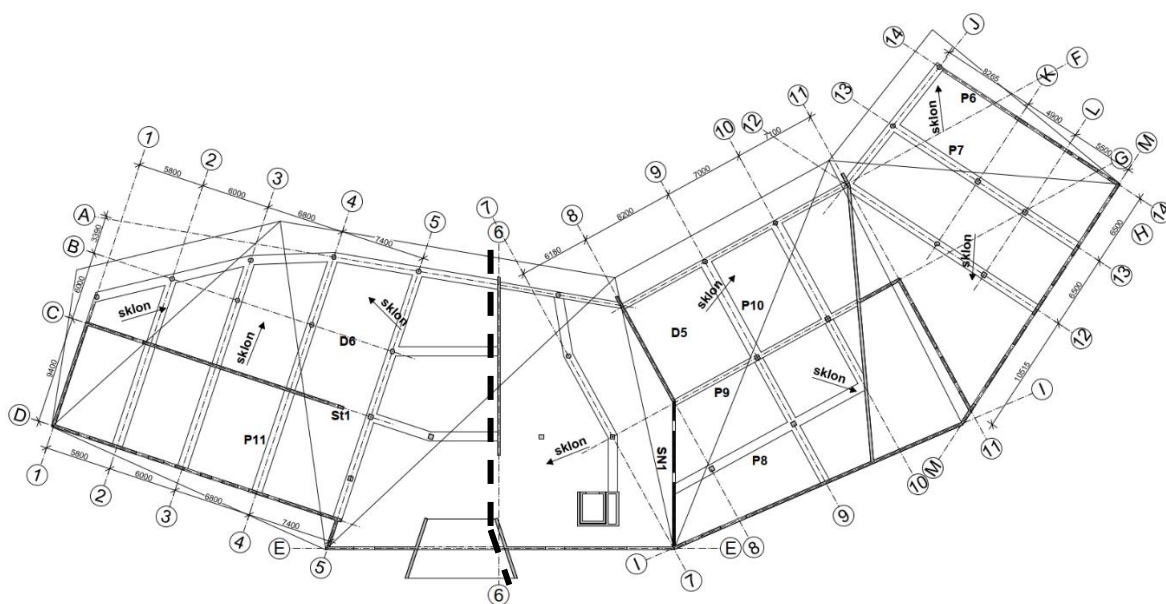
Řešený objekt má na délku 95,7 m, bylo tak zapotřebí zvážit, zda navrhnout dilatace nosné nadzákladové konstrukce na účinky objemových změn – smršťování, teplotní roztažnost.

V této práci nebyla dilatace nosných nadzákladových konstrukcí navržena a je uvažováno omezení vlivu objemových změn navržením vhodných opatření – vhodný technologický postup provedení železobetonové desky a návrh přídatné výztuže

V případě řešení vlivu objemových změn dilatací nadzemních konstrukcí by dilatační spára procházela nosnou střešní konstrukcí a obvodovou stěnou na východní straně a všemi dotčenými kompletačními konstrukcemi. Byla by řešena jako jednostranně kluzné uložení pomocí dilatačních trnů.

Kompletační konstrukce vně tepelně odizolované části objektu je potřeba dilatovat v každém případě. Detailní řešení dilatace kompletačních konstrukcí není součástí diplomové práce.

Schéma možného umístění dilatační spáry (osa 6):



Obrázek 3.1 Schéma možného umístění dilatační spáry



## 4 Výpočetní model

Dle výsledků předběžného návrhu nosných konstrukcí byl vytvořen 3D výpočetní model v MKP programu Scia Engineer [9].

Model je zatížen veškerým stálým a proměnným zatížením z kapitoly 3.3, včetně zatížení zemním tlakem, tlakem podzemní vody a generovaného zatížení větrem.

Hlavním cílem tvorby výpočetního modelu bylo získání sil působících na vybrané prvky, které jsou v další části práce podrobněji navrženy a posouzeny.

Dále byly okrajově ověřeny výsledky sedání a síly v základových konstrukcích. Byly vypočteny pomocí iteračního výpočtu nadstavbou Soilin programu Scia Engineer, ze kterého byly pro výpočet získány charakteristiky reprezentující geologické prostředí.

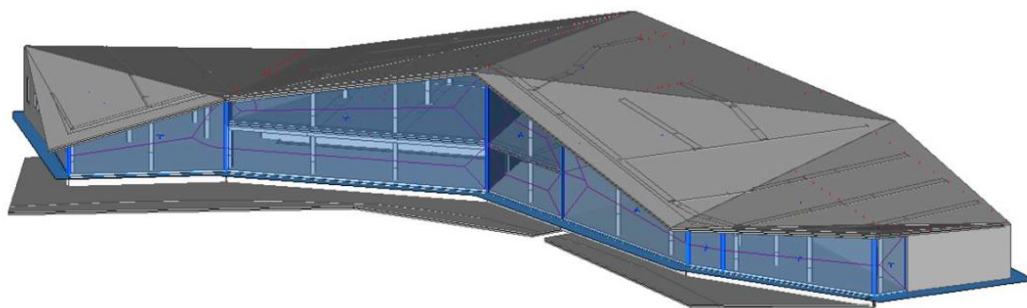
### 4.1 Vzhled a popis modelu

Model je tvořen deskovými a prutovými prvky s dimenzemi a materiálovými charakteristikami dle předběžného návrhu nosných konstrukcí. Styky mezi svislými a vodorovnými konstrukcemi jsou modelované jako tuhé spojení. Model je podepřen plošnou podporou, která je charakterizovaná podložím vloženým pomocí nadstavby programu Soilin.

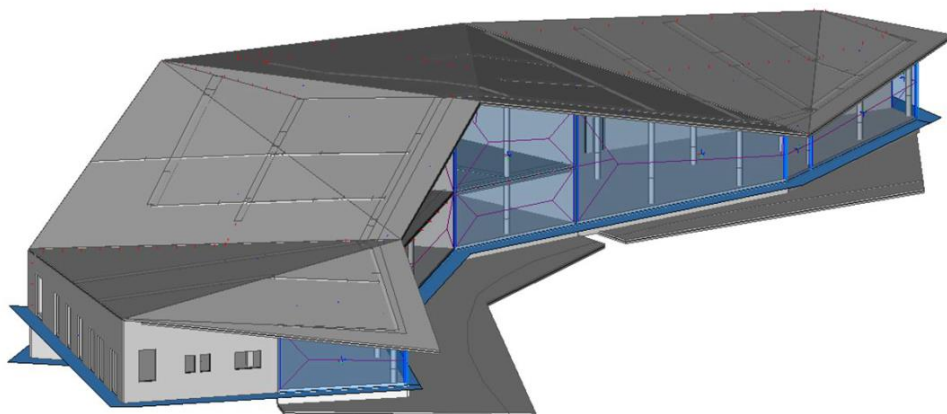
Prefabrikovaná ramena schodišť jsou zjednodušeně charakterizovaná odhadnutým liniovým zatížením do podest a mezipodest.

Vlastní tíha lehkého obvodového pláště je v modelu nahrazena liniovým zatížením dle str. 18 a pro započítání vlivu zatížení větrem na lehký obvodový plášť je nahrazen zatěžovacími plochami, které roznáší zatížení do nosných konstrukcí.

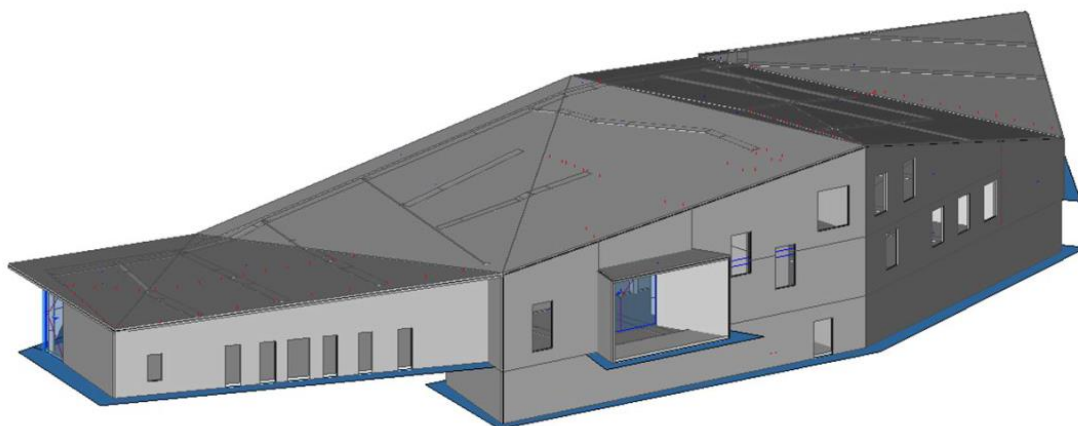
Program používá k výpočtu metodu konečných prvků (MKP), řešení je tak závislé na velikosti jednotlivých plošných prvků. Pro výpočet byla zvolena poměrně řídká síť o průměrné velikosti konečných prvků 700 mm vzhledem k velikosti objektu. Pro přesnější výsledky by bylo třeba použít síť o menší velikosti konečných prvků.



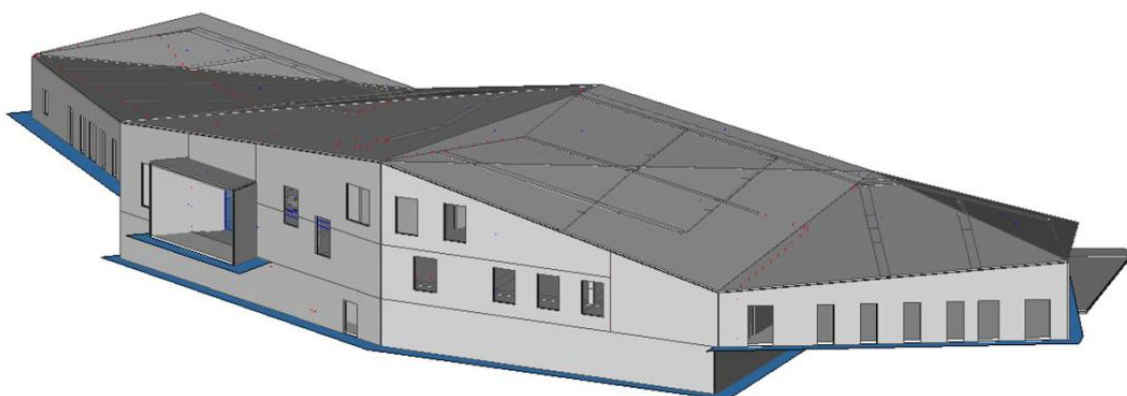
Obr. 4.1 Jihozápadní pohled na 3D model ve Scia Engineer



Obr. 4.2 Severní pohled na 3D model ve Scia Engineer



Obr. 4.3 Jihovýchodní pohled na 3D model ve Scia Engineer



Obr. 4.4 Severovýchodní pohled na 3D model ve Scia Engineer

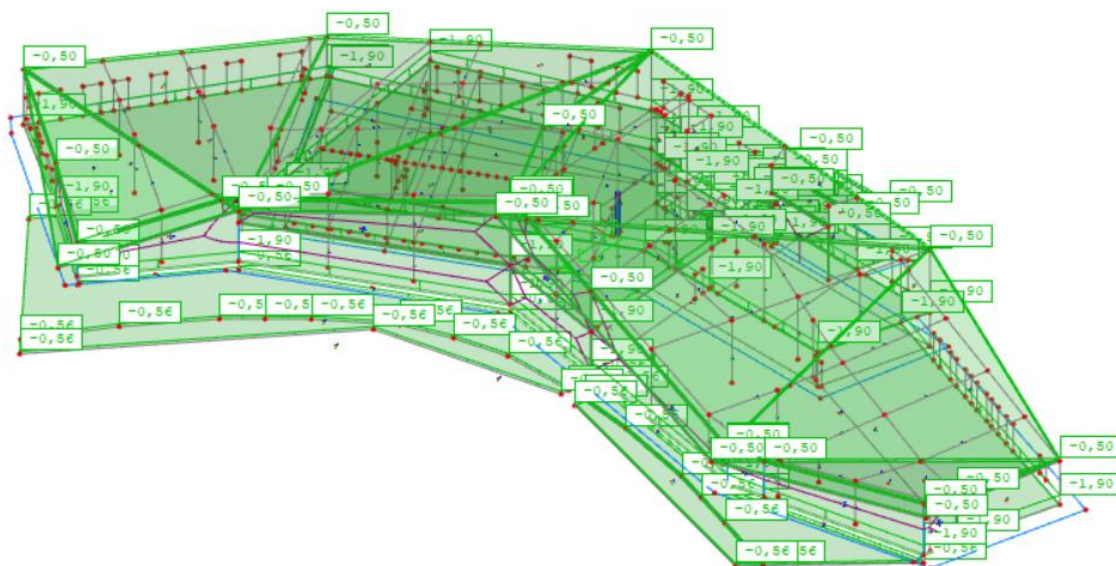
## 4.2 Zatížení modelu

Zatížení 3D modelu je rozděleno do několika zatěžovacích stavů pro přehlednost a kombinovatelnost. Model je zatížen stálým a proměnným zatížením s hodnotami dle kapitoly 3.3. Zatížení vlastní tíhou konstrukce počítá program přímo. Zatížení zemním tlakem a tlakem vody je generováno programem dle vložených údajů o podloží a hladině podzemní vody (viz str. 19). Zatížení větrem vygenerované programem pomocí funkce 3D vítr dle vložených charakteristik pro výpočet zatížení větrem (viz str. 22).

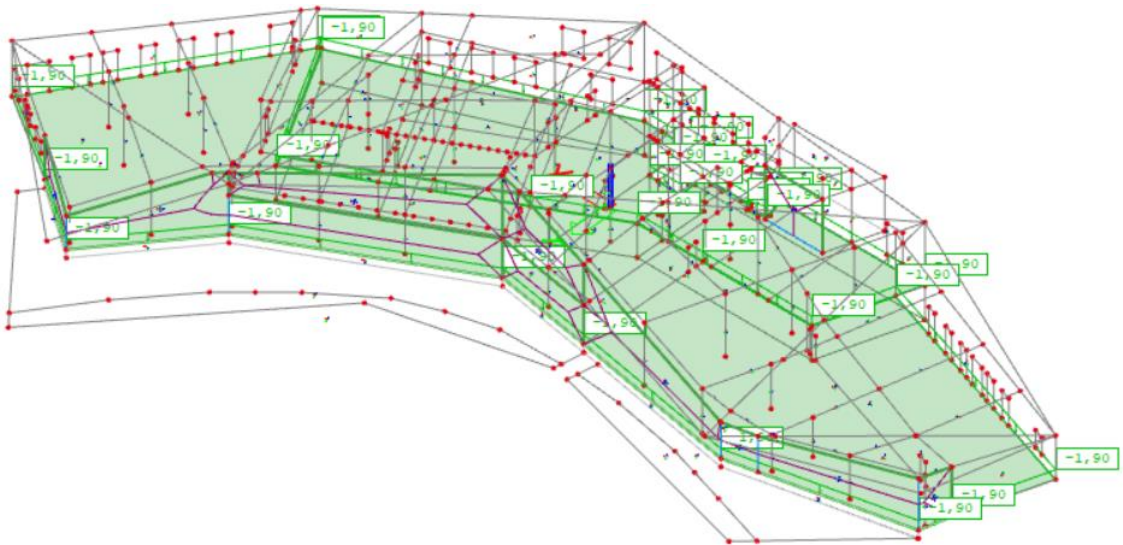
Tab. 4.1 Přehled zatěžovacích stavů

Jméno	Typ působení
ZS01 – vlastní tíha	stálé
ZS02 – skladby podlah	stálé
ZS03 – příčky	stálé
ZS04 – skladby stěn	stálé
ZS05 – liniové stálé	stálé
ZS06 – užitné kat. C	proměnné
ZS07 – užitné kat. E	proměnné
ZS08 – užitné kat. H	proměnné
ZS09 – sních	proměnné
ZS10 – zemní tlak	proměnné
ZS11 – tlak vody	proměnné
ZS12 až ZS19 – generovaný 3D vítr	proměnné

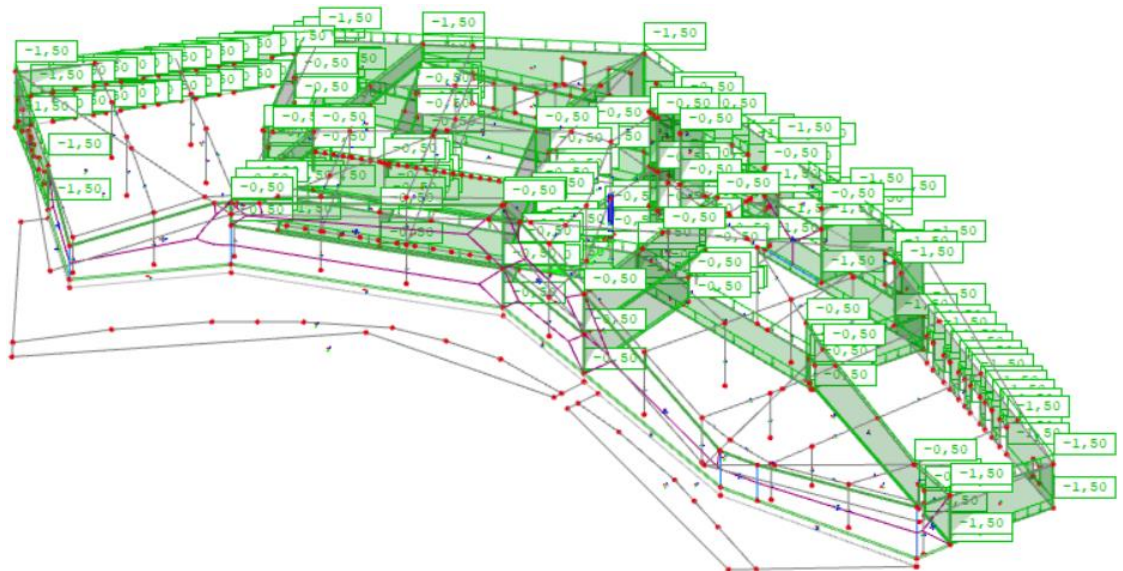
### Vykreslení zatěžovacích stavů:



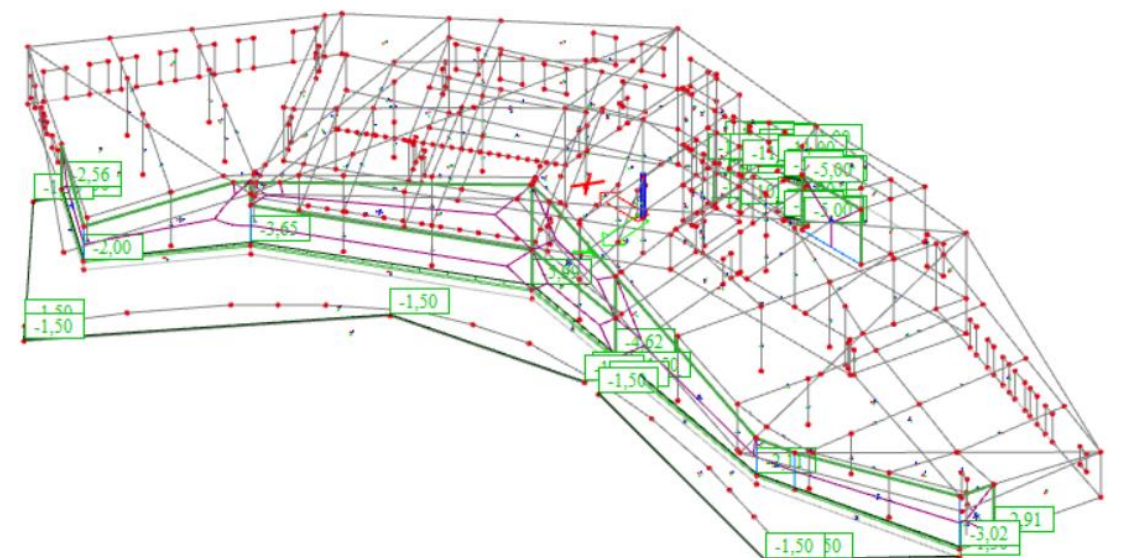
Obr. 4.5 Zatížení na 3D model – ZS02 – skladby podlah



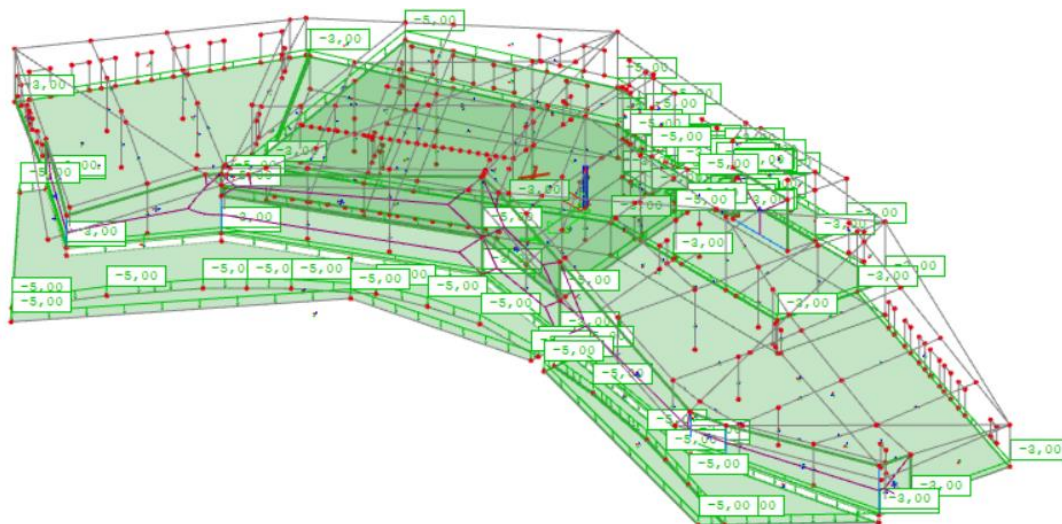
Obr. 4.6 Zatížení na 3D model – ZS03 – příčky



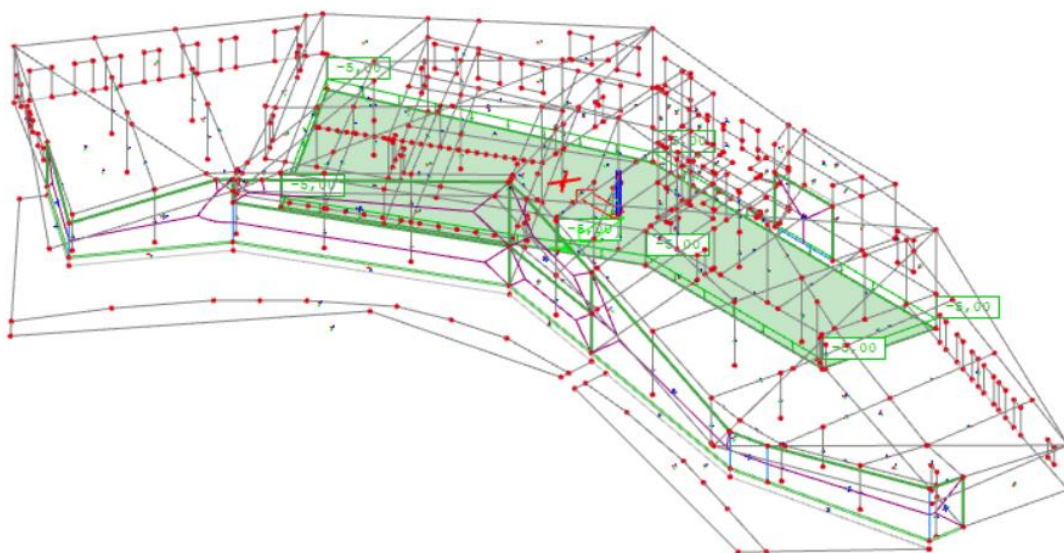
Obr. 4.7 Zatížení na 3D model – ZS04 – skladby stěn



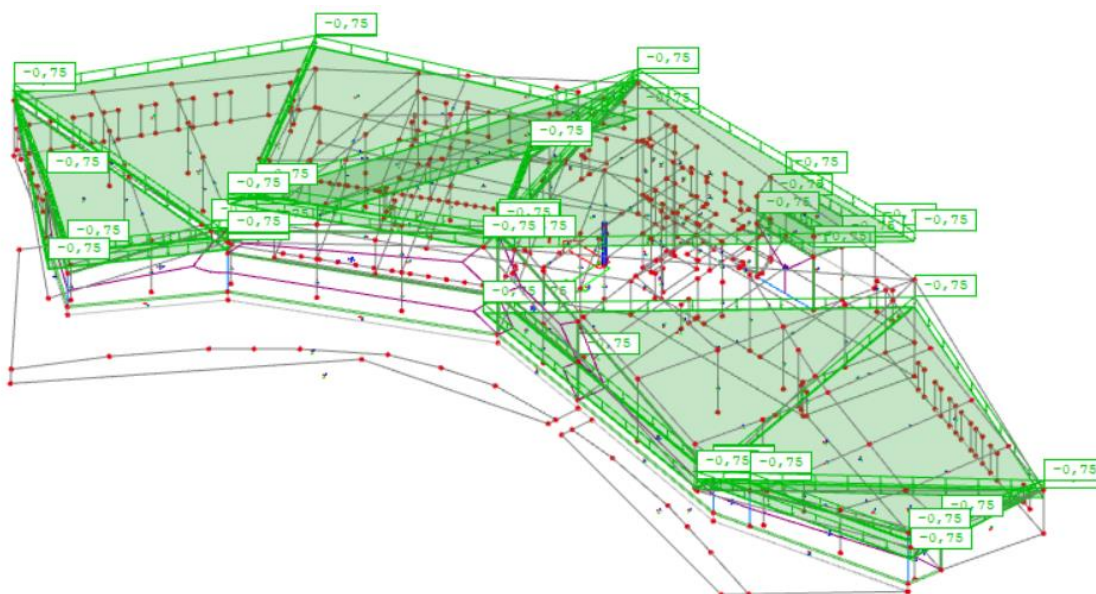
Obr. 4.8 Zatížení na 3D model – ZS05 – liniové stáje



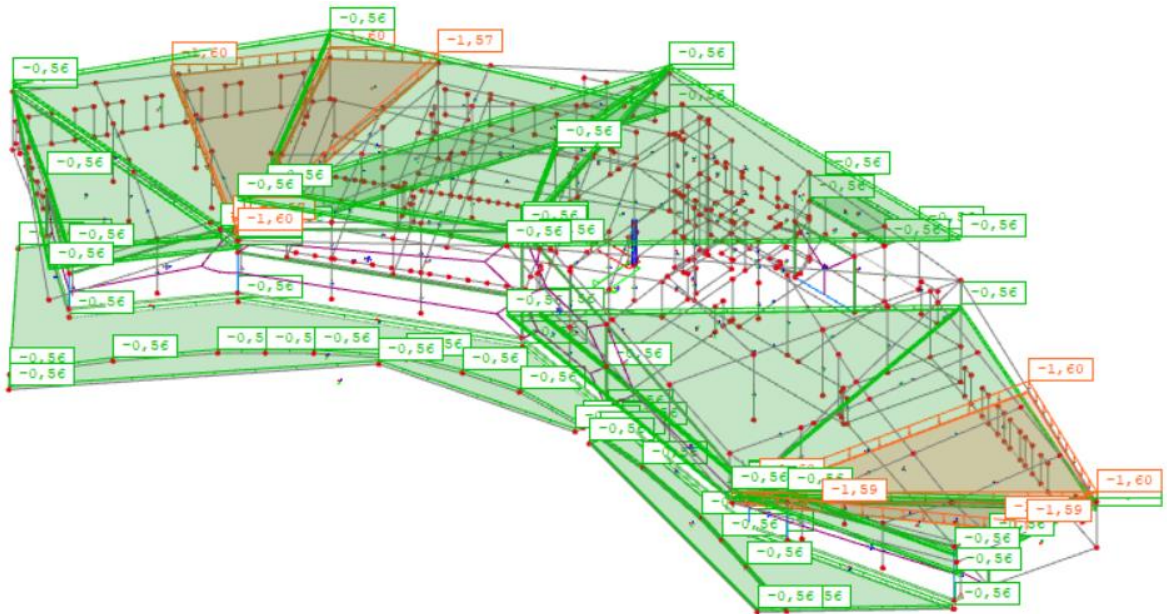
Obr. 4.9 Zatížení na 3D model – ZS06 – užitné kat. C



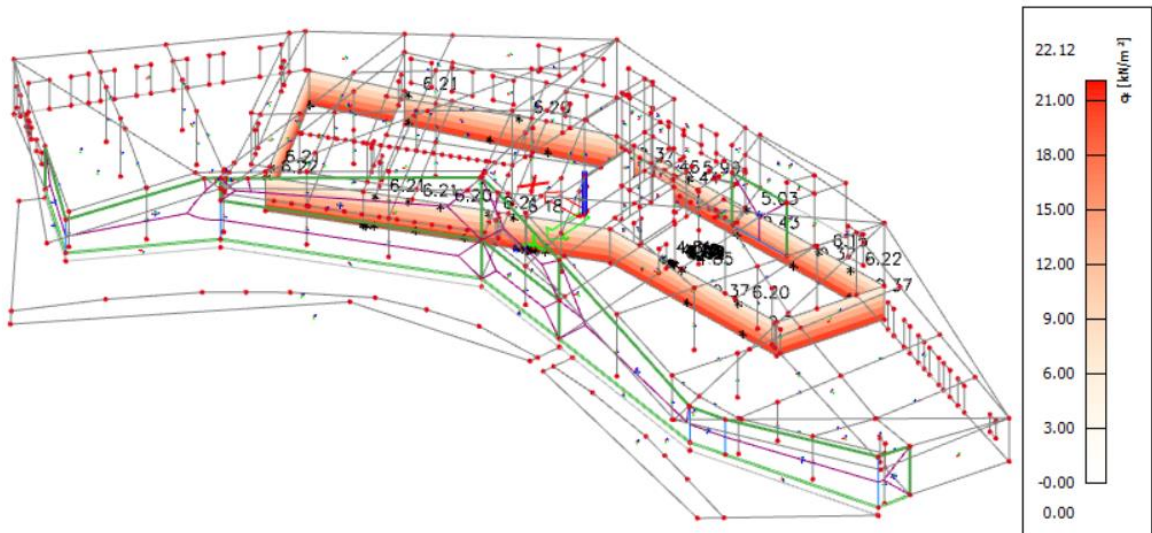
Obr. 4.10 Zatížení na 3D model – ZS07 – užitné kat. E



Obr. 4.11 Zatížení na 3D model – ZS08 – užitné kat. H



Obr. 4.12 Zatížení na 3D model – ZS09 – sníh



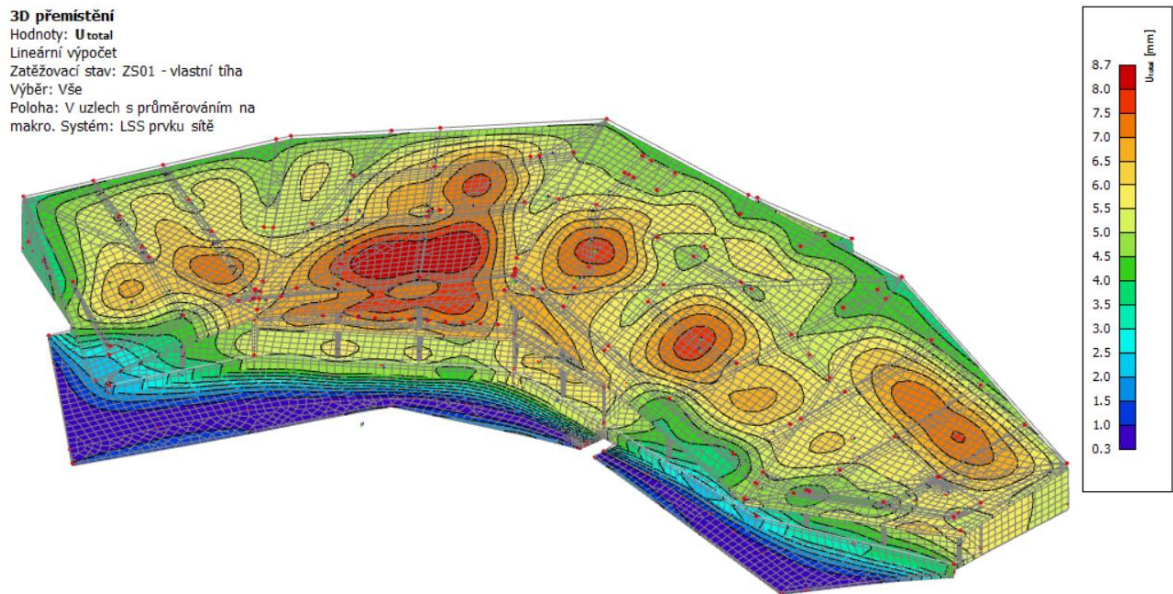
Obr. 4.13 Zatížení na 3D model – ZS10 – zemní tlak



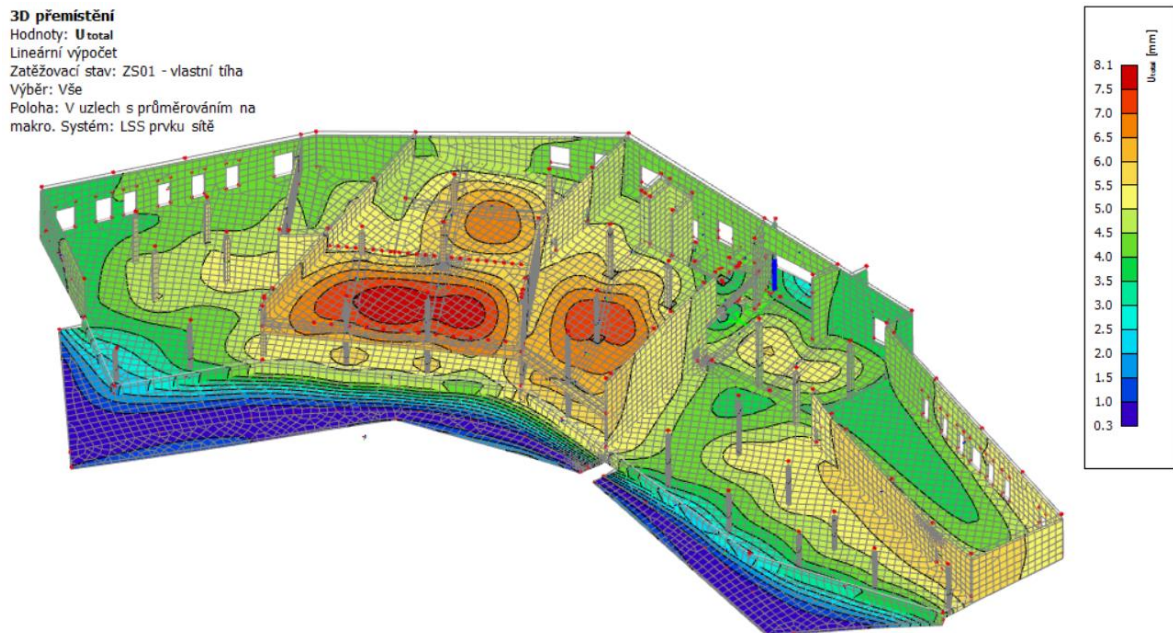
## 4.3 Ověření správnosti výsledků modelu

### 4.3.1 Ověření lineárních deformací

Pro ověření správnosti sestavení modelu je v této kapitole provedena kontrola lineárních deformací prvků konstrukce objektu od vlastní tíhy konstrukce.



Obr. 4.16 Pohled na lineární deformace celého objektu od vlastní tíhy konstrukcí



Obr. 4.17 Pohled na lineární deformace objektu bez střešních desek od vlastní tíhy konstrukcí

Konstrukce se na první pohled deformuje dle předpokladů, kde je deformace v místě podpor malá 5,5 mm a uprostřed rozponu větší 8,1 mm. Lze tedy usoudit, že deformace konstrukce odpovídají reálné deformaci. V modelu by tak neměly být geometrické nepřesnosti, které by ovlivňovaly další výsledky.



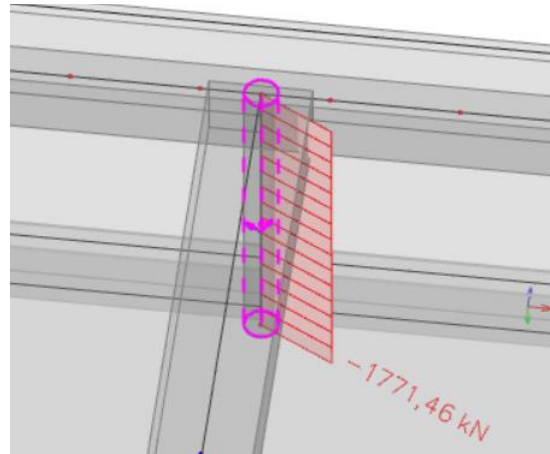
### 4.3.2 Ověření vnitřních sil

Pro ověření správnosti sestavení modelu a jeho zatížení je v této kapitole provedeno porovnání ručních výpočtů vnitřních sil z předběžného návrhu nosných konstrukcí a výsledků z modelu. Pro porovnání byly vybrány normálové síly v patách sloupů, které byly navrhovány a posuzovány v předběžném výpočtu.

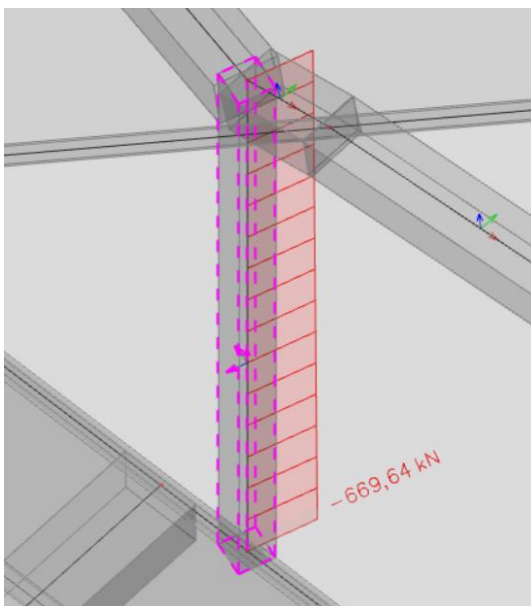
#### Normálové síly v patách sloupů S1, S2, S3 a S4 z modelu:



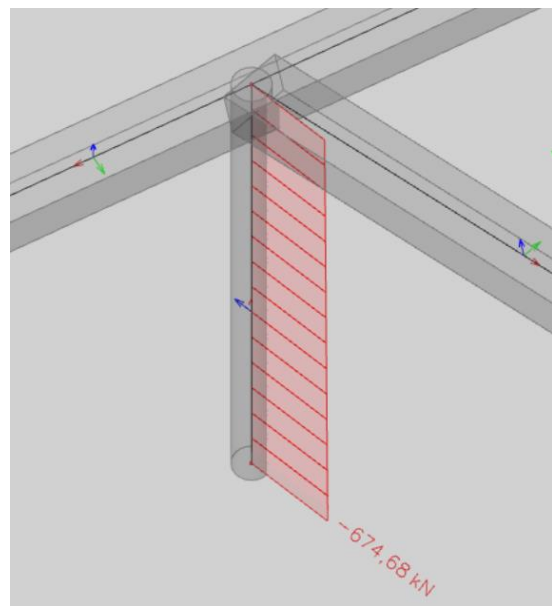
Obr. 4.18 Normálová síla v patě sloupu S1 z modelu



Obr. 4.19 Normálová síla v patě sloupu S2 z modelu



Obr. 4.20 Normálová síla v patě sloupu S3 z modelu



Obr. 4.21 Normálová síla v patě sloupu S4 z modelu

#### Normálové síly v patách sloupů S1, S2, S3 a S4 z předběžného výpočtu (viz str. 37):

$$N_{Ed,S1} = 2189,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,S2} = 1614,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,S3} = 518,2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,S4} = 732,7 \text{ kN}$$

**Porovnání:**

Tab. 4.2 Porovnání výsledků normálových sil v patách sloupů

	S1	S2	S3	S4
$N_{Ed,výpočet}$ [kN]	2189,3	1614,9	518,2	732,7
$N_{Ed,model}$ [kN]	2099,1	1771,5	669,6	674,7
rozdíl v kN	90,2	156,6	151,4	58,0
rozdíl v %	4%	9%	23%	9%

Dle porovnání výsledků z obou metod výpočtu normálové síly v patě sloupu je patrné, že výsledky u sloupů S1, S2 a S4 jsou si velmi blízké a rozdíl je téměř zanedbatelný. Větší procentuální rozdíl u sloupu S3 je pravděpodobně způsoben méně přesným rozdělením vnitřních sil ve střešní konstrukci na svislé nosné konstrukce v ručním výpočtu.

Lze tedy usoudit, že výsledky vnitřních sil z modelu jsou reálné.

## 5 Podrobný návrh a posouzení stropní desky 1.NP

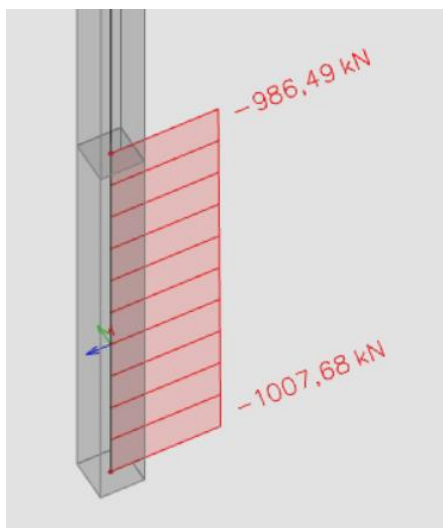
Pro podrobný návrh prvků byla vybrána stropní deska v 1.NP tl. 280 mm. Pro stanovení hodnot vnitřních sil byl pro stropní desku 1.NP vytvořen výsek z celkového modelu objektu.

Deska je zatížena veškerým zatížením tak jako v celkovém modelu objektu vč. zatížení na svislé konstrukce od střešní konstrukce, která není ve výseku modelována. Výsek modelu umožňuje vzhledem k menšímu objemu dat použití sítě o menších rozměrech konečných prvků, tudíž byla zvolena síť o velikosti 0,25m.

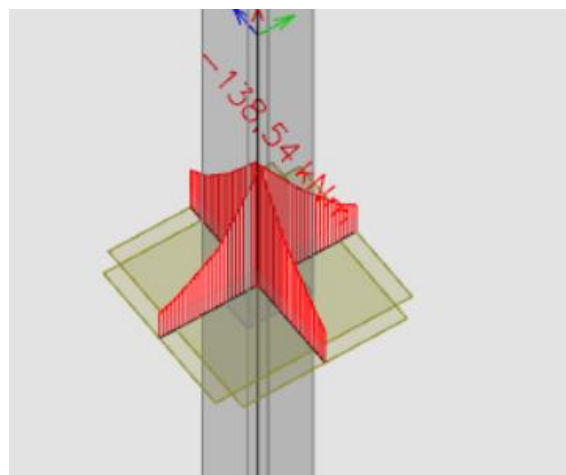
### 5.1 Posouzení desky na protlačení

Posouzení desky na protlačení pro sloup S5 je provedeno pomocí programu FIN EC Protlak [10]. Je navrženo zesílení desky, pro které deska na protlačení vyhoví. Vnitřní síly v desce jsou převzaty z celkového modelu v programu Scia Engineer.

Vnitřní síly v desce nad sloupem:

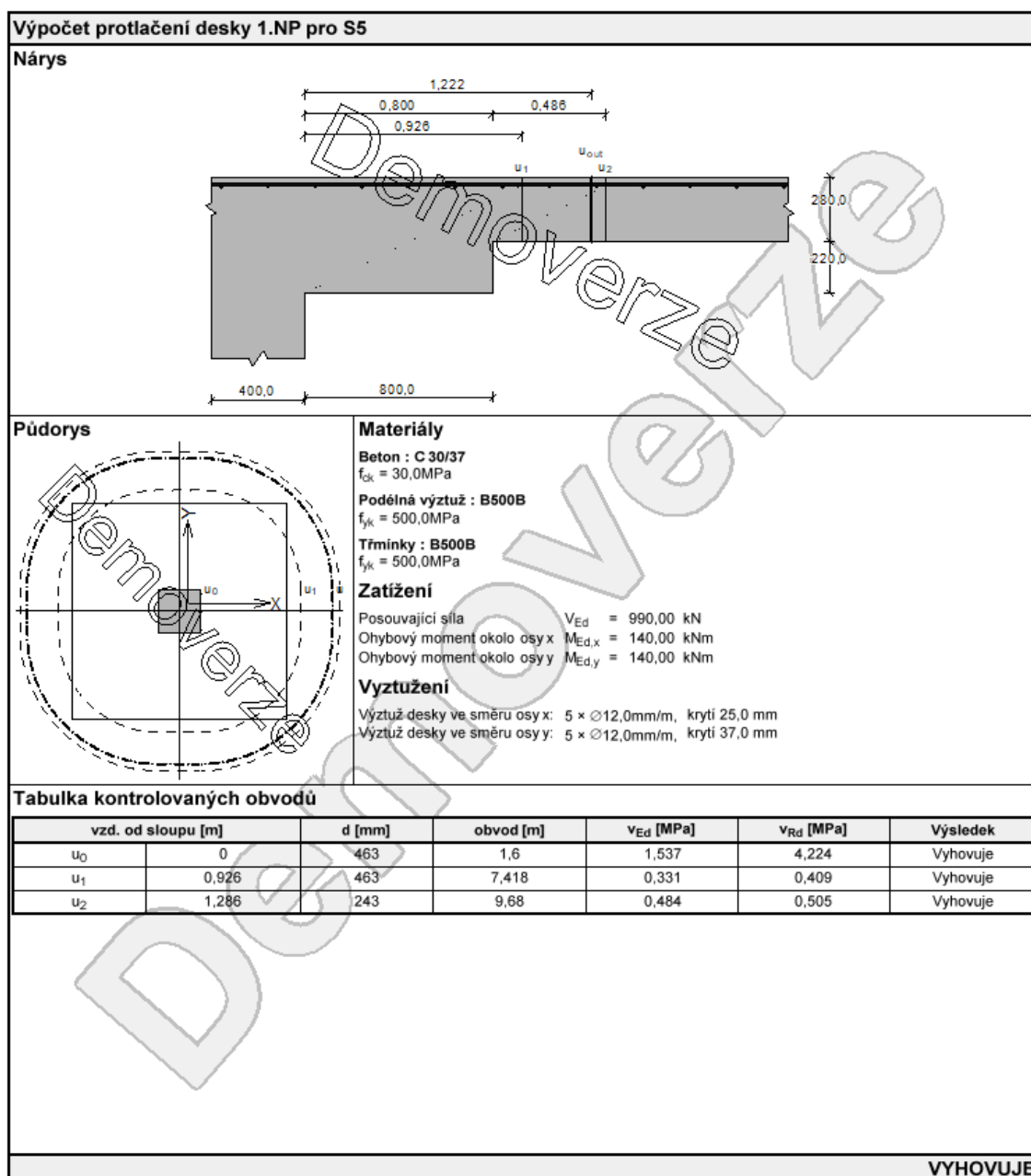


Obr. 5.1 Normálová síla v hlavě sloupu S5



Obr. 5.2 Ohybové momenty v desce nad sloupem S5

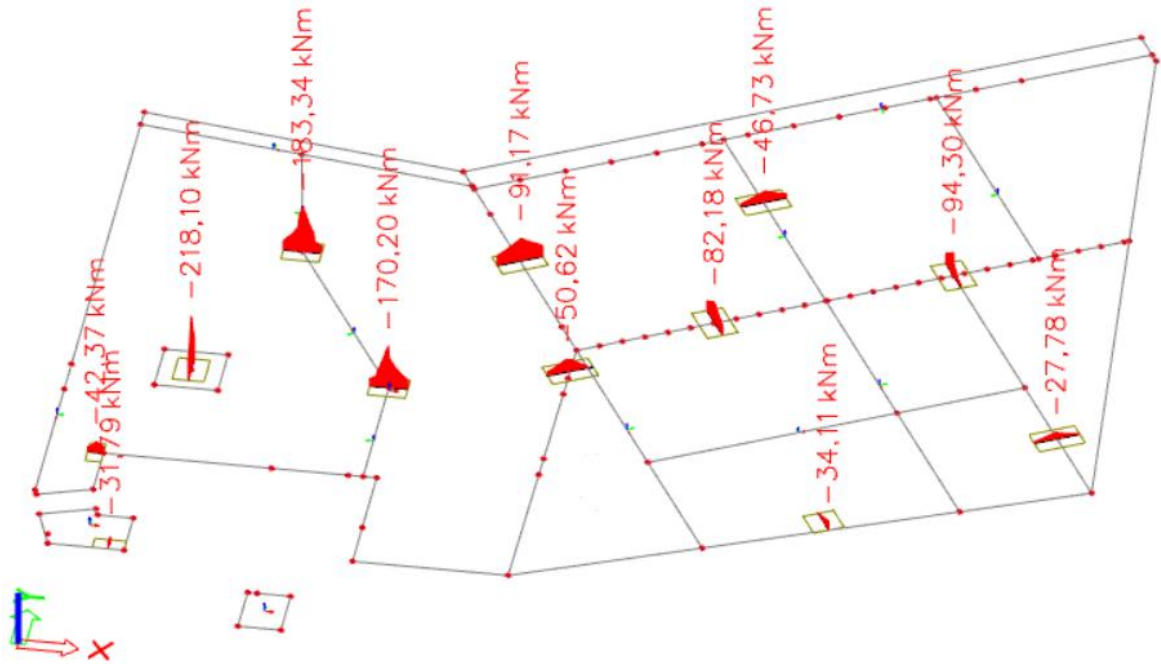
## Výpočet protlačení desky nad sloupem S5:



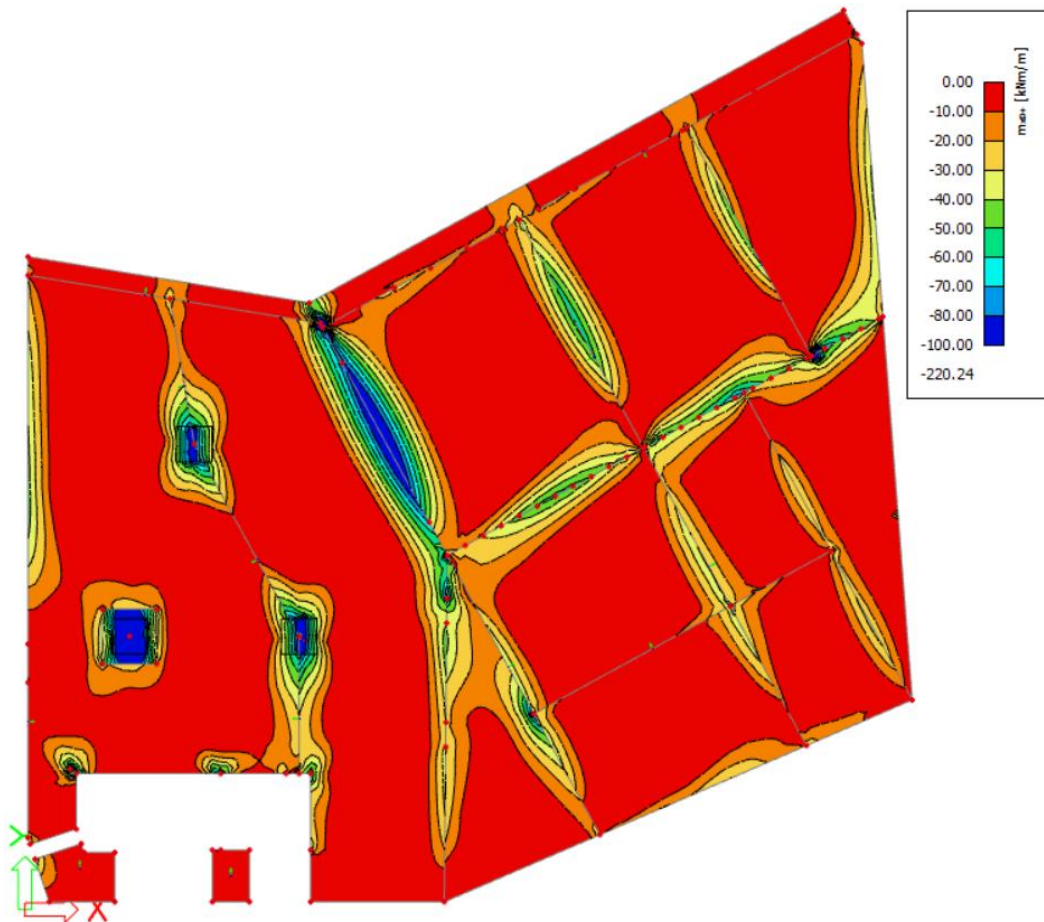
Nad sloupem S5 je nutné zesílit desku na tloušťku 500 mm, aby vyhověla na protlačení bez využití výztuže na protlačení.

## 5.2 Návrh výztuže desek a posouzení na MSÚ

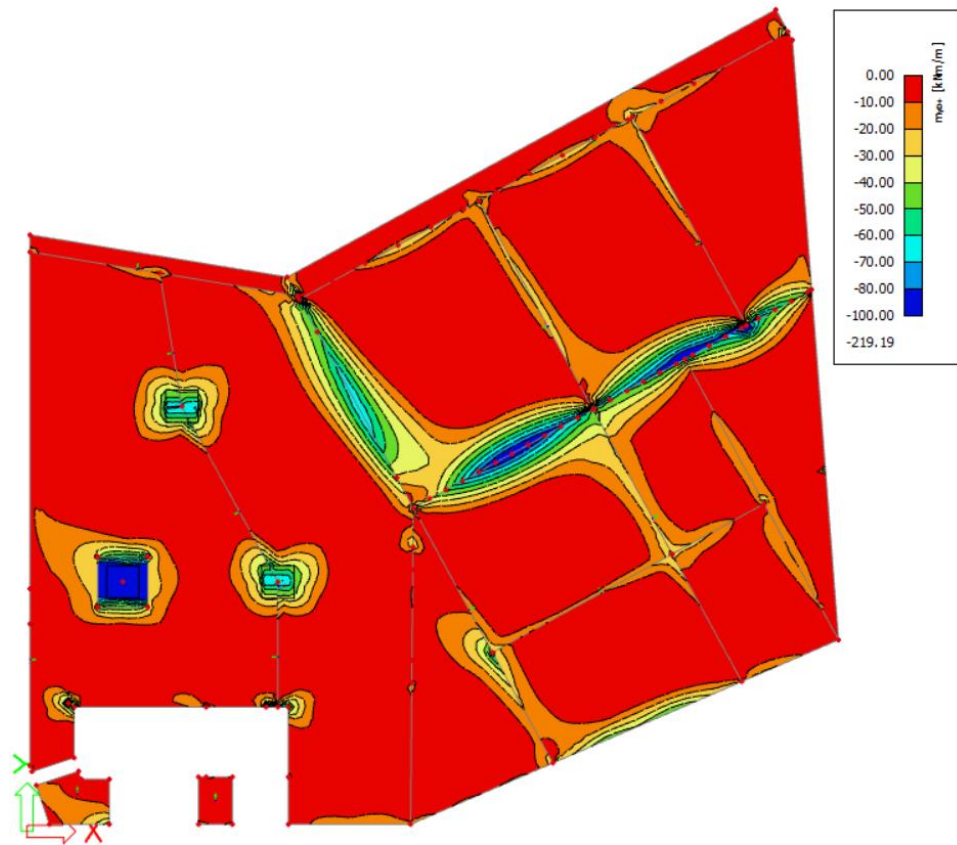
*Horní momenty:*



Obr. 5.3 Průběh ohybových momentů na integračních pásech, MSÚ

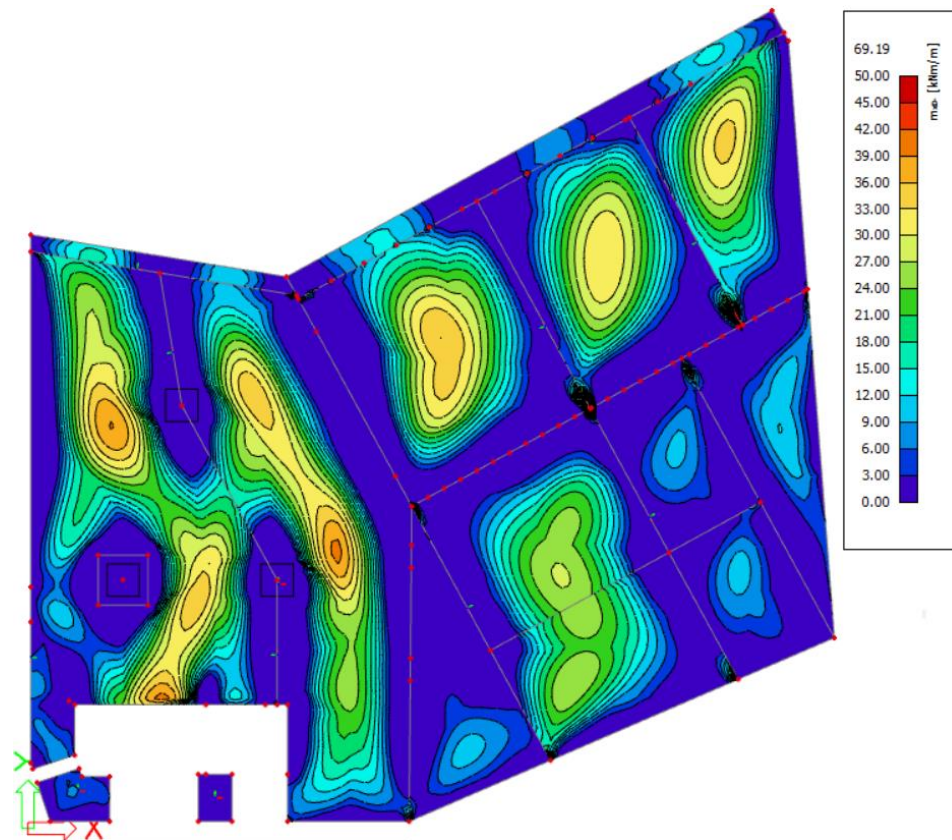


Obr. 5.4 Průběh ohybových momentů  $m_{xD+}$ , MSÚ

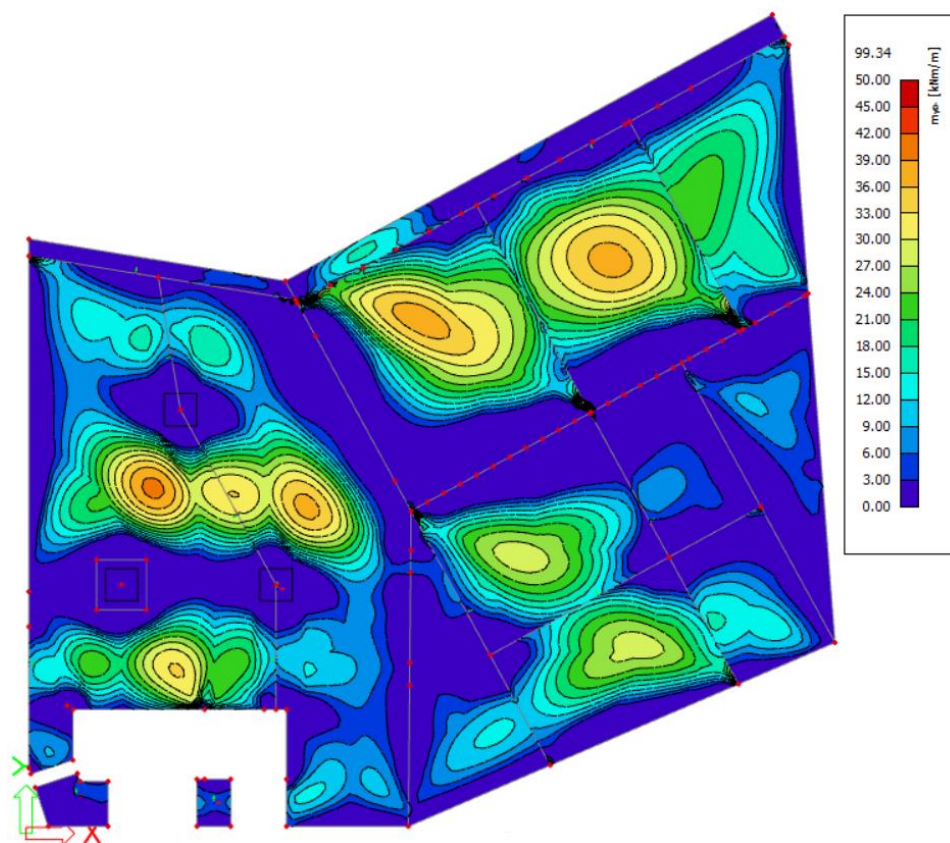


Obr. 5.5 Průběh ohybových momentů  $m_{yD+}$ , MSÚ

Spodní momenty:



Obr. 5.6 Průběh ohybových momentů  $m_{xD-}$ , MSÚ

Obr. 5.7 Průběh ohybových momentů  $m_{yD-}$ , MSÚ**Návrh a posouzení výztuže:**

Návrhy horní i dolní výztuže a posouzení na MSÚ byly spočítány pro horní moment 50,0 kNm a spodní moment 30,0 kNm charakterizujících maximální momenty pro základní rastry a pro několik vybraných vyšších momentů charakterizujících přílože k základnímu rastru u dolní výztuže a další rastry pro horní výztuž. Návrh je proveden také pro zesílení desky o tl. 500 mm nad sloupem S5 a mezipodesty v 1.NP tl. 200 mm.

Výpočet je proveden v Tab. 5.1 na straně 70.

Konstrukční zásady, nenacházející se v tabulce:

- maximální osová vzdálenost výztuže:  
 $s \leq \min(2h; 250) = \min(2 \cdot 280; 250) = 250 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{splněno}$
- minimální světlá vzdálenost výztuže:  
 $s_l \geq \max(20 \text{ mm}; 1,2\phi_s; D_{max} + 5 \text{ mm}) = \max(20 \text{ mm}; 1,2 \cdot 18; 16 + 5) = 22 \text{ mm}$   
 $\rightarrow \quad \text{splněno}$

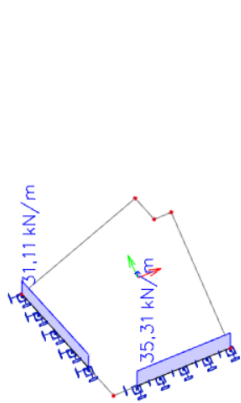




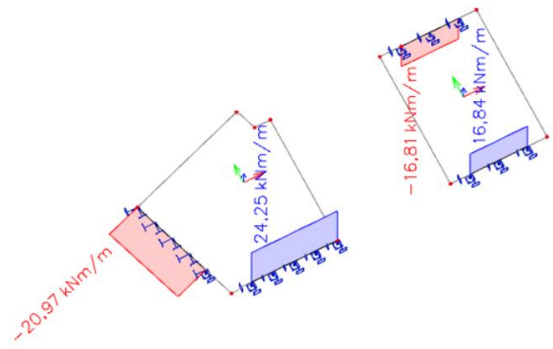
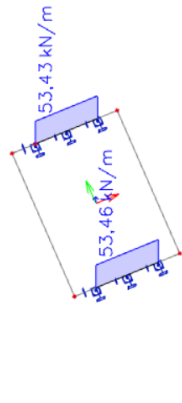
### 5.3 Návrh vylamovací výztuže mezipodest schodiště

Mezipodesty jsou navrženy monolitické a jsou se stěnami propojeny vylamovací výztuží. Pro návrh vylamovací výztuže byl vytvořen jednoduchý výsek z modelu obsahující mezipodesty s podporami, které charakterizují vylamovací lišty. Z tohoto modelu byly získány posouvací síly, ne které jsou navrženy dimenze vylamovacích lišt pomocí softwaru FERBOX společnosti PohlCon [11].

#### Síly působící na vylamovací výztuž:



Obr. 5.8 Vykreslení posouvacích sil působících na vylamovací výztuž mezipodest

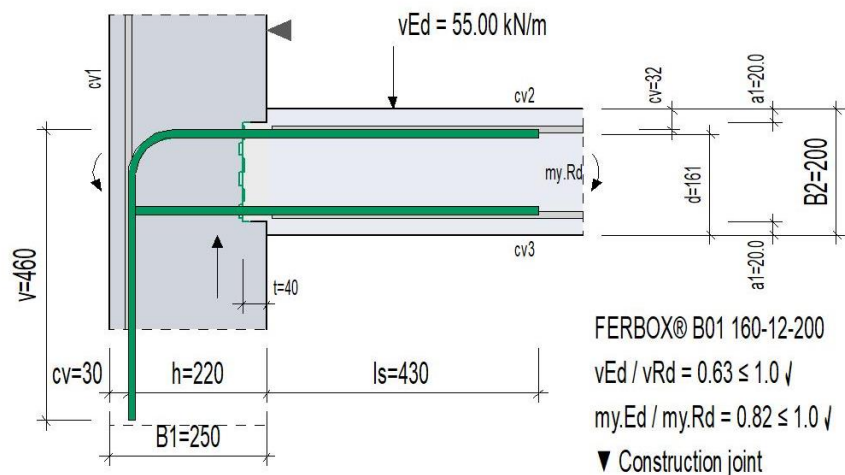


Obr. 5.9 Vykreslení ohybových momentů na vylamovací výztuž mezipodest

#### Návrh momentové vylamovací výztuže FERBOX:

2x FERBOX® B01 160 12 200 b135 h220 ls430 v460 L1200

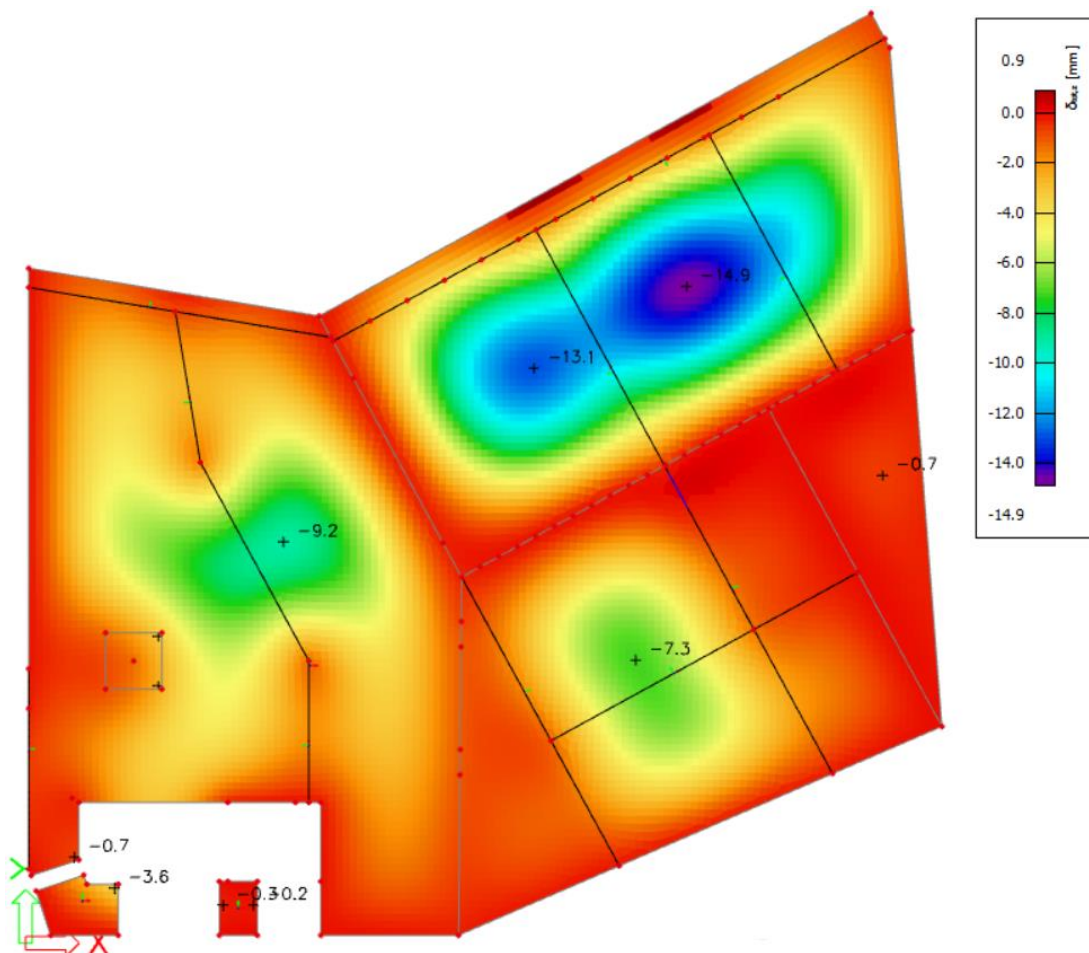
2x FERBOX® B01 160 12 200 b135 h220 ls430 v460 L800



Obr. 5.10 Schéma z návrhu vylamovací výztuže v softwaru FERBOX [11]

## 5.4 Posouzení desky na MSP – deformace

V programu Scia Engineer byl proveden výpočet dlouhodobých nelineárních deformací s dotvarováním. Vyztužení desky bylo spočítáno automaticky pomocí programu, jako minimální nutná výztuž pro MSÚ a MSP.



Obr. 5.11 Dlouhodobé nelineární deformace s dotvarováním desky 1.NP

Maximální průhyb vypočtený programem pro rozpětí desky  $L_1 = 9,5$  m je 14,9 mm. Limitní průhyb na desce po zabudování nenosných prvků (příček a podlah) je definován jako  $L/500$ .

$$\delta_{tot,1} = 14,9 \text{ mm} < \frac{L_1}{500} = \frac{9500}{500} = 19,0 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{Vyhovuje}$$

$$\delta_{tot,2} = 9,2 \text{ mm} < \frac{L_2}{500} = \frac{8000}{500} = 16,0 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{Vyhovuje}$$

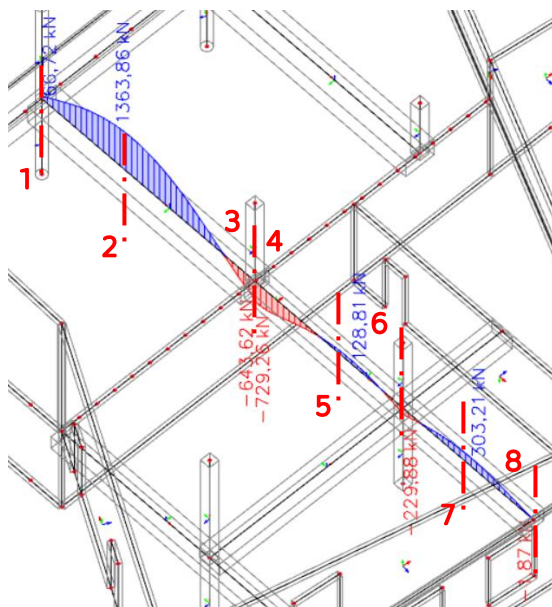
$$\delta_{tot,3} = 7,3 \text{ mm} < \frac{L_3}{500} = \frac{8200}{500} = 16,4 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{Vyhovuje}$$

## 6 Podrobný návrh a posouzení průvlaků 1.NP

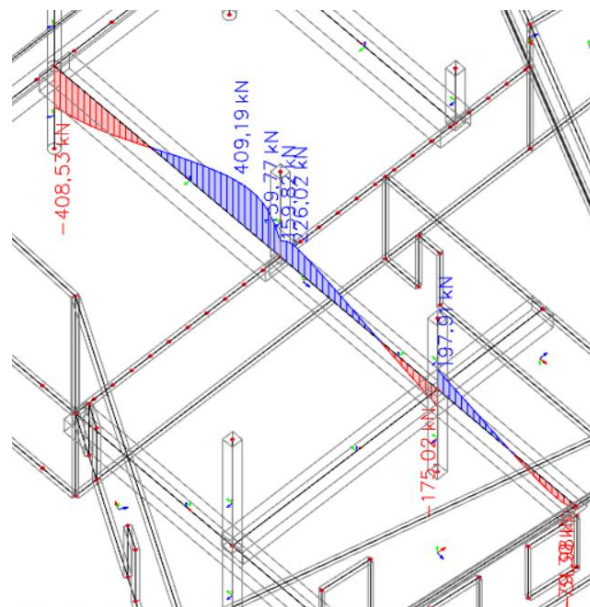
Pro podrobný návrh prvků byly vybrány průvlaký v 1.NP na ose 9 a 7. Vnitřní síly byly získány z výseku modelu pro desku 1.NP, jejíž součástí byly i průvlaký.

### 6.1 Návrh výztuže průvlaků a posouzení na MSÚ

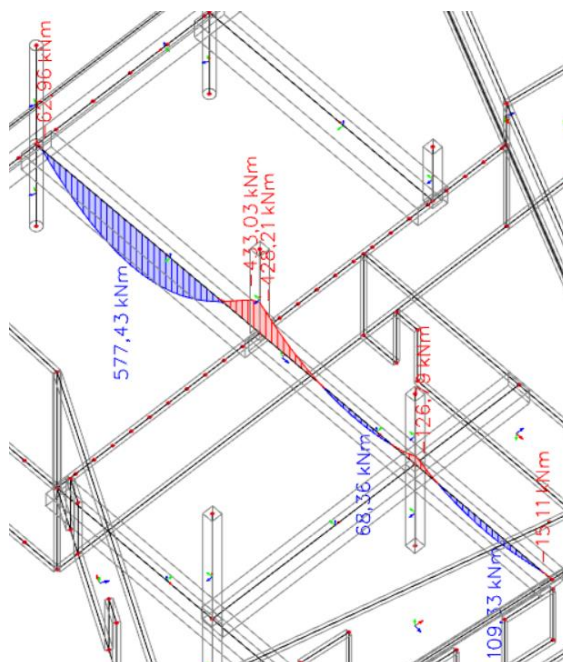
*Průběhy vnitřních sil průvlaků na ose 9:*



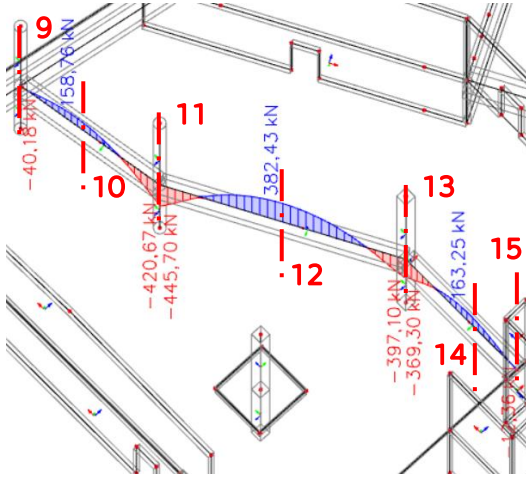
Obr. 6.1 Průběh normálových sil průvlaků na ose 9



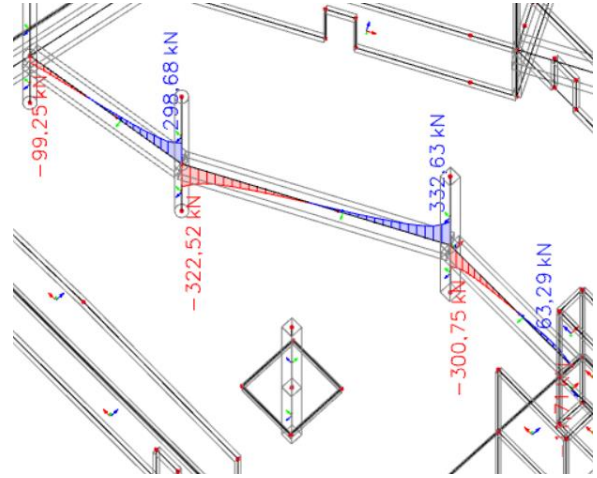
Obr. 6.2 Průběh posouvacích sil průvlaků na ose 9



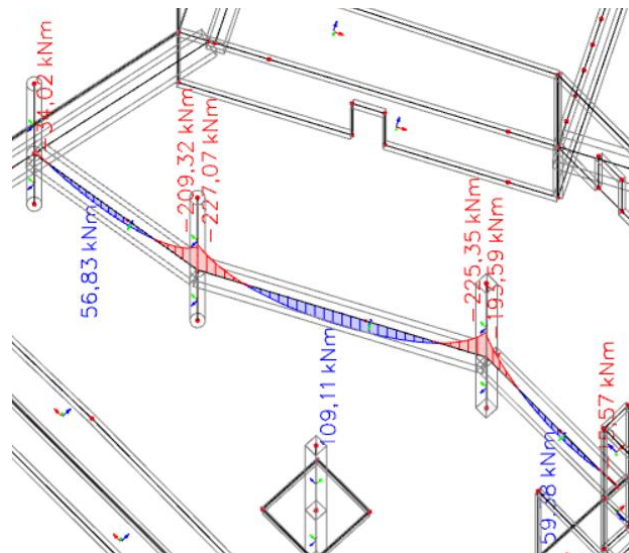
Obr. 6.3 Průběh ohybových momentů průvlaků na ose 9

Průběhy vnitřních sil průvlaků na ose 7:

Obr. 6.4 Průběh normálových sil průvlaků na ose 7



Obr. 6.5 Průběh posouvacích sil průvlaků na ose 7



Obr. 6.6 Průběh ohybových momentů průvlaků na ose 7

Návrh a posouzení ohybové výztuže:

Tab. 6.1 Návrh a posouzení ohybové výztuže průvlaků

osa	průřez	h [mm]	b [mm]	M [kNm]	N [kN]	e [m]	M <sub>Ed</sub> [kNm]	d [mm]	μ [-]	ζ [-]	A <sub>s,rad</sub> [mm <sup>2</sup> ]	návrh výztuže		A <sub>s,prov</sub> [mm <sup>2</sup> ]	x [mm]	z [mm]	ξ [-]	M <sub>Rd</sub> [kNm]	m <sub>Ed</sub> < m <sub>Rd</sub>	ξ < 0,45
												ks	Ø [mm]							
9	1	800	1200	62,96	66,72	0,26	80,31	757	0,006	0,997	245	7	16	1407	31,9	744,2	0,042	455,65	OK	OK
	2	800	1200	577,43	1363,86	0,26	932,03	753	0,069	0,964	2952	7	25	3436	77,8	721,4	0,103	1078,22	OK	OK
	3	800	1200	433,03	643,62	0,26	600,37	753	0,044	0,977	1877	7	25	3436	77,8	721,4	0,103	1078,22	OK	OK
	4	600	900	428,21	729,26	0,16	544,89	553	0,099	0,948	2392	5	25	2454	74,1	522,8	0,134	558,21	OK	OK
	5	600	900	68,36	128,81	0,16	88,97	557	0,016	0,992	370	5	16	1005	30,4	544,9	0,055	238,27	OK	OK
	6	600	900	126,79	229,88	0,16	163,57	557	0,029	0,985	685	5	16	1005	30,4	544,9	0,055	238,27	OK	OK
	7	600	900	109,33	303,21	0,16	157,84	557	0,028	0,986	661	5	16	1005	30,4	544,9	0,055	238,27	OK	OK
	8	600	900	15,11	1,87	0,16	15,41	557	0,003	0,999	64	5	16	1005	30,4	544,9	0,055	238,27	OK	OK
7	9	500	700	34,02	40,18	0,11	38,44	458	0,013	0,993	194	5	14	770	29,9	446,0	0,065	149,34	OK	OK
	10	500	700	56,83	158,76	0,11	74,29	457	0,025	0,987	379	5	16	1005	39,0	441,4	0,085	193,02	OK	OK
	11	500	700	227,07	445,70	0,11	276,10	455	0,095	0,950	1469	5	20	1571	61,0	430,6	0,134	294,23	OK	OK
	12	500	700	109,11	382,43	0,11	151,18	457	0,052	0,973	781	5	16	1005	39,0	441,4	0,085	193,02	OK	OK
	13	500	700	225,35	397,10	0,11	269,03	455	0,093	0,951	1429	5	20	1571	61,0	430,6	0,134	294,23	OK	OK
	14	500	700	59,38	163,25	0,11	77,34	457	0,026	0,987	394	5	16	1005	39,0	441,4	0,085	193,02	OK	OK
	15	500	700	15,57	12,36	0,11	16,93	458	0,006	0,997	85	5	14	770	29,9	446,0	0,065	149,34	OK	OK

Tab. 6.2 Posouzení konstrukčních zásad ohybové výztuže průvlaků

osa	průřez	$A_{s,prov}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,max}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min} < A_{s,prov}$	$A_{s,prov} < A_{s,max}$	$s_c$ [mm]	$s_{c,min}$ [mm]	$s_c > s_{c,min}$	$s_a$ [mm]	$s_{a,max}$ [mm]	$s_a < s_{a,max}$
9	1	1407	1370	36336	OK	OK	173	21	OK	189	300	OK
	2	3436	1362	36120	OK	OK	163	30	OK	188	300	OK
	3	3436	1362	36120	OK	OK	163	30	OK	188	300	OK
	4	2454	750	19890	OK	OK	181	30	OK	206	300	OK
	5	1005	756	20052	OK	OK	193	21	OK	209	300	OK
	6	1005	756	20052	OK	OK	193	21	OK	209	300	OK
	7	1005	756	20052	OK	OK	193	21	OK	209	300	OK
	8	1005	756	20052	OK	OK	193	21	OK	209	300	OK
7	9	770	483	12824	OK	OK	145	21	OK	159	300	OK
	10	1005	482	12796	OK	OK	143	21	OK	159	300	OK
	11	1571	480	12740	OK	OK	138	24	OK	158	300	OK
	12	1005	482	12796	OK	OK	143	21	OK	159	300	OK
	13	1571	480	12740	OK	OK	138	24	OK	158	300	OK
	14	1005	482	12796	OK	OK	143	21	OK	159	300	OK
	15	770	483	12824	OK	OK	145	21	OK	159	300	OK

**Návrh a posouzení smykové výztuže:**

Tab. 6.3 Návrh a posouzení smykové výztuže průvlaků

osa	průřez	h [mm]	b [mm]	$V_{ed,max}$ [kN]	$V_{ed,1}$ [kN]	návrh výztuže			$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	$S_{req}$ [mm]	z [mm]	cotg $\theta$ [-]	$V_{Rd,1}$ [kNm]	$V_{ed,1} < V_{Rd,1}$
						střih	$\varnothing$ [mm]	s [mm]						
9	1-3	800	1200	408,53	359,7	4	10	200	314	424	744,2	1,5	762,8	OK
	4-6	600	900	226,02	181,9	4	10	250	314	614	544,9	1,5	446,8	OK
	6-8	600	900	197,91	133,3	4	10	250	314	838	544,9	1,5	446,8	OK
7	9-11	500	700	298,68	234,5	4	8	150	201	250	446,0	1,5	390,1	OK
	11-13	500	700	332,63	227,6	4	8	150	201	254	441,4	1,5	386,0	OK
	13-15	500	700	300,75	205,4	4	8	150	201	285	446,0	1,5	390,1	OK

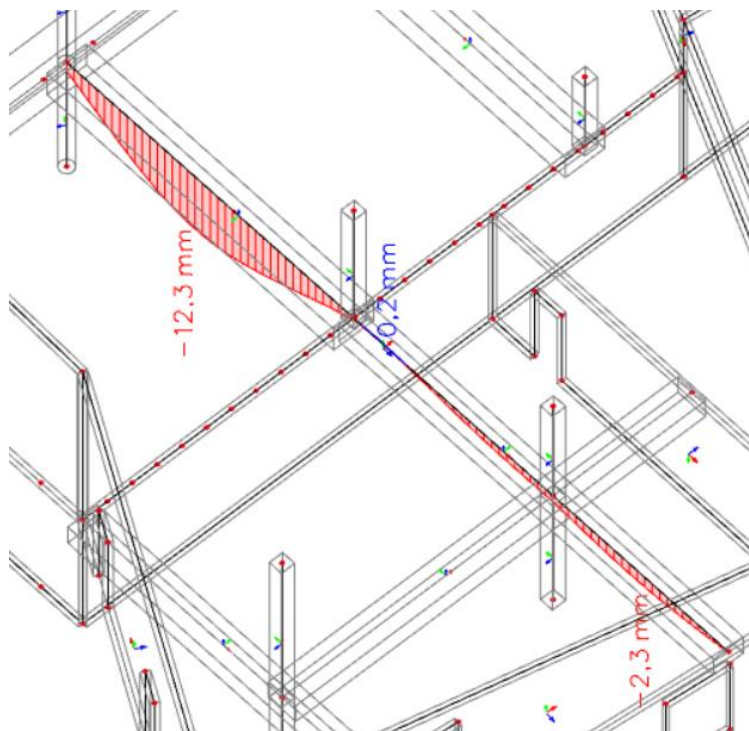
osa	průřez	$\rho_{sw}$	$\rho_{sw,min}$	$\rho_{sw} > \rho_{sw,min}$	$\rho_{sw,max}$	$\rho_{sw} < \rho_{sw,max}$	$s_{s,max}$ [mm]	$s < s_{s,max}$	$s_t$ [mm]	$s_{t,max}$ [mm]	$s_t < s_{t,max}$
9	1-3	0,00131	0,00088	OK	0,01517	OK	400	OK	370	600	OK
	4-6	0,00140	0,00088	OK	0,01517	OK	400	OK	270	600	OK
	6-8	0,00140	0,00088	OK	0,01517	OK	400	OK	270	600	OK
7	9-11	0,00191	0,00088	OK	0,01517	OK	400	OK	206	577	OK
	11-13	0,00191	0,00088	OK	0,01517	OK	400	OK	206	600	OK
	13-15	0,00191	0,00088	OK	0,01517	OK	400	OK	206	600	OK

Tab. 6.4 Návrh konstrukční smykové výztuže

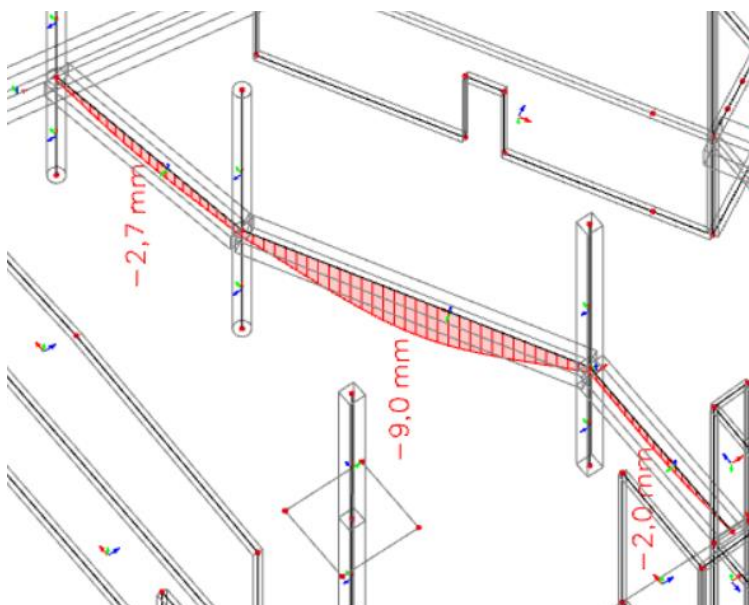
osa	průřez	h [mm]	b [mm]	návrh kční výztuže			$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	$s_{max}$ [mm]	z [mm]	cotg $\theta$ [-]	$V_{Rd,kční}$ [kNm]	$\rho_{sw}$	$\rho_{sw} > \rho_{sw,min}$	$\rho_{sw} < \rho_{sw,max}$
				střih	$\varnothing$ [mm]	s [mm]								
9	1-3	800	1200	4	10	275	314	400	721	1,5	537,7	0,00095	OK	OK
	4-6	600	900	4	10	350	314	400	545	1,5	319,1	0,00100	OK	OK
	6-8	600	900	4	10	350	314	400	545	1,5	319,1	0,00100	OK	OK
7	9-11	500	700	4	8	300	201	343	441	1,5	193,0	0,00096	OK	OK
	11-13	500	700	4	8	300	201	343	441	1,5	193,0	0,00096	OK	OK
	13-15	500	700	4	8	300	201	343	441	1,5	193,0	0,00096	OK	OK

## 6.2 Posouzení průvlaků na MSP – deformace

V programu Scia Engineer byl proveden výpočet dlouhodobých nelineárních deformací s dotvarováním. Vyztužení průvlaků bylo spočítáno automaticky pomocí programu, jako minimální nutná výztuž pro MSÚ a MSP.



Obr. 6.7 Dlouhodobé nelineární deformace s dotvarováním průvlaků na ose 9



Obr. 6.8 Dlouhodobé nelineární deformace s dotvarováním průvlaků na ose 7

Limitní průhyb na průvlaků po zabudování nenosných prvků (příček a podlah) je definován jako  $L/500$ .

Průvlak na ose 9:

$$\delta_{tot,1-3} = 12,3 \text{ mm} < \frac{L}{500} = \frac{9200}{500} = 18,4 \text{ mm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\delta_{tot,4-6} = 1,6 \text{ mm} < \frac{L}{500} = \frac{6300}{500} = 12,6 \text{ mm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\delta_{tot,6-8} = 2,3 \text{ mm} < \frac{L}{500} = \frac{5500}{500} = 11 \text{ mm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Průvlak na ose 7:

$$\delta_{tot,9-11} = 2,7 \text{ mm} < \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10,0 \text{ mm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\delta_{tot,11-13} = 9,0 \text{ mm} < \frac{L}{500} = \frac{7600}{500} = 15,2 \text{ mm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\delta_{tot,13-15} = 2,0 \text{ mm} < \frac{L}{500} = \frac{4500}{500} = 9,0 \text{ mm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

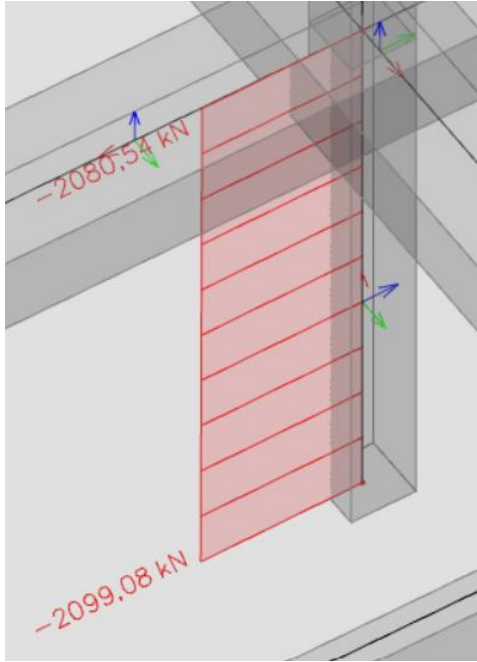


## 7 Podrobný návrh a posouzení sloupu S1 a S3

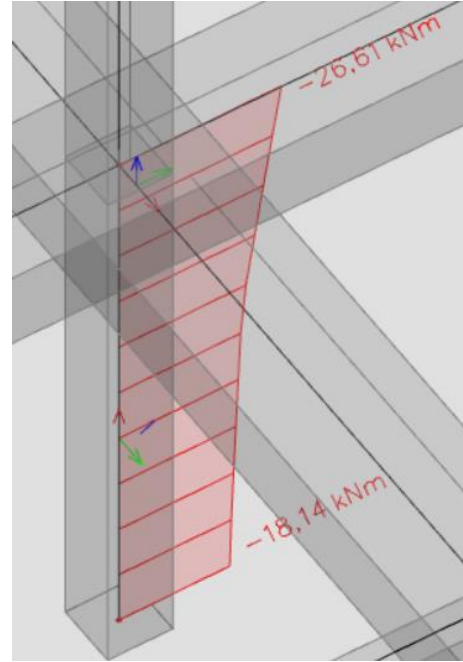
Pro podrobný návrh byly vybrány vzhledem k výsledkům předběžného posouzení sloupy S1 a S3. Vnitřní síly sloupů byly získány z celkového modelu. Postup pro posouzení štíhlého sloupu byl převzat z [12].

### 7.1 Sloup S1

Průběh vnitřních sil:



Obr. 7.1 Průběh normálové síly na sloupu S1



Obr. 7.2 Průběh ohybového momentu na sloupu S1

Návrh podélné výztuže sloupu: 8 Ø 16 mm,  $A_{s,prov} = 1609 \text{ mm}^2$

Třmínky: Ø 8 mm,  $s_{s1} = 240 \text{ mm}$ ,  $s_{s2} = 140 \text{ mm}$

Konstrukční zásady:

$$A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$$

$$A_{s,min} = \max(0,1 \cdot N_{Ed}/f_{yd}; 0,002 \cdot b \cdot h) = \max(482,5; 320) \text{ mm}^2 = 482,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 6400 \text{ mm}^2$$

$$482,5 \text{ mm}^2 \leq 1609 \text{ mm}^2 \leq 6400 \text{ mm}^2$$

$$s_{s1} \leq \min(15 \cdot \phi_{1,min}; \min(b; h); 300 \text{ mm}) = \min(240; 400; 300) = 240 \text{ mm}$$

$$s_{s2} \leq 0,6 \cdot s_{s1} = 144 \text{ mm}$$

Výpočet momentu od imperfekcí:

- světlá délka sloupu:  $l = H - h_p = 3,5 - 0,5 = 3,0 \text{ m}$
- účinná délka sloupu:  $l_0 = \beta \cdot l = 0,9 \cdot 3,0 = 2,7 \text{ m}$
- excentricita od imperfekcí:  $e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{2,7}{400} = 0,00675 \text{ m}$
- imperfektní moment:  $M_{imp} = |N_{Ed}| \cdot e_i = 2099,08 \cdot 0,00675 = 14,17 \text{ kNm}$
- ohybové momenty 1. řádu s vlivem imperfekcí:  
hlava sloupu ...  $M_{0,top} = M_{top} - M_{imp} = -26,61 - 14,17 = -40,78 \text{ kNm}$   
pata sloupu ...  $M_{0,bott} = M_{bott} - M_{imp} = -18,14 - 14,17 = -32,31 \text{ kNm}$

Ověření štíhlosti sloupu:

- štíhlost sloupu:  $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2,7}{0,115} = 23,48$
- poloměr setrvačnosti průřezu:  
 $i = \sqrt{I/A_c} = \sqrt{(1/12 \cdot b \cdot h^3)/A_c} = \sqrt{(1/12 \cdot 0,4 \cdot 0,4^3)/(0,4 \cdot 0,4)} = 0,115 \text{ m}$
- limitní štíhlost:  $\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \leq 75$  ( $\lambda_{lim} \leq 25$  pokud  $n \geq 0,41$ )  
vliv dotvarování betonu:  $A = \frac{1}{1+0,2 \cdot \varphi_{ef}} = \frac{1}{1+0,2 \cdot 1,8} = 0,735$   
efektivní součinitel dotvarování -  $\varphi_{ef} = 1,8$   
mechanický stupeň vyztužení průřezu:  $\omega = \frac{A_s \cdot f_y}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1609 \cdot 435}{400 \cdot 400 \cdot 20} = 0,219$   
vliv stupně vyztužení podélnou výztuží:  
 $B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,219} = 1,199$   
vliv ohybových momentů:  $C = 1,7 - r_m = 1,7 - \frac{M_{01}}{M_{02}} = 1,7 - \frac{-40,78}{-32,31} = 0,438$   
poměrná normálová síla:  $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2099,08 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 20} = 0,656$   
 $\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,735 \cdot 0,219 \cdot 1,936}{\sqrt{0,656}} = 7,70 \leq 75$
- ověření štíhlosti:  $\lambda = 23,48 \geq \lambda_{lim} = 7,70 \rightarrow$  sloup je štíhlý

Výpočet jmenovitého ohybového momentu 2. řádu:

- opravný součinitel závislý na normálové síle  $K_r$ :  
poměrová normálová únosnost v dostředném tlaku:  
 $n_u = 1 + \omega = 1 + 0,219 = 1,219$   
hodnota  $n$  při maximální únosnosti:  $n_{bal} = 0,4$   
 $K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1,219 - 0,656}{1,219 - 0,4} = 0,687$

- součinitel zohledňující dotvarování  $K_\varphi$ :

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{23,48}{150} = 0,343$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1 + 0,343 \cdot 1,8 = 1,617$$

- základní křivost  $1/r_0$ :

$$\text{účinná výška průřezu: } d = h_s - c - \phi_{tř} - \frac{\phi_s}{2} = 400 - 25 - 8 - \frac{16}{2} = 359 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d} = \frac{2,175 \cdot 10^{-3}}{0,45 \cdot 0,359} = 1,515 \cdot 10^{-2} \text{ m}^{-1}$$

- základní křivost  $1/r$ :

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} = 0,687 \cdot 1,617 \cdot 1,515 \cdot 10^{-2} = 1,683 \cdot 10^{-2} \text{ m}^{-1}$$

- deformace 2. řádu  $e_2$ :

součinitel závislý na rozdělení křivosti → pro konstantní příčný průřez:  $c = 10$

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} = 1,683 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{2,7^2}{10} = 0,0123 \text{ m}$$

- jmenovitý ohybový moment 2. řádu  $M_2$ :

$$M_2 = |N_{Ed}| \cdot e_2 = 2099,08 \cdot 0,0123 = 25,82 \text{ kNm}$$

#### Výpočet návrhového ohybového momentu s účinky 2. řádu:

- návrhový ohybový moment je kombinací momentů 1. a 2. řádu:

$$M_{Ed} = \max(|M_{02}|; M_{0Ed} + M_2; |M_{01} - 0,5 \cdot M_2 - 2 \cdot M_{imp}|; |N_{Ed}| \cdot \max\left(\frac{h}{30}; 20 \text{ mm}\right))$$

$$M_{0,1} = -32,31 \text{ kNm}$$

$$M_{0,2} = -40,78 \text{ kNm}$$

- ekvivalentní hodnota momentu 1. řádu uvnitř výšky sloupu:

$$|M_{0,2}| = 40,78 \text{ kNm} \leq 0,05 |N_{Ed}| \cdot h = 0,05 \cdot 2099,08 \cdot 0,4 = 41,98 \text{ kNm}$$

$$r_m = 1$$

$$c_m = 0,6 + 0,4 \cdot r_m = 0,6 + 0,4 \cdot 1 = 1 \geq 0,4$$

$$M_{0Ed} = c_m \cdot |M_{0,2}| = 1 \cdot 40,78 = 40,78 \text{ kNm}$$

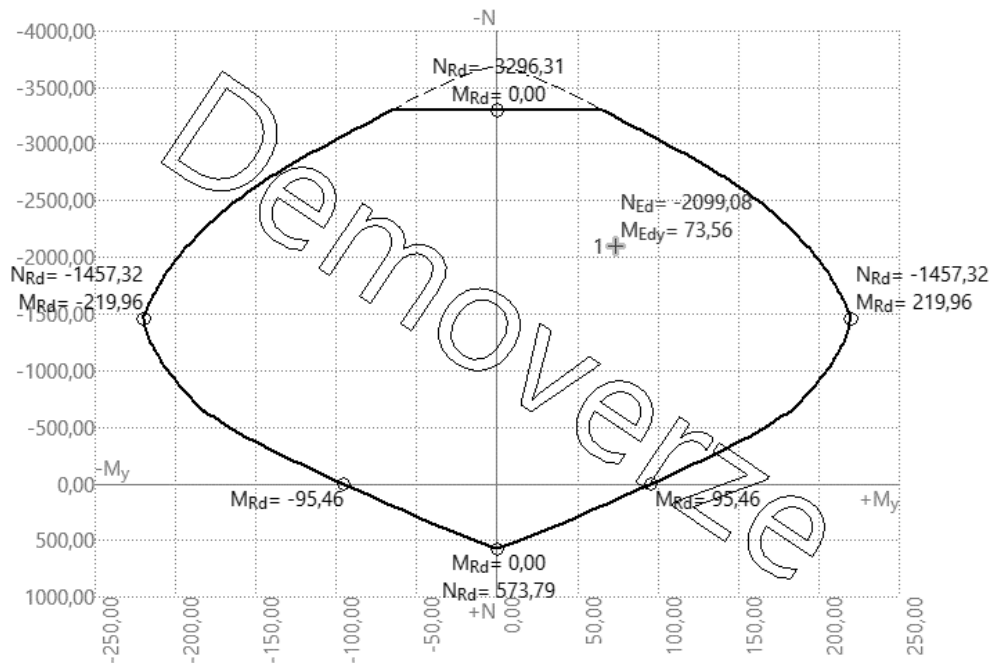
$$M_{Ed} = \max\left(|M_{02}|; M_{0Ed} + M_2; |M_{01} - 0,5 \cdot M_2 - 2 \cdot M_{imp}|; |N_{Ed}| \cdot \max\left(\frac{h}{30}; 20 \text{ mm}\right)\right) =$$

$$= \max\left(40,78; 40,78 + 25,83; |-32,31 - 0,5 \cdot 25,82 - 2 \cdot 14,17|; 2099,08 \cdot \max\left(\frac{0,4}{30}; 0,02\right)\right)$$

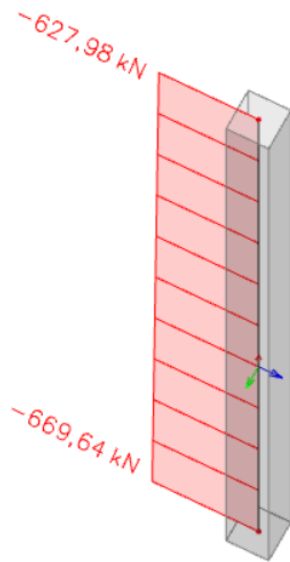
$$M_{Ed} = \max(40,78; 66,61; 73,56; 41,98) = 73,56 \text{ kNm}$$

#### Návrhové vnitřní síly:

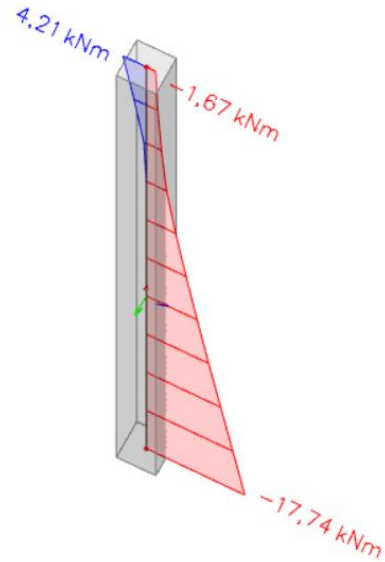
$$N_{Ed} = -2099,08 \text{ kN}, M_{Ed} = 73,56 \text{ kNm}$$

Posouzení sloupu pomocí interakčního diagramu v programu FIN EC – Beton:

Obr. 7.3 Interakční diagram sloupu S1 z programu FIN EC – Beton [10]

**7.2 Podrobný návrh a posouzení sloupu S3**Průběh vnitřních sil:

Obr. 7.4 Průběh normálové síly na sloupu S3



Obr. 7.5 Průběh ohybového momentu na sloupu S3

Návrh podélné výztuže sloupu: 8 Ø 14 mm,  $A_s = 1231,5 \text{ mm}^2$ Třmínky: Ø 8 mm,  $s_{s1} = 200 \text{ mm}$ ,  $s_{s1} = 120 \text{ mm}$

**Konstrukční zásady:**

$$A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$$

$$A_{s,min} = \max(0,1 \cdot N_{Ed}/f_{yd}; 0,002 \cdot b \cdot h) = \max(153,9; 320) \text{ mm}^2 = 320 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 6400 \text{ mm}^2$$

$$320 \text{ mm}^2 \leq 1231,5 \text{ mm}^2 \leq 6400 \text{ mm}^2$$

$$s_{s1} \leq \min(15 \cdot \phi_{1,min}; \min(b; h); 300 \text{ mm}) = \min(210; 400; 300) = 210 \text{ mm}$$

$$s_{s2} \leq 0,6 \cdot s_{s1} = 120 \text{ mm}$$

**Výpočet momentu od imperfekcí:**

- světlá délka sloupu:  $l = H - h_p = 7,8 - 0,5 = 7,3 \text{ m}$

- účinná délka sloupu:  $l_0 = \beta \cdot l = 0,9 \cdot 7,3 = 6,57 \text{ m}$

- excentricita od imperfekcí:  $e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{6,57}{400} = 0,0164 \text{ m}$

- imperfektní moment:  $M_{imp} = |N_{Ed}| \cdot e_i = 669,64 \cdot 0,0164 = 10,98 \text{ kNm}$

- ohybové momenty 1. řádu s vlivem imperfekcí:

hlava sloupu ...  $M_{0,top} = M_{top} - M_{imp} = 4,21 - 10,98 = -6,77 \text{ kNm}$

pata sloupu ...  $M_{0,bott} = M_{bott} - M_{imp} = -17,74 - 10,98 = -28,72 \text{ kNm}$

**Ověření štíhlosti sloupu:**

- štíhlost sloupu:  $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{6,57}{0,115} = 57,13$

- poloměr setrvačnosti průřezu:

$$i = \sqrt{I/A_c} = \sqrt{(1/12 \cdot b \cdot h^3)/A_c} = \sqrt{(1/12 \cdot 0,4 \cdot 0,4^3)/(0,4 \cdot 0,4)} = 0,115 \text{ m}$$

- limitní štíhlost:  $\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \leq 75 \quad (\lambda_{lim} \leq 25 \text{ pokud } n \geq 0,41)$

vliv dotvarování betonu:  $A = \frac{1}{1+0,2 \cdot \varphi_{ef}} = \frac{1}{1+0,2 \cdot 1,8} = 0,735$

efektivní součinitel dotvarování -  $\varphi_{ef} = 1,8$

mechanický stupeň vyztužení průřezu:  $\omega = \frac{A_s \cdot f_y}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1231,5 \cdot 435}{400 \cdot 400 \cdot 20} = 0,167$

vliv stupně vyztužení podélnou výztuží:

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,167} = 1,155$$

vliv ohybových momentů:  $C = 1,7 - r_m = 1,7 - \frac{M_{01}}{M_{02}} = 1,7 - \frac{-6,77}{-28,72} = 1,464$

poměrná normálová síla:  $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{669,64 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 20} = 0,209$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,735 \cdot 1,155 \cdot 1,464}{\sqrt{0,209}} = 54,37 \leq 75$$

- ověření štíhlosti:  $\lambda = 57,13 \geq \lambda_{lim} = 54,37 \quad \rightarrow \quad \text{sloup je štíhlý}$

Výpočet jmenovitého ohybového momentu 2. řádu:

- opravný součinitel závislý na normálové síle  $K_r$ :  
poměrová normálová únosnost v dostředném tlaku:

$$n_u = 1 + \omega = 1 + 0,167 = 1,167$$

hodnota  $n$  při maximální únosnosti:  $n_{bal} = 0,4$

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1,167 - 0,209}{1,167 - 0,4} = 1,249$$

- součinitel zohledňující dotvarování  $K_\varphi$ :

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{57,13}{150} = 0,119$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1 + 0,119 \cdot 1,8 = 1,214$$

- základní křivost  $1/r_0$ :

účinná výška průřezu:  $d = h_s - c - \phi_{tr} - \frac{\phi_s}{2} = 400 - 25 - 8 - \frac{14}{2} = 360 \text{ mm}$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d} = \frac{2,175 \cdot 10^{-3}}{0,45 \cdot 0,360} = 1,343 \cdot 10^{-2} \text{ m}^{-1}$$

- základní křivost  $1/r$ :

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} = 1,249 \cdot 1,214 \cdot 1,343 \cdot 10^{-2} = 2,036 \cdot 10^{-2} \text{ m}^{-1}$$

- deformace 2. řádu  $e_2$ :

součinitel závislý na rozdělení křivosti → pro konstantní příčný průřez:  $c = 10$

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} = 2,036 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{6,57^2}{10} = 0,0879 \text{ m}$$

- jmenovitý ohybový moment 2. řádu  $M_2$ :

$$M_2 = |N_{Ed}| \cdot e_2 = 669,64 \cdot 0,0879 = 58,86 \text{ kNm}$$

Výpočet návrhového ohybového momentu s účinky 2. řádu:

- návrhový ohybový moment je kombinací momentů 1. a 2. řádu:

$$M_{Ed} = \max (|M_{02}|; M_{0Ed} + M_2; |M_{01} - 0,5 \cdot M_2 - 2 \cdot M_{imp}|; |N_{Ed}| \cdot \max \left( \frac{h}{30}; 20 \text{ mm} \right))$$

- $M_{0,1} = -6,77 \text{ kNm}$

- $M_{0,2} = -28,72 \text{ kNm}$

- ekvivalentní hodnota momentu 1. řádu uvnitř výšky sloupu:

$$|M_{0,2}| = 28,72 \text{ kNm} \geq 0,05 |N_{Ed}| \cdot h = 0,05 \cdot 669,64 \cdot 0,4 = 13,39 \text{ kNm}$$

$$r_m = \frac{M_{0,1}}{M_{0,2}} = \frac{-6,77}{-28,72} = 0,236$$

$$c_m = 0,6 + 0,4 \cdot r_m = 0,6 + 0,4 \cdot 0,236 = 0,694 \geq 0,4$$

$$M_{0Ed} = c_m \cdot |M_{0,2}| = 0,694 \cdot 28,72 = 19,93 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = \max\left(|M_{02}|; M_{0Ed} + M_2; |M_{01} - 0,5 \cdot M_2 - 2 \cdot M_{imp}|; |N_{Ed}| \cdot \max\left(\frac{h}{30}; 20 \text{ mm}\right)\right) =$$

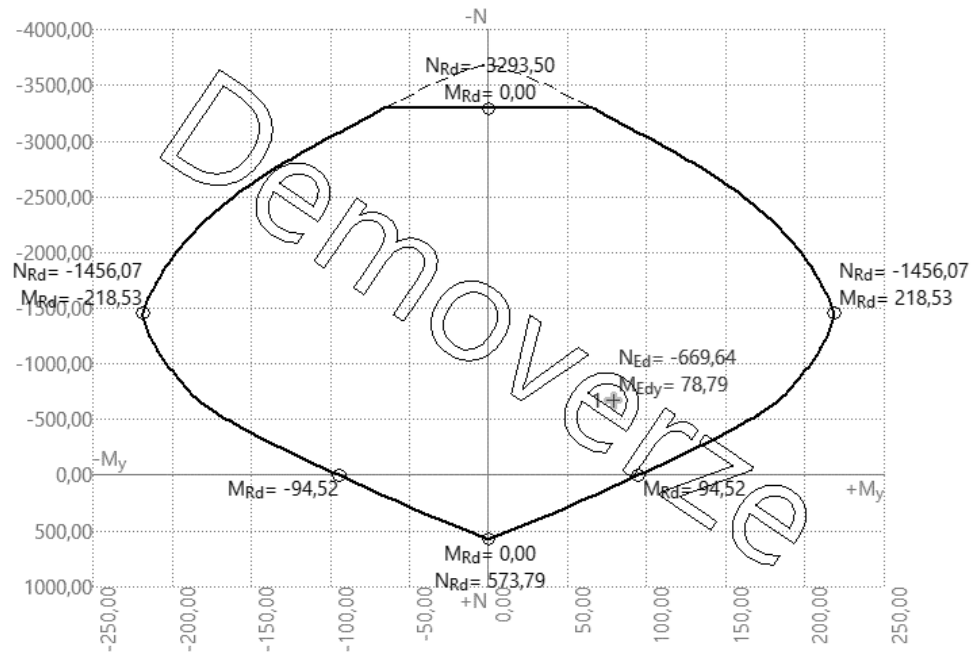
$$= \max\left(28,72; 19,93 + 58,86; |-6,77 - 0,5 \cdot 58,86 - 2 \cdot 10,98|; 669,64 \cdot \max\left(\frac{0,4}{30}; 0,02\right)\right)$$

$$M_{Ed} = \max(28,72; 78,79; 58,16; 13,39) = 78,79 \text{ kNm}$$

Návrhové vnitřní síly:

$$N_{Ed} = -669,64 \text{ kN}, M_{Ed} = 78,79 \text{ kNm}$$

Posouzení sloupu pomocí interakčního diagramu v programu FIN EC – Beton:



Obr. 7.6 Interakční diagram sloupu S3 z programu FIN EC – Beton [10]

## 8 Založení objektu

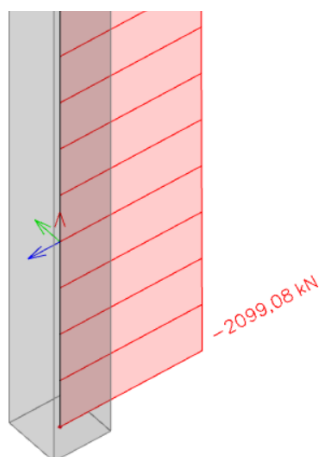
Základová deska je v 1.NP a 1.PP navržena tl. 400 mm. Pro posouzení její tloušťky byly vybrány některé aspekty – protlačení základové desky sloupy, výsledky kontaktního napětí v základové spáře a sedání základové desky.

Vzhledem k založení stavby pod úrovní podzemní vody je ověřeno, v jaké fázi výstavby bude možné ukončit čerpání vody z podloží.

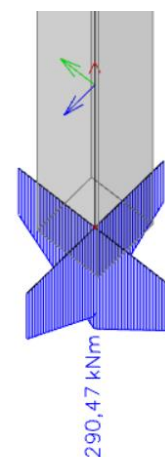
### 8.1 Protlačení základové desky

Posouzení desky na protlačení pro sloup S3 v 1.PP a S1 v 1.NP je spočítáno pomocí programu FIN EC Protlak [10]. Je zde navrženo zesílení desky, pro které deska na protlačení vyhoví. Vnitřní síly v desce jsou převzaty z celkového modelu v programu Scia Engineer.

#### Vnitřní síly v základové desce pod sloupem S3:

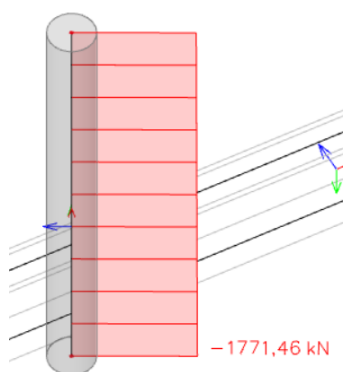


Obr. 8.1 Normálová síla v hlavě sloupu S3

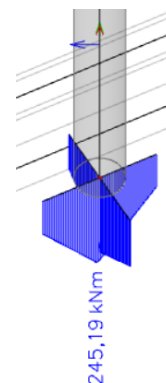


Obr. 8.2 Ohybové momenty v desce pod sloupem S3

#### Vnitřní síly v základové desce pod sloupem S1:



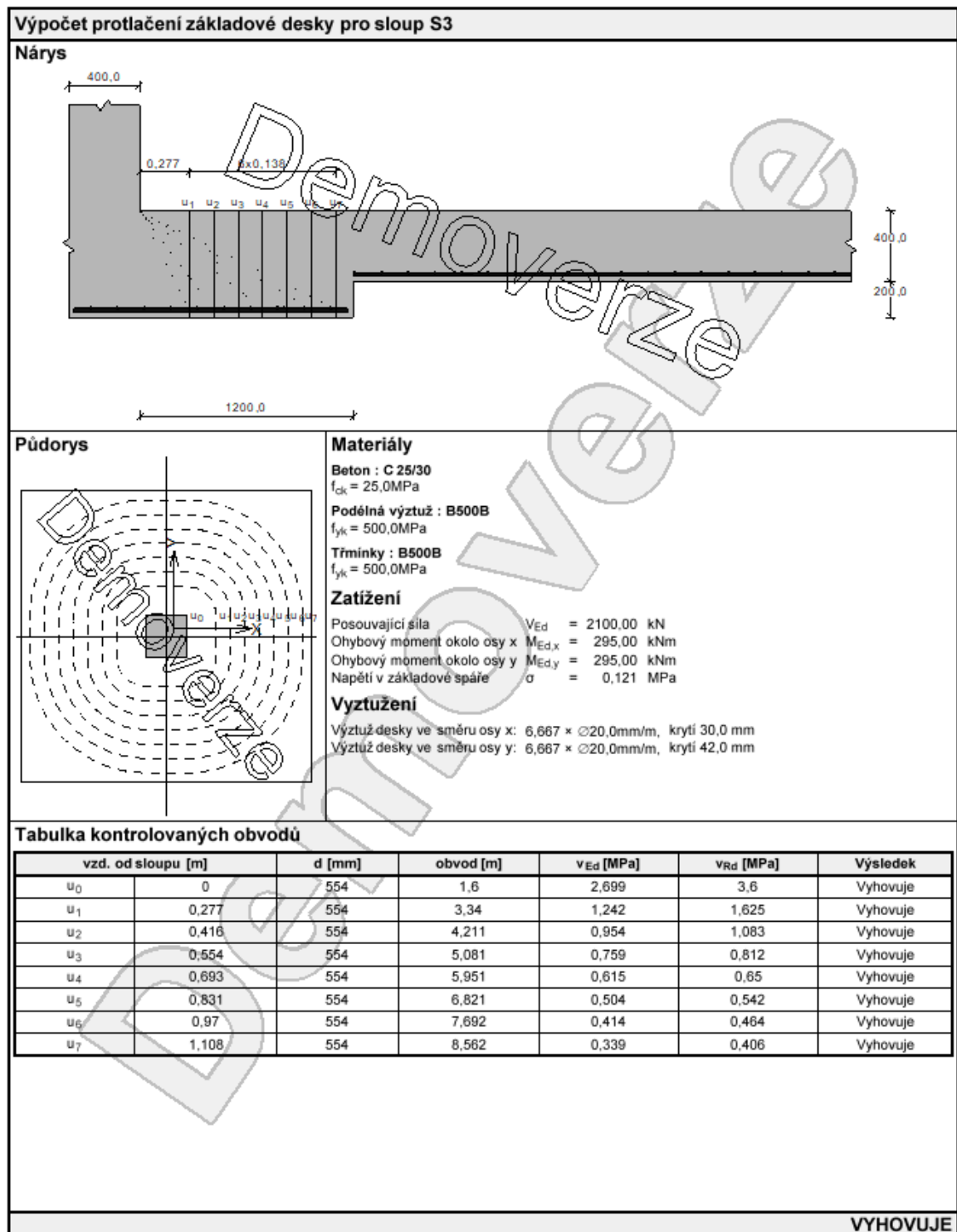
Obr. 8.3 Normálová síla v hlavě sloupu S1



Obr. 8.4 Ohybové momenty v desce pod sloupem S1



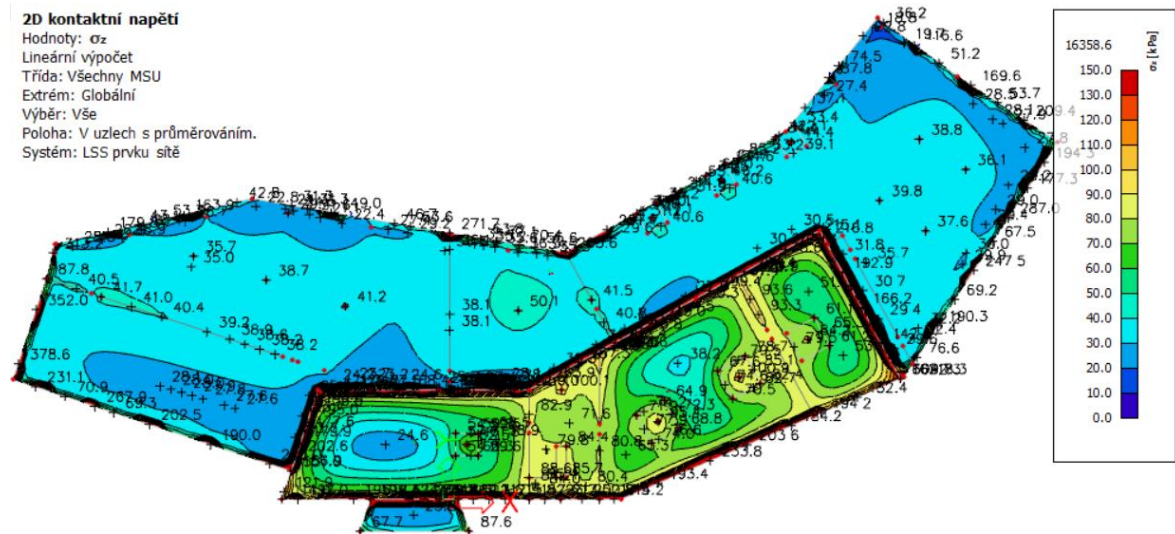
Výpočet protlačení desky pod sloupem S3:



Pod sloupem S3 je nutné zesílit desku na tloušťku 600 mm, aby vyhověla na protlačení bez využití výztuže na protlačení.

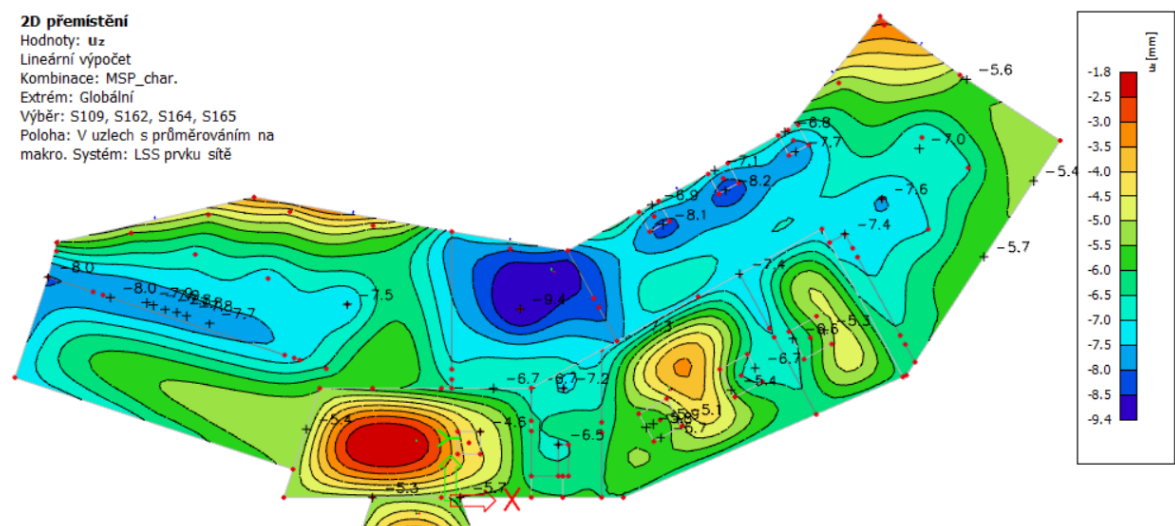


## 8.2 Napětí na pružném podloží SOILIN



Obr. 8.5 Vykreslení kontaktního napětí v základové spáře

## 8.3 Sedání základové desky



Obr. 8.6 Vykreslení sedání základové desky

Sedání základové desky je max. 9,4 mm odpovídá požadovanému konečnému a celkovému sednutí základové konstrukce  $S_{z,lim} < 60$  mm dle [13]. Zároveň je také splněna podmínka nerovnoměrného sednutí dvou sousedních základů nebo společného základového prvku, které je omezeno na  $\Delta s/L = 0,002$ , kde  $\Delta s$  je rozdíl mezi sednutími na 1,0m základového prvku ( $L = 1000$  mm).

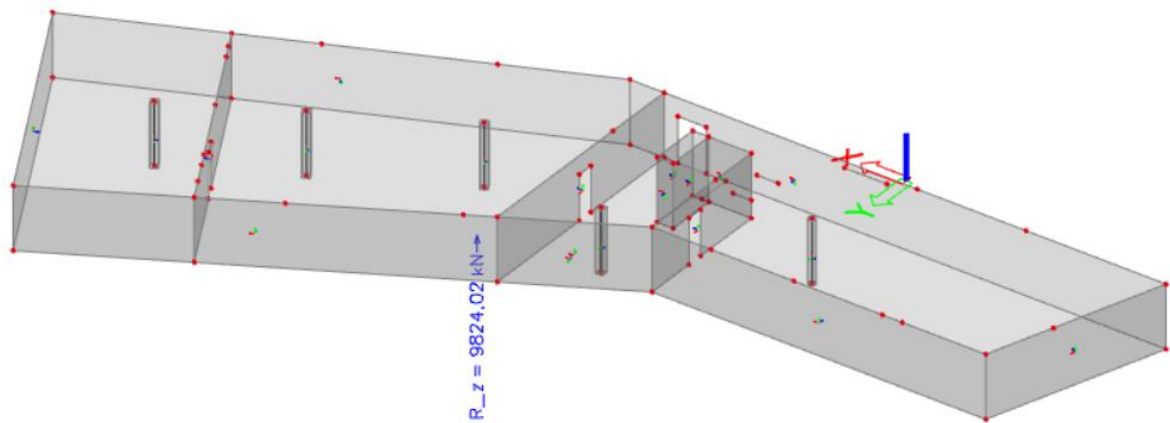
## 8.4 Opatření proti zdvihu desky vztlakem podzemní vody

Vzhledem k založení stavby pod úrovní podzemní vody je v této části práce ověřeno, v jaké fázi výstavby bude možné ukončit čerpání vody z podloží, aby nedošlo k vyplavání objektu od vztlakové síly podzemní vody. Hladina podzemní vody je uvažovaná v hloubce 1 m pod úrovní upraveného terénu, což odpovídá výšce 3,05 m nad základovou spárou.

Stanovení vztlakové síly na základovou desku 1.PP (63,59 m<sup>2</sup>):

$$F_{vz} = V \cdot \rho \cdot g = 3,05 \cdot 63,59 \cdot 1000 \cdot 10 = 1\,937 \text{ kN}$$

Z celkového modelu byl vytvořen výsek a byla zjištěna výslednice svislé reakce pro vlastní tíhu konstrukce. Výslednice reakce je charakteristická hodnota. Je tedy potřeba reakci vynásobit bezpečnostním součinitelem  $\gamma_G$ , který je pro stálé zatížení působící příznivě roven 0,9.



Obr. 8.7 Výslednice svislé reakce vlastní tíhy konstrukce pro ZD a svislé nosné konstrukce v 1.PP

Kontrola splnění podmínky:

$$F_z = \gamma_G \cdot R_z = 0,9 \cdot 9\,824 = 8\,842 \text{ kN} \geq F_{vz} = 1\,937 \text{ kN} \rightarrow \text{Splněno}$$

Pro zamezení vyplavání objektu bude nutné před ukončením čerpání vody ze základové spáry zrealizovat hrubou stavbu, tzn. monolitické nosné konstrukce, minimálně do úrovně stropní desky nad 1.PP.

## 9 Závěr

Cílem diplomové práce byl návrh nosné konstrukce včetně založení objektu Wellness centra v Praze. Architektonické zpracování objektu bylo převzato z diplomové práce [1] z Fakulty stavební ČVUT v Praze.

V předběžném výpočtu byly navrženy rozměry nosných konstrukcí i základové desky. Následně byl objekt vymodelován v programu Scia Engineer a byla ověřena správnost předběžného výpočtu. Poté bylo provedeno podrobné posouzení stropní desky v 1.NP, průvlaků na osách 9 a 7 a sloupů S1 a S3. Pro tyto vybrané prvky byla navržena výztuž – viz výkresy výztuže, které jsou přílohou diplomové práce. V rámci této práce byly zpracovány výkresy tvaru všech podlaží, technická zpráva statické části a také část dokumentace architektonicko-stavební části.

## Seznam použité literatury a softwaru

- [1] STROUHALOVÁ, Alena. *Wellness centrum a restaurace Džbán*. Praha, 2022. Diplomová práce. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, katedra architektury.
- [2] INSTITUT PLÁNOVÁNÍ A ROZVOJE HL. MĚSTA PRAHY. Atlas životního prostředí. In: *Geoportal Praha* [online]. 2023 [cit. 2023-11-22]. Dostupné z: <https://app.iprpraha.cz/apl/app/atlas-zp/>
- [3] ČSN EN 1991-1-3. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2022.
- [4] ČSN EN 1991-1-4. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*. Ed. 2. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2020.
- [5] ČSN EN 1990. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Ed. 2. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021.
- [6] TIPKA, Martin. *Vymezující ohybová štíhlost λd* [online]. In: . [cit. 2023-11-15]. Dostupné z: [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)
- [7] KOHOUTOVÁ, A., J. PROCHÁZKA a J. VAŠKOVÁ. *Navrhování železobetonových konstrukcí - Příklady a postupy*. Praha: nakladatelství ČVUT, 2014. ISBN 978-80-01-05587-8.
- [8] HANZLOVÁ, Hana. *Stěnové nosníky - zjednodušený návrh* [online]. [cit. 2023-11-22]. Dostupné z: [http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/PJ1C/1\\_stenove\\_nosniky.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/PJ1C/1_stenove_nosniky.pdf)
- [9] *SCIA Engineer 22.0 - studentská verze* [software].
- [10] *FIN EC 2023 - Demoverze* [software].
- [11] *FERBOX verze 2021* [software].
- [12] TIPKA, Martin. *Posouzení štíhlého železobetonového sloupu* [online]. In: . [cit. 2023-12-10]. Dostupné z: [http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka\\_soubory/BK01/pomucky\\_BK01\\_soubory/03\\_vzor\\_posouzeni\\_stihleho\\_sloupu.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka_soubory/BK01/pomucky_BK01_soubory/03_vzor_posouzeni_stihleho_sloupu.pdf)
- [13] ČSN EN 1997-1. *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla*. Český normalizační institut, 2006.

## Seznam obrázků

Obr. 1.1 Půdorys 1.NP [1] .....	8
Obr. 1.2 Půdorys 2.NP [1] .....	8
Obr. 1.3 Půdorys 1.PP [1].....	9
Obr. 1.4 Příčný řez [1].....	9
Obr. 1.5 Podélný řez [1].....	9
Obr. 1.6 Pohled z východu [1].....	9
Obr. 1.7 Pohled ze západu [1].....	10
Obr. 1.8 Pohled z jihu [1].....	10
Obr. 1.9 Pohled ze severu [1].....	10
Obr. 3.1 Výřez z mapy geologických poměrů vč. legendy [2].....	19
Obr. 3.2 Výřez z mapy hydrogeologických poměrů vč. legendy [2].....	20
Obr. 3.3 Tvarový součinitel a délky návějí pro výjimečné navátí sněhu [3] .....	21
Obr. 3.4 Referenční výška $z_e$ , závisující na $h$ a $b$ , a odpovídající profil dynamického tlaku [4] .....	22
Obr. 3.5 Součinitel expozice $c_e(z)$ pro $c_o = 1,0$ a $k_l = 1,0$ [4] .....	22
Obr. 3.6 Půdorysná schémata desek 1.PP.....	25
Obr. 3.7 Půdorysná schémata desek 1.NP.....	26
Obr. 3.8 Půdorysná schémata desek střechy .....	26
Obr. 3.9 Půdorysné schéma průvlaků P1 a P2 .....	30
Obr. 3.10 Půdorysné schéma průvlaků P3, P4 a P5 .....	31
Obr. 3.11 Půdorysné schéma průvlaků P6 a P7.....	31
Obr. 3.12 Půdorysné schéma průvlaků P8, P9, P10 a P11 .....	32
Obr. 3.13 Půdorysné schéma sloupů S1 a S2 .....	36
Obr. 3.14 Půdorysné schéma sloupů S3 a S4 .....	36
Obr. 3.15 Půdorysné schéma stěny St1.....	42
Obr. 3.16 Pohled na stěnový nosník.....	44
Obr. 3.17 Půdorysné schéma stěnového nosníku.....	44
Obr. 3.18 Schéma schodiště 1.PP-1.NP.....	48
Obr. 3.19 Schéma schodiště 1.NP-2.NP.....	48
Obr. 3.20 Uvažované konstrukční schéma terasy .....	51
Obr. 4.1 Jihozápadní pohled na 3D model ve Scia Engineer .....	55
Obr. 4.2 Severní pohled na 3D model ve Scia Engineer .....	56
Obr. 4.3 Jihovýchodní pohled na 3D model ve Scia Engineer .....	56
Obr. 4.4 Severovýchodní pohled na 3D model ve Scia Engineer.....	56
Obr. 4.5 Zatížení na 3D model – ZS02 – skladby podlah .....	57
Obr. 4.6 Zatížení na 3D model – ZS03 – příčky.....	58
Obr. 4.7 Zatížení na 3D model – ZS04 – skladby stěn .....	58

Obr. 4.8 Zatížení na 3D model – ZS05 – liniové stálé .....	58
Obr. 4.9 Zatížení na 3D model – ZS06 – užité kat. C.....	59
Obr. 4.10 Zatížení na 3D model – ZS07 – užité kat. E.....	59
Obr. 4.11 Zatížení na 3D model – ZS08 – užité kat. H .....	59
Obr. 4.12 Zatížení na 3D model – ZS09 – sníh .....	60
Obr. 4.13 Zatížení na 3D model – ZS10 – zemní tlak .....	60
Obr. 4.14 Zatížení na 3D model – ZS11 – tlak vody.....	61
Obr. 4.15 Příklad generovaného zatížení na 3D model – ZS12 – generovaný 3D vítr.....	61
Obr. 4.16 Pohled na lineární deformace celého objektu od vlastní tíhy konstrukcí.....	62
Obr. 4.17 Pohled na lineární deformace objektu bez střešních desek od vlastní tíhy konstrukcí.....	62
Obr. 4.18 Normálová síla v patě sloupu S1 z modelu .....	63
Obr. 4.19 Normálová síla v patě sloupu S2 z modelu .....	63
Obr. 4.20 Normálová síla v patě sloupu S3 z modelu .....	63
Obr. 4.21 Normálová síla v patě sloupu S4 z modelu .....	63
Obr. 5.1 Normálová síla v hlavě sloupu S5.....	65
Obr. 5.2 Ohybové momenty v desce nad sloupem S5.....	65
Obr. 5.3 Průběh ohybových momentů na integračních pásech, MSÚ .....	67
Obr. 5.4 Průběh ohybových momentů $m_{xD+}$ , MSÚ.....	67
Obr. 5.5 Průběh ohybových momentů $m_{yD+}$ , MSÚ.....	68
Obr. 5.6 Průběh ohybových momentů $m_{xD-}$ , MSÚ.....	68
Obr. 5.7 Průběh ohybových momentů $m_{yD-}$ , MSÚ.....	69
Obr. 5.8 Vykreslení posouvacích sil působících na vylamovací výztuž mezipodest.....	71
Obr. 5.9 Vykreslení ohybových momentů na vylamovací výztuž mezipodest.....	71
Obr. 5.10 Schéma z návrhu vylamovací výztuže v softwaru FERBOX [11].....	71
Obr. 5.11 Dlouhodobé nelineární deformace s dotvarováním desky 1.NP.....	72
Obr. 6.1 Průběh normálových sil průvlaků na ose 9 .....	73
Obr. 6.2 Průběh posouvacích sil průvlaků na ose 9 .....	73
Obr. 6.3 Průběh ohybových momentů průvlaků na ose 9.....	73
Obr. 6.4 Průběh normálových sil průvlaků na ose 7 .....	74
Obr. 6.5 Průběh posouvacích sil průvlaků na ose 7 .....	74
Obr. 6.6 Průběh ohybových momentů průvlaků na ose 7.....	74
Obr. 6.7 Dlouhodobé nelineární deformace s dotvarováním průvlaků na ose 9 .....	77
Obr. 6.8 Dlouhodobé nelineární deformace s dotvarováním průvlaků na ose 7 .....	77
Obr. 7.1 Průběh normálové síly na sloupu S1.....	79
Obr. 7.2 Průběh ohybového momentu na sloupu S1 .....	79
Obr. 7.3 Interakční diagram sloupu S1 z programu FIN EC – Beton [10].....	82
Obr. 7.4 Průběh normálové síly na sloupu S3.....	82



Obr. 7.5 Průběh ohybového momentu na sloupu S3 .....	82
Obr. 7.6 Interakční diagram sloupu S3 z programu FIN EC – Beton [10] .....	85
Obr. 8.1 Normálová síla v hlavě sloupu S3 .....	86
Obr. 8.2 Ohybové momenty v desce pod sloupem S3.....	86
<i>Obr. 8.3 Normálová síla v hlavě sloupu S1 .....</i>	<i>86</i>
Obr. 8.4 Ohybové momenty v desce pod sloupem S1 .....	86
Obr. 8.5 Vykreslení kontaktního napětí v základové spáře .....	89
Obr. 8.6 Vykreslení sedání základové desky.....	89
Obr. 8.7 Výslednice svislé reakce vlastní tíhy konstrukce pro ZD a svislé nosné konstrukce v 1.PP.....	90

## Seznam tabulek

Tab. 3.1 Tloušťky krycích vrstev .....	16
Tab. 3.2 Výpočet zatížení podlahou na terénu .....	17
Tab. 3.3 Výpočet zatížení podlahou stropu 1.PP a 1.NP .....	17
Tab. 3.4 Výpočet zatížení podlahou terasy .....	17
Tab. 3.5 Výpočet zatížení střešním pláštěm.....	18
Tab. 3.6 Výpočet zatížení obvodovým pláštěm.....	18
Tab. 3.7 Mocnost a charakteristiky zemin.....	20
Tab. 3.8 Doporučené hodnoty součinitelů $\psi_i$ .....	24
Tab. 3.9 Výpočet ohybové štíhlosti pro předběžný návrh .....	27
Tab. 3.10 Empirický návrh tloušťky desek .....	27
Tab. 3.11 Výpočet zatížení desek D1 a D2.....	28
Tab. 3.12 Výpočet zatížení desek D3 a D4.....	28
Tab. 3.13 Výpočet zatížení desek D5 a D6.....	28
Tab. 3.14 Výpočet maximálního návrhového momentu na desce.....	28
Tab. 3.15 Výpočet poměrné výšky tlačené oblasti a stupně vyztužení .....	29
Tab. 3.16 Empirický návrh rozměrů průvlaků .....	32
Tab. 3.17 Výpočet zatížení na jednotlivé průvlaků .....	33
Tab. 3.18 Ověření poměrné výšky tlačené oblasti $\xi$ a stupně vyztužení $\rho$ .....	34
Tab. 3.19 Výpočet únosnosti tlačené diagonály a ohybové štíhlosti průvlaků.....	34
Tab. 3.20 Výpočet ohybové štíhlosti jednotlivých průvlaků.....	35
Tab. 3.21 Výpočet zatížení v patě sloupu S1 .....	37
Tab. 3.22 Výpočet zatížení v patě sloupu S2.....	38
Tab. 3.23 Výpočet zatížení v patě sloupu S3.....	39
Tab. 3.24 Výpočet zatížení v patě sloupu S4.....	40
Tab. 3.25 Výpočet zatížení v patě stěny St1 .....	43
Tab. 3.26 Výpočet zatížení stěnového nosníku.....	45

Tab. 3.27 Výpočet zatížení suterénní stěny .....	47
Tab. 3.28 Empirický návrh tloušťky desek mezipodest a schodišťových ramen.....	50
Tab. 3.29 Výpočet zatížení na desku terasy.....	52
Tab. 3.30 Výpočet poměrné výšky tlačené oblasti a stupně vyztužení .....	52
Tab. 4.1 Přehled zatěžovacích stavů.....	57
Tab. 4.2 Porovnání výsledků normálových sil v patách sloupů.....	64
Tab. 5.1 Návrh a posouzení výztuže desky 1.NP.....	70
Tab. 6.1 Návrh a posouzení ohybové výztuže průvlaků .....	75
Tab. 6.2 Posouzení konstrukčních zásad ohybové výztuže průvlaků.....	76
Tab. 6.3 Návrh a posouzení smykové výztuže průvlaků.....	76
Tab. 6.4 Návrh konstrukční smykové výztuže.....	76

## Seznam příloh

- 1) Technická zpráva – statická část
- 2) 1.1 - Výkres tvaru ZD v 1.PP
- 3) 1.2 - Výkres tvaru 1.PP a ZD v 1.NP
- 4) 1.3 - Výkres tvaru 1.NP
- 5) 1.4 - Výkres tvaru 2.NP
- 6) 1.5 - Výkres dolní výztuže desky 1.NP
- 7) 1.6 - Výkres horní výztuže desky 1.NP
- 8) 1.7 - Výkres lemovací výztuže desky 1.NP
- 9) 1.8 - Výkres výztuže vybraných průvlaků 1.NP
- 10) 1.9 - Výkres výztuže sloupů S1 a S3
- 11) Technická zpráva – stavební část
- 12) 2.1 - Výkres – Půdorys 1.NP – část 2/3
- 13) 2.2 - Výkres – Řez A-A´
- 14) 2.3 - Výkres – Detail 1
- 15) 2.4 - Výkres – Detail 2

# **ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



## **DIPLOMOVÁ PRÁCE**

**Konstrukční návrh Wellness centra v Praze**

**Technická zpráva – Statická část**

Vypracovala: Bc. Miroslava Chovanová

Vedoucí práce: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

# Obsah

1.	Identifikační údaje.....	3
2.	Základní údaje o projektu.....	3
2.1	Obecný popis stavby.....	3
2.2	Podklady pro zhotovení projektu .....	3
2.3	Použitý software.....	4
3.	Základní charakteristika konstrukčního řešení.....	4
3.1	Urbanistické, architektonické a dispoziční řešení stavby.....	4
3.2	Technické řešení stavby .....	4
3.3	Materiálové řešení stavby.....	5
4.	Zatížení.....	5
4.1	Stálá zatížení.....	5
4.2	Zatížení příčkami.....	5
4.3	Užitná zatížení.....	6
4.4	Zatížení sněhem.....	6
4.5	Zatížení větrem.....	6
4.6	Montážní zatížení .....	6
4.7	Další zatížení.....	6
5.	Základové konstrukce .....	7
5.1	Základové podmínky .....	7
5.2	Základové konstrukce .....	7
6.	Nosný systém.....	7
6.1	Svislé nosné konstrukce.....	7
6.2	Vodorovné nosné konstrukce .....	8
6.3	Svislé komunikační prvky.....	8
6.4	Zajištění vodorovného ztužení .....	9
7.	Zásady návrhu a provádění.....	9
8.	Požadavky na kontrolu konstrukcí .....	9
9.	Závěr .....	10

# 1. Identifikační údaje

Název akce:	Wellness centrum v Praze
Typ objektu:	Polyfunkční dům veřejné vybavenosti
Katastrální území:	Vokovice (území Hlavního města Prahy); 729418
Charakter stavby:	Novostavba
Investor stavby:	-
Vypracovala:	Bc. Miroslava Chovanová

## 2. Základní údaje o projektu

### 2.1 Obecný popis stavby

Předmětem projektu je novostavba polyfunkčního domu veřejné vybavenosti. Objekt bude zasazen v K.Ú. Vokovice u vodní nádrže Džbán. Objekt bude napojen na inženýrské sítě, které jsou vedeny v přilehlé komunikaci. Stavbou nebude dotčena statika žádných stávajících objektů.

### 2.2 Podklady pro zhotovení projektu

- Projektová dokumentace architektonického řešení objektu
- ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- ČSN EN 1991-1-3. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*
- ČSN EN 1991-1-4. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*
- ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 206 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- ČSN EN 1997-1. *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla*

## 2.3 Použitý software

*Seznam programů, které byly použity při zpracování výpočtové a výkresové části dokumentace.*

- Allplan 2023 – studentská verze
- SCIA Engineer 22.0 – studentská verze
- FIN EC 2023 - Demoverze
- Microsoft Word, Microsoft Excel

## 3. Základní charakteristika konstrukčního řešení

### 3.1 Urbanistické, architektonické a dispoziční řešení stavby

Předmětem projektu je polyfunkční dům veřejné vybavenosti nepravidelného půdorysu se dvěma nadzemními a jedním podzemním podlažím. Celkové půdorysné rozměry nosné konstrukce objektu jsou 95,7x29,7 m, nejvyšší bod nosné konstrukce se nachází 10,500 m nad úrovní okolního terénu. Konstrukční výška 1.PP podlaží je 3,50 m, pro 1.NP pod 2.NP je konstrukční výška 4,0 m a konstrukční výška pod střešní konstrukcí je proměnná dle sklonu lomených ploch střešní konstrukce. V podzemním podlaží jsou situovány skladovací prostory a technické zázemí objektu. V 1.NP se nachází hlavní vstupní část objektu, prostory wellness centra – saunový svět a restaurace. Ve 2. NP jsou umístěné prostory wellness centra – posilovna a tělocvična. Prostory 2.NP se nacházejí nad střední částí 1.NP v místech většího prostoru pod střešní konstrukcí.

### 3.2 Technické řešení stavby

Objekt je založen na plošných základech (ŽB deska). Konstrukční systém objektu je navržen kombinovaný. Svislé nosné konstrukce tvoří monolitické železobetonové stěny a sloupy. Vodorovné nosné konstrukce tvoří obousměrně a jednosměrně pnuté monolitické železobetonové desky doplněné průvlaky. Nosná konstrukce terasy je monolitická železobetonová deska, která je vykonzolovaná nad hladinu vodní nádrže.

U vodní nádrže, ke které objekt přiléhá, se předpokládá provedení zpevnění břehu, jehož návrh není součástí této práce.

### 3.3 Materiálové řešení stavby

Hlavní nosná konstrukce je navržena ze železobetonu.

#### Beton

Suterénní stěny a základy:	C 25/30 - XC2, XA1 – CI 0,2, Dmax16 – S3
Ostatní nosné konstrukce:	C 30/37 - XC1 – CI 0,2, Dmax16 – S3 (S4 prut. k.)
Terasa:	C 30/37 – XC4, XF3 – CI 0,2, Dmax16 – S3

#### Ocel

Výztuž:	B500B
---------	-------

## 4. Zatížení

Uvedeny jsou charakteristické hodnoty zatížení. Pro získání hodnot návrhových je nutno provést přenásobení příčným dílčím součinitelem bezpečnosti, který byl uvažován hodnotou 1,35 pro stálá a 1,5 pro proměnná zatížení.

### 4.1 Stálá zatížení

Vlastní tíha železobetonových konstrukcí je uvažována hodnotou 25 kN/m<sup>3</sup>.

Vlastní tíhy jednotlivých podlah jsou rozepsány ve statickém výpočtu, kapitola 3.1.1. Pro výpočet byla uvažována konstantní hodnota 1,9 kN/m<sup>2</sup> na celé ploše všech podlaží, pro terasu 0,56 kN/m<sup>2</sup>. Tíha střešního pláště je 0,5 kN/m<sup>2</sup>.

Tíha samonosného lehkého obvodového pláště přenášena do základů je odhadem 0,57 kN/m<sup>2</sup> plochy pláště (nutné ověřit u dodavatele).

Zatížení na nadzemní obvodové stěny od dvouplášťové konstrukce je 1,50 kN/m<sup>2</sup>. Suterénní stěny budou zatíženy zemním tlakem od zásypu provedeného z nenamrzavé zeminy o průměrné objemové hmotnosti 19,0 kN/m<sup>2</sup>, pro kterou byl stanoven součinitel zemního tlaku v klidu na hodnotu 0,55.

### 4.2 Zatížení příčkami

Zděné příčky jsou vzhledem k charakteru objektu uvažované jako nepřemístitelné. Jsou z keramických cihel POROTHERM 14 Profi. Pro 1.NP je uvažované náhradní rovnoměrné plošné zatížení stropní desky o velikosti 1,9 kN/m<sup>2</sup> a pro 2.NP je uvažované liniové zatížení 6,5 kN/m.

### 4.3 Užitná zatížení

Ve skladovacích prostorech a technických místnostech v 1.PP je uvažováno zatížení  $5 \text{ kN/m}^2$  (kategorie D2 dle ČSN EN 1991-1-1).

V prostorech restaurace a wellness v 1.NP je uvažováno zatížení  $3 \text{ kN/m}^2$  pro stropní konstrukce (kategorie C1 dle ČSN EN 1991-1-1).

V prostorech tělocvičny a posilovny v 2.NP je uvažováno zatížení  $5 \text{ kN/m}^2$  pro stropní konstrukce (kategorie C4 dle ČSN EN 1991-1-1).

Pro schodiště je uvažováno zatížení  $3 \text{ kN/m}^2$ .

Střecha je nepochozí s výjimkou běžné údržby a oprav. Uvažováno zatížení  $0,75 \text{ kN/m}^2$  (kategorie H dle ČSN EN 1991-1-1).

Pro terasy v 1. NP je uvažováno zatížení  $5 \text{ kN/m}^2$  (kategorie C3 dle ČSN EN 1991-1-1).

### 4.4 Zatížení sněhem

Budova se nachází v Praze (sněhová oblast I), má plochou střechu a je situována v terénu s normální topografií, kde nebude docházet k významným přesunům sněhu vlivem větru. Stanoveno bylo charakteristické zatížení sněhem  $0,56 \text{ kN/m}^2$ . Z důvodu možného hromadění sněhu v úžlabí je hodnota v úžlabích navýšena na  $2,17 \text{ kN/m}^2$ .

### 4.5 Zatížení větrem

Budova se nachází v Praze (větrná oblast II), v oblasti rovnoměrně pokryté budovami a vegetací (kategorie terénu III). Z hlediska účinku na ztužující konstrukce hraje hlavní roli tlak větru na návětrné straně objektu v kombinaci se sáním na závětrné straně. Charakteristická hodnota zatížení byla stanovena jako  $0,72 \text{ kN/m}^2$ .

### 4.6 Montážní zatížení

Stropní desky kromě střešní desky budou zatíženy při betonáži stropu vyššího podlaží bedněním a stojkami, deskou tl. 280 mm (250 mm) a montážním zatížením. Předpokládá se celkové zatížení během výstavby  $7,5 \text{ kN/m}^2$ . Tato hodnota je nižší, než hodnota ostatního stálého a užitného zatížení desky uvažovaného za provozu, a v provedeném statickém výpočtu se neprojeví.

### 4.7 Další zatížení

Pro danou konstrukci nebyly uvažovány žádné další druhy zatížení.



## **5. Základové konstrukce**

### **5.1 Základové podmínky**

Geologický profil je vrstevnatý, v místech stavby se nachází hlinitopísčité a písčité holocénní náplavy o mocnosti 4 m na podkladní hornině typu jílovitých břidlic. Parametry těchto zemin viz. návrh základových konstrukcí. Hladina podzemní vody se pravděpodobně vyskytuje mezi úrovní neupraveného terénu a 2 m pod úrovní terénu.

Objekt je zakládán ve svahované stavební jámě vzhledem k dostatečnému prostoru kolem stavební jámy. Mezi dvěma úrovněmi základové spáry je navržené pažení stavební jámy pro zachování dostatečného zhutnění půdy v základové spáře.

### **5.2 Základové konstrukce**

Objekt bude založen na základové desce. Základová deska je navržena monolitická železobetonová tloušťky 400 mm na podkladním betonu tloušťky 100 mm. Vzhledem k výškové úrovni spodní hrany základové desky v 1.NP (-0,620), která nedosahuje nezámrazné hloubky, je po obvodě objektu pod základovou desku navržen pas z prostého betonu o minimálních rozměrech 500x700 mm.

Při betonáži suterénních stěn jsou vloženy ocelové chráničky pro prostupy inženýrských sítí podle specifikace dodavatele systémů TZB.

Bude provedena bariérová izolace proti zemní vlhkosti a radonu v podobě modifikovaných asfaltových pásů typu S.

## **6. Nosný systém**

### **6.1 Svislé nosné konstrukce**

ŽB nosné stěny ve všech podlažích jsou monolitické tloušťky 250 mm, až na stěny výtahové šachty, které jsou tloušťky 200 mm. ŽB sloupy čtvercového průřezu mají rozměry 400x400 mm a kruhové průměr 400 mm.

Poloha otvorů ve stěnách je dána výkresy tvaru. Vyztužení ŽB prvků bude zajištěno betonářskou výztuží B500B v souladu s podrobným statickým výpočtem, který není součástí této dokumentace.

## 6.2 Vodorovné nosné konstrukce

Všechny stropní konstrukce jsou monolitické železobetonové. V 1.PP je navržena deska tloušťky 250 mm podporovaná stěnami a průvlaky o rozměrech 900x600 mm a 900x500 mm. Stropní deska 1.NP je navržena tloušťky 280 mm pnutá mezi stěnami a průvlaky o rozměrech 800x500 mm, 900x600 mm, 500x800 mm a 1200x800 mm.

Objekt je zastřešen plošnou deskovou konstrukcí tvořenou lomenými plochami tloušťky 280 mm s různými sklony od 5° do 15°. Desky jsou podporovány průvlaky o navržených rozměrech 800x500 mm, 900x700 mm, 500x700 mm a 1000x700 mm.

Ve stropní konstrukci 1.PP se budou nacházet prostupy pro rozvody vody, kanalizace a vzduchotechniky. Přesné umístění a řešení prostupů pro technologické zařízení objektu není součástí této práce.

Nosné i konstrukční vyztužení desek a trámů bude zajištěno betonářskou výztuží B500B v souladu s podrobným statickým výpočtem. V této práci je provedeno vyztužení vybraných prvků.

## 6.3 Svislé komunikační prvky

Hlavní schodiště jsou železobetonová tříramenná desková s monolitickými podezdami a mezipodezdami a prefabrikovanými rameny. Jednotlivé desky jsou řešeny jako jednosměrně pnuté. Tloušťka mezipodest je 200 mm a tloušťka desky schodišťových ramen byla stanovena na 150 mm a 180 mm (200 mm) u ramen s větším rozpětím. Výška schodišťových stupňů je mezi 1.PP a 1.NP 171,5 mm a šířka 290 mm a mezi 1.NP a 2.NP 166,67 mm a šířka 300 mm.

Schodišťová ramena budou ke stropní desce a k mezipodezdám připojena pomocí ozubu přes akustické podložky (např. Belar tl. 15mm) a jsou oddílaná od stěn spárou tl. 30 mm vyplněnou deskami akustické izolace.

Výtahová šachta je v suterénu propojena se základovou deskou a v horní části je pružně oddělena od ostatních konstrukcí dilatační spárou tl. 50 mm vyplněnou kročejovým polystyrenem. U akustické izolace výtahové šachty z EPS nutno upravit spoje proti zatečení betonu. Konstrukce výtahové šachty se provede v tl. stěn 200 mm.

Schodiště vedoucí z prostorů restaurace a wellness na přilehlé terasy jsou navržena ocelová a jejich podrobný návrh není součástí této práce.

## **6.4 Zajištění vodorovného ztužení**

Nosný systém objektu je tvořen kombinací ŽB stěn a sloupů se železobetonovými stropními deskami a průvlaky. S ohledem na malou výšku budovy nebyla prostorová tuhost ověřována podrobným výpočtem.

## **7. Zásady návrhu a provádění**

Konstrukce jsou navrženy podle norem ČSN EN a požadavků klienta. V případě, že budou při provádění odhaleny skutečnosti odchylovající se od předpokladů této dokumentace nebo skutečnosti omezující realizaci podle dokumentace, je nutno situaci konzultovat s autorem dokumentace a TD investora.

Objekt je dle ČSN EN 1990 zařazen do 4. kategorie (budovy bytové, občanské a další běžné stavby) s informativní návrhovou životností 50 let.

## **8. Požadavky na kontrolu konstrukcí**

Je nutné zajistit, aby byla stavba prováděna podle platné a odsouhlasené projektové dokumentace pro provedení stavby. V případě změn proti projektové dokumentaci je nutno tyto změny konzultovat s projektantem a stavebním dozorem.

Veškeré konstrukce provádět v souladu s platnými normami ČSN a ČSN EN.

Závěry z IG průzkumu a předpoklady uvažované ve výpočtu je nutné při provádění základů ověřit přímo na stavbě.

Před betonáží bude provedena kontrola uložení výztuže a její převzetí odborným pracovníkem.

- a) na stavbě bude prováděn dozor geologa, který převezme základovou spáru
- b) kontrola výztuže a trnování základové desky před betonáží
- c) kontrola výztuže stěn a sloupů před osazením bednění, kontrola osazení chrániček
- e) kontrola výztuže stropních desek před betonáží,
- f) kontrola osazení kotevních desek a chrániček
- h) kontrola dodržování krycí vrstvy betonových monolitických konstrukcí, průběžná kontrola rovinnosti a geometrie dle požadavků příslušných norem.

Kontroly budou na stavbě realizovány formou přejímky technickým dozorem investora nebo autorským dozorem projektanta stavby.

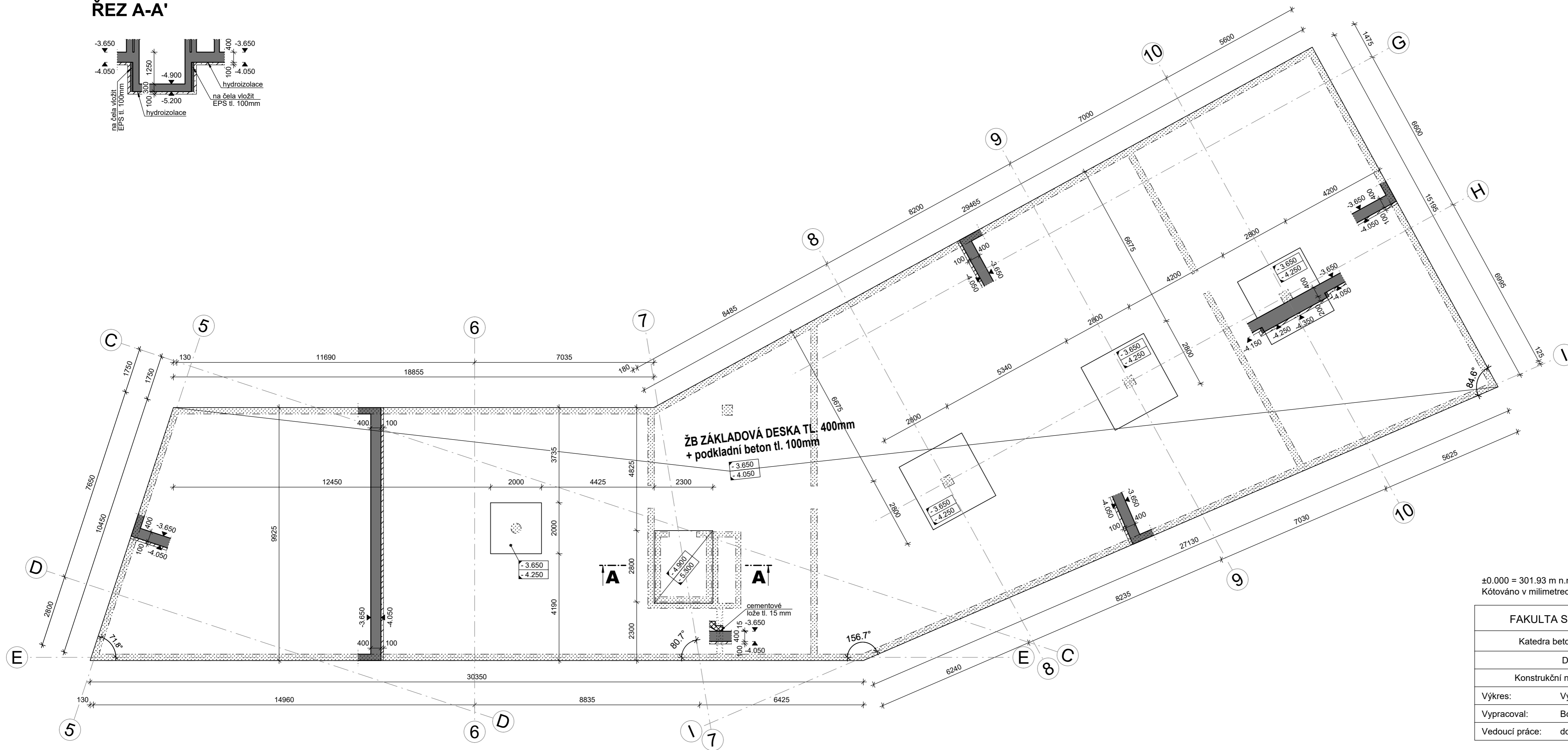
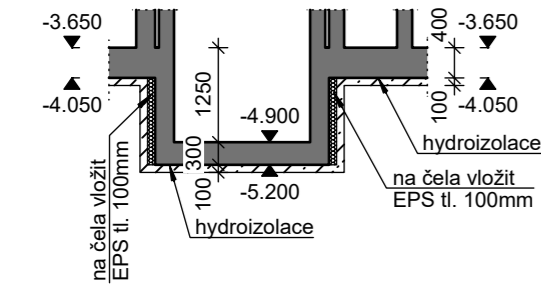
## 9. Závěr

Cílem této části dokumentace byl návrh parametrů nosné konstrukce společně se specifikací materiálů k provedení stavebního záměru vybudovat novostavbu polyfunkčního domu veřejné vybavenosti v K.Ú. Vokovice u vodní nádrže Džbán. Nosná konstrukce objektu je navržena dle norem ČSN EN, splňuje požadavky těchto norem i požadavky zadání investora a spolehlivě přenesení veškerá relevantní zatížení do základových konstrukcí a jejich prostřednictvím do základové půdy.

V Praze 01/2024

Bc. Miroslava Chovanová

# ŘEZ A-A'



**Do železobetonových konstrukcí je zakázáno provádět jakékoliv prostupy a niky bez souhlasu projektanta statiky.**

- Legenda materiálů:**
- ŽELEZOBETON
  - NOSNÉ KONSTRUKCE NAD
  - TRNOVÁNÍ DO NOSNÉ KONSTRUKCE NAD
  - ŽELEZOBETON VE SKLOPENÉM ŘEZU
  - PROSTÝ BETON VE SKLOPENÉM ŘEZU
  - ŽB PREFA VE SKLOPENÉM ŘEZU

Základová deska:  
 BETON ČSN EN 206  
 C25/30-XC2,XA1-CI0,20-Dmax16-S3

Podkladní beton:  
 BETON ČSN EN 206  
 C12/15-X0

VÝZTUŽ B500B - 10 505(R)

±0.000 = 301.93 m n.m. Bpv  
 Kótováno v milimetrech, výškové kóty v metrech

FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE			
Katedra betonových a zděných konstrukcí			
DIPLOMOVÁ PRÁCE			
Konstrukční návrh Wellness centra v Praze		Školní rok:	2023/24
Výkres:	Výkres tvaru ZD v 1.PP	Datum:	12/2023
Vypracoval:	Bc. Miroslava Chovanová	Měřítko:	1:100
Vedoucí práce:	doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.	Číslo výkresu:	1.1

**Poznámky:**

1. Technická zpráva je nedílnou součástí projektové dokumentace.
2. Úroveň ±0,000 je vztahena k horní hraně čisté podlahy 1.NP.
3. Prostupy železobetonovými konstrukcemi se provádějí podle výkresu tvaru, nikoliv podle výkresu výřezu. V případě rozdílu platí výkres tvaru.
4. Dodatečné prostupy a niky je nutné konzultovat se statikem.
5. Beton bude pečlivě ošetřován dle standardních technologických předpisů.
6. Železobetonová základová deska se kluzně uloží na podkladní beton tl. 100mm přes separační vrstvu a hydroizolaci.
7. V místě zalomení základové desky (např. dojezd výtahu) je nutné osadit desky ze sádkového materiálu (např. EPS tl. 100mm) na vnější svahové povrchy.
8. Zohledněné stěny a příčky se provedou s vynechanou mezerou 20mm pod spodní hranou desky příslušného podlaží.
9. Dodatečné prostupy a niky je nutné konzultovat se statikem.
10. Výtahová šachta bude prováděna se zvýšenou přesností, rozměry šachty budou prováděny s tolerancí ± 10mm.
11. Ozuby ve stropních monolitických deskách a podestách u schodišť se realizují se zvýšenou přesností s tolerancí rozměrů max. ±5 mm.
12. Prefabrikáty schodišťových ramen budou uloženy na ozuby podest a mezpodest přes akustické podložky (např. Belar tl. 15mm) a od stěn budou odděleny osovými dilatačními pásiky (např. Mirelon).
13. Uložení průvláku (betonovaných v rámci stropů) na stěny je vždy uvážováno do kapsy vynechané ve stěně s těsně pro uložení výztuže průvláku.
14. Před betonáží stěn a stropů zkontrolujte osazení příslušných zabudovaných prvků (vyřezávací výztuž a směrové tmy).
15. Dilatační spáry mezi ŽB monolitickými prvky jsou vyplněny deskami EPS odpovídající tloušťky pokud není uvedeno jinak.

Do železobetonových konstrukcí je zakázáno provádět jakékoliv prostupy a niky bez souhlasu projektanta statiky.

**Legenda materiálů:**

- ŽELEZOBETON
- NOSNÉ KONSTRUKCE NAD
- TRNOVÁNÍ DO NOSNÉ KONSTRUKCE NAD
- ŽELEZOBETON VE SKLOPENÉM REZU
- PROSTÝ BETON VE SKLOPENÉM REZU
- ŽB PREFA VE SKLOPENÉM REZU

**Základová deska:**  
 BETON ČSN EN 206  
 C25/30-XC2, XA1-CI0,20-Dmax16-S3

**Podkladní beton:**  
 BETON ČSN EN 206  
 C12/15-X0

**Stropní desky, stěny, prefa sch. ramena:**  
 BETON ČSN EN 206  
 C30/37-XC1-CI0,20-Dmax16-S3

**Sloupy:**  
 BETON ČSN EN 206  
 C30/37-XC1-CI0,20-Dmax16-S4

**Terasy:**  
 BETON ČSN EN 206  
 C30/37-XC4, XF3-CI0,20-Dmax16-S3

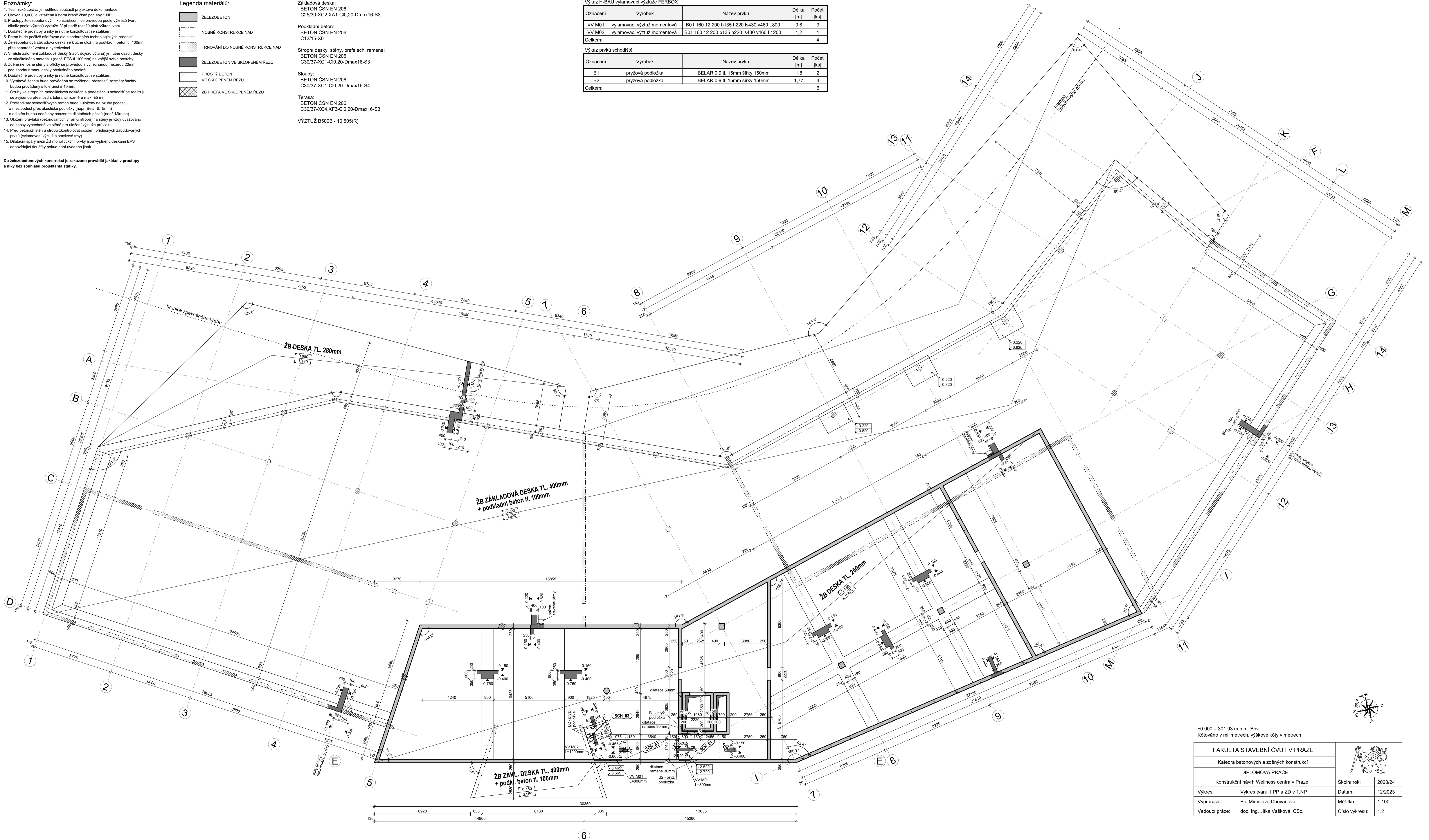
**VÝZTUŽ B500B - 10 505(R)**

**Výkaz H-BAU vylamovací výztuže FERBOX**

Označení	Výrobek	Název prvku	Délka [m]	Počet [ks]
VV M01	vylamovací výztuž momentová	B01 160 12 200 b135 h220 ls430 v460 L800	0,8	3
VV M02	vylamovací výztuž momentová	B01 160 12 200 b135 h220 ls430 v460 L1200	1,2	1
<b>Celkem:</b>				<b>4</b>

**Výkaz prvků schodiště**

Označení	Výrobek	Název prvku	Délka [m]	Počet [ks]
B1	pryžová podložka	BELAR 0.9 tl. 15mm šířky 150mm	1,8	2
B2	pryžová podložka	BELAR 0.9 tl. 15mm šířky 150mm	1,77	4
<b>Celkem:</b>				<b>6</b>



±0.000 = 301.93 m n.m. Bpv  
 Kótováno v milimetrech, výškové kóty v metrech

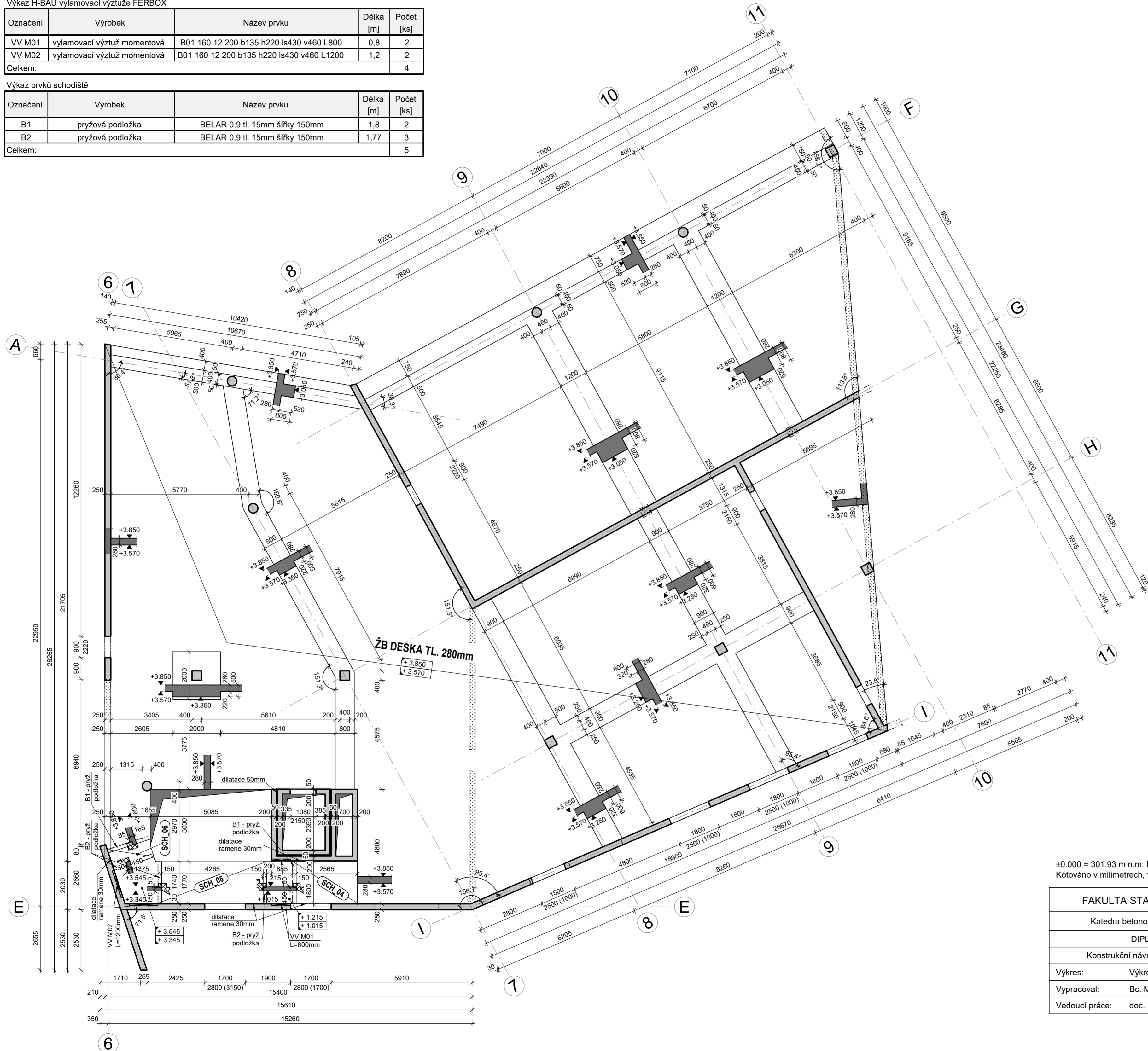
<b>FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE</b>			
Katedra betonových a zděných konstrukcí			
DIPLOMOVÁ PRÁCE			
Konstrukční návrh Wellness centra v Praze	Školní rok:	2023/24	
Výkres:	Výkres tvaru 1.PP a ZD v 1.NP	Datum:	12/2023
Vypracoval:	Bc. Miroslava Chovanová	Měřítka:	1:100
Vedoucí práce:	doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.	Číslo výkresu:	1.2

Výkaz H-BAU vylamovací výztuže FERBOX

Označení	Výrobek	Název prvku	Délka [m]	Počet [ks]
VV M01	vylamovací výztuž momentová	B01 160 12 200 b135 h220 ls430 v460 L800	0,8	2
VV M02	vylamovací výztuž momentová	B01 160 12 200 b135 h220 ls430 v460 L1200	1,2	2
Celkem:				4

Výkaz prvků schodiště

Označení	Výrobek	Název prvku	Délka [m]	Počet [ks]
B1	pryžová podložka	BELAR 0,9 tl. 15mm šířky 150mm	1,8	2
B2	pryžová podložka	BELAR 0,9 tl. 15mm šířky 150mm	1,77	3
Celkem:				5



Poznámky:

1. Technická zpráva je nedílnou součástí projektové dokumentace.
2. Úroveň ±0,000 je vztažena k horní hraně čisté podlahy 1.NP.
3. Prostupy železobetonovými konstrukcemi se provedou podle výkresů tvaru, nikoliv podle výkresů výztuže. V případě rozdílu platí výkres tvaru.
4. Dodatečné prostupy a niky je nutné konzultovat se statikem.
5. Beton bude pečlivě ošetřován dle standardních technologických předpisů.
6. Zděné nenosné stěny a příčky se provedou s vynechanou mezerou 20mm pod spodní hranou desky příslušného podlaží.
7. Dodatečné prostupy a niky je nutné konzultovat se statikem.
8. Východová šachta bude prováděna se zvýšenou přesností, rozměry šachty budou prováděny s tolerancí ± 10mm.
9. Ozuby ve stropních monolitických deskách a podestách u schodišť se realizují se zvýšenou přesností s tolerancí rozměrů max. ±5 mm.
10. Prefabrikáty schodišťových ramen budou uloženy na ozuby podest a mezipodest přes akustické podložky (např. Belar tl.15mm) a od stěn budou odděleny osazením dilatačních pásků (např. Mirelon).
11. Před betonáží stěn a stropů zkontrolovat osazení příslušných zabudovaných prvků (vylamovací výztuž a smykové trny).
12. Dilatační spáry mezi ŽB monolitickými prvky jsou vyplněny deskami EPS odpovídající tloušťky pokud není uvedeno jinak.
13. Při provádění je nutné věnovat zvláštní pozornost stěnovým nosníkům a zohlednit jejich funkci např. před odbedňováním spolupůsobících stropních desek (nad i pod) a odstojkováním stěnových nosníků, které mohou podporovat konstrukce nad i pod sebou.

Do železobetonových konstrukcí je zakázáno provádět jakékoliv prostupy a niky bez souhlasu projektanta statiky.

Legenda materiálů:

- ŽELEZOBETON
- NOSNÉ KONSTRUKCE NAD
- TRNOVÁNÍ DO NOSNÉ KONSTRUKCE NAD
- ŽELEZOBETON VE SKLOPENÉM ŘEZU
- ŽB PREFA VE SKLOPENÉM ŘEZU

Stropní desky, stěny a prefa sch. ramena:  
 BETON ČSN EN 206  
 C30/37-XC1-CI0,20-Dmax16-S3



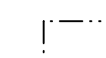

Sloupy:  
 BETON ČSN EN 206  
 C30/37-XC1-CI0,20-Dmax16-S4

VÝZTUŽ B500B - 10 505(R)

±0.000 = 301.93 m n.m. Bpv  
 Kótovány v milimetrech, výškové kóty v metrech

FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE		
Katedra betonových a zděných konstrukcí		
DIPLOMOVÁ PRÁCE		
Konstrukční návrh Wellness centra v Praze		Školní rok: 2023/24
Výkres:	Výkres tvaru 1.NP	Datum: 12/2023
Vypracoval:	Bc. Miroslava Chovanová	Měřítko: 1:100
Vedoucí práce:	doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.	Číslo výkresu: 1.3

**Legenda materiálů:**

-  ŽELEZOBETON
-  ŽELEZOBETON - STĚNOVÝ NOSNÍK
-  NOSNÉ KONSTRUKCE NAD
-  ŽELEZOBETON VE SKLOPENÉM ŘEZU

Stropní desky a stěny:  
 BETON ČSN EN 206  
 C30/37-XC1-Ci0,20-Dmax16-S3

Sloupy:  
 BETON ČSN EN 206  
 C30/37-XC1-Ci0,20-Dmax16-S4

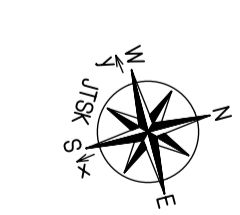
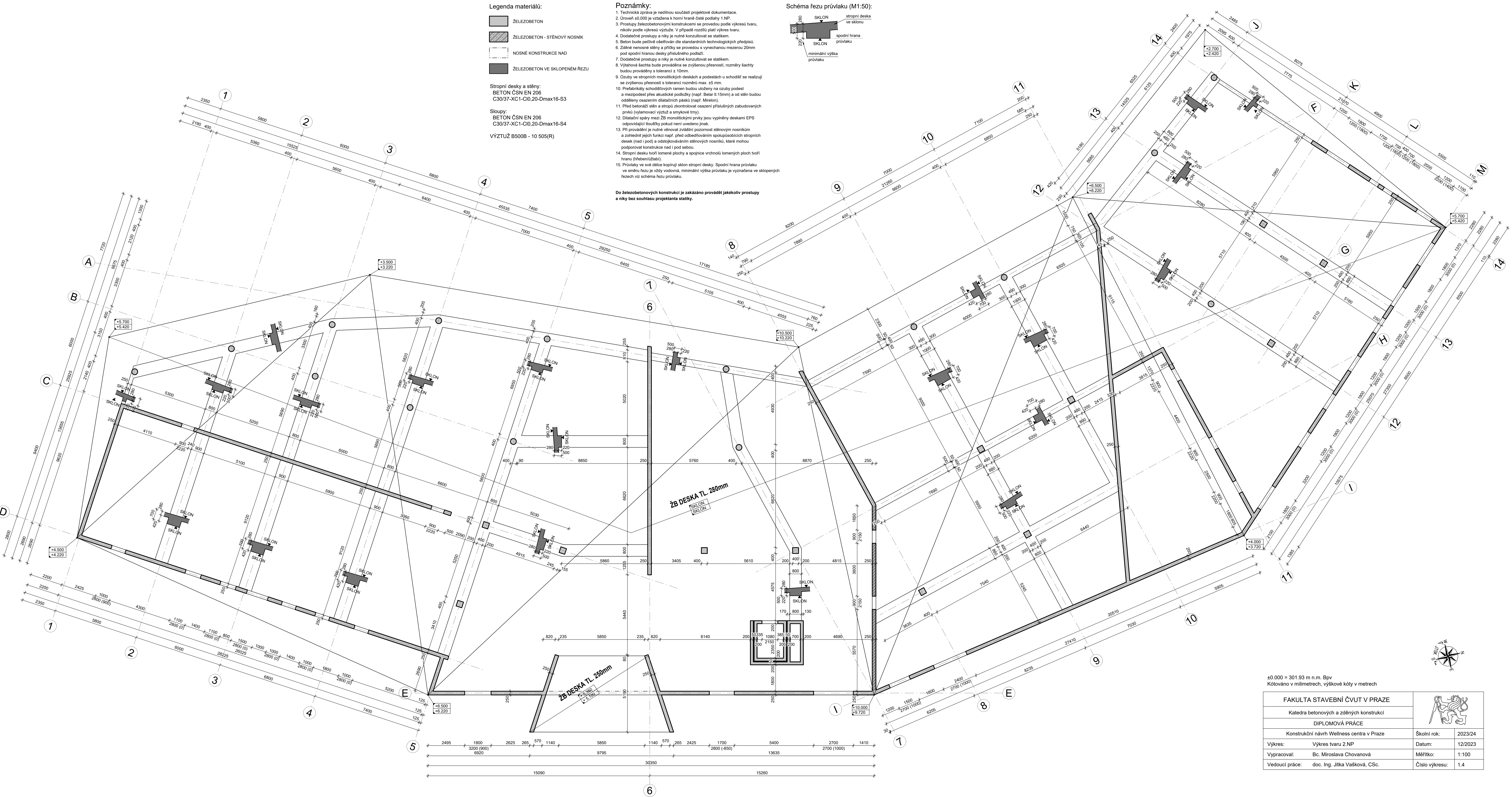
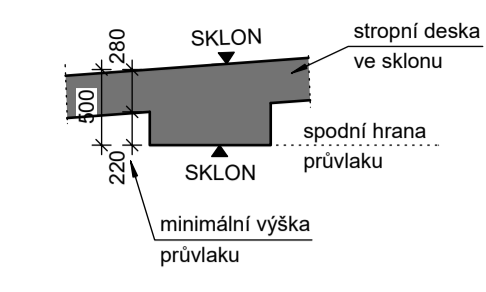
VÝZTUŽ B500B - 10 505(R)

**Poznámky:**

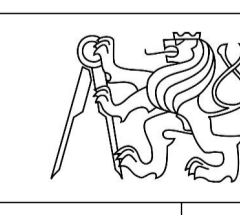
1. Technická zpráva je nedílnou součástí projektové dokumentace.
2. Úroveň ±0,000 je vztahena k horní hraně čisté podlahy 1.NP.
3. Prostupy železobetonovými konstrukcemi se provedou podle výkresů tvaru, nikoliv podle výkresů výztuže. V případě rozdílu platí výkres tvaru.
4. Dodatečné prostupy a niky je nutné konzultovat se statikem.
5. Beton bude podlévat ošetřování dle standardních technologických předpisů.
6. Zděné nenosné stěny a pílky se provedou s vymechanou mezerou 20mm pod spodní hranou desky příslušného podlaží.
7. Dodatečné prostupy a niky je nutné konzultovat se statikem.
8. Výťahová šachta bude prováděna se zvýšenou přesností, rozměry šachty budou prováděny s tolerancí ± 10mm.
9. Ozubny ve stropních monolitických deskách a podestáhách u schodů se realizují se zvýšenou přesností a tolerancí rozměrů max. ± 5 mm.
10. Prefabrikáty schodišťových ramen budou uloženy na ozubny podest a mezpodest přes akustické podložky (např. Belar tl 15mm) a od stěn budou odděleny osazením dilatačních pásů (např. Miretan).
11. Před betonáží stěn a stropů zkontrolovat osazení příslušných zabudovaných prvků (vylamovací výztuž a smyčkové trny).
12. Dilatační spáry mezi ŽB monolitickými prvky jsou vyplněny deskami EPS odpovídající tloušťky pokud není uvedeno jinak.
13. Při provádění je nutné věnovat zvláštní pozornost stěnovým nosníkům a zohlednit jejich funkci např. před odběhováním spolupůsobících stropních desek (nad i pod) a odstopkováním stěnových nosníků, které mohou podporovat konstrukce nad i pod sebou.
14. Stropní desku tvoří lomené plochy a spojnice vrchního lomených ploch tvoří hranu (nřezenižab).
15. Pířovky ve své délce kopírují sklon stropní desky. Spodní hrana průvlaku ve směru řezu je vždy vodováha, minimální výška průvlaku je vyznačena ve sklopených řezech viz schéma řezu průvlaku.

**Do železobetonových konstrukcí je zakázáno provádět jakékoli prostupy a niky bez souhlasu projektanta statiky.**

**Schéma řezu průvlaku (M1:50):**



±0.000 = 301.93 m n.m. Bpv  
 Kótováno v milimetrech, výškové kóty v metrech

FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE		
Katedra betonových a zděných konstrukcí		
DIPLOMOVÁ PRÁCE		
Konstrukční návrh Wellness centra v Praze		Školní rok: 2023/24
Výkres:	Výkres tvaru 2.NP	Datum: 12/2023
Vypracoval:	Bc. Miroslava Chovanová	Měřítko: 1:100
Vedoucí práce:	doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.	Číslo výkresu: 1.4



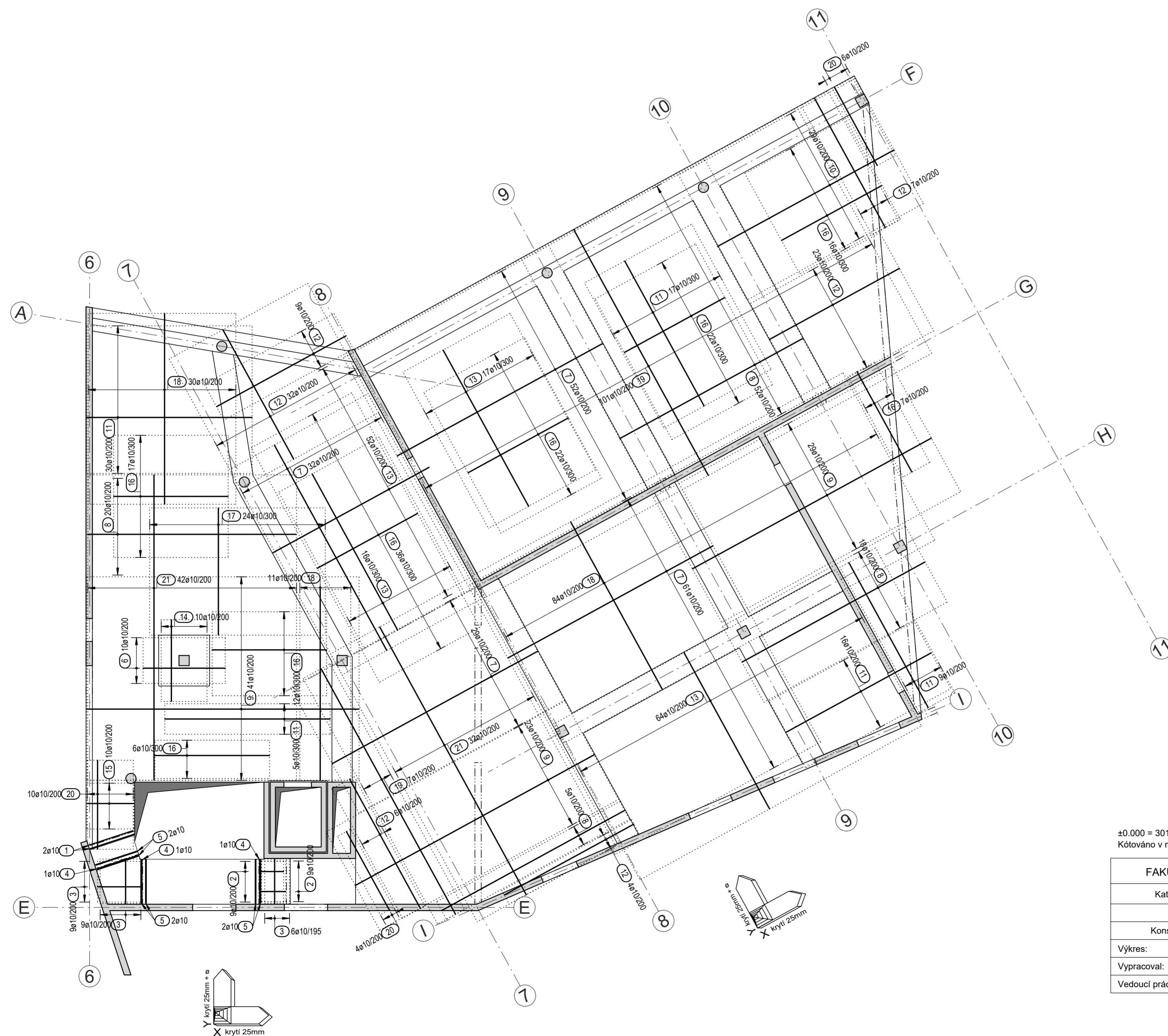
# Výkaz výztuže včetně tvaru prutů

Pol.	Ks	Ø	Jednotl. délka	Tvar prutu s popisem (bez měřítka)	Celková délka	Hmotnost
		[mm]	[m]		[m]	[kg]
1	2	10	3.70		7.40	4.57
2	18	10	2.05		36.90	22.77
3	24	10	1.75		42.00	25.91
4	3	10	3.53		10.59	6.53
5	6	10	3.48		20.88	12.88
6	10	10	3.71		37.10	22.89

Pol.	Ks	Ø	Jednotl. délka	Tvar prutu s popisem (bez měřítka)	Celková délka	Hmotnost
		[mm]	[m]		[m]	[kg]
7	174	10	9.20		1600.80	987.69
8	95	10	8.20		779.00	480.64
9	93	10	10.70		995.10	613.98
10	29	10	7.90		229.10	141.35
11	77	10	6.50		500.50	308.81
12	81	10	5.80		469.80	289.87
13	149	10	7.00		1043.00	643.53
14	10	10	3.69		36.90	22.77

Pol.	Ks	Ø	Jednotl. délka	Tvar prutu s popisem (bez měřítka)	Celková délka	Hmotnost
		[mm]	[m]		[m]	[kg]
15	10	10	1.85		18.50	11.41
16	138	10	4.50		621.00	383.16
17	24	10	5.00		120.00	74.04
18	125	10	7.50		937.50	578.44
19	108	10	11.00		1188.00	733.00
20	20	10	3.50		70.00	43.19
21	74	10	12.00		888.00	547.90

Celková hmotnost [kg]: 5955.33



## Poznámky:

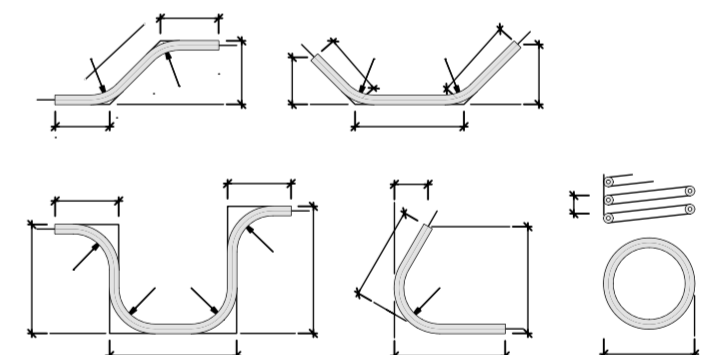
- Nesrovnalosti ve výkrese (a vložky v půdoryse se neshoduje s vložkou vytaženou a pod.) je dodavatel povinen konzultovat se statikem.
- Před dělením materiálu je dodavatel povinen ověřit skutečnou geometrii a rozměry prvků tomu přizpůsobit.
- Nekótované vložky jsou uloženy na střed konstrukce.
- Vložky ve směru x jsou blíže k povrchu, závlačovou výztuž pro tmování, kladenou v jiném směru než ve směru hlavní výztuže, umístit do 3. vrstvy.
- Závlačová výztuž je vykládána ve výkrese lemovací výztuže.
- V případě spádovaného povrchu kopíruje výztuž povrch desky, pokud není definováno jinak.
- Pokud jsou příložky kladené ve stejné rozeřti jako základní rastr, klást tuto výztuž mezi výztuž základního rastru.
- Všechny ostatní položky se také principálně snažit klást mezi výztuž zákl. rastru.
- Základní rastr spodní výztuže příslušného podlaží je r10/200/200. Tato výztuž musí být vykládána v celé ploše desky bez vynechaných částí.

## Legenda materiálů:

- ŽELEZOBETON
- ŽELEZOBETON POD
- NOSNÉ KONSTRUKCE NAD

UVÁDĚNÉ DÉLKY JSOU VZTAŽENY K VNĚJŠÍM LÍCŮM PRUTŮ A VÝTAHY JEJICH TVARŮ NEODPOVÍDAJÍ MĚŘÍTKU. POLOMĚRY OBLOUKŮ JSOU POLOMĚRY OHÝBACÍCH TRNŮ, NEZNAČENÉ POLOMĚRY JSOU 1/2 Dr,min (TAB. 8.1. v ČSN EN 1992-1-1), NEZNAČENÉ ÚHLY JSOU 45°, 90° resp 180°. CELKOVÉ DÉLKY VLOŽEK JSOU STRUŽNÉ DÉLKY. STYKOVÁNÍ VÝZTUŽE NA PLNOU ÚNOSNOST 50 PROFILŮ

## ZPŮSOB KÓTOVÁNÍ VLOŽEK podle ČSN EN ISO 3766



## BETON: TRÍDA BETONU JE UVEDENA VE VÝKRESU TVARU

NAVŘENO DLE ČSN EN 206-1 KRYTÍ 25mm (SPODNÍ), 25mm (HORNÍ)

## OCEL: B500B

±0.000 = 301.93 m n.n. Bpv  
Kótováno v milimetrech, výškové kóty v metrech

FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE		
Katedra betonových a zděných konstrukcí		
DIPLOMOVÁ PRÁCE		
Konstrukční návrh Wellness centra v Praze		Školní rok: 2023/24
Výkres: Dolní výztuž desky 1.NP		Datum: 12/2023
Vypracoval: Bc. Miroslava Chovanová		Měřítka: 1:100
Vedoucí práce: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.		Číslo výkresu: 1.5

# Výkaz výztuže včetně tvaru prutů

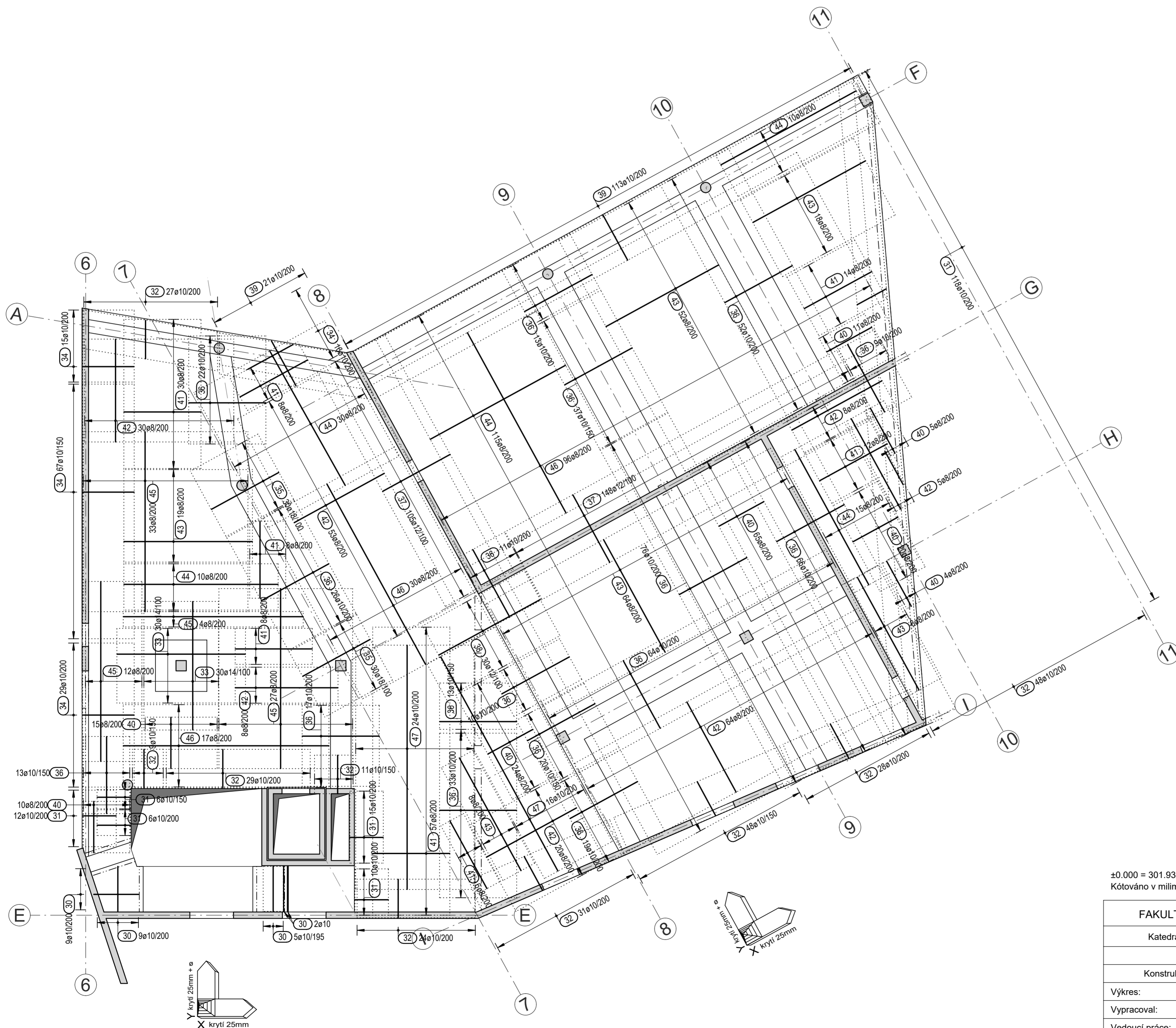
Pol.	Ks	Ø [mm]	Jednotl. délka [m]	Tvar prutu s popisem (bez měřítka)	Celková délka [m]	Hmotnost [kg]
30	25	10	1.75		43.75	26.99
31	167	10	2.18		364.06	224.63
32	255	10	2.36		601.80	371.31
33	60	14	5.00		300.00	363.00
34	127	10	2.88		365.76	225.67

Pol.	Ks	Ø [mm]	Jednotl. délka [m]	Tvar prutu s popisem (bez měřítka)	Celková délka [m]	Hmotnost [kg]
35	60	18	3.00		180.00	359.64
36	501	10	3.00		1503.00	927.35
37	253	12	3.00		759.00	673.99
38	30	12	4.50		135.00	119.88
39	134	10	2.86		383.24	236.46
40	154	8	2.00		308.00	121.66

Pol.	Ks	Ø [mm]	Jednotl. délka [m]	Tvar prutu s popisem (bez měřítka)	Celková délka [m]	Hmotnost [kg]
41	143	8	3.00		429.00	169.46
42	188	8	4.00		752.00	297.04
43	169	8	5.00		845.00	333.78
44	180	8	6.00		1080.00	426.60
45	76	8	7.00		532.00	210.14
46	143	8	8.00		1144.00	451.88
47	40	10	9.50		380.00	234.46

Celková hmotnost [kg] :

5773.94



## Poznámky:

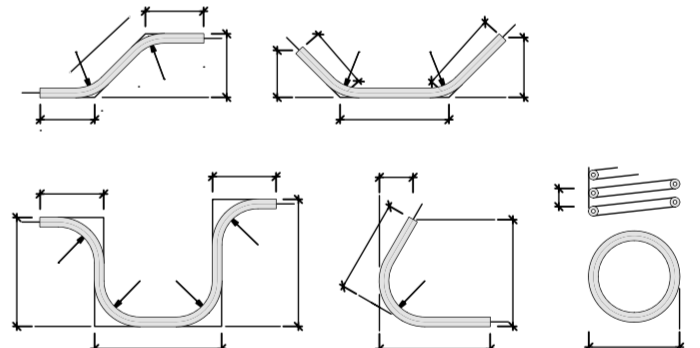
- Nesrovnalosti ve výkrese (a vložky v půdoryse se neshoduje s vložkou vytaženou a pod.) je dodavatel povinen konzultovat se statikem.
- Před dělením materiálu je dodavatel povinen ověřit skutečnou geometrii a rozměry prvků tomu přizpůsobit.
- Nekótované vložky jsou uloženy na střed konstrukce.
- Vložky ve směru x jsou blíže k povrchu, závlačovou výztuž pro tmování, kladenou v jiném směru než ve směru hlavní výztuže, umístit do 3. vrstvy.
- Závačková výztuž je vykládána ve výkresu lemovací výztuže.
- V případě spádovaného povrchu kopíruje výztuž povrch desky, pokud není definováno jinak.
- Pokud jsou příložky kladeny ve stejné roztěži jako základní rastr, klást tuto výztuž mezi výztuž základního rastru.
- Všechny ostatní položky se také principálně snažit klást mezi výztuž zákl. rastru.
- Základní rastr spodní výztuže příslušného podlaží je r10/200/200.
- Tato výztuž musí být vykládána v celé ploše desky bez vynechaných částí.

## Legenda materiálů:

- ŽELEZOBETON
- ŽELEZOBETON POD
- NOSNÉ KONSTRUKCE NAD

UVÁDĚNÉ DÉLKY JSOU VZTAŽENY K VNĚJŠÍM LÍCŮM PRUTŮ A VÝTAHY JEJICH TVARŮ NEODPOVÍDAJÍ MĚŘÍTKU. POLOMĚRY OBLOUKŮ JSOU POLOMĚRY OHYBACÍCH TRNŮ, NEZNAČENÉ POLOMĚRY JSOU 1/2 Dr, min (TAB. 8.1. v ČSN EN 1992-1-1), NEZNAČENÉ ÚHLY JSOU 45°, 90° resp 180°. CELKOVÉ DÉLKY VLOŽEK JSOU STRUŽNÉ DÉLKY. STYKOVÁNÍ VÝZTUŽE NA PLNOU UNOSNOST 50 PROFILŮ

## ZPŮSOB KÓTOVÁNÍ VLOŽEK podle ČSN EN ISO 3766



## BETON: TRÍDA BETONU JE UVEDENA VE VÝKRESU TVARU

NAVŘENO DLE ČSN EN 206-1 KRYTÍ 25mm (SPODNÍ), 25mm (HORNÍ)

## OCEL: B500B

±0.000 = 301.93 m n.n. Bpv

Kótováno v milimetrech, výškové kóty v metrech

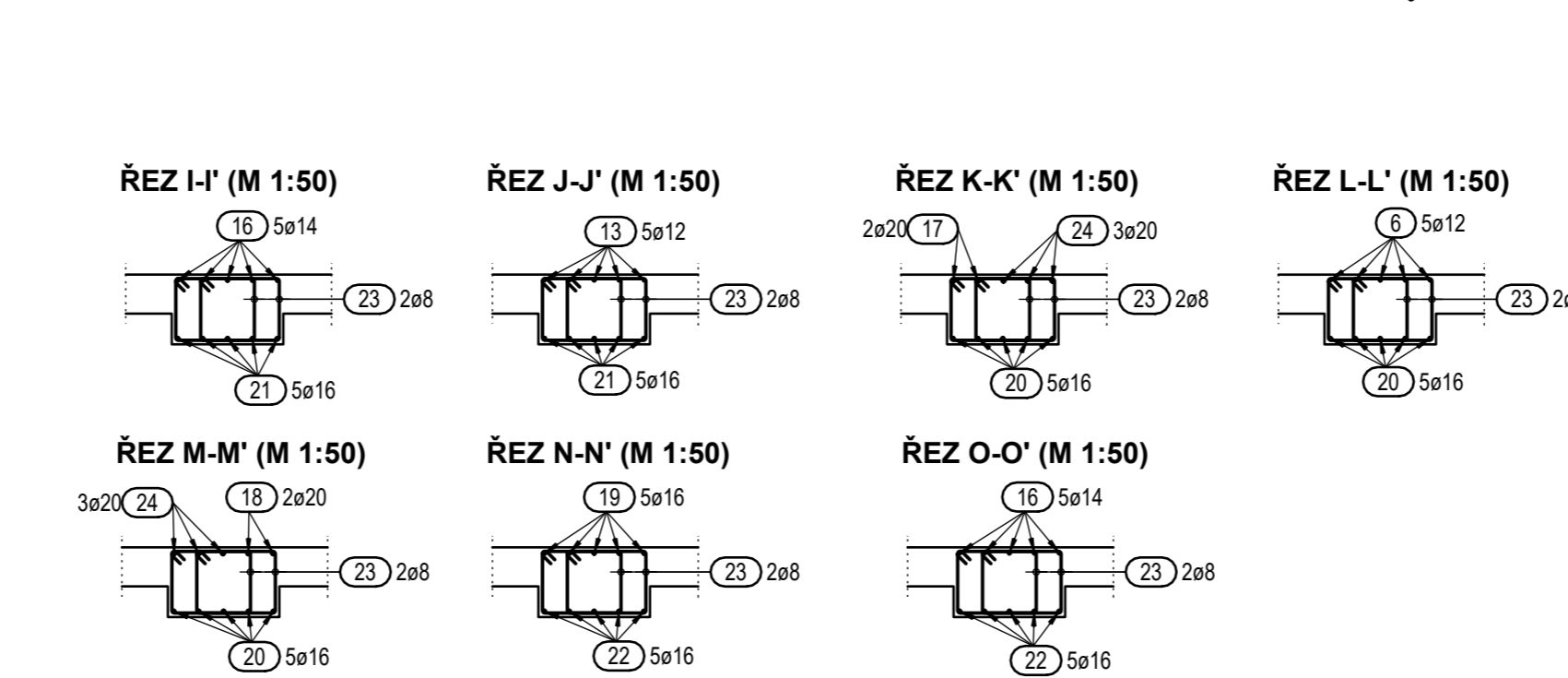
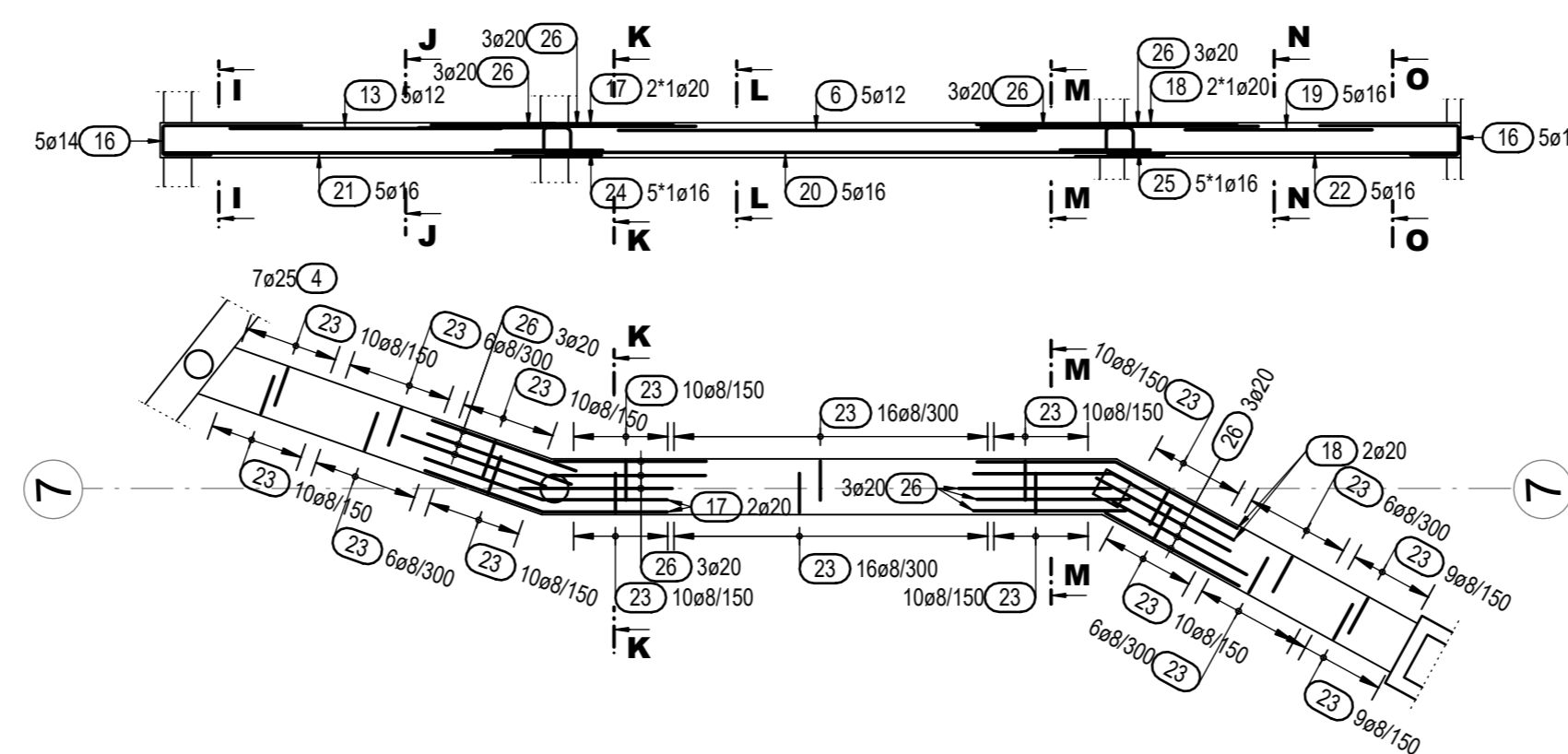
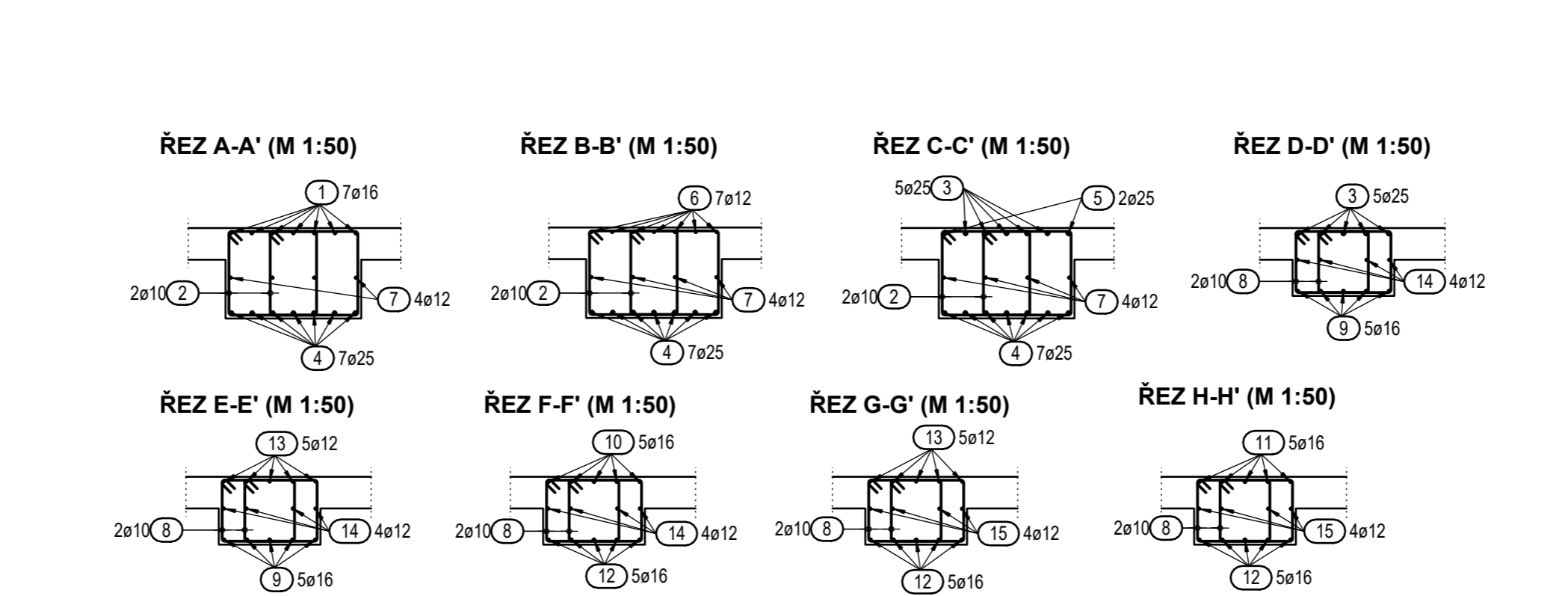
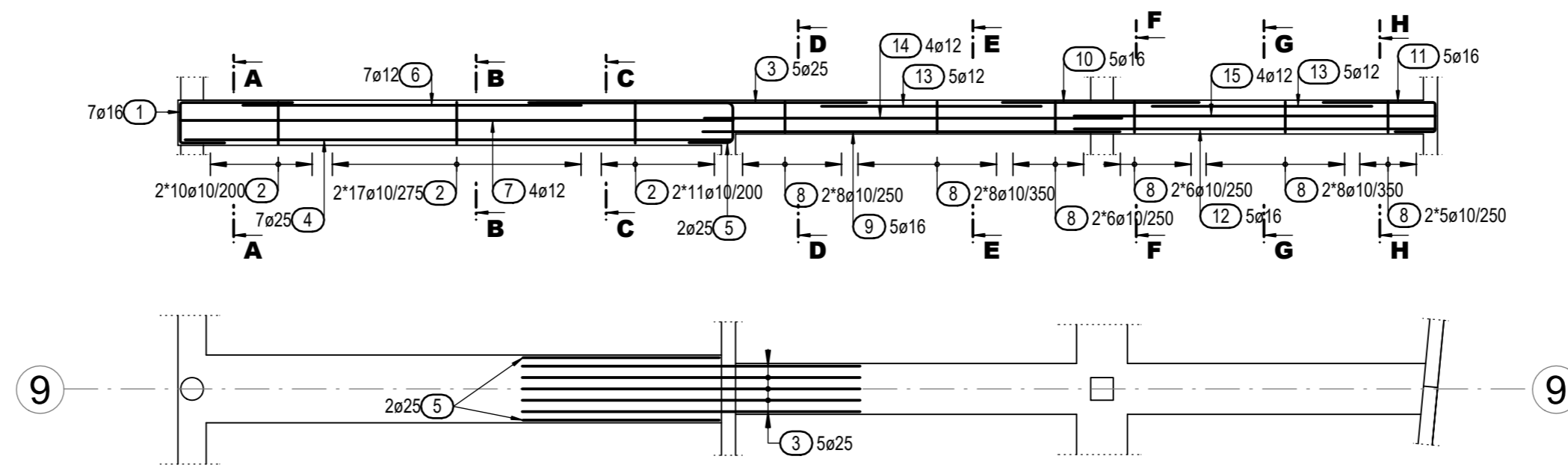
FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE		
Katedra betonových a zděných konstrukcí		
DIPLOMOVÁ PRÁCE		
Konstrukční návrh Wellness centra v Praze		Školní rok: 2023/24
Výkres: Horní výztuž desky 1.NP		Datum: 12/2023
Vypracoval: Bc. Miroslava Chovanová		Měřítka: 1:100
Vedoucí práce: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.		Číslo výkresu: 1.6



# Výkaz výztuže včetně tvaru prutů

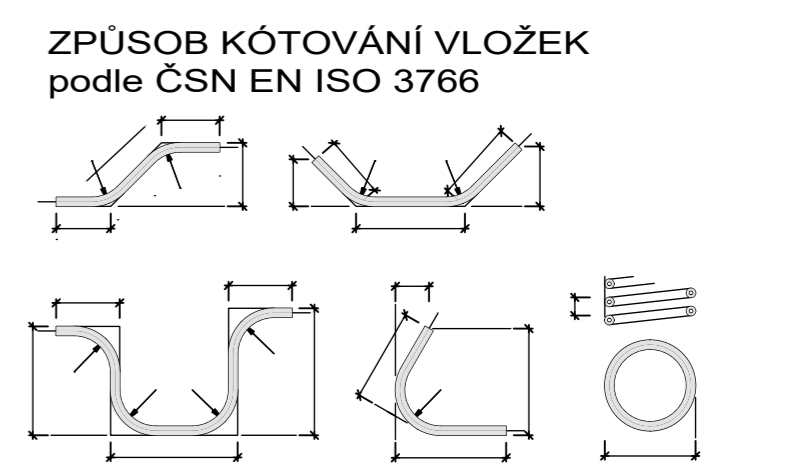
Pol.	Ks	Ø [mm]	Jednot. délka [m]	Tvar prutu s popisem (bez měřítka)	Celková délka [m]	Hmotnost [kg]
1	7	16	3.53		24.71	39.04
2	76	10	3.35		254.22	156.85
3	5	25	5.68		28.40	109.34
4	7	25	9.70		67.90	261.42
5	2	25	5.03		10.06	38.73
6	12	12	6.00		72.00	63.94
7	4	12	9.80		39.20	34.81
8	82	10	2.68		219.35	135.34
9	5	16	7.40		37.00	58.46
10	5	16	3.50		17.50	27.65
11	5	16	3.25		16.28	25.71
12	5	16	6.40		32.00	50.56
13	15	12	3.90		58.50	51.95
14	4	12	7.40		29.60	26.28
15	4	12	6.40		25.60	22.73
16	5	14	3.14		15.68	18.97
17	2	20	3.60		7.20	17.78
18	2	20	4.00		8.00	19.76
19	5	16	2.70		13.50	21.33
20	5	16	8.00		40.00	63.20
21	5	16	5.60		28.00	44.24
22	5	16	5.00		25.00	39.50
23	174	8	2.26		393.24	155.33
24	5	16	1.60		8.00	12.64
25	5	16	1.40		6.98	11.02
26	12	20	3.48		41.82	103.30

Celková hmotnost [kg]: 1609.88



**Poznámky:**  
 1. Nesrovnalosti ve výkrese (σ vložky v půdoryse se neshoduje s vložkou výtahem a pod.) je dodavatel povinen konzultovat se statikem.  
 2. Před dělením materiálu je dodavatel povinen ověřit skutečnou geometrii a rozměry prvků tomu přizpůsobit.  
 3. V případě spádovaného povrchu kopíruje výztuž povrch desky, pokud není definováno jinak.

**Legenda materiálů:**  
 ŽELEZOBETON  
 UVÁDĚNÉ DÉLKY JSOU VZTAŽENY K VNĚJŠÍM LÍCÍM PRUTŮ A VÝTAHY JEJICH TVARŮ NEODPOVÍDAJÍ MĚŘÍTKU. POLOMĚRY OBLOUKŮ JSOU POLOMĚRY OHYBACÍCH TRNŮ. NEZNAČENÉ POLOMĚRY JSOU 1/2 Dr,min (TAB. 8.1. v ČSN EN 1992-1-1). NEZNAČENÉ ÚHLY JSOU 45°, 90° resp 180°. CELKOVÉ DÉLKY VLOŽEK JSOU STRŽNÉ DÉLKY. STYKOVÁNÍ VÝZTUŽE NA PLNOU UNOSNOST 50 PROFILŮ



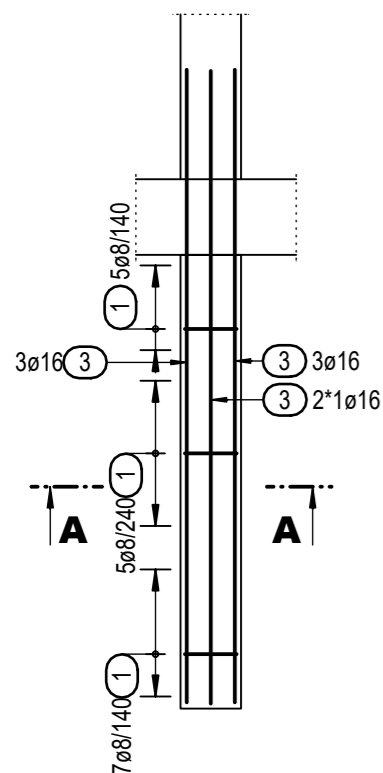
**BETON:**  
 TŘÍDA BETONU JE UVEDENA VE VÝKRESU TVARU  
 NAVRŽENO DLE ČSN EN 208-1 KRYTÍ 25mm (TRMINKY)

**OCEL:** B500B

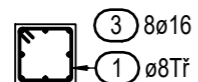
±0.000 = 301.93 m n.m. BpV  
 Kótováno v milimetrech, výškové kóty v metrech

FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE		
Katedra betonových a zděných konstrukcí		
DIPLOMOVÁ PRÁCE		
Konstrukční návrh Wellness centra v Praze		Školní rok: 2023/24
Výkres:	Výztuž vybraných průvlaků 1.NP	Datum: 12/2023
Vypracoval:	Bc. Miroslava Chovanová	Měřítka: 1:100
Vedoucí práce:	doc. Ing. Jiřka Vašková, CSc.	Číslo výkresu: 1.8

### Sloup S1



#### ŘEZ A-A'



#### Poznámky:

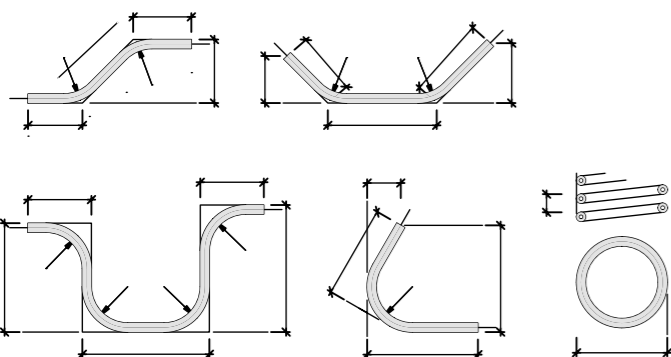
1. Nesrovnalosti ve výkrese (ø vložky v půdoryse se neshoduje s vložkou vytaženou a pod.) je dodavatel povinen konzultovat se statikem.
2. Před dělením materiálu je dodavatel povinen ověřit skutečnou geometrii a rozměry prvků tomu přizpůsobit.
3. V případě spádovaného povrchu kopíruje výztuž povrch desky, pokud není definováno jinak.

#### Legenda materiálů:

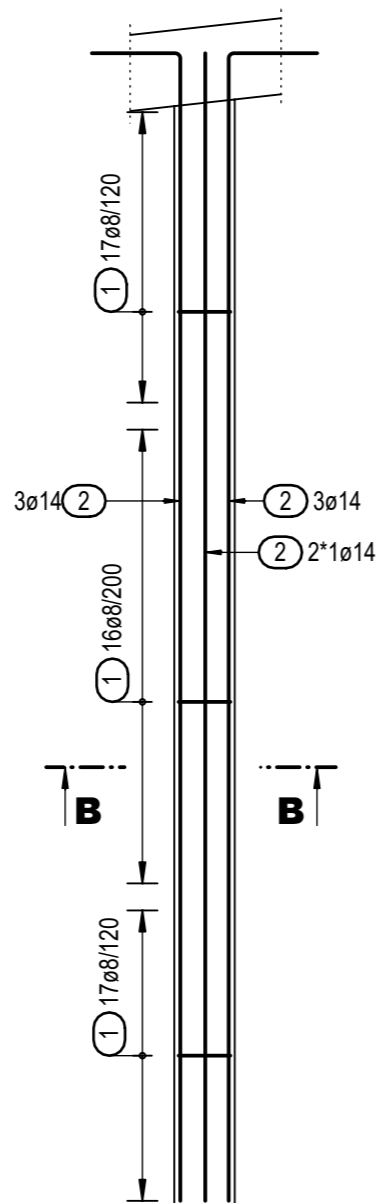


UVÁDĚNÉ DÉLKY JSOU VZTAŽENY K VNĚJŠÍM LÍCÍM PRUTŮ  
A VÝTAHY JEJICH TVARŮ NEODPOVÍDAJÍ MĚŘÍTKU.  
POLOMĚRY OBLOUKŮ JSOU POLOMĚRY OHÝBACÍCH TRNŮ,  
NEZNAČENÉ POLOMĚRY JSOU 1/2 Dr,min (TAB. 8.1. v ČSN EN 1992-1-1).  
NEZNAČENÉ ÚHLY JSOU 45°, 90° resp 180°.  
CELKOVÉ DÉLKY VLOŽEK JSOU STŘIŽNÉ DÉLKY.  
STYKOVÁNÍ VÝZTUŽE NA PLNOU ÚNOSNOST 50 PROFILŮ

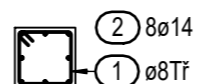
#### ZPŮSOB KÓTOVÁNÍ VLOŽEK podle ČSN EN ISO 3766



### Sloup S3



#### ŘEZ B-B'



**BETON:**  
**TŘÍDA BETONU JE UVEDENA  
VE VÝKRESU TVARU**

NAVRŽENO DLE ČSN EN 206-1  
KRYTÍ 25mm (TRMÍNKY)

**OCEL: B500B**

### Výkaz výztuže včetně tvaru prutů

Pol.	Ks	Ø [mm]	Jednotl. délka [m]	Tvar prutu s popisem (bez měřítka)	Celková délka [m]	Hmotnost [kg]
1	67	8	1.62		108.54	42.87
2	8	14	8.20		65.60	79.38
3	8	16	4.20		33.60	53.09

Celková hmotnost [kg] :

175.34

±0.000 = 301.93 m n.m. Bpv

Kótováno v milimetrech, výškové kóty v metrech

FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE		
Katedra betonových a zděných konstrukcí		
DIPLOMOVÁ PRÁCE		
Konstrukční návrh Wellness centra v Praze		Školní rok: 2023/24
Výkres:	Výztuž sloupů S1 a S3	Datum: 12/2023
Vypracoval:	Bc. Miroslava Chovanová	Měřítko: 1:50
Vedoucí práce:	doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.	Číslo výkresu: 1.9

# **ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



**DIPLOMOVÁ PRÁCE**

**Konstrukční návrh Wellness centra v Praze**

**Technická zpráva – Stavební část**

Vypracovala: Bc. Miroslava Chovanová

Vedoucí práce: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

## Obsah

1.	Identifikační údaje.....	3
2.	Základní údaje o projektu.....	3
2.1	Úvod.....	3
2.2	Podklady pro zhotovení projektu .....	3
2.3	Použitý software.....	4
3.	Architektonické, výtvarné, dispoziční a provozní řešení.....	4
3.1	Architektonické a výtvarné řešení .....	4
3.2	Dispoziční a provozní řešení.....	4
4.	Konstrukční a stavebně technické řešení.....	5
4.1	Konstrukční systém.....	5
4.2	Základové poměry a výkopové a zemní práce.....	5
4.3	Základové konstrukce .....	5
4.4	Hydroizolace spodní stavby.....	6
4.5	Svislé konstrukce .....	6
4.6	Vodorovné konstrukce.....	6
4.7	Střešní konstrukce .....	6
4.8	Svislé komunikační prvky.....	7
4.9	Výplně otvorů .....	7
4.10	Výtah.....	7
4.11	Klempířské práce .....	7
5.	Výpis skladeb konstrukcí .....	8
5.1	Podlahy .....	8
5.2	Střešní plášť.....	9
5.3	Skladby stěn.....	9
6.	Vliv objektu a jeho užívání na životní prostředí a řešení případných negativních účinků.....	10
7.	Ochrana objektu před škodlivými vlivy vnějšího prostředí, protiradonová opatření.....	10
8.	Dodržení obecných požadavků na výstavbu .....	11
9.	Další stavebně-technická řešení objektu.....	11

# 1. Identifikační údaje

Název akce:	Wellness centrum v Praze
Typ objektu:	Polyfunkční dům veřejné vybavenosti
Katastrální území:	Vokovice (území Hlavního města Prahy); 729418
Charakter stavby:	Novostavba
Investor stavby:	-
Vypracovala:	Bc. Miroslava Chovanová

## 2. Základní údaje o projektu

### 2.1 Úvod

Předmětem projektu je novostavba polyfunkčního domu veřejné vybavenosti. Objekt bude zasazen v K.Ú. Vokovice u vodní nádrže Džbán.

### 2.2 Podklady pro zhotovení projektu

- Projektová dokumentace architektonického řešení objektu
- ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- ČSN EN 1991-1-3. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*
- ČSN EN 1991-1-4. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*
- ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 206 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- ČSN EN 1997-1. *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla*



## 2.3 Použitý software

*Seznam programů, které byly použity při zpracování výpočtové a výkresové části dokumentace.*

- Allplan 2023 – studentská verze
- SCIA Engineer 22.0 – studentská verze
- FIN EC 2023 - Demoverze
- Microsoft Word, Microsoft Excel

## 3. Architektonické, výtvarné, dispoziční a provozní řešení

### 3.1 Architektonické a výtvarné řešení

Předmětem projektu je polyfunkční dům veřejné vybavenosti nepravidelného půdorysu. Objekt má dvě nadzemní a jedno podzemní podlaží. Tvarové řešení objektu je uzpůsobeno břehu vodní nádrže tak, aby jej objekt lemoval. Půdorys zjednodušeně odpovídá tvaru nepravidelného desetiúhelníku. Ze západního směru objekt poskytuje výhled na vodní nádrž a na přírodní krajinu Divoké Šárky. Střecha má specifický tvar, který je nepravidelně zalamovaný.

Materiálově je objekt řešen jako železobetonový. Fasáda je z fasádních kazet bronzové barvy, střecha je foliová ve stejném odstínu jako fasáda. Západní část objektu je řešena jako lehký obvodový plášť s hliníkovými rámy šedé barvy s přesahovanou střechou. Terasa má tvar přizpůsobený funkčnímu řešení dispozice.

### 3.2 Dispoziční a provozní řešení

Objekt je rozdělen do 3 podlaží – dvě nadzemní a jedno podzemní. Celkové půdorysné rozměry objektu jsou 96,7x30,5 m, nejvyšší bod objektu se nachází 10,830 m nad úrovní okolního terénu. V podzemním podlaží, které je situováno pod částí 1.NP, jsou situovány skladovací prostory a technické zázemí objektu. V 1.NP se nachází hlavní vstupní část objektu, prostory wellness centra – saunový svět, restaurace a dvě terasy přiléhající k vodní nádrži Džbán. Ve 2. NP jsou umístěny prostory wellness centra – posilovna a tělocvična. Prostory 2.NP se nacházejí nad střední částí 1.NP v místech většího prostoru pod střešní konstrukcí. Celý objekt je bezbariérový, nachází se zde schodiště i výtah.

## **4. Konstrukční a stavebně technické řešení**

### **4.1 Konstrukční systém**

Konstrukční systém objektu je navržen kombinovaný. Svislé nosné konstrukce tvoří monolitické železobetonové stěny a sloupy. Vodorovné nosné konstrukce tvoří obousměrně a jednosměrně pnuté monolitické železobetonové desky doplněné průvlaky. Nosná konstrukce terasy je monolitická železobetonová deska, která je vykonzolovaná nad hladinu vodní nádrže.

U vodní nádrže, ke které objekt přiléhá, se předpokládá provedení zpevnění břehu. Návrh zpevnění břehu není součástí této práce.

### **4.2 Základové poměry a výkopové a zemní práce**

Geologický profil je vrstevnatý, v místech stavby se nachází hlinitopísčité a písčité holocénní náplavy o mocnosti 4 m na podkladní hornině typu jílovitých břidlic. Parametry těchto zemin viz návrh základových konstrukcí. Hladina podzemní vody se pravděpodobně vyskytuje mezi úrovní neupraveného terénu a 2 m pod úrovní terénu.

Vytyčení vnějších obrysů stavební jámy bude provedeno oprávněným geodetem, který vytyčí vztažné body objektu. Dále provede vytyčení objektu pomocí laviček, které umístí tak, aby nedošlo k jejich poškození během zemních prací. Všechny další vytyčovací práce budou prováděny z daných laviček. Srovnávací rovina se nachází ve výšce 300 m n. m. Nakladačem bude sejmuta ornice, která bude deponována na skládce v blízkosti stavby a bude použita pro pozdější terénní úpravy pozemku.

Objekt je zakládán ve svahované stavební jámě vzhledem k dostatečnému prostoru kolem stavební jámy. Mezi dvěma úrovněmi základové spáry je navržené pažení stavební jámy pro zachování dostatečného zhutnění půdy v základové spáře.

### **4.3 Základové konstrukce**

Objekt bude založen plošně na základové desce. Základová deska je navržena monolitická železobetonová tloušťky 400 mm na podkladním betonu tloušťky 100 mm. Vzhledem k výškové úrovni spodní hrany základové desky v 1.NP (-0,620), která nedosahuje nezámrazné hloubky, je po obvodě objektu pod základovou desku navržen pas z prostého betonu o minimálních rozměrech 500x700 mm.

#### **4.4 Hydroizolace spodní stavby**

Hydroizolace proti zemní vlhkosti, podzemní vodě a zároveň izolace proti radonu je navržena dvouvrstvá povlaková z modifikovaných asfaltových pásů typu S.

#### **4.5 Svislé konstrukce**

Svislé nosné stěny ve všech podlažích jsou navrženy železobetonové monolitické tloušťky 250 mm, až na stěny výtahové šachty, které jsou tloušťky 200 mm. ŽB sloupy čtvercového průřezu mají rozměry 400x400 mm a kruhové průměr 400 mm.

V objektu jsou navrženy nenosné zděné příčky, které jsou vzhledem k charakteru objektu uvažované jako nepřemístitelné. Jsou z keramických cihel POROTHERM 14 Profi.

Instalační předstěny jsou navrženy systémové sádkartonové.

Nadzemní obvodové stěny jsou zatepleny dvouplášťovou konstrukcí z hliníkových kompozitních fasádních kazet s tepelnou izolací z minerální vlny (viz kap. 5).

#### **4.6 Vodorovné konstrukce**

Všechny stropní konstrukce jsou monolitické železobetonové. V 1.PP je navržena deska tloušťky 250 mm podporovaná stěnami a průvlaky o rozměrech 900x600 mm a 900x500 mm. Stropní deska 1.NP je navržena tloušťky 280 mm pnutá mezi stěnami a průvlaky o rozměrech 800x500 mm, 900x600 mm, 500x800 mm a 1200x800 mm.

Podlahové konstrukce jsou závislé na účelu provozu místnosti (viz kap. 5).

V objektu jsou ve většině případech navrženy zavěšené podhledy Knauf. Jedná se o zavěšené sádkartonové desky na ocelových závěsech.

#### **4.7 Střešní konstrukce**

Objekt je zastřešen plošnou deskovou železobetonovou konstrukcí tvořenou lomenými plochami tloušťky 280 mm s různými sklony od 5° do 15°. Desky jsou podporovány průvlaky o navržených rozměrech 800x500 mm, 900x700 mm, 500x700 mm a 1000x700 mm.

Skladba střešní konstrukce je navržena s klasickým pořadím vrstev, tepelná izolace střešní konstrukce je z EPS tloušťky 220 mm a hydroizolace je foliová (viz kap. 5).

## **4.8 Svislé komunikační prvky**

Hlavní schodiště jsou železobetonová tříramenná desková s monolitickými podestami a mezipodestami a prefabrikovanými rameny. Výška schodišťových stupňů je mezi 1.PP a 1.NP 171,5 mm a šířka 290 mm a mezi 1.NP a 2.NP výška 166,67 mm a šířka 300 mm. Schodišťová ramena budou pohledová bez skladby a ke stropní desce a k mezipodestám připojená pomocí ozubu přes akustické podložky (např. Belar tl. 15mm) a jsou oddílatovaná od stěn spárou tl. 30 mm vyplněnou deskami akustické izolace.

Výtahová šachta je v suterénu propojena se základovou deskou a v horní části je pružně oddělena od ostatních konstrukcí dilatační spárou tl. 50 mm vyplněnou kročejovým polystyrenem.

Schodiště vedoucí z prostorů restaurace a wellness na přilehlé terasy jsou navržena ocelová a jejich podrobný návrh není součástí této práce.

## **4.9 Výplně otvorů**

Okna jsou hliníková, zasklená izolačním trojsklem. Západní strana objektu je řešena systémově jako lehký obvodový plášť s nosnými ocelovými/hliníkovými profily dle návrhu dodavatele. Výplně dveří jsou v závislosti na umístění v objektu dřevěné s obložkovou zárubní nebo prosklené.

## **4.10 Výtah**

Výtah v centrální části objektu propojující jednotlivá podlaží je firmy Orona s nosností 1000 kg pro 13 osob s kabinou o vnitřních rozměrech 1100x2000 mm. Výtah bude sloužit pro přepravu osob mezi 1.NP a 2.NP a nákladu ze skladovacích prostor v 1.PP.

## **4.11 Klempířské práce**

Klempířské prvky budou provedeny z titanzinkového plechu tl. 0,55 mm. Klempířskými prvky jsou myšleny konstrukce okapových žlabů, okapniček, atikových plechů, svodů, vnějších parapetů oken, oplechování detailů. Klempířské prvky budou navrženy a zhotoveny pověřenou osobou dle příslušné normy a předpisů.

## 5. Výpis skladeb konstrukcí

### 5.1 Podlahy

Nášlapná vrstva podlah je zvolena vzhledem k účelu provozu jednotlivých místností.

#### Podlaha 1.PP a 1.NP na terénu:

Nášlapná vrstva – vinyl/keramická dlažba	tl. 15 mm
Samonivelační stěrka	tl. 0-5 mm
Cementová mazanina	tl. 50 mm
Separáční PE fólie	
Vrstva pro podlahové vytápění (výplň EPS)	tl. 50 mm
Tepelná izolace – Isover EPS 150	tl. 100 mm
Železobetonová deska	tl. 400 mm
Ochranná vrstva – geotextílie 300 g/m <sup>2</sup>	
Hydroizolační asfaltové pásy – Glastek AL 40 Min.	tl. 2x4 mm
Podkladní beton	tl. 100 mm

#### Podlaha na stropě 1.NP a 2.NP:

Nášlapná vrstva – vinyl/keramická dlažba	tl. 15 mm
Samonivelační stěrka	tl. 0-5 mm
Cementová mazanina	tl. 50 mm
Separáční PE fólie	
Vrstva pro podlahové vytápění (výplň EPS)	tl. 50 mm
Kročejová izolace – Isover EPS RigiFloor 5000	tl. 30 mm
Železobetonová deska	tl. 250 mm/280 mm
Sádkartonový podhled/pohledový beton	

#### Podlaha mezipodest:

Nášlapná vrstva – vinyl/keramická dlažba	tl. 15 mm
Samonivelační stěrka	tl. 0-5 mm
Cementová mazanina	tl. 50 mm
Separáční PE fólie	
Kročejová izolace – Isover EPS RigiFloor 5000	tl. 50 mm
Železobetonová deska	tl. 200 mm

### **Terasy k zemině:**

Dřevoplastová prkna na hliníkové nosné konstrukci na plastových terčích	tl. 22 mm
Tepelná izolace XPS	tl. 100 mm
Hydroizolační asfaltové pásy	tl. 4+4,5 mm
Železobetonová deska ve spádu	tl. 280 mm
Hydroizolační asfaltové pásy – Glastek AL 40 Min.	tl. 2x4 mm
Podkladní beton	tl. 100 mm

### **5.2 Střešní plášť**

Hydroizolace – Fatrafol 810	
Separace – geotextílie 300 g/m <sup>2</sup>	
Tepelná izolace – Isover EPS 150	tl. 220 mm
Parozábrana asfaltová – Glastek AL 40 Mineral	tl. 4 mm
Železobetonová deska ve spádu	tl. 280 mm
Sádkartonový podhled	

### **5.3 Skladby stěn**

Vnitřní stěny a příčky jsou zakončeny povrchovou úpravou v závislosti na účelu místnosti; pohledovým betonem, sádrovou omítkou, keramickým obkladem nebo obkladem určeným pro sauny (dle dodavatele zařízení saun).

#### **Obvodové nadzemní stěny:**

Prefabond – hliníkové kompozitní desky	
Vzduchová mezera + hliníková nosná konstrukce	tl. 50 mm
Difúzní fólie	
Tepelná izolace – Isover TF Profi	tl. 300 mm
Lepicí stěrka – Baumit ProContact	tl. 5-15mm
Železobetonová stěna	tl. 250 mm

### Suterénní stěny:

Nopová folie + geotextílie 300 g/m <sup>2</sup>	
Tepelná izolace – Austrotherm XPS Top P	tl. 150 mm
lepeno celoplošně	
Baumit Bit. 2K: Lepicí a stěrková hmota	tl. 5-10 mm
2x Asfaltová hydroizolace – Glastek 40 S. Mineral	tl. 2x4,5mm
Přípravný nátěr	
Železobetonová stěna	tl. 250 mm

## **6. Vliv objektu a jeho užívání na životní prostředí a řešení případných negativních účinků**

Při dodržení bezpečnostních opatření, platných vyhlášek a norem nebude během stavebních prací výrazně narušeno životní prostředí. Likvidace případného staveništního odpadu bude zajištěna příslušnou organizací. Negativní vlivy na okolní pozemky v průběhu provádění stavby je potřeba minimalizovat vhodnou organizací práce a minimalizací provozu hlučných strojů. Během stavby je nutné dodržovat hygienické limity hlukových hladin v okolí stavby. Stavební práce budou prováděny s denní době od 7.00 do 18.00 hodin, hluk nepřesáhne přípustnou hodnotu akustického tlaku A ze stavební činnosti 65 dB ve vzdálenosti 2 m od fasády obytných budov.

## **7. Ochrana objektu před škodlivými vlivy vnějšího prostředí, protiradonová opatření**

Při realizaci stavby musí být používány pouze kvalitní a nezávadné materiály o předepsané kvalitě a pevnosti.

## **8. Dodržení obecných požadavků na výstavbu**

Stavební úpravy splňují podmínky stanovené vyhláškou č. 268/2009 Sb. O obecných technických požadavcích na výstavbu. Při provádění montážních prací je nutné dodržovat bezpečnost dle vyhlášky č. 601/2006 Sb. Českého úřadu bezpečnosti práce a Českého báňského úřadu O bezpečnosti práce a technických zařízení při stavebních pracích. Dále je nutné dodržovat technická pravidla a postupy výrobců a dodavatelů jednotlivých materiálů. Použité materiály budou splňovat technické požadavky dané zákonem č. 22/97 Sb., NV 163/02 Sb. v platném znění a souvisejících vyhlášek a nařízení.

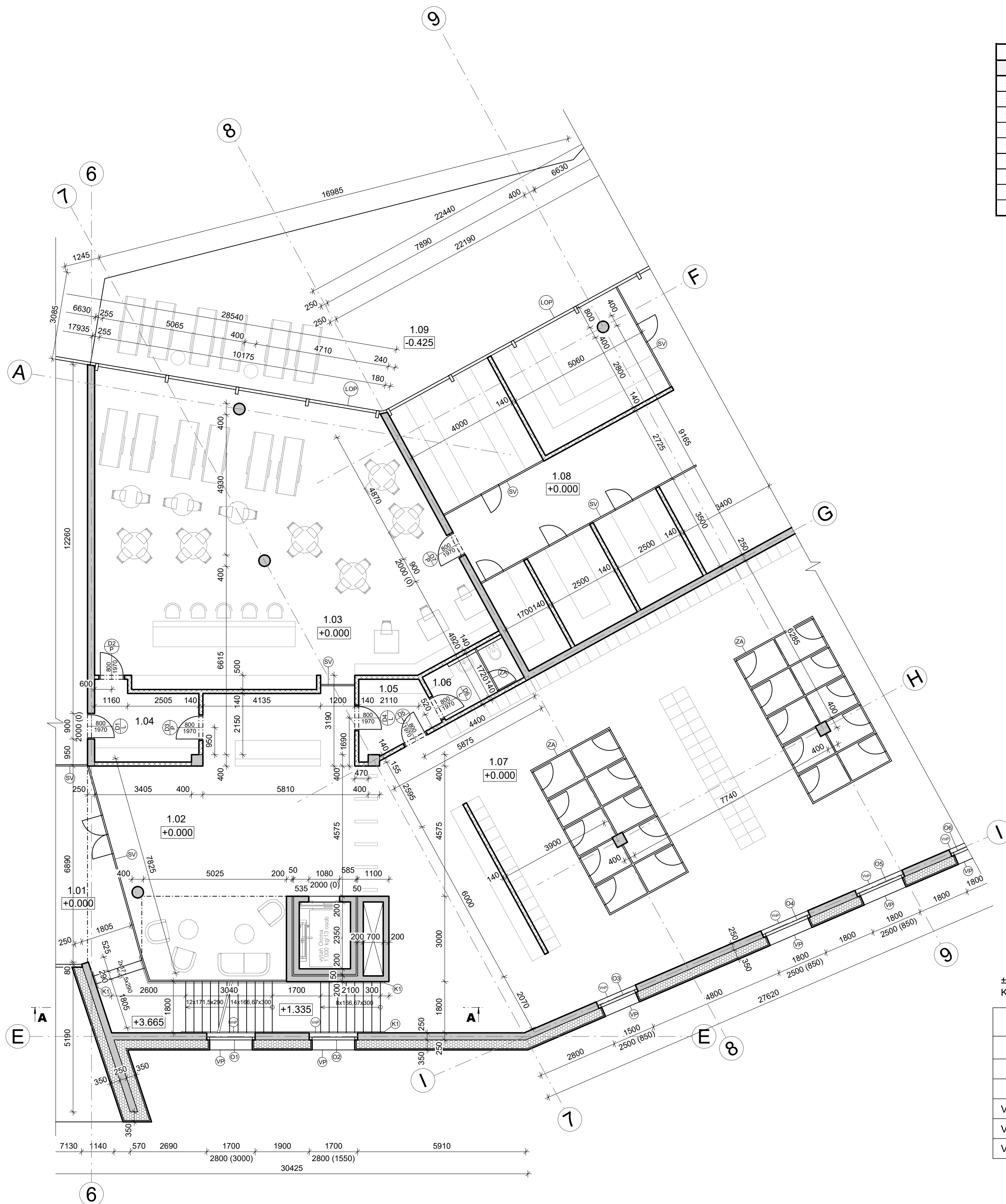
## **9. Další stavebně-technická řešení objektu**

Technická a technologická zařízení, požárně bezpečnostní řešení objektu a další skutečnosti neobsažené v technické zprávě nejsou součástí diplomové práce.

V Praze 01/2024

Bc. Miroslava Chovanová





TABULKA MÍSTNOSTÍ 1.NP - ČÁST 2				
Č.	Název místnosti	Plocha [m2]	Podlaha	Stěny
1.01	vstupní hala	53,46	keramická dlažba	omítka
1.02	hala - wellness a fitness	73,5	keramická dlažba	omítka
1.03	prostor baru	124,45	keramická dlažba	omítka
1.04	zázemí recepcce	9,34	keramická dlažba	omítka
1.05	zázemí recepcce	6,05	keramická dlažba	omítka
1.06	zázemí recepcce	5,41	keramická dlažba	keramický obklad
1.07	šatny	238,8	keramická dlažba	omítka
1.08	prostor saun	309,17	keramická dlažba	omítka/obklad sauny
1.09	terasa 2	338,97	dřevoplast	-

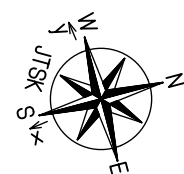
Legenda materiálů:

- ŽELEZOBETON
- POROTHERM 14 PROFI
- TEPelnÁ IZOLACE ISOVER TF PROFI

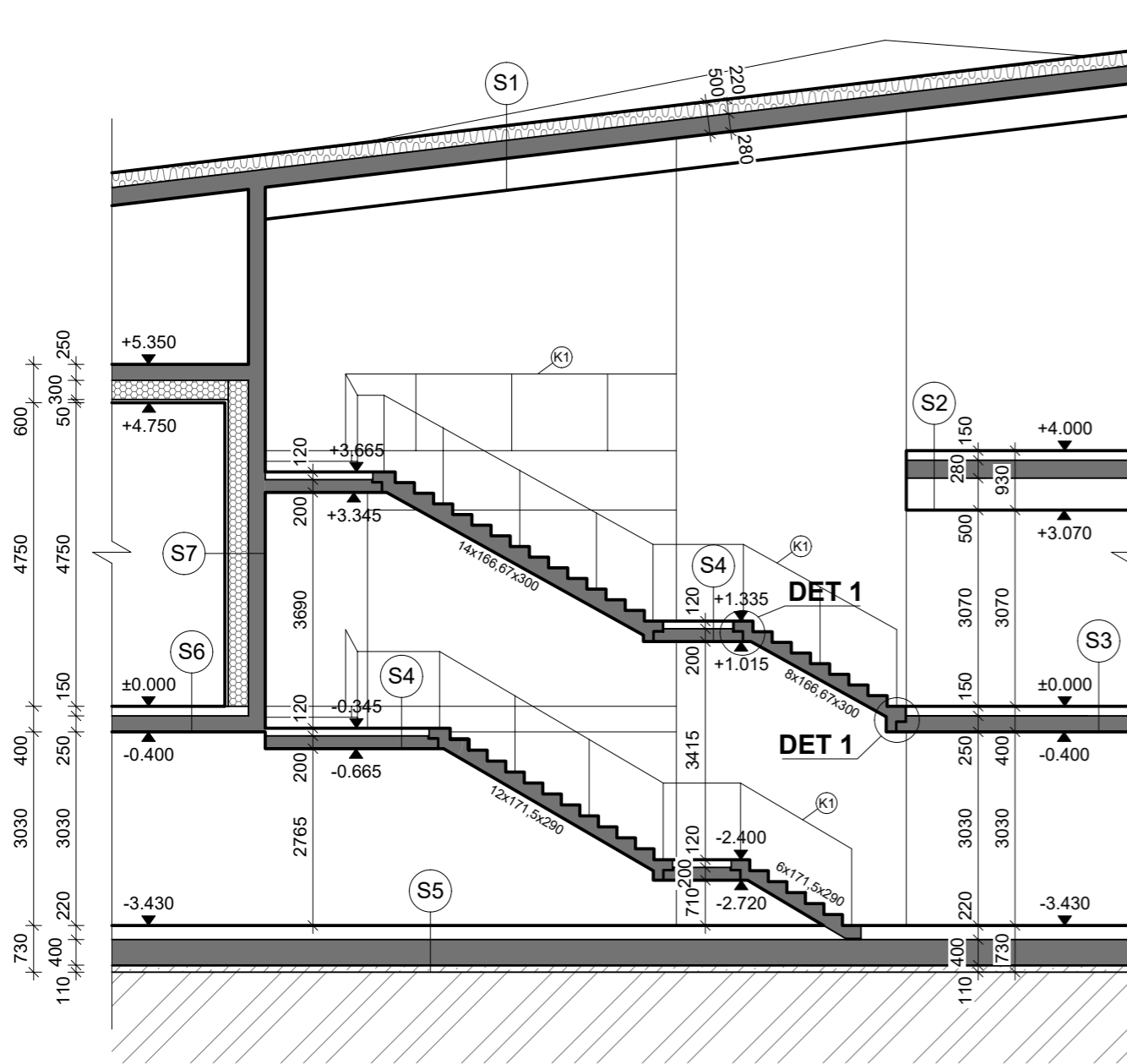
Legenda prvků:

- Zábřadlí, ocelový pozink
- Hliníkové okno
- Vnitřní parapet
- Vnější parapet
- Skleněná výplň
- Zástěna
- Lehký obvodový plášť

±0.000 = 301.93 m n.m. Bpv  
Kótováno v milimetrech, výškové kóty v metrech



FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE		
Katedra betonových a zděných konstrukcí		
DIPLOMOVÁ PRÁCE		
Konstrukční návrh Wellness centra v Praze		Školní rok: 2023/24
Výkres:	Půdorys 1.NP - část 2/3	Datum: 12/2023
Vypracoval:	Bc. Miroslava Chovanová	Měřítka: 1:100
Vedoucí práce:	doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.	Číslo výkresu: 2.1



**Legenda skladeb:**

**Skladba střechy S1**

- Hydroizolace - Fatrafol 810
- Separace - geotextílie 300 g/m<sup>2</sup>
- Tepelná izolace - Isover EPS 150 tl. 220 mm
- Parozábrana asfaltová - Glastek AL 40 Mineral tl. 4 mm
- Železobetonová deska ve spádu tl. 280 mm
- Sádrokartonový podhled

**Skladba podlahy S2**

- Nášlapná vrstva - vinyl/keramická dlažba tl. 15 mm
- Samonivelační stěrka tl. 0-5 mm
- Cementová mazanina tl. 50 mm
- Separáční PE fólie
- Vrstva pro podlahové vytápění (výplň EPS) tl. 50 mm
- Kročejová izolace - Isover EPS RigiFloor 5000 tl. 30 mm
- Železobetonová deska tl. 280 mm
- Sádrokartonový podhled

**Skladba podlahy S3**

- Nášlapná vrstva - vinyl/keramická dlažba tl. 15 mm
- Samonivelační stěrka tl. 0-5 mm
- Cementová mazanina tl. 50 mm
- Separáční PE fólie
- Vrstva pro podlahové vytápění (výplň EPS) tl. 50 mm
- Kročejová izolace - Isover EPS RigiFloor 5000 tl. 30 mm
- Železobetonová deska tl. 250 mm

**Skladba podlahy S4**

- Nášlapná vrstva - vinyl/keramická dlažba tl. 15 mm
- Samonivelační stěrka tl. 0-5 mm
- Cementová mazanina tl. 50 mm
- Separáční PE fólie
- Kročejová izolace - Isover EPS RigiFloor 5000 tl. 50 mm
- Železobetonová deska tl. 200 mm

**Skladba podlahy S5**

- Nášlapná vrstva - vinyl/keramická dlažba tl. 15 mm
- Samonivelační stěrka tl. 0-5 mm
- Cementová mazanina tl. 50 mm
- Separáční PE fólie
- Vrstva pro podlahové vytápění (výplň EPS) tl. 50 mm
- Tepelná izolace - Isover EPS 150 tl. 100 mm
- Železobetonová deska tl. 400 mm
- Ochranná vrstva - geotextílie 300 g/m<sup>2</sup>
- Hydroizolační asfaltové pásy - Glastek AL 40 Min. tl. 2x4 mm
- Podkladní beton tl. 100 mm

**Skladba podlahy S6**

- Nášlapná vrstva - betonová dlažba tl. 40 mm
- Vzduchová mezera tl. 15 mm
- + přířez Hydroiz. pásů, plastový terč
- Hydroizolační asfaltové pásy - Glastek AL 40 Min. tl. 2x4 mm
- Separáční vrstva - geotextílie 300 g/m<sup>2</sup>
- Tepelná izolace ve spádu - Isover EPS 150 tl. 100 mm
- Parozábrana asfaltová - Glastek AL 40 Mineral tl. 4 mm
- Železobetonová deska tl. 250 mm

**Skladba stěny S7**

- Prefabond - hliníkové kompozitní desky tl. 4 mm
- Vzduchová mezera tl. 50 mm
- + hliníkový nosný rošt
- Difúzní fólie
- Tepelná izolace - Isover TF Profi tl. 300 mm
- Lepicí stěrka - Baumit ProContact tl. 5-15mm
- Železobetonová stěna - pohledová tl. 250 mm

**Legenda materiálů:**

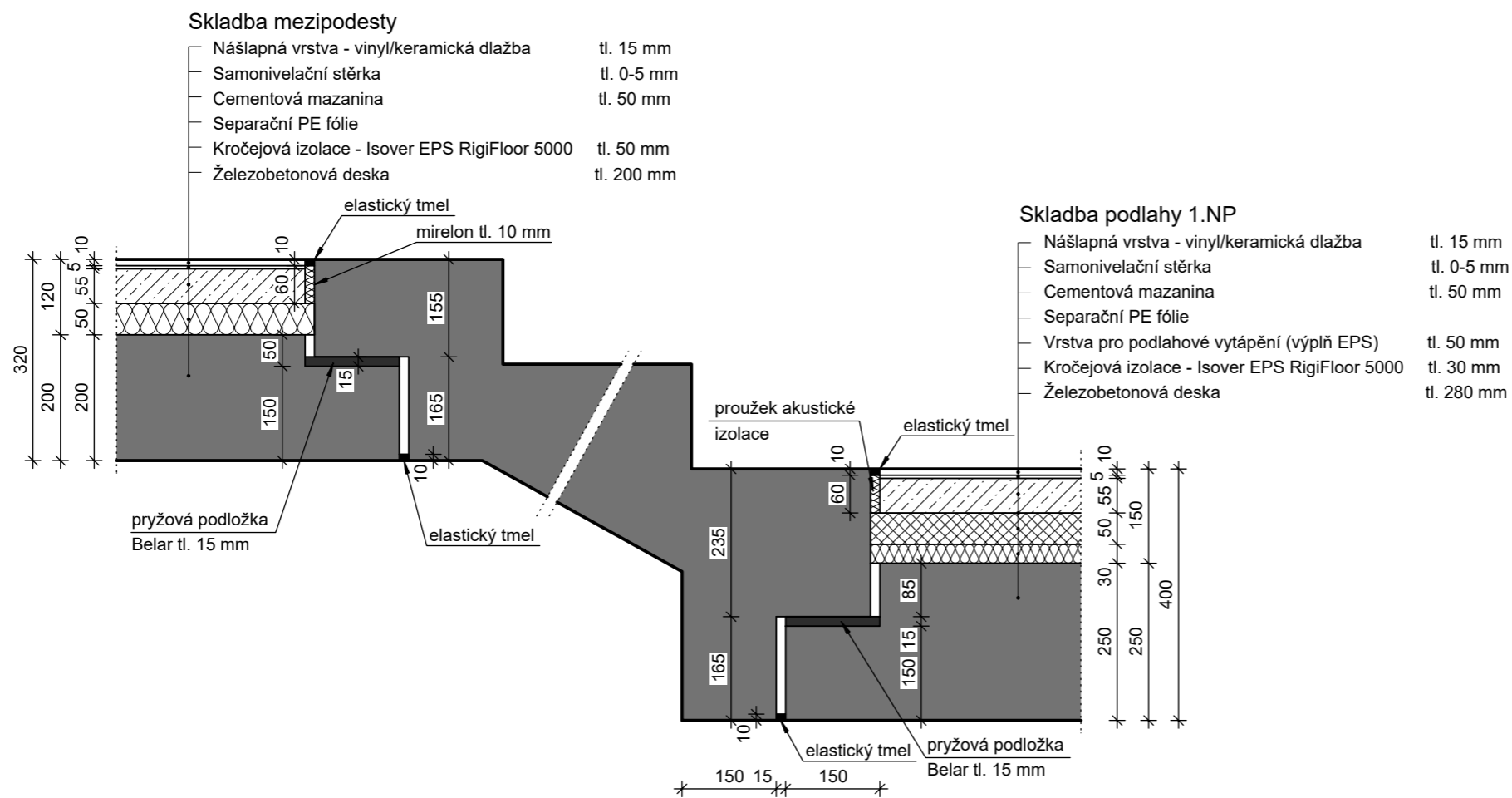
- ŽELEZOBETON
- PODKLADNÍ BETON
- TEPELNÁ IZOLACE ISOVER TF PROFÍ
- TEPELNÁ IZOLACE ISOVER EPS 150
- PŮVODNÍ ZEMINA

**Legenda prvků:**

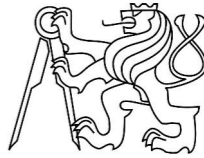
- Zábradlí, ocelový pozink

±0.000 = 301.93 m n.m. Bpv  
 Kótováno v milimetrech, výškové kóty v metrech

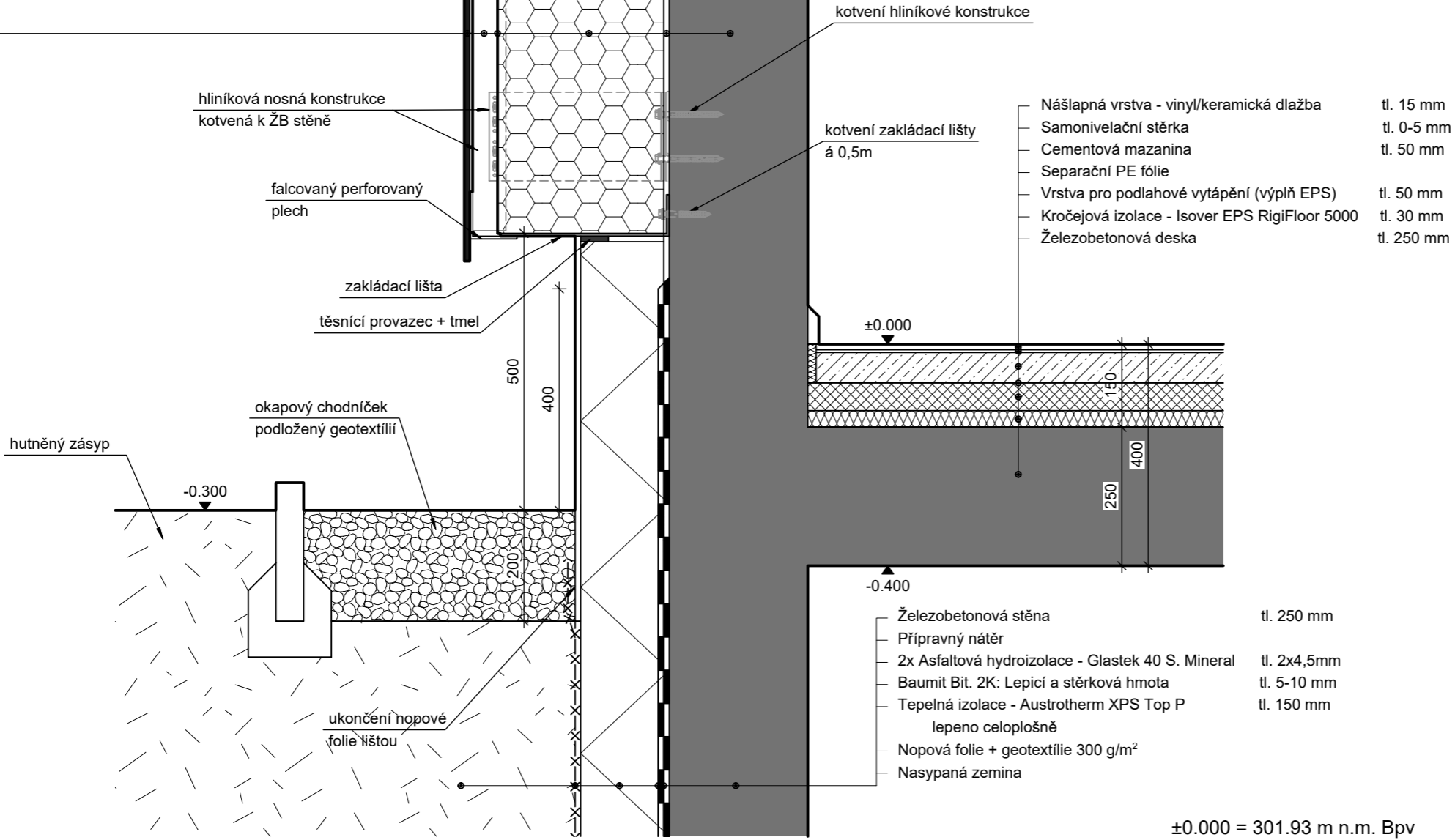
<b>FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE</b>			
Katedra betonových a zděných konstrukcí			
DIPLOMOVÁ PRÁCE			
Konstrukční návrh Wellness centra v Praze		Školní rok:	2023/24
Výkres:	Řez AA'	Datum:	12/2023
Vypracoval:	Bc. Miroslava Chovanová	Měřítko:	1:100
Vedoucí práce:	doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.	Číslo výkresu:	2.2



±0.000 = 301.93 m n.m. Bpv  
 Kótováno v milimetrech, výškové kóty v metrech

FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE			
Katedra betonových a zděných konstrukcí			
DIPLOMOVÁ PRÁCE			
Konstrukční návrh Wellness centra v Praze		Školní rok:	2023/24
Výkres:	Detail 1 - Napojení schodišťového ramene	Datum:	12/2023
Vypracoval:	Bc. Miroslava Chovanová	Měřítko:	1:10
Vedoucí práce:	doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.	Číslo výkresu:	2.3

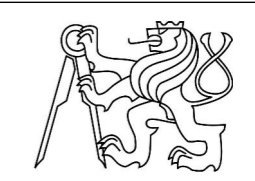
- Prefabond - hliníkové kompozitní desky tl. 4 mm
- Vzduchová mezera tl. 50 mm
- + hliníkový nosný rošt
- Difúzní fólie
- Tepelná izolace - Isover TF Profi tl. 300 mm
- Lepicí stěrka - Baumit ProContact tl. 5-15mm
- Železobetonová stěna - pohledová tl. 250 mm



- Nášlapná vrstva - vinyl/keramická dlažba tl. 15 mm
- Samonivelační stěrka tl. 0-5 mm
- Cementová mazanina tl. 50 mm
- Separální PE fólie
- Vrstva pro podlahové vytápění (výplň EPS) tl. 50 mm
- Kročejová izolace - Isover EPS RigiFloor 5000 tl. 30 mm
- Železobetonová deska tl. 250 mm

- Železobetonová stěna tl. 250 mm
- Přípravný nátěr
- 2x Asfaltová hydroizolace - Glastek 40 S. Mineral tl. 2x4,5mm
- Baumit Bit. 2K: Lepicí a stěrková hmota tl. 5-10 mm
- Tepelná izolace - Austrotherm XPS Top P tl. 150 mm
- lepeno celoplošně
- Nopová fólie + geotextílie 300 g/m<sup>2</sup>
- Nасыпанá zemina

±0.000 = 301.93 m n.m. Bpv  
 Kótováno v milimetrech, výškové kóty v metrech

FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE			
Katedra betonových a zděných konstrukcí			
DIPLOMOVÁ PRÁCE			
Konstrukční návrh Wellness centra v Praze		Školní rok:	2023/24
Výkres:	Detail 2 - Sokl	Datum:	12/2023
Vypracoval:	Bc. Miroslava Chovanová	Měřítko:	1:10
Vedoucí práce:	doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.	Číslo výkresu:	2.4