

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Konstrukční návrh bílé vany bytového domu, Dobruška

Structural design of white tank of residential house,
Dobruška

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Bc. Tereza Kučerová

Praha 2021

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Bc. KUČEROVÁ Jméno: Tereza Osobní číslo: 460457
Zadávající katedra: betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Konstrukční návrh bílé vany bytového domu, Dobruška

Název diplomové práce anglicky: Structural Design of white tank of residential house, Dobruška

Pokyny pro vypracování:

Vypracovat předběžný návrh objektu v návaznosti na projekt 133P04C.

Podrobný návrh konstrukce bílé vany.

Výkres tvaru desky 1NP (desky nad suterénem). Schémata výkresů tvaru desek ostatních podlaží.

Výkresy výztuže vybraných částí bílé vany.

Stručná technická zpráva ke statické části projektu.

Seznam doporučené literatury:

příslušné normy

TP ČBS k problematice bílých van

odborné články v dostupné literatuře

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

Datum zadání diplomové práce: 3.1.2021 Termín odevzdání diplomové práce: _____

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

21.9.2020

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Bc. Tereza Kučerová

Název diplomové práce: Konstrukční návrh bílé vany bytového domu, Dobruška

Základní část: statická - beton podíl: 75 %

Formulace úkolů: Předběžný návrh nosných prvků objektu v návaznosti na projekt P04C.

Podrobný návrh nosných prvků konstrukce v podzemním podlaží - navrženo jako bílá vana.

Schématické výkresy tvaru jednotlivých stropních desek. Schéma výseku desky 1.NP

v podrobnějším měřítku ("téměř" prováděcí výkres). Výkres výztuže základové desky a

suterénních stěn. Stručná technická zpráva ke statické části.

Podpis vedoucího DP: Datum:

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

2. Část: stavební podíl: 20 %

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

Formulace úkolů: Vypracovat následující : technickou zprávu, půdorys 1.NP v měř. 1:50, půdorys 1.PP v měř. 1:100, příčný řez schodištěm 1:50, vybrané detaily, návrh skladeb konstrukcí včetně tepelně technického posouzení.

Podpis konzultanta: Datum:

3. Část: geotechnická podíl: 5 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Daniel Jirásko, Ph.D., K135

Formulace úkolů: Vypracovat geotechnický návrh pažící konstrukce pro zajištění stavební jámy

Podpis konzultanta: Datum:

4. Část: podíl: %

Konzultant (jméno, katedra):

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta: Datum:

Poznámka:

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

Prohlášení:

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

V Praze dne 3.1.2021

.....
Bc. Tereza Kučerová

Poděkování:

Ráda bych poděkovala vedoucí mé diplomové práce Ing. Haně Hanzlové, CSc. za odborné a cenné rady a vstřícný přístup při konzultacích diplomové práce.

Abstrakt:

Diplomová práce se zabývá návrhem bílé vany bytového domu. Předběžně je navržena nadzemní část objektu a podrobněji část podzemní, konstrukce bílé vany. Návrh stěn a základové desky bílé vany je proveden s ohledem na šířku trhlin od silových i nesilových účinků. V rámci práce je porovnáváno více přístupů k navrhování bílých van a limitní šířky trhlin pro jednotlivé přístupy. Vybráno je nejpřísnější kritérium šířky trhliny a minimální tloušťky konstrukčního prvku. Podle těchto kritérií jsou navrženy a vyztuženy stěny a základová deska bílé vany.

Součástí práce je stručná technická zpráva ke statické části, výkres tvaru desky 1NP, schématické výkresy tvaru ostatních podlaží a výkresy výztuže vybraných částí bílé vany.

Součástí práce je část stavební a geotechnická.

Klíčová slova:

Bílá vana, vodonepropustnost, vodonepropustný beton, šířka trhliny, mezní stav použitelnosti, MSP, vynucená namáhání, nesilové účinky

Abstract:

The master thesis is about structural design of white tank of residential house. The overground part has been design tentatively and the underground part – the white tank – has been designed in more detail. The walls and foundational slab of white tank has been drafted with the crack width, caused by forced and non-forced effects, taken into account. This work compares different approaches of designing white tanks and their crack widths. The strictest criterion for crack width and minimal thickness of structural elements has been chosen for the design of the walls and the foundational slab of the white tank.

The second part of thesis consists of a technical report of the static part, drawing documentation of form of slab of first floor, schematic drawing documentation of form for other slabs and drawing documentation of reinforcement of selected parts of white tank.

This thesis also consists of structural and geotechnical parts.

Key words:

White tank, waterimpermeability, waterimpermeable concrete, crack width, serviceability limit state, SLS, non-forced effects, enforced straining

Bibliografická citace VŠKP

Kučerová, Tereza, Bc. *Konstrukční návrh bílé vany bytového domu, Dobruška*. Praha 2021. 204s. Diplomová práce. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Hana Hanzlová, CSc.

OBSAH

1	BYTOVÝ DŮM, DOBRUŠKA	11
2	MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY	18
3	KRYTÍ VÝZTUŽE	21
4	PŘEHLED ZATÍŽENÍ	22
4.1	STÁLÁ ZATÍŽENÍ	22
4.1.1	PODLAHY	22
4.1.2	STŘEŠNÍ PLÁŠŤ	26
4.1.3	STROP – GARÁŽ MIMO HORNÍ STAVBU	26
4.1.4	OBVODOVÝ PLÁŠŤ	27
4.1.5	PŘÍČKY	29
4.1.6	SCHODIŠTĚ	30
4.2	PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ	32
4.2.1	UŽITNÉ ZATÍŽENÍ	32
4.2.2	ZATÍŽENÍ SNĚHEM	32
4.2.3	ZATÍŽENÍ VĚTREM	32
4.3	ZEMNÍ TLAK	35
4.4	PŘEHLED ZATÍŽENÍ	36
5	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH NOSNÝCH PRVKŮ HORNÍ STAVBY	37
5.1	VODOROVNÉ NOSNÉ KONSTRUKCE	37
5.1.1	STROPNÍ DESKY	37
5.1.2	ŽELEZOBETONOVÝ TRÁM	51
5.2	SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE	54
5.2.1	SVISLÉ NOSNÉ STĚNY ZDĚNÉ 3NP,4NP	54
5.2.2	SVISLÉ NOSNÉ STĚNY ŽELEZOBETONOVÉ 1NP,2NP	58
5.2.3	STĚNOVÉ NOSNÍKY	59
5.3	NOSNÉ KONSTRUKCE HORNÍ STAVBY – SHRUTÍ	60
5.4	SCHODIŠTĚ	61
6	MODEL HORNÍ STAVBY	62
7	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH NOSNÝCH PRVKŮ SPODNÍ STAVBY	64
7.1	VODOROVNÉ NOSNÉ KONSTRUKCE	64
7.1.1	STROPNÍ DESKA	64
7.1.2	ŽELEZOBETONOVÉ TRÁMY	67

7.2	SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE	85
7.2.1	NOSNÉ STĚNY ŽELEZOBETONOVÉ 1PP	85
7.2.2	SLOUPY 1PP	86
7.3	ZÁKLADOVÁ DESKA	91
7.4	NOSNÉ KONSTRUKCE SPODNÍ STAVBY – SHRNU TÍ.....	94
8	PŘEDBĚŽNĚ NAVRŽENÝ OBJEKT	95
8.1	POPIS OBJEKTU	95
8.2	KONSTRUKČNÍ SYSTÉM	96
8.3	ŘEZ	102
9	MODEL Y OBJEKTU, MODEL Y SPODNÍ STAVBY.....	103
10	POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ Z MODELŮ NA TRÁMECH	105
10.1	TRÁMY POD HORNÍ STAVBOU	105
10.2	TRÁMY MIMO HORNÍ STAVBU.....	122
11	NÁVRH VYBRANÝCH NOSNÝCH PRVKŮ	128
11.1	SLOUPY 1PP POD HORNÍ STAVBOU.....	128
11.1.1	VÝSLEDKY Z MODELŮ	128
11.1.2	POSOUZENÍ ROZMĚRŮ SLOPŮ A NÁVRH VÝZTUŽE ..	134
11.2	SLOUPY 1PP MIMO HORNÍ STAVBU	140
11.2.1	VÝSLEDKY Z MODELŮ PRO SLOUP 5I.....	140
11.2.2	POSOUZENÍ ROZMĚRŮ A NÁVRH VÝZTUŽE SLOUPU 5I	142
11.3	NAVRŽENÉ ROZMĚRY A VÝZTUŽ SLOUPŮ 1PP – SHRNU TÍ	143
12	PODROBNÝ NÁVRH KONSTRUKCE BÍLÉ VANY.....	144
12.1	OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLINY DLE ČSN EN 1992-1-1	144
12.2	ZATŘÍDĚNÍ KONSTRUKCE DLE ČSN EN 1992-3.....	145
12.3	ZATŘÍDĚNÍ KONSTRUKCE DLE TP ČBS 02.....	146
12.4	ZATŘÍDĚNÍ KONSTRUKCE DLE TP ČBS 04.....	147
12.5	POROVNÁNÍ OMEZENÍ TRHLIN DLE NOREM A SMĚRNIC	148
13	PODROBNÝ NÁVRH STĚN BÍLÉ VANY	149
13.1	ZATŘÍDĚNÍ DLE TP ČBS 04.....	149
13.2	VNITŘNÍ SÍLY	149
13.3	NÁVRH VODOROVNÉ VÝZTUŽE STĚN	154
13.3.1	VÝPOČET RANÝCH TRHLIN	154

13.3.2	VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY PODLE ČSN EN 1992-1-1 ..	156
13.3.3	VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY DLE ČSN EN 1993-2.....	158
13.3.4	VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY PŘI OMEZENÉM PŘETVOŘENÍ STĚNY – VLIV HYDRATAČNÍHO TEPLA.....	163
13.3.5	POROVNÁNÍ ŠÍŘEK TRHLIN	166
13.4	NÁVRH SVISLÉ VÝZTUŽE STĚN	167
13.4.1	VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY PODLE ČSN EN 1992-1-1 ..	167
13.5	KONTROLA MOMENTOVÉ ÚNOSNOSTI STĚN	169
13.6	SPLNĚNÍ KONSTRUKČNÍCH ZÁSAD	170
14	PODROBNÝ NÁVRH ZÁKLADOVÉ DESKY	172
14.1	ZATRÍDĚNÍ DLE TP ČBS 04.....	172
14.2	VNITŘNÍ SÍLY NA ZÁKLADOVÉ DESCE.....	172
14.3	NÁVRH VÝZTUŽE ZÁKLADOVÉ DESKY	177
14.3.1	VÝPOČET RANÝCH TRHLIN	177
14.3.2	VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLIN PODLE ČSN EN 1992-1-1	179
14.3.3	VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY PŘI OMEZENÉM PŘETVOŘENÍ ZÁKLADOVÉ DESKY – VLIV TŘENÍ	184
14.3.4	POROVNÁNÍ ŠÍŘEK TRHLIN	186
14.3.5	KONTROLA OHYBOVÉ VÝZTUŽE PRO MSU.....	187
14.4	SPLNĚNÍ KONSTRUKČNÍCH ZÁSAD	190
14.5	POSOUZENÍ PROTlačENÍ ZÁKLADOVÉ DESKY	191
15	POROVNÁNÍ TUHOSTÍ DESEK RŮZNÝCH TLOUŠTĚK.....	193
16	DEFORMACE ZÁKLADOVÉ DESKY	196
17	TLAK VODY	197
18	ŘEŠENÍ VJEZDU DO GARÁŽÍ 1PP	198
19	ZÁVĚR	200
20	LITERATURA	202
21	SEZNAM PŘÍLOH.....	204

1 BYTOVÝ DŮM, DOBRUŠKA



Obrázek 1 - Vizualizace bytových domů ul.Mírová, Dobruška [11]

Zástavbu městského prostoru ve městě Dobruška mezi ulicí Mírová a vojenským úřadem řeší studie architekta Miroslava Gebase, Jedná se o čtyři samostatně stojící bytové domy. [11]

V každém z bytových domů se nachází 13 bytů. K objektům náleží venkovní parkovací plochy. Studie sloužila jako předloha pro objekt navrhovaný v rámci práce.

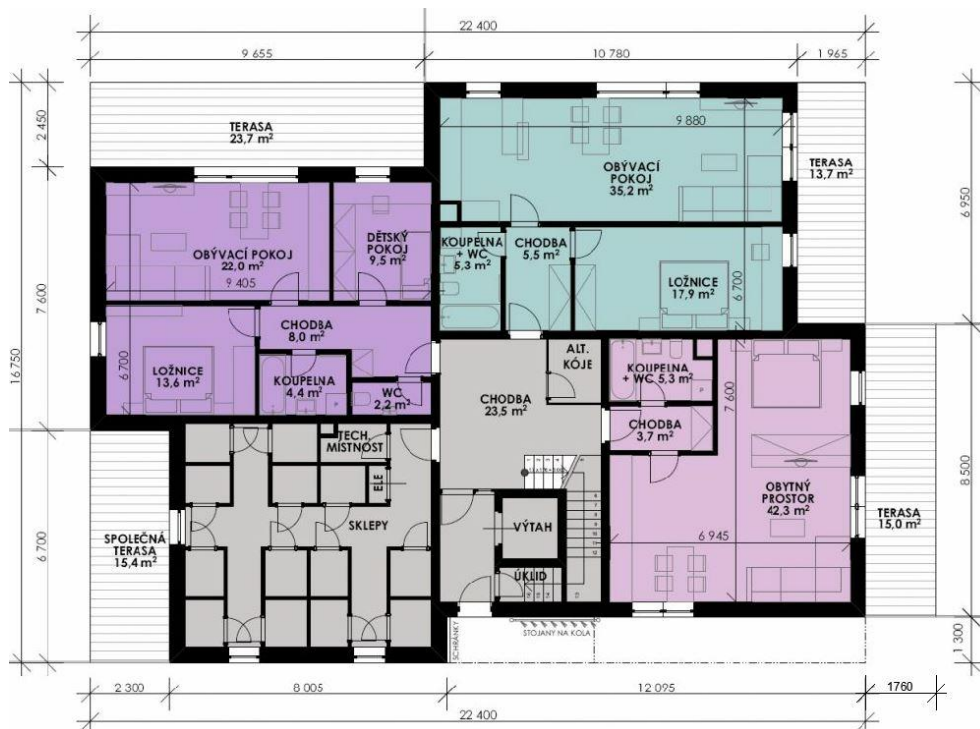


Obrázek 2 - Vizualizace bytových domů ul.Mírová, Dobruška [11]

V rámci projektu byl navržen bytový dům. V objektu došlo během návrhu ke změnám dispozic oproti původnímu návrhu, vzhledem k poloze instalačních šachet.

Původní dispozice:

1NP



Obrázek 3 - Dispozice 1NP, původní [11]

2NP, 3NP



Obrázek 4 - Dispozice 2NP, 3NP, původní [11]

4NP

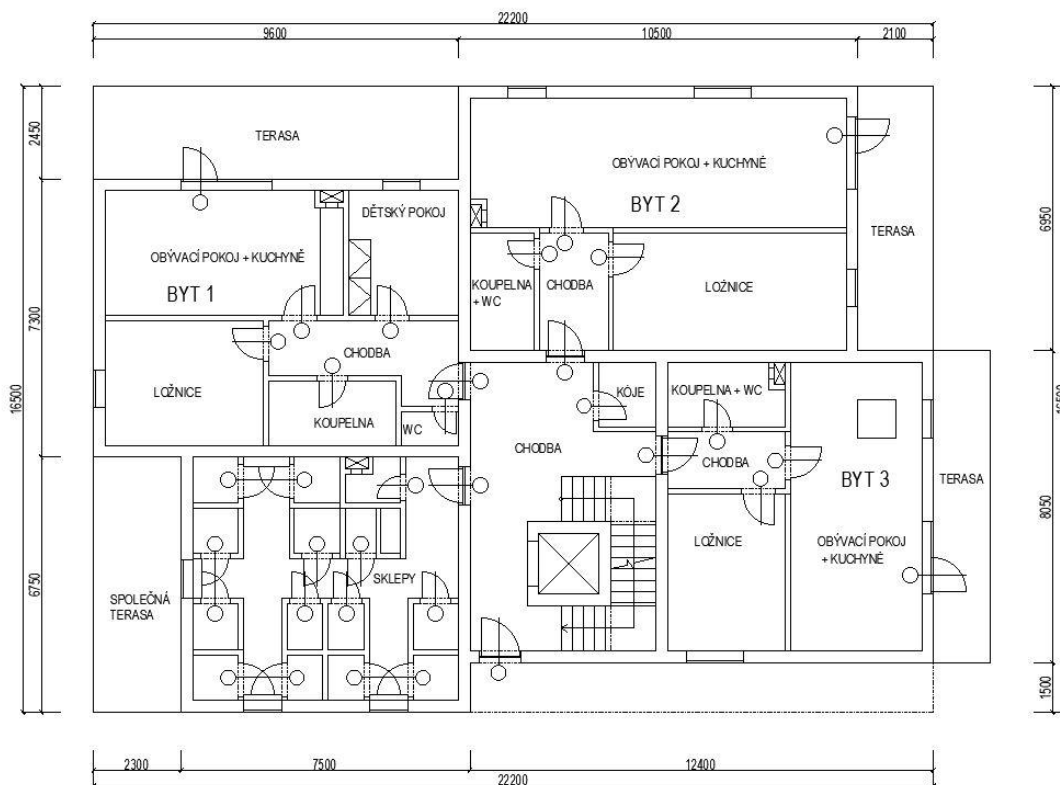


Obrázek 5 – Dispozice 4NP, původní [11]

Navržené dispozice:

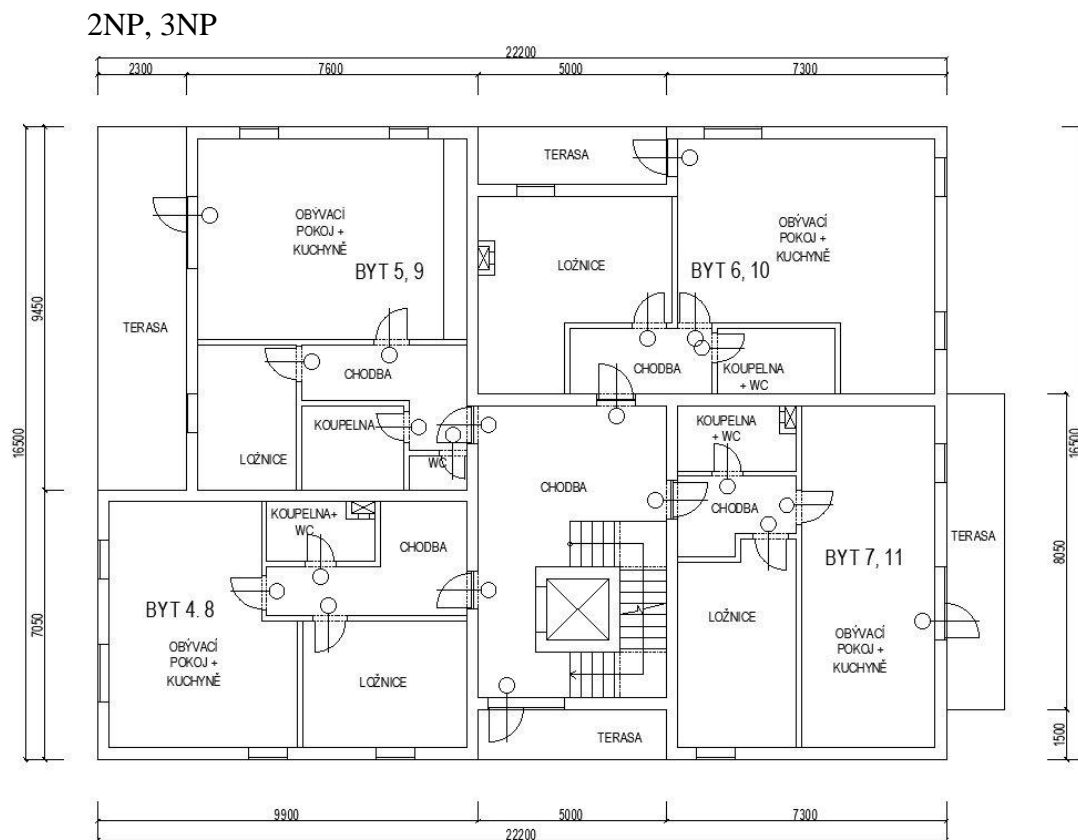
Po zhodnocení původních dispozic, poloh instalačních šachet a možností rozvodů TZB byly navrženy následující změny:

1NP



Obrázek 6 – Nově navržená dispozice 1NP

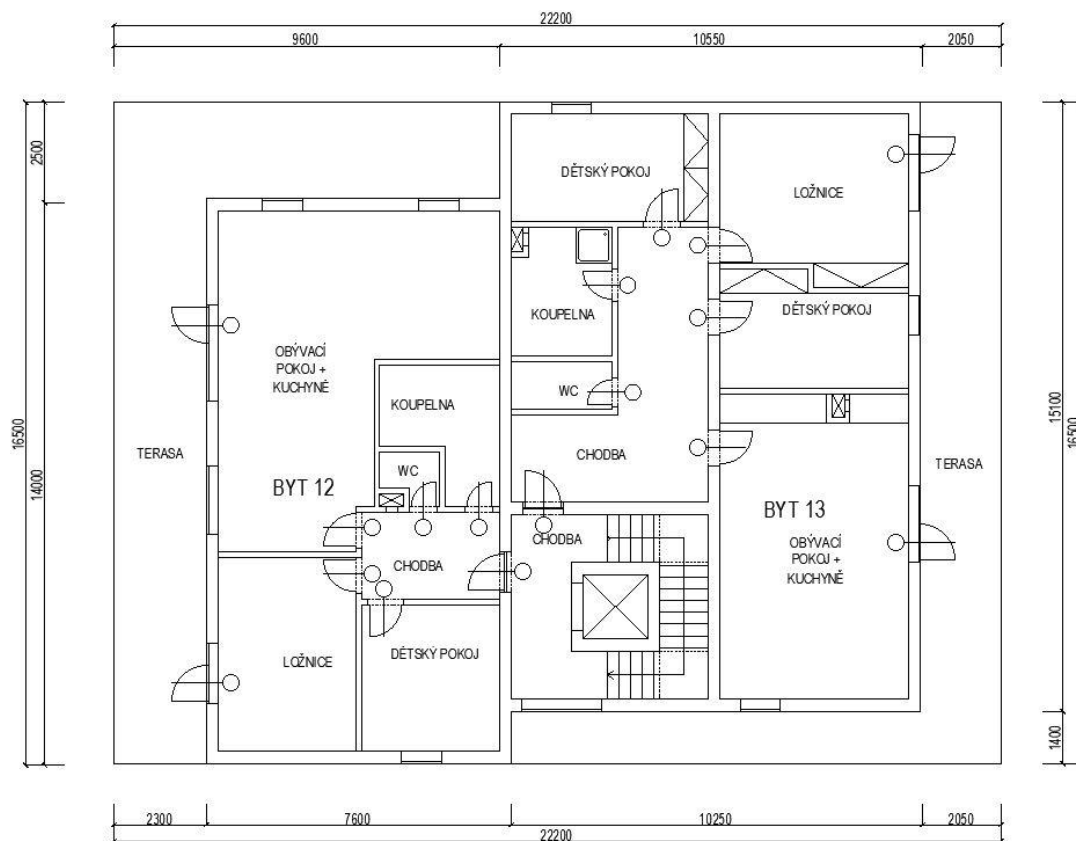
V prvním nadzemním podlaží byla přidána instalační šachta v bytě 1 v obývacím pokoji + kuchyni. V bytě 3 došlo k rozdělení obytného prostoru na dvě místnosti, ložnici a obývací pokoj s kuchyní.



Obrázek 7 - Nově navržená dispozice 2NP a 3NP

V druhém a třetím nadzemním podlaží došlo ke změně dispozic v bytech 4 a 8. Vzhledem k umístění instalační šachty a k vedení instalací bylo změněno umístění obývacího pokoje s kuchyní a ložnice. Místnosti byly prohozeny. Podlahová plocha místností byla v co nejvyšší míře zachována.

4NP



Obrázek 8 - Nově navržená dispozice 4NP

Ve čtvrtém nadzemním podlaží došlo, vzhledem k umístění instalační šachty a vedení instalací, ke změně umístění koupelny v bytě 12. Změněna je následně i dispozice obývacího pokoje s kuchyní. Podlahové plochy místností byly v co nejvyšší míře zachovány.

Konstrukční systém je stěnový, první dvě nadzemní patra železobetonové stěny, třetí a čtvrté nadzemní podlaží stěny zděné. Vodorovné nosné konstrukce tvoří železobetonové desky.

Předběžně bylo navrženo podzemní podlaží, které v původní studii není. Podzemním podlažím se propojí vždy dva objekty a vznikne prostor pro vnitřní parkování s třiceti parkovacími místy (pro každý objekt 15 míst, pro všechny objekty celkem 60 míst).



Obrázek 9 - Situace [11]

Venkovní prostory bude nutné upravit s ohledem na vjezdy a výjezdy z garáží, bude možné snížit počet venkovních parkovacích stání a volné plochy pokrýt zelení.

V rámci diplomové práce budou předběžně navrženy nosné prvky podzemního podlaží pod jedním z objektů horní stavby, který je vyznačen na obrázku 9 a podrobně navržena konstrukce podzemního podlaží, která je řešena jako bílá vana.

2 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

Nosné zdivo: HELUZ FAMILY 30 broušená, malta SB C

- rozměry d x š x v: 247 mm x 300 mm x 249 mm
- objemová hmotnost: 670 kg/m³
- skupina zdících prvků: 3
- průměrná pevnost zdících prvků: 10 MPa
- charakteristická pevnost zdiva v tlaku f_k : 4,1 MPa [10]
- součinitel modulu pružnosti K_E : 900

Příčky: HELUZ 140 broušená

- rozměry d x š x v: 497 mm x 140 mm x 249 mm
- objemová hmotnost: 740 kg/m³
- skupina zdících prvků: 2
- průměrná pevnost zdících prvků: 10 MPa

Keramické okenní a dveřní překlady

- HELUZ 23,8b - 275
- HELUZ 23,8b - 225
- HELUZ 23,8b - 175
- HELUZ 23,8b - 125

Beton: C30/37 – XC1 – Cl 0,2 – D_{max} 16 – S3

- charakteristická pevnost v tlaku $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- průměrná hodnota pevnosti v tahu $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
- charakteristická pevnost v tahu materiálu $f_{ctk} = 2,0 \text{ MPa}$
- dílčí součinitel spolehlivosti materiálu $\gamma_c = 1,5$

- návrhová hodnota pevnosti v tlaku $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$
- návrhová hodnota pevnosti v tahu $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$

- průměrná hodnota modulu pružnosti betonu $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$

- objemová hmotnost $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

Suterén, bílá vana: C25/30 - XC2 – Cl 0,2 – D_{max} 16 - S3

- charakteristická pevnost v tlaku $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- průměrná hodnota pevnosti v tahu $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$
- pevnost v tahu materiálu $f_{ctk} = 1,8 \text{ MPa}$
- dílčí součinitel spolehlivosti materiálu $\gamma_c = 1,5$

- návrhová hodnota pevnosti v tlaku $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$
- návrhová hodnota pevnosti v tahu $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$

- průměrná hodnota modulu pružnosti betonu $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$

- objemová hmotnost $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

- průsak max 35 mm dle ČSN EN 12390-8

Polystyrenbeton – pro spádové vrstvy

- objemová hmotnost $\rho = 600 \text{ kg/m}^3$

Ocel: B500B

- charakteristická mez kluzu oceli $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

- dílčí součinitel spolehlivosti materiálu $\gamma_s = 1,15$

- návrhová mez kluzu oceli $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

- modul pružnosti oceli $E = 200 \text{ GPa}$

3 KRYTÍ VÝZTUŽE

Stanovení krycí vrstvy výztuže v betonu C30/37 horní stavby:

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

$$c_{min} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}, 10 \text{ mm})$$

$$c_{min,b} = \emptyset = 10 \text{ mm (předpokládaný profil výztuže)}$$

$c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$ (dle požadavku stupně vlivu prostředí – XC1, desková konstrukce, kategorie S4, pro předpokládanou životnost konstrukce 50 let)

$$c_{min} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}, 10 \text{ mm}) = \max(10, 15, 10) = 15 \text{ mm}$$

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

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

Návrh krycí vrstvy výztuže v betonu horní stavby: 30 mm

Stanovení krycí vrstvy výztuže v betonu C25/30 spodní stavby:

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

$$c_{min} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}, 10 \text{ mm})$$

$$c_{min,b} = \emptyset = 10 \text{ mm (předpokládaný profil výztuže)}$$

$c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$ (dle požadavku stupně vlivu prostředí – XC2, desková konstrukce, kategorie S4, pro předpokládanou životnost konstrukce 50 let)

$$c_{min} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}, 10 \text{ mm}) = \max(10, 25, 10) = 25 \text{ mm}$$

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

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

Návrh krycí vrstvy výztuže v betonu spodní stavby: 40 mm

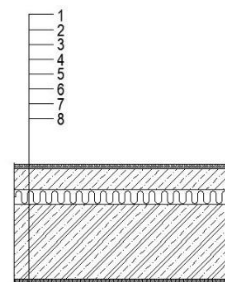
4 PŘEHLED ZATÍŽENÍ

4.1 STÁLÁ ZATÍŽENÍ

4.1.1 PODLAHY

P01 - OBYTNÉ PROSTORY 2NP - 4NP

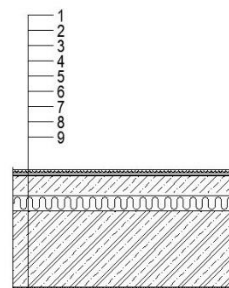
č.	vrstva	tl.[mm]	g [kN/m ²]
1	laminátová podlaha	10	0,08
2	tlumící podložka (pěnový PE)	5	0,001
3	separační PE fólie	0,2	0,002
4	betonová mazanina	70	1,61
5	separační PE fólie	0,2	0,002
6	akustická izolace (polystyren)	50	0,006
7	ŽB deska	250	-
8	sádrová omítka	10	0,12
ZATÍŽENÍ PODLAHY:			1,82



Obrázek 10 - P01

P02 - KOUPELNA 2NP - 4NP

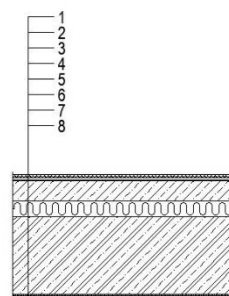
č.	vrstva	tl.[mm]	g [kN/m ²]
1	keramická dlažba	10	0,215
2	lepící tmel	8	0,045
3	ochranná hydroizolační hmota	2	0,02
4	penetrace	-	-
5	betonová mazanina	65	1,495
6	separační PE fólie	0,2	0,002
7	akustická izolace (polystyren)	50	0,006
8	ŽB deska	250	-
9	sádrová omítka	10	0,12
ZATÍŽENÍ PODLAHY:			1,90



Obrázek 11 - P02

P03 - CHODBA 2NP - 4NP

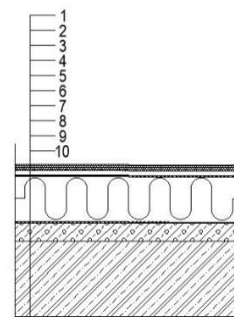
č.	vrstva	tl.[mm]	g [kN/m ²]
1	keramická dlažba	10	0,215
2	lepící tmel	8	0,045
3	penetrace	-	-
4	betonová mazanina	65	1,495
5	separační PE fólie	0,2	0,002
6	akustická izolace (polystyren)	50	0,006
7	ŽB deska	250	-
8	sádrová omítka	10	0,12
ZATÍŽENÍ PODLAHY:			1,88



Obrázek 12 - P03

P04 - LODŽIE

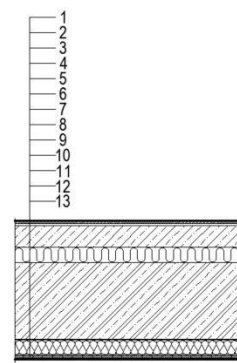
č.	vrstva	tl.[mm]	g [kN/m ²]
1	keramická dlažba	20	0,430
2	terče	25	0,200
3	podložky (HI - PVC-P)	1,5	0,009
4	hydroizolační vrstva (fólie PVC-P)	3	0,018
5	tepelná izolace na bázi PIR pěny	150	0,15
6	asfaltový pás SBS modifikovaný	4	0,045
7	asfaltová emulze	-	-
8	polystyren beton	90	0,54
9	ŽB deska	250	-
10	sádrová omítka	10	0,12
ZATÍŽENÍ PODLAHY:			1,51



Obrázek 13 - P04

P05 - OBYTNÉ PROSTORY 1NP

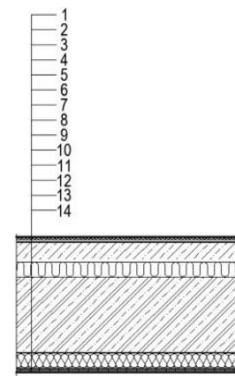
č.	vrstva	tl.[mm]	g [kN/m ²]
1	laminátová podlaha	10	0,08
2	tlumící podložka (pěnový PE)	5	0,001
3	separační PE fólie	0,2	0,0002
4	betonová mazanina	70	1,61
5	separační PE fólie	0,2	0,002
6	akustická izolace (polystyren)	50	0,006
7	ŽB deska	250	-
8	lepící a stěrková hmota	2	0,04
9	tepelná izolace (čedičová vlákna)	50	0,050
10	výztužná síťovina	-	0,002
11	lepící a stěrková hmota	5	0,07
12	základní nátěr	2	0,003
13	tenkovrstvá omítka	3	0,036
ZATÍŽENÍ PODLAHY:			1,89



Obrázek 14 - P05

P06 - KOUPELNA 1NP

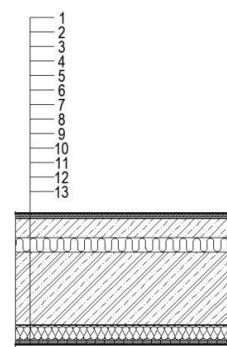
č.	vrstva	tl.[mm]	g [kN/m ²]
1	keramická dlažba	10	0,215
2	lepící tmel	8	0,045
3	ochranná hydroizolační hmota	2	0,02
4	penetrace	-	-
5	betonová mazanina	65	1,495
6	separační PE fólie	0,2	0,002
7	akustická izolace (polystyren)	50	0,006
8	ŽB deska	250	-
9	lepící a stěrková hmota	2	0,028
10	tepelná izolace (čedičová vlákna)	50	0,050
11	výztužná síťovina	-	0,002
12	lepící a stěrková hmota	5	0,07
13	základní nátěr	2	0,003
14	tenkovrstvá omítka	3	0,036
ZATÍŽENÍ PODLAHY:			1,97



Obrázek 15 - P06

P07 - CHODBA 1NP

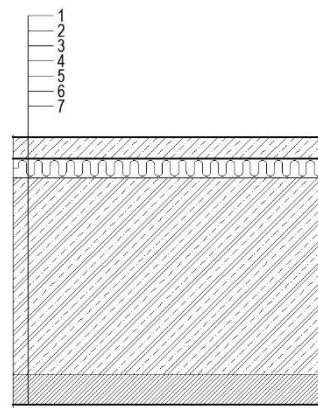
č.	vrstva	tl.[mm]	g [kN/m ²]
1	keramická dlažba	10	0,215
2	lepící tmel	8	0,045
3	penetrace	-	-
4	betonová mazanina	65	1,495
5	separační PE fólie	0,2	0,002
6	akustická izolace (polystyren)	50	0,006
7	ŽB deska	250	-
8	lepící a stěrková hmota	2	0,028
9	tepelná izolace (čedičová vlákna)	50	0,050
10	výztužná síťovina	-	0,002
11	lepící a stěrková hmota	5	0,07
12	základní nátěr	2	0,003
13	tenkovrstvá omítka	3	0,036
ZATÍŽENÍ PODLAHY:			1,95



Obrázek 16 - P07

P08 - GARÁŽE

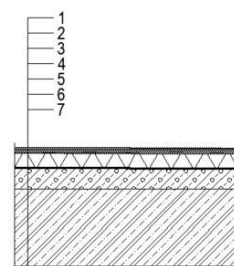
č.	vrstva	tl.[mm]	g [kN/m ²]
1	epoxidový nátěr	-	0,005
2	betonová mazanina	75	1,725
3	separační PE fólie	0,2	0,002
4	XPS	60	0,24
5	ŽB deska	650	-
6	2 x PE Fólie	0,4	0,004
7	podkladní beton	100	-
ZATÍŽENÍ PODLAHY:			1,97



Obrázek 17 - P08

P09 - LODŽIE BEZ TEPELNÉ IZOLACE

č.	vrstva	tl.[mm]	g [kN/m ²]
1	keramická dlažba	20	0,430
2	terče	25	0,200
3	podložky (HI - PVC-P)	1,5	0,009
4	hydroizolační vrstva (fólie PVC-P)	3	0,018
5	polystyren beton	90	0,540
6	ŽB deska	250	-
7	fasádní omítka	10	0,120
ZATÍŽENÍ PODLAHY:			1,32



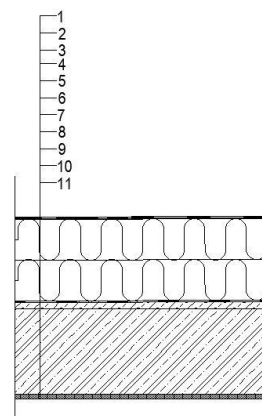
Obrázek 18 - P09

→ Jednotně je uvažováno zatížení podlahy 2 kN/m²

4.1.2 STŘEŠNÍ PLÁŠŤ

Střecha plochá jednoplášťová

č.	vrstva	tl. [mm]	gk [kN/m ²]
1	asfaltový pás s posypem	4,5	0,055
2	samolepící asfaltový pás	3	0,037
3	EPS 200	120	0,036
4	PIR lepidlo	-	-
5	EPS 200	120	0,036
6	asfaltové lepidlo	-	-
7	parozábrana z SBS modifik.asfaltu	4	0,045
8	asfaltová penetrační emulze	-	-
9	polystyrenbeton - spádová vrstva	290	1,74
10	železobetonová deska	250	-
11	sádrová omítka	10	0,12
ZATÍŽENÍ STŘECHA			2,069



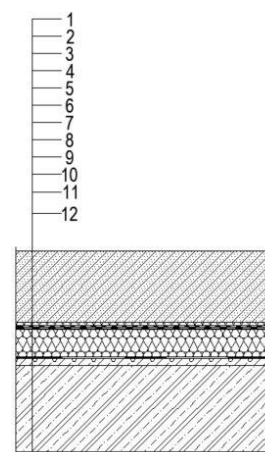
Obrázek 19 - ST

→ Uvažuji zatížení střešní krytinou 2,1 kN/m².

4.1.3 STROP – GARÁŽ MIMO HORNÍ STAVBU

STROP - GARÁŽE

č.	vrstva	tl.[mm]	g [kN/m ²]
1	zemina,substrát	260	4,70
2	filtrační geotextilie	-	0,005
3	nopová folie	8	0,004
4	separační geotextilie	-	0,005
5	asfaltový HI pás	5,3	0,063
6	asfaltový HI pás	4	0,045
7	asfaltový pás SBS modifik.asfalt	3	0,035
8	tepelná izolace (XPS)	50	0,0175
9	parozábrana z SBS modifik.asfaltu	4	0,045
10	asfaltová penetrační emulze	-	-
11	polystyren beton(50mm, max 110mm)	50	0,300
12	ŽB deska	250	-
ZATÍŽENÍ PODLAHY:			5,22



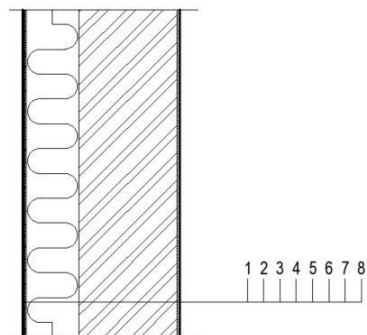
Obrázek 20 - STG

→ Uvažuji zatížení 5,3 kN/m²

4.1.4 OBVODOVÝ PLÁŠŤ

Obvodový plášť OB1

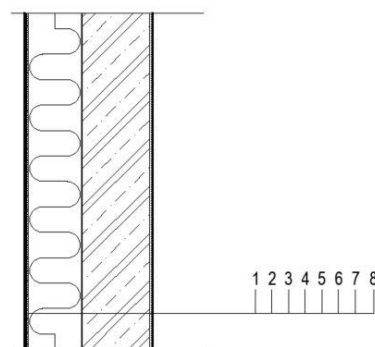
č.	vrstva	tl.[mm]	g [kN/m ²]
1	sádrová omítka	10	0,12
2	HELUZ FAMILY 30 broušená	300	-
3	lepící a stěrková hmota	2	0,028
4	tep. izolace – čedičová min. vlna	160	0,16
5	výztužná síťovina	-	0,002
6	lepící a stěrková hmota	5	0,070
7	základní nátěr	2	0,003
8	fasádní omítka	5	0,09
ZATÍŽENÍ:			0,4725



Obrázek 21 - OB1

Obvodový plášť OB2

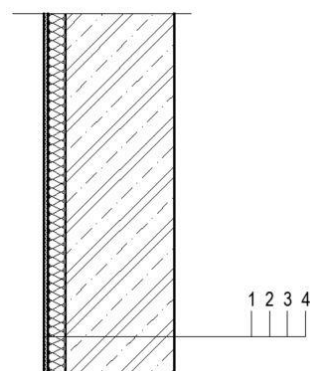
č.	vrstva	tl.[mm]	g [kN/m ²]
1	sádrová omítka	10	0,12
2	ŽB stěna	200	-
3	lepící a stěrková hmota	2	0,028
4	tep. izolace – čedičová min. vlna	160	0,16
5	výztužná síťovina	-	0,002
6	lepící a stěrková hmota	5	0,070
7	základní nátěr	2	0,003
8	fasádní omítka	5	0,09
ZATÍŽENÍ:			0,4725



Obrázek 22 - OB2

Obvodový plášť OB3

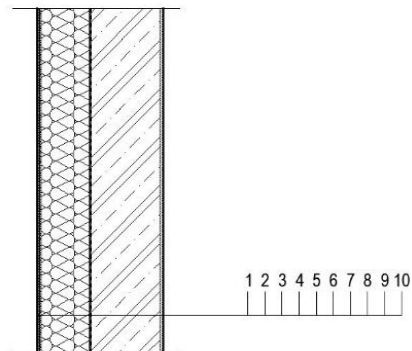
č.	vrstva	tl.[mm]	g [kN/m ²]
1	železobeton	300	-
2	Lepící hmota	2	0,028
3	tepelná izolace (XPS)	50	0,0175
4	geotextilie	-	0,005
ZATÍŽENÍ:			0,0505



Obrázek 23 - OB3

Obvodový plášť OB4

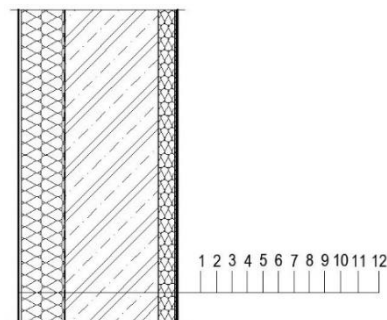
č.	vrstva	tl.[mm]	g [kN/m ²]
1	sádrová omítka	10	0,12
2	železobeton	200	-
3	asfaltová penetrační emulze	-	-
4	asfaltový pás	4	0,045
5	lepící hmota	2	0,028
6	tepelná izolace (XPS)	140	0,049
7	výztužná síťovina	-	0,002
8	lepící a stěrková hmota	5	0,070
9	základní nátěr	2	0,003
10	soklová omítka	5	0,09
ZATÍŽENÍ:			0,4065



Obrázek 24 - OB4

Obvodový plášť OB5

č.	vrstva	tl.[mm]	g [kN/m ²]
1	tenkovrstvá omítka	3	0,036
2	základní nátěr	2	0,003
3	lepící a stěrková hmota	5	0,070
4	výztužná síťovina	-	0,002
5	tepelná izolace (čedičová vlákna)	50	0,050
6	lepící a stěrková hmota	2	0,028
7	ŽB deska	300	-
8	asfaltová penetrační emulze	-	-
9	asfaltový pás	4	0,045
10	lepící hmota	2	0,028
11	tepelná izolace (XPS)	50	0,0175
12	geotextilie	-	0,005
ZATÍŽENÍ:			0,285



Obrázek 25 - OB5

→ Zatížení obvodovým pláštěm 0,5 kN/m²

4.1.5 PŘÍČKY

Příčky z tvarovek HELUZ 14 broušených

- hmotnost příčky: 740 kg/m^3 , tl. 140 mm $\rightarrow 1,036 \text{ kN/m}^2$

- výška stěny: 3,00 m (1PP)

3,00 m (1NP)

3,00 m (2NP)

3,00 m (3NP)

3,36 m (4NP)

- vlastní tíha příčky: $g_{k(1PP)} = 1,036 * 3,36 = 3,48 \text{ kN/m}'$

$$g_{k(1NP)} = 1,036 * 3,00 = 3,1 \text{ kN/m}'$$

$$g_{k(2NP)} = 1,036 * 3,00 = 3,1 \text{ kN/m}'$$

$$g_{k(3NP)} = 1,036 * 3,00 = 3,1 \text{ kN/m}'$$

$$g_{k(4NP)} = 1,036 * 3,00 = 3,1 \text{ kN/m}'$$

- délka všech příček v podlaží:

$L_{1NP} = 79,68 \text{ m}$

$L_{2NP} = 63,27 \text{ m}$

$L_{3NP} = 63,27 \text{ m}$

$L_{4NP} = 52,45 \text{ m}$

- plocha podlaží:

$$A_{1NP} = 273 \text{ m}^2$$

$$A_{2NP} = 291 \text{ m}^2$$

$$A_{3NP} = 291 \text{ m}^2$$

$$A_{4NP} = 220 \text{ m}^2$$

- náhradní zatížení od příček:

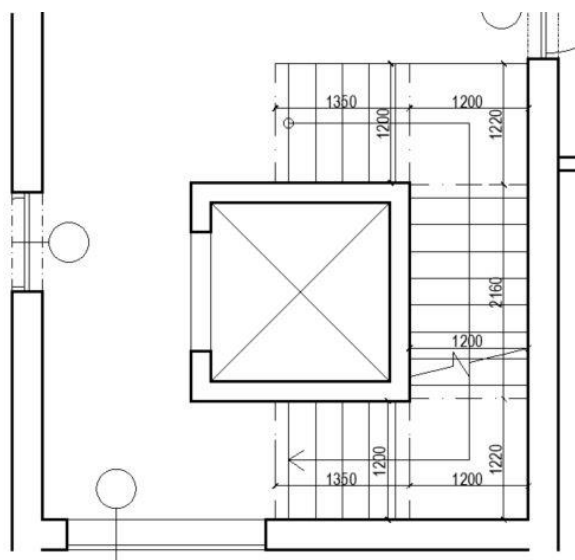
$$1NP: g_{k(1NP)} * L_{1NP} / A_{1NP} = 3,1 * 79,68 / 273 = 0,91 \text{ kN/m}^2$$

$$2NP: g_{k(2NP)} * L_{2NP} / A_{2NP} = 3,1 * 63,27 / 291 = 0,68 \text{ kN/m}^2$$

$$3NP: g_{k(3NP)} * L_{3NP} / A_{3NP} = 3,1 * 63,27 / 291 = 0,68 \text{ kN/m}^2$$

$$4NP: g_{k(4NP)} * L_{4NP} / A_{4NP} = 3,1 * 52,45 / 220 = 0,74 \text{ kN/m}^2$$

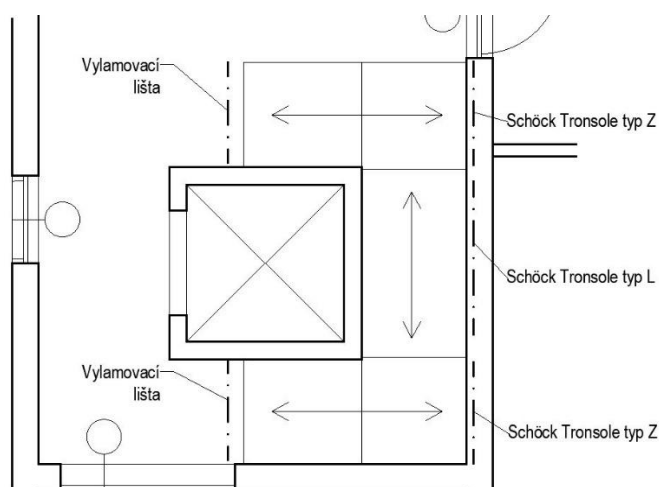
4.1.6 SCHODIŠTĚ



Obrázek 26 - Schéma schodiště

- konstrukční výška podlaží: 3,25 m
- počet stupňů: 18
- výška schodišťového stupně: $3250/18=180,5$ mm
- šířka schodišťového stupně: 270 mm
- náhradní spojité zatížení od schodišťových stupňů:
 $g_k=1/2*25*0,1805=2,26$ kN/m²
- schodiště monolitické

Schéma uložení:



Obrázek 27 - Schéma uložení

Akustické řešení:

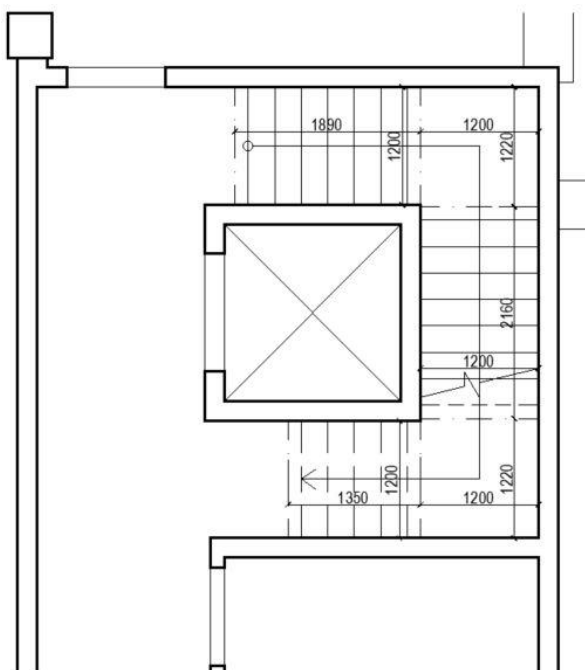
Schöck Tronsole typ Z

– Nosný prvek, který zajišťuje napojení podesty na schodišťové stěny a izolaci proti kročejovému zvuku

Schöck Tronsole typ L

– doplněk systémů pro izolaci proti kročejovému zvuku

Konstrukční výška 1PP (změna K.V. oproti ostatním podlažím): 3,610 m



Obrázek 28 - Schéma schodiště v 1PP

- počet stupňů: 20
- šířka schodišťového stupně: 270 mm
- výška schodišťového stupně: $3610/20=180,5$ mm
- náhradní spojité zatížení od schodišťových stupňů:
$$g_k=1/2*25*0,1805=2,26 \text{ kN/m}^2$$
- schodiště monolitické

4.2 PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

4.2.1 UŽITNÉ ZATÍŽENÍ

stropní konstrukce: $q_k=1,5 \text{ kN/m}^2$

schodiště: $q_k=3,0 \text{ kN/m}^2$

balkóny: $q_k=3,0 \text{ kN/m}^2$

nepřístupná střecha s výjimkou běžné údržby a oprav $q_k=0,75 \text{ kN/m}^2$

garáže: $q_k=2,5 \text{ kN/m}^2$

zatížení v úrovni terénu – $q_{0,k}= 10,0 \text{ kN/m}^2$

4.2.2 ZATÍŽENÍ SNĚHEM

- lokalita: Dobruška

- sněhová oblast III.

- $s_k^m=1,5 \text{ kN/m}^2$

- $S_k = \mu_i * C_e * C_t * s_k^m$

- $\mu_i = 0,8$

- $C_e = 1,0$

- $C_t = 1,0$

$s_k = \mu_i * C_e * C_t * s_k^m = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 1,5 = 1,2 \text{ kN/m}^2$

→ užitné zatížení na střеше bude uvažováno hodnotou zatížení sněhem

4.2.3 ZATÍŽENÍ VĚTREM

- lokalita: Dobruška

- větrná oblast II. $v_b = 25 \text{ m/s}$

- kategorie terénu III. , $z_0 = 0,3$, $z_{\min} = 5 \text{ m}$

- tlak větru

$w_e = q_b * C_e(z) * C_{pe}$

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho_v * v_b^2 = \frac{1}{2} * 1,25 * 25 = 391 \text{ Pa}$$

$$C_e(z) = 1,8$$

$$C_{pe} = 1,0$$

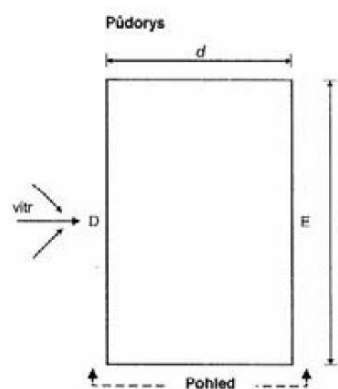
$$w_e = q_b * C_e(z) * C_{pe} = 391 * 1,8 * 1,0 = 704 \text{ Pa}$$

OBVODOVÝ PLÁŠŤ

- PŘÍČNÝ VÍTR

$$b = 22,2 \text{ m}$$

$$d = 16,5 \text{ m}$$



Obrázek 29 - Schéma zatížení větrem [12]

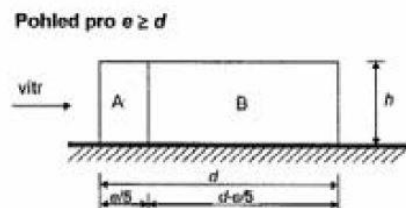
$$e = b = 22,2 \text{ m}$$

$$e \geq d$$

$$22,2 \text{ m} \geq 16,5 \text{ m} \rightarrow$$

$$h = 13,86 \text{ m}$$

$$h/d = 13,86/16,5 = 0,84$$



Obrázek 30 - Schéma zatížení větrem [12]

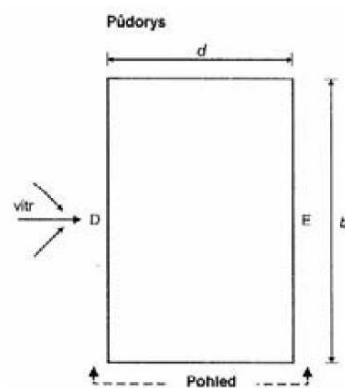
$$w_k = w_e * C_{pe,10}$$

	w_e [kPa]	$C_{pe,10}$	w_k [kPa]
A	0,704	-1,2	-0,845
B	0,704	-0,8	-0,563

- PODÉLNÝ VÍTR

$$b = 16,5 \text{ m}$$

$$d = 22,2 \text{ m}$$



Obrázek 31 - Schéma zatížení větrem [12]

$$e = b = 16,5 \text{ m}$$

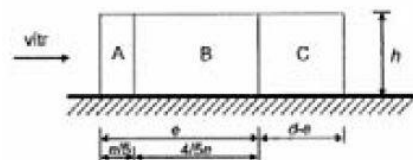
$$e < d$$

$$16,5 \text{ m} < 22,2 \text{ m} \rightarrow$$

$$h = 13,86 \text{ m}$$

$$h/d = 13,86/22,2=0,624$$

Pohled pro $e < d$



Obrázek 32 - Schéma zatížení větrem [12]

$$w_k = w_e * C_{pe,10}$$

	w_e [kPa]	$C_{pe,10}$	w_k [kPa]
A	0,704	-1,2	-0,845
B	0,704	-0,8	-0,563
C	0,704	-0,5	-0,352

STŘEŠNÍ PLÁŠŤ

$$b = 22,2 \text{ m}$$

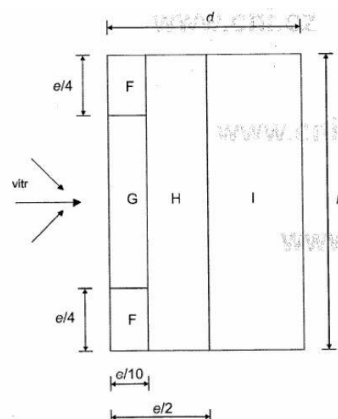
$$d = 16,5 \text{ m}$$

$$e = b = 22,2 \text{ m}$$

$$\text{výška atiky } h_p = 0,85 \text{ m}$$

$$h_p/h = 0,85/13,86=0,06 \text{ m}$$

	w_e [kPa]	$C_{pe,10}$	w_k [kPa]
F	0,704	-1,36	-0,957
G	0,704	-0,88	-0,620
H	0,704	-0,7	-0,493
I	0,704	-0,2	-0,141



Obrázek 33 - Schéma zatížení střechy větrem [12]

4.3 ZEMNÍ TLAK

VRT

	[m]	ZEMINA	γ [kN/m ³]	n	γ_{su} [kN/m ³]	$\varphi_{ef,k}$ [°]	c_{ef} [kPa]	E_{def} [MPa]	ν	$\varphi_{ef,d}$ [°]	K_0 [-]
1	0,00-0,20	navážka hlinitá	18	-	-	25	15	7	0,40	20	0,67
2	0,2-1,80	hlína	19	-	-	22	6	5	0,40	17,6	0,67
3	1,80-2,50	hlína	20	-	-	24	8	6	0,4	19,2	0,67
4	2,50-6,0	jíl písčitý	20	0,46	14,6	24	8	6	0,35	19,2	0,54
	6,0↓	slínovec									

Deformační modul slínovce bude výrazně vyšší a nebude se příliš stlačovat. V programu Scia Engineer je tedy uvažován jako nestlačitelné podloží.

Hladina podzemní vody 2,5 m

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

Vzorce:

$$\gamma_{su} = \gamma - (1 - n) * \gamma_w$$

$$\varphi_{ef,d} = \arctg\left(\frac{\varphi_{ef,k}}{\gamma_\varphi}\right)$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Tlak v úrovni terénu:

- užité zatížení v úrovni terénu – $q_{0,k} = 10,0 \text{ kN/m}^2$

$$\sigma_{0,k} = K_{0,1} * q_{0,k} = 0,67 * 10,0 = 6,7 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak:

$$\sigma_{1,k} = \sigma_{0,k} + K_{0,1} * \gamma_1 * h_1 = 6,7 + 0,67 * 18 * 0,2 = 9,12 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{2,k} = \sigma_{1,k} + K_{0,2} * \gamma_2 * h_2 = 9,12 + 0,67 * 19 * 1,6 = 29,49 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{3,k} = \sigma_{2,k} + K_{0,3} * \gamma_3 * h_3 = 29,49 + 0,67 * 20 * 0,7 = 38,87 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{4,k} &= \sigma_{3,k} + K_{0,4} * \gamma_{su,4} * h_4 + \gamma_w * h_4 = 38,87 + 0,54 * 14,6 * 1,11 + 10 * 1,11 = \\ &= 58,72 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4.4 PŘEHLED ZATÍŽENÍ

Tabulka 1 - Přehled zatížení

	ZATÍŽENÍ	[kN/m ²]	[kN/m]
stálé	podlaha	2,00	
	střešní plášť	2,10	
	strop - garáž	5,3	
	obvodový plášť	0,5	
	příčky 1PP		3,48
	příčky 1NP	0,91	
	příčky 2NP	0,68	
	příčky 3NP	0,68	
	příčky 4NP	0,74	
	schodiště	2,26	
proměnné	užitné - střecha	1,20	
	užitné - stropy	1,50	
	užitné - schodiště	3,00	
	užitné - balkóny	3,00	
	užitné - garáže	2,50	
	užitné - terén	10,00	

5 PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH NOSNÝCH PRVKŮ HORNÍ STAVBY

5.1 VODOROVNÉ NOSNÉ KONSTRUKCE

5.1.1 STROPNÍ DESKY

Pozn.: Přerušovaná čára zobrazuje nosnou zeď v patře nad stropní deskou.

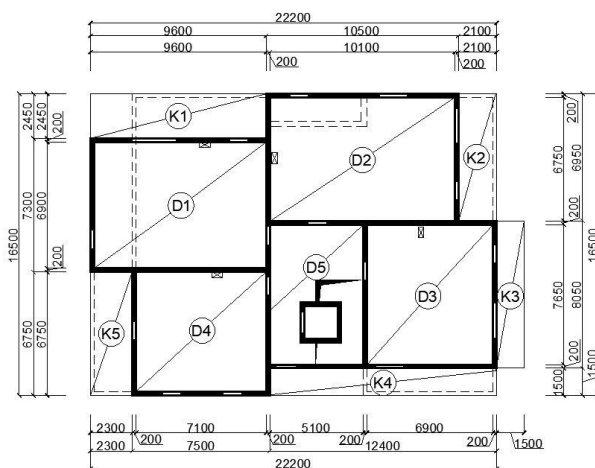
Návrh a posouzení desek 2NP, 3NP, 4NP a střešních desek.

Desky 2NP:

	pnutí	$L_y \times L_x$ (L) [m]
D1	obousměrně	9,6 x 7,1
D2	obousměrně	10,3 x 6,95
D3	obousměrně	7,1 x 7,95
D4	obousměrně	7,3 x 6,75
D5	jednosměrně	5,3

Konzoly:

	L [m]
K1	2,45
K2	2,10
K3	1,50
K4	1,50
K5	2,30



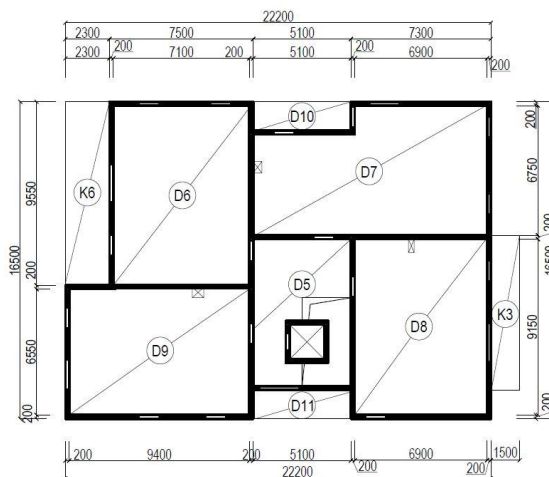
Obrázek 34 - Desky 2NP

Desky 3NP:

	pnutí	$L_y \times L_x$ (L) [m]
D5	jednosměrně	5,3
D6	obousměrně	9,55 x 7,3
D7	obousměrně	12,4 x 6,95
D8	obousměrně	9,35 x 7,1
D9	obousměrně	9,6 x 6,75
D10	vykonzolovaná	1,6
D11	vykonzolovaná	1,6

Konzoly:

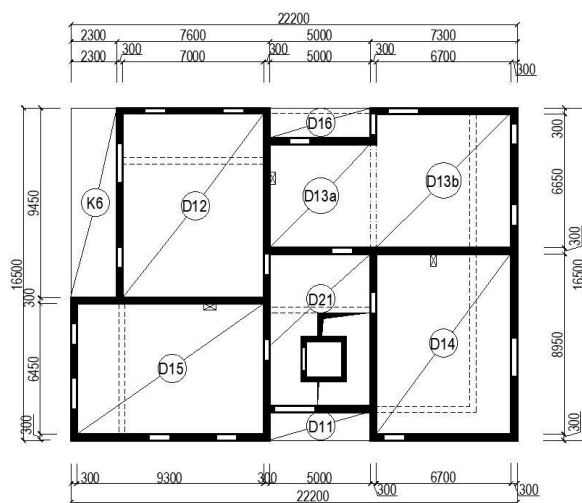
	L [m]
K3	1,50
K6	2,30



Obrázek 35 - Desky 3NP

Desky 4NP:

	pnutí	$L_y \times L_x$ (L) [m]
D11	vykonzolovaná	1,6
D12	obousměrně	9,45 x 7,3
D13a	obousměrně	5,45 x 5,3
D13b	obousměrně	7,0 x 6,95
D14	obousměrně	9,25 x 7,0
D15	obousměrně	9,6 x 6,75
D16	vykonzolovaná	1,65
D21	jednosměrně	5,30



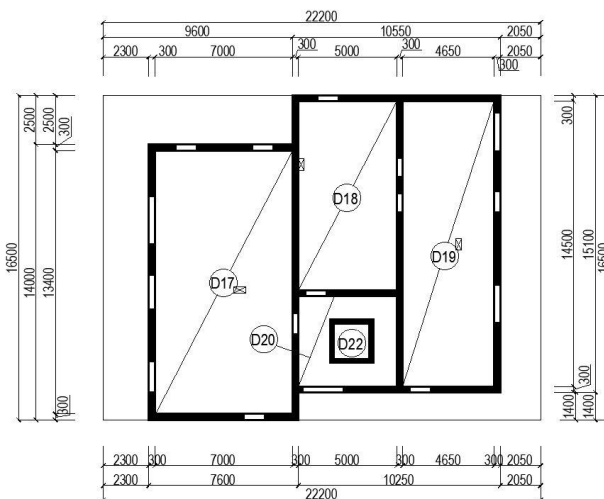
Obrázek 36 - Desky 4NP

Konzoly:

	L [m]
K6	2,30

Střešní deska:

	pnutí	$L_y \times L_x$ (L) [m]
D17	jednosměrně	7,30
D18	jednosměrně	5,30
D19	jednosměrně	4,95
D20	jednosměrně	1,80
D22	obousměrně	1,9 x 1,9



Obrázek 37 - Desky střešní

EMPIRICKÝ NÁVRH TLOUŠTKY DESKY

- Po obvodě podepřená deska D1; 9,6 x 7,1 m

$$h_{d1} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * L_x = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * 7,1 = (0,203 \div 0,236)m$$

- Po obvodě podepřená deska D2; 10,3 x 6,95 m

$$h_{d2} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * L_x = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * 6,95 = (0,199 \div 0,232)m$$

- Po obvodě podepřená deska D3; 7,95 x 7,1 m

$$h_{d3} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * L_x = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * 7,1 = (0,202 \div 0,236)m$$

- Po obvodě podepřená deska D4; 7,3 x 6,75 m

$$h_{d4} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * L_x = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * 6,75 = (0,193 \div 0,225)m$$

- Jednosměrně pnutá deska D5, D21; L = 5,3 m

$$h_{d5} = h_{d21} = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20}\right) * L = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20}\right) * 5,3 = (0,212 \div 0,265)m$$

- Po obvodě podepřená deska D6; 9,55 x 7,3 m

$$h_{d6} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * L_x = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * 7,3 = (0,208 \div 0,243)m$$

- Po obvodě podepřená deska D7; 12,4 x 6,95

$$h_{d7} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * L_x = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * 6,95 = (0,199 \div 0,232)m$$

- Po obvodě podepřená deska D8; 9,35 x 7,1 m

$$h_{d8} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * L_x = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * 7,1 = (0,202 \div 0,236)m$$

- Po obvodě podepřená deska D9; 9,6 x 6,75 m

$$h_{d9} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * L_x = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * 6,75 = (0,192 \div 0,225)m$$

- Jednosměrně pnutá deska, vykonzolovaná D10; L= 1,6 m

$$h_{d10} = \frac{1}{10} * L = \frac{1}{10} * 1,6 = 0,160 m$$

- Jednosměrně pnutá deska, vykonzolovaná D11; L = 1,6 m

$$h_{d11} = \frac{1}{10} * L = \frac{1}{10} * 1,6 = 0,160 m$$

- Po obvodě podepřená deska D12; 9,45 x 7,3 m

$$h_{d12} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * L_x = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * 7,3 = (0,208 \div 0,243)m$$

- Po obvodě podepřená deska D13a ; 5,45 x 5,3 m

$$h_{d13a} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * L_x = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * 5,3 = (0,151 \div 0,176)m$$

- Po obvodě podepřená deska D13b ; 7,0 x 6,95 m

$$h_{d13b} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * L_x = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * 6,95 = (0,198 \div 0,232)m$$

- Po obvodě podepřená deska D14; 9,25 x 7,0 m

$$h_{d14} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * L_x = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * 7,0 = (0,200 \div 0,233)m$$

- Po obvodě podepřená deska D15; 9,6 x 6,75 m

$$h_{d15} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * L_x = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * 6,75 = (0,193 \div 0,225)m$$

- Jednosměrně pnutá deska, vykonzolovaná D16; L= 1,65 m

$$h_{d16} = \frac{1}{10} * L = \frac{1}{10} * 1,65 = 0,165m$$

- Jednosměrně pnutá deska D17; L = 7,3 m

$$h_{d17} = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20}\right) * L_x = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20}\right) * 7,3 = (0,292 \div 0,365)m$$

- Jednosměrně pnutá deska D18; L = 5,3 m

$$h_{d18} = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20}\right) * L = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20}\right) * 5,3 = (0,212 \div 0,265)m$$

- Jednosměrně pnutá deska D19; L = 4,95 m

$$h_{d19} = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20}\right) * L = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20}\right) * 4,95 = (0,198 \div 0,247)m$$

- Jednosměrně pnutá deska D20; L = 1,80 m

$$h_{d20} = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20}\right) * L = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20}\right) * 1,8 = (0,072 \div 0,09)m$$

- Po obvodě podepřená deska D22 ; 1,9 x 1,9 m

$$h_{d22} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * L_x = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) * 1,9 = (0,054 \div 0,063)m$$

- Konzola K1; $L = 2,45 \text{ m}$

$$h_{k1} = \frac{1}{10} * L = \frac{1}{10} * 2,45 = 0,245 \text{ m}$$

- Konzola K2; $L = 2,10 \text{ m}$

$$h_{k2} = \frac{1}{10} * L = \frac{1}{10} * 2,10 = 0,210 \text{ m}$$

- Konzola K3; $L = 1,5 \text{ m}$

$$h_{k3} = \frac{1}{10} * L = \frac{1}{10} * 1,5 = 0,150 \text{ m}$$

- Konzola K4; $L = 1,5 \text{ m}$

$$h_{k4} = \frac{1}{10} * L = \frac{1}{10} * 1,5 = 0,150 \text{ m}$$

- Konzola K5, K6; $L = 2,3 \text{ m}$

$$h_{k5} = h_{k6} = \frac{1}{10} * L = \frac{1}{10} * 2,3 = 0,230 \text{ m}$$

NÁVRH TLOUŠTKY DESEK S PŘIHLÉDNUTÍM KE KRITÉRIU VYMEZUJÍCÍ OHYBOVÉ ŠTÍHLOSTI

Obecné vzorce:

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

$\kappa_{c1} = 1,0$... závisí na tvar průřezu

$\kappa_{c2} = 1,0$... závisí na rozpětí

$\kappa_{c3} = 1,2$... součinitel napětí tahové výztuže $\sim \frac{500}{f_{yk}} * \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}$

- předpokládaný stupeň vyztužení desek: $\rho \leq 0,5\%$

- předpokládaný profil výztuže: $\emptyset = 10 \text{ mm}$

- předpokládaná životnost objektu: 50 let

- krytí výztuže:

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

$$c_{min} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}, 10 \text{ mm})$$

$$c_{min,b} = \emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = 20\text{mm (XC3)}$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}, 10\text{ mm}) = \max(10,20,10) = 20\text{ mm}$$

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

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

**SPLNĚNÍ PODMÍNKY OHYBOVÉ
ŠÍŘLOSTI:**

DESKA	L[m]	$\lambda_{d,tab}$	λ_d	d [mm]	h_d [mm]
D1	7,10	26	31,2	228	263
D2	6,95	26	31,2	223	258
D3	7,10	26	31,2	228	263
D4	6,75	26	31,2	216	251
D5,D21	5,30	30	36,0	147	182
D6	7,30	26	31,2	234	269
D7	6,95	26	31,2	223	258
D8	7,10	26	31,2	228	263
D9	6,75	26	31,2	216	251
D10	1,60	8	9,6	167	202
D11	1,60	8	9,6	167	202
D12	7,30	26	31,2	234	269
D13a	5,30	30	36,0	147	182
D13b	6,95	26	31,2	223	258
D14	7,00	26	31,2	224	259
D15	0,75	26	31,2	24	59
D16	1,65	8	9,6	172	207
D17	7,30	26	31,2	234	269
D18	5,30	30	36,0	147	182
D19	4,95	26	31,2	159	194
D20	1,80	26	31,2	58	93
D22	1,90	30	36,0	53	88

KONZOLA	L[m]	$\lambda_{d,tab}$	λ_d	d [mm]	h_d [mm]
K1	2,45	8	9,6	255	290
K2	2,10	8	9,6	219	254
K3	1,50	8	9,6	156	191
K4	1,50	8	9,6	156	191
K5	2,30	8	9,6	240	275
K6	2,30	8	9,6	240	275

$$h_d = d + c_{nom} + \frac{\emptyset}{2}$$

→ NÁVRH JEDNOTNÉ TLOUŠŤKY DESKY 250 mm

ZATÍŽENÍ STROPNÍCH DESEK HORNÍ STAVBY

ZATÍŽENÍ DESEK 2NP

TYP	ZATÍŽENÍ	h[m]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_d	g_d [kN/m ²]	
STÁLÉ	DESKA	0,25	2500	6,25	1,35	8,44	
	PŘÍČKY			0,68	1,35	0,92	
	PODLAHY			2,00	1,35	2,70	
PROMĚNNÉ	UŽITNÉ			1,50	1,5	2,25	
				$(g+q)_k=$	10,43	$(g+q)_{2NP,d}=$	14,31

ZATÍŽENÍ DESEK 3NP

TYP	ZATÍŽENÍ	h[m]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_d	g_d [kN/m ²]	
STÁLÉ	DESKA	0,25	2500	6,25	1,35	8,44	
	PŘÍČKY			0,68	1,35	0,92	
	PODLAHY			2,00	1,35	2,70	
PROMĚNNÉ	UŽITNÉ			1,50	1,5	2,25	
				$(g+q)_k=$	10,43	$(g+q)_{3NP,d}=$	14,31

ZATÍŽENÍ DESEK 4NP

TYP	ZATÍŽENÍ	h[m]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_d	g_d [kN/m ²]	
STÁLÉ	DESKA	0,25	2500	6,25	1,35	8,44	
	PŘÍČKY			0,74	1,35	1,00	
	PODLAHY			2,00	1,35	2,70	
PROMĚNNÉ	UŽITNÉ			1,50	1,5	2,25	
				$(g+q)_k=$	10,49	$(g+q)_{4NP,d}=$	14,39

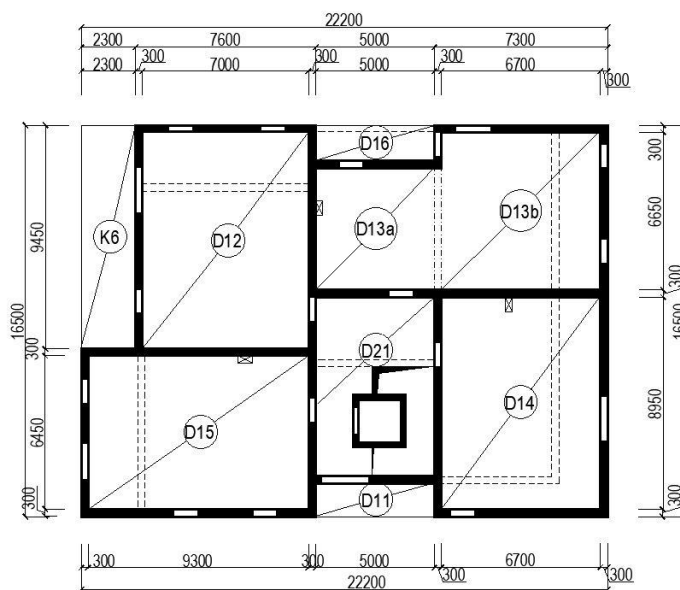
ZATÍŽENÍ STŘEŠNÍ DESKY

TYP	ZATÍŽENÍ	h[m]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_d	g_d [kN/m ²]	
STÁLÉ	DESKA	0,25	2500	6,25	1,35	8,44	
	STŘECHA			2,10	1,35	2,84	
PROMĚNNÉ	UŽITNÉ/SNÍH			1,20	1,5	1,80	
				$(g+q)_k=$	9,55	$(g+q)_{stř,d}=$	13,07

OVĚŘENÍ DESEK Z HLEDISKA ÚNOSNOSTI V OHYBU A VE SMYKU

Ukázán je výpočet ověření desky 4NP z hlediska únosnosti v ohybu a ve smyku. Ostatní stropní desky byly obdobně posouzeny v rámci projektu a lze jejich návrh, návrh tloušťky desek 250 mm, považovat za vyhovující.

DESKY 4NP:



Obrázek 38 - Desky 4NP

Posouzena bude deska D14, na kterou působí dvě křížící se nosné stěny.

DESKA D14:

Vypočtená reakce od přitěžující stěny 4NP:

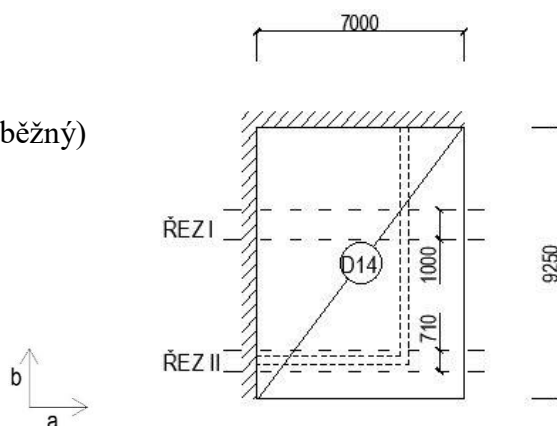
Liniové zatížení z nosné stěny 4NP:

- Zatížení na střeše $13,07 \text{ kN/m}^2$, deska D19, zatěžovací šířka $4,95/2$
 $\rightarrow 13,07 * 4,95/2 = 32,35 \text{ kN/m}$
- Atika ŽB, $h=0,85\text{m}$, $tl = 0,2 \text{ m}$, objemová tíha 25 kN/m^3
 $\rightarrow 25 * 0,85 * 0,2 * 1,35 = 5,74 \text{ kN/m}$
- Zděná stěna, $h = 3\text{m}$, $tl = 0,3 \text{ m}$, objemová hmotnost 670 kg/m^3 , $g = 10 \text{ m/s}^2$
 $\rightarrow 670 * 10 * 3 * 0,3 * 1,35 = 8140 \text{ N/m} = 8,14 \text{ kN/m}$

$$\rightarrow g_{S4NP,d} = 32,35 + 5,74 + 8,14 = 46,23 \text{ kN/m}$$

Reakce:

$R_{S4NP,d} = 46,23 \text{ kN}$ (pozn. Reakce na metr běžný)



Obrázek 39 - Deska D14

Výpočet liniového zatížení ze 4NP:

ZATÍŽENÍ DESEK 4NP

TYP	ZATÍŽENÍ	h[m]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_d	g_d [kN/m ²]
STÁLÉ	DESKA	0,25	2500	6,25	1,35	8,44
	PŘÍČKY			0,74	1,35	1,00
	PODLAHY			2,00	1,35	2,70
PROMĚNNÉ	UŽITNÉ			1,50	1,5	2,25
				$(g+q)_k = 10,49$	$(g+q)_{4NP,d} = 14,39$	

Podle tabulek pružnosti:

Typ podepření: 4

$$\alpha = \frac{l_b}{l_a} = \frac{9,25}{7,00} = 1,3$$

$$a_4 = 24,2$$

$$b_4 = 69,0$$

$$c_4 = 0,741$$

zatížení ve směru l_a :

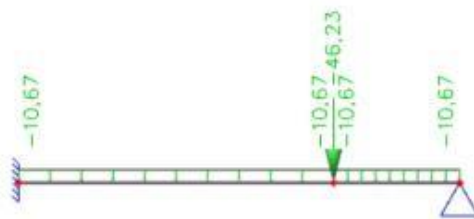
$$f_{a,d} = c_i * f_d = 0,741 * 14,39 = 10,67 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení v řezu 1:

Zatížení patra:

$$g_{d,PATRO} = f_{a,d} * b = 10,67 * 1 = 10,67 \text{ kN/m}$$

Reakce ze stěny 1: $R_{4NP,d} = 46,23 \text{ kN}$



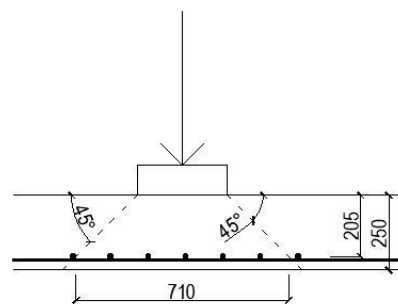
Obrázek 40 - Schéma zatížení v řezu I

Zatížení v řezu II:

Zatížení patra:

$$g_{d,PATRO} = f_{a,d} * b_d = 10,67 * 0,71 = \underline{7,58 \text{ kN/m}}$$

$$b_d = 710 \text{ mm}$$



Obrázek 41 - Zatěžovací šířka v řezu II

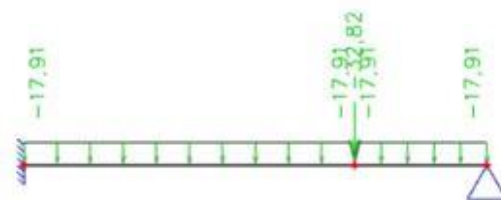
Zatížení od nosné stěny S, která nepřenáší zatížení ze střešní desky:

$$g_{S,d} = \underline{10,33 \text{ kN/m}}$$

Celkové liniové zatížení:

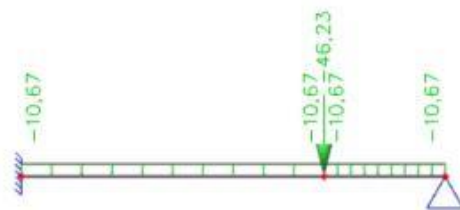
$$g_{\text{celk},d} = g_{d,4NP} + g_{S,d} = 7,58 + 10,33 = \underline{17,91 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Reakce ze stěny 1: } R'_{S4NP,d} = g_{S4NP,d} * b_d = 46,23 * 0,71 = \underline{32,82 \text{ kN}}$$



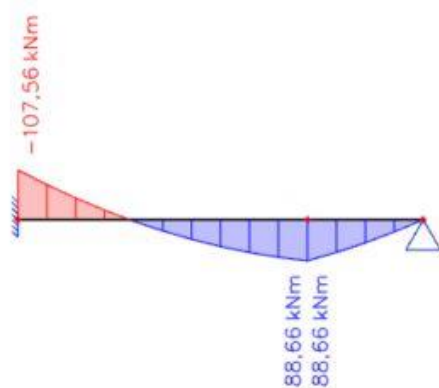
Obrázek 42 - Schéma zatížení v řezu II

POSOUZENÍ ŘEZU I:



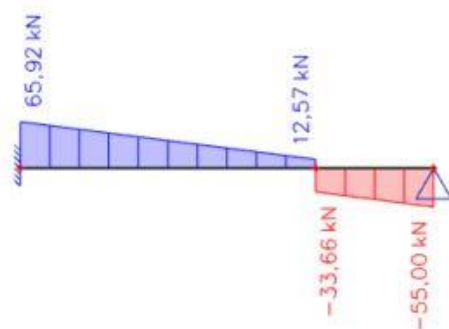
Obrázek 43 - Schéma zatížení v řezu I

Moment M_y [kNm]



Obrázek 44 - Průběh momentu v řezu I

Posouvající síla V_z [kN]



Obrázek 45 - Průběh posouvající síly v řezu I

Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ :

$$m_{ed} = 107,56 \text{ kNm}$$

$$b_d = 1 \text{ m}$$

$$\text{- poměrný ohybový moment } \mu = \frac{m_{ed}}{b_d * d^2 * f_{cd}} \rightarrow \xi \text{ (poměrná tlačená výška, tabulky)}$$

$$\text{- potřebná plocha výztuže } A_{s,req} = \frac{0,8 * b * d * \xi * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\text{- orientační stupeň vyztužení } \rho = \frac{A_{s,req}}{A_c}$$

deska	deska	h_d [mm]	d [mm]	m_{ed} [kNm/m']	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,req}$ [mm ²]	ρ [%]
4NP	D14	250	215	107,56	0,164	0,225	1779	0,71

- hodnoty poměrné výšky tlačené oblasti vyhovují $< 0,25$

- stupeň vyztužení $\rho = 0,71 \%$

→ NAVRHUJI $h_d = 250 \text{ mm}$

Posouzení smyku:

$$V_{ed} = 65,92 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} > V_{ed}$$

$$V_{Rdc} = c_{Rdc} * k * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{ck}} * b * d$$

$$c_{Rdc} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{215}} = 1,96 < 2,0$$

$$\rho = 0,71\%$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 215 \text{ mm}$$

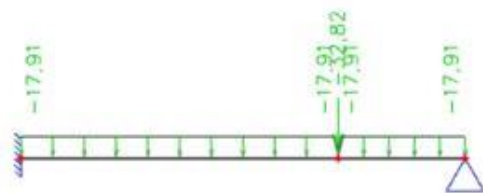
$$V_{Rdc} = c_{Rdc} * k * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{ck}} * b * d =$$

$$= 0,12 * 1,96 * \sqrt[3]{100 * 0,0071 * 30} * 1000 * 215 = 140 174 \text{ N} = 140,17 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} > V_{ed}$$

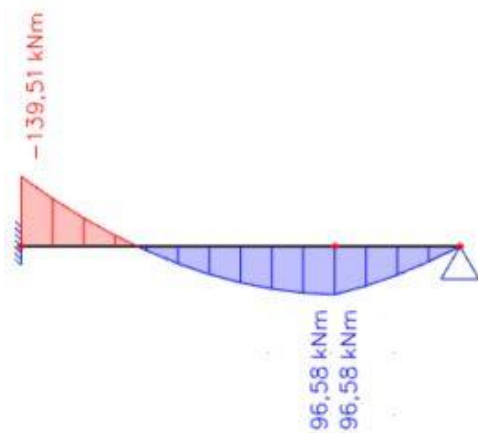
140,17 kN > 65,92 kN → VYHOVUJE, SMYKOVÁ VÝZTUŽ NENÍ TŘEBA

POSOUZENÍ ŘEZU II:



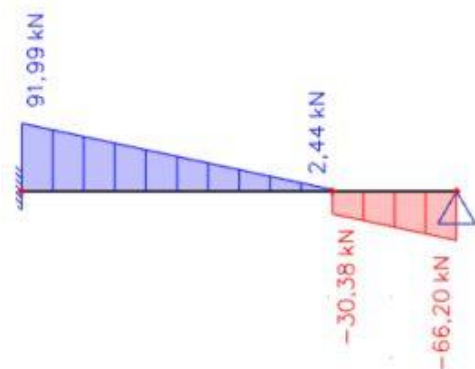
Obrázek 46 - Schéma zatížení v řezu II

Moment M_y [kNm]



Obrázek 47 - Průběh momentu v řezu II

Posouvající síla V_z [kN]



Obrázek 48 - Průběh posouvající síly v řezu II

Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ :

$$m_{ed} = 139,51 \text{ kNm}$$

$$b_d = 0,71 \text{ m}$$

- poměrný ohybový moment $\mu = \frac{m_{ed}}{b_d * d^2 * f_{cd}} \rightarrow \xi$ (poměrná tlačená výška, tabulky)

- potřebná plocha výztuže $A_{s,req} = \frac{0,8 * b * d * \xi * f_{cd}}{f_{yd}}$

- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{A_{s,req}}{A_c}$

deska	deska	h_d [mm]	d [mm]	m_{ed} [kNm/m']	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,rqd}$ [mm ²]	ρ [%]
4NP	D14	250	215	139,51	0,213	0,303	2396	0,96

- hodnoty poměrné výšky tlačené oblasti vyhovují $\xi < 0,45$,

- stupeň vyztužení $\rho = 0,96 \%$

→ NAVRHUJI $h_d = 250 \text{ mm}$

Posouzení smyku:

$$V_{ed} = 91,99 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} > V_{ed}$$

$$V_{Rdc} = c_{Rdc} * k * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{ck}} * b * d$$

$$c_{Rdc} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{215}} = 1,96 < 2,0$$

$$\rho = 0,96\%$$

$$b = 0,710 \text{ m}$$

$$d = 215 \text{ mm}$$

$$V_{Rdc} = c_{Rdc} * k * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{ck}} * b * d =$$

$$= 0,12 * 1,96 * \sqrt[3]{100 * 0,0096 * 30} * 710 * 215 = 110\,052 \text{ N} = 110,05 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} > V_{ed}$$

110,05 kN > 91,99 kN → VYHOVUJE, SMYKOVÁ VÝZTUŽ NENÍ TŘEBA

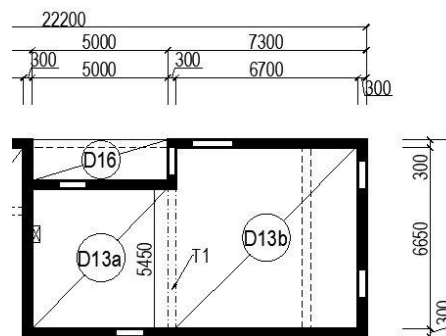
5.1.2 ŽELEZOBETONOVÝ TRÁM

Trám T1:

Trám podírající desky D13a a D13b (desky 4NP)

$$L_{T1} = 5,45 \text{ m}$$

Trám uložen na zděné stěně



Obrázek 49 - Schéma trám T1

Empirický návrh rozměrů průvlaku:

$$h_{pT1} = (1/12 - 1/10) * L_{T1} = (1/12 - 1/10) * 5450 = 454 - 545 \text{ mm}$$

$$\text{navrhují } h_{pT1} = 500 \text{ mm}$$

$$b_{pT1} = (1/3 - 2/3) * h_{pT1} = (1/3 - 2/3) * 500 = 166 - 333 \text{ mm}$$

$$\text{navrhují } b_{pT1} = 200 \text{ mm}$$

- Vlastní tíha trámu:

$$g_{kT1,lin} = \rho * g * (h_{pT1} - h_d) * b_{pT1} = 2500 * 10 * (0,5 - 0,25) * 0,2 = 1250 \text{ N/m} = 1,25 \text{ kN/m}$$

$$g_{d,VL T1,lin} = g_{kT1,lin} * \gamma_d = 1,25 * 1,35 = \underline{1,69 \text{ kN/m}}$$

- Zatížení z desky D13a: (5,30 x 5,45)

$$\text{Zatížení patra: } (g+q)_{4NP,d} = 14,39 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení se vzhledem k poměru stran na desce roznese z poloviny do směru x a z poloviny do směru y.

$$g_{D13a} = (g+q)_{4NP,d} / 2 = 14,39 / 2 = 7,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zatěžovací šířka: } L_{D13a} = 5,3 / 2 = 2,65 \text{ m}$$

$$\text{Liniové zatížení z desky D13a: } g_{D13a,lin} = g_{D13a} * L_{D13a} = 7,2 * 2,65 = \underline{19,08 \text{ kN/m}}$$

- Zatížení z desky D13b: (7,00 x 6,95)

$$\text{Zatížení patra: } (g+q)_{4NP,d} = 14,39 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení se vzhledem k poměru stran na desce roznese z poloviny do směru x a z poloviny do směru y.

$$g_{D13a} = (g+q)_{4NP,d} / 2 = 14,39 / 2 = 7,2 \text{ kN/m}^2$$

Zatěžovací šířka: $L_{D13b} = 7,0 / 2 = 3,5 \text{ m}$

Liniové zatížení z desky D13a : $\underline{g_{D13b,lin}} = g_{D13a} * L_{D13b} = 7,2 * 3,5 = \underline{25,2 \text{ kN/m}}$

– Zatížení stěnou 4NP:

$$\rho = 670 \text{ kg/m}^3$$

$$h = 3 \text{ m}$$

$$t = 0,3 \text{ m}$$

Liniové zatížení od stěny:

$$\underline{g_{S4NP,d}} = \rho * g * h * t * \gamma_d = 670 * 10 * 3,0 * 0,3 * 1,35 = 8140 \text{ N/m} = \underline{8,14 \text{ kN/m}}$$

– Zatížení střešní desky, které je přenášeno stěnou 4NP:

$$\underline{g_{stř,d}} = 13,07 \text{ kN/m}^2$$

zatěžovací šířka $b = 5,3/2 + 4,95/2 = 5,125 \text{ m}$

Liniové zatížení ze střechy:

$$g_{stř,lin,d} = 13,07 * 5,125 = 66,98 \text{ kN/m}$$

Celkové liniové zatížení trámu T1:

$$g_{d,T1,lin} = g_{D13a,lin} + g_{D13b,lin} + g_{d,VLT1,lin} + g_{S4NP,d} + g_{stř,lin,d} = 19,08 + 25,2 + 1,69 + 8,14 + 66,98 = 121,09 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed} = 1/8 * g_{d,T1,lin} * L_{T1}^2 = 1/8 * 121,09 * 5,45^2 = 449,58 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 1/2 * (g_{d,T1,lin}) * L_{T1} = 1/2 * 121,09 * 5,45 = 329,97 \text{ kN}$$

$$\emptyset_{tř} = 8 \text{ mm}, \emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$d = h_{pT1} - c_{nom} - \emptyset_{tř} - \emptyset/2 = 500 - 30 - 8 - 10/2 = 457 \text{ mm}$$

Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ

- poměrný ohybový moment $\mu = \frac{m_{ed}}{b_{T1} * d^2 * f_{cd}} \rightarrow \xi$ (poměrná tlačená výška, tabulky)

- potřebná plocha výztuže $A_{s,req} = \frac{0,8 * b_{T1} * d * \xi * f_{cd}}{f_{yd}}$

- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{A_{s,req}}{A_c}$

prvek		h_d [mm]	d [mm]	m_{ed} [kNm/m']	μ [-]	ξ [-]
trám	T1	500	457	449,58	0,538	-

Poměrný ohybový moment vychází příliš vysoký, navrhuji zvětšit výšku trámu na $h_{T1} = 600$ mm a šířku trámu na $b_{T1} = 300$ mm

$$d = h_{pT1} - c_{nom} - \text{Øtr} - \text{Ø}/2 = 600 - 30 - 8 - 10/2 = 557 \text{ mm}$$

prvek		h_d [mm]	d [mm]	m_{ed} [kNm/m']	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,rqd}$ [mm ²]	ρ [%]
trám	T1	600	557	449,58	0,242	0,352	1010	0,56

- hodnoty poměrné výšky tlačené oblasti vyhovují $\xi < 0,45$,

- stupeň vyztužení $\rho = 0,56$ %

Ověření z hlediska smyku:

$$V_{Rd,max} > V_{ed}$$

$$V_{Rd,max} = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} * b_{T1} * z * \frac{\cot\theta}{1 + (\cot\theta)^2} \quad \dots \text{únosnost tlačené diagonály}$$

$$z = 0,9 * d = 0,9 * 557 = 501,3 \text{ mm}$$

$$\cot\theta = 1,25$$

$$V_{Rd,max} = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} * b_{T1} * z * \frac{\cot\theta}{1 + (\cot\theta)^2} =$$

$$= 0,6 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) * 20 * 10^6 * 0,3 * 0,5013 * \frac{1,25}{1 + 1,25^2} = 774 691 \text{ N} = 774,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{ed}$$

$$774,7 \text{ kN} > 329,97 \text{ kN} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

\rightarrow NAVRHUJI TRÁM T1 $h_{pT1} = 600$ mm, $b_{pT1} = 300$ mm

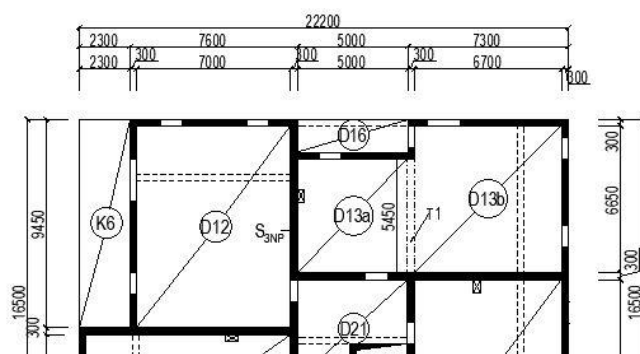
5.2 SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE

5.2.1 SVISLÉ NOSNÉ STĚNY ZDĚNÉ 3NP,4NP

- nosné zdivo: HELUZ FAMILY 30 broušená, malta SB C
 - rozměry $d \times š \times v$: 247 mm x 300 mm x 249 mm
 - objemová hmotnost: 670 kg/m³
 - skupina zděicích prvků: 3
 - průměrná pevnost zděicích prvků: 10 MPa
 - pevnost zdiva v tlaku f_k : 4,1 MPa [10]
 - součinitel modulu pružnosti K_E : 900
 - počáteční pevnost zdiva ve smyku f_{vk0} : 0,30 MPa

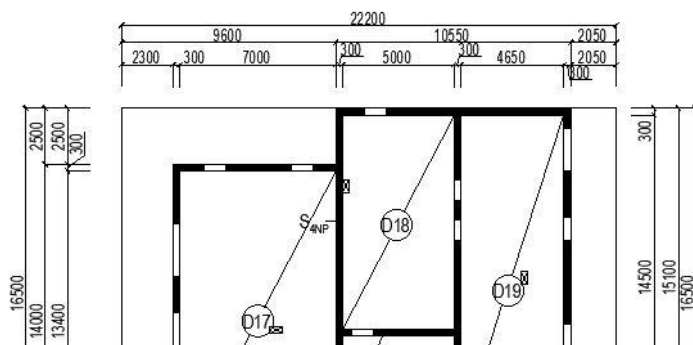
Posuzovaná bude zobrazená stěna S_{3NP}

Nosné stěny 3NP, desky 4NP:



Obrázek 50 - Vyznačení stěny S_{3NP}

Nosné stěny 4NP, desky střešní:



Obrázek 51 - Vyznačení stěny S_{4NP}

- Deska D17 – jednosměrně pnuté
Zatěžovací šířka $L = 7300/2 = 3650 \text{ mm} = 3,65 \text{ m}$
 $b = 1$

Zatížení na metr běžný stěny:
 $g_{\text{stř},D17,d} = (g+q)_{\text{stř},d} * L * b = 13,07 * 3,65 * 1 = 47,71 \text{ kN/m'}$
- Deska D18 – jednosměrně pnuté
Zatěžovací šířka $L = 5300/2 = 2650 \text{ mm} = 2,65 \text{ m}$
 $b = 1$

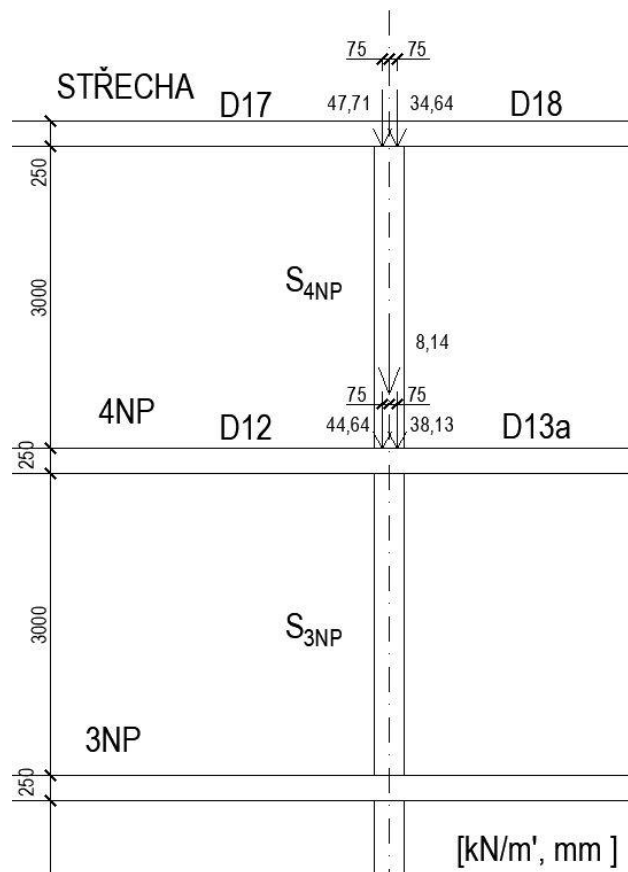
Zatížení na metr běžný stěny:
 $g_{\text{stř},D18,d} = (g+q)_{\text{stř},d} * L * b = 13,07 * 2,65 * 1 = 34,64 \text{ kN/m'}$
- Zatížení od zděné stěny S_{4NP}

 $\rho = 670 \text{ kg/m}^3$
 $h = 3 \text{ m}$
 $t = 0,3 \text{ m}$
 $b = 1 \text{ m}$

Liniové zatížení od stěny:
 $g_{S4NP,k} = \rho * g * h * t * b = 670 * 10 * 3,0 * 0,3 * 1 = 6030 \text{ N/m' } = 6,03 \text{ kN/m'}$
 $g_{S4NP,d} = g_{S4NP,k} * \gamma_d = 6,03 * 1,35 = 8,14 \text{ kN/m'}$
- Deska D13a :
 $5,45 \times 5,3 \rightarrow$ obousměrně pnutá deska, přibližně čtverec \rightarrow polovina zatížení do jednotlivých směrů

Zatěžovací šířka $L = 5300/2 = 2650 \text{ mm} = 2,65 \text{ m}$
 $b = 1 \text{ m}$
 $g_{D13a,d} = (g+q)_{4NP,d} * L * b = 14,39 * 2,65 * 1 = 38,13 \text{ kN/m'}$
- Deska D12 :
 $9,45 \times 7,3 \rightarrow$ obousměrně pnutá deska
Zatížení ve směru a: $f_{D12,a,d} = 12,23 \text{ kN/m}^2$
(teorie pružnosti, řešeno v rámci projektu)
Zatěžovací šířka $L = 7300/2 = 3650 \text{ mm} = 3,65 \text{ m}$
 $b = 1 \text{ m}$
 $g_{D12,d} = f_{D12,a,d} * L * b = 12,23 * 3,65 * 1 = 44,64 \text{ kN/m'}$

Schéma zatížení stěny:



Obrázek 52 - Schéma zatížení stěny

Celkové zatížení na metr běžný stěny v hlavě:

$$N_{ed,hl} = g_{stř,D17,d} + g_{stř,D18,d} + g_{S4NP,d} + g_{D13a,d} + g_{D12,d} =$$

$$= 47,71 + 34,64 + 8,14 + 38,13 + 44,64 = 173,26 \text{ kN/m'}$$

Celkové zatížení na metr běžný stěny v polovině výšky stěny:

$$N_{ed,pul} = N_{ed,hl} + \rho * g * (h/2) * t * b = 173,26 + 670 * 10 * (3/2) * 0,3 * 1 * 0,001 = 176,28 \text{ kN/m'}$$

Celkové zatížení na metr běžný stěny v patě stěny

$$N_{ed,pata} = N_{ed,pul} + \rho * g * (h/2) * t * b =$$

$$= 176,28 + 670 * 10 * (3/2) * 0,3 * 1 * 0,001 = 179,30 \text{ kN/m'}$$

Posouzení v hlavě stěny:

$$N_{Rd,hl} = \phi_i \cdot A \cdot f_d$$

$$A = b \cdot t = 1 \cdot 0,3 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$f_d = f_k / \gamma_d = 4,1 / 2,2 = 1,86 \text{ MPa}$$

$$\phi_i = 1 - 2 \cdot (e_i / t)$$

$e_i = e_{if} + e_{ia}$... celková výstřednost

e_{if} ... výstřednost od zatížení

$$e_{if} = \frac{\sum F_i \cdot e_i}{\sum F_i} = \frac{48,69 \cdot (-0,075) + 34,68 \cdot 0,075 + 8,14 \cdot 0 + 44,64 \cdot (-0,075) + 37,42 \cdot 0,075}{48,69 + 34,68 + 8,14 + 44,64 + 37,42} = -0,009$$

e_{ia} ... počáteční výstřednost v důsledku nepřesností provádění

$$e_{ia} = \frac{h_{eff}}{450} = \frac{0,75 \cdot 3,0}{450} = 0,005$$

$$e_i = |e_{if}| + e_{ia} = |-0,009| + 0,005 = 0,014 \text{ m}$$

$$\phi_i = 1 - 2 \cdot (e_i / t) = 1 - 2 \cdot (0,014 / 0,3) = 0,9$$

$$N_{Rd,hl} = \phi_i \cdot A \cdot f_d = 0,9 \cdot 0,3 \cdot 1,86 = 0,502 \text{ MN} = 502 \text{ kN/m'}$$

$$N_{ed,hl} \leq N_{Rd,hl}$$

$$173,26 \text{ kN/m'} \leq 502 \text{ kN/m'} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Posouzení v polovině výšky stěny:

$$N_{Rd,pul} = \phi_m \cdot A \cdot f_d$$

$$\phi_m = ?$$

$$E = K_e \cdot f_k = 900 \cdot 4,1 = 3690$$

e_{mk} ... celková výstřednost

e_{mf} ... výstřednost od zatížení

e_{ma} ... počáteční výstřednost

e_k ... výstřednost pd účinků dotvarování (zanedbáno $\rightarrow 0$)

$$\frac{e_{mk}}{t} \geq 0,05$$

$$\frac{e_{mk}}{t} = \frac{e_{mf} + e_{ma} + e_k}{t} = \frac{0,5 e_{if} + h_{eff} / 450 + e_k}{t} = \frac{0,5 \cdot 0,014 + \frac{30}{450} + 0}{0,3} = 0,24 \geq 0,05 \rightarrow \text{ok}$$

$$\frac{h_{eff}}{t_{ef}} = \frac{0,75 \cdot 3}{0,3} = 7,5$$

$$\rightarrow \phi_m = 0,46$$

$$N_{Rd,pul} = \phi_m * A * f_d = 0,46 * 0,3 * 1,86 = 0,256 \text{ MN} = 256 \text{ kN/m'}$$

$$N_{ed,pul} \leq N_{Rd,pul}$$

$$176,28 \text{ kN/m'} \leq 256 \text{ kN/m'} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Posouzení v patě stěny:

$$N_{Rd,pata} = \phi_i * A * f_d = 502 \text{ kN/m'}$$

$$N_{ed,pata} = 169,96 \text{ kN/m'}$$

$$N_{ed,pata} \leq N_{Rd,pata}$$

$$179,30 \text{ kN/m'} \leq 502 \text{ kN/m'} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

→ NAVRŽENÉ ZDĚNÉ STĚNY HELUZ FAMILY 30 broušené VYHOVUJÍ

5.2.2 SVISLÉ NOSNÉ STĚNY ŽELEZOBETONOVÉ 1NP,2NP

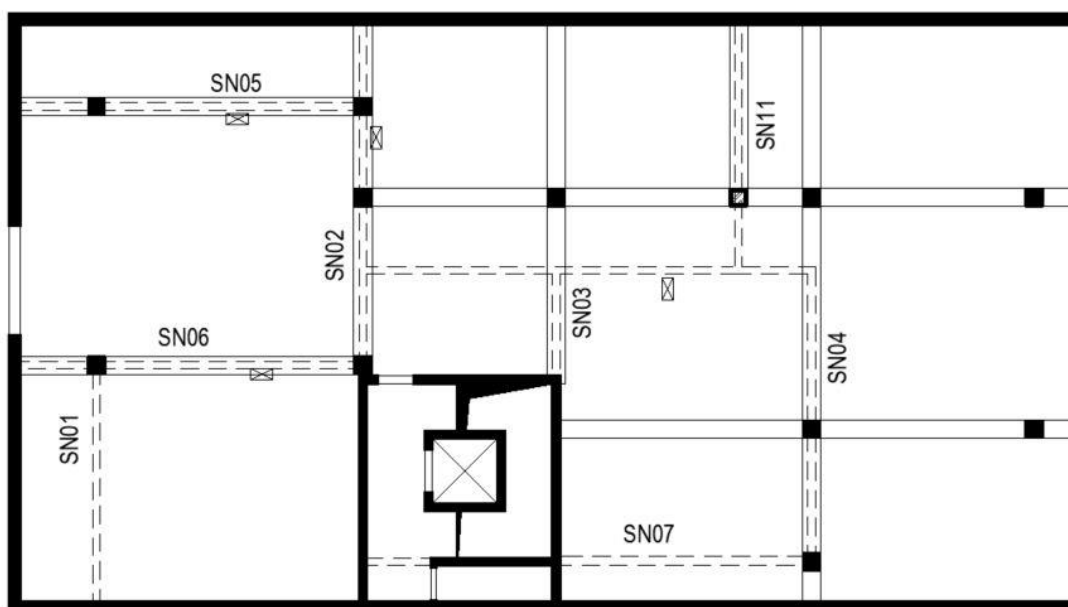
Svislé nosné stěny železobetonové jsou navrženy tloušťky 200 mm.

$$\text{Plošné zatížení železobetonových stěn } g_{zBS} = \rho * g * t = 2500 * 10 * 0,2 =$$

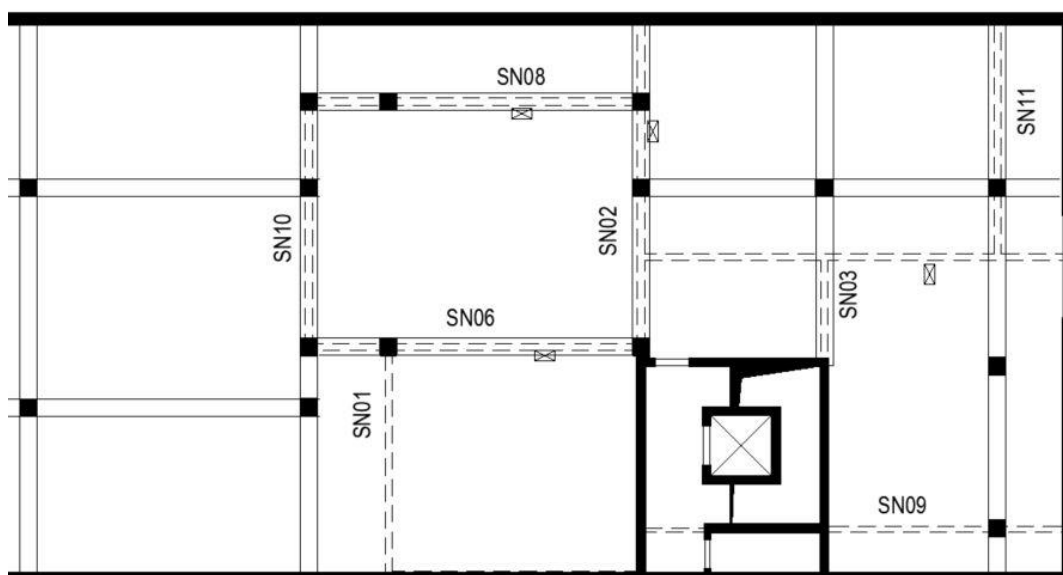
$$= 5000 \text{ N/m}^2 = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

5.2.3 STĚNOVÉ NOSÍKY

V rámci projektu byly posouzeny stěnové nosíky SN01 – SN11, tloušťky 200 mm, nacházející se v 1NP. Stěnové nosíky SN01, SN07 a SN09 posouzení vyhověly, ostatní stěnové nosíky je nutné podepřít trámy. Trámy jsou předběžně navrženy v kapitole 7.1.2. Stěnové nosíky jsou zobrazeny na obrázku č.53 a 54.



Obrázek 53 - Schéma stěnových nosníků



Obrázek 54 - Schéma stěnových nosníků

5.3 NOSNÉ KONSTRUKCE HORNÍ STAVBY – SHRUTÍ

NAVRŽENÉ TLOUŠŤKY ŽELEZOBETOVÝCH STROPNÍCH DESEK

STŘEŠNÍ DESKA 250 mm

DESKA 4NP 250 mm

DESKA 3NP 250mm

DESKA 2NP 250mm

NAVRŽENÉ ROZMĚRY ŽELEZOBETONOVÝCH TRÁMŮ

TRÁM T1: $h_{pT1} = 600 \text{ mm}$

$b_{pT1} = 300 \text{ mm}$

NAVRŽENÉ STĚNY ZDĚNÉ

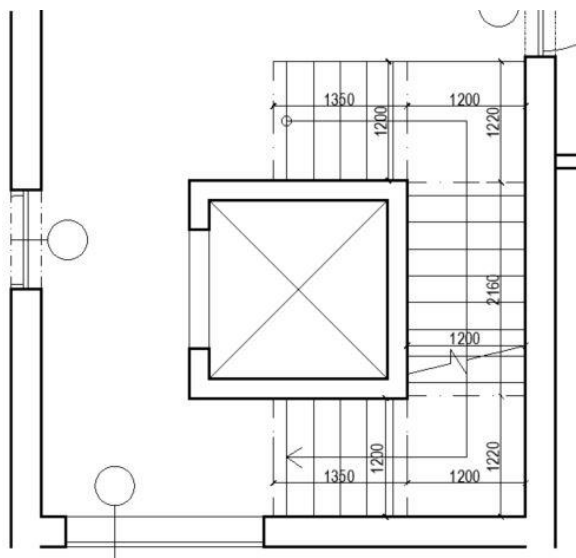
STĚNY 3NP, 4NP – ZDIVO HELUZ 30 FAMILY – broušené

NAVRŽENÉ STĚNY ŽELEZOBETONOVÉ

STĚNY 1NP,2NP – TLOUŠŤKY 200 mm

5.4 SCHODIŠTĚ

Schodiště trojramenné, monolitická ramena, podesty monolitické



Obrázek 55 - Schéma schodiště

- konstrukční výška podlaží 3,25 m
- šířka ramene 1200 mm
- šířka mezipodesty 1200 mm
- půdorysná délka ramen 1350 mm, 2160 mm, 1350 mm
- počet stupňů 18
- šířka schodišťového stupně 270 mm
- výška schodišťového stupně 180,5 mm

→ náhradní spojité zatížení od schodišťových stupňů:

$$g_k = 1/2 * 25 * 0,180,5 = 2,26 \text{ kN/m}^2$$

- úhel stoupání 32°

Empirický návrh tloušťky mezipodesty a desky ramene

$$h_{\text{mpod}} = 1/10 * L_{\text{mpod}} = 1/10 * 1200 = 120 \text{ mm}$$

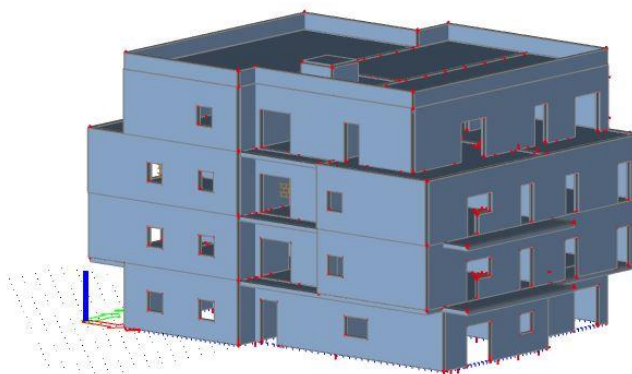
→ návrh 250 mm (vzhledem k tloušťkám stropních desek)

$$h_{\text{rameno}} = (1/30 - 1/25) * L_{\text{ram}} = (1/30 - 1/25) * 2160 = 72 - 86,4 \text{ mm}$$

→ návrh 230 mm (vzhledem ke geometrii)

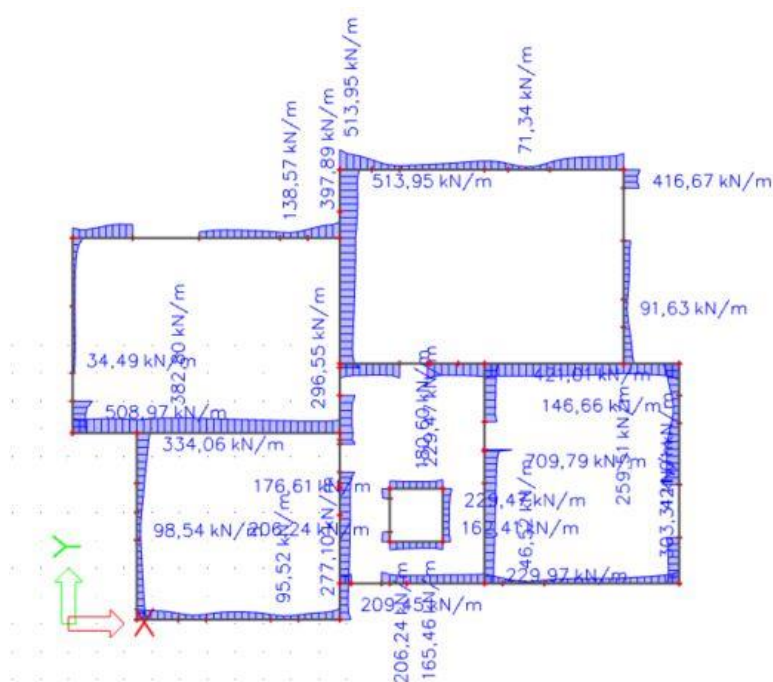
6 MODEL HORNÍ STAVBY

V programu Scia Engineer byl vytvořen 3D model horní stavby.



Obrázek 56 - Model horní stavby

Podpory jsou modelovány liniové v patách nosných stěn 1NP. Z liniových podpor je získána liniová reakce, která je následně zprůměrována. Toto průměrné zatížení přitěžuje desku 1NP a je dále využito v modelech spodní stavby a v předběžném návrhu nosných trámů T01 – T015.



Obrázek 57 - Liniové reakce horní stavby



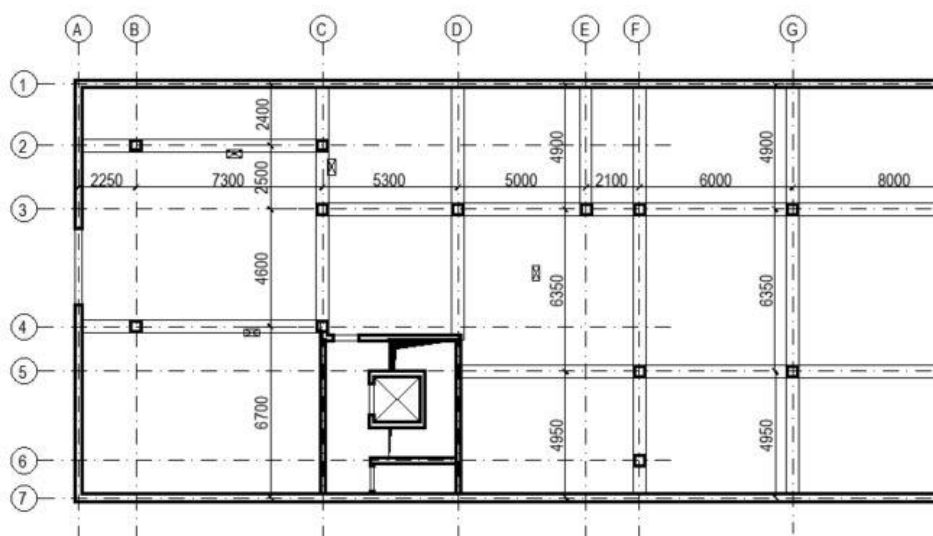
Obrázek 58 - Zprůměrované liniové reakce

7 PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH NOSNÝCH PRVKŮ SPODNÍ STAVBY

7.1 VODOROVNÉ NOSNÉ KONSTRUKCE

7.1.1 STROPNÍ DESKA

- Jednosměrně pnutá deska max $L = 6,350$ m (deska mimo horní stavbu)
- Obousměrně pnutá deska max $9,55 \times 7,10$ m



Obrázek 59 - Schéma desky INP

EMPIRICKÝ NÁVRH TLOUŠTKY DESKY:

- Jednosměrně pnutá deska:

$$h_{D0,j} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) * L = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) * 6,350 = (0,185 \div 0,215)m$$

- Po obvodě podepřená deska D0; $9,55 \times 7,1$ m

$$h_{D0,o} = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) * L_x = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) 7,1 = (0,202 \div 0,236)m$$

NÁVRH TLOUŠŤKY DESEK S PŘÍHLÉDNUTÍM KE KRITÉRIU VYMEZUJÍCÍ
OHYBOVÉ ŠŤÍHLosti

Obecné vzorce:

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

$\kappa_{c1} = 1,0$... závisí na tvar průřezu

$\kappa_{c2} = 1,0$... závisí na rozpětí

$\kappa_{c3} = 1,0$... součinitel napětí tahové výztuže $\sim \frac{500}{f_{yk}} * \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}$

- předpokládaný stupeň vyztužení desek: $\rho \leq 0,5\%$

- předpokládaný profil výztuže: $\emptyset=10$ mm

- předpokládaná životnost objektu: 50 let

- krytí výztuže:

$c_{nom} = 30$ mm

SPLNĚNÍ PODMÍNKY OHYBOVÉ ŠŤÍHLosti:

DESKA	L[m]	$\lambda_{d,tab}$	λ_d	d [mm]	h _d [mm]
D1NP	6,35	30	30	212	247

$$h_d = d + c_{nom} + \frac{\emptyset}{2}$$

→ NÁVRH 250 mm

ZATÍŽENÍ STROPNÍCH DESEK HORNÍ STAVBY

ZATÍŽENÍ DESEK 1NP - mimo objekty

TYP	ZATÍŽENÍ	h[m]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	g_d	g_d [kN/m ²]	
STÁLÉ	DESKA	0,25	2500	6,25	1,35	8,44	
	ZEMINA+IZOLACE			5,30	1,35	7,16	
PROMĚNNÉ	UŽITNÉ			10,00	1,5	15,00	
				(g+q) _k =	21,45	(g+q) _{2NP,d} =	30,59

OVĚŘENÍ DESEK Z HLEDISKA ÚNOSNOSTI V OHYBU A VE SMYKU

- o návrhu rozhodne část desky nacházející se mimo horní stavbu, kde působí větší plošné zatížení

Deska D_{1NP} mimo horní stavbu:

- deska jednosměrně pnutá L=6,35 m

Jednosměrně pnutá deska

L = 6,35 m

$$m_{ed,D1NP} = \frac{1}{10} * (g + q)_{1NP,d} * L^2 = \frac{1}{10} * 30,59 * 6,35^2 = 123,35 \text{ kNm/m'}$$

Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ

b = 1 m

- poměrný ohybový moment $\mu = \frac{m_{ed}}{b*d^2*f_{cd}} \rightarrow \xi$ (poměrná tlačená výška, tabulky)

- potřebná plocha výztuže $A_{s,req} = \frac{0,8*b*d*\xi*f_{cd}}{f_{yd}}$

- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{A_{s,req}}{A_c}$

deska	deska	hd [mm]	d [mm]	med [kNm/m']	μ [-]	ξ [-]	As,rqd [mm ²]	r [%]
1NP	D1NP	250	215	123,35	0,133	0,179	1416	0,57

- hodnoty poměrné výšky tlačené oblasti vyhovují $\xi < \xi_{opt} = 0,25$

Posouzení smyku

$$V_{ed} = \frac{1}{2}(g + q)_{1NP,d} * L = \frac{1}{2} * 30,59 * 6,35 = 97,12 \text{ kN} \dots \text{odhad posouvající síly}$$

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

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/215)^{1/2} = 1,96 \leq 2$$

$$\rho_1 = 0,0057$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} \right] b * d =$$

$$= \left[0,12 * 1,96 * (100 * 0,0057 * 30)^{1/3} \right] * 1000 * 215 = 130\,279 \text{ N} = 130,28 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} \geq V_{ed}$$

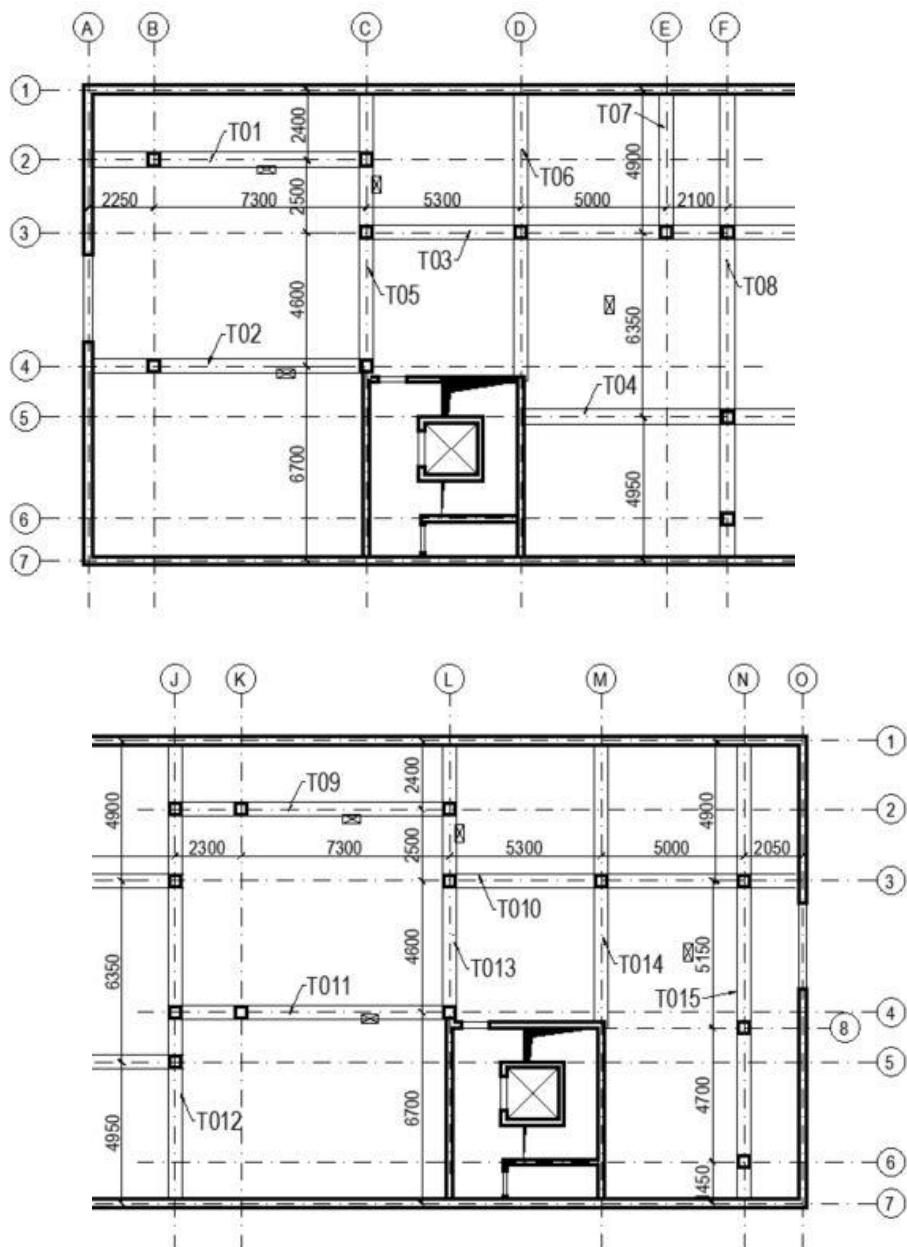
130,28 kN \geq 97,12 kN \rightarrow VYHOVUJE

\rightarrow NAVRŽENÁ TLOUŠŤKA DESKY 250 mm

7.1.2 ŽELEZOBETONOVÉ TRÁMY

Návrh trámů je rozdělen na dvě části. Na návrh trámů v části pod horní stavbou (trámy T01 – T015) a na návrh trámů nacházejících se v části mimo horní stavbu (trámy T016 a T017).

7.1.2.1 TRÁMY POD HORNÍ STAVBOU



Obrázek 60 - Schémata trámů pod horní stavbou

EMPIRICKÝ NÁVRH

Maximální rozpon:

$$L_T = 7,3 \text{ m}$$

Trám podepřen železobetonovými sloupy a železobetonovou zdí

Empirický návrh rozměrů trámu:

$$h_{pT} = (1/12 - 1/10) \cdot L_T = (1/12 - 1/10) \cdot 7300 = 608 - 730 \text{ mm}$$

$$b_{pT} = (1/3 - 2/3) \cdot h_{pT} = (1/3 - 2/3) \cdot 800 = 266 - 533 \text{ mm}$$

NAVRHUJI $h_{pT} = 800 \text{ mm}$

$$b_{pT} = 500 \text{ mm}$$

Předběžně bude posouzen trám T02, T05 a trám T06.

Trám T02:

- nosník o dvou polích
- rozpon $L_a = 2,25 \text{ m}$ a rozpon $L_b = 7,3 \text{ m}$
- $b = 6,9 \text{ m}$
- zatížení získané z 3D modelu horní stavby
 - liniové zatížení $g_{lin,hs,d} = 350 \text{ kN/m}$
- plošné zatížení 1NP:

ZATÍŽENÍ DESEK 1NP

TYP	ZATÍŽENÍ	h[m]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_d	g_d [kN/m ²]	
STÁLÉ	DESKA	0,3	2500	7,50	1,35	10,13	
	PŘÍČKY			0,91	1,35	1,23	
	PODLAHY			2,00	1,35	2,70	
PROMĚNNÉ	UŽITNÉ			1,50	1,5	2,25	
				$(g+q)_k =$	11,91	$(g+q)_{1NP,d} =$	16,30

- deska je po obvodě podepřená, trám přebírá cca 80% zatížení (dle tabulek pružnosti)
- liniové zatížení z 1NP

$$g_{lin,d} = (g + q)_{1NP,d} \cdot 0,8 \cdot b = 16,30 \cdot 0,8 \cdot 6,9 = 89,98 \text{ kN/m}$$

- vlastní tíha trámu:

→ vlastní tíha trámu je spočtena a zahrnuta do výpočtu v programu Scia Engineer

Statické schéma nosníku

Jelikož je nosník na jednom konci podepřen železobetonovou stěnou jdoucí přes 1PP do 1NP, na druhém konci sloupem v 1PP na níž je napojena železobetonová stěna v 1NP, budou uvažovány dvě varianty statického schématu. Varianta I na koncích s klouby a varianta II na koncích s vetknutím.

Varianta I)



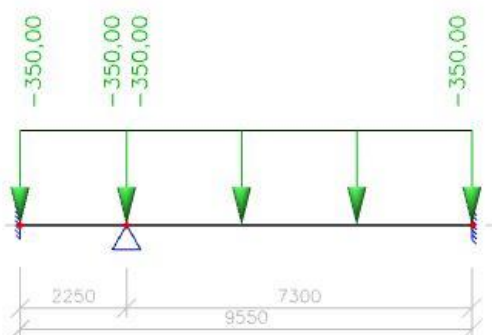
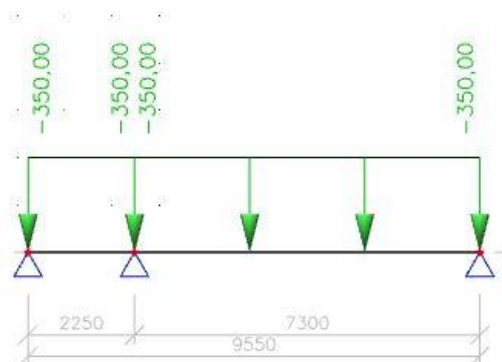
Varianta II)



Obrázek 61 - Statická schémata trámu T02

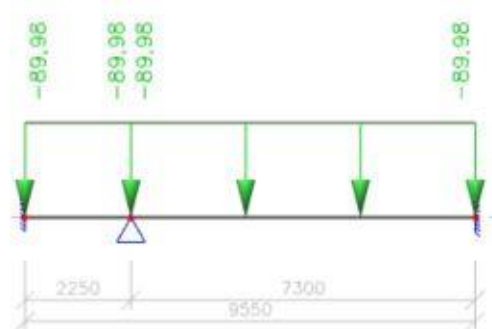
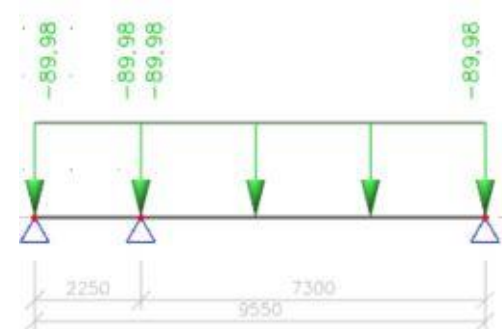
Schéma zatížení trámu T02

- zatížení horní stavbou



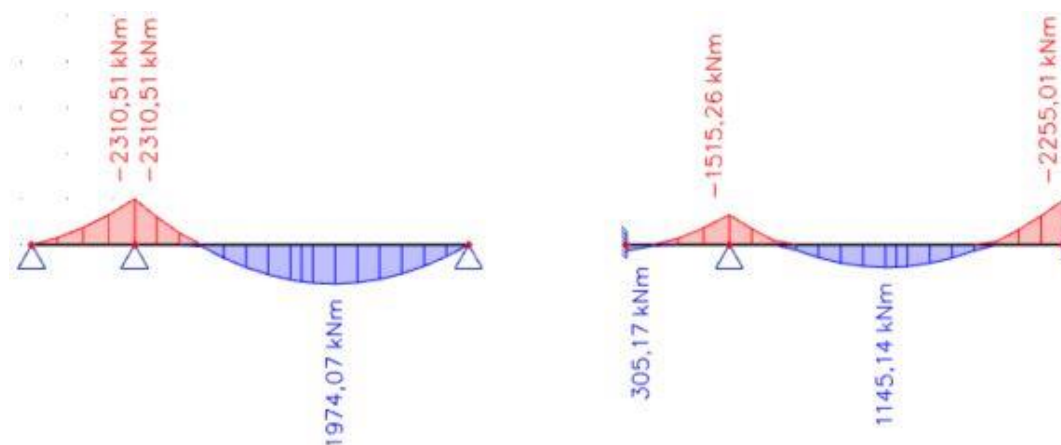
Obrázek 62 - Schémata zatížení trámu T02 horní stavbou

- zatížení z desky 1NP



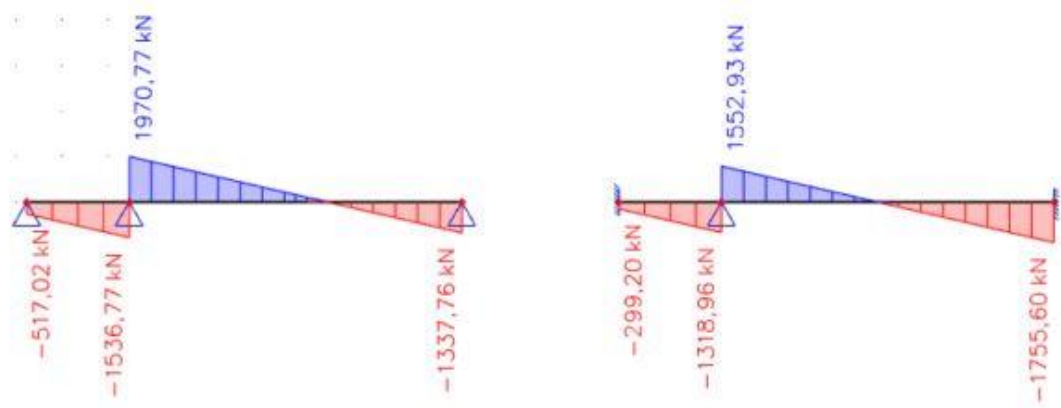
Obrázek 63 - Schémata zatížení trámu T02 z desky 1NP

Průběh momentu



Obrázek 64 - Průběh momentu na trámu T02

Průběh posouvající síly



Obrázek 65 - Průběh posouvající síly na trámu T02

Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ

- $b_t = 0,5 \text{ m}$, $h_t = 0,8 \text{ m}$, $A_c = 0,4 \text{ m}^2$

- $d = h_t - c - \emptyset_{tr} - \emptyset_s/2 = 800 - 30 - 8 - 14/2 = 755 \text{ mm}$

- poměrný ohybový moment $\mu = \frac{m_{ed}}{b_t * d^2 * f_{cd}} \rightarrow \xi$ (poměrná tlačená výška, tabulky)

- potřebná plocha výztuže $A_{s,req} = \frac{0,8 * b * d * \xi * f_{cd}}{f_{yd}}$

- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{A_{s,req}}{A_c}$

trám	varianta	h_t [mm]	d [mm]	m_{ed} [kNm]	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,rqd}$ [mm ²]	ρ [%]
T02	I	800	755	2310,51	0,405	0,705	9789	2,45
	II	800	755	2255,01	0,396	0,68	9442	2,36

→ hodnoty poměrné výšky tlačené oblasti nevyhovují $\xi < 0,45$, navrhuji zvětšit šířku trámu $b_t = 600$ mm a výšku trámu $h_t = 850$ mm

$$d = h_t - c - \emptyset_{tr} - \emptyset_s/2 = 850 - 30 - 8 - 14/2 = 805 \text{ mm}$$

trám	varianta	h_t [mm]	d [mm]	m_{ed} [kNm]	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,rqd}$ [mm ²]	ρ [%]
T02	I	850	805	2310,51	0,297	0,45	7994	1,57
	II	850	805	2255,01	0,290	0,44	7817	1,53

→ hodnoty poměrné výšky tlačené oblasti $\xi \approx 0,45$

→ stupeň vyztužení vyhovující

Ověření trámu z hlediska smyku:

$$V_{rd,max} = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} * b_t * z * \frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta}$$

trám	h_t [mm]	d [mm]	L [m]	$V_{ed,max}$ [kN]	$z=0,9*d$	$\cot\theta$	$V_{rd,max}$ [kN]	
T02	850	805	7,30	1970,77	724,5	1,25	2239,24	OK
	850	805	7,30	1755,6	724,5	1,25	2239,24	OK

→ trám z hlediska smyku vyhovuje

Ověření ohybové štíhlosti průvlaku:

$$\kappa_{c1} = 1,0 \dots \text{závisí na tvar průřezu}$$

$$\kappa_{c2} = 1,0 \dots \text{závisí na rozpětí}$$

$$\kappa_{c3} = 1,0 \dots \text{součinitel napětí tahové výztuže}$$

$$\lambda_{d,tab} = 18$$

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

$$\frac{7300}{805} = 9,07 \leq 1 * 1 * 1 * 18 = 18 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

→ NAVRHUJI ROZMĚRY TRÁMŮ T01, T02, T08, T09, T011, T012

$b_t = 600$ mm a $h_t = 850$ mm

Trám T05:

- nosník o třech polích
- rozpon $L_a = 4,6$ m, rozpon $L_b = 2,5$ m, rozpon $L_c = 2,4$ m
- zatěžovací šířka $b = 7,425$ m

- zatížení získané z 3D modelu horní stavby
 - liniové zatížení $g_{lin,hs,d} = 400$ kN/m
 - silové zatížení ze stěny kolmé na směr trámu, působíště 2,6 m od počátku trámu
 - pro účely předběžného výpočtu bude uvažováno převzetí 2/3 zatížení, 1/3 zatížení se roznese do druhého směru
 - Liniové zatížení: $g_{lin,hs',d} = 320$ kN/m
 - zatěžovací šířka: $L = 2,65$ m
 - Síla: $G = g_{lin,hs',d} * \frac{2}{3} * L = 320 * \frac{2}{3} * 2,65 = 565,33$ kN
- plošné zatížení 1NP:

ZATÍŽENÍ DESEK 1NP

TYP	ZATÍŽENÍ	h[m]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_d	g_d [kN/m ²]
STÁLÉ	DESKA	0,3	2500	7,50	1,35	10,13
	PŘÍČKY			0,91	1,35	1,23
	PODLAHY			2,00	1,35	2,70
PROMĚNNÉ	UŽITNÉ			1,50	1,5	2,25
				(g+q)_k = 11,91	(g+q)_{1NP,d} =	16,30

- plošné zatížení lze uvažovat poloviční, zatížení se z poloviny roznese do kolmého směru (dle tabulek pružnosti, přilehlá pole buď čtvercová, či obdélníková, ale přilehlá strana obdélníka je kratší, čili zůstávám na straně bezpečnosti)

- liniové zatížení z 1NP:

$$g_{lin,d} = (g + q)_{1NP,d} * \frac{1}{2} * b = 16,30 * \frac{1}{2} * 7,425 = 60,51 \text{ kN/m}$$

- vlastní tíha trámu:

→ vlastní tíha trámu je spočtena a zahrnuta do výpočtu v programu Scia Engineer

Statické schéma nosníku

Jelikož je nosník na koncích podepřen stěnami jdoucími přes 1PP do 1NP, budou uvažovány dvě varianty statického schématu. Varianta I na koncích s klouby a varianta II na koncích s vetknutím.

Varianta I)

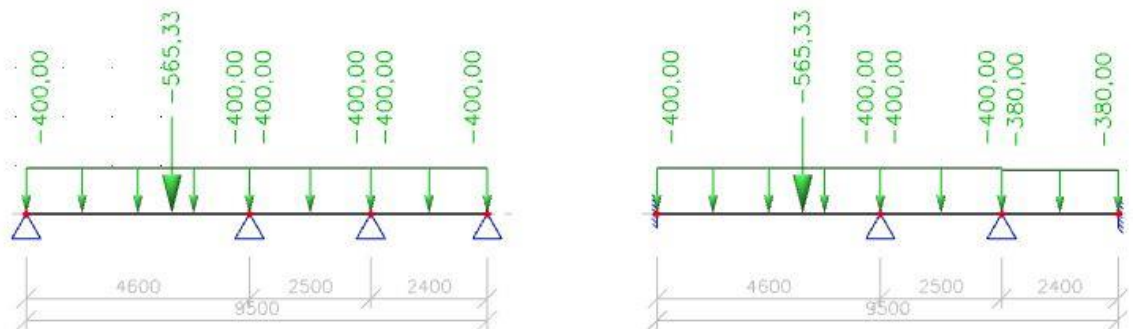
Varianta II)



Obrázek 66 - Statická schémata trámu T05

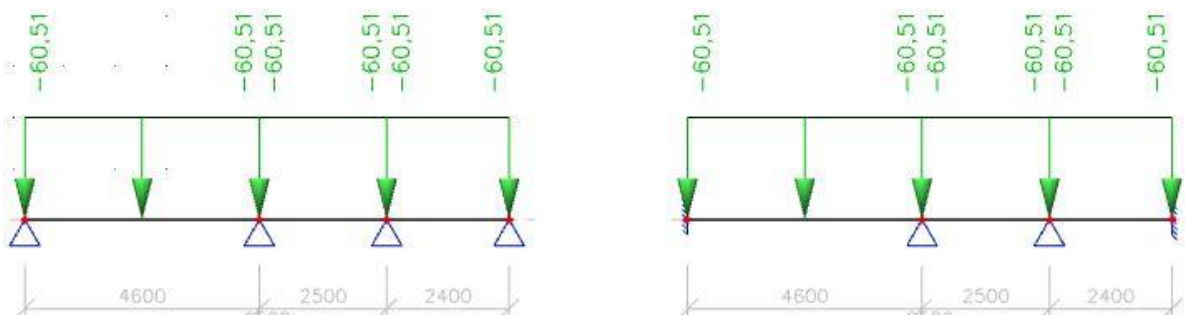
Schéma zatížení trámu T05

- zatížení horní stavbou



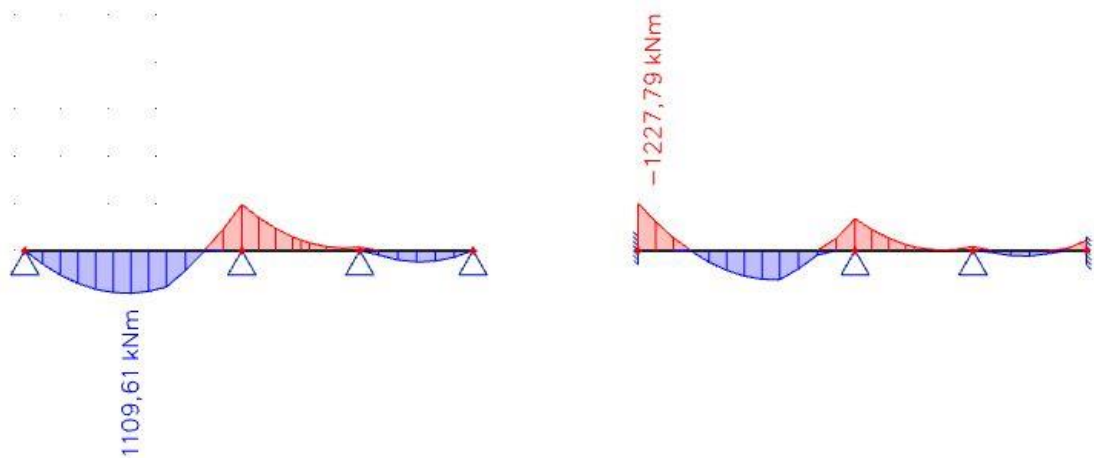
Obrázek 67 - Schémata zatížení trámu T05 horní stavbou

- zatížení z desky 1NP



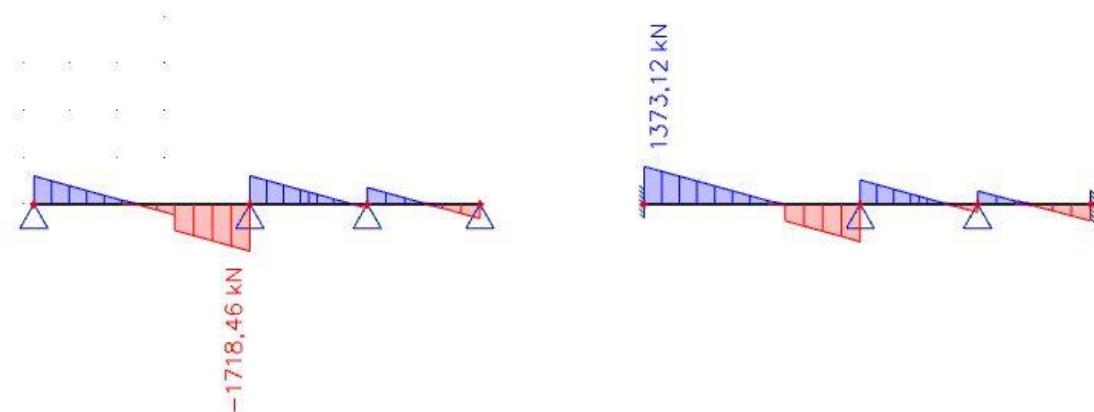
Obrázek 68 - Schémata zatížení trámu T05 z desky 1NP

Průběh momentu



Obrázek 69 - Průběh momentu na trámu T05

Průběh posouvající síly



Obrázek 70 - Průběh posouvající síly na trámu T05

Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ

- $b_t = 0,5 \text{ m}$, $h_t = 0,8 \text{ m}$, $A_c = 0,4 \text{ m}^2$

- $d = h_t - c - \emptyset_{tř} - \emptyset_s/2 = 800 - 30 - 8 - 14/2 = 755 \text{ mm}$

- poměrný ohybový moment $\mu = \frac{m_{ed}}{b_t * d^2 * f_{cd}} \rightarrow \xi$ (poměrná tlačená výška, tabulky)

- potřebná plocha výztuže $A_{s,req} = \frac{0,8 * b * d * \xi * f_{cd}}{f_{yd}}$

- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{A_{s,req}}{A_c}$

trám	varianta	h_t [mm]	d [mm]	m_{ed} [kNm]	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,rqd}$ [mm ²]	ρ [%]
T05	I	800	755	1109,61	0,195	0,274	3805	0,95
	II	800	755	1227,79	0,215	0,306	4249	1,06

→ hodnoty poměrné výšky tlačené oblasti vyhovují $\xi < 0,45$

→ stupeň vyztužení vyhovující

Ověření trámu z hlediska smyku:

$$V_{rd,max} = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} * b_t * z * \frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta}$$

trám	varianta	h_t [mm]	d [mm]	L [m]	$V_{ed,max}$ [kN]	$z=0,9*d$	$\cot\theta$	$V_{rd,max}$ [kN]	
T05	I	800	755	4,60	1718,46	679,5	1,25	1750,13	OK
	II	800	755	4,60	1373,12	679,5	1,25	1750,13	OK

Ověření ohybové štíhlosti průvlaku:

$$\kappa_{c1} = 1,0 \dots \text{závisí na tvar průřezu}$$

$$\kappa_{c2} = 1,0 \dots \text{závisí na rozpětí}$$

$$\kappa_{c3} = 1,0 \dots \text{součinitel napětí tahové výztuže}$$

$$\lambda_{d,tab} = 18$$

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

$$\frac{4600}{755} = 6,09 \leq 1 * 1 * 1 * 18 = 18$$

$$6,09 \leq 18 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Trám T06:

- nosník o dvou polích

- rozpon $L_a = 5$ m se zatěžovací šířka $b_a = 6,2$ a rozpon $L_b = 4,9$ m se zatěžovací šířkou $b_b = 5,15$ m

- zatížení získané z 3D modelu horní stavby

- liniové zatížení $g_{lin,hs,d} = 280$ kN/m ... zatížení působí na 3 m pole a

- silové zatížení ze stěny kolmé na směr trámu, působíště 3 m od počátku trámu

- bude uvažováno převzetí 2/3 zatížení, 1/3 se roznese do druhého směru

- liniové zatížení: $g_{lin,hs',d} = 320$ kN/m

- zatěžovací šířka: $L = 6,2$ m

- Síla: $G = g_{lin,hs',d} * \frac{2}{3} * L = 320 * \frac{2}{3} * 6,2 = 1323$ kN

- plošné zatížení INP:

ZATÍŽENÍ DESEK INP

TYP	ZATÍŽENÍ	h[m]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_d	g_d [kN/m ²]
STÁLÉ	DESKA	0,3	2500	7,50	1,35	10,13
	PŘÍČKY			0,91	1,35	1,23
	PODLAHY			2,00	1,35	2,70
PROMĚNNÉ	UŽITNÉ			1,50	1,5	2,25
				(g+q)_k = 11,91	(g+q)_{INP,d} =	16,30

- plošné zatížení lze uvažovat poloviční, zatížení se z poloviny roznese do druhého směru (dle tabulek pružnosti, přilehlá pole čtvercová)

- liniové zatížení z INP na pole a:

$$g_{lin,a,d} = (g + q)_{INP,d} * \frac{1}{2} * b_a = 16,30 * \frac{1}{2} * 6,2 = 50,53$$
 kN/m

- liniové zatížení z INP na pole b:

$$g_{lin,b,d} = (g + q)_{INP,d} * \frac{1}{2} * b_b = 16,30 * \frac{1}{2} * 5,15 = 41,97$$
 kN/m

- vlastní tíha trámu:

→ vlastní tíha trámu je spočtena a zahrnuta do výpočtu v programu Scia Engineer

Statické schéma nosníku

Jelikož je nosník na koncích podepřen železobetonovými stěnami jdoucími přes 1PP do 1NP, budou uvažovány dvě varianty statického schématu. Varianta I na koncích s klouby a varianta II na koncích s vetknutím.

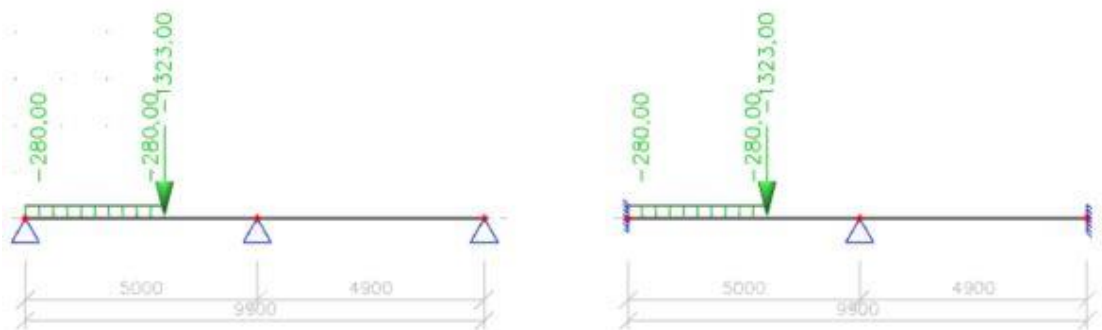
Varianta I)

Varianta II)



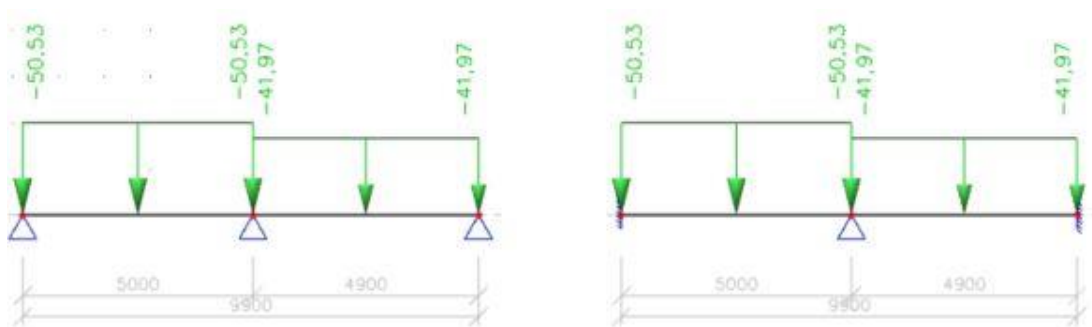
Obrázek 71 - Statická schémata trámu T06

Schéma zatížení trámu T06
- zatížení horní stavbou



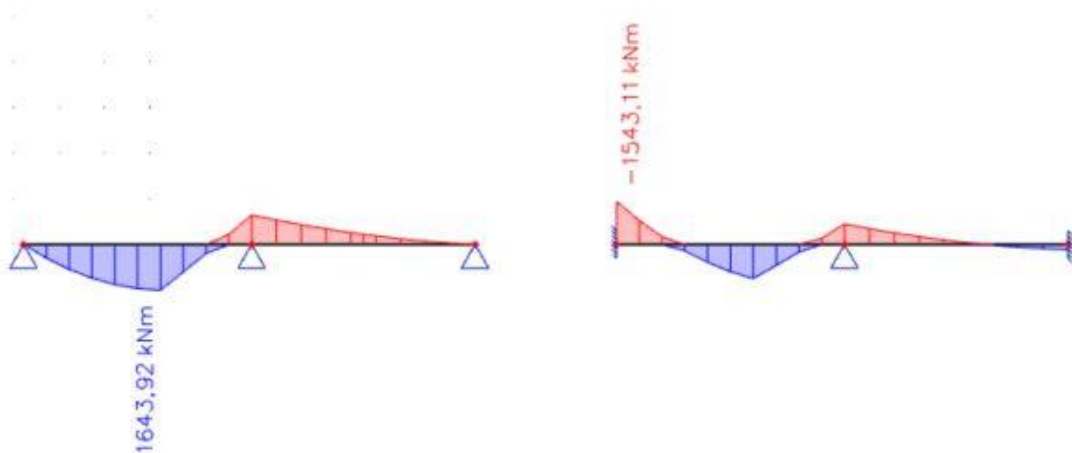
Obrázek 72 - Schémata zatížení trámu T06 horní stavbou

- zatížení z desky 1NP



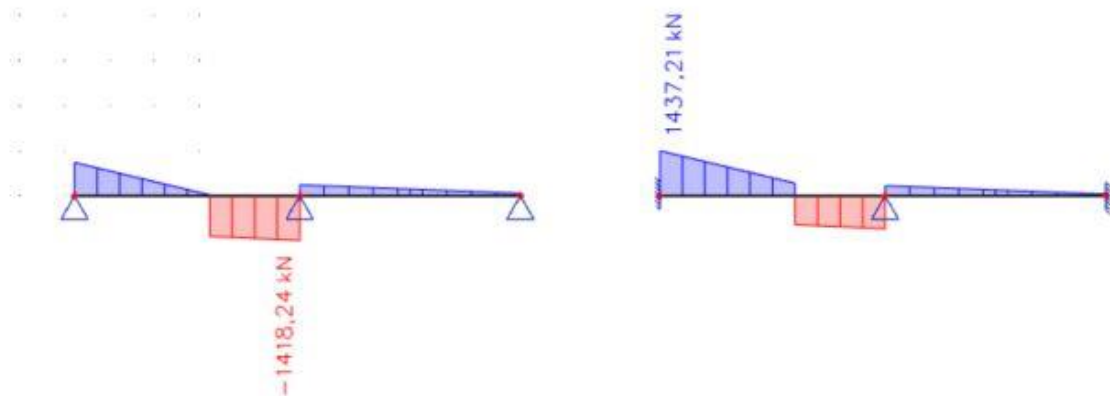
Obrázek 73 - Schémata zatížení trámu T06 z desky 1NP

Průběh momentu



Obrázek 74 - Průběh momentu na trámu T06

Průběh posouvající síly



Obrázek 75 - Průběh posouvající síly na trámu T06

Ověření poměrné výšky tláčené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ

- $b_t = 0,5 \text{ m}$, $h_t = 0,8 \text{ m}$, $A_c = 0,4 \text{ m}^2$

- $d = h_t - c - \emptyset_{tř} - \emptyset_s / 2 = 800 - 30 - 8 - 14/2 = 755 \text{ mm}$

- poměrný ohybový moment $\mu = \frac{m_{ed}}{b_t * d^2 * f_{cd}} \rightarrow \xi$ (poměrná tláčená výška, tabulky)

- potřebná plocha výztuže $A_{s,req} = \frac{0,8 * b * d * \xi * f_{cd}}{f_{yd}}$

- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{A_{s,req}}{A_c}$

trám	varianta	h_t [mm]	d [mm]	m_{ed} [kNm]	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,rqd}$ [mm ²]	ρ [%]
T06	I	800	755	1643,92	0,288	0,436	6054	1,51
	II	800	755	1543,11	0,271	0,404	5610	1,40

→ hodnoty poměrné výšky tlačené oblasti vyhovují $\xi < 0,45$

→ stupeň vyztužení vyhovující

Ověření trámu z hlediska smyku:

$$V_{rd,max} = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} * b_t * z * \frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta}$$

trám	h_t [mm]	d [mm]	L [m]	$V_{ed,max}$ [kN]	$z=0,9*d$	$\cot\theta$	$V_{rd,max}$ [kN]	
T06	800	755	5,00	1418,24	679,5	1,25	1750,13	OK
	800	755	5,00	1437,21	679,5	1,25	1750,13	OK

→ trám z hlediska smyku vyhovuje

Ověření ohybové štíhlosti průvlaku:

$$\kappa_{c1} = 1,0 \dots \text{závisí na tvar průřezu}$$

$$\kappa_{c2} = 1,0 \dots \text{závisí na rozpětí}$$

$$\kappa_{c3} = 1,0 \dots \text{součinitel napětí tahové výztuže}$$

$$\lambda_{d,tab} = 18$$

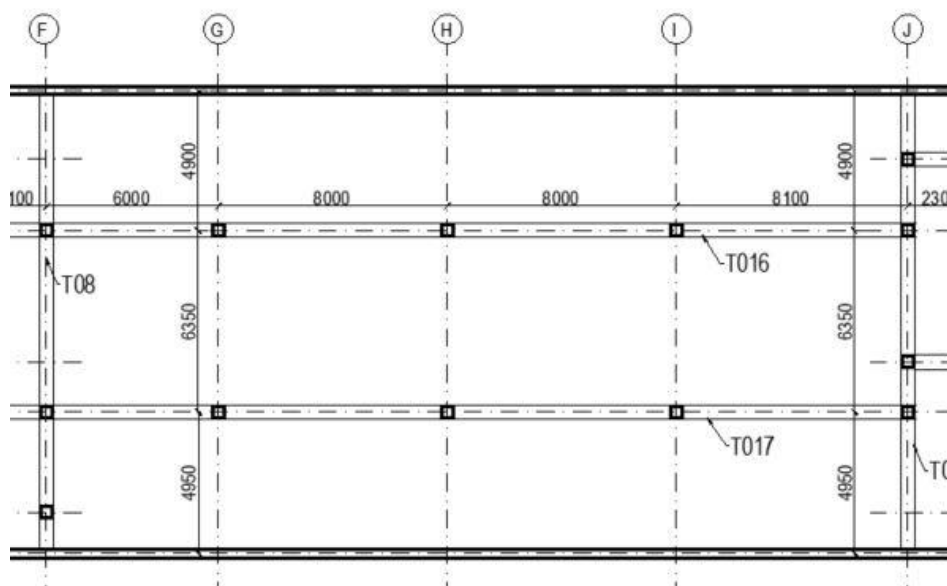
$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{d,tab}$$

$$\frac{5000}{755} = 6,62 \leq 1 * 1 * 1 * 18 = 18$$

$$6,62 \leq 18 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

→ NAVRHUJI ROZMĚRY TRÁMŮ T03, T04, T05, T06, T07, T010, T013, T014, T015
 $b_t = 500$ mm a $h_t = 800$ mm

7.1.2.2 TRÁMY MIMO HORNÍ STAVBU



Obrázek 76 - Schéma trámů mimo horní stavbu

EMPIRICKÝ NÁVRH

Maximální rozpon:

$$L_T = 8,10 \text{ m}$$

Trám podepřen železobetonovými sloupy a železobetonovou zdí

Empirický návrh rozměrů průvlastku:

$$h_{pT} = (1/12 - 1/10) \cdot L_T = (1/12 - 1/10) \cdot 8100 = 675 - 810 \text{ mm}$$

navrhuji $h_{pT} = 600 \text{ mm}$ (výška trámu volena tak, aby byla hrana trámu v rovině s trámem T08 (který je pod horní stavbou))

$$b_{pT} = (1/3 - 2/3) \cdot h_{pT} = (1/3 - 2/3) \cdot 600 = 200 - 400 \text{ mm}$$

navrhuji $b_{pT} = 500 \text{ mm}$

Předběžně bude posouzen trám T017, který má o trochu větší zatěžovací plochu než trám T016.

Trám T017:

- nosník o čtyřech polích
- rozpon $L_a = 6,1 \text{ m}$, $L_b = L_c = 8 \text{ m}$, $L_d = 8,1 \text{ m}$
- zatěžovací šířka $b = 5,65 \text{ m}$

- plošné zatížení mimo objekty:

ZATÍŽENÍ DESEK 1NP - mimo objekty

TYP	ZATÍŽENÍ	h[m]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	g_d	g_d [kN/m ²]	
STÁLÉ	DESKA	0,25	2500	6,25	1,35	8,44	
	ZEMINA+IZOLACE			5,30	1,35	7,16	
PROMĚNNÉ	UŽITNÉ			10,00	1,5	15,00	
				(g+q)_k=	21,55	(g+q)_{2NP,d}=	30,59

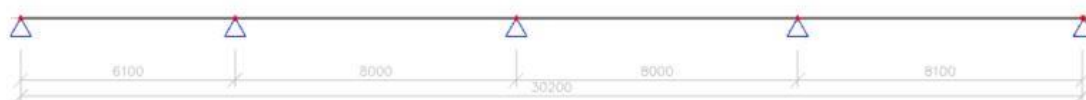
- liniové zatížení:

$$g_{lin,d} = (g + q)_{1NP,d} * b = 30,59 * 5,65 = 172,84 \text{ kN/m}$$

- vlastní tíha trámu:

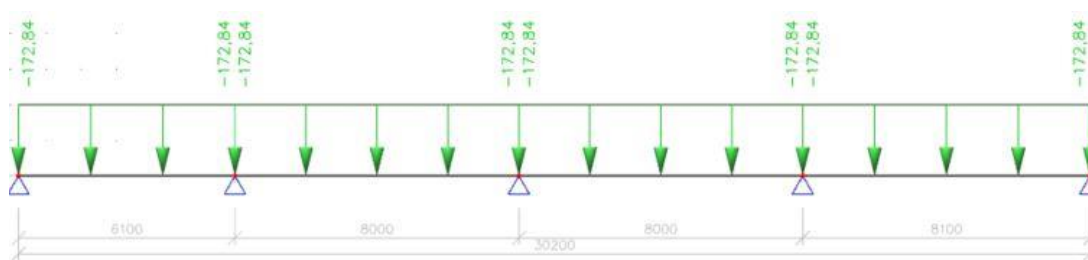
→ vlastní tíha trámu je spočtena a zahrnuta do výpočtu v programu Scia Engineer

Statické schéma



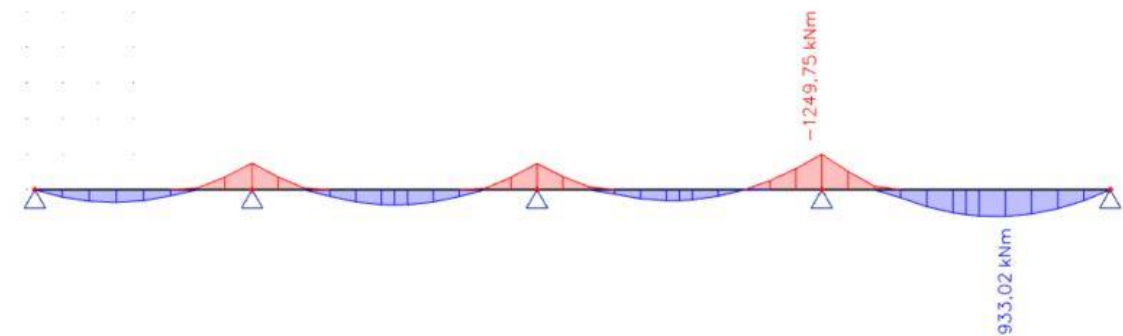
Obrázek 77 - Statické schéma trámu T017

- schéma zatížení



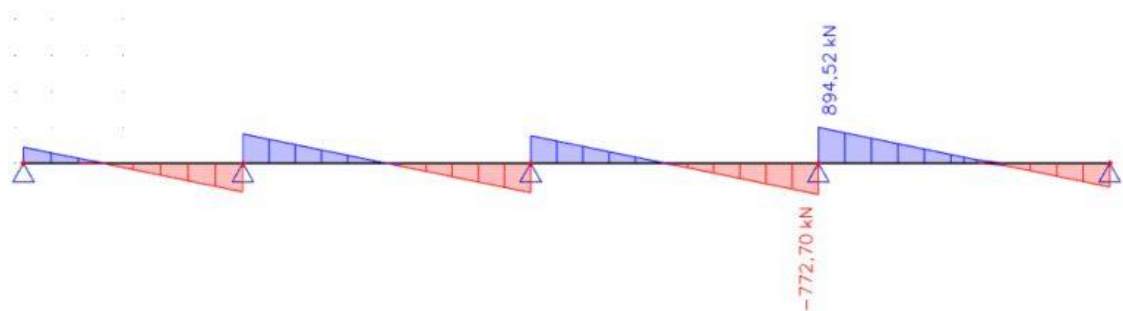
Obrázek 78 - Schéma zatížení trámu T017

Průběh momentu



Obrázek 79 - Průběh momentu na trámu T017

Průběh posouvající síly



Obrázek 80 - Průběh posouvající síly na trámu T017

Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ

- $b_t = 0,5 \text{ m}$, $h_t = 0,600 \text{ m}$, $A_c = 0,3 \text{ m}^2$

- $d = h_t - c - \emptyset_{tr} - \emptyset_s/2 = 600 - 30 - 8 - 14/2 = 555 \text{ mm}$

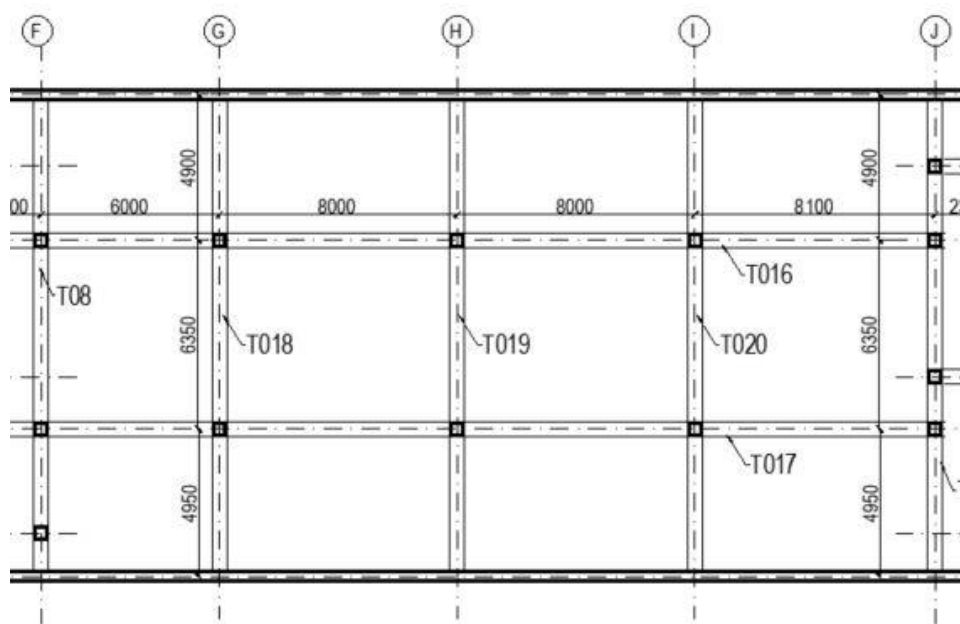
- poměrný ohybový moment $\mu = \frac{m_{ed}}{b_t * d^2 * f_{cd}} \rightarrow \xi$ (poměrná tlačená výška, tabulky)

- potřebná plocha výztuže $A_{s,req} = \frac{0,8 * b * d * \xi * f_{cd}}{f_{yd}}$

- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{A_{s,req}}{A_c}$

trám	h_t [mm]	d [mm]	m_{ed} [kNm]	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,rqd}$ [mm ²]	ρ [%]
T017	600	555	1249,75	0,406	0,717	7318	2,44

→ hodnoty poměrné výšky tlačené oblasti nevyhovují $\xi < 0,45$, navrhuji zvýšit výšku trámu na 650 mm a přidat trámy T018, T019 a T020 kolmo na trámy T016 a T017, které převezmou část zatížení do druhého směru



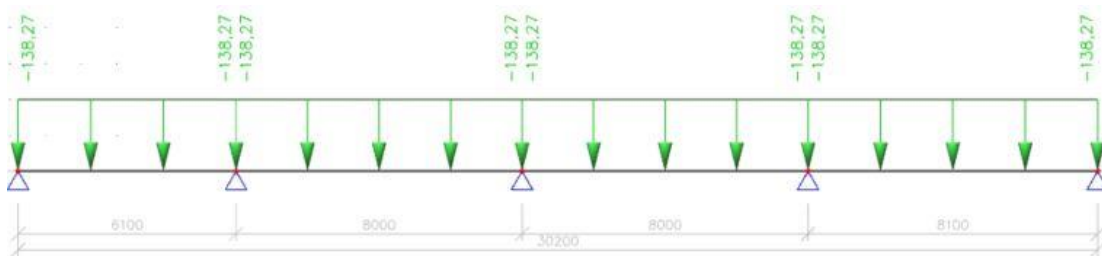
Obrázek 81 - Schéma trámů mimo horní stavbu

Přílehlá pole k trámu T017 jsou obdélníková. S využitím tabulek pro určení momentů podle tabulek teorie pružnosti bylo určeno, že trám T017 převezme zhruba 80% zatížení.

- liniové zatížení:

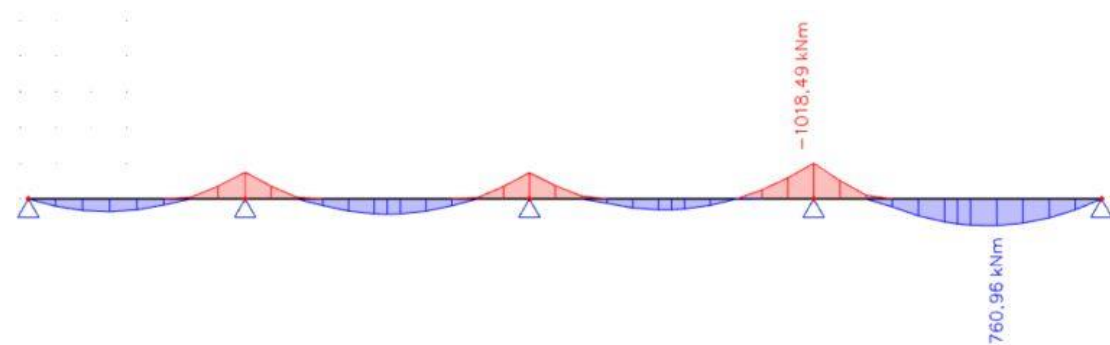
$$g_{lin,d} = (g + q)_d * 0,8 * b = 30,59 * 0,8 * 5,65 = 138,27 \text{ kN/m}$$

- zatížení



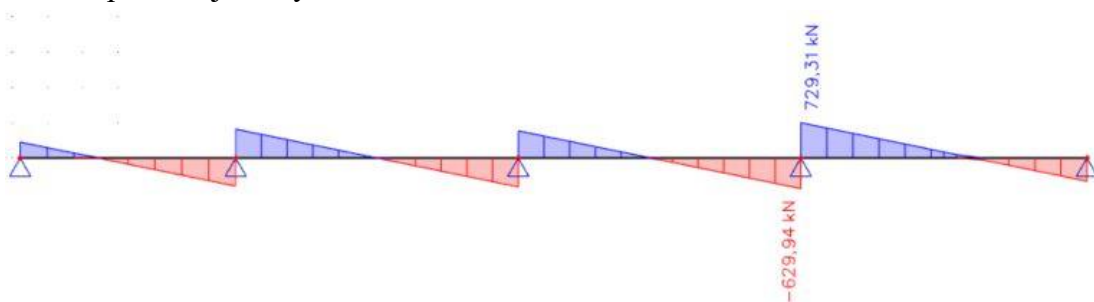
Obrázek 82 - Schéma zatížení trámu T017

Průběh momentu



Obrázek 83 - Průběh momentu na trámu T017

Průběh posouvající síly



Obrázek 84 - Průběh posouvající síly na trámu T017

Ověření poměrné výšky tlacené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ

- $b_t = 0,5 \text{ m}$, $h_t = 0,65 \text{ m}$, $A_c = 0,325 \text{ m}^2$

- $d = h_t - c - \varnothing_{tr} - \varnothing_s/2 = 650 - 30 - 8 - 14/2 = 605 \text{ mm}$

- poměrný ohybový moment $\mu = \frac{m_{ed}}{b_t \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \xi$ (poměrná tlacená výška, tabulky)

- potřebná plocha výztuže $A_{s,req} = \frac{0,8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$

- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{A_{s,req}}{A_c}$

trám	h_t [mm]	d [mm]	m_{ed} [kNm]	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,rqd}$ [mm ²]	ρ [%]
T017	650	605	1018,49	0,278	0,417	4640	1,43

→ hodnoty poměrné výšky tlacené oblasti vyhovují $\xi < 0,45$

→ stupeň vyztužení vyhovující

Ověření trámu z hlediska smyku:

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

trám	h_t [mm]	d [mm]	L [m]	$V_{ed,max}$ [kN]	$z=0,9*d$	$\cot\theta$	V_{rdmax} [kN]	
T017	650	605	8,15	729,31	544,5	1,25	1402,42	OK

→ trám z hlediska smyku vyhovuje

Ověření ohybové štíhlosti průvlaku:

$\kappa_{c1} = 1,0$... závisí na tvar průřezu

$\kappa_{c2} = 1,0$... závisí na rozpětí

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

$\lambda_{d,tab} = 18$

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

$$\frac{8100}{605} = 13,39 \leq 1 * 1 * 1 * 18 = 18$$

$$13,39 \leq 18 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

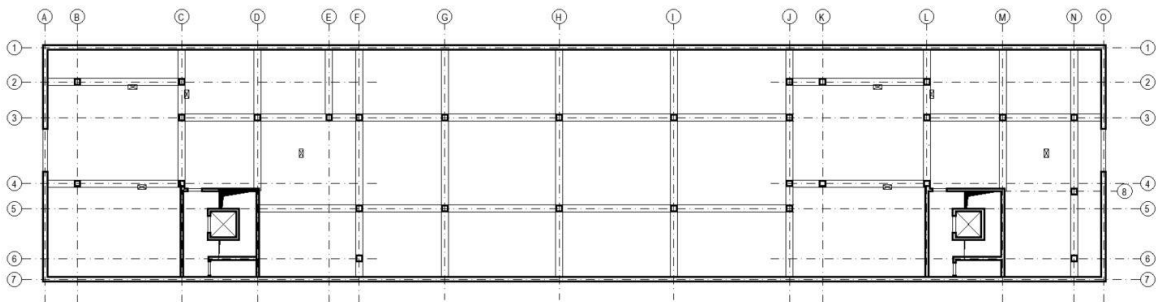
→ NAVRHUJI ROZMĚRY TRÁMŮ T016-T020 $b_t = 500$ mm a $h_t = 650$ mm

7.2 SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE

7.2.1 NOSNÉ STĚNY ŽELEZOBETONOVÉ 1PP

Podzemní část objektu je navržena jako bílá vana. Železobetonové stěny jsou navrženy tloušťky 300 mm, výška stěny 3,36 m, vnitřní železobetonové stěny tloušťky 200 mm. Stěny jsou pnuté ve svislém směru mezi základovou deskou a deskou 1NP. Třída betonu stěn bílé vany C25/30 je volena s ohledem na to, že o návrhu prvku bude rozhodovat šířka trhlíny, nikoliv mezní stav únosnosti. Stěny bílé vany budou posouzeny podrobně v rámci podrobného návrhu bílé vany. Třída betonu vnitřních stěn je volena C30/37.

7.2.2 SLOUPY 1PP



Obrázek 85 - Schéma sloupů

Pro předběžný návrh byl vybrán sloup 3C a 5F s předpokládaným největším zatížením, které budou sloužit k předběžnému návrhu sloupů pod horní stavbou a sloup 5I s největší zatěžovací plochou, který bude sloužit k předběžnému návrhu sloupů mimo horní stavbu.

7.2.2.1 SLOUPY POD HORNÍ STAVBOU

Sloup 3C

Výpočet normálové síly:

- zatížení liniové v ose C z horní stavby

$$- g_{lin,hs,c,d} = 400 \text{ kN/m}$$

$$- \text{zatěžovací šířka } b_c = 2,5/2 + 4,6/2 = 3,55 \text{ m}$$

$$- N_{hs,c,d} = b_c * g_{lin,hs,c,d} = 3,55 * 400 = 1420 \text{ kN}$$

- zatížení trámů T03 a T05

$$- h_t = 800 \text{ mm}$$

$$- b_t = 500 \text{ mm}$$

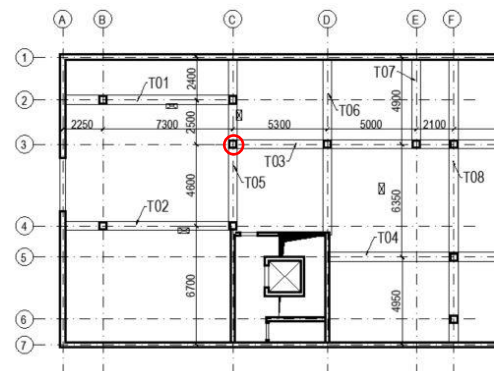
$$- \rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$- g = 10 \text{ ms}^{-2}$$

$$- \text{délka trámů celkem } L = 4,6/2 + 2,5/2 + 5,3/2 = 6,2 \text{ m}$$

$$- N_{TR,3C,d} = h_t * b_t * \rho * g * L * \gamma =$$

$$= 0,8 * 0,5 * 2500 * 10 * 6,2 * 1,35 = 83\,700 \text{ N} = 83,7 \text{ kN}$$



Obrázek 86 - Vyznačení sloupu 3C

- zatížení plošné z 1NP

$$-(g + q)_{1NP,d} = 16,30 \text{ kN/m}^2$$

$$-\text{zatěžovací plocha } A_{3C} = (2,5/2 + 4,6/2) * (5,3/2 + 9,55/2) = 26,36 \text{ m}^2$$

$$-N_{1NP,3C,d} = A_{3C} * (g + q)_{1NP,d} = 26,36 * 16,3 = 429,67 \text{ kN}$$

- vlastní tíha sloupu

$$-\text{odhad rozměrů: } a \times b = 300 \times 300 \text{ mm}$$

$$-\text{výška sloupu } h = KV - h_d = 3,61 - 0,25 = 3,36 \text{ m}$$

$$-\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$-g = 10 \text{ ms}^{-2}$$

$$-N_{VLT,3C,d} = a * b * h * \rho * g * \gamma =$$

$$= 0,3 * 0,3 * 3,36 * 2500 * 10 * 1,35 =$$

$$= 10\,206 \text{ N} = 10,21 \text{ kN}$$

Normálová síla ve sloupu 3C:

$$N_{3C} = N_{hs,C,d} + N_{TR,3C,d} + N_{1NP,3C,d} + N_{VLT,3C,d} = 1420 + 83,7 + 429,67 + 10,21 = 1943,58 \text{ kN}$$

$\rho_s = 0,015$... předpokládaný stupeň vyztužení

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$... napětí ve výztuži

$$A_C \geq \frac{N_{3C}}{0,8 * f_{cd} + \rho_s * \sigma_s} = \frac{1943,58 * 10^3}{0,8 * 20 * 10^6 + 0,015 * 400 * 10^6} = 0,088 \text{ m}^2$$

→ NAVRHUJI SLOUP 300x300 mm $A_{sprov} = 0,09 \text{ m}^2$

Sloup 5F

Výpočet normálové síly:

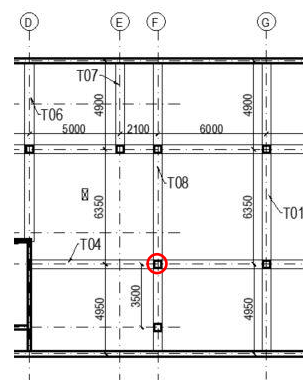
- zatížení liniové v ose F z horní stavby

$$-g_{lin,hs,F,d} = 300 \text{ kN/m}$$

$$-\text{zatěžovací šířka } b_F = 6,35/2 + 3,5/2 =$$

$$= 4,93 \text{ m}$$

$$-N_{hs,F,d} = b_F * g_{lin,hs,F,d} = 4,93 * 300 = 1\,479 \text{ kN}$$



Obrázek 87 - Vyznačení sloupu 5F

- zatížení trámu T04

$$- h_t = 800 \text{ mm}$$

$$- b_t = 500 \text{ mm}$$

$$- \rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$- g = 10 \text{ ms}^{-2}$$

$$- \text{zatěžovací délka } L = 7,1/2 = 3,55 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} - N_{T04,5F,d} &= h_t * b_t * \rho * g * L * \gamma = \\ &= 0,8 * 0,5 * 2500 * 10 * 3,55 * 1,35 = \\ &= 47\,925 \text{ N} = 47,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

- zatížení trámu T08

$$- h_t = 850 \text{ mm}$$

$$- b_t = 600 \text{ mm}$$

$$- \rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$- g = 10 \text{ ms}^{-2}$$

$$- \text{zatěžovací délka } L = 6,35/2 + 3,5/2 = 4,93 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} - N_{T08,5F,d} &= h_t * b_t * \rho * g * L * \gamma = \\ &= 0,85 * 0,6 * 2500 * 10 * 4,93 * 1,35 = \\ &= 62\,858 \text{ N} = 62,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

- zatížení trámu T017

$$- h_t = 650 \text{ mm}$$

$$- b_t = 500 \text{ mm}$$

$$- \rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$- g = 10 \text{ ms}^{-2}$$

$$- \text{zatěžovací délka } L = 6/2 = 3,0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} - N_{T017,5F,d} &= h_t * b_t * \rho * g * L * \gamma = \\ &= 0,65 * 0,5 * 2500 * 10 * 3,0 * 1,35 = \\ &= 32\,906 \text{ N} = 32,91 \text{ kN} \end{aligned}$$

- zatížení plošné z 1NP v oblasti horní stavby

$$-(g + q)_{1NP,d} = 16,30 \text{ kN/m}^2$$

$$-\text{zatěžovací plocha } A_{5F} = (7,1/2) * (6,35/2 + 3,5/2) = 17,5 \text{ m}^2$$

$$-N_{1NP,5F,d} = A_{5F} * (g + q)_{1NP,d} = 17,5 * 16,3 = 285,25 \text{ kN}$$

- zatížení plošné z 1NP v oblasti mimo horní stavbu

$$-(g + q)_{1NP,d} = 30,59 \text{ kN/m}^2$$

$$-\text{zatěžovací plocha } A_{3C} = (6,0/2) * (6,35/2 + 3,5/2) = 14,78 \text{ m}^2$$

$$-N'_{1NP,5F,d} = A_{5F} * (g + q)_{1NP,d} = 14,78 * 30,59 = 452,12 \text{ kN}$$

- vlastní tíha sloupu

$$-\text{odhad rozměrů: } a \times b = 300 \times 300 \text{ mm}$$

$$-\text{výška sloupu } h = KV - h_d = 3,61 - 0,25 = 3,36 \text{ m}$$

$$-\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$-g = 10 \text{ ms}^{-2}$$

$$-N_{VLT,5F,d} = a * b * h * \rho * g * \gamma =$$

$$= 0,3 * 0,3 * 3,36 * 2500 * 10 * 1,35 =$$

$$= 10\,206 \text{ N} = 10,21 \text{ kN}$$

Normálová síla ve sloupu 5F:

$$\begin{aligned} N_{5F} &= N_{hs,F,d} + N_{T04,5F,d} + N_{T08,5F,d} + N_{T017,5F,d} + N_{1NP,5F,d} + N'_{1NP,5F,d} \\ &\quad + N_{VLT,5F,d} \\ &= 1479 + 47,93 + 62,86 + 32,91 + 285,25 + 452,12 + 10,21 = \\ &= 2370,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

$\rho_s = 0,015$... předpokládaný stupeň vyztužení

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$... napětí ve výztuži

$$A_C \geq \frac{N_{5F}}{0,8 * f_{cd} + \rho_s * \sigma_s} = \frac{2370,28 * 10^3}{0,8 * 20 * 10^6 + 0,015 * 400 * 10^6} = 0,108 \text{ m}^2$$

→ NAVRHUJI SLOUP 400x400 mm, $A_{sprov} = 0,160 \text{ m}^2$

→ NAVRHUJI SJEDNOTIT SLOUPY POD HORNÍ STAVBOU

400x400 mm, $A_{sprov} = 0,160 \text{ m}^2$

Přestože jsou v podzemním podlaží garáže a sloupy by tak bylo z hlediska prostorového řešení lepší navrhovat obdélníkové, jsou navrženy čtvercové. Pod horní stavbou je minimum parkovacích stání a jejich šířka je dostatečná. Čtvercový rozměr je také volen s ohledem na křížící se železobetonové trámy a jejich rozměry.

7.2.2.2 SLOUPY MIMO HORNÍ STAVBU

Sloup 5I

- zatížení trámů T017 a T020

$$- h_t = 650 \text{ mm}$$

$$- b_t = 500 \text{ mm}$$

$$- \rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$- g = 10 \text{ ms}^{-2}$$

$$- \text{délka trámů celkem } L = 8/2 + 8,1/2 + 4,95/2 + 6,35/2 = 13,7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} - N_{TR,5I,d} &= h_t * b_t * \rho * g * L * \gamma = \\ &= 0,65 * 0,5 * 2500 * 10 * 13,7 * 1,35 = \\ &= 150\,272 \text{ N} = 150,27 \text{ kN} \end{aligned}$$

- zatížení plošné z desky 1NP mimo objekty

$$- (g + q)_{1NP,d} = 30,59 \text{ kN/m}^2$$

$$- \text{zatěžovací plocha } A_{5I} = (8/2 + 8,1/2) * (4,95/2 + 6,35/2) = 45,49 \text{ m}^2$$

$$- N_{1NP,5I,d} = A_{5I} * (g + q)_{1NP,d} = 45,49 * 30,59 = 1391,54 \text{ kN}$$

- vlastní tíha sloupu

$$- \text{odhad rozměrů: } a * b = 300 * 300 \text{ mm}$$

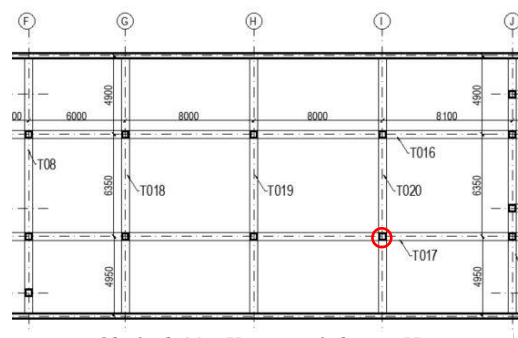
$$- \text{snížení konstrukční výšky: } KV = 3,225$$

$$- \text{výška sloupu } h = KV - h_d = 3,225 - 0,25 = 2,975 \text{ m}$$

$$- \rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$- g = 10 \text{ ms}^{-2}$$

$$\begin{aligned} - N_{VLT,5I,d} &= a * b * h * \rho * g * \gamma = \\ &= 0,3 * 0,3 * 2,975 * 2500 * 10 * 1,35 = \\ &= 9\,037 \text{ N} = 9,037 \text{ kN} \end{aligned}$$



Obrázek 88 - Vyznačení sloupu 5I

Normálová síla ve sloupu :

$$N_{5I} = N_{TR,5I,d} + N_{1NP,5I,d} + N_{VLT,5I,d} = 150,27 + 1391,54 + 9,037 = \\ = 1550,85 \text{ kN}$$

$\rho_s = 0,015$... předpokládaný stupeň vyztužení

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$... napětí ve výztuži

$$A_C \geq \frac{N_{3C}}{0,8 \cdot f_{cd} + \rho_s \cdot \sigma_s} = \frac{1550,85 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 \cdot 10^6 + 0,015 \cdot 400 \cdot 10^6} = 0,07 \text{ m}^2$$

→ NAVRHUJI SLOUP 300x300 mm $A_{sprov} = 0,09 \text{ m}^2$

Přestože jsou v podzemním podlaží garáže a sloupy by tak bylo z hlediska prostorového řešení lepší navrhovat obdélníkové, jsou navrženy čtvercové. Šířka parkovacích stání zůstává dostatečná. Čtvercový rozměr je také volen s ohledem na křížící se železobetonové trámy a jejich rozměry.

7.3 ZÁKLADOVÁ DESKA

Odhad tloušťky desky 1PP je 500 mm. Je volena nižší třída betonu oproti horní stavbě a nosným prvkům 1PP, které se nacházejí ve vnitřním prostoru, beton C25/30. Předpokládá se, že o návrhu bude rozhodovat šířka trhliny, nikoliv mezní stav únosnosti. Spodní stavba bude řešena jako bílá vana. Deska 1PP bude posouzena v podrobném návrhu základové desky.

PŘEDBĚŽNÉ POSOUZENÍ PROTLAČENÍ ZÁKLADOVÉ DESKY SLOUPEM

Posouzení pro sloupy pod horní stavbou:

$$a = 400 \text{ mm}$$

$$h_d = 500 \text{ mm (odhad)}$$

$$d = h_d - c - 3 \cdot \varnothing_s / 2 = 500 - 40 - 3 \cdot 18 / 2 = 433 \text{ mm}$$

($\varnothing_s 18$ – odhad)

$$r = 2 \cdot d = 866 \text{ mm}$$

$$u_0 = 4 \cdot a = 1600 \text{ mm}$$

$$u_1 = 4 \cdot a + 2 \cdot \pi r = 4 \cdot 400 + 2 \cdot \pi \cdot 866 = 7041 \text{ mm}$$

Únosnost tlačené diagonály:

$$v_{ed} = \frac{\beta V_{ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{rd,max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd}$$

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$\beta = 1,15$... vnitřní sloup

- uvažována je normálová síla ve sloupu 5F

$$V_{ed} = N_{5F} = 2370,28 \text{ kN}$$

$$\frac{\beta V_{ed}}{u_0 \cdot d} \leq 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd}$$

$$\frac{1,15 \cdot 2370,28}{1,6 \cdot 0,433} \leq 0,4 \cdot 0,54 \cdot 16,67$$

$3,93 \text{ MPa} \leq 3,60 \text{ MPa} \rightarrow$ NEVYHOVUJE

NAVRHUJI ZVĚTŠIT TLOUŠŤKU DESKY NA 650 mm

$$a = 400 \text{ mm}$$

$$h_d = 650 \text{ mm}$$

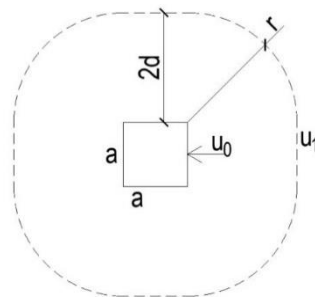
$$d = h_d - c - 3 \cdot \varnothing_s / 2 = 650 - 40 - 3 \cdot 18 / 2 = 583 \text{ mm}$$

($\varnothing_s 18$ – odhad)

$$r = 2 \cdot d = 1166 \text{ mm}$$

$$u_0 = 4 \cdot a = 1600 \text{ mm}$$

$$u_1 = 4 \cdot a + 2 \cdot \pi r = 4 \cdot 400 + 2 \cdot \pi \cdot 1166 = 8926 \text{ mm}$$



Obrázek 89 - Kontrolované obvody

$$\frac{\beta V_{ed}}{u_0 * d} \leq 0,4 * v * f_{cd}$$

$$\frac{1,15 * 2,37028}{1,6 * 0,583} \leq 0,4 * 0,54 * 16,67$$

$$2,92 \text{ MPa} \leq 3,60 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Nutnost výztuže na protlačení:

$$v_{ed,1} = \frac{\beta V_{ed}}{u_1 * d} \leq v_{rd,c} = \max(c_{rdc} * k * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{ck}}; 0,035 \sqrt{k^3 * f_{ck}})$$

$$v_{ed,1} = \frac{\beta V_{ed}}{u_1 * d} = \frac{1,15 * 2,37028}{8,926 * 0,583} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$c_{rdc} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{15} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{583}} = 1,6 \leq 2,0$$

$$\rho = 0,005 \text{ (odhad)}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$v_{rd,c} = \max(c_{rdc} * k * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{ck}}; 0,035 \sqrt{k^3 * f_{ck}}) = \max(0,12 * 1,6 * \sqrt[3]{100 * 0,005 * 25}; 0,035 * \sqrt{1,6^3 * 25}) = \max(0,44; 0,35) = 0,44 \text{ MPa}$$

$$0,53 \text{ MPa} < 0,44 \text{ MPa} \rightarrow \text{NEVYHOVUJE, je třeba výztuž na potlačení}$$

$$v_{ed,1} \leq v_{rd,c,s} = c_{rdc} * k * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{ck}} * k_{max}$$

$$k_{max} = 1,5 \dots \text{součinitel maximální únosnosti pro tloušťku základové desky 650 mm}$$

$$v_{rd,c,s} = c_{rdc} * k * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{ck}} * k_{max} = 0,12 * 1,6 * \sqrt[3]{100 * 0,005 * 25} * 1,5 = 0,66 \text{ MPa}$$

$$0,53 \text{ MPa} < 0,66 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

→ NAVRHUJI ZÁKLADOVOU DESKU TLOUŠŤKY 650 mm. Tloušťka desky bude ve všech místech zachována s ohledem na tuhost a rovnoměrnost sedání. Protlačení základové desky bude zpřesněno s využitím redukce v rámci podrobného návrhu základové desky.

7.4 NOSNÉ KONSTRUKCE SPODNÍ STAVBY – SHRUTÍ

NAVRŽENÉ TLOUŠŤKY ŽELEZOBETOVÝCH STROPNÍCH DESEK

DESKA 1NP 250 mm

NAVRŽENÉ ROZMĚRY ŽELEZOBETONOVÝCH TRÁMŮ

TRÁMY POD HORNÍ STAVBOU

T01, T02, T08, T09, T011, T012

$h_T = 850 \text{ mm}$

$b_T = 600 \text{ mm}$

T03, T04, T05, T06, T07, T010, T013, T014, T015

$h_T = 800 \text{ mm}$

$b_T = 500 \text{ mm}$

TRÁMY T016 – T020 $h_T = 650 \text{ mm}$

$b_T = 500 \text{ mm}$

NAVRŽENÉ ROZMĚRY ŽELEZOBETONOVÝCH SLOUPŮ

SLOUPY POD HORNÍ STAVBOU 400x400 mm

SLOUPY MIMO HORNÍ STAVBU 300x300 mm

NAVRŽENÁ TLOUŠŤKA VNITŘNÍCH ŽELEZOBETONOVÝCH STĚN 1PP

STĚNY – TLOUŠŤKA 200 mm

NAVRŽENÁ TLOUŠŤKA OBVODOVÝCH ŽELEZOBETONOVÝCH STĚN 1PP

STĚNY – TLOUŠŤKA 300 mm

NAVRŽENÁ TLOUŠŤKA ŽELEZOBETONOVÉ ZÁKLADOVÉ DESKY

DESKA 1PP 650 mm

8 PŘEDBĚŽNĚ NAVRŽENÝ OBJEKT

8.1 POPIS OBJEKTU

Navržený bytový dům má čtyři nadzemní podlaží a jedno podzemní podlaží, kterým je propojeným s druhým bytovým domem. Zastavěná plocha dvou bytových domů propojených podzemním podlaží je 1226 m². Konstruktivní výška nadzemních podlaží je 3250 mm, podzemního podlaží 3430 mm. V jednom bytovém domě je 13 bytů a v 1NP se nacházejí sklepní kóje. V podzemním podlaží se nachází 30 parkovacích míst pro osobní automobily, z toho 4 místa pro osoby tělesně postižené, 4 místa pro parkování motorek, 2 větší prostory, které lze využít pro kočárky, jízdní kola, 2 prostory pro odpad.

Nosná konstrukce 1PP je tvořena železobetonovými obvodovými stěnami tloušťky 300 mm, vnitřními železobetonovými stěnami tloušťky 200 mm, sloupy pod horní stavbou o rozměrech 400x400 mm a sloupy mimo horní stavbu o rozměrech 300x300 mm. Vodorovné nosné konstrukce tvoří trámy o rozměrech 500 x 800 mm, 500x 650 mm a 600 x 850 mm a železobetonová deska tloušťky 250 mm. Základová deska je navržena tloušťky 650 mm.

Nosnou konstrukcí 1NP a 2NP je železobetonová stěna tloušťky 200 mm a stopní deska tloušťky 250 mm.

Nosná konstrukce 3NP a 4NP je tvořena stěnami z tvárnic HELUZ FAMILY 30, broušených a HELUZ 140 broušených. Vodorovnou konstrukci tvoří železobetonová deska tloušťky 250 mm. Deska 4NP je podepřena trámem 300 x 600 mm.

8.2 KONSTRUKČNÍ SYSTÉM

Konstrukční systém 1PP:

- konstrukční výška podlaží:

3,61 m

- účel využití podlaží:

garáže, prostor pro kola, kočárky, odpad, chodba, schodiště

- vodorovné nosné konstrukce:

monolitické železobetonové stropní desky tl. 250 mm

- svislé nosné konstrukce:

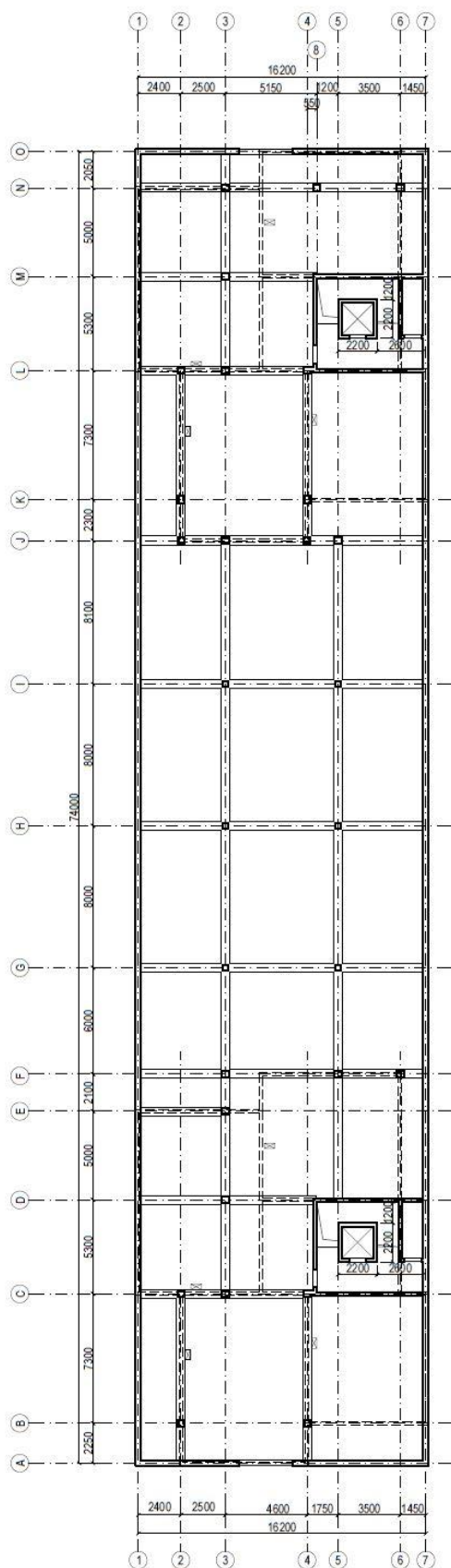
železobetonové obvodové stěny tl. 300 mm

vnitřní železobetonové stěny tl. 200 mm

železobetonové sloupy 400x400 mm, 300x300 mm

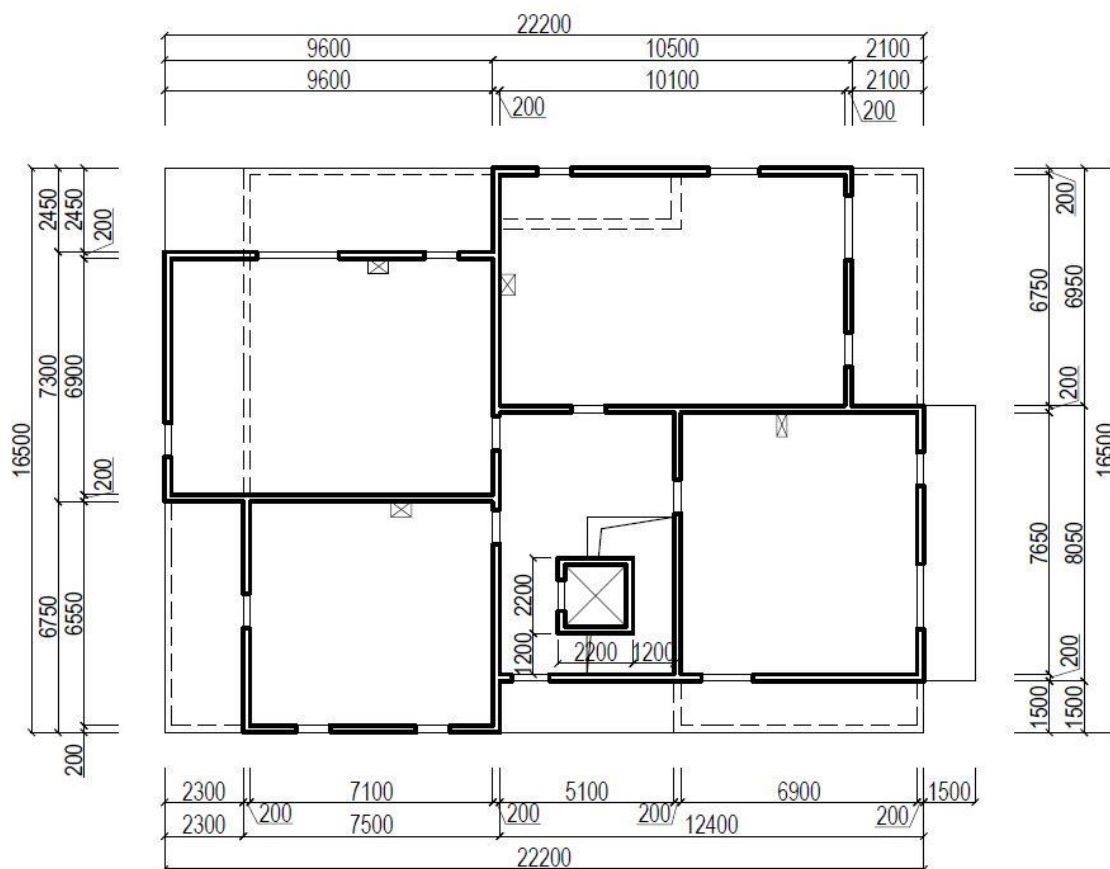
- schodiště:

trojramenné, železobetonové, monolitické



Obrázek 90 – Schéma výkresu tvaru IPP

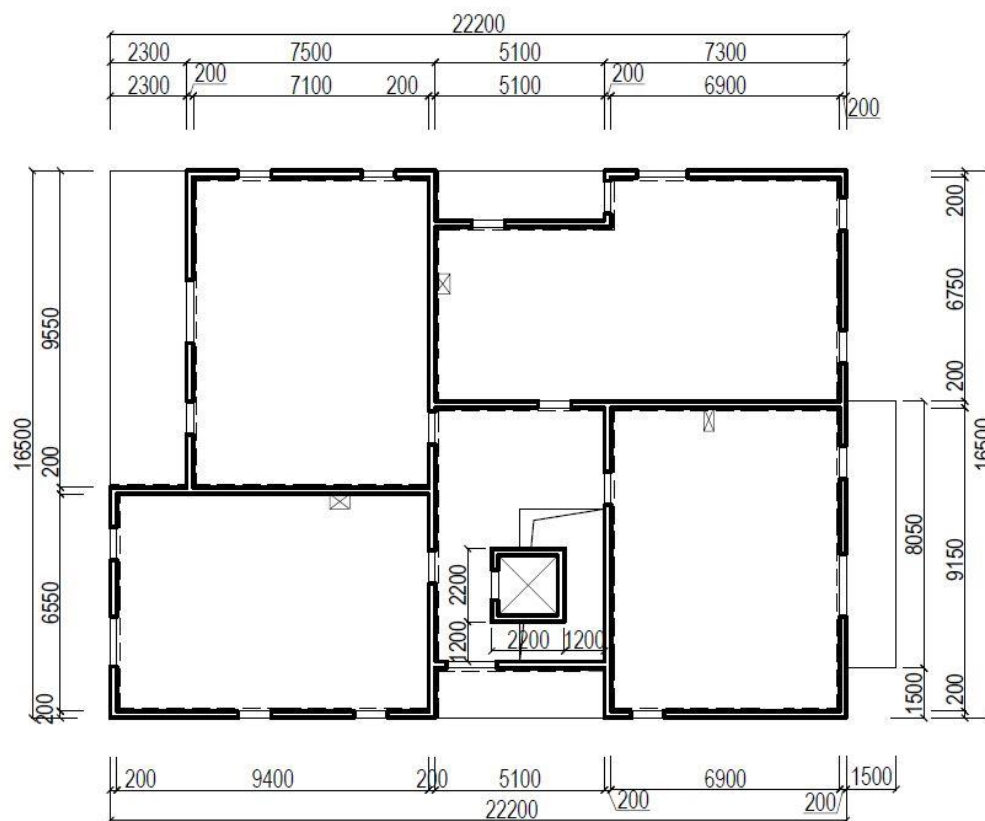
Schéma výkresu tvaru desky 2NP:



Obrázek 91 Schéma výkresu tvaru desky 2NP

- konstrukční výška podlaží: 3,25 m
- účel využití podlaží: 3 byty, sklepní kóje, chodba, schodiště, terasy
- vodorovné nosné konstrukce: monolitické železobetonové stropní desky tl. 250 mm
- svislé nosné konstrukce: železobetonové stěny tl. 200 mm
- schodiště: trojramenné, železobetonové, monolitické

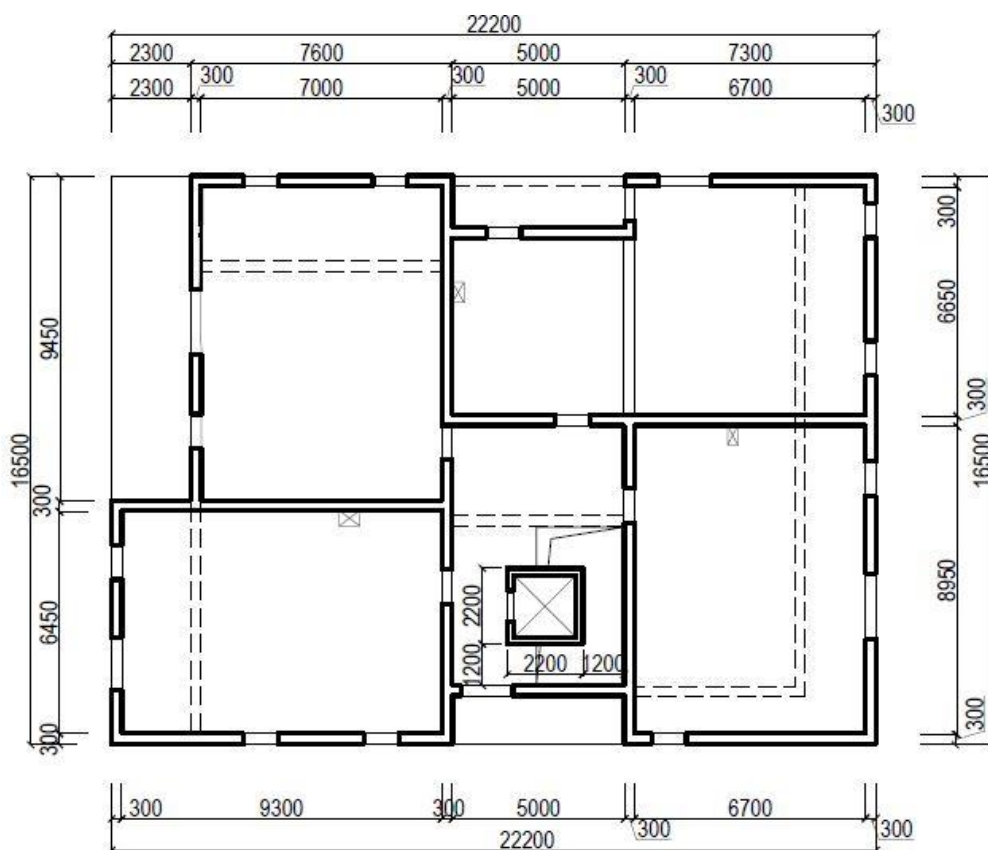
Schéma výkresu tvaru desky 3NP:



Obrázek 92 - Schéma výkresu tvaru desky 3NP

- konstrukční výška podlaží: 3,25 m
- účel využití podlaží: 4 byty, terasy, chodba, schodiště
- vodorovné nosné konstrukce: monolitické železobetonové stropní desky tl. 250 mm
- svislé nosné konstrukce: železobetonové stěny tl. 200 mm
- schodiště: trojramenné, železobetonové, monolitické

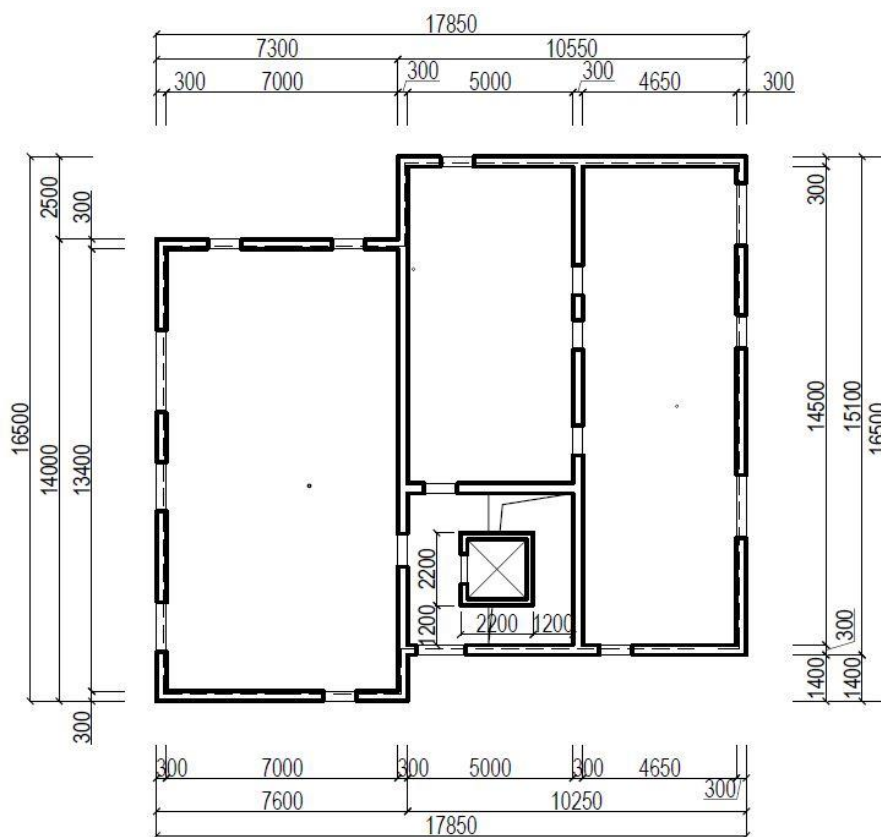
Schéma výkresu tvaru desky 4NP:



Obrázek 93 - Schéma výkresu tvaru desky 4NP

- konstrukční výška podlaží: 3,25 m
- účel využití podlaží: 4 byty, terasy, chodba, schodiště
- vodorovné nosné konstrukce: monolitické železobetonové stropní desky tl. 250 mm
- svislé nosné konstrukce: stěna tl.300 mm, HELUZ FAMILY 30 broušená stěna tl. 200 mm monolitická ŽB (výtahová šachta)
- schodiště: trojramenné, železobetonové, monolitické

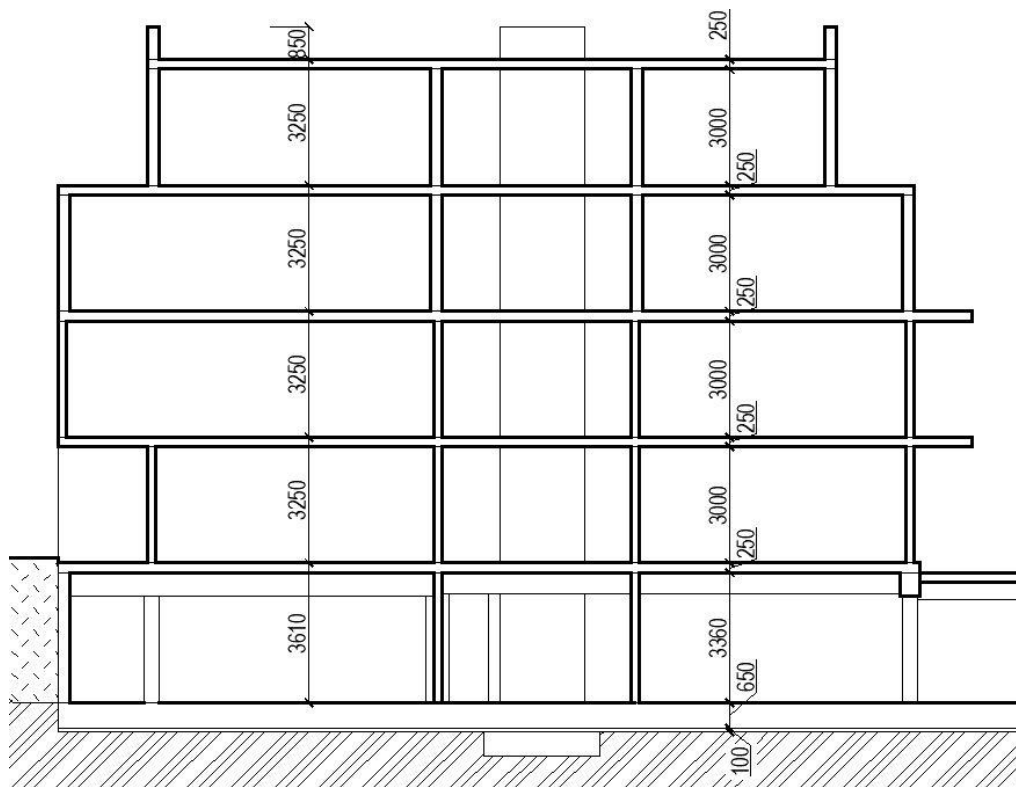
Schéma výkresu tvaru střešní desky:



Obrázek 94 - Schéma výkresu tvaru střešní desky

- konstrukční výška podlaží: 3,25 m
- účel využití podlaží: 3 byty, chodba, schodiště, terasy
- vodorovné nosné konstrukce: monolitické železobetonové desky tloušťky 250 mm
- svislé nosné konstrukce: stěna tl.300 mm, HELUZ FAMILY 30 broušená
stěna tl. 200 mm monolitická ŽB (výtahová šachta)
- schodiště: trojramenné, železobetonové, monolitické

8.3 ŘEZ



Obrázek 95 - Schéma řezu částí objektu

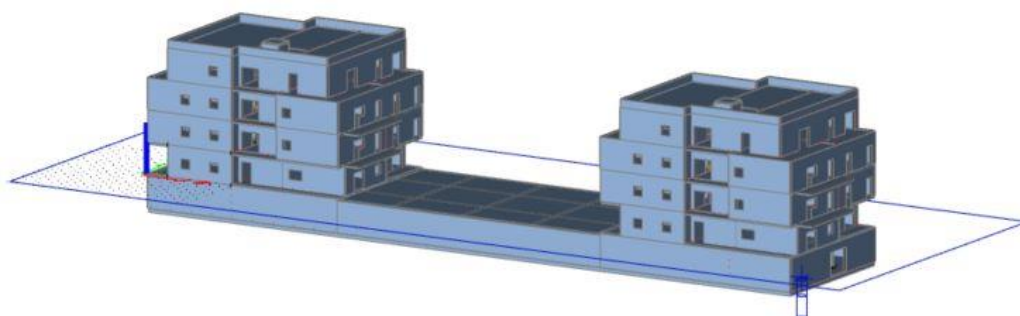
9 MODEL Y OBJEKTU, MODEL Y SPODNÍ STAVBY

V podrobném návrhu a posouzení nosných prvků spodní stavby budou využity vnitřní síly získané z následujících modelů vytvořených v programu Scia Engineer:

- Model I - kompletní 3D model objektu včetně vymodelovaného podloží
- Model II - kompletní 3D model objektu včetně vymodelovaného podloží s uvažováním 1/3 modulu pružnosti použitého betonu u železobetonových stěn 1NP a 2NP
- Model III - model spodní stavby zatížený liniovým zatížením získaným z modelu horní stavby, bez základové desky
- Model IV - model spodní stavby zatížený liniovým zatížením získaným z modelu horní stavby, vymodelovaný včetně základové desky a podloží

Model I

- kompletní 3D model
- podpora plošná (pružné podloží)



Obrázek 96 - Model I

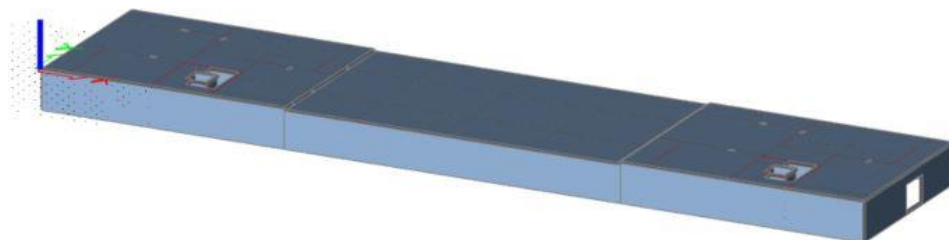
Model II

- kompletní 3D model
- podpora plošná (pružné podloží)

Rozdíl oproti Modelu I je modul pružnosti betonu snížený na 1/3 hodnoty pro daný beton pro stěny 1NP a 2NP. Model I působí jako tuhá konstrukce. V realitě je takové působení příliš optimistické, a proto je zkoumáno chování konstrukce i při tomto „změkčení“ stěn, čímž by mělo být dosaženo toho, že trám bude více namáhán.

Model III

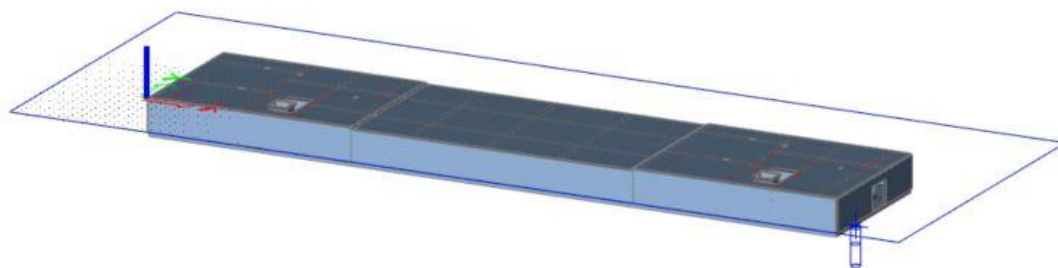
- spodní stavba, bez základové desky
- pevné podpory v patách sloupů a stěn
- přetížení liniovým zatížením získaným z modelu horní stavby



Obrázek 97 - Model III

Model IV

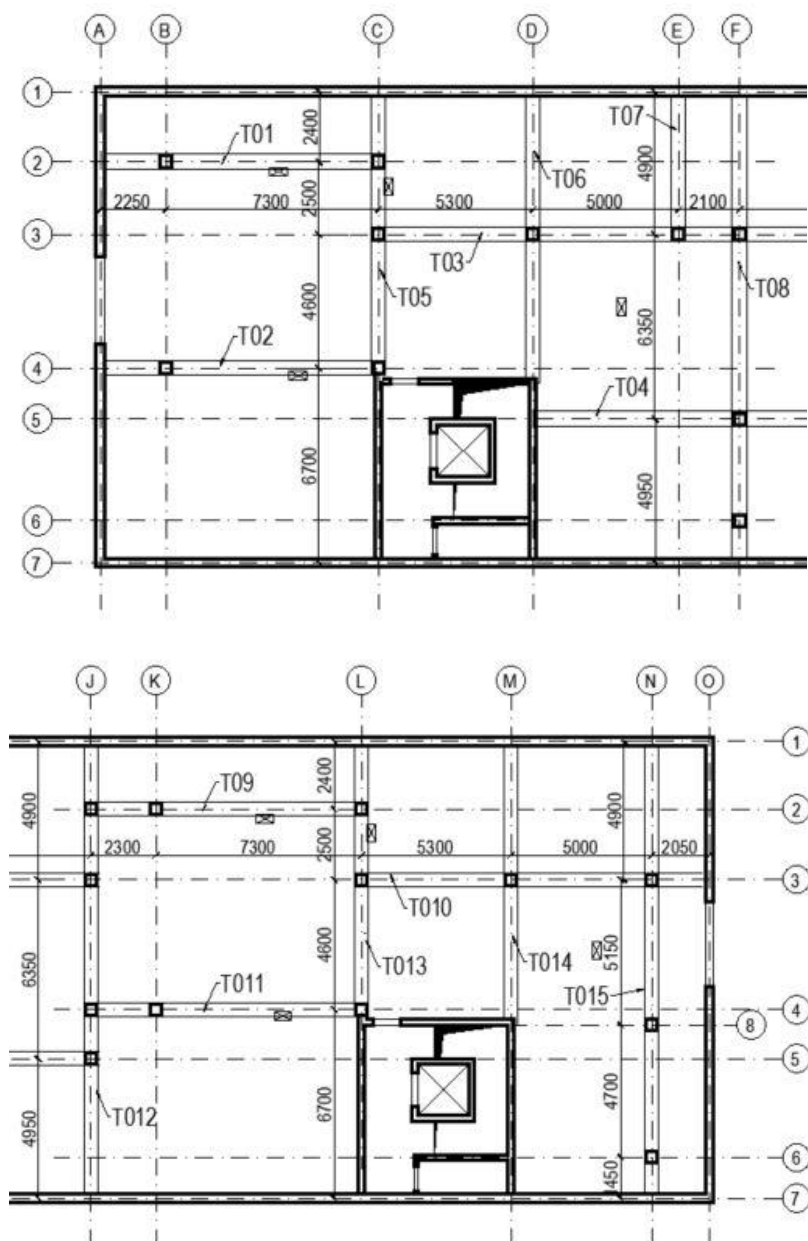
- spodní stavba, se základovou deskou
- podpora plošná (pružné podloží)
- přetížení liniovým zatížením získaným z modelu horní stavby



Obrázek 98 - Model IV

10 POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ Z MODELŮ NA TRÁMECH

10.1 TRÁMY POD HORNÍ STAVBOU



Obrázek 99 - Schémata trámů pod horní stavbou

Porovnány budou výsledky na trámech T02, T05 a T06. Trámy budou posouzeny na vnitřní síly spočtené v předběžném návrhu, na vnitřní síly z modelu I, modelu II, modelu III a modelu IV.

POSOUZENÍ TRÁMŮ - vzorce:

OHYB

$$d = h_t - c - \emptyset_{tr} - \emptyset_s/2$$

$$d = h_t - c - \emptyset_{tr} - \emptyset_s - s_t/2 \quad (\text{výztuž ve dvou řadách})$$

$$s_t = \max(1,2 * \emptyset_s, d_g + 5\text{mm}; 20\text{mm})$$

$$z = 0,9 * d$$

$$A_{srqd} = \frac{m_{ed}}{z * f_{yd}}$$

- posouzení:

$$x = \frac{A_{sprov}}{0,8 * b_t * f_{cd}}$$

$$d = h_t - c - \emptyset_{tr} - \emptyset_s - s_t/2$$

$$z = d - 0,4 x$$

$$M_{Rd} = A_{sprov} * f_{yd} * z$$

$$\xi = \frac{x}{d}$$

- konstrukční zásady:

$$A_{smin1} = 0,26 * \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) * b_t * d$$

$$A_{smin2} = 0,0013 * b_t * d$$

$$A_{smax} = 0,04 * A_c$$

SMYK

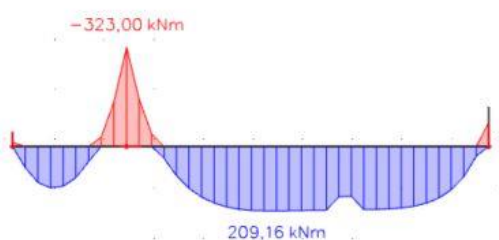
$$V_{Rdmax} = v * f_{cd} * b_t * z * \frac{\cot\theta}{1 + (\cot\theta)^2}$$

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

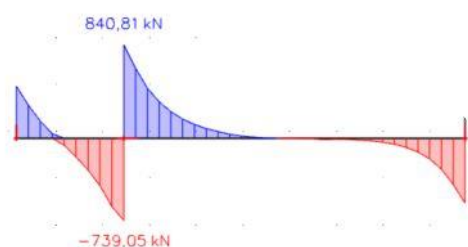
Trám T02 (600x850 mm):

- Předběžný návrh
 - Varianta I – $M_{ed} = 2310,51 \text{ kNm}$; $V_z = 1970,77 \text{ kN}$
 - Varianta II – $M_{ed} = 2255,01 \text{ kNm}$; $V_z = 1755,60 \text{ kN}$
 - viz. kapitola 7.1.2.1 Trámy pod horní stavbou

- Model I
 $M_{ed} [\text{kNm}]$

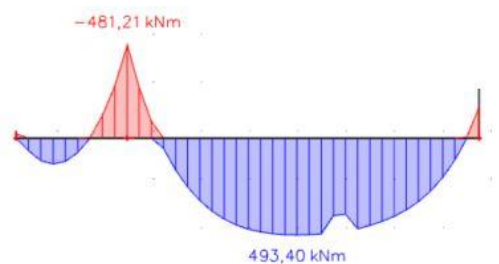


$V_{ed} [\text{kN}]$

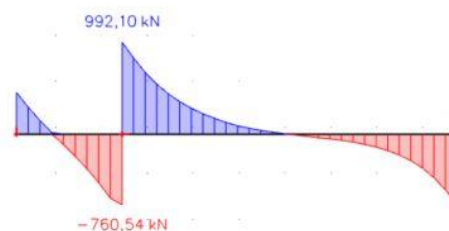


Obrázek 100 - Průběh M_{ed} a V_{ed} na T02 - Model I

- Model II
 $M_{ed} [\text{kNm}]$

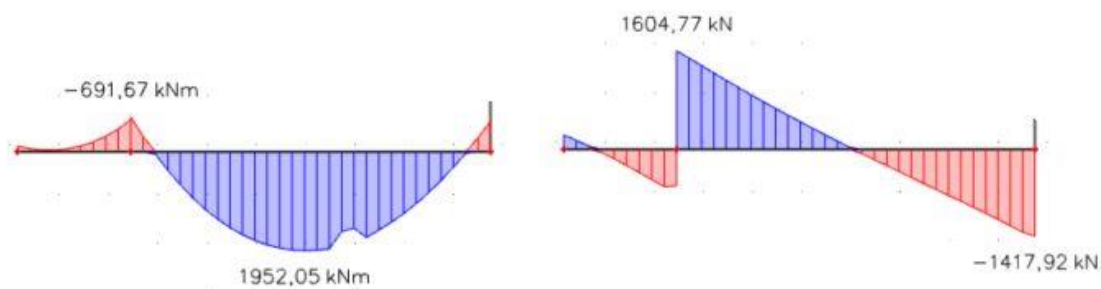


$V_{ed} [\text{kN}]$



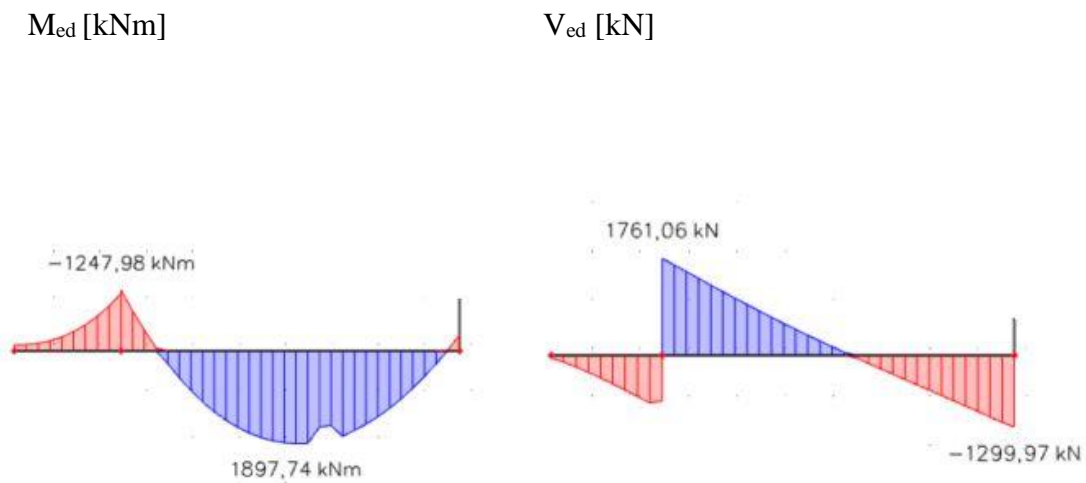
Obrázek 101 - Průběh M_{ed} a V_{ed} na T02 - Model II

- Model III
 M_{ed} [kNm]



Obrázek 102 - Průběh M_{ed} a V_{ed} na T02 - Model III

- Model IV
 M_{ed} [kNm]



Obrázek 103 - Průběh M_{ed} a V_{ed} na T02 - Model IV

NÁVRH A POSOUZENÍ TRÁMU T02:

Geometrie	
bt	600 mm
ht	850 mm
c	30 mm
Øs	14 mm
Øtř	8 mm
cot(θ)	1,25
v	0,53

(předpoklad)

Materiál			
beton	30	/	37
fcd	20	MPa	
fctm	2,9	MPa	
ocel	B	500	B
fyd	435	MPa	

OHYB

T02	Med [kNm]	d [mm]	z [mm]	Asrqd [mm ²]	Návrh			Asprov [mm ²]
PŘEDB. VAR I	2310,51	805	725	7335	16	Ø	25	7854
PŘEDB. VAR II	2255,01	805	725	7159	15	Ø	25	7363
MODEL I	323,00	805	725	1025	10	Ø	14	1539
MODEL II	493,40	805	725	1566	10	Ø	14	1539
MODEL III	1952,05	805	725	6197	15	Ø	25	7363
MODEL IV	1897,74	805	725	6025	15	Ø	25	7363

T02	x [mm]	d [mm]	z [mm]	Mrd [kNm]	>Med	ξ	<0,45	využití [%]
PŘEDB. VAR I	355,71	750	608	2075,22	NE	0,47	NE	111
PŘEDB. VAR II	333,47	750	617	1973,99	NE	0,44	OK	114
MODEL I	69,72	789,6	762	509,81	OK	0,09	OK	63
MODEL II	69,72	805	777	520,12	OK	0,09	OK	95
MODEL III	333,47	745	611	1956,38	OK	0,45	OK	100
MODEL IV	333,47	745	611	1956,38	OK	0,45	OK	97

T02	Asmin1 [mm ²]		Asmin2 [mm ²]		Asmax [mm ²]		stupeň vyztužení [%]
PŘEDB. VAR I	728	OK	628	OK	20400	OK	1,54
PŘEDB. VAR II	728	OK	628	OK	20400	OK	1,44
MODEL I	728	OK	628	OK	20400	OK	0,30
MODEL II	728	OK	628	OK	20400	OK	0,30
MODEL III	728	OK	628	OK	20400	OK	1,44
MODEL IV	728	OK	628	OK	20400	OK	1,44

SMYK

T02	Ved [kN]	z [mm]	Vrdmax [kN]	Vrdmax> Ved
PŘEDB. VAR I	1970,77	608	1878	NE
PŘEDB. VAR II	1755,60	617	1906	OK
MODEL I	840,81	762	2354	OK
MODEL II	992,10	777	2402	OK
MODEL III	1604,77	611	1889	OK
MODEL IV	1761,06	611	1889	OK

Modely I a II, 3D modely kompletní konstrukce, vykazují nejnižší hodnoty vnitřních sil. Program v modelech I a II pracuje s celou 3D konstrukcí. Nad trámem T02 se nachází železobetonová stěna, která funguje jako stěnový nosník a zatížení přenáší přímo do sloupů. V tomto případě jsou výsledné momenty působící na konstrukci mnohonásobně nižší, než výsledky získané z modelů III a IV (modelů spodní stavby), či momenty získané z předběžného výpočtu. Z modelu II vycházejí vyšší hodnoty než z modelu I vzhledem k tomu, že byla snížena tuhost železobetonových stěn 1NP a 2NP (respektive modul pružnosti betonu byl snížen na 1/3 hodnoty) a stěnový nosník tak „popustil“ o něco větší část zatížení na trám. Hodnoty z modelů III a IV se k hodnotám získaným z předběžného výpočtu blíží, ale jsou stále nižší. Model III a IV a předběžný výpočet dávají výsledky nejhorší možné varianty, kdy trám přenáší veškeré zatížení, bez pomoci stěnové nosníku, který by trámu výrazně odlehčil, což se projevilo v 3D modelech. Realita skutečného působení konstrukce bude někde mezi těmito hodnotami. Trám bude navržen s ohledem na variantu, kdy přenáší veškeré zatížení, jelikož v předběžném návrhu stěnového nosníku bylo ověřeno, že nosník nedokáže přenést veškeré zatížení a je nutné ho podepřít trámem.

Geometrie		
bt	600	mm
ht	950	mm
c	30	mm
Øs	14	mm
Øtř	8	mm
cot(θ)	1,25	
v	0,53	

(předpoklad)

Materiál			
beton	30	/	37
fcd	20	MPa	
fctm	2,9	MPa	
ocel	B	500	B
fyd	435	MPa	

OHYB

T02	Med [kNm]	d [mm]	z [mm]	Asrqd [mm ²]	Návrh			Asprov [mm ²]
PŘEDB. VAR I	2310,51	905	815	6524	16	Ø	25	7854
PŘEDB. VAR II	2255,01	905	815	6368	15	Ø	25	7363
MODEL I	323,00	905	815	912	6	Ø	14	924
MODEL II	493,40	905	815	1393	10	Ø	14	1539
MODEL III	1952,05	905	815	5512	15	Ø	25	7363
MODEL IV	1897,74	905	815	5359	15	Ø	25	7363

T02	x [mm]	d [mm]	z [mm]	Mrd [kNm]	>Med	ξ	<0,45	využití [%]
PŘEDB. VAR I	355,71	850	708	2416,70	OK	0,42	OK	96
PŘEDB. VAR II	333,47	850	717	2294,12	OK	0,39	OK	98
MODEL I	41,83	905	888	356,71	OK	0,05	OK	91
MODEL II	69,72	905	877	587,05	OK	0,08	OK	84
MODEL III	333,47	845	711	2276,51	OK	0,39	OK	86
MODEL IV	333,47	845	711	2276,51	OK	0,39	OK	83

T02	Asmin1 [mm ²]		Asmin2 [mm ²]		Asmax [mm ²]		stupeň vyztužení [%]
PŘEDB. VAR I	819	OK	706	OK	22800	OK	1,38
PŘEDB. VAR II	819	OK	706	OK	22800	OK	1,29
MODEL I	819	OK	706	OK	22800	OK	0,16
MODEL II	819	OK	706	OK	22800	OK	0,27
MODEL III	819	OK	706	OK	22800	OK	1,29
MODEL IV	819	OK	706	OK	22800	OK	1,29

SMYK

T02	Ved [kN]	z [mm]	Vrdmax [kN]	Vrdmax > Ved
PŘEDB. VAR I	1970,77	708	2187	OK
PŘEDB. VAR II	1755,60	717	2215	OK
MODEL I	840,81	888	2745	OK
MODEL II	992,10	877	2711	OK
MODEL III	1604,77	711	2198	OK
MODEL IV	1761,06	711	2198	OK

Vyztužení, případně další změna průřezů, by bylo třeba upravit po podrobném vyhodnocení situace působení stěnového nosníku a přenosu zatížení přímo do sloupů, ověření mezních stavů použitelnosti (omezení průhybu, mezní stav omezení napětí, mezní stav trhlin). Pro předběžný návrh lze říci, že navržený průřez bude možné vyztuzit i za předpokladu nejnepříznivějšího působení zatížení.

→ TRÁM T02

$$b_t = 600 \text{ mm}, h_t = 950 \text{ mm}$$

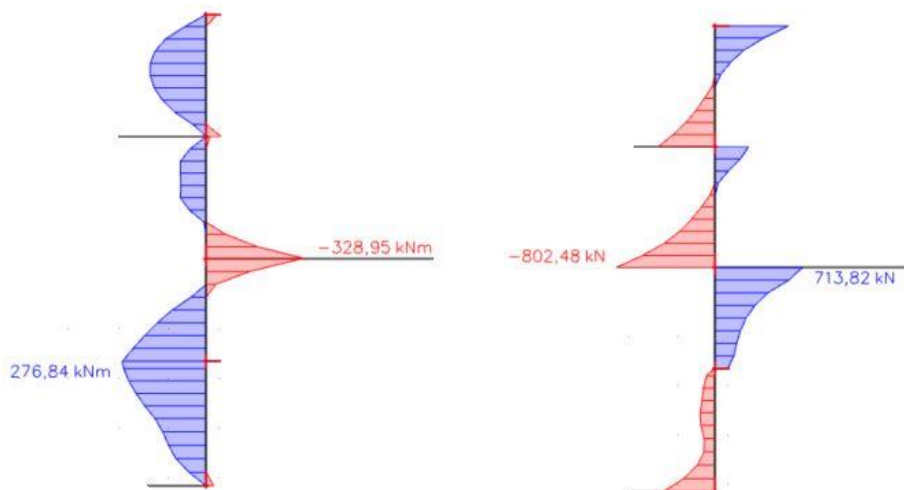
Trám T05 (500x800 mm) :

- **Předběžný návrh**
 - Varianta I – $M_{ed} = 1109,61 \text{ kNm}$; $V_z = 1718,46 \text{ kN}$
 - Varianta II – $M_{ed} = 1227,79 \text{ kNm}$; $V_z = 1373,12 \text{ kN}$
 - viz. kapitola 7.1.2.1 Trámy pod horní stavbou

- **Model I**

M_{ed} [kNm]

V_{ed} [kN]

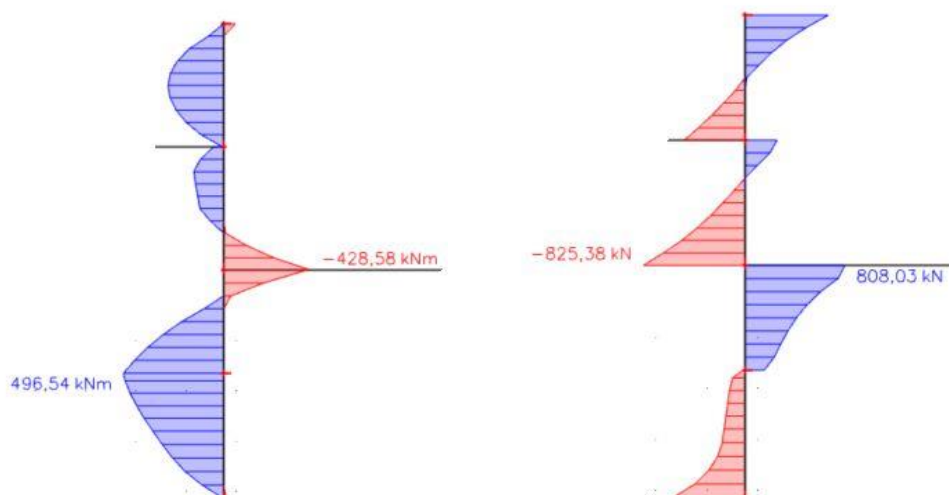


Obrázek 104 - Průběh M_{ed} a V_{ed} na T05 - Model I

- **Model II**

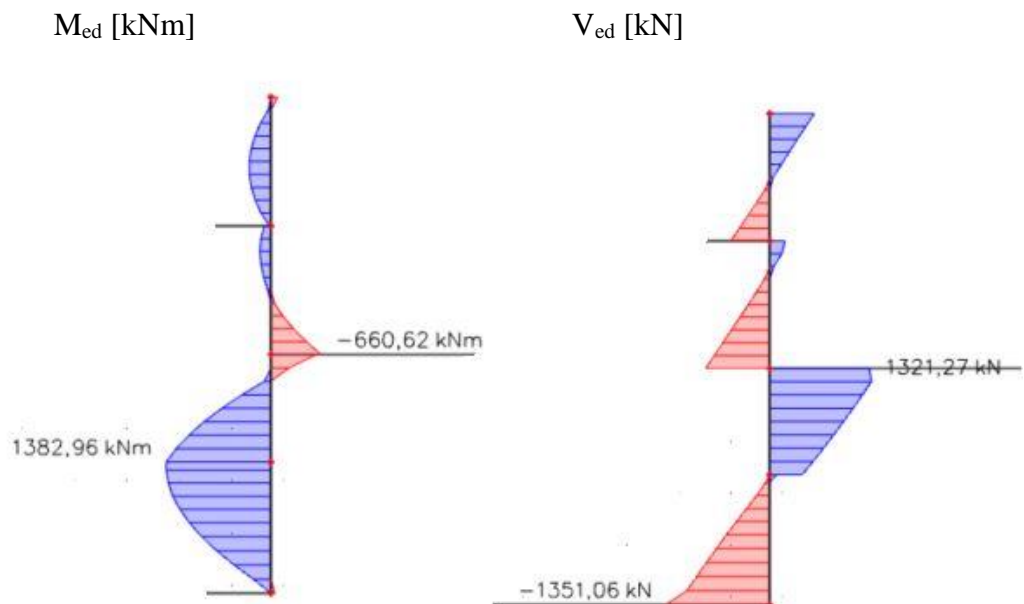
M_{ed} [kNm]

V_{ed} [kN]



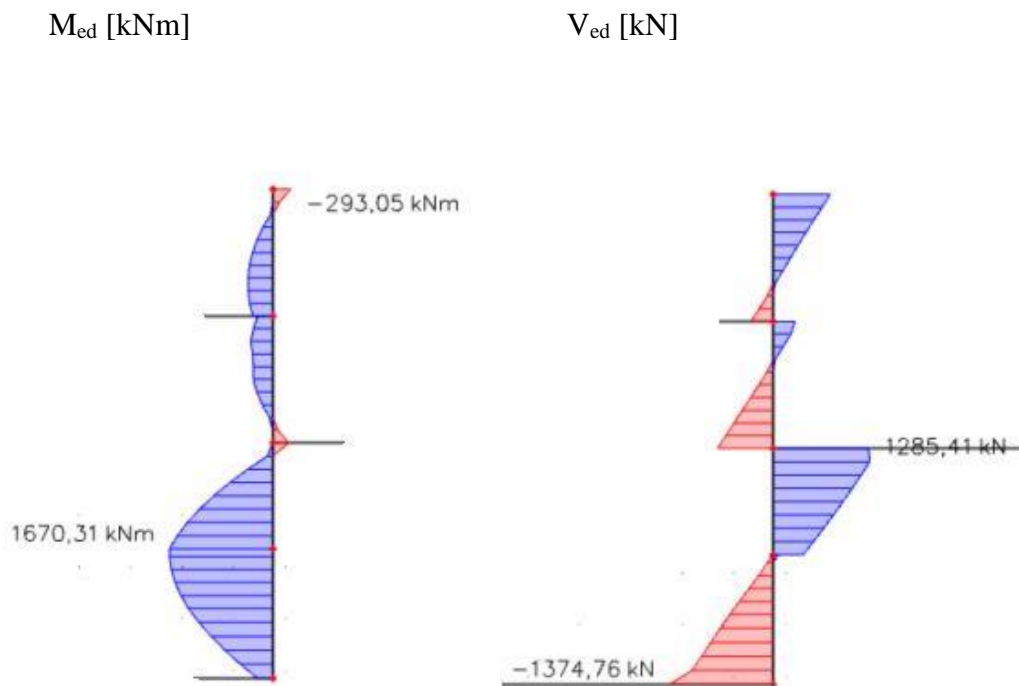
Obrázek 105 - Průběh M_{ed} a V_{ed} na T05 - Model II

- Model III
 M_{ed} [kNm]



Obrázek 106 - Průběh M_{ed} a V_{ed} na T05 - Model III

- Model IV
 M_{ed} [kNm]



Obrázek 107 - Průběh M_{ed} a V_{ed} na T05 - Model IV

NÁVRH A POSOUZENÍ TRÁMU T05:

Geometrie		
bt	500	mm
ht	800	mm
c	30	mm
Øs	14	mm (předpoklad)
Øtř	8	mm
cot(θ)	1,25	
v	0,53	

Materiál			
beton	30	/	37
fed	20	MPa	
fctm	2,9	MPa	
ocel	B	500	B
fyd	435	MPa	

OHYB

T05	Med [kNm]	d [mm]	z [mm]	Asrqd [mm ²]	Návrh			Asprov [mm ²]
PŘEDB. VAR I	1109,61	755	680	3756	10	Ø	25	4909
PŘEDB. VAR II	1227,79	755	680	4156	10	Ø	25	4909
MODEL I	328,95	755	680	1113	10	Ø	14	1539
MODEL II	496,54	755	680	1681	10	Ø	18	2545
MODEL III	1382,96	755	680	4681	12	Ø	25	5890
MODEL IV	1670,31	755	680	5654	12	Ø	25	5890

T05	x [mm]	d [mm]	z [mm]	Mrd [kNm]	>Med	ξ	<0,45	využití [%]
PŘEDB. VAR I	266,78	722	615	1313,17	OK	0,37	OK	84
PŘEDB. VAR II	266,78	722	615	1313,17	OK	0,37	OK	93
MODEL I	83,66	755	722	482,92	OK	0,11	OK	68
MODEL II	138,30	753	698	771,90	OK	0,18	OK	64
MODEL III	320,14	722	594	1521,14	OK	0,44	OK	91
MODEL IV	320,14	722	594	1521,14	NE	0,44	OK	110

T05	Asmin1 [mm ²]		Asmin2 [mm ²]		Asmax [mm ²]		stupeň vyztužení [%]
PŘEDB. VAR I	569	OK	491	OK	16000	OK	1,23
PŘEDB. VAR II	569	OK	491	OK	16000	OK	1,23
MODEL I	569	OK	491	OK	16000	OK	0,38
MODEL II	569	OK	491	OK	16000	OK	0,64
MODEL III	569	OK	491	OK	16000	OK	1,47
MODEL IV	569	OK	491	OK	16000	OK	1,47

SMYK

T05	Ved [kN]	z [mm]	Vrdmax [kN]	Vrdmax > Ved
PŘEDB. VAR I	1718,46	615	1585	NE
PŘEDB. VAR II	1373,12	615	1585	OK
MODEL I	802,48	722	1858	OK
MODEL II	825,38	698	1797	OK
MODEL III	1351,06	594	1530	OK
MODEL IV	1374,76	594	1530	OK

→ NAVRHUJI ZVĚTŠIT ŠÍŘKU TRÁMU NA 600 mm A VÝŠKU TRÁMU NA 850 mm

Geometrie		
bt	600	mm
ht	850	mm
c	30	mm
Øs	14	mm (předpoklad)
Øtř	8	mm
cot(θ)	1,25	
v	0,53	

Materiál			
beton	30	/	37
fcd	20	MPa	
fctm	2,9	MPa	
ocel	B	500	B
fyd	435	MPa	

OHYB

T05	Med [kNm]	d [mm]	z [mm]	Asrqd [mm ²]	Návrh			Asprov [mm ²]
PŘEDB. VAR I	1109,61	805	725	3523	10	Ø	25	4909
PŘEDB. VAR II	1227,79	805	725	3898	10	Ø	25	4909
MODEL I	328,95	805	725	1044	10	Ø	14	1539
MODEL II	496,54	805	725	1576	10	Ø	18	2545
MODEL III	1382,96	805	725	4390	10	Ø	25	4909
MODEL IV	1670,31	805	725	5303	12	Ø	25	5890

T05	x [mm]	d [mm]	z [mm]	Mrd [kNm]	>Med	ξ	<0,45	využití [%]
PŘEDB. VAR I	222,32	772	683	1457,84	OK	0,29	OK	76
PŘEDB. VAR II	222,32	772	683	1457,84	OK	0,29	OK	84
MODEL I	69,72	805	777	520,12	OK	0,09	OK	63
MODEL II	115,25	803	757	837,42	OK	0,14	OK	59
MODEL III	222,32	772	683	1457,84	OK	0,29	OK	95
MODEL IV	266,78	772	665	1703,86	OK	0,35	OK	98

T05	Asmin1 [mm ²]	Asmin2 [mm ²]	Asmax [mm ²]	stupeň vyztužení [%]			
PŘEDB. VAR I	728	OK	628	OK	20400	OK	0,96
PŘEDB. VAR II	728	OK	628	OK	20400	OK	0,96
MODEL I	728	OK	628	OK	20400	OK	0,30
MODEL II	728	OK	628	OK	20400	OK	0,50
MODEL III	728	OK	628	OK	20400	OK	0,96
MODEL IV	728	OK	628	OK	20400	OK	1,15

SMYK

T05	Ved [kN]	z [mm]	Vrdmax [kN]	Vrdmax > Ved
PŘEDB. VAR I	1718,46	683	2111	OK
PŘEDB. VAR II	1373,12	683	2111	OK
MODEL I	802,48	777	2402	OK
MODEL II	825,38	757	2339	OK
MODEL III	1351,06	683	2111	OK
MODEL IV	1374,76	665	2056	OK

Z posouzení je vidět, že 3D modely I A II dávají opět vnitřní síly nižší, než modely spodní stavby III A IV a vnitřní síly zjištěné v předběžném výpočtu. Model II o něco vyšší hodnoty, než model I, což odpovídá tomu, že byl snížen modul pružnosti železobetonových stěn 1NP a 2NP. Model III a IV dává vnitřní síly srovnatelné, v tomto případě vyšší než síly spočtené v předběžném výpočtu. Realita je pravděpodobně někde mezi těmito hodnotami, jak již bylo vysvětleno u trámu T02. Vyztužení, případně změna průřezů, by bylo třeba upravit po podrobném vyhodnocení situace působení stěnového nosníku a přenosu zatížení přímo do sloupů, ověření mezních stavů použitelnosti (omezení průhybu, mezní stav omezení napětí, mezní stav trhlin). Pro předběžný návrh lze říci, že navržený průřez bude možné vyztuzit.

→ TRÁM T05

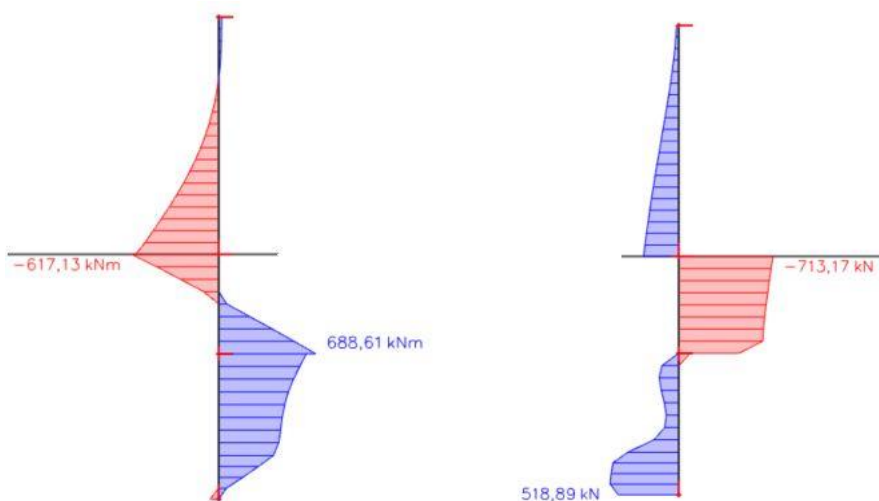
$$b_t = 600 \text{ mm}, h_t = 850 \text{ mm}$$

Trám T06 (500x800 mm):

- **Předběžný návrh**
 - Varianta I – $M_{ed} = 1643,92 \text{ kNm}$; $V_z = 1418,24 \text{ kN}$
 - Varianta II – $M_{ed} = 1543,11 \text{ kNm}$; $V_z = 1437,21 \text{ kN}$
 - viz. kapitola 7.1.2.1 Trámy pod horní stavbou

- **Model I**
 $M_{ed} \text{ [kNm]}$

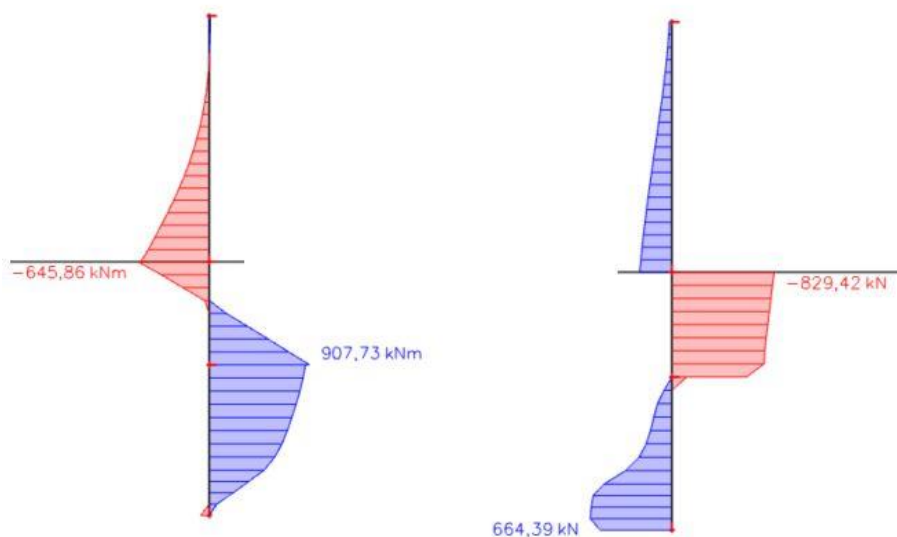
$V_{ed} \text{ [kN]}$



Obrázek 108 - Průběh M_{ed} a V_{ed} na T06 - Model I

- **Model II**
 $M_{ed} \text{ [kNm]}$

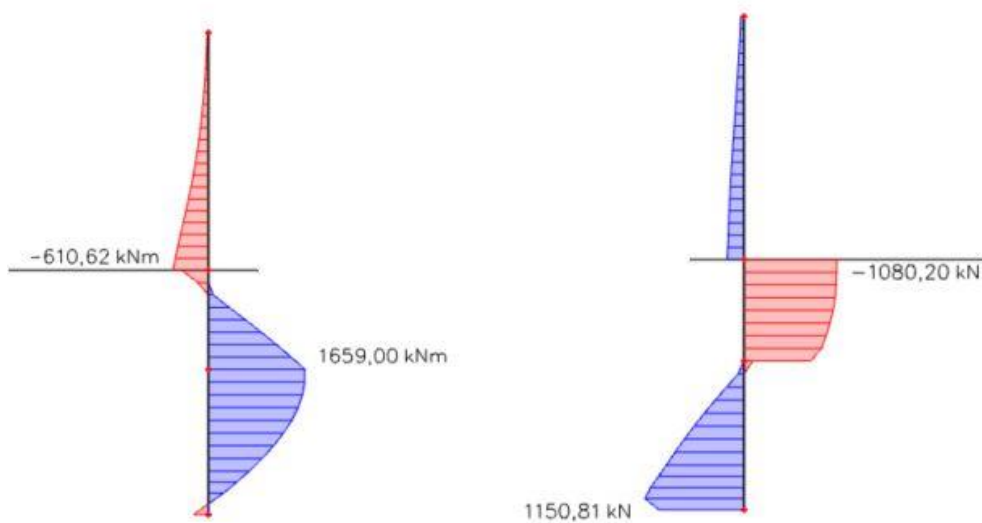
$V_{ed} \text{ [kN]}$



Obrázek 109 - Průběh M a V na T06 - Model II

- Model III
 M_{ed} [kNm]

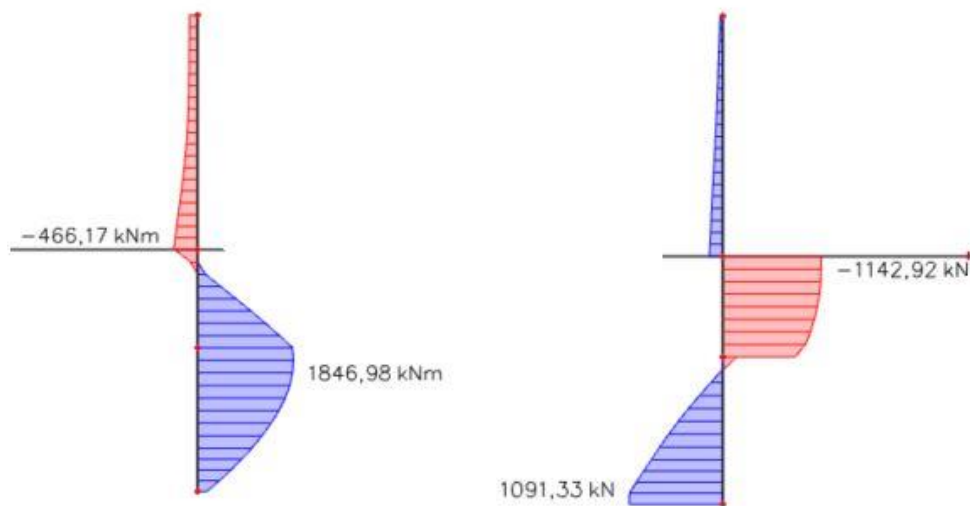
V_{ed} [kN]



Obrázek 110 - Průběh M_{ed} a V_{ed} na T06 - Model III

- Model IV
 M_{ed} [kNm]

V_{ed} [kN]



Obrázek 111 - Průběh M_{ed} a V_{ed} na T06 - Model IV

NÁVRH A POSOUZENÍ TRÁMU T06:

Geometrie		
bt	500	mm
ht	800	mm
c	30	mm
Øs	14	mm (předpoklad)
Øtř	8	mm
cot(θ)	1,25	
v	0,53	

Materiál			
beton	30	/	37
fcd	20	MPa	
fctm	2,9	MPa	
ocel	B	500	B
f _y d	435	MPa	

OHYB

T06	Med [kNm]	d [mm]	z [mm]	As _{rqd} [mm ²]	Návrh			As _{prov} [mm ²]
PŘEDB. VAR I	1643,92	755	680	5564	15	Ø	25	7363
PŘEDB. VAR II	1543,11	755	680	5223	15	Ø	25	7363
MODEL I	688,61	755	680	2331	10	Ø	18	2545
MODEL II	907,73	755	680	3073	10	Ø	22	3801
MODEL III	1659,00	755	680	5615	15	Ø	25	7363
MODEL IV	1846,98	755	680	6252	15	Ø	25	7363

T06	x [mm]	d [mm]	z [mm]	M _{rd} [kNm]	>Med	ξ	<0,45	využití [%]
PŘEDB. VAR I	400,17	695	534	1710,91	OK	0,58	NE	96
PŘEDB. VAR II	400,17	695	534	1710,91	OK	0,58	NE	90
MODEL I	138,30	753	698	771,90	OK	0,18	OK	89
MODEL II	206,59	751	668	1104,64	OK	0,28	OK	82
MODEL III	400,17	695	534	1710,91	OK	0,58	NE	97
MODEL IV	400,17	695	534	1710,91	NE	0,58	NE	108

T06	As _{min1} [mm ²]	As _{min2} [mm ²]	As _{max} [mm ²]	stupeň vyztužení [%]			
PŘEDB. VAR I	569	OK	491	OK	16000	OK	1,84
PŘEDB. VAR II	569	OK	491	OK	16000	OK	1,84
MODEL I	569	OK	491	OK	16000	OK	0,64
MODEL II	569	OK	491	OK	16000	OK	0,95
MODEL III	569	OK	491	OK	16000	OK	1,84
MODEL IV	569	OK	491	OK	16000	OK	1,84

SMYK

T06	Ved [kN]	z [mm]	V _{rdmax} [kN]	V _{rdmax} > Ved
PŘEDB. VAR I	1418,24	534	1376	NE
PŘEDB. VAR II	1437,21	534	1376	NE
MODEL I	713,17	698	1797	OK
MODEL II	829,42	668	1721	OK
MODEL III	1150,81	534	1376	OK
MODEL IV	1142,92	534	1376	OK

→ NAVRHUJI ZVĚTŠIT ŠÍRKU TRÁMU NA 600 mm A VÝŠKU NA 850 mm

Geometrie		
bt	600	mm
ht	850	mm
c	30	mm
ϕ_s	14	mm (předpoklad)
ϕ_{tr}	8	mm
$\cot(\theta)$	1,25	
v	0,53	

Materiál			
beton	30	/	37
f_{cd}	20	MPa	
f_{ctm}	2,9	MPa	
ocel	B	500	B
f_{yd}	435	MPa	

OHYB

T06	Med [kNm]	d [mm]	z [mm]	As _{rqd} [mm ²]	Návrh			As _{prov} [mm ²]
PŘEDB. VAR I	1643,92	805	725	5219	15	Ø	25	7363
PŘEDB. VAR II	1543,11	805	725	4899	15	Ø	25	7363
MODEL I	688,61	805	725	2186	10	Ø	18	2545
MODEL II	907,73	805	725	2882	10	Ø	22	3801
MODEL III	1659,00	805	725	5267	15	Ø	25	7363
MODEL IV	1846,98	805	725	5863	15	Ø	25	7363

T06	x [mm]	d [mm]	z [mm]	Mr _d [kNm]	>Med	ξ	<0,45	využití [%]
PŘEDB. VAR I	333,47	745	611	1956,38	OK	0,45	OK	84
PŘEDB. VAR II	333,47	745	611	1956,38	OK	0,45	OK	79
MODEL I	115,25	783,2	737	815,52	OK	0,15	OK	84
MODEL II	172,16	776,8	708	1170,04	OK	0,22	OK	78
MODEL III	333,47	772	639	2044,42	OK	0,43	OK	81
MODEL IV	333,47	772	639	2044,42	OK	0,43	OK	90

T06	As _{min1} [mm ²]		As _{min2} [mm ²]		As _{max} [mm ²]		stupeň vyztužení [%]
PŘEDB. VAR I	728	OK	628	OK	20400	OK	1,44
PŘEDB. VAR II	728	OK	628	OK	20400	OK	1,44
MODEL I	728	OK	628	OK	20400	OK	0,50
MODEL II	728	OK	628	OK	20400	OK	0,75
MODEL III	728	OK	628	OK	20400	OK	1,44
MODEL IV	728	OK	628	OK	20400	OK	1,44

SMYK

T06	Ved [kN]	z [mm]	Vrd _{max} [kN]	Vrd _{max} > Ved
PŘEDB. VAR I	1418,24	611	1889	OK
PŘEDB. VAR II	1437,21	611	1889	OK
MODEL I	713,17	737	2278	OK
MODEL II	829,42	708	2188	OK
MODEL III	1150,81	639	1974	OK
MODEL IV	1142,92	639	1974	OK

Z posouzení je opět vidět, že 3D modely I a II dávají vnitřní síly nižší, než modely spodní stavby III a IV a vnitřní síly zjištěné v předběžném výpočtu. Síly z modelu II vychází o něco vyšší, než z modelu I, což odpovídá menší tuhosti železobetonových stěn 1NP a 2NP. Modely III a IV dávají vnitřní síly srovnatelné s vnitřními silami zjištěnými v předběžném výpočtu. Vyztužení, případně změna průřezů, by bylo třeba upravit po podrobném vyhodnocení situace působení stěnového nosníku a přenosu zatížení přímo do sloupů, ověření mezních stavů použitelnosti (omezení průhybu, mezní stav omezení napětí, mezní stav trhlin). Pro předběžný návrh lze říci, že navržený průřez bude možné vyztuzit.

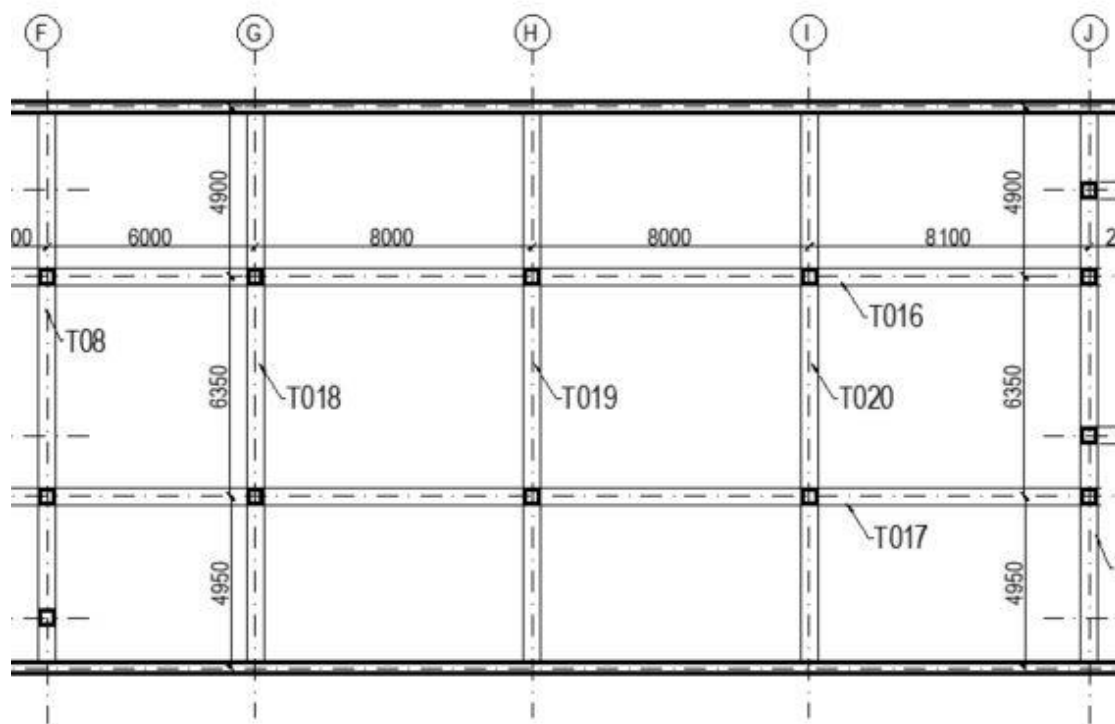
→UPRAVUJI TRÁM T06

$$b_t = 600 \text{ mm}, h_t = 850 \text{ mm}$$

ÚPRAVENÉ ROZMĚRY TRÁMŮ:

Navrhuji rozměry trámů T01, T02, T08, T09, T011, T012 $b_t = 600 \text{ mm}$, $h_t = 950 \text{ mm}$. Ostatní trámy nacházející se pod horní stavbou byly navrženy na rozměry šířka trámu $b_t = 600 \text{ mm}$ a výška trámu $h_t = 850 \text{ mm}$. Vyztuž trámů, které nebyly posouzeny, by bylo třeba dále posoudit. Návrh jejich rozměrů byl předběžně určen podle podobných rozponů a podobně působícího zatížení jako u posouzených trámů. Rozměry trámů by však měli být dostačující.

10.2 TRÁMY MIMO HORNÍ STAVBU

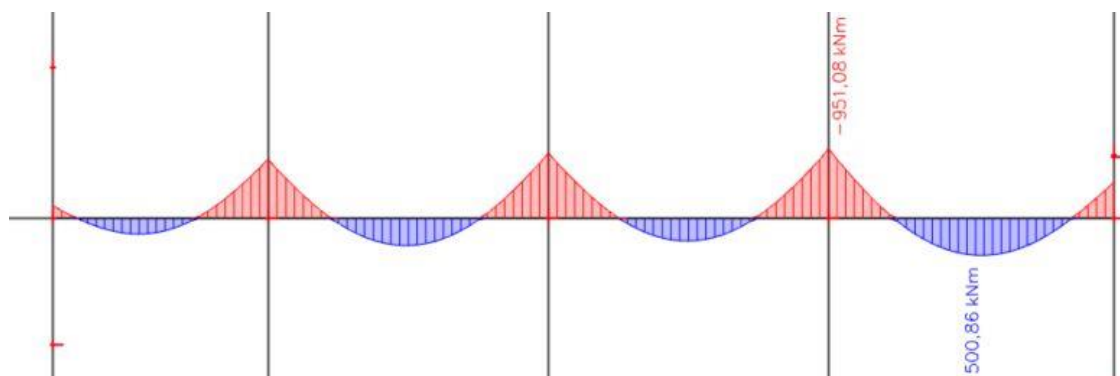


Obrázek 112 - Schéma trámů mimo horní stavbu

Navržen bude trám T017. Trám bude navržen na vnitřní síly spočtené v předběžném návrhu, na vnitřní síly z modelu I, modelu II, modelu III a modelu IV. Jednotlivé návrhy budou porovnány.

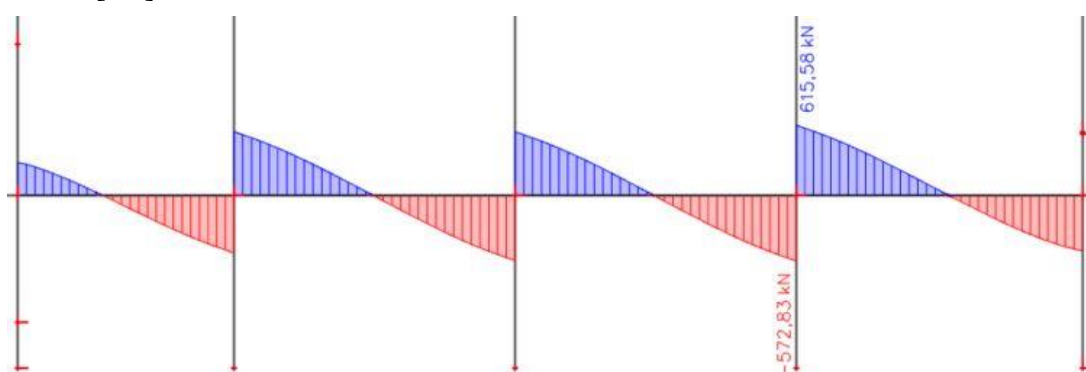
Trám T017 (500x650 mm):

- Předběžný návrh
 - $M_{ed} = 1018,49 \text{ kNm}$; $V_z = 729,31 \text{ kN}$
 - viz. kapitola 7.1.2.2 Trámy mimo horní stavbu
- Model I
 $M_{ed} [\text{kNm}]$



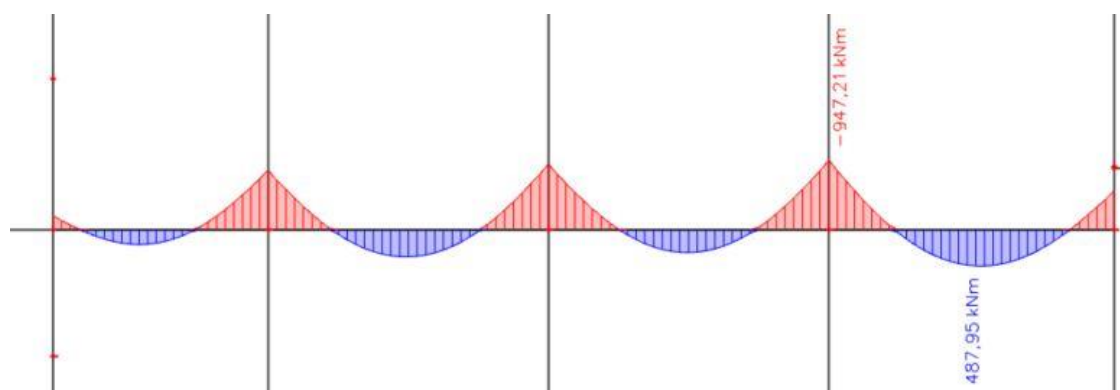
Obrázek 113 - Průběh M na T017 - Model I

$V_{ed} [\text{kN}]$



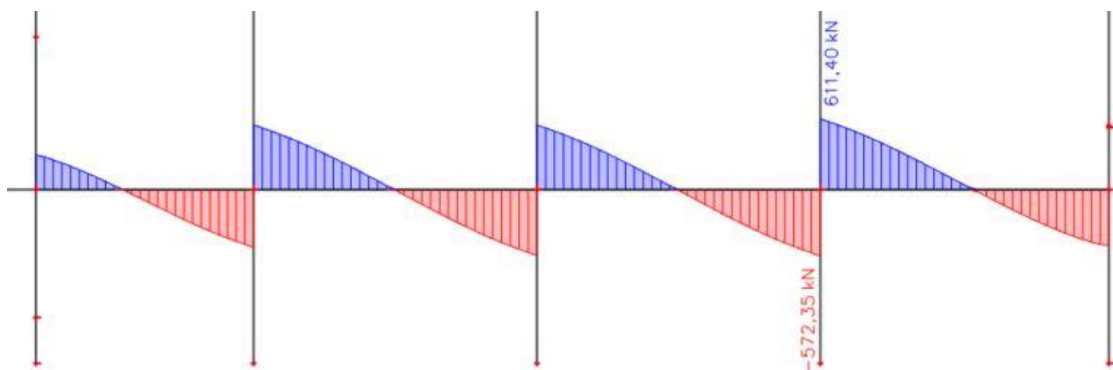
Obrázek 114 - Průběh V_{ed} na T017 - Model I

- Model II
 $M_{ed} [\text{kNm}]$



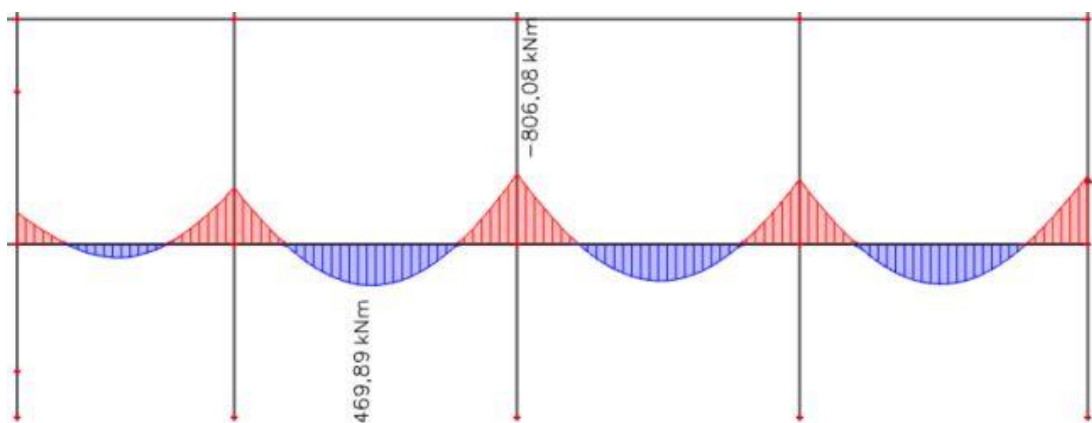
Obrázek 115 - Průběh M_{ed} na T017 - Model II

V_{ed} [kN]



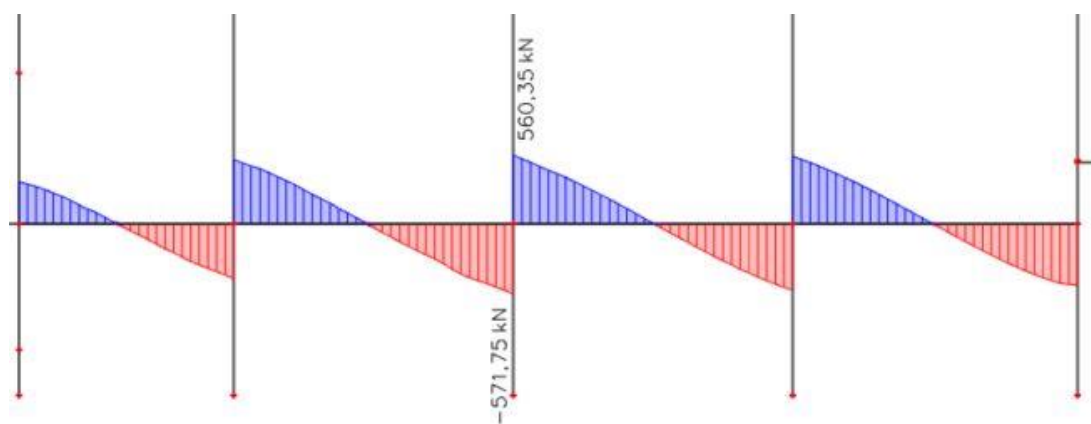
Obrázek 116 - Průběh V_{ed} na T017 - Model II

- Model III
 M_{ed} [kNm]



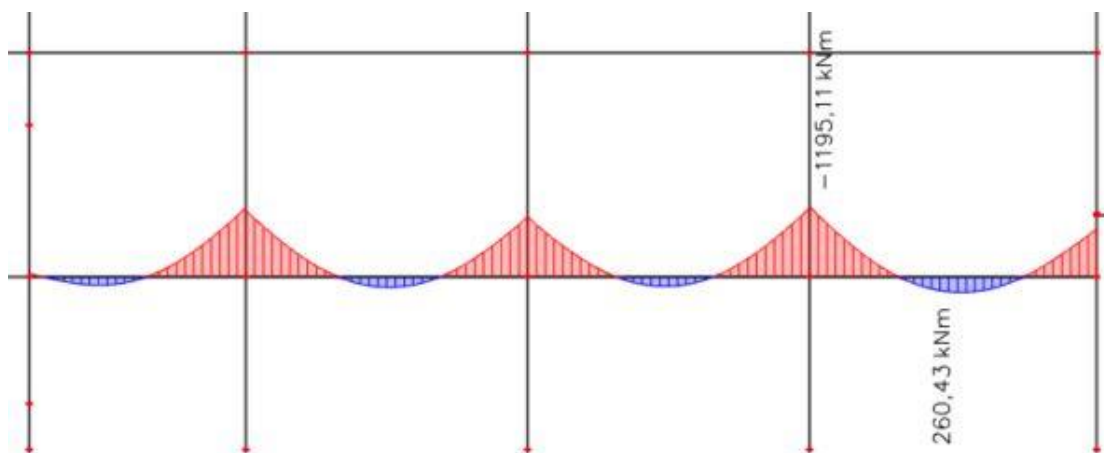
Obrázek 117 - Průběh M na T017 - Model III

V_{ed} [kN]



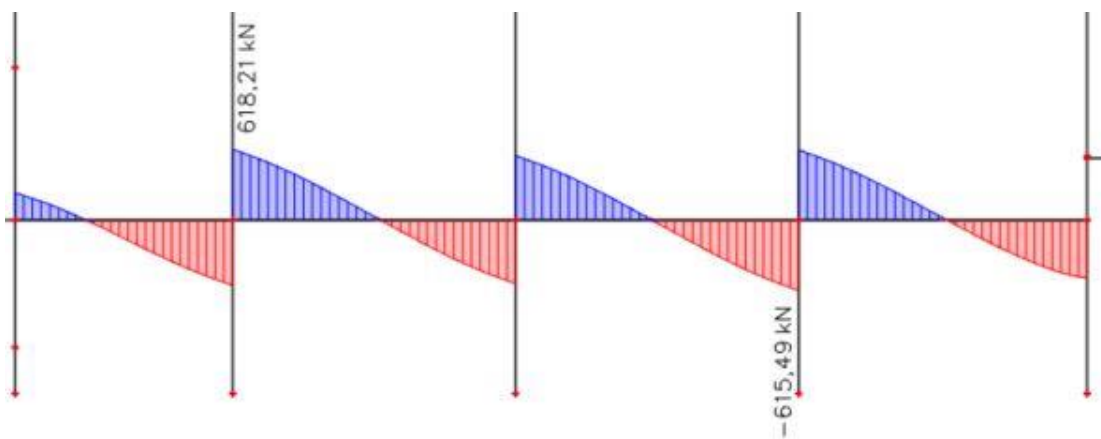
Obrázek 118 - Průběh V_{ed} na T017 - Model III

- Model IV
 M_{ed} [kNm]



Obrázek 119 - Průběh M_{ed} na T017 - Model IV

V_{ed} [kN]



Obrázek 120 - Průběh V_{ed} na T017 - Model IV

NÁVRH A POSOUZENÍ TRÁMU T017:

Geometrie		
bt	500	mm
ht	650	mm
c	30	mm
Øs	14	mm (předpoklad)
Øtř	8	mm
cot(θ)	1,25	
v	0,53	

Materiál			
beton	30	/	37
fcd	20	MPa	
fctm	2,9	MPa	
ocel	B	500	B
fyd	435	MPa	

OHYB

T017	Med [kNm]	d [mm]	z [mm]	Asrqd [mm ²]	Návrh			Asprov [mm ²]
PŘEDB.	1018,49	605	545	4302	10	Ø	25	4909
MODEL I	951,08	605	545	4017	10	Ø	25	4909
MODEL II	947,21	605	545	4001	10	Ø	25	4909
MODEL III	806,08	605	545	3405	10	Ø	22	3801
MODEL IV	1195,11	605	545	5048	10	Ø	25	4909

T017	x [mm]	d [mm]	z [mm]	Mrd [kNm]	>Med	ξ	<0,45	využití [%]
PŘEDB.	266,78	572	465	993,03	NE	0,47	NE	103
MODEL I	266,78	572	465	993,03	OK	0,47	NE	96
MODEL II	266,78	572	465	993,03	OK	0,47	NE	95
MODEL III	206,59	576,8	494	816,73	OK	0,36	OK	99
MODEL IV	266,78	572	465	993,03	NE	0,47	NE	120

T017	Asmin1 [mm ²]		Asmin2 [mm ²]		Asmax [mm ²]		stupeň vyztužení [%]
PŘEDB.	456	OK	393	OK	13000	OK	1,51
MODEL I	456	OK	393	OK	13000	OK	1,51
MODEL II	456	OK	393	OK	13000	OK	1,51
MODEL III	456	OK	393	OK	13000	OK	1,17
MODEL IV	456	OK	393	OK	13000	OK	1,51

SMYK

T017	Ved [kN]	z [mm]	Vrdmax [kN]	Vrdmax> Ved
PŘEDB.	729,31	465	1198	OK
MODEL I	615,58	465	1198	OK
MODEL II	611,40	465	1198	OK
MODEL III	571,75	494	1273	OK
MODEL IV	618,21	465	1198	OK

Navrhuji změnu rozměru trámu ht = 700 mm a bt = 600 mm. Posouzení smyku je vyhovující, nebude tedy pro zvětšený průřez znovu posuzováno.

Geometrie		
b _t	600	mm
h _t	700	mm
c	30	mm
Ø _s	14	mm
Ø _{tř}	8	mm
cot(θ)	1,25	
v	0,53	

(předpoklad)

Materiál			
beton	30	/	37
f _{cd}	20	MPa	
f _{ctm}	2,9	MPa	
ocel	B	500	B
f _{yd}	435	MPa	

OHYB

T017	Med [kNm]	d [mm]	z [mm]	As _{rqd} [mm ²]	Návrh			As _{prov} [mm ²]
PŘEDB.	1018,49	655	590	3974	10	Ø	25	4909
MODEL I	951,08	655	590	3711	10	Ø	25	4909
MODEL II	947,21	655	590	3696	10	Ø	25	4909
MODEL III	806,08	655	590	3145	10	Ø	22	3801
MODEL IV	1195,11	655	590	4663	12	Ø	25	5890

T017	x [mm]	d [mm]	z [mm]	M _{rd} [kNm]	>Med	ξ	<0,45	využití [%]
PŘEDB.	222,32	622	533	1137,70	OK	0,36	OK	90
MODEL I	222,32	622	533	1137,70	OK	0,36	OK	84
MODEL II	222,32	622	533	1137,70	OK	0,36	OK	83
MODEL III	172,16	626,8	558	922,13	OK	0,27	OK	87
MODEL IV	266,78	622	515	1319,70	OK	0,43	OK	91

T017	As _{min1} [mm ²]		As _{min2} [mm ²]		As _{max} [mm ²]		stupeň vyztužení [%]
PŘEDB.	593	OK	511	OK	16800	OK	1,17
MODEL I	593	OK	511	OK	16800	OK	1,17
MODEL II	593	OK	511	OK	16800	OK	1,17
MODEL III	593	OK	511	OK	16800	OK	0,91
MODEL IV	593	OK	511	OK	16800	OK	1,40

Vnitřní síly získané ze všech modelů jsou srovnatelné s předběžným výpočtem, což lze předpokládat. Nad touto oblastí není horní stavba, nejsou zde žádné prvky, které by mohly zatížení přenést přímo do sloupů. Veškeré zatížení přenáší trám T017.

→UPRAVUJI TRÁM T017

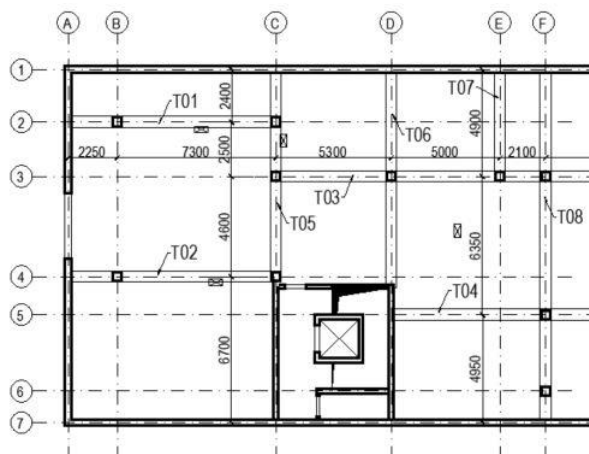
$$b_t = 600 \text{ mm}, h_t = 700 \text{ mm}$$

Ostatní trámy mimo horní stavby navrhuji o stejných rozměrech. Vyztuž zbylých trámů mimo stavbu by bylo třeba dále posoudit. Rozměry trámů by však měly být dostačující.

11 NÁVRH VYBRANÝCH NOSNÝCH PRVKŮ

11.1 SLOUPY 1PP POD HORNÍ STAVBOU

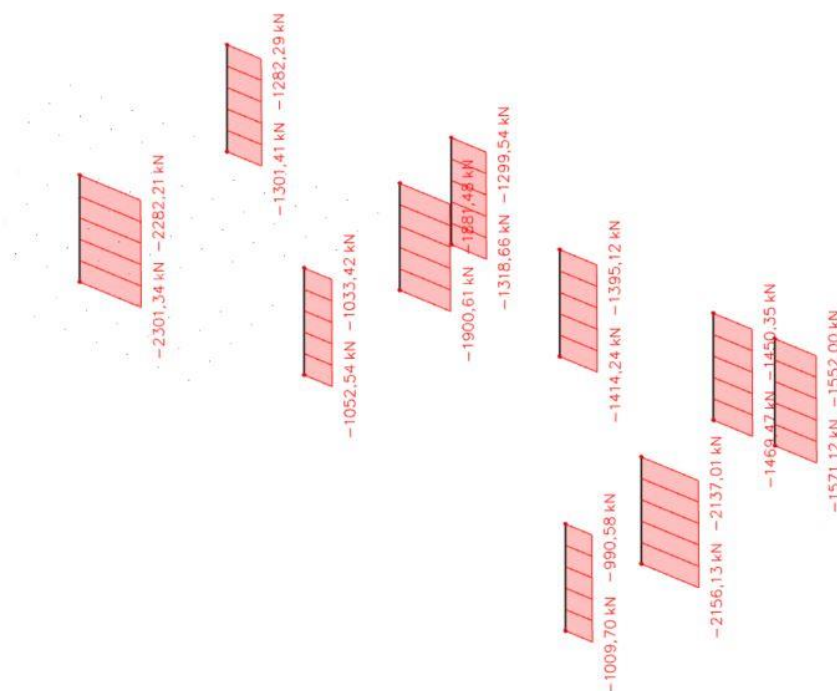
Posouzeny budou rozměry sloupů v osách B – F, tedy pod jedním z objektů. Na kombinaci tlaku a ohybu bude navržena výztuž. Vnitřní síly jsou zjištěny z modelů v programu Scia Engineer a porovnány.



Obrázek 121 - Schéma sloupů pod horní stavbou

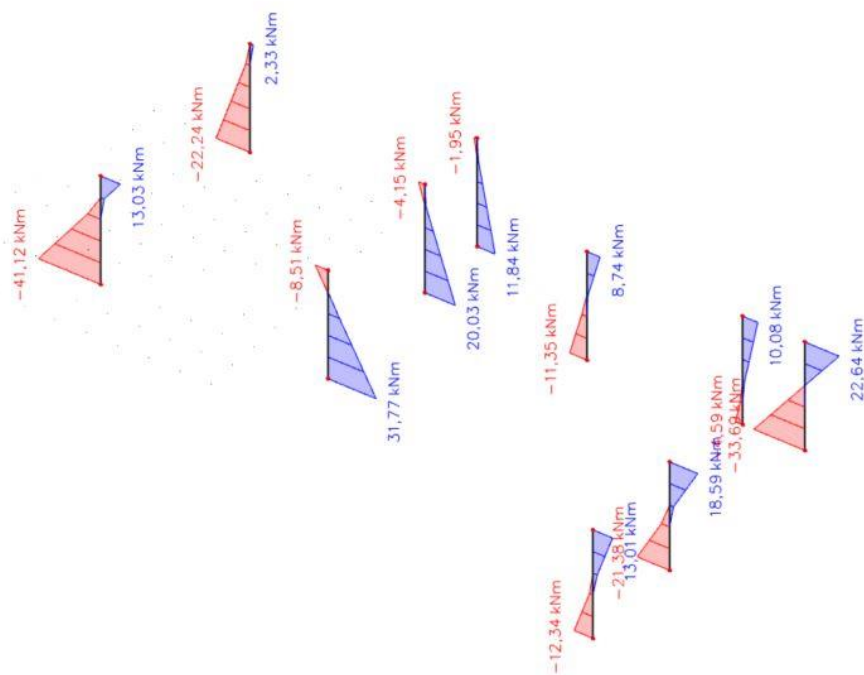
11.1.1 VÝSLEDKY Z MODELŮ

- Model I
Normálová síla N [kN] (ZS – plné svislé zatížení celého objektu ... N_{max})



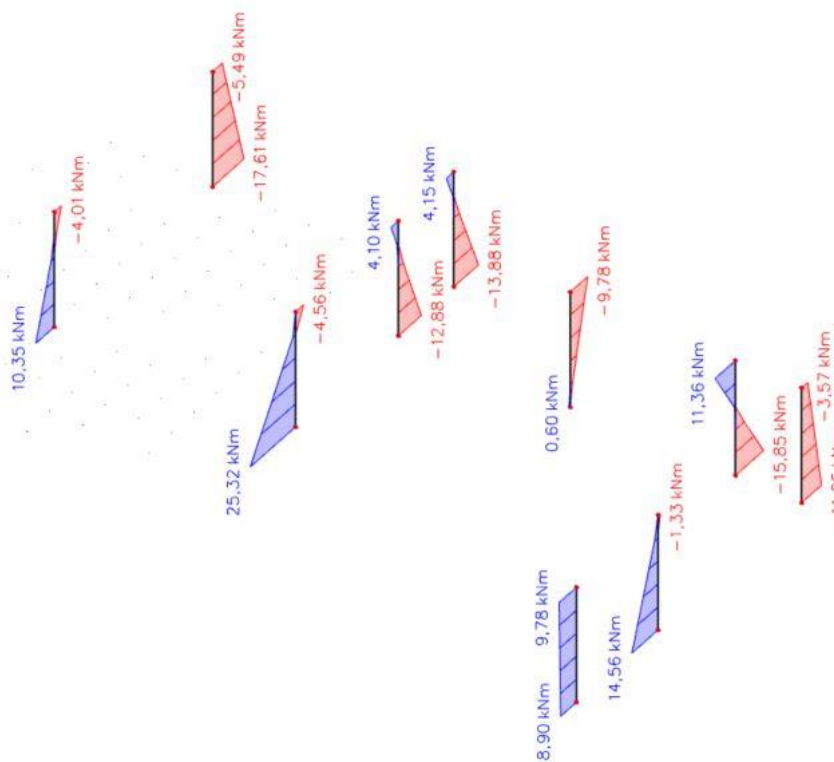
Obrázek 122 - N - Model I

Moment v rovině X [kNm]



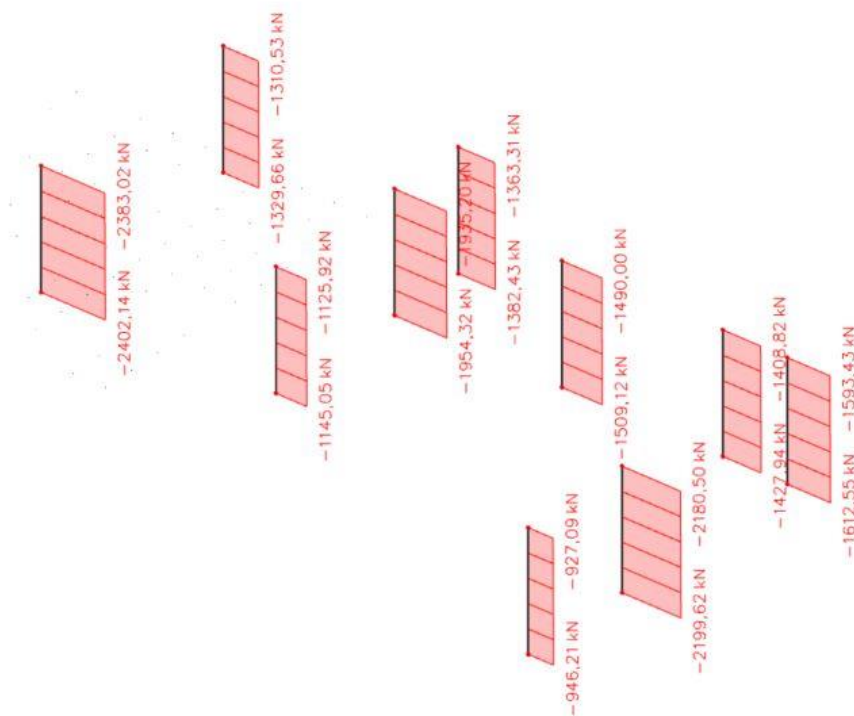
Obrázek 123 - M v rovině X - Model I

Moment v rovině Y [kNm]



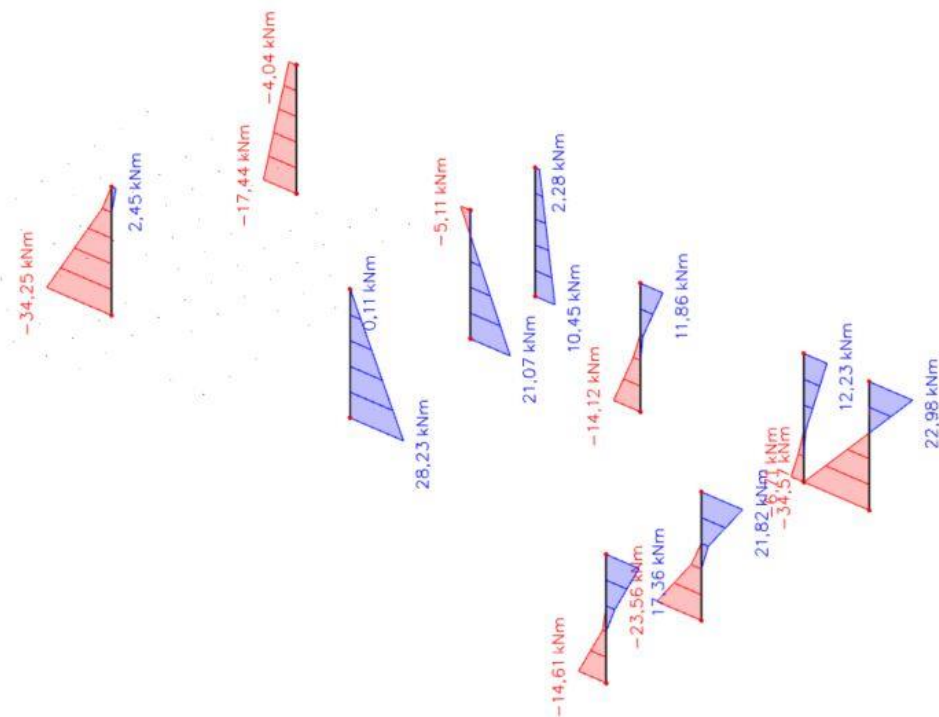
Obrázek 124 - M v rovině Y - Model I

- Model II
Normálová síla N [kN] (ZS – plné svislé zatížení celého objektu ... N_{\max})



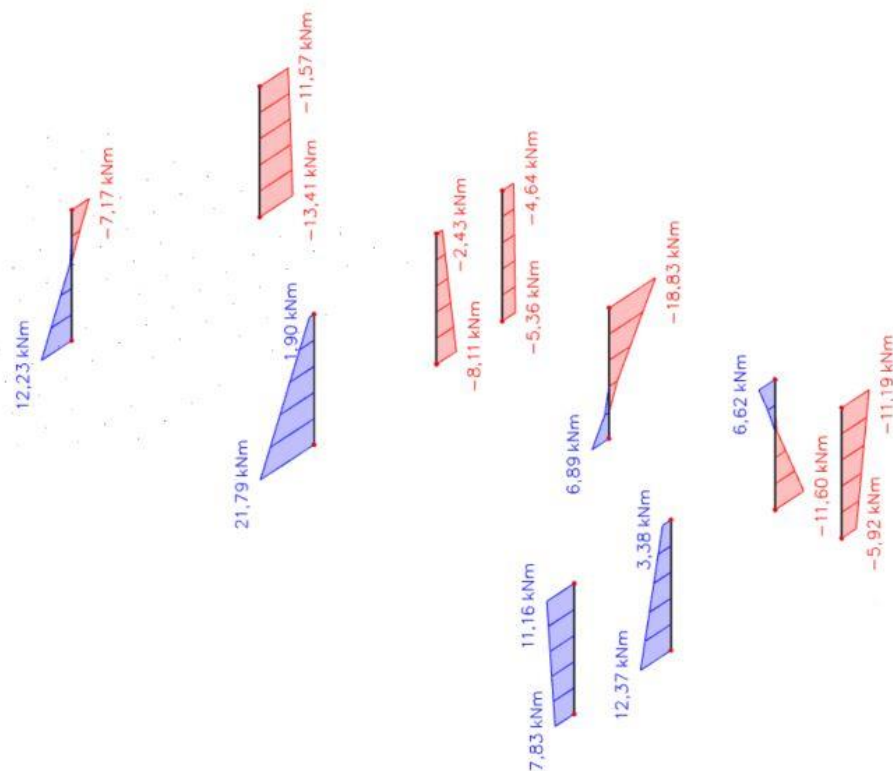
Obrázek 125 - N - Model II

Moment v rovině X [kNm]



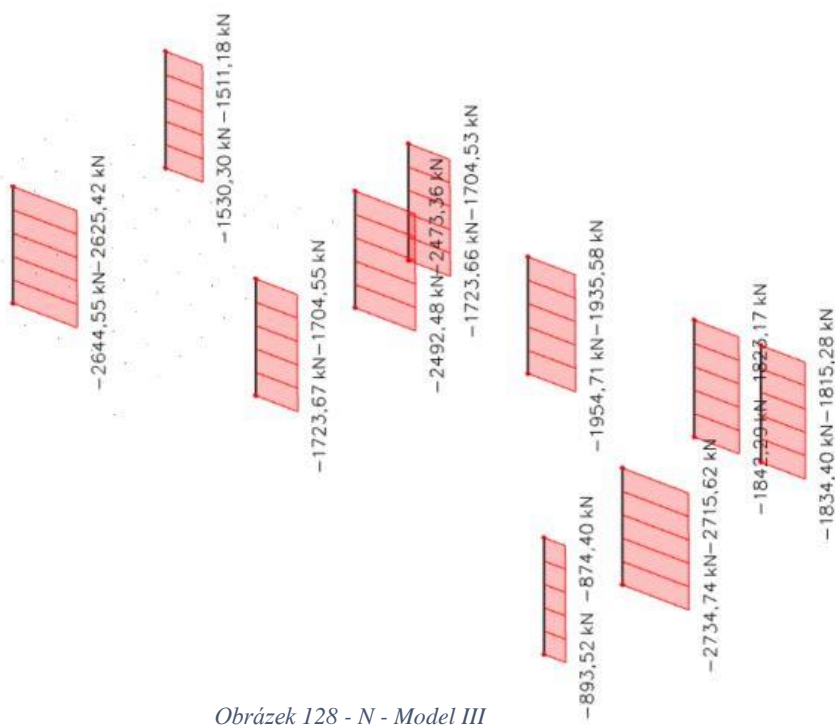
Obrázek 126 - Moment v rovině X - Model II

Moment v rovině Y [kNm]



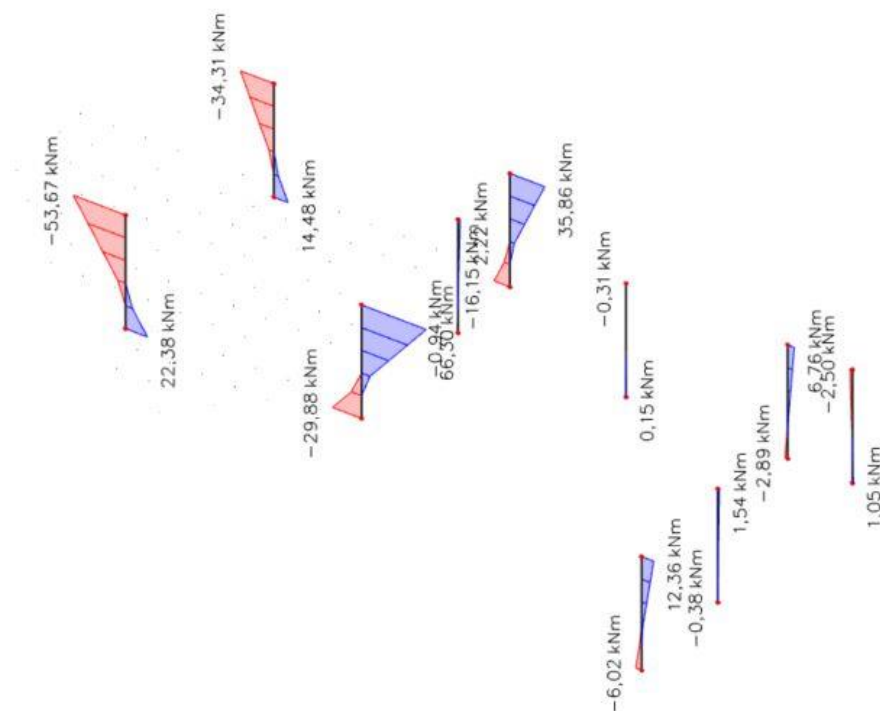
Obrázek 127 - Moment v rovině Y - Model II

- Model III
Normálová síla N [kN] (ZS – plné svislé zatížení celého objektu ... N_{max})



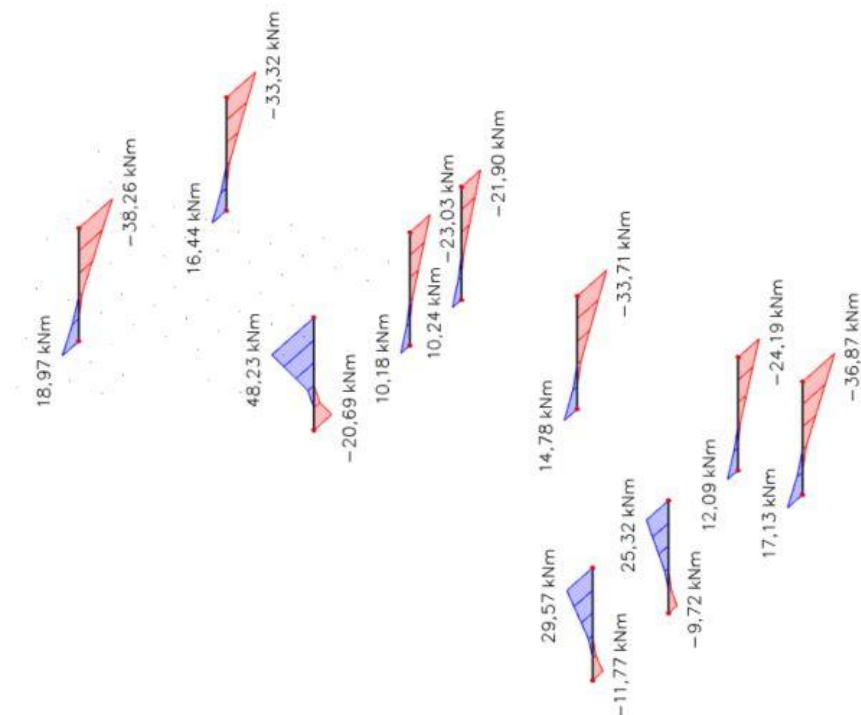
Obrázek 128 - N - Model III

Moment v rovině X [kNm]



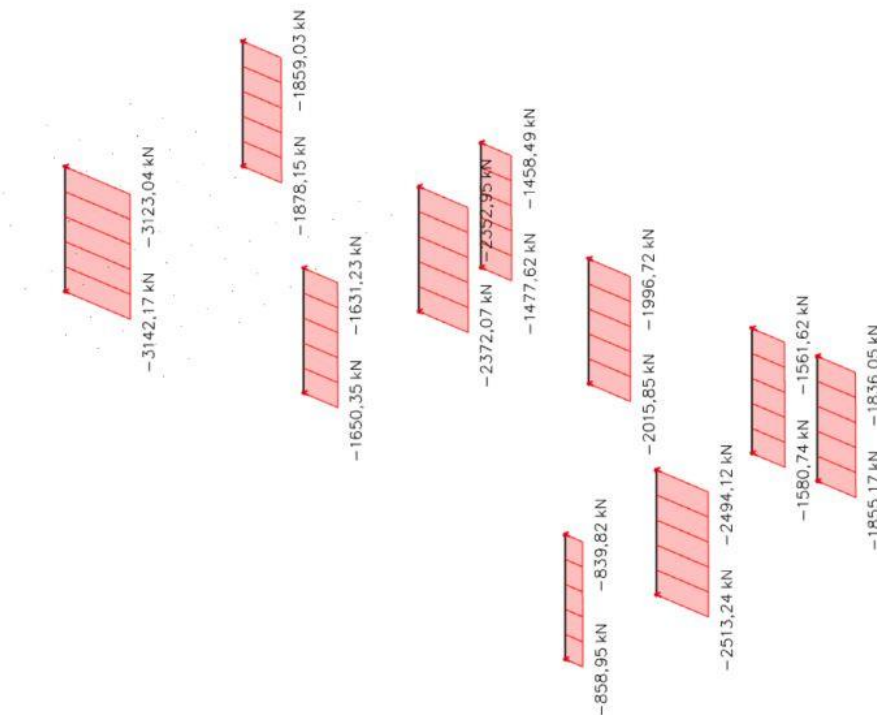
Obrázek 129 - Moment v rovině X - Model III

Moment v rovině Y [kNm]



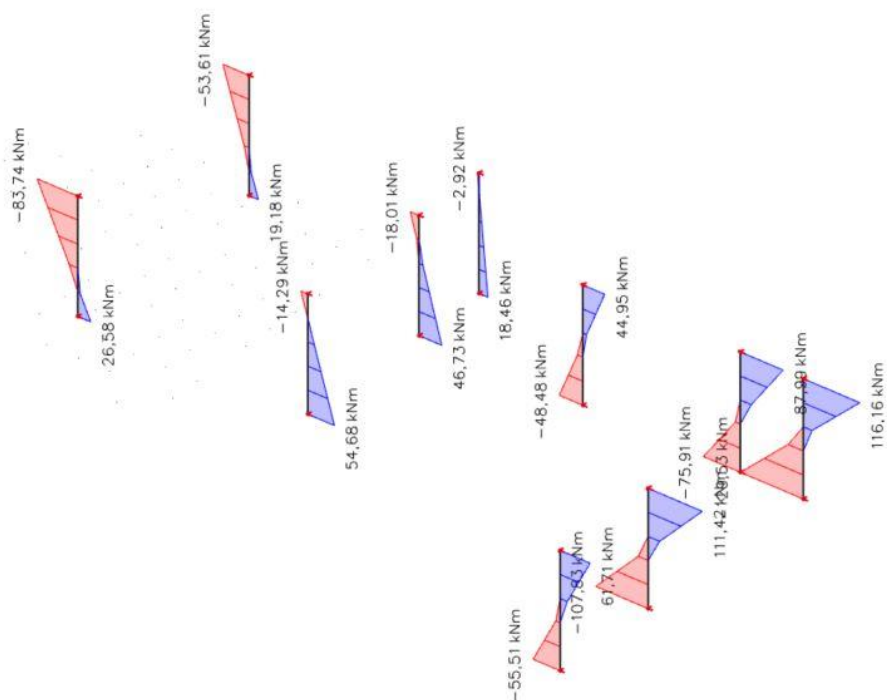
Obrázek 130 - Moment v rovině Y- Model III

- Model IV
Normálová síla N [kN] (ZS – plné svislé zatížení celého objektu ... N_{\max})



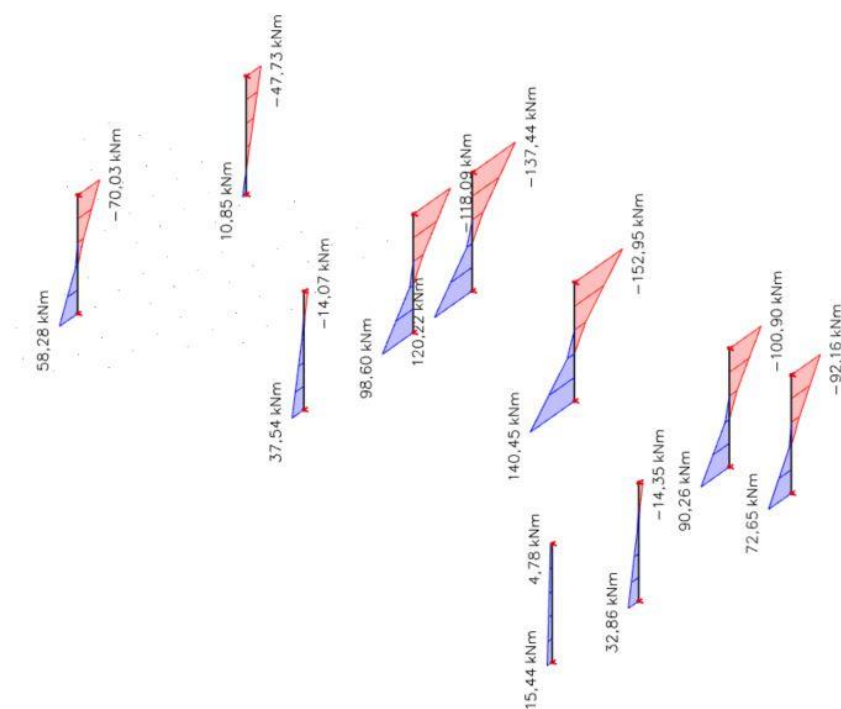
Obrázek 131 - N - Model IV

Moment v rovině X [kNm]



Obrázek 132 - Moment v rovině X - Model IV

Moment v rovině Y [kNm]



Obrázek 133 - Moment v rovině Y - Model IV

11.1.2 POSOUZENÍ ROZMĚRŮ SLOPŮ A NÁVRH VÝZTUŽE

Rozeř sloupu je posouzen, zda vyhovuje působícímu tlaku. Dále je sloup posouzen na kombinaci působení normálové síly a ohybového momentu, kde je pro posouzení vybrán větší ze dvou působících momentů a předběžně je navržena výztuž.

Použitě vzorce:

$$A_{c,rqd} \geq \frac{N_{ed}}{0,8 \cdot f_{cd} + \rho_s \sigma_s}$$

$$d_1 = c + \emptyset_{tř} + \emptyset_s / 2$$

$$\nu = \frac{N_{ed}}{b \cdot t \cdot f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b \cdot t^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \omega$$

$$A_{srqd} = \omega \cdot f_{yd} / (b \cdot h \cdot f_{cd})$$

$$A_{smin1} = 0,1 \cdot N_{ed} / f_{yd}$$

$$A_{smin2} = 0,0002 \cdot A_c$$

$$A_{smax} \leq 0,04 * A_c$$

$$A_{sprov} \geq A_{srqd}$$

SLOUP 2B

Geometrie	
b=	400 mm
h=	400 mm
c=	30 mm
Øs=	14 mm
Øtř=	8 mm

Materiál					
beton	30 /	37			
fed	20	MPa			
fctm	2,9	MPa			
ocel	B	500 B	ps=	0,0038	
fyd	435	MPa	σs=	400	MPa

2B	Ned	Med	Ac	Ac,rqd	posouzení v tlaku	d1	d1/h	v	μ	ω	Asrqd
	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]		[mm]					[mm ²]
MODEL I	1301,41	22,24	160000	74281	OK	45	0,11	0,41	0,02	0	KONST.VÝZT.
MODEL II	1329,66	17,44	160000	75894	OK	45	0,11	0,42	0,01	0	KONST.VÝZT.
MODEL III	1530,30	34,31	160000	87346	OK	45	0,11	0,48	0,03	0	KONST.VÝZT.
MODEL IV	1878,15	53,61	160000	107200	OK	45	0,11	0,59	0,04	0	KONST.VÝZT.

2B	Návrh			Asprov [mm ²]	st. vyzt. už. [%]	konstrukční zásady						
						Asmin1	Asmin2		Asmax			
						[mm2]	[mm2]	[mm2]	[mm2]			
MODEL I	4	Ø	14	616	OK	0,38	299	OK	320	OK	6400	OK
MODEL II	4	Ø	14	616	OK	0,38	306	OK	320	OK	6400	OK
MODEL III	4	Ø	14	616	OK	0,38	352	OK	320	OK	6400	OK
MODEL IV	4	Ø	14	616	OK	0,38	432	OK	320	OK	6400	OK

SLOUP 4B

Geometrie	
b=	400 mm
h=	400 mm
c=	30 mm
Øs=	14 mm
Øtř=	8 mm

Materiál					
beton	30 /	37			
fed	20	MPa			
fctm	2,9	MPa			
ocel	B	500 B	ps=	0,0095	
fyd	435	MPa	σs=	400	MPa

4B	Ned	Med	Ac	Ac,rqd	posouzení v tlaku	d1	d1/h	v	μ	ω	Asrqd
	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]		[mm]					[mm ²]
MODEL I	2301,34	41,12	160000	116229	OK	45	0,11	0,72	0,03	0	KONST.VÝZT.
MODEL II	2402,14	34,25	160000	121320	OK	45	0,11	0,75	0,03	0	KONST.VÝZT.
MODEL III	2644,55	53,67	160000	133563	OK	45	0,11	0,83	0,04	0	KONST.VÝZT.
MODEL IV	3142,17	83,74	160000	158695	OK	45	0,11	0,98	0,07	0,1	736

4B	Návrh			Asprov [mm ²]	st. vyzt. už. [%]	konstrukční zásady						
						Asmin1	Asmin2		Asmax			
						[mm2]	[mm2]	[mm2]	[mm2]			
MODEL I	4	Ø	14	616	OK	0,38	529	OK	320	OK	6400	OK
MODEL II	4	Ø	14	616	OK	0,38	552	OK	320	OK	6400	OK
MODEL III	4	Ø	14	616	OK	0,38	608	OK	320	OK	6400	OK
MODEL IV	4	Ø	22	1521	OK	0,95	723	OK	320	OK	6400	OK

Pozn.: Normálová síla na modelu IV vychází na sloupu 4B podstatně vyšší než normálové síly z ostatních třech modelů, které jsou srovnatelné. Ve většině případech jsou normálové síly z modelů III a IV podobné, v tomto případě nikoli. Proto nepovažuji tuto hodnotu za reprezentativní. Nicméně i na hodnoty z modelu IV by bylo možné sloup o těchto rozměrech navrhnout.

SLOUP 2C

Geometrie	
b=	400 mm
h=	400 mm
c=	30 mm
Ø _s =	14 mm
Ø _{tř} =	8 mm

Materiál			
beton	30 /	37	
f _{cd}	20	MPa	
f _{ctm}	2,9	MPa	
ocel	B 500	B	ρ _s = 0,0038
f _{yd}	435	MPa	σ _s = 400 MPa

2C	Ned	Med	Ac	Ac,rqd	posouzení v	d1	d1/h	v	μ	ω	Asrqd
	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]	tlaku	[mm]					[mm ²]
MODEL I	1318,66	13,88	160000	75266	OK	45	0,11	0,41	0,01	0	KONST.VÝZT.
MODEL II	1382,43	10,45	160000	78906	OK	45	0,11	0,43	0,01	0	KONST.VÝZT.
MODEL III	1723,66	35,86	160000	98382	OK	45	0,11	0,54	0,03	0	KONST.VÝZT.
MODEL IV	1477,62	137,44	160000	84339	OK	45	0,11	0,46	0,11	0	KONST.VÝZT.

2C	Návrh			Asprov	st. vyzt už.	konstrukční zásady						
						[mm ²]	[%]	Asmin1 [mm2]	Asmin2 [mm2]	Asmax [mm2]		
	4	Ø	14	616	OK	0,38	303	OK	320	OK	6400	OK
MODEL I	4	Ø	14	616	OK	0,38	303	OK	320	OK	6400	OK
MODEL II	4	Ø	14	616	OK	0,38	318	OK	320	OK	6400	OK
MODEL III	4	Ø	14	616	OK	0,38	396	OK	320	OK	6400	OK
MODEL IV	4	Ø	14	616	OK	0,38	340	OK	320	OK	6400	OK

SLOUP 3C

Geometrie	
b=	400 mm
h=	400 mm
c=	30 mm
Ø _s =	14 mm
Ø _{tř} =	8 mm

Materiál			
beton	30 /	37	
f _{cd}	20	MPa	
f _{ctm}	2,9	MPa	
ocel	B 500	B	ρ _s = 0,0038
f _{yd}	435	MPa	σ _s = 400 MPa

3C	Ned	Med	Ac	Ac,rqd	posouzení v	d1	d1/h	v	μ	ω	Asrqd
	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]	tlaku	[mm]					[mm ²]
PŘEBD.	1943,58	-	160000	110935	OK	45	0,11	-	-	-	KONST.VÝZT.
MODEL I	1900,61	20,03	160000	108482	OK	45	0,11	0,59	0,02	0	KONST.VÝZT.
MODEL II	1954,32	21,07	160000	111548	OK	45	0,11	0,61	0,02	0	KONST.VÝZT.
MODEL III	2492,48	23,03	160000	142265	OK	45	0,11	0,78	0,02	0	KONST.VÝZT.
MODEL IV	2372,07	118,09	160000	135392	OK	45	0,11	0,74	0,09	0	KONST.VÝZT.

3C	Návrh			Asprov	st. vyzt už.	konstrukční zásady						
						[mm ²]	[%]	Asmin1 [mm2]	Asmin2 [mm2]	Asmax [mm2]		
	4	Ø	14	616	OK	0,38	447	OK	320	OK	6400	OK
PŘEBD.	4	Ø	14	616	OK	0,38	447	OK	320	OK	6400	OK
MODEL I	4	Ø	14	616	OK	0,38	437	OK	320	OK	6400	OK
MODEL II	4	Ø	14	616	OK	0,38	449	OK	320	OK	6400	OK
MODEL III	4	Ø	14	616	OK	0,38	573	OK	320	OK	6400	OK
MODEL IV	4	Ø	14	616	OK	0,38	546	OK	320	OK	6400	OK

SLOUP 4C

Geometrie		
b=	400	mm
h=	400	mm
e=	30	mm
Ø _s =	14	mm
Ø _{tř} =	8	mm

Materiál					
beton	30	/	37		
fcd	20		MPa		
fctm	2,9		MPa		
ocel	B	500	B	ρ _s =	0,0038
f _{yd}	435		MPa	σ _s =	400 MPa

4C	Ned	Med	Ac	Ac _{rqd}	posouzení v tlaku	d1	d1/h	v	μ	ω	As _{rqd}
	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]		[mm]					[mm ²]
MODEL I	1052,54	31,77	160000	60076	OK	45	0,11	0,33	0,02	0	KONST.VÝZT.
MODEL II	1145,05	28,23	160000	65357	OK	45	0,11	0,36	0,02	0	KONST.VÝZT.
MODEL III	1723,67	66,30	160000	98383	OK	45	0,11	0,54	0,05	0	KONST.VÝZT.
MODEL IV	1650,35	54,68	160000	94198	OK	45	0,11	0,52	0,04	0	KONST.VÝZT.

4C	Návrh			As _{prov}	st. vyzt už.	konstrukční zásady						
						[mm ²]	[%]	As _{min1} [mm ²]	As _{min2} [mm ²]	As _{max} [mm ²]		
	4	Ø	14	616	OK	0,38	242	OK	320	OK	6400	OK
MODEL I	4	Ø	14	616	OK	0,38	242	OK	320	OK	6400	OK
MODEL II	4	Ø	14	616	OK	0,38	263	OK	320	OK	6400	OK
MODEL III	4	Ø	14	616	OK	0,38	396	OK	320	OK	6400	OK
MODEL IV	4	Ø	14	616	OK	0,38	380	OK	320	OK	6400	OK

SLOUP 3D

Geometrie		
b=	400	mm
h=	400	mm
e=	30	mm
Ø _s =	14	mm
Ø _{tř} =	8	mm

Materiál					
beton	30	/	37		
fcd	20		MPa		
fctm	2,9		MPa		
ocel	B	500	B	ρ _s =	0,0038
f _{yd}	435		MPa	σ _s =	400 MPa

3D	Ned	Med	Ac	Ac _{rqd}	posouzení v tlaku	d1	d1/h	v	μ	ω	As _{rqd}
	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]		[mm]					[mm ²]
MODEL I	1414,24	11,35	160000	80721	OK	45	0,11	0,44	0,01	0	KONST.VÝZT.
MODEL II	1509,12	18,83	160000	86137	OK	45	0,11	0,47	0,01	0	KONST.VÝZT.
MODEL III	1954,71	33,71	160000	111570	OK	45	0,11	0,61	0,03	0	KONST.VÝZT.
MODEL IV	2015,85	152,95	160000	115060	OK	45	0,11	0,63	0,12	0	KONST.VÝZT.

3D	Návrh			As _{prov}	st. vyzt už.	konstrukční zásady						
						[mm ²]	[%]	As _{min1} [mm ²]	As _{min2} [mm ²]	As _{max} [mm ²]		
	4	Ø	14	616	OK	0,38	325	OK	320	OK	6400	OK
MODEL I	4	Ø	14	616	OK	0,38	325	OK	320	OK	6400	OK
MODEL II	4	Ø	14	616	OK	0,38	347	OK	320	OK	6400	OK
MODEL III	4	Ø	14	616	OK	0,38	450	OK	320	OK	6400	OK
MODEL IV	4	Ø	14	616	OK	0,38	464	OK	320	OK	6400	OK

SLOUP 3E

Geometrie	
b=	400 mm
h=	400 mm
c=	30 mm
Øs=	14 mm
Øtř=	8 mm

Materiál			
beton	30 /	37	
fed	20 MPa		
fctm	2.9 MPa		
ocel	B 500 B	ρs=	0,0038
fyd	435 MPa	σs=	400 MPa

3E	Ned	Med	Ac	Ac.rqd	posouzení v tlaku	d1	d1/h	v	μ	ω	Asrqd
	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]		[mm]					
MODEL I	1469,47	15,85	160000	83874	OK	45	0,11	0,46	0,01	0	KONST.VÝZT.
MODEL II	1427,94	12,23	160000	81503	OK	45	0,11	0,45	0,01	0	KONST.VÝZT.
MODEL III	1842,29	24,19	160000	105154	OK	45	0,11	0,58	0,02	0	KONST.VÝZT.
MODEL IV	1580,74	100,90	160000	90225	OK	45	0,11	0,49	0,08	0	KONST.VÝZT.

3E	Návrh			Asprov	st. vyzt už.	konstrukční zásady						
						[mm ²]	[%]	Asmin1 [mm ²]		Asmin2 [mm ²]		Asmax [mm ²]
								OK	OK	OK	OK	
MODEL I	4	Ø	14	616	OK	0,38	338	OK	320	OK	6400	OK
MODEL II	4	Ø	14	616	OK	0,38	328	OK	320	OK	6400	OK
MODEL III	4	Ø	14	616	OK	0,38	424	OK	320	OK	6400	OK
MODEL IV	4	Ø	14	616	OK	0,38	364	OK	320	OK	6400	OK

SLOUP 3F

Geometrie	
b=	400 mm
h=	400 mm
c=	30 mm
Øs=	14 mm
Øtř=	8 mm

Materiál			
beton	30 /	37	
fed	20 MPa		
fctm	2.9 MPa		
ocel	B 500 B	ρs=	0,0038
fyd	435 MPa	σs=	400 MPa

3F	Ned	Med	Ac	Ac.rqd	posouzení v tlaku	d1	d1/h	v	μ	ω	Asrqd
	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]		[mm]					
MODEL I	1571,12	33,69	160000	89676	OK	45	0,11	0,49	0,03	0	KONST.VÝZT.
MODEL II	1612,55	34,57	160000	92041	OK	45	0,11	0,50	0,03	0	KONST.VÝZT.
MODEL III	1834,40	36,87	160000	104703	OK	45	0,11	0,57	0,03	0	KONST.VÝZT.
MODEL IV	1855,17	129,53	160000	105889	OK	45	0,11	0,58	0,10	0	KONST.VÝZT.

3F	Návrh			Asprov	st. vyzt už.	konstrukční zásady						
						[mm ²]	[%]	Asmin1 [mm ²]		Asmin2 [mm ²]		Asmax [mm ²]
								OK	OK	OK	OK	
MODEL I	4	Ø	14	616	OK	0,38	361	OK	320	OK	6400	OK
MODEL II	4	Ø	14	616	OK	0,38	371	OK	320	OK	6400	OK
MODEL III	4	Ø	14	616	OK	0,38	422	OK	320	OK	6400	OK
MODEL IV	4	Ø	14	616	OK	0,38	427	OK	320	OK	6400	OK

SLOUP 5F

Geometrie	
b=	400 mm
h=	400 mm
c=	30 mm
Øs=	14 mm
Øtř=	8 mm

Materiál		
beton	30 /	37
fd	20	MPa
fctm	2,9	MPa
ocel	B 500 B	ρs= 0,0038
fyd	435	MPa
		σs= 400 MPa

5F	Ned	Med	Ac	Ac.rqd	posouzení v tlaku	d1	d1/h	v	μ	ω	Asrqd
	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]		[mm]					[mm ²]
PŘEBD.	2370,28	-	160000	135290	OK	45	0,11	-	-	-	KONST.VÝZT.
MODEL I	2156,13	21,38	160000	123067	OK	45	0,11	0,67	0,02	0	KONST.VÝZT.
MODEL II	2199,62	23,56	160000	125549	OK	45	0,11	0,69	0,02	0	KONST.VÝZT.
MODEL III	2734,74	25,32	160000	156092	OK	45	0,11	0,85	0,02	0	KONST.VÝZT.
MODEL IV	2513,24	111,42	160000	143450	OK	45	0,11	0,79	0,09	0	KONST.VÝZT.

5F	Návrh			Asprov	st. vyzt už.	konstrukční zásady						
						[mm ²]	[%]	Asmin1 [mm ²]	Asmin2 [mm ²]	Asmax [mm ²]		
	Ø	Ø	Ø									
PŘEBD.	4	Ø	14	616	OK	0,38	545	OK	320	OK	6400	OK
MODEL I	4	Ø	14	616	OK	0,38	496	OK	320	OK	6400	OK
MODEL II	4	Ø	14	616	OK	0,38	506	OK	320	OK	6400	OK
MODEL III	4	Ø	18	1018	OK	0,64	629	OK	320	OK	6400	OK
MODEL IV	4	Ø	14	616	OK	0,38	578	OK	320	OK	6400	OK

Pozn.: Pro normálovou sílu ze třetího modelu nevycházela výztuž 4Ø14 z hlediska konstrukčních zásad, proto byla navržena výztuž 4Ø18.

SLOUP 6F

Geometrie	
b=	400 mm
h=	400 mm
c=	30 mm
Øs=	14 mm
Øtř=	8 mm

Materiál		
beton	30 /	37
fd	20	MPa
fctm	2,9	MPa
ocel	B 500 B	ρs= 0,0038
fyd	435	MPa
		σs= 400 MPa

6F	Ned	Med	Ac	Ac.rqd	posouzení v tlaku	d1	d1/h	v	μ	ω	Asrqd
	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]		[mm]					[mm ²]
MODEL I	1009,70	13,01	160000	57631	OK	45	0,11	0,32	0,01	0	KONST.VÝZT.
MODEL II	946,21	17,36	160000	54007	OK	45	0,11	0,30	0,01	0	KONST.VÝZT.
MODEL III	893,52	29,57	160000	51000	OK	45	0,11	0,28	0,02	0	KONST.VÝZT.
MODEL IV	858,95	61,71	160000	49027	OK	45	0,11	0,27	0,05	0	KONST.VÝZT.

6F	Návrh			Asprov	st. vyzt už.	konstrukční zásady						
						[mm ²]	[%]	Asmin1 [mm ²]	Asmin2 [mm ²]	Asmax [mm ²]		
	Ø	Ø	Ø									
MODEL I	4	Ø	14	616	OK	0,38	232	OK	320	OK	6400	OK
MODEL II	4	Ø	14	616	OK	0,38	218	OK	320	OK	6400	OK
MODEL III	4	Ø	14	616	OK	0,38	206	OK	320	OK	6400	OK
MODEL IV	4	Ø	14	616	OK	0,38	198	OK	320	OK	6400	OK

Vnitřní síly zjištěné různými modely jsou v mnoha případech srovnatelné, ve většině sloupech jsou síly spočtené na modelech I a II nižší, v jednom případě jsou výsledky z modelů I a II vyšší. Záleží na poloze sloupu, na zatěžovacích šířkách a na blízkosti jiných nosných prvků, například stěno v podlaží 1NP, které by mohly zatížení přenášet rovnou do sloupů.

U sloupů 3C a 5F je možné síly porovnat s výsledky z předběžného výpočtu. U obou sloupů vychází normálové síly spočtené v předběžném výpočtu srovnatelné s normálovými silami, které vychází z modelů.

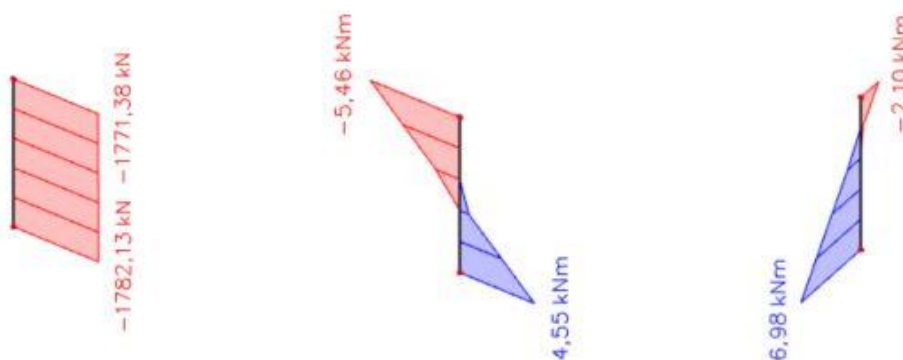
11.2 SLOUPY 1PP MIMO HORNÍ STAVBU

Vzhledem k tomu, že sloupy mimo horní stavbu jsou víceméně stejně zatížené, neočekávám větší rozdíly ve vnitřních silách jednotlivých sloupů, a proto bude posouzen sloup 5I s největší zatěžovací plochou.

11.2.1 VÝSLEDKY Z MODELŮ PRO SLOUP 5I

- Model I

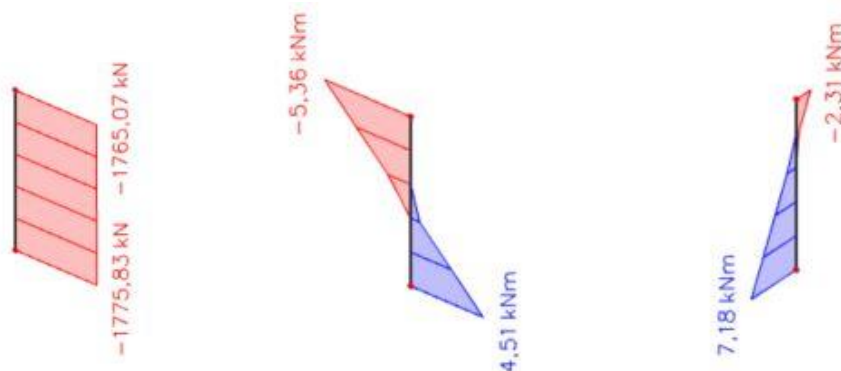
Normálová síla N [kN] Moment v rovině X [kNm] Moment v rovině Y [kNm]



Obrázek 134 - Průběh normálové síly, momentu v rovině X a Y na sloupu 5I – Model I

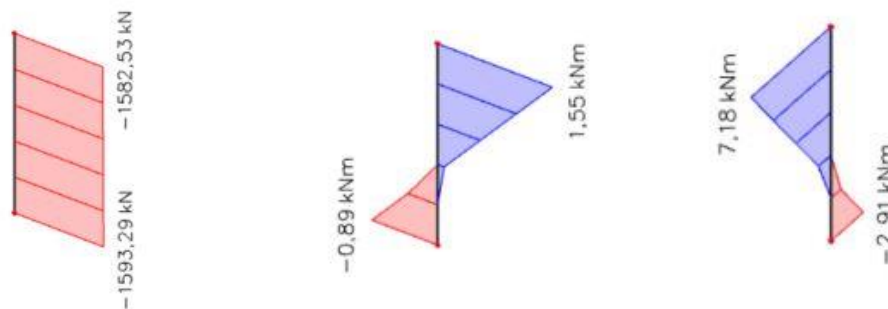
- Model II

Normálová síla N [kN] Moment v rovině X [kNm] Moment v rovině Y [kNm]



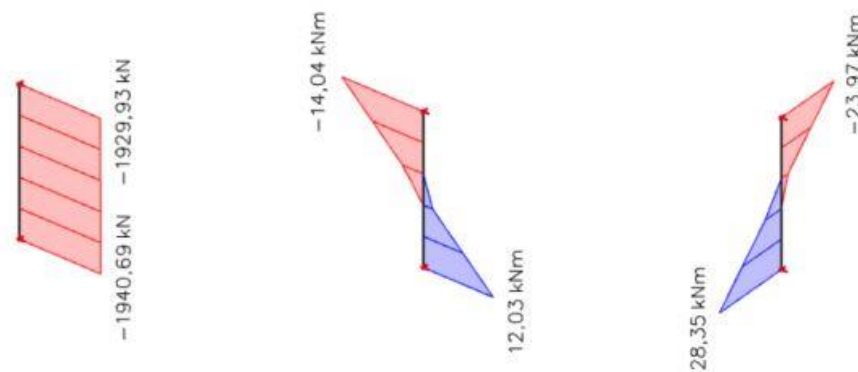
Obrázek 135 - Průběh normálové síly, momentu v rovině X a Y na sloupu 5I – Model II

- Model III
Normálová síla N [kN] Moment v rovině X [kNm] Moment v rovině Y [kNm]



Obrázek 136 - Průběh normálové síly, momentu v rovině X a Y na sloupu 5I – Model III

- Model IV
Normálová síla N [kN] Moment v rovině X [kNm] Moment v rovině Y [kNm]



Obrázek 137 - Průběh normálové síly, momentu v rovině X a Y na sloupu 5I – Model IV

Vnitřní síly vycházejí srovnatelné ve všech modelech. Přesto zde nějaký rozdíl ve vnitřních silách je. Je to pravděpodobně tím, že sloup se nachází sice mimo horní stavbu, ale v blízkosti horní stavby, která svou tuhostí může ovlivnit přenos zatížení do blízkých sloupů, které nejsou bezprostředně pod ní.

11.2.2 POSOUZENÍ ROZMĚRŮ A NÁVRH VÝZTUŽE SLOUPU 5I

Použité vzorce:

$$A_{c,rqd} \geq \frac{N_{ed}}{0,8 * f_{cd} + \rho_s \sigma_s}$$

$$d_1 = c + \emptyset_{tř} + \emptyset_s / 2$$

$$v = \frac{N_{ed}}{b * t * f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b * t^2 * f_{cd}} \rightarrow \omega$$

$$A_{s,rqd} = \omega * f_{yd} / (b * h * f_{cd})$$

$$A_{s,min1} = 0,1 * N_{ed} / f_{yd}$$

$$A_{s,min2} = 0,0002 * A_c$$

$$A_{s,max} \leq 0,04 * A_c$$

$$A_{s,prov} \geq A_{s,rqd}$$

SLOUP 5I

Geometrie	
b=	300 mm
h=	300 mm
c=	30 mm
Øs=	14 mm
Øtř=	8 mm

Materiál			
beton	30 /	37	
f _{cd}	20	MPa	
f _{ctm}	2,9	MPa	
ocel	B	500 B	ρ _s = 0,0169
f _{yd}	435	MPa	σ _s = 400 MPa

5I	N _{ed}	M _{ed}	A _c	A _{c,rqd}	posouzení v	d ₁	d ₁ /h	v	μ	ω	A _{s,rqd}
	[kN]	[kNm]	[mm ²]	[mm ²]	tlaku	[mm]					[mm ²]
PŘEBD.	1550,85	-	90000	68139	OK	45	0,15	-	-	-	KONST.VÝZT.
MODEL I	1782,13	6,98	90000	78301	OK	45	0,15	0,99	0,01	0	KONST.VÝZT.
MODEL II	1775,83	7,18	90000	78024	OK	45	0,15	0,99	0,01	0	KONST.VÝZT.
MODEL III	1593,29	7,18	90000	70004	OK	45	0,15	0,89	0,01	0	KONST.VÝZT.
MODEL IV	1940,69	28,35	90000	85268	OK	45	0,15	1,08	0,05	0,2	828

5I	Návrh			A _{s,prov}	st. vyzt. už.	konstrukční zásady						
						[mm ²]	[%]	A _{s,min1} [mm ²]	A _{s,min2} [mm ²]	A _{s,max} [mm ²]		
	4	Ø	14	616	OK	0,68	357	OK	180	OK	3600	OK
MODEL I	4	Ø	14	616	OK	0,68	410	OK	180	OK	3600	OK
MODEL II	4	Ø	14	616	OK	0,68	408	OK	180	OK	3600	OK
MODEL III	4	Ø	14	616	OK	0,68	366	OK	180	OK	3600	OK
MODEL IV	4	Ø	22	1521	OK	1,69	446	OK	180	OK	3600	OK

Ve všech sloupech 1PP mimo horní stavbu bude navržena výztuž:

$$4 \text{ } \emptyset \text{ } 22, A_{s,prov} = 1521 \text{ mm}^2$$

11.3 NAVRŽENÉ ROZMĚRY A VÝZTUŽ SLOUPŮ 1PP – SHRNU TÍ

Tabulka 2 - Navržené rozměry a výztuž sloupů 1PP

	ROZMĚR	VÝZTUŽ	Asprov [mm ²]
2B	400 x 400	4Ø14	616
4B		4Ø22	1521
2C		4Ø14	616
3C		4Ø14	616
4C		4Ø14	616
3D		4Ø14	616
3E		4Ø14	616
3F		4Ø14	616
5F		4Ø18	1018
6F		4Ø14	616
SLOUPY MIMO HORNÍ STAVBU		300 x 300	4Ø22

Výztuž sloupů není v rámci diplomové práce navržena podrobně, pouze za účelem zakreslení startovacích prutů do výkresu výztuže základové desky.

12 PODROBNÝ NÁVRH KONSTRUKCE BÍLÉ VANY

12.1 OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLINY DLE ČSN EN 1992-1-1

Podle normy ČSN EN 1992-1-1 [4] se stanoví omezení šířky trhliny hodnotou w_{max} , která závisí na stupni vlivu prostředí podle tabulky 3.

Tabulka 3 - Doporučené hodnoty w_{max} (mm) [5]

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekomprese
¹⁾ Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.		
²⁾ Pro tyto stupně vlivu prostředí má být kromě toho posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.		

Určení maximální šířky trhliny pro řešenou konstrukci:

- stupeň vlivu prostředí: XC2
 - prvky: železobetonové
- kvazistálá kombinace, $w_{max} = 0,3$ mm

Pro konstrukci bílé vany je požadována vodonepropustnost a s ní spojené požadavky na omezení šířky trhliny, které tato norma neuvažuje. Proto je třeba omezit šířku trhliny pomocí jiných směrnic a norem, které požadavek na vodonepropustnost uvažují.

12.2 ZATŘÍDĚNÍ KONSTRUKCE DLE ČSN EN 1992-3

Podle požadovaného omezení průsaku na malé množství, kdy je připuštěno několika povrchových skvrn nebo vlhkých míst byla konstrukce zatříděna do třídy nepropustnosti 1.

Tabulka 4 - Klasifikace nepropustnosti [6]

Třída nepropustnosti	Požadavky na průsak
0	Jistý stupeň průsaku se připouští nebo je průsak kapalin irelevantní.
1	Průsak je omezen na malé množství. Připouští se několik povrchových skvrn nebo vlhkých míst.
2	Průsak je minimální. Vzhled nesmí být znehodnocen skvrnami.
3	Průsak není povolen.

Při očekávání trhlin procházejících skrz celou tloušťku průřezu je maximální šířka trhlin w_{kl} určena na základě podílu hydrostatického tlaku a tloušťky konstrukce stěny.

Určení maximální šířky trhliny pro řešenou konstrukci:

- vodní sloupec $h_D = 1,9$ m

- tloušťka stěny $h = 0,3$ m $\rightarrow h_D / h = 1,9 / 0,3 = 6,33$

Pro $h_d / h < 5 \rightarrow w_{kl} = 0,2$ mm

Pro $h_d / h \geq 35 \rightarrow w_{kl} = 0,05$ mm

\rightarrow lze interpolovat, čili $w_{kl} = 0,19$ mm

V případě, kdy lze předpokládat, že průběžné trhliny nevznikají, určí se maximální šířka trhliny na základě ČSN EN 1992-1-1.

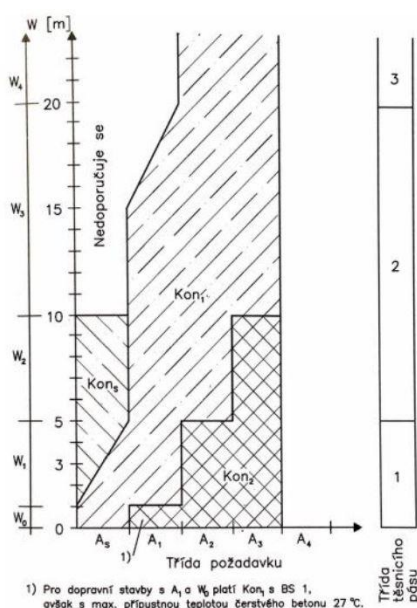
Norma ČSN EN 1992-3, se zabývá nádržemi na kapaliny a zásobníky. Kritéria pro omezení šířky trhliny jsou přísnější než v normě ČSN EN 1992-1-1, kvůli požadavkům na nepropustnost. Pro bílé vany jsou tato kritéria příliš přísná, jelikož se nejedná o zásobník nebo nádrž, která slouží k udržení vody uvnitř konstrukce. Proto budou dále využity pro určení maximální šířky trhliny směrnice rakouská a německá, které slouží k navrhování bílých van.

12.3 ZATŘÍDĚNÍ KONSTRUKCE DLE TP ČBS 02

Podle technických pravidel ČBS 02, které jsou překladem rakouské normy, je konstrukce zatříděna do třídy požadavků, je určena třída tlaku vody a následně je určena konstrukční třída, která udává požadavky, které je třeba při návrhu konstrukce dodržet, jako je například minimální tloušťka konstrukce, minimální vyztužení, maximální šířka trhlin, použitý beton, maximální vzdálenost dilatačních a pracovních spár.

Zatřídění řešené konstrukce:

- třída požadavků: A2 - garáže, prostory pro kočárky, kola
- třída tlaku vody: w1 - vodní sloupec 1,9 m



Obrázek 138 - Graf pro určení konstrukční třídy a třídy těsnících pásů pomocí třídy tlaku vody a třídy požadavků [8]

→ konstrukční třída - Kon₂

- minimální tloušťka stavebního dílu: 0,3 m
- omezení šířky trhlin < 0,25 mm
- doporučené délky konstrukčních částí:
 - vzdálenost dilatačních spár: 30 – 60 m
 - vzdálenost pracovních spár ve stěnách: < 15 m

[8]

12.4 ZATŘÍDĚNÍ KONSTRUKCE DLE TP ČBS 04

Podle technických pravidel ČBS 04, které jsou překladem německé normy, je konstrukce zatříděna do třídy namáhání, která závisí na působení vlhkosti nebo vody. Následně je určena třída užívání v závislosti na funkci objektu a požadavků na způsob užívání objektu. Podle třídy namáhání je určena minimální tloušťka stěny, či základové desky. Podle návrhových přístupu je určena maximální šířka trhliny

Zatřídění řešené konstrukce:

- třída namáhání: 1 – působí tlaková voda
- třída užívání: B – omezený průsak vody přípustný
- minimální tloušťky prvků:
 - Stěna → třída namáhání 1, monolit, → 240 mm
 - Základová deska → třída namáhání 1, monolit → 250 mm

Tabulka 5 - Doporučené minimální tloušťky konstrukcí [9]

	Konstrukční část	Třída namáhání	1	2	3
			Způsob provádění		
			monolit	filigránové stěny	prefabrikáty
1	stěny	1 ¹	240	240	200
2		2 ²	200	240 ³⁾	100
3	základové desky	1 ¹	250	X	200
4		2 ²	150		100
¹ třída namáhání 1:			tlaková a netlaková voda, dočasně vzdušná prosakující voda		
² třída namáhání 2:			zemní vlhkost a nevzdušná prosakující voda		
³ za zvláštních technologických a prováděcích podmínek je možné snížení na 200 mm					

Dovolená šířka trhliny s ohledem na tlakový spád:

- vodní sloupec $h_v = 1,9$ m
- tloušťka konstrukce
 - stěna $h_{b,st} = 0,3$ m → $h_v / h_{b,st} = 1,9 / 0,3 = 6,33$
 - základová deska $h_{b,zd} = 0,65$ m → $h_v / h_{b,zd} = 1,9 / 0,65 = 2,92$

→ dovolená šířka trhliny s ohledem na tlakový spád: 0,20 mm

Tabulka 6 - Šířky průběžných trhlin v závislosti na tlakovém spádu, při využití omezení průsaku vody samotěsnicí schopností [9]

	1	2
	Tlakový spád h_v/h_b ¹	Dovolená šířka trhliny w v mm (návrhová hodnota) ²
1	≤ 10	0.20
2	> 10 až ≤ 15	0.15
3	> 15 až ≤ 25	0.10

¹ h_v = výška vodního sloupce v m; h_b = tloušťka konstrukce v m
² Pro agresivní vodu s koncentrací > 40 mg/l CO₂ (odvápňující kyselina uhličitá) a pH $< 5,5$ se nesmí uvažovat samotěsnicí schopnost trhlin.

12.5 POROVNÁNÍ OMEZENÍ TRHLIN DLE NOREM A SMĚRNIC

Tabulka 7 - Porovnání omezení trhlin dle norem a směrnic

NORMA / SMĚRNICE		MINIMÁLNÍ TLOUŠŤKA KONSTRUKCE [mm]	MAX ŠÍŘKA TRHLIN [mm]
ČSN EN 1992-1-1		-	0,3 ¹⁾
ČSN EN 1992-3		-	0,194 ²⁾
TP ČBS 02 - PŘEKLAD RAKOUSKÉ SMĚRNICE		300	0,25
TP ČBS 04 - PŘEKLAD NĚMECKÉ SMĚRNICE	stěna	240	0,20
	deska	250	0,20

¹⁾ při uvažování kvazistálé kombinace zatížení

²⁾ při předpokladu průběžných trhlin, jinak dle ČSN 1992-1-1

Omezení šířky trhliny podle normy 1992-1-1 neuvažuje požadavek na vodonepropustnost. Omezení trhlin podle normy ČSN EN 1992-3 Nádrže na kapaliny a zásobníky je pro konstrukci bílé vany příliš přísné a v rámci práce bude posouzení dle této normy pouze informativní, pro porovnání s ostatními. Omezení šířky trhlin podle rakouské směrnice je pro konstrukci určeno 0,25 mm a podle německé směrnice 0,20 mm. Návrh bude proveden s ohledem na přísnější hodnotu maximální šířky trhliny, která vyšla ze směrnic pro bílé vany, tedy pro bílou vanu bude dále uvažována maximální šířka trhliny podle německé směrnice 0,20 mm.

13 PODROBNÝ NÁVRH STĚN BÍLÉ VANY

13.1 ZATŘÍDĚNÍ DLE TP ČBS 04

Třída namáhání: 1

Třída užívání: B

Návrhové zásady: Omezení šířky průběžných trhlin s ohledem na samoutěsnění

Maximální šířka trhliny: 0,20 mm

- viz. kapitola 12.4

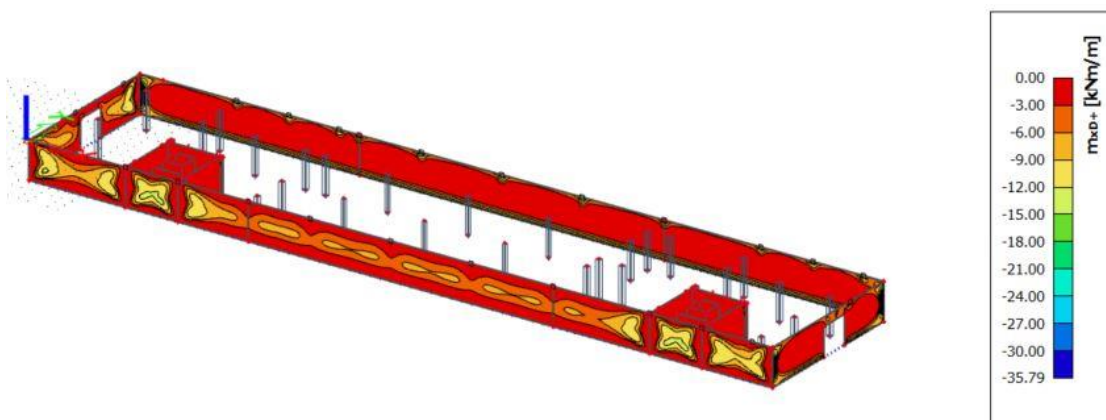
13.2 VNITŘNÍ SÍLY

Stěny bílé vany budou navrženy na síly spočtené programem Scia Engineer. Pro posouzení výztuže budou použity výsledky z modelu spodní stavby bez základové desky (model III), na který působí pouze vlastní tíha konstrukce, zemní tlak a přitížení na terénu, aby bylo přitížení konstrukce stěny co nejmenší a bylo dosaženo největšího ohybového namáhání stěn bílé vany.

Návrhová kombinace:

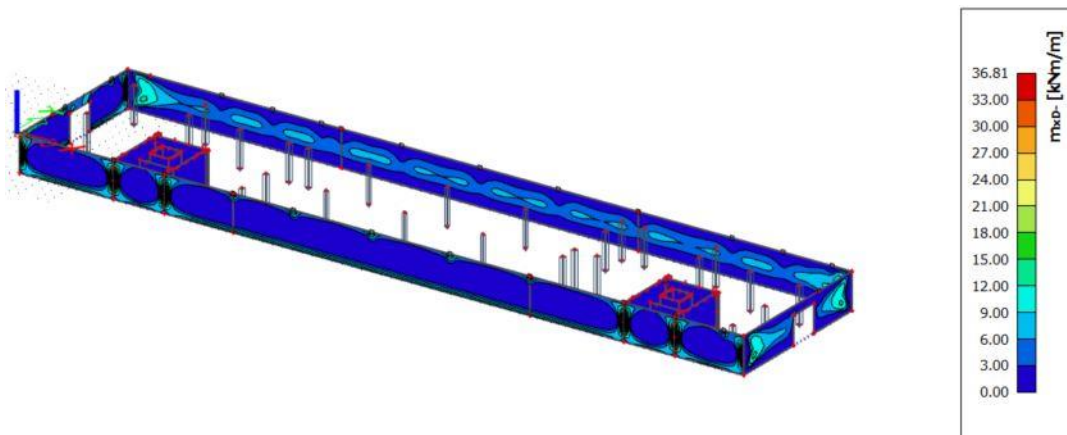
Vlastní tíha konstrukce je uvažována s dílčím součinitelem 0,9, zemní tlak a přitížení na terénu s dílčím součinitelem 1,5. Tím je dosaženo stavu, kdy je minimální přitížení vlastní tíhou a maximální moment od zatížení zemním tlakem

Návrhová kombinace zatížení – m_{xd+}



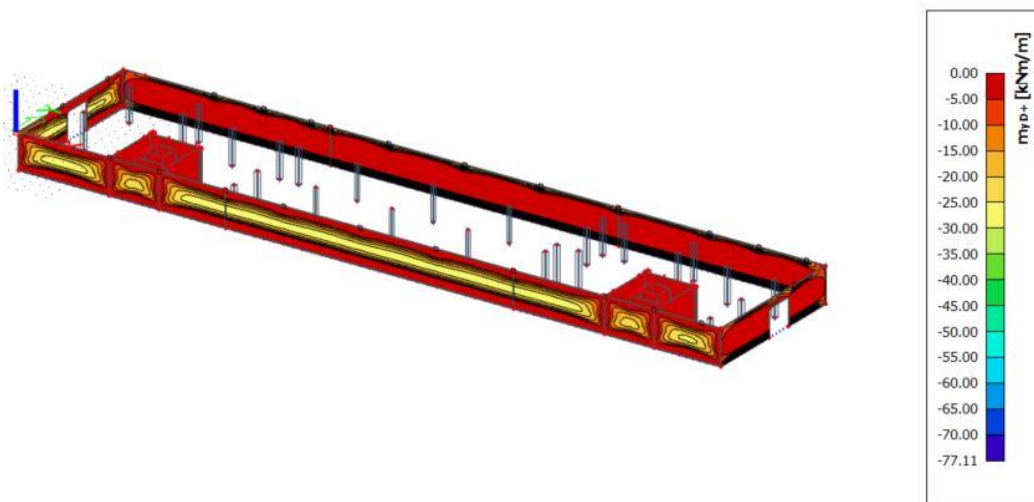
Obrázek 139 - Návrhová kombinace zatížení - m_{xd+}

Návrhová kombinace zatížení – m_{xd} -



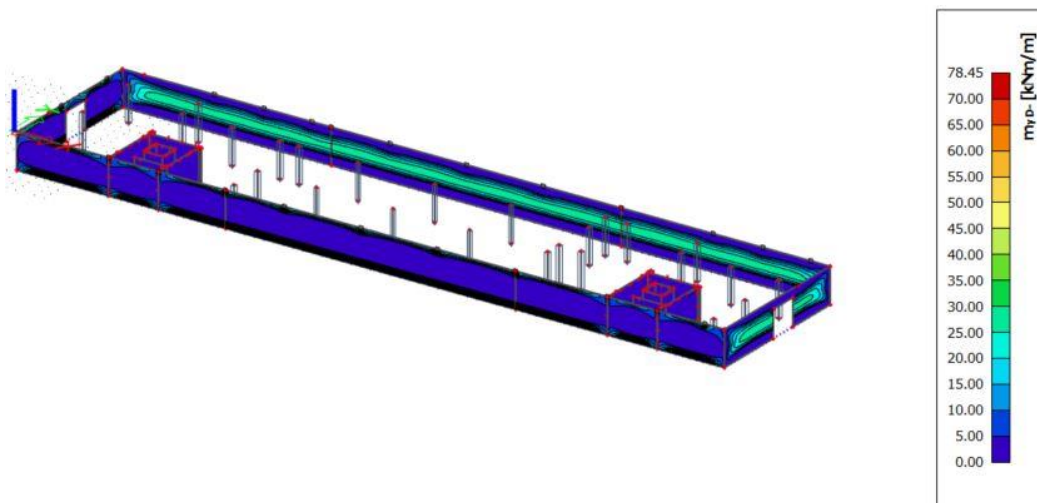
Obrázek 140 - Návrhová kombinace zatížení - m_{xd} -

Návrhová kombinace zatížení – m_{yd} +



Obrázek 141 - Návrhová kombinace zatížení - m_{yd} +

Návrhová kombinace zatížení – m_{yd}

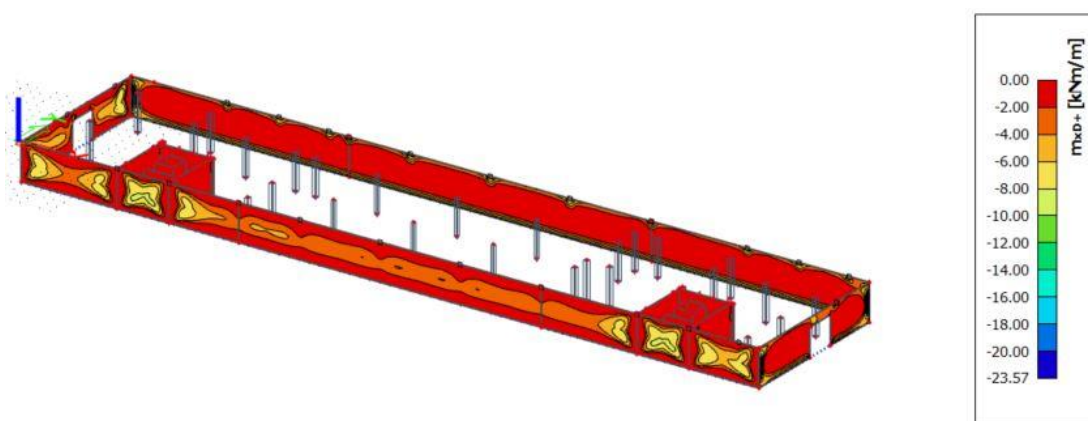


Obrázek 142 - Návrhová kombinace zatížení - m_{yd} .

Častá kombinace:

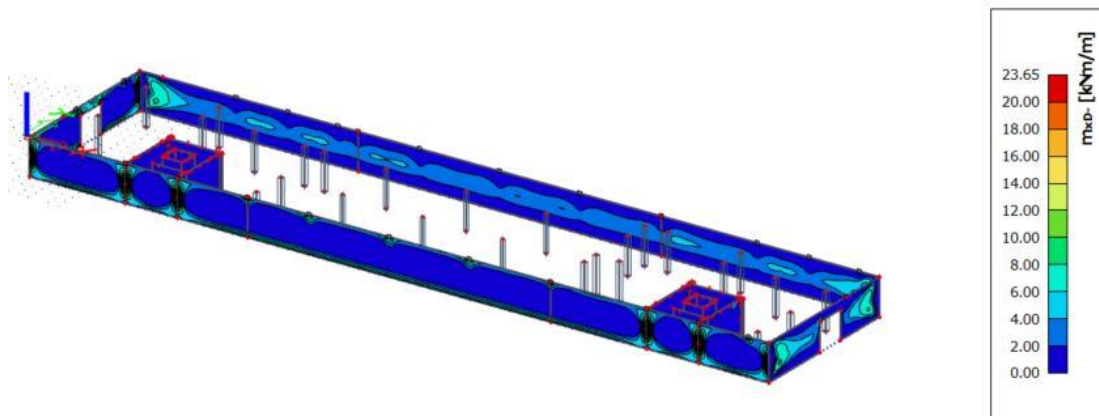
Německá směrnice uvažuje pro posouzení šířky trhliny častou kombinací zatížení. Vlastní tíha bude uvažována s dílčím součinitelem 1,0, zemní tlak také se součinitelem 1,0. Přetížení na terénu by bylo možné uvažovat s kombinačním součinitelem daným pro častou kombinaci a proměnné zatížení, ale pro zjednodušení bude také uvažován 1,0.

Častá kombinace zatížení – m_{xd+}



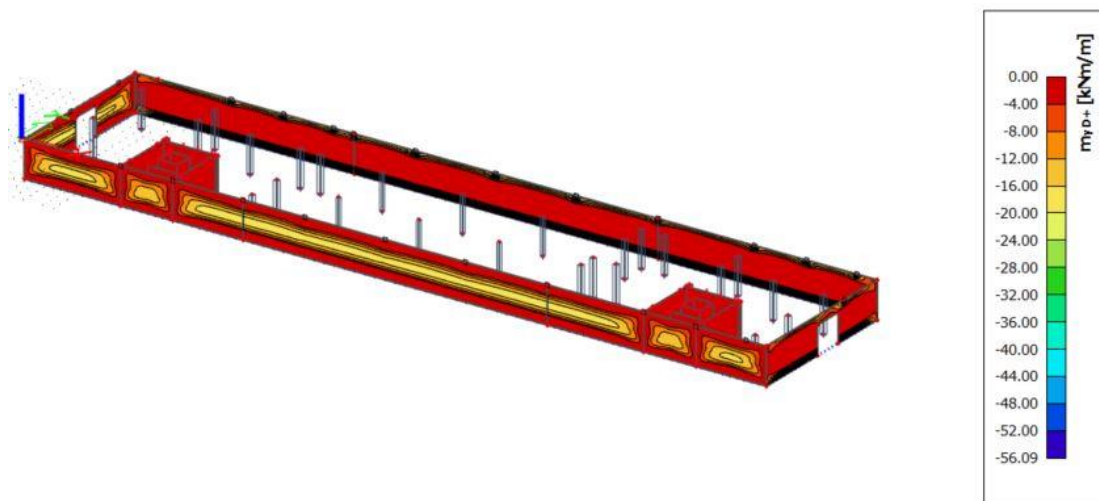
Obrázek 143 - Častá kombinace zatížení - m_{xd+} .

Častá kombinace zatížení – m_{xd}



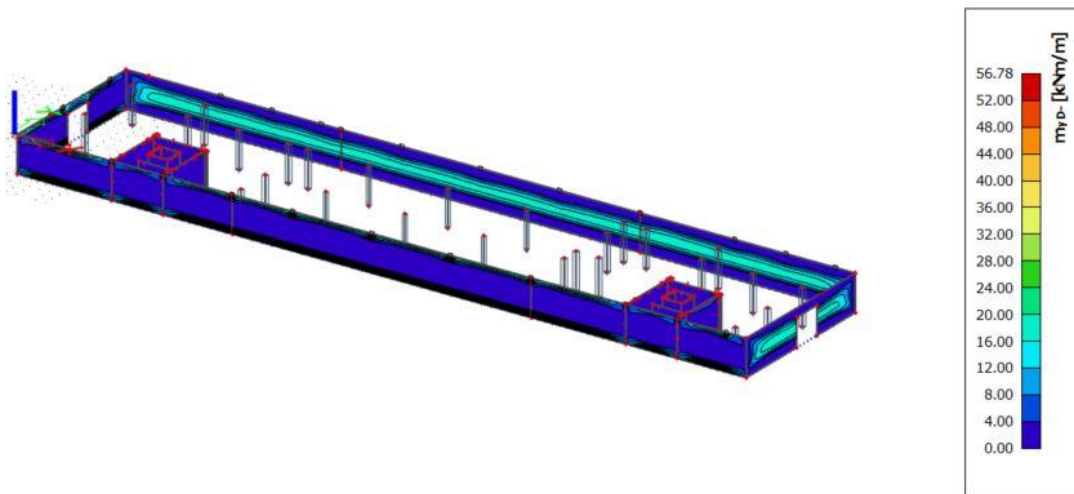
Obrázek 144 - Častá kombinace zatížení - m_{xd}

Častá kombinace zatížení – m_{yd+}



Obrázek 145 - Častá kombinace zatížení - m_{yd+}

Častá kombinace zatížení – m_{yd}



Obrázek 146 - Častá kombinace zatížení - m_{yd}

13.3 NÁVRH VODOROVNÉ VÝZTUŽE STĚN

13.3.1 VÝPOČET RANÝCH TRHLIN

GEOMETRIE

Tloušťka stěny	$h =$	300	mm
Zatěžovací šířka stěny	$b =$	1000	mm
Plocha průřezu	$A =$	300000	mm ²
		2 250 000	
Moment setrvačnosti průřezu	$I =$	000	mm ⁴
Krycí vrstva	$c =$	40	mm

BETON

		25	/	30
Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	25	MPa	
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_c =$	1,5		
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} =$	16,67	MPa	
Střední hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cm} =$	33	MPa	
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,6	MPa	
Redukce pevnosti betonu v tahu		0,5		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff} =$	1,3	MPa	
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	31	GPa	

VÝZTUŽ

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	500	MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_s =$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	435	MPa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200	GPa

POMĚR MODULŮ PRUŽNOSTI OCELE A BETONU

$$\alpha_e = 6,45$$

MAXIMÁLNÍ POVOLENÁ ŠÍŘKA TRHLIN

$$w_{k,lim} = 0,200 \text{ mm}$$

NÁVRH VÝZTUŽE

Jeden povrch:

Profil výztuže	$\emptyset_1 =$	14	mm
Vzdálenost prutů	$s_1 =$	100	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s1} =$	1539	mm ²
Účinná výška	$d_1 =$	253	mm

Druhý povrch:

Profil výztuže	$\emptyset_2 =$	14	mm
Vzdálenost prutů	$s_2 =$	100	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s2} =$	1539	mm ²
Účinná výška	$d_2 =$	47	mm

VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY

Výška tažené části průřezu před vznikem trhlin	$h_{ct} =$	150 mm
Plocha tažené části průřezu bezprostředně před vznikem trhlin	$A_{ct} =$	150000
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil	$k =$	1,0
Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny	$k_c =$	1,0
Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	$k_t =$	0,4
Výška tažené části betonu	$h_{c,eff} =$	100 mm
Účinná plocha taženého betonu	$A_{c,eff} =$	100 000 mm ²
Stupeň vyztužení v tažené části průřezu	$\rho_{p,eff} =$	0,015
Napětí v tahové výztuži	$\sigma_s =$	125 MPa
Součinitele	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	1,0
	$k_3 =$	2,49 ≤ 3,4
	$k_4 =$	0,425
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} =$	409 mm
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$	0,000442
Šířka trhliny	$w_k =$	0,180 mm

POSOUZENÍ TRHLINY

w_k [mm]	?	$w_{k,lim}$ [mm]
0,180	<	0,200

VYHOVUJE

Pevnost betonu v tahu je obtížné určit, jelikož závisí na mnoha faktorech. Při návrhu byla uvažována přibližným odhadem hodnotou $f_{ct,eff} = 0,5 f_{ctm}$. [13]

V dalších výpočtech je navrhována výztuž s ohledem na rané trhliny.

Základní rast výztuže stěny: Ø14 á 100 mm, $A_{s,prov} = 1539 \text{ mm}^2$

13.3.2 VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY PODLE ČSN EN 1992-1-1

GEOMETRIE

Tloušťka stěny	$h =$	300	mm
Zatěžovací šířka stěny	$b =$	1000	mm
Plocha průřezu	$A =$	300000	mm ²
Moment setrvačnosti průřezu	$I =$	2 250 000 000	mm ⁴
Krycí vrstva	$c =$	40	mm

BETON

		25	/	30
Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	25	MPa	
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_c =$	1,5		
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} =$	16,67	MPa	
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,6	MPa	
Redukce pevnosti betonu v tahu		1,0		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff} =$	2,6	MPa	
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	31	GPa	

VÝZTUŽ

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	500	MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_s =$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	435	MPa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200	GPa

POMĚR MODULŮ PRUŽNOSTI BETONU A OCELI

$$\alpha_e = 6,45$$

MAXIMÁLNÍ POVOLENÁ ŠÍŘKA TRHLINY

$$w_{k,lim} = 0,200 \text{ mm}$$

NÁVRH VÝZTUŽE

Tažená výztuž:

Profil výztuže	$\varnothing_1 =$	14	mm
Vzdálenost prutů	$s_1 =$	100	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s1} =$	1539	mm ²
Účinná výška	$d_1 =$	253	mm

Tlačená výztuž:

Profil výztuže	$\varnothing_2 =$	14	mm
Vzdálenost prutů	$s_2 =$	100	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s2} =$	1539	mm ²
Účinná výška	$d_2 =$	47	mm

ZATÍŽENÍ

Ohybový moment	$m_{ek} =$	23,65	kNm
----------------	------------	-------	-----

PRŮŘEZ BEZ TRHLIN

Plocha ideálního průřezu	$A_i =$	319863 mm ²
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačného okraje	$x_i =$	150 mm
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	$I_i =$	2 460 726 280 mm ⁴
Tahové napětí v betonu	$\sigma_c =$	1,4 MPa

MOMENT NA VZNIKU TRHLIN	$m_{cr} =$	42,08 kNm
--------------------------------	------------	-----------

KONTROLA VZNIKU TRHLIN

m_{ek}	?	m_{cr}
23,65	<	42,08
kNm		kNm
<u>TRHLINY NEVZNIKAJÍ</u>		

Dále je ve výpočtu uvažován průřez s trhlinou, jelikož trhliny mohly vzniknout například změnou teplot, či smršťováním.

PRŮŘEZ S TRHLINOU

Vzdálenost těžiště průřezu s trhlinou od tlačného okraje	$x_{ir} =$	60 mm
Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou	$I_{ir} =$	443 614 455 mm ⁴
Napětí v tažené výztuži	$\sigma_s =$	66 MPa

VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	$k_t =$	0,4
Výška tažené části betonu	$h_{c,ef} =$	80 mm
Účinná plocha taženého betonu	$A_{c,eff} =$	80 052 mm ²
Stupeň vyztužení v tažené části průřezu	$\rho_{p,eff} =$	0,019
Součinitele	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	0,50 (ohyb)
	$k_3 =$	2,49
	$k_4 =$	0,425 $\leq 3,4$
Maximální vzdálenost trhlín	$s_{r,max} =$	223 mm
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$	0,000199
Šířka trhliny	$w_k =$	0,044 mm

POSOUZENÍ TRHLINY

w_k [mm]	?	$w_{k,lim}$ [mm]
0,044	<	0,200
<u>VYHOVUJE</u>		

Poznámka: Pro výpočet šířky trhliny od zatížení byla použita častá kombinace zatížení, jak uvádí německá směrnice.

13.3.3 VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY DLE ČSN EN 1993-2

VETKNUTÍ PODÉL JEDNÉ HRANY

GEOMETRIE

Tloušťka stěny	$h =$	300	mm
Zatěžovací šířka stěny	$b =$	1000	mm
Plocha průřezu	$A =$	300000	mm ²
		2 250 000	
Moment setrvačnosti průřezu	$I =$	000	mm ⁴
Krycí vrstva	$c =$	40	mm

BETON

		25	/	30
Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	25	MPa	
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_c =$	1,5		
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} =$	16,67	MPa	
Střední hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cm} =$	33	MPa	
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,6	MPa	
Redukce pevnosti betonu v tahu		0,5		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff} =$	1,3	MPa	
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	31	GPa	

VÝZTUŽ

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	500	MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_s =$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	435	MPa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200	GPa

POMĚR MODULŮ PRUŽNOSTI OCELE A BETONU

$$\alpha_e = 6,45$$

CEMENT

	CEM III/B 32,5 N
$\alpha_{ds1} =$	4,00
$\alpha_{ds2} =$	0,12
$f_{cm0} =$	10

ČASOVÉ ÚDAJE

Zatížení	$t_0 =$	28	dní
Ošetření	$t_s =$	7	dní
Životnost	$t =$	18250	dní

RELATIVNÍ VLHKOST OKOLNÍHO PROSTŘEDÍ

$$RH = 80 \%$$

MAXIMÁLNÍ POVOLENÁ ŠÍŘKA TRHLINY

$$w_{k,lim} = 0,200 \text{ mm}$$

NÁVRH VÝZTUŽE

Tažená výztuž:

Profil výztuže	$\varnothing_1 =$	14	mm
Vzdálenost prutů	$s_1 =$	100	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s1} =$	1539	mm ²
Účinná výška	$d_1 =$	253	mm

Tlačená výztuž:

Profil výztuže	$\varnothing_2 =$	14	mm
Vzdálenost prutů	$s_2 =$	100	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s2} =$	1539	mm ²
Účinná výška	$d_2 =$	47	mm

POMĚRNÉ PŘETVOŘENÍ V PŘÍPADĚ ZCELA VOLNÉHO PRVKU

Náhradní tloušťka	$h_0 =$	300	mm
	$\beta_{ds}(t,ts)$		
Součinitel smršťování	$=$	1,00	
Součinitel závislý na náhradní tloušťce	$k_h =$	0,75	

Tabulka 8 - Hodnoty k_h [5]

h_0 (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Součinitel vyjadřující závislost smršťování na vlhkosti Jmenovitá hodnota poměrného smrštění vysycháním betonu	$\beta_{rh} =$	0,756
	$\varepsilon_{cd,0} =$	0,000286
	$\varepsilon_{cd,\infty} =$	0,000214
Smršťování vysycháním	$\varepsilon_{cd}(t) =$	0,000214
Vliv pevnosti betonu	$\varepsilon_{ca}(\infty) =$	0,000038
Součinitel smršťování závislý na čase	$\beta_{as}(t) =$	1
Smršťování autogenní	$\varepsilon_{ca}(t) =$	3,75E-05
Poměrné přetvoření	$\varepsilon_{free} =$	0,000252

SOUČINITEL OMEZENÍ PŘETVOŘENÍ

Délka stěny	$L =$	11	m
Výška stěny	$H =$	3,36	m
	$L/H =$	3,3	
Součinitel omezení přetvoření (z tabulky)	$R_{ax} =$	0,5	

Tabulka 9 - Součinitele omezení přetvoření [6]

Poměr L/H (viz obrázek L.1)	Součinitel omezení přetvoření	
	u základu	ve vrcholu
1	0,5	0
2	0,5	0
3	0,5	0,05
4	0,5	0,3
>8	0,5	0,5

VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY

Výška tažené části betonu	$h_{c,ef} =$	100 mm
Účinná plocha taženého betonu	$A_{c,eff} =$	100 000 mm ²
Stupeň vyztužení v tažené části průřezu	$\rho_{p,eff} =$	0,01539
Součinitele	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	1,0 (vodonepro. kce)
	$k_3 =$	2,49 \leq 3,4
	$k_4 =$	0,425
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} =$	409 mm ²
Rozdíl poměrných přetvoření ocele a betonu	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$	0,000126
Šířka trhliny	$w_k =$	0,051 mm

POSOUZENÍ TRHLINY

w_k [mm]	?	$w_{k,lim}$ [mm]
0,051	<	0,200
<u>VYHOVUJE</u>		

VETKNUTÍ NA KONCÍCH PRVKU

GEOMETRIE

Tloušťka stěny	$h =$	300 mm
Zatěžovací šířka stěny	$b =$	1000 mm
Plocha průřezu	$A =$	300000 mm ²
		2 250 000
Moment setrvačnosti průřezu	$I =$	000 mm ⁴
Krycí vrstva	$c =$	40 mm

BETON

Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	25 / 30 MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_c =$	1,5
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} =$	16,67 MPa
Střední hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cm} =$	33 MPa
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,6 MPa
Redukce pevnosti betonu v tahu		0,5
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff} =$	1,3 MPa
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	31 GPa

VÝZTUŽ

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	500	MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_s =$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	435	MPa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200	GPa

POMĚR MODULŮ PRUŽNOSTI OCELE A BETONU

$$\alpha_e = 6,45$$

MAXIMÁLNÍ POVOLENÁ ŠÍŘKA TRHLINY

$$w_{k,lim} = 0,200 \text{ mm}$$

NÁVRH VÝZTUŽE

Tažená výztuž:

Profil výztuže	$\varnothing_1 =$	14	mm
Vzdálenost prutů	$s_1 =$	100	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s1} =$	1539	mm ²
Účinná výška	$d_1 =$	253	mm

Tlačená výztuž:

Profil výztuže	$\varnothing_2 =$	14	mm
Vzdálenost prutů	$s_2 =$	100	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s2} =$	1539	mm ²
Účinná výška	$d_2 =$	47	mm

VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY

Výška tažené části betonu	$h_{c,ef} =$	100	mm
Účinná plocha taženého betonu	$A_{c,eff} =$	100 000	mm ²
Stupeň vyztužení v tažené části průřezu	$\rho_{peff} =$	0,01539	
Součinitele	$k_1 =$	0,8	(vodonepro. kce)
	$k_2 =$	1,0	
	$k_3 =$	2,49	$\leq 3,4$
	$k_4 =$	0,425	
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil	$k =$	1,0	
Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny	$k_c =$	1,0	
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} =$	409	mm ²
Rozdíl poměrných přetvoření ocele a betonu	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$	0,000229	
Šířka trhliny	$w_k =$	0,094	mm

POSOUZENÍ TRHLINY

w_k [mm]	?	$w_{k,lim}$ [mm]
0,094	<	0,200
<u>VYHOVUJE</u>		

Výpočet omezení trhlin podle normy ČSN EN 1992-3 Nádrže na kapaliny a zásobníky je zde uveden pro porovnání s ostatními. Pevnost betonu v tahu je uvažována přibližným odhadem, jelikož ji lze obtížně určit, hodnotou $f_{ct,eff} = 0,5 f_{ctm}$. [13] Délka stěny L byl uvažována 11 m, což je délka jednoho pracovního úseku.

13.3.4 VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY PŘI OMEZENÉM PŘETVOŘENÍ STĚNY – VLIV HYDRATAČNÍHO TEPLA

GEOMETRIE

Tloušťka stěny	$h =$	0,3 m
Délka stěny	$l_0 =$	11 m
Výška stěny	$h_b =$	3,36 m
Zatěžovací šířka	$b =$	1 m
Krytí výztuže	$c =$	40 mm

BETON

	25	/	30
Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	25	MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_c =$	1,5	
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} =$	16,67	MPa
Střední hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cm} =$	33	MPa
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,6	MPa
Redukce pevnosti betonu v tahu		0,5	
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff} =$	1,28	MPa
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	31	GPa
Tepelná kapacita	$Q_{c0} =$	2500	kJ/(m ³ K)

VÝZTUŽ

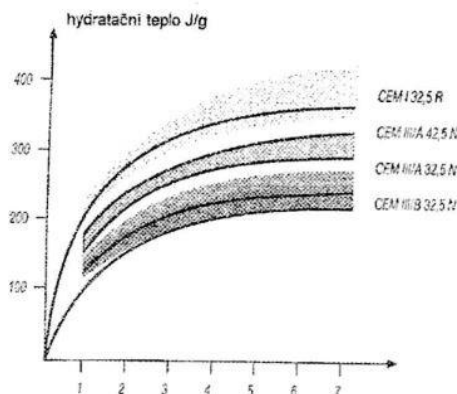
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	500	MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_s =$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	435	MPa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200	GPa

POMĚR MODULŮ PRUŽNOSTI OCELE A BETONU

$$\alpha_e = 6,45$$

CEMENT

Množství cementu v 1 m ³	CEM III/B 32,5 N	$c =$	330,00	kg/m ³
Časový okamžik, max rozdíl teplot v jádru a na povrchu betonu		$t_{maxT} =$	1,24	dny
Hydratační teplo cementu		$H_w =$	130,00	J/kg



Obrázek 147 - Hydratační teplo pro různé cementy v průběhu prvních 7 dnů [7]

MAXIMÁLNÍ POVOLENÁ ŠÍŘKA TRHLINY

$w_{k,lim} = 0,200 \text{ mm}$

CELKOVÉ NAPĚTÍ BETONU V TAHU PŘI ÚNIKU HYDRATAČNÍHO TEPLA

Součinitel možnosti posunu stavebních konstrukcí $k = 1,0$
 Součinitel teplotní roztažnosti betonu $\alpha T = 0,000001 \text{ K}^{-1}$
 Výchozí teplota čerstvého betonu $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$

Součinitel vyjadřující poměr $\Delta T_C / \Delta T_{th}$ $\alpha_c = 0,75$
 Vzrůst teploty důsledkem hydratačního tepla $\Delta T_C = 13 \text{ K}$
 Poměr E_{ct} / E_{c28} dle stáří betonu $E_{ct} / E_{c28} = 0,75$
 Modul pružnosti betonu při dosažené tahové pevnosti $E_{ct} = 23,25 \text{ GPa}$

Napětí v betonu v tahu při úniku hydratačního tepla $\sigma_{ct,ges} = 4,17 \text{ MPa}$

Tabulka 10 - Hodnoty součinitele α_c [7]

Tloušťka prvku h [m]	$\alpha_c = \Delta T_C / \Delta T_{th}$
$\leq 0,4 \text{ m}$	0,75
0,6 m	0,80
0,8 m	0,85
1,0 m	0,95
$\geq 2,0 \text{ m}$	1,00

Tabulka 11 - Moduly pružnosti mladého betonu [7]

Stáří betonu	E_{ct} / E_{c28}
8 hodin	0,10
12 hodin	0,25
16 hodin	0,45
24 hodin	0,65
2 dny	0,85
14 dní	1,00

NEJVĚTŠÍ NÁVRHOVÉ NAPĚTÍ BETONU V TAHU

Tabulka 12 - Hodnoty součinitele $k_{ct,d}$ [7]

Poměr celkové délky stěny k její výšce	$k_{ct,d}$
$l_0 / h_b \leq 1$	$\approx 0,2$
$l_0 / h_b \leq 2$	$\approx 0,45$
$l_0 / h_b \leq 3$	$\approx 0,55$
$l_0 / h_b \leq 4$	$\approx 0,65$
$l_0 / h_b \leq 6$	$\approx 0,75$
$l_0 / h_b \leq 8$	$\approx 0,85$
$l_0 / h_b \leq 10$	$\approx 0,95$
$l_0 / h_b > 10$	$\approx 1,00$

Součinitel pro přepočítání celkového napětí $l_0 / h_b = 3,27$
 Návrhové napětí v betonu v 1/4 výšce stěny $k_{ct,d} = 0,65$
 $\sigma_{ct,d} = 2,71 \text{ MPa}$

KONTROLA VZNIKU TRHLIN

$f_{ct,eff} = 1,28 \text{ MPa}$ $<$ $\sigma_{ct,d} = 2,71 \text{ MPa}$

**TRHLINY
VZNIKAJÍ**

TAHOVÁ SÍLA

Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny	$k_c =$	1,0
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil	$k =$	1,0
Tahová síla bezprostředně před vznikem trhlin	$F_{ct,eff} =$	0,385 MN

NÁVRH VÝZTUŽE

Profil výztuže	$\emptyset =$	14 mm
Vzdálenost prutů	$s =$	100 mm
Plocha výztuže na metr běžný při jednom povrchu	$A_s =$	1539 mm ²
Účinná plocha taženého betonu	$A_{c,eff} =$	117 500 mm ²
Napětí v tažené výztuži	$\sigma_s =$	125 MPa

VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	$k_t =$	0,4
Účinná plocha taženého betonu	$A_{c,eff} =$	117 500 mm ²
Stupeň výztužení v tažené části průřezu	$\rho_{p,eff} =$	0,013
Součinitele	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	1,0 (vodonepro. kce)
	$k_3 =$	2,49
	$k_4 =$	0,425 $\leq 3,4$
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} =$	463 mm
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$)	$=$	0,000413
Šířka trhliny	$w_k =$	0,191 mm

POSOUZENÍ TRHLINY

w_k [mm]	?	$w_{k,lim}$ [mm]
0,191	<	0,200
<u>VYHOVUJE</u>		

Pevnost betonu v tahu je obtížné určit, jelikož závisí na mnoha faktorech. Byla uvažována přibližným odhadem hodnotou $f_{ct,eff} = 0,5 f_{ctm}$. [13] Délka stěny 11 m a výška stěny 3,36 m odpovídají jednomu pracovnímu úseku.

13.3.5 POROVNÁNÍ ŠÍŘEK TRHLIN

Po porovnání jednotlivých návrhů výztuže s ohledem na šířku trhlin je na první pohled patrné, že největší vliv má únik hydratačního tepla. Šířka trhliny způsobená zatížením konstrukce je pouze 0,044 mm, kdežto šířka trhliny, která je způsobena vlivem hydratačního tepla vychází 0,191 mm. Šířka trhliny spočtená podle normy pro nádrže a zásobníky na kapaliny vychází pro případ vetknutí na jedné straně 0,051 mm a pro případ vetknutí na koncích stěny 0,094 mm. Všechny vypočtené hodnoty vyhovují maximální povolené šířce trhliny 0,20 mm.

→ NÁVRH VÝZTUŽE Ø14 á 100 mm, $A_{s,prov} = 1539 \text{ mm}^2$

13.4 NÁVRH SVISLÉ VÝZTUŽE STĚN

13.4.1 VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY PODLE ČSN EN 1992-1-1

GEOMETRIE

Tloušťka stěny	$h =$	300	mm
Zatěžovací šířka stěny	$b =$	1000	mm
Plocha průřezu	$A =$	300000	mm ²
Moment setrvačnosti průřezu	$I =$	2 250 000 000	mm ⁴
Krycí vrstva	$c =$	40	mm

BETON

		25	/	30
Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	25	MPa	
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_c =$	1,5		
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} =$	16,67	MPa	
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,6	MPa	
Redukce pevnosti betonu v tahu		1,0		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff} =$	2,6	MPa	
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	31	GPa	

VÝZTUŽ

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	500	MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_s =$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	435	MPa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200	GPa

POMĚR MODULŮ PRUŽNOSTI BETONU A OCELI

$$\alpha_e = 6,45$$

MAXIMÁLNÍ POVOLENÁ ŠÍŘKA TRHLINY

$$w_{k,lim} = 0,200 \text{ mm}$$

NÁVRH VÝZTUŽE

Tažená výztuž:

Profil výztuže	$\emptyset_1 =$	14	mm
Vzdálenost prutů	$s_1 =$	100	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s1} =$	1539	mm ²
Účinná výška	$d_1 =$	239	mm

Tlačená výztuž:

Profil výztuže	$\emptyset_2 =$	14	mm
Vzdálenost prutů	$s_2 =$	100	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s2} =$	1539	mm ²
Účinná výška	$d_2 =$	61	mm

ZATÍŽENÍ

Ohybový moment	$m_{ek} =$	56,78	kNm
----------------	------------	-------	-----

PRŮŘEZ BEZ TRHLIN

Plocha ideálního průřezu	$A_i =$	319863 mm ²
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačného okraje	$x_i =$	150 mm
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	$I_i =$	2 407 334 608 mm ⁴
Tahové napětí v betonu	$\sigma_c =$	3,5 MPa

MOMENT NA VZNIKU TRHLIN	$m_{cr} =$	41,16 kNm
--------------------------------	------------	-----------

KONTROLA VZNIKU TRHLIN

m_{ek}	?	m_{cr}
56,78	>	41,16
kNm		kNm
<u>TRHLINY</u>		<u>VZNIKAJÍ</u>

PRŮŘEZ S TRHLINOU

Vzdálenost těžiště průřezu s trhlinou od tlačného okraje	$x_{ir} =$	60 mm
Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou	$I_{ir} =$	390 222 783 mm ⁴
Napětí v tažené výztuži	$\sigma_s =$	168 MPa

VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	$k_t =$	0,4
Výška tažené části betonu	$h_{c,eff} =$	80 mm
Účinná plocha taženého betonu	$A_{c,eff} =$	80 052 mm ²
Stupeň vyztužení v tažené části průřezu	$\rho_{p,eff} =$	0,019
Součinitele	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	0,50 (ohyb)
	$k_3 =$	2,49 ≤ 3,4
	$k_4 =$	0,425
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} =$	223 mm
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$	0,000541
Šířka trhliny	$w_k =$	0,121 mm

POSOUZENÍ TRHLINY

w_k	?	$w_{k,lim}$
[mm]		[mm]
0,121	<	0,200
		<u>VYHOVUJE</u>

Poznámka: Pro výpočet šířky trhliny od zatížení byla použita častá kombinace zatížení, jak uvádí německá směrnice.

S ohledem na rané trhliny (výpočet potřebné výztuže viz kapitola 13.3.1) byla ve výpočtu uvažována výztuž Ø14 á 100 mm, $A_{s,prov} = 1539 \text{ mm}^2$.

13.5 KONTROLA MOMENTOVÉ ÚNOSNOSTI STĚN

Vypočítán bude moment únosnosti pro vodorovnou a svislou výztuž. Předpokládá se, že při návrhu bílé vany o množství výztuže nerozhoduje mezní stav únosnosti, ale mezní stav šířky trhlin. Momenty únosnosti by tak měli vycházet s dostatečnou rezervou. Maximální hodnoty momentů působících na stěny spočtené na modelu III při uvažování návrhové kombinace, která je popsána v kapitole 13.2, jsou pro vodorovnou výztuž $M_{ed,x,max} = 36,81 \text{ kNm/m}$ a pro svislou výztuž $M_{ed,y,max} = 78,45 \text{ kNm/m}$.

Výpočet

Vodorovná výztuž:

$$\emptyset 14 \text{ á } 100 \text{ mm}, A_{s,prov} = 1539 \text{ mm}^2$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{1539 \cdot 435}{0,8 \cdot 1 \cdot 16,67 \cdot 10^6} = 0,05 \text{ m}$$

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 300 - 40 - \frac{14}{2} = 253 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4 \cdot x = 253 - 0,4 \cdot 50 = 233 \text{ mm}$$

$$M_{rd,x} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 1539 \cdot 435 \cdot 0,233 = 155\,985 \text{ Nm/m} = 155,985 \text{ kNm/m}$$

$$M_{rd,x} \geq M_{ed,x,max}$$

$$155,985 \text{ kNm/m} \geq 36,81 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Svislá výztuž:

$$\emptyset 14 \text{ á } 100 \text{ mm}, A_{s,prov} = 1539 \text{ mm}^2$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{1539 \cdot 435}{0,8 \cdot 1 \cdot 16,67 \cdot 10^6} = 0,05 \text{ m}$$

$$d = h - c - \emptyset - \frac{\emptyset}{2} = 300 - 40 - 14 - \frac{14}{2} = 239 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4 \cdot x = 239 - 0,4 \cdot 50 = 219 \text{ mm}$$

$$M_{rd,y} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 1539 \cdot 435 \cdot 0,219 = 146\,612 \text{ Nm/m} = 146,612 \text{ kNm/m}$$

$$M_{rd,y} \geq M_{ed,y,max}$$

$$146,612 \text{ kNm/m} \geq 78,45 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Výpočtem bylo ověřeno, že momenty únosnosti vycházejí s poměrně velkou rezervou a bylo tak potvrzeno, že o návrhu výztuže více rozhoduje mezní stav trhlin.

13.6 SPLNĚNÍ KONSTRUKČNÍCH ZÁSAD

SVISLÁ VÝZTUŽ:

Navržená výztuž $\emptyset 14$ á 100 mm mm, $A_{s,prov} = 1539 \text{ mm}^2 \rightarrow$ pro jeden povrch

Minimální plocha výztuže $A_{s,vmin}$

$$A_{s,vmin} = 0,002 * A_c = 0,002 * (300 * 1000) = 600 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,vmin} \leq A_{s,prov}$$

$$600 \text{ mm}^2 \leq 3078 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Maximální plocha výztuže $A_{s,vmax}$

$$A_{s,vmax} = 0,04 * A_c = 0,04 * (300 * 1000) = 12\,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,prov} \leq A_{s,vmax}$$

$$3078 \text{ mm}^2 \leq 12\,000 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Maximální vzdálenost výztuže

$$s_{max} = \min(3h; 400 \text{ mm}) = \min(3 * 300; 400 \text{ mm}) = \min(900 \text{ mm}; 400 \text{ mm}) = \\ = 400 \text{ mm}$$

$$s \leq s_{max}$$

$$100 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Minimální světlá vzdálenost výztuže

$$s_{st} = \max(1,2 * \emptyset_{max}; d_g + 5; 20 \text{ mm}) = \max(1,2 * 14; 16 + 5; 20) = \\ \max(16,8; 21; 20) = 21 \text{ mm}$$

$$s \geq s_{st}$$

$$100 \text{ mm} \geq 21 \text{ mm}$$

VODOROVNÁ VÝZTUŽ:

Navržená výztuž $\emptyset 14$ á 100 mm, $A_{s,prov} = 1539 \text{ mm}^2 \rightarrow$ pro jeden povrch

Minimální plocha výztuže $A_{s,min,1}$

$$A_{s,min,1} = 0,001 * A_c = 0,001 * (300 * 1000) = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,1} \leq A_{s,prov}$$

$$300 \text{ mm}^2 \leq 3078 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Minimální plocha výztuže $A_{s,min,2}$

$$A_{s,min,2} = 0,25 * A_{s,v} = 0,25 * 3078 = 769,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,2} \leq A_{s,prov}$$

$$769,5 \text{ mm}^2 \leq 3078 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Maximální vzdálenost výztuže

$$s_{max} = 400 \text{ mm}$$

$$s \leq s_{max}$$

$$100 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

14 PODROBNÝ NÁVRH ZÁKLADOVÉ DESKY

14.1 ZATŘÍDĚNÍ DLE TP ČBS 04

Třída namáhání: 1

Třída užívání: B

Návrhové zásady: Omezení šířky průběžných trhlin s ohledem na samoutěsnění

Maximální šířka trhliny: 0,20 mm

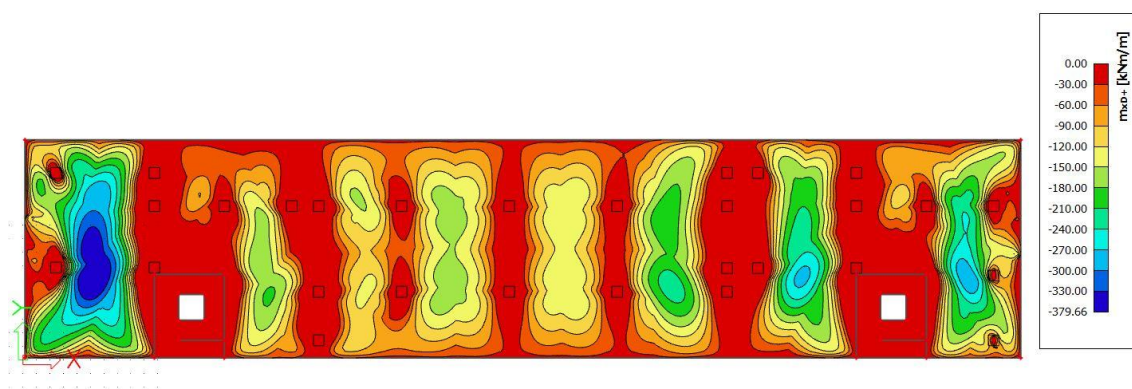
- viz. kapitola 12.4

14.2 VNITŘNÍ SÍLY NA ZÁKLADOVÉ DESCE

Návrhová kombinace zatížení:

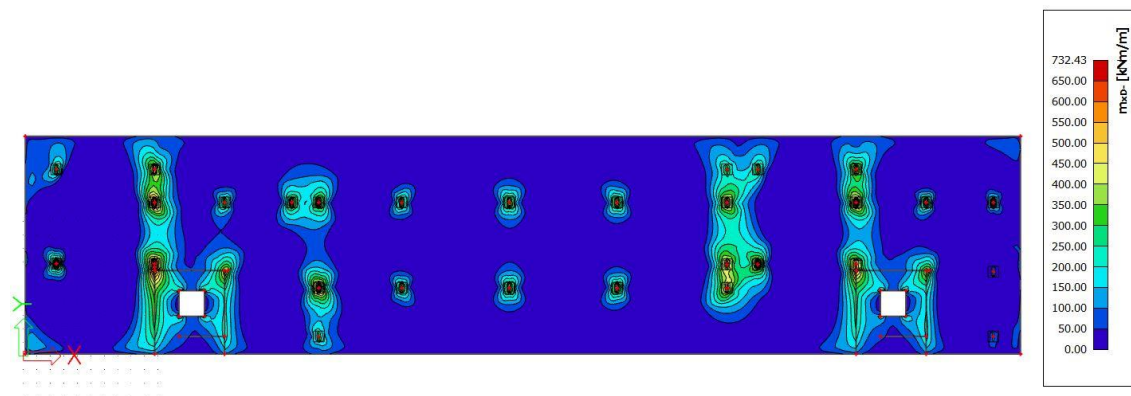
Základová deska bude posouzena na vnitřní síly získané z modelu I, kompletního modelu konstrukce, který byl vytvořen v programu Scia Engineer. Uvažována bude návrhová kombinace zatížení, kde je dílčí součinitel stálého zatížení uvažován hodnotou $\gamma_g = 1,35$ a dílčí součinitel pro proměnné zatížení $\gamma_q = 1,5$. Na tyto síly bude navržena výztuž a posouzena ohybová únosnost desky. Dále bude posouzeno protlačení základové desky na návrhové hodnoty normálových sil ze sloupů.

Návrhová kombinace zatížení – m_{xd+}



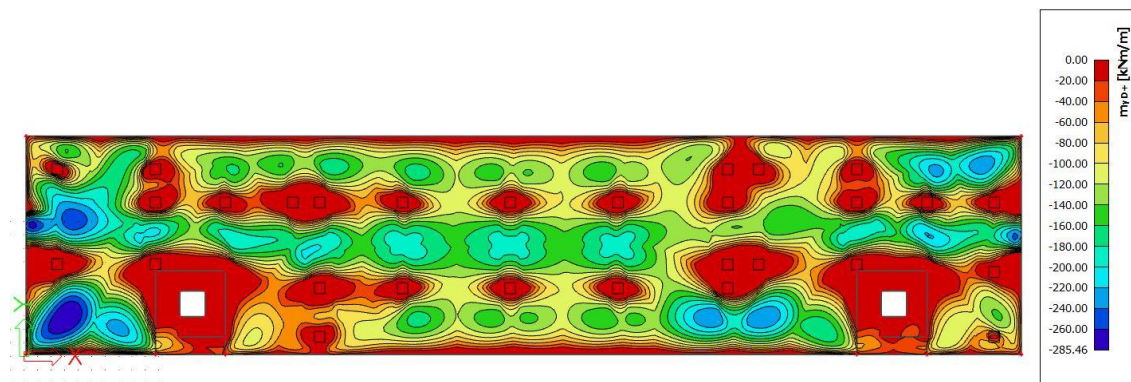
Obrázek 148 - Návrhová kombinace zatížení m_{xd+}

Návrhová kombinace zatížení – m_{xd}



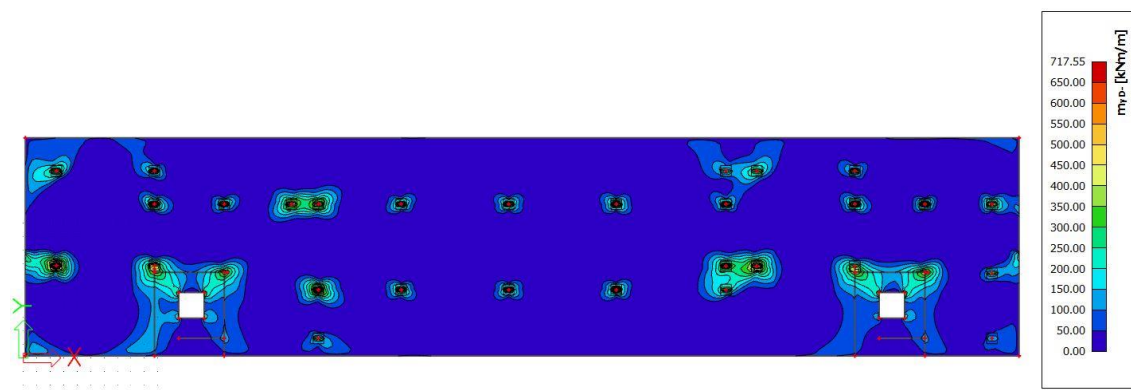
Obrázek 149 - Návrhová kombinace zatížení m_{xd}

Návrhová kombinace zatížení – m_{yd+}



Obrázek 150 - Návrhová kombinace zatížení m_{yd+}

Návrhová kombinace zatížení – m_{yd-}

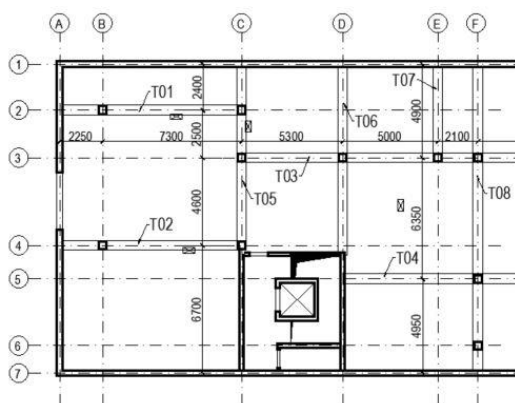


Obrázek 151 - Návrhová kombinace zatížení m_{yd-}

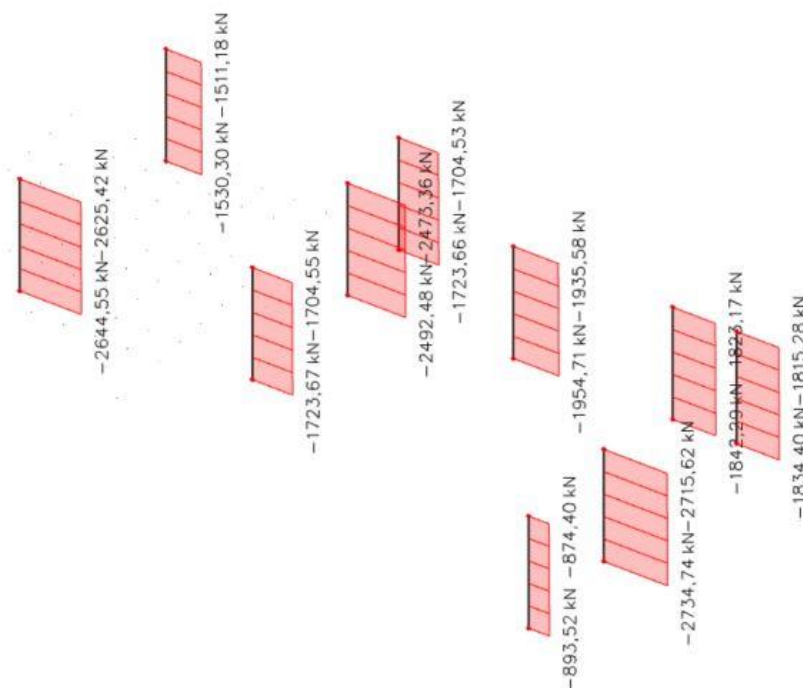
Návrhová kombinace zatížení – největší hodnoty normálové síly N_{max} ve sloupech

- Sloupy pod horní částí stavby:

Maximální normálová síla ve sloupech ze všech čtyř modelů je na modelu IV. Síla 3142,17 kN je na sloupu 4B. Tato síla se oproti silám, které vycházejí z ostatních třech modelů, výrazně liší. Vychází o dost vyšší, než síla na sloupu 4B v modelu III. Přitom ve většině případů jsou síly z modelů III a IV srovnatelné. Proto nepovažuji tuto hodnotu za reprezentativní a pro další výpočty bude uvažována maximální normálová síla na sloupu hodnotou 2734,74 kN, která je na sloupu 5F vypočtená na modelu III.



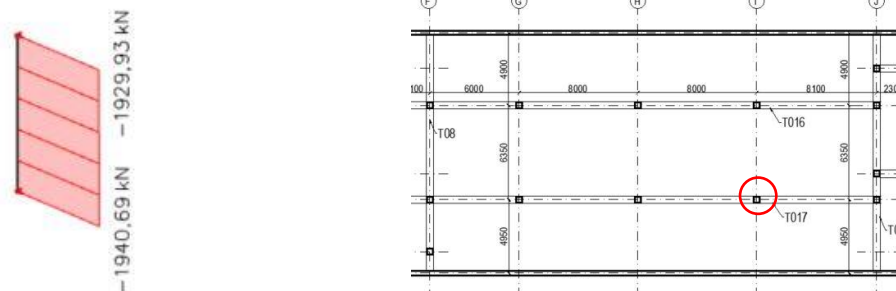
Obrázek 152 - Schéma sloupů pod horní stavbou



Obrázek 153 - Maximální normálová síla N_{max} na sloupech pod horní stavbou

- Sloup mimo horní stavbu, nejvíce zatížený 5I:

Maximální normálová síla na sloupu 5I byla vypočtena na modelu IV. V tomto případě se ovšem normálová síla od sil spočtených na ostatních modelech neliší v takové míře, jako je tomu u sloupu 4B.

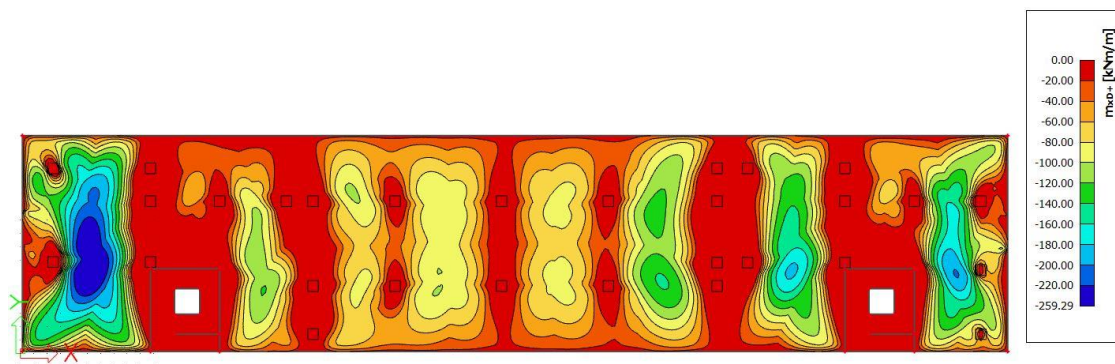


Obrázek 154 - Max. normálová síla N_{max} na sloupu 5I a vyznačení sloupu 5I

Častá kombinace zatížení

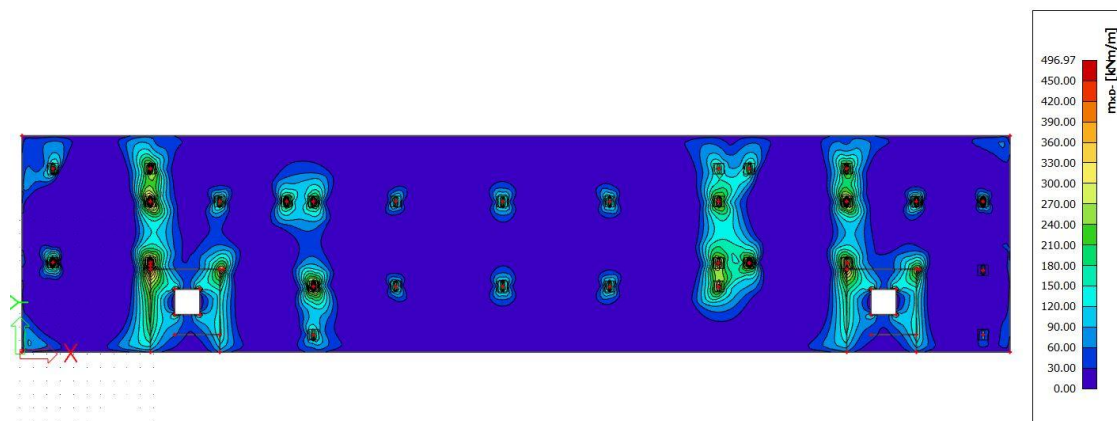
Pro posouzení šířky trhliny od zatížení bude uvažována častá kombinace zatížení, jak uvádí německá směrnice. Dílčí součinitelé zatížení jsou rovny 1,0 a kombinační součinitel pro proměnná zatížení $\psi_2 = 0,3$

Častá kombinace zatížení – m_{xd+}



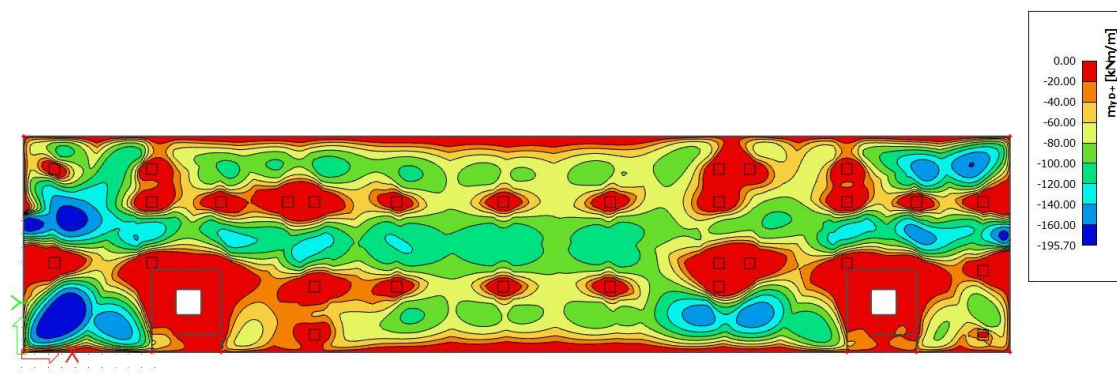
Obrázek 155 - Častá kombinace zatížení - m_{xd+}

Častá kombinace zatížení – m_{xd}



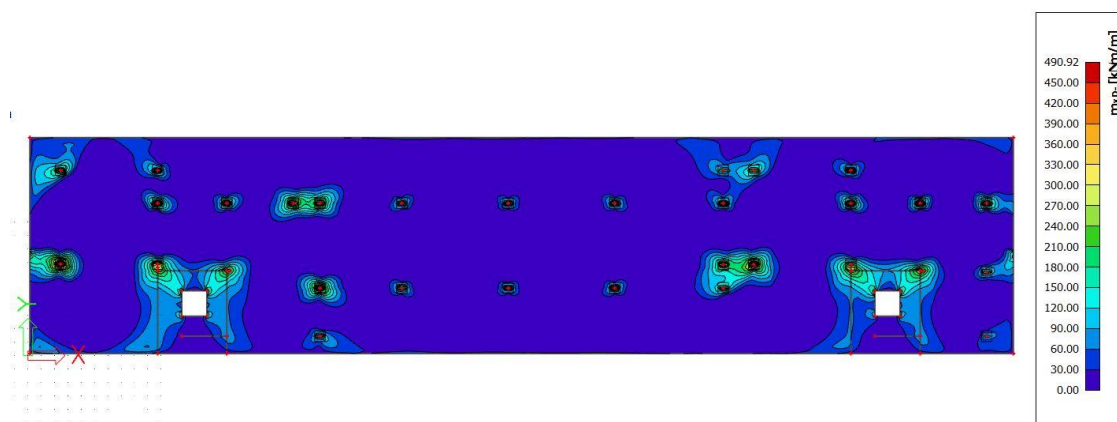
Obrázek 156 - Častá kombinace zatížení - m_{xd}

Častá kombinace zatížení – m_{yd+}



Obrázek 157 - Častá kombinace zatížení - m_{yd+}

Častá kombinace zatížení – m_{yd-}



Obrázek 158 - Častá kombinace zatížení – m_{yd-}

14.3 NÁVRH VÝZTUŽE ZÁKLADOVÉ DESKY

14.3.1 VÝPOČET RANÝCH TRHLIN

GEOMETRIE

Tloušťka stěny	$h =$	650	mm
Zatěžovací šířka	$b =$	1000	mm
Plocha průřezu	$A =$	650000	mm ²
		22 885 416	
Moment setrvačnosti průřezu	$I =$	667	mm ⁴
Krycí vrstva	$c =$	40	mm

BETON

		25	/	30
Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	25	MPa	
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_c =$	1,5		
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} =$	16,67	MPa	
Střední hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cm} =$	33	MPa	
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,6	MPa	
Redukce pevnosti betonu v tahu		0,5		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff} =$	1,3	MPa	
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	31	GPa	

VÝZTUŽ

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	500	MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_s =$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	435	MPa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200	GPa

POMĚR MODULŮ PRUŽNOSTI OCELE A BETONU

$$\alpha_e = 6,45$$

MAXIMÁLNÍ POVOLENÁ ŠÍŘKA TRHLIN

$$w_{k,lim} = 0,200 \text{ mm}$$

NÁVRH VÝZTUŽE

Tažená výztuž:

Profil výztuže	$\varnothing_1 =$	22	mm
Vzdálenost prutů	$s_1 =$	110	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s1} =$	3456	mm ²
Účinná výška	$d_1 =$	599	mm

Tlačená výztuž:

Profil výztuže	$\varnothing_2 =$	22	mm
Vzdálenost prutů	$s_2 =$	110	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s2} =$	3456	mm ²
Účinná výška	$d_2 =$	670	mm

VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY

Výška tažené části průřezu před vznikem trhlin	$h_{ct} =$	325 mm
Plocha tažené části průřezu bezprostředně před vznikem trhlin	$A_{ct} =$	325000
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil	$k =$	1,0
Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny	$k_c =$	1,0
Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	$k_t =$	0,4
Výška tažené části betonu	$h_{c,ef} =$	128 mm
Účinná plocha taženého betonu	$A_{c,eff} =$	127 500 mm ²
Stupeň vyztužení v tažené části průřezu	$\rho_{p,eff} =$	0,027
Napětí v tahové výztuži	$\sigma_s =$	121 MPa
Součinitele	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	1,0
	$k_3 =$	2,49 \leq 3,4
	$k_4 =$	0,425
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} =$	375 mm
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$	0,000492
Šířka trhliny	$w_k =$	0,185 mm

POSOUZENÍ TRHLINY

w_k	$w_{k,lim}$
[mm]	[mm]
0,185	0,200

VYHOVUJE

Pevnost betonu v tahu je obtížné určit, jelikož závisí na mnoha faktorech. Byla uvažována přibližným odhadem hodnotou $f_{ct,eff} = 0,5 f_{ctm}$. [13]

Základní rast výztuže základové desky: Ø22 á 110 mm, $A_{s,prov} = 3456 \text{ mm}^2$

14.3.2 VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLIN PODLE ČSN EN 1992-1-1

Posouzena bude výztuž dál od povrchu namáhaná maximálním momentem z obou směrů, čímž bude zajištěno, že navržená výztuž vyhoví v obou směrech, i kdyby došlo k záměně horní a spodní výztuže.

Výpočet šířky trhliny u horního povrchu:

Hodnoty maximálních momentů časté kombinace pro horní povrch:

$$- m_{xd+} = 259,29 \text{ kNm/m}$$

$$- m_{yd+} = 195,70 \text{ kNm/m}$$

GEOMETRIE

Tloušťka stěny	$h =$	650	mm
Zatěžovací šířka stěny	$b =$	1000	mm
Plocha průřezu	$A =$	650000	mm ²
		22 885 416	
Moment setrvačnosti průřezu	$I =$	667	mm ⁴
Krycí vrstva	$c =$	40	mm

BETON

		25	/	30
Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	25	MPa	
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_c =$	1,5		
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} =$	16,67	MPa	
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,6	MPa	
Redukce pevnosti betonu v tahu		1,0		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff} =$	2,6	MPa	
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	31	GPa	

VÝZTUŽ

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	500	MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_s =$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	435	MPa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200	GPa

POMĚR MODULŮ PRUŽNOSTI BETONU A OCELI

$$\alpha_e = 6,45$$

MAXIMÁLNÍ POVOLENÁ ŠÍŘKA TRHLINY

$$w_{k,lim} = 0,200 \text{ mm}$$

NÁVRH VÝZTUŽE

Tažená výztuž:

Profil výztuže	$\varnothing_1 =$	22	mm
Vzdálenost prutů	$s_1 =$	110	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s1} =$	3456	mm ²
Účinná výška	$d_1 =$	577	mm

Tlačená výztuž:

Profil výztuže	$\varnothing_2 =$	22	mm
Vzdálenost prutů	$s_2 =$	110	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s2} =$	3456	mm ²
Účinná výška	$d_2 =$	73	mm

ZATÍŽENÍ

Ohybový moment	$m_{ek} =$	259,29	kNm
----------------	------------	--------	-----

PRŮŘEZ BEZ TRHLIN

Plocha ideálního průřezu	$A_i =$	694590	mm ²
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačeného okraje	$x_i =$	325	mm
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	$I_i =$	25 717 082 084	mm ⁴
Tahové napětí v betonu	$\sigma_c =$	3,3	MPa

MOMENT NA VZNIKU TRHLIN

$m_{cr} =$	202,96	kNm
------------	--------	-----

KONTROLA VZNIKU TRHLIN

m_{ek}	?	m_{cr}
259,29	>	202,96
kNm		kNm
<u>TRHLINY</u>	<u>VZNIKAJÍ</u>	

PRŮŘEZ S TRHLINOU

Vzdálenost těžiště průřezu s trhlinou od tlačeného okraje	$x_{ir} =$	131	mm
Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou	$I_{ir} =$	5 259 203 490	mm ⁴
Napětí v tažené výztuži	$\sigma_s =$	142	MPa

VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	$k_t =$	0,4
--	---------	-----

Výška tažené části betonu	$h_{c,eff} =$	173	mm
Účinná plocha taženého betonu	$A_{c,eff} =$	172 867	mm ²
Stupeň vyztužení v tažené části průřezu	$\rho_{p,eff} =$	0,020	

Součinitele	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	0,50 (ohyb)
	$k_3 =$	2,49 \leq 3,4
	$k_4 =$	0,425
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} =$	287 mm
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$	0,000425
Šířka trhliny	$w_k =$	0,122 mm

POSOUZENÍ TRHLINY	w_k	?	$w_{k,lim}$
	[mm]	<	[mm]
	0,122	<	0,200
	<u>VYHOVUJE</u>		

Poznámka: Pro výpočet šířky trhliny od zatížení byla použita častá kombinace zatížení, jak uvádí německá směrnice.

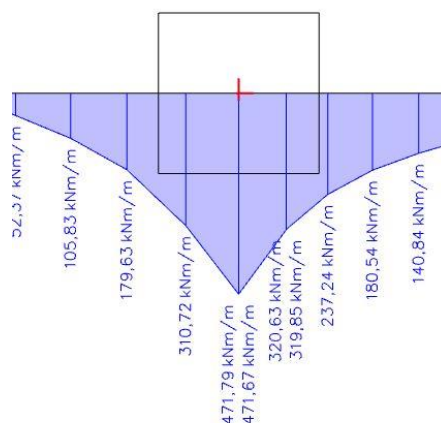
Výpočet šířky trhliny od zatížení při spodním povrchu:

Hodnoty maximálních momentů pro spodní povrch:

- Spodní povrch:

Redukovaný moment $m_{xd-,red}$:

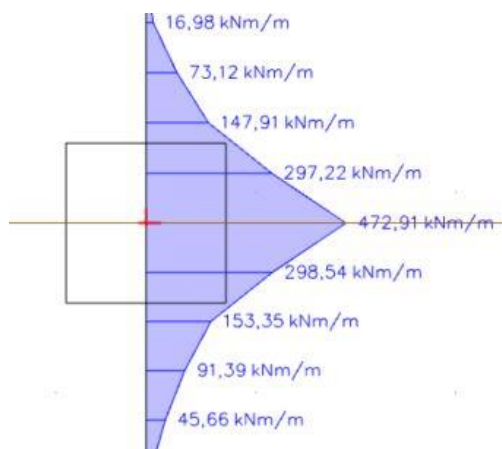
$$m_{xd-,red} = \frac{319,85 + 310,72}{2} = 315,28 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 159 - Maximální moment na desce při spodním povrchu pro směr X

Redukovaný moment $m_{yd-,red}$:

$$m_{yd-,red} = \frac{297,22 + 298,54}{2} = 297,88 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 160 - Maximální moment na desce při spodním povrchu pro směr Y

Pro posouzení šířky trhliny od zatížení bude uvažován moment $m_{xd,red} = 315,28 \text{ kNm/m}$.

GEOMETRIE

Floušťka stěny	$h =$	650	mm
Zatěžovací šířka stěny	$b =$	1000	mm
Plocha průřezu	$A =$	650000	mm ²
		22 885 416	
Moment setrvačnosti průřezu	$I =$	667	mm ⁴
Krycí vrstva	$c =$	40	mm

BETON

		25	/	30
Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	25	MPa	
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_c =$	1,5		
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} =$	16,67	MPa	
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,6	MPa	
Redukce pevnosti betonu v tahu		1,0		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff} =$	2,6	MPa	
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	31	GPa	

VÝZTUŽ

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	500	MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_s =$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	435	MPa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200	GPa

POMĚR MODULŮ PRUŽNOSTI BETONU A OCELI

$$\alpha_e = 6,45$$

MAXIMÁLNÍ POVOLENÁ ŠÍŘKA TRHLINY

$$w_{k,lim} = 0,200 \text{ mm}$$

NÁVRH VÝZTUŽE

Tažená výztuž:

Profil výztuže	$\varnothing_1 =$	22	mm
Vzdálenost prutů	$s_1 =$	110	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s1} =$	3456	mm ²
Účinná výška	$d_1 =$	577	mm

Tlačená výztuž:

Profil výztuže	$\varnothing_2 =$	22	mm
Vzdálenost prutů	$s_2 =$	110	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{s2} =$	3456	mm ²
Účinná výška	$d_2 =$	73	mm

ZATÍŽENÍ

Ohybový moment	$m_{ek} =$	315,28	kNm
----------------	------------	--------	-----

PRŮŘEZ BEZ TRHLIN

Plocha ideálního průřezu	$A_i =$	694590 mm ²
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od tlačného okraje	$x_i =$	325 mm
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	$I_i =$	25 717 082 084 mm ⁴
Tahové napětí v betonu	$\sigma_c =$	4,0 MPa

MOMENT NA VZNIKU TRHLIN	$m_{cr} =$	202,96 kNm
--------------------------------	------------	------------

KONTROLA VZNIKU TRHLIN

m_{ek}	?	m_{cr}
315,28	>	202,96
kNm		kNm
<u>TRHLINY</u>		<u>VZNIKAJÍ</u>

PRŮŘEZ S TRHLINOU

Vzdálenost těžiště průřezu s trhlinou od tlačného okraje	$x_{ir} =$	131 mm
Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou	$I_{ir} =$	5 259 203 490 mm ⁴
Napětí v tažené výztuži	$\sigma_s =$	172 MPa

VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení	$k_t =$	0,4
Výška tažené části betonu	$h_{c,eff} =$	173 mm
Účinná plocha taženého betonu	$A_{c,eff} =$	172 867 mm ²
Stupeň vyztužení v tažené části průřezu	$\rho_{p,eff} =$	0,020
Součinitele	$k_1 =$	0,8
	$k_2 =$	0,50 (ohyb)
	$k_3 =$	2,49
	$k_4 =$	0,425 ≤ 3,4
Maximální vzdálenost trhlin	$s_{r,max} =$	287 mm
Rozdíl poměrných přetvoření výztuže a betonu	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$	0,000572
Šířka trhliny	$w_k =$	0,164 mm

POSOUZENÍ TRHLINY

w_k	?	$w_{k,lim}$
[mm]		[mm]
0,164	<	0,200
		<u>VYHOVUJE</u>

Poznámka: Pro výpočet šířky trhliny od zatížení byla použita častá kombinace zatížení, jak uvádí německá směrnice.

14.3.3 VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY PŘI OMEZENÉM PŘETVOŘENÍ ZÁKLADOVÉ DESKY – VLIV TŘENÍ

GEOMETRIE

Tloušťka stěny	$h =$	0,65	m
Délka desky	$l_{0x} =$	37,2	m
Šířka desky	$l_{0y} =$	16,6	m
Krycí vrstva	$c =$	40	mm

BETON

		25	/	30
Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	25	MPa	
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_c =$	1,5		
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} =$	16,67	MPa	
Střední hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cm} =$	33	MPa	
Pevnost betonu v tahu	$f_{ctm} =$	2,6	MPa	
Redukce pevnosti betonu v tahu		0,5		
Pevnost betonu v tahu při vzniku trhlin	$f_{ct,eff} =$	1,3	MPa	
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	31	GPa	

VÝZTUŽ

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	500	MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_s =$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	435	MPa
Modul pružnosti oceli	$E_s =$	200	GPa

POMĚR MODULŮ PRUŽNOSTI OCELE A BETONU

$$\alpha_e = 6,45$$

MAXIMÁLNÍ POVOLENÁ ŠÍŘKA TRHLINY

$$w_{k,lim} = 0,200 \text{ mm}$$

VÝPOČET TAHOVÉ SÍLY PŘI VZNIKU TRHLIN

Průřezová plocha desky	$A_c =$	0,65	mm ²
Součinitel zohledňující nerovnoměrné rozdělení vnitřních sil	$k =$	1,0	
Součinitel zohledňující rozdělení napětí před vznikem trhliny	$k_c =$	1,0	
Tahová síla při vzniku trhlin	$F_{cr} = F_{ct,eff} =$	0,834	MN/m

VÝPOČET TAHOVÉ SÍLY ZÁKLADOVÉ DESKY

Součinitel tření (hlazený podkladní beton + 2 vrstvy PE fólie)	$\mu =$	1,00	
Součinitel spolehlivosti v MSP	$\gamma =$	1,00	
Užitné zatížení desky	$q =$	2,50	kN/m ²
Napětí v základové spáře - vlastní tíha + užitné zatížení	$\sigma_0 =$	18,75	kN/m ²

Tahová síla ve směru x	$F_{ct,dx} =$	0,698 MN/m
	$F_{ct,dx}$? F_{cr}
	0,698	< 0,834
	MN/m	MN/m

**TRHLINY
NEVZNIKAJÍ**

Tahová síla ve směru y	$F_{ct,dy} =$	0,311 MN/m
	$F_{ct,dy}$? F_{cr}
	0,311	< 0,834
	MN/m	MN/m

**TRHLINY
NEVZNIKAJÍ**

Vzhledem k poloze výtahových šachet nebylo možné uvažovat ve všech místech pokluz od středu a tím pádem při výpočtu tahové síly nebylo uvažováno $l_0/2$, ale l_0 . Velikost tahové síly byla spočtena vzorcem $F_{ct,dx(y)} = \gamma \mu \sigma_0 l_0$.

DIMENZOVÁNÍ BEZ OHLEDU NA ŠÍŘKU TRHLIN

Minimální plocha výztuže	$A_{sx,min} = F_{ct,dx} / f_{yd} =$	1604 mm ²
bez ohledu na šířku trhlín	$A_{sy,min} = F_{ct,dy} / f_{yd} =$	716 mm ²

NÁVRH VÝZTUŽE - jeden povrch

Výztuž ve směru X:

Profil výztuže	$\varnothing_x =$	22 mm
Vzdálenost prutů	$s_x =$	110 mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{sx} =$	3456 mm ²

Výztuž ve směru Y:

Profil výztuže	$\varnothing_y =$	22 mm
Vzdálenost prutů	$s_y =$	110 mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_{sy} =$	3456 mm ²

POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLINY

Účinná výška průřezu	$d_x =$	0,599 m
	$d_y =$	0,577 m

ÚČINNÁ PLOCHA TAŽENÉHO BETONU

$$A_{cx,eff} = 2,5(c + 0,5\varnothing_x) * b = 255\,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{cy,eff} = 2,5(c + \varnothing_x + 0,5\varnothing_y) * b = 365\,000 \text{ mm}^2$$

ÚČINNÝ STUPEŇ VYZTUŽENÍ

$$\rho_{x,eff} = A_{sx} / A_{cx,eff} = 0,0271$$

$$\rho_{y,eff} = A_{sy} / A_{cy,eff} = 0,0189$$

NAPĚTÍ VE VÝZTUŽI PŘI VZNIKU TRHLIN (při jednom povrchu)

$$\sigma_{sx} = F_{ctd,x} / (2 * A_{sx}) = 101 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sy} = F_{ctd,y} / (2 * A_{sy}) = 45 \text{ MPa}$$

VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY

Součinitele

$$k_1 = 0,8$$

$$k_2 = 1,0$$

$$k_3 = 2,49$$

$$k_4 = 0,425 \leq 3,4$$

Součinitel zohledňující dobu trvání zatížení

$$k_t = 0,4$$

Vzdálenost trhlin

$$s_{rx,max} = 375 \text{ mm}$$

$$s_{ry,max} = 494 \text{ mm}$$

Rozdíl poměrných přetvoření

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})x = 0,000393$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})y = 0,000135$$

Šířka trhliny ve směru x

$$w_{kx} = 0,148 \text{ mm}$$

$$w_{kx} [\text{mm}]$$

$$0,148$$

$$?$$

$$<$$

$$w_{klim} [\text{mm}]$$

$$0,200$$

VYHOVUJE

Šířka trhliny ve směru y

$$w_{ky} = 0,067 \text{ mm}$$

$$w_{ky} [\text{mm}]$$

$$0,067$$

$$?$$

$$<$$

$$w_{klim} [\text{mm}]$$

$$0,200$$

VYHOVUJE

Pevnost betonu v tahu je obtížné určit, jelikož závisí na mnoha faktorech. Byla uvažována přibližným odhadem hodnotou $f_{ct,eff} = 0,5 f_{ctm}$. [13] Rozměry základové desky jsou 74,4 x 16,6 m. Ve výpočtu byl rozměr uvažován jako rozměr jednoho pracovního úseku 16,6 x 37,2 m.

14.3.4 POROVNÁNÍ ŠÍŘEK TRHLIN

Šířky trhlin v základové desce vypočtené s ohledem na různé vlivy nevyhází s většími rozdíly, jako tomu bylo u stěny. Při výpočtu raných trhlin vychází největší šířka trhliny 0,185 mm, která vyhovuje maximální přípustné šířce trhliny 0,20 mm. Šířka trhliny od zatížení pro horní povrch vychází 0,122 mm a pro spodní povrch 0,164 mm. Šířka trhliny, která vzniká v důsledku tření, vychází pro podélný směr x 0,148 mm a pro směr příčný y 0,067 mm. Rozdíl v šířce trhliny ve směru x a y je dán rozměrem desky, jelikož ve směru podélném x je zhruba 2x větší než ve směru příčném y.

14.3.5 KONTROLA OHYBOVÉ VÝZTUŽE PRO MSU

V kapitole 14.3.1 byl vypočten základní rastr výztuže s ohledem na rané trhliny. Nyní bude určena ohybová únosnost základního rastru výztuže a následně bude posouzeno, zda základní rastr vyhoví ve všech místech základové desky, či bude nutné navrhovat příložky.

Použité vzorce:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

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

$$z = d - 0,4 \cdot x$$

$$m_{rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z$$

GEOMETRIE

Tloušťka stěny	h =	650	mm
Zatěžovací šířka	b =	1000	mm
Krycí vrstva	c =	40	mm

BETON

	25	/	30
Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	25	MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_c =$	1,5	
Návrhová hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cd} =$	16,67	MPa

VÝZTUŽ

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	500	MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_s =$	1,15	
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	435	MPa

Ohybová únosnost - výztuž blíže k povrchu :

NÁVRH VÝZTUŽE

Základní rastr:

Profil výztuže	$\emptyset =$	22	mm
Vzdálenost prutů	s =	110	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_s =$	3456	mm ²
Účinná výška	d =	599	mm

ÚNOSNOST PRŮŘEZU

Výška tlačené oblasti	x =	112,7	mm
rameno sil	z =	553,9	mm
moment únosnosti	$M_{rd} =$	832,27	kNm/m

Ohybová únosnost – výztuž dál od povrchu:

NÁVRH VÝZTUŽE

Základní rastr:

Profil výztuže	$\emptyset =$	22	mm
Vzdálenost prutů	$s =$	110	mm
Plocha výztuže na metr běžný	$A_s =$	3456	mm ²
Účinná výška	$d =$	577	mm

ÚNOSNOST PRŮŘEZU

Výška tlačené oblasti	$x =$	112,7	mm
rameno sil	$z =$	531,9	mm
moment únosnosti	$M_{rd} =$	799,22	kNm/m

Dále bude posuzováno na menší z momentů únosnosti, kterým je moment únosnosti pro výztuž dál od povrchu, moment $m_{rd} = 799,22$ kNm/m, čímž bude zajištěno, že při případné záměně výztuže horního a spodního povrchu bude průřez stále vyhovující.

SMĚR X, HORNÍ POVRCH

Maximální moment ve směru X při horním povrchu pro návrhovou kombinaci zatížení:

$$m_{xd+,max} = 379,66 \text{ kNm/m}$$

$$m_{xd+,max} \leq m_{rd}$$

$$379,66 \text{ kNm/m} \leq 799,22 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{ZÁKLADNÍ RASTR VYHOVUJE}$$

SMĚR Y, HORNÍ POVRCH

Maximální moment ve směru Y při horním povrchu pro návrhovou kombinaci zatížení:

$$m_{yd+,max} = 285,46 \text{ kNm/m}$$

$$m_{yd+,max} \leq m_{rd}$$

$$285,46 \text{ kNm/m} \leq 799,22 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{ZÁKLADNÍ RASTR VYHOVUJE}$$

SMĚR X, SPODNÍ POVRCH

Maximální moment ve směru X při horním povrchu pro návrhovou kombinaci zatížení:

$$m_{xd-,max} = 732,43 \text{ kNm/m}$$

$$m_{xd-,max} \leq m_{rd}$$

$$732,43 \text{ kNm/m} \leq 799,22 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{ZÁKLADNÍ RASTR VYHOVUJE}$$

Přestože byl maximální moment v podpoře převzat z programu a nebyla redukována jeho velikost k líci podpory, i tak je základní rast výztuže schopen přenést toto ohybové namáhání.

SMĚR Y, SPODNÍ POVRCH

Maximální moment ve směru Y při horním povrchu pro návrhovou kombinaci zatížení:

$$m_{yd-,max} = 717,55 \text{ kNm/m}$$

$$m_{yd-,max} \leq m_{rd}$$

$$717,55 \text{ kNm/m} \leq 799,22 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{ZÁKLADNÍ RASTR VYHOVUJE}$$

Přestože byl maximální moment v podpoře převzat z programu a nebyla redukována jeho velikost k líci podpory, i tak je základní rast výztuže schopen přenést toto ohybové namáhání.

14.4 SPLNĚNÍ KONSTRUKČNÍCH ZÁSAD

VÝZTUŽ PŘI OBOU POVRŠÍCH:

Navržená výztuž $\varnothing 22$ á 110 mm, $A_{s,prov} = 3456 \text{ mm}^2 \rightarrow$ pro jeden povrch

$$d = 600 \text{ mm}$$

Minimální plocha výztuže $A_{s,min}$

$$A_{s,min} = \max \left[0,26 * \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) * b * d; 0,0013 * b * d \right] = \max \left[0,26 * \left(\frac{2,6}{500} \right) * 1000 * 600; 0,0013 * 1000 * 600 \right] = \max(811; 780) = 811 \text{ mm}^2$$

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

$$905 \text{ mm}^2 \leq 6912 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Maximální plocha výztuže $A_{s,max}$

$$A_{s,vmax} = 0,04 * A_c = 0,04 * (650 * 1000) = 260 \text{ 000 mm}^2$$

$$A_{s,prov} \leq A_{s,vmax}$$

$$6912 \text{ mm}^2 \leq 260 \text{ 000 mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Maximální vzdálenost výztuže

$$s_{max} = \min(2h; 300 \text{ mm}) = \min(2 * 650; 300 \text{ mm}) = \min(1300 \text{ mm}; 300 \text{ mm}) = 300 \text{ mm}$$

$$s \leq s_{max}$$

$$110 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Minimální světlá vzdálenost výztuže

$$s_{st} = \max(1,2 * \varnothing_{max}; d_g + 5; 20 \text{ mm}) = \max(1,2 * 20; 16 + 5; 20) = \max(24; 21; 20) = 24 \text{ mm}$$

$$s \geq s_{st}$$

$$110 \text{ mm} \geq 24 \text{ mm}$$

14.5 POSOUZENÍ PROTLAČENÍ ZÁKLADOVÉ DESKY

Posouzení pro sloupy pod horní stavbou:

$$a = 400 \text{ mm (rozměr sloupu)}$$

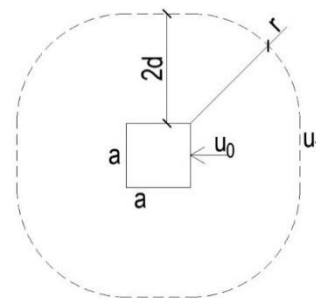
$$h = 650 \text{ mm}$$

$$d = h - c - 3 * \frac{\emptyset}{2} = 650 - 40 - 3 * \frac{20}{2} = 580 \text{ mm}$$

$$r = 2 * d = 2 * 580 = 1160 \text{ mm}$$

$$u_0 = 4 * a = 4 * 400 = 1600 \text{ mm}$$

$$u_1 = 4 * a + 2 * \pi * r = 4 * 400 + 2 * \pi * 1160 = 8888 \text{ mm}$$



Obrázek 161 - Vyznačení kontrolovaných obvodů

Únosnost tlačené diagonály

$$v_{ed} = \frac{\beta V_{ed}}{u_0 * d} \leq v_{rd,max} = 0,4 * v * f_{cd}$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$\beta = 1,15$... vnitřní sloup

$V_{ed} = N_{5F,model III} = 2734,74 \text{ kN}$... uvažována maximální normálová síla na sloupu 5F

$$\frac{\beta V_{ed}}{u_0 * d} \leq 0,4 * v * f_{cd}$$

$$\frac{1,15 * 2,73474}{1,6 * 0,580} \leq 0,4 * 0,54 * 16,67$$

$$3,38 \text{ MPa} \leq 3,60 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Nutnost výztuže na protlačení

Při posouzení protlačení základové desky se hledá nejnepříznivější sklon trhliny. Ten je dán polohou kontrolovaného obvodu $u(r)$, pro který platí $0,5d \leq r \leq 2d$. Pro každý z těchto kontrolovaných obvodů se vypočte redukovaná síla, která působí uvnitř uvažovaného kontrolovaného obvodu a následně působící napětí, které bude porovnáno s únosností desky v protlačení bez smykové výztuže.

$$u(r) = 2 * \pi * r + 4 * a$$

$$A(r) = \pi * r^2 + a * a + 2 * r * (a + a)$$

$$V_{ed,red}(r) = V_{ed} - \Delta V_{ed}$$

$$\Delta V_{ed} = \sigma * A(r)$$

Napětí pod sloupem 5F, které je uvažováno při redukci síly vyvolávající protlačení základové desky, bylo vzato z modelu I

$$\sigma = 0,1 \text{ MPa}$$

$$v_{ed}(r) = \frac{V_{ed,red}}{u(r)*d}$$

$$v_{rd,c} = c_{rdc} * k * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{ck}} * \frac{2*d}{r} \geq v_{min} \frac{2d}{r}$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{1/2}$$

$$c_{rdc} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{580}} = 1,6 \leq 2,0$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{2*A_{s,prov}}{h*b} = \frac{2*3456}{650*1000} = 0,01$$

$$v_{ed}(r) \leq v_{rd,c}$$

r	u(r)	A(r)	ΔV_{ed}	V _{ed,red} (r)	v _{ed} (r)	v _{Rd,c} (r)	v _{min} *2*d/r	
[m]	[m]	[m ²]	[MN]	[MN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
0,5*d=	0,290	3,422	0,888	0,089	2,646	1,333	2,228	1,400
0,66*d=	0,383	4,005	1,233	0,123	2,611	1,124	1,688	1,060
0,75*d=	0,435	4,333	1,450	0,145	2,590	1,030	1,485	0,933
1,00*d=	0,580	5,244	2,145	0,214	2,520	0,829	1,114	0,700
1,25*d=	0,725	6,155	2,971	0,297	2,438	0,683	0,891	0,560
1,50*d=	0,870	7,066	3,930	0,393	2,342	0,571	0,743	0,467
1,75*d=	1,015	7,977	5,021	0,502	2,233	0,483	0,636	0,400
2*d=	1,160	8,888	6,243	0,624	2,110	0,409	0,557	0,350

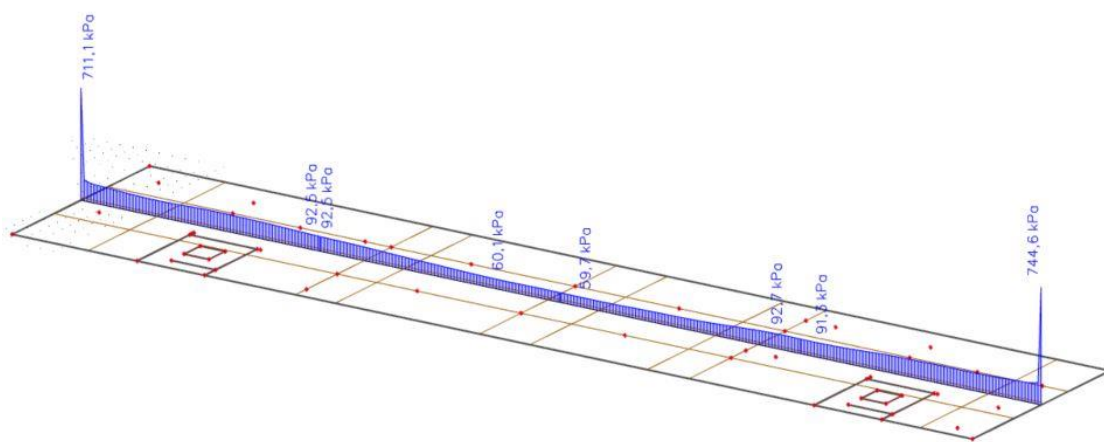
v_{ed}(r) < v_{Rd,c}(r)
PRO VŠECHNY PŘÍPADY VYHOVUJE, NENÍ TŘEBA VÝZTUŽ
NA PROTLAČENÍ

15 POROVNÁNÍ TUHOSTÍ DESEK RŮZNÝCH TLOUŠŤEK

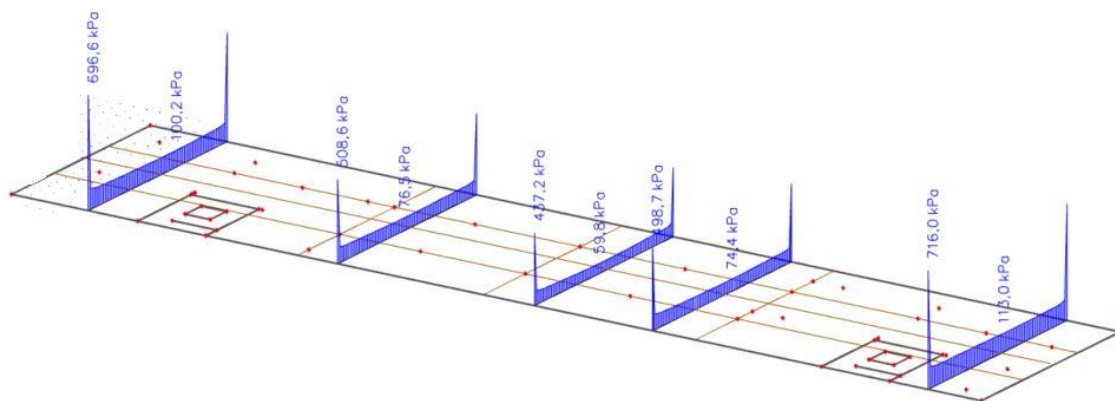
Pomocí modelu I byl vyhodnocen průběh kontaktního napětí základové desky o navržené tloušťce 650 mm. Napětí bylo zkoumáno i v případě, kdy by základová deska měla tloušťku menší, 300 mm.

Průběh kontaktního napětí pro desku tloušťky 650 mm:

Průběh napětí mezi sloupy:

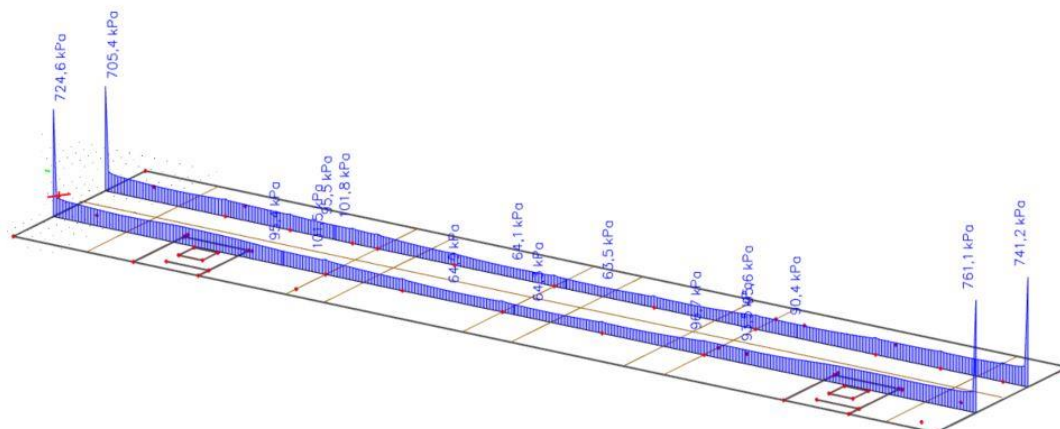


Obrázek 162 - Průběh napětí mezi sloupy, směr X

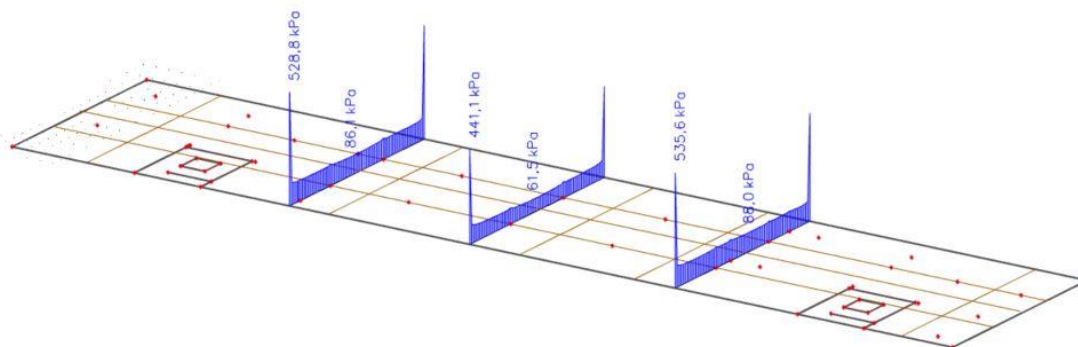


Obrázek 163- Průběh napětí mezi sloupy, směr Y

Průběh napětí pod sloupy:



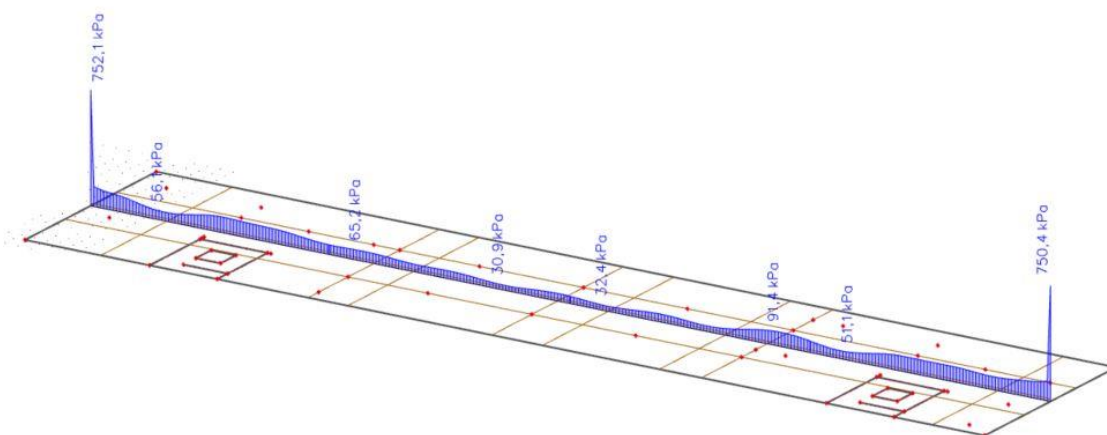
Obrázek 164 - Průběh napětí pod sloupy, směr X



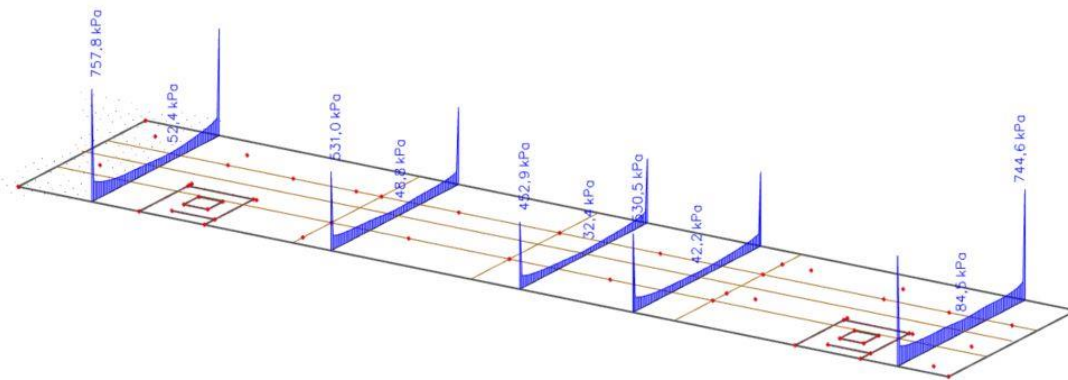
Obrázek 165 - Průběh napětí pod sloupy, směr Y

Průběh napětí pro základovou desku tloušťky 300 mm:

Průměr napětí mezi sloupy:

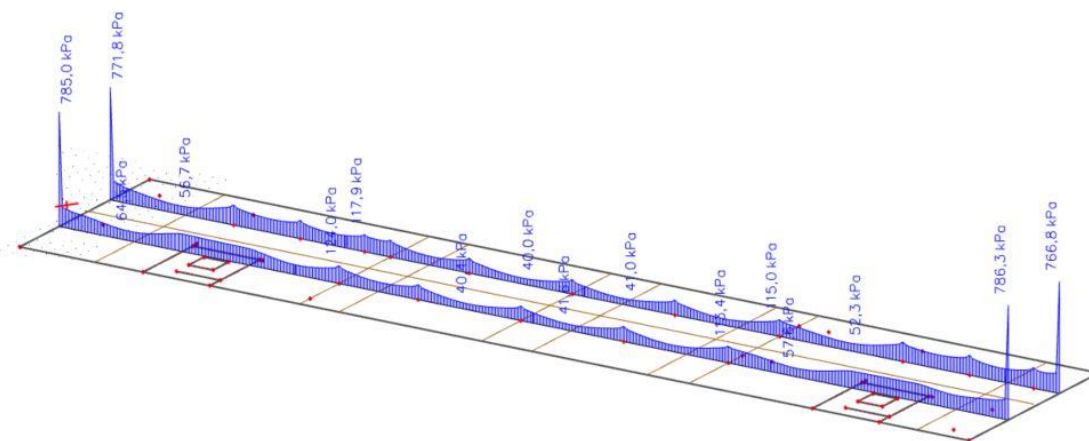


Obrázek 166 - Průběh napětí mimo sloupy, směr X, deska 300 mm

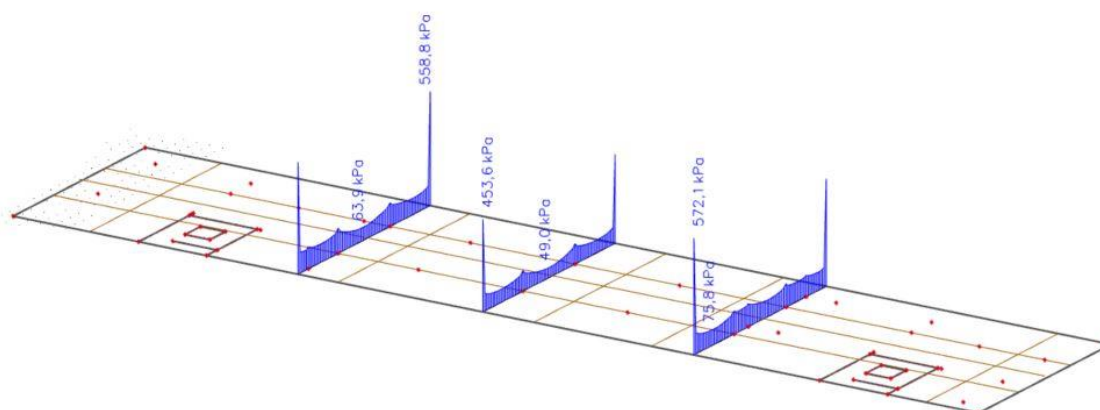


Obrázek 167 - Průběh napětí mimo sloupy, směr Y, deska 300 mm

Průběh napětí pod sloupy:



Obrázek 168 - Průběh napětí pod sloupy, směr X, deska 300 mm

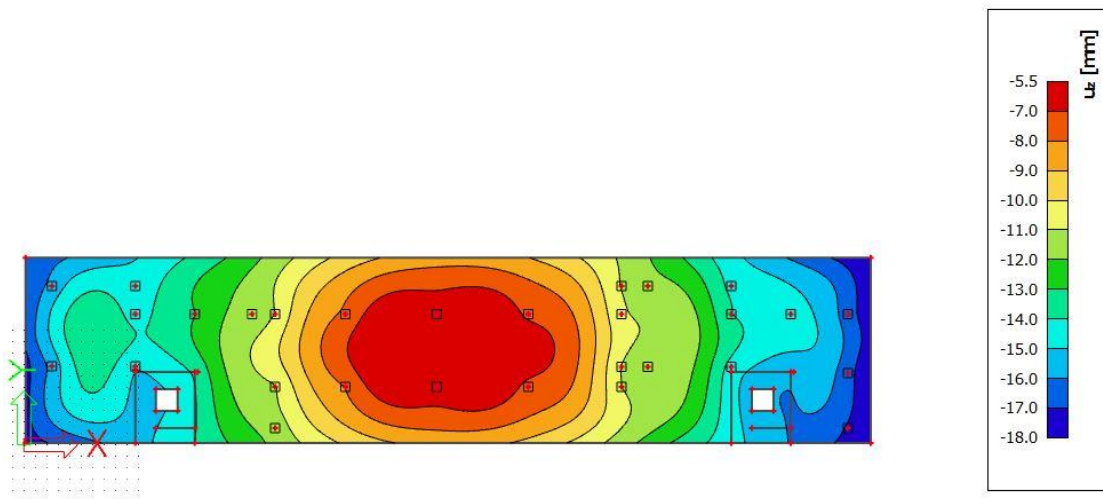


Obrázek 169 - Průběh napětí pod sloupy, směr Y, deska 300 mm

Napětí v desce tloušťky 650 mm je rovnoměrnější, než v desce tloušťky 300 mm, což je způsobeno větší tuhostí desky 650 mm. Větší tuhostí desky bude také dosaženo rovnoměrnějšího sedání celé desky, která je uprostřed výrazně méně zatížená než na krajích.

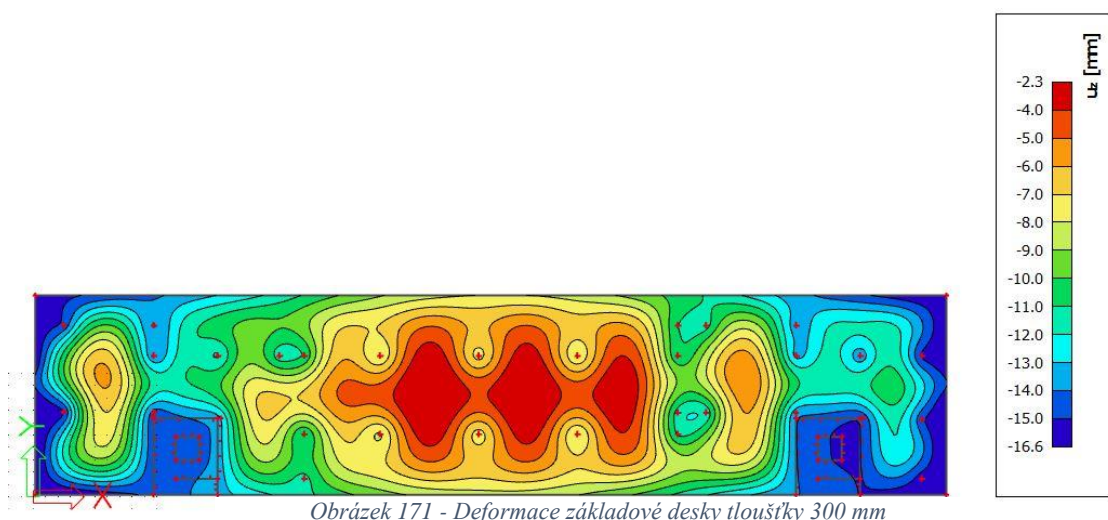
16 DEFORMACE ZÁKLADOVÉ DESKY

Únosnost zeminy je v daných podmínkách dostačující. Kontrolována bude deformace základové desky navržené tloušťky 650 mm.



Obrázek 170 - Deformace základové desky

Rozdílná deformace prostřední části a částí krajních je dáno větším zatížením krajních částí horní stavbou. Rozdíl deformace 12,5 mm základové desky rozměrů přes 70 m je přípustný. K rovnoměrnější deformaci základové desky přispěla také tuhost desky. Pro porovnání byla vypočtena deformace základové desky tloušťky 300 mm, která koresponduje s průběhem napětí a deska se tak deformuje méně rovnoměrně.



Obrázek 171 - Deformace základové desky tloušťky 300 mm

17 TLAK VODY

Hladina podzemní vody je v úrovni 2,5 m pod terénem. Na konstrukci působí tlak vody zhruba 1,995 m (základová spára je v hloubce 4,495 m pod terénem). Voda bude po dobu výstavby odčerpávána, dokud nebude vystavěna deska 1NP. Porovnán tak bude vztlak vody s přitížením ze základové desky a desky 1NP. Tím se ověří, zda by nedošlo k nadzvedávání konstrukce tlakem vody.

Tlak vody:

Základová spára: 4,495 m pod úrovní terénu

Vodní sloupec: $h_v = 1,995$ m

Objemová hmotnost vody: $\rho_v = 1000$ kg/m³

Gravitační zrychlení: $g = 10$ m/s²

Tlak vody: $p_v = h_v * \rho_v * g = 1,995 * 1000 * 10 = 19\,950$ N/m² = 19,95 kN/m²

Zatížení od základové desky a desky 1NP:

Tloušťka desky 1NP: $h_{d1NP} = 250$ mm

Tloušťka desky základové: $h_{d1PP} = 650$ mm

Objemová hmotnost betonu: $\rho_b = 2500$ kg/m³

Bezpečnostní součinitel zatížení: $\gamma = 0,9$ (uvažuji stav s minimem zatížení)

Zatížení od desek : $p_d = (h_{d1NP} + h_{d1PP}) * \rho_b * g * \gamma = (0,25 + 0,65) * 2500 * 10 * 0,9 = 20\,250$ N/m² = 20,25 kN/m²

$p_v \leq p_d$

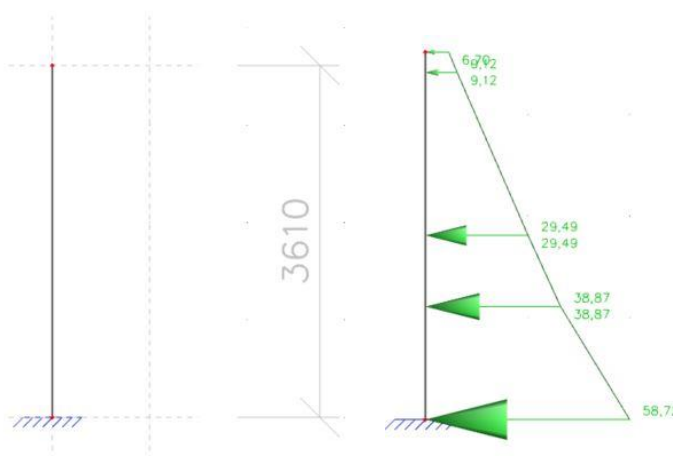
$19,95$ kN/m² \leq $20,25$ kN/m² \rightarrow VYHOVUJE, konstrukce nebude tlakem vody nadzvedána

18 ŘEŠENÍ VJEZDU DO GARÁŽÍ 1PP

Vjezd do garáží bude navržen jako vodonepropustná betonová konstrukce (beton C25/30) minimálně až do výšky, kam sahá hladina podzemní vody (hloubka 2,5 m). Tloušťka stěn a desky je určena s ohledem na minimální tloušťku prvku podle rakouské směrnice, která vychází nejpřísnější, tedy 300 mm. Ve stěnách budou vylamovací lišty, na kterých bude uložena betonová rampa, jejíž rozměry v diplomové práci již nebudou navrhovány a posuzovány. Konstrukci vjezdu bude nutné oddílatovat od konstrukce bílé vany, vzhledem k různým zatížením konstrukcí a jejich odlišným deformacím.

Minimální plocha výztuže stěny a desky je určena vzhledem k potřebné výztuži pro omezení šířky raných trhliny hodnotou 0,2 mm. Pro tloušťku prvku 300 mm je to výztuž $\text{Ø}14$ á 100 mm, $A_{s,\text{prov}} = 1539 \text{ mm}^2$ (viz. kapitola 13.3.1 Výpočet raných trhlin). Zkontrolována bude šířka trhliny způsobená zatížením stěny a následně bude ověřena únosnost výztuže ve stěně. V programu Scia Engineer bude vytvořen zjednodušený 2D model konstrukce pro vypočtená vnitřních sil. Posouzení šířky trhlin od zatížení, či vlivem tření, u základové desky již nebude v diplomové práci provedeno.

Model konstrukce a schéma zatížení:

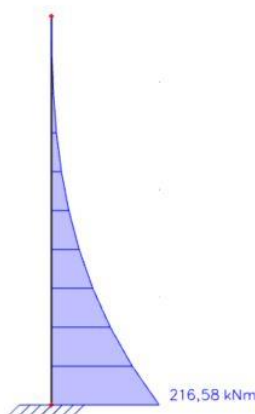


Obrázek 172 - Statické schéma a schéma zatížení

Návrhová kombinace zatížení:

Stejně jako tomu bylo při návrhu stěn bílé vany, bude dílčí součinitel zatížení od vlastní tíhy 0,9 a dílčí součinitel pro zatížení zeminou 1,5.

Ohybový moment [kNm]

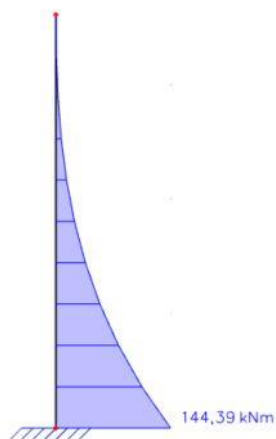


Obrázek 173 – Návrhová kombinace zatížení - ohybový moment

Častá kombinace zatížení:

Dílčí součinitele jsou uvažovány hodnotou 1,0, stejně jako tomu bylo při návrhu bílé vany.

Ohybový moment [kNm]



Obrázek 174 - Častá kombinace zatížení - ohybový moment

Výpočet šířky trhliny od zatížení:

Posouzení šířky trhliny je provedeno pro častou kombinaci zatížení. Navržená výztuž Ø14 á 100 mm je nedostatečná a byla tak navržena výztuž Ø18 á 100 mm, při které šířka trhliny vychází 0,206 mm. Maximální přípustná šířka trhliny je 0,2 mm. Trhlinu lze brát za vyhovující, vzhledem k tomu, že do výpočtu vstupuje více faktorů, které nelze zcela přesně určit a odchylka se pohybuje v řádech tisícínách milimetru.

Výpočet byl proveden v MS Excel obdobným způsobem, jako tomu bylo při návrhu stěn a základové desky bílé vany.

Únosnost výztuže:

Ø18 á 100 mm, $A_{s, prov} = 2545 \text{ mm}^2$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{2545 \cdot 435}{0,8 \cdot 1 \cdot 16,67 \cdot 10^6} = 0,083 \text{ m}$$

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 300 - 40 - \frac{18}{2} = 251 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4 \cdot x = 251 - 0,4 \cdot 83 = 217,8 \text{ mm}$$

$$M_{rd,x} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 2545 \cdot 435 \cdot 0,2178 = 241\,120 \frac{\text{Nm}}{\text{m}} = 241,12 \text{ kNm/m}$$

$$M_{rd,x} \geq M_{ed,x,max}$$

$$241,12 \text{ kNm/m} \geq 216,58 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

\rightarrow VÝZTUŽ Ø18 á 100 mm, $A_{s, prov} = 2545 \text{ mm}^2$ VYHOVUJE

19 ZÁVĚR

V rámci diplomové práce byl předběžně navržen bytový dům včetně podzemního podlaží, které propojuje vždy dva bytové domy a slouží především jako garáže. Spodní stavba byla navržena jako bílá vana a podrobně posouzena.

Při návrhu konstrukce bílé vany, která je vodonepropustnou betonovou konstrukcí, byla rozhodující šířka trhliny, která byla určena nejprve podle ČSN EN 1992-1-1 bez ohledu na vodonepropustnost, a proto byla přípustná šířka trhliny podle této normy větší než u směrnic zabývajících se přímo bílou vanou a to 0,3 mm. Podle normy ČSN EN 1992-3 pro nádrže na kapaliny a zásobníky byla maximální šířka trhliny 0,194 mm. Tato norma je zde uváděná pro porovnání s ostatními přístupy, jelikož je pro konstrukci bílých van příliš přísná. Dále byly využity rakouská a německá směrnice, které se zabývají bílými vanami. Podle rakouské směrnice byla určena maximální šířka trhliny 0,3 mm a také minimální tloušťka konstrukce 300 mm. Podle německé směrnice byla stanovena maximální šířka trhliny 0,2 mm a minimální tloušťka stěny bílé vany 240 mm a základové desky 250 mm. Bílá vana byla navrhována na přísnější hodnotu přípustné šířky trhliny 0,2 mm podle německé směrnice a minimální tloušťka konstrukce byla uvažována, s ohledem na v tomto ohledu přísnější rakouskou směrnici, 300 mm.

Rozhodujícím parametrem při návrhu složení betonu je především průsak tlakovou vodou. Ten je dán šířkou trhlín, pro které jsou rozhodující vynucená namáhání, smršťování, které je ovlivněno změnou teploty prvku. Na maximální teplotu v konstrukci má vliv teplota čerstvého betonu, teplota prostředí, geometrie konstrukce a vývoj hydratačního tepla. Vývoj hydratačního tepla lze ovlivnit množstvím a typem cementu [15]. Vliv typu cementu na hydratačního tepla je popsán například v článku Technologie betonu pro vodonepropustné konstrukce – bílé vany [15]. Zkoumán je vzrůst teploty betonu pro betony stejné třídy C40/45 se stejným množstvím cementu, ale jiným typem cementu CEM I a CEM III/B. Pro beton CEM III/B byl vypořizován menší nárůst teploty, což je příznivější z hlediska vzniku trhlín. Na základě těchto poznatků byl navržen cement CEM III/B 32,5 N. Třída betonu pro bílé vany by měla být minimálně C20/25 [7]. V návrhu byla zvolena C25/30. Požadován bude velmi pomalý nárůst pevnosti betonu (pevnostní součinitel pod 0,15 – viz. ČSN EN 206 + A1 – Tabulka 16), čímž se také sníží rychlost nárůstu teploty.

Stěny bílé vany byly navrženy tloušťky 300 mm s výztuží Ø14 á 100 mm. Předpokládalo se, že o návrhu výztuže budou rozhodovat vynucená namáhání, což se potvrdilo. Nejprve byla vodorovná výztuž stěny navržena na rané trhliny. Tím byl určen základní rastr výztuže Ø14 á 100 mm. Poté byla kontrolována šířka trhliny způsobená zatížením, která se základním rastrem výztuže vycházela 0,044 mm. Pro porovnání byla vypočtena šířka trhliny podle normy ČSN EN 1992-3 pro nádrže na kapaliny a zásobníky, která vycházela pro vetknutí podél jedné strany 0,051 mm a pro vetknutí na koncích stěny 0,094 mm. Největší vliv na šířku trhliny mělo hydratační teplo, pro které byla vypočtena šířka trhliny 0,191 mm.

Svislá výztuž stěny bílé vany byla navržena s ohledem na rané trhliny Ø14 á 100 mm a byla kontrolována šířka trhliny od zatížení, která vycházela 0,121 mm. Vliv

zatížení, respektive ohybového momentu, je v tomto směru větší oproti vodorovnému směru, nikoliv však rozhodující.

Kontrolována byla momentová únosnost stěn, která vycházela s velkou rezervou, a tím se potvrdilo, že o návrhu nerozhoduje mezní stav únosnosti, ale mezní stav šířky trhlin.

Základová deska byla navržena tloušťky 650 mm s ohledem na tuhost desky, její deformaci, rovnoměrnost sedání a z hlediska protlačení kvůli únosnosti tlakové diagonály. Výztuž desky byla navržena $\text{Ø}22 \text{ á } 110$ mm s ohledem na rané trhliny v obou směrech, při obou površích. Výztuž na protlačení nebylo třeba navrhovat.

Vypočtena byla šířka trhliny od zatížení při horním a spodním povrchu, vždy pro výztuž dál od povrchu na větší moment z obou směrů. Šířka trhliny při horním povrchu vycházela 0,122 a při spodním povrchu 0,164 mm. Jsou to hodnoty, které již nejsou tak malé, jako tomu bylo u stěny. Důvodem je mnohem větší zatížení, které na základovou desku působí. Šířka trhliny, která vzniká v důsledku tření, vychází pro podélný směr 0,148 a pro příčný směr 0,067 mm. Rozměr podélný, je zhruba 2x větší než rozměr příčný, což se projevilo i v šířce vzniklé trhliny. V porovnání se šířkou trhliny od zatížení je trhlina v podélném směru srovnatelná.

Dále byla kontrolována ohybová únosnost základové desky, která vycházela opět s rezervou, ovšem ne tak velkou jako tomu bylo u stěn. Kontrolováno bylo protlačení základové desky, únosnost tlacené diagonály, která vycházela dostačující a výztuž na protlačení nebylo třeba navrhovat.

Dalšími podmínkami pro správné fungování bílé vany je vhodné řešení dilatačních a pracovních spár. Dilatační spáry nejsou v rámci samotné bílé vany navrhovány vzhledem k rozměrům konstrukce, nepřiliš odlišné deformaci jednotlivých částí (pod a mimo horní stavbou). Pro pracovní spáry jsou navrženy těsnící pásy pro pracovní spáry Sika a Tricosal. Dilatační spára je navržena pro navazující konstrukci vjezdu do podzemních garáží, pro které je navržen těsnící pás Sika pro dilatační spáry.

20 LITERATURA

- [1] ČSN 731201 – *Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví 2010. 64s.
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004. 44s.
- [3] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí. Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, 2005. 52s.
- [4] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí. Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, 2007. 124s.
- [5] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut 2006. 210 s.
- [6] ČSN EN 1992-3 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-3: Nádrže na kapaliny a zásobníky*. Praha: Český normalizační institut 2007. 24 s.
- [7] Kolektiv. *Bílé vany - Vodonepropustné betonové konstrukce – Sborník přednášek, příkladů a prezentací ke školení (duben 2007)*. Praha: ČBS Servis, s.r.o. 2007. 202s.
- [8] Kolektiv autorů Rakouské společnosti pro beton a stavební technologie. *Bílé vany - Vodotěsné betonové konstrukce – Technická pravidla ČBS 02*. Praha: ČBS Servis, s.r.o. 2006. 76s.
- [9] Pracovní skupina ČBS. *Vodonepropustné betonové konstrukce – Překlad německé směrnice a komentáře – Technická pravidla ČBS 04*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI. 2015. 70s.
- [10] Kohoutková, Alena. Procházka, Jaroslav. Vašková, Jitka. *Navrhování železobetonových konstrukcí – příklady a postupy*. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2016, 256s.
- [11] Město Dobruška – Projekty města - Bytové domy v ulici Mírová II, dostupné na: <https://www.mestodobruska.cz/mesto/projekty-mesta/pripravovane-projekty/bytove-domy-v-ulici-mirova-ii/>
- [12] Studijní materiály, zatížení větrem, dostupné na: <https://www.fce.vutbr.cz/BZK/svarickova.i/pdf/BL05/zat%C3%AD%C5%BEen%C3%AD%20v%C4%9Btrem.pdf>
- [13] Šmejkal, Jiří. Procházka, Jaroslav. *Výpočet šířky trhliny*. Beton TKS 6/2014, dostupné na: https://www.betontks.cz/sites/default/files/2014-6-68_0.pdf
- [14] Hanzlová, Hana. *Základové konstrukce*, Přednáška k předmětu 133BZA2, dostupné na: http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/133bk1/WEB/BZ2A_ZAKLADY_web.pdf

- [15] Coufal, Robert, Vitek, Jan L., Chmelíková, Kristýna. *Technologie betonu pro vodonepropustné konstrukce – bílé vany*. Beton TKS 2/2015, dostupné na: https://www.betontks.cz/sites/default/files/2015-2-12_0.pdf
- [16] *Těsnicí pásy Sika® a Tricosal® pro těsnění dilatačních a pracovních spár*, informační brožura
- [17] Schejbal, Richard, *Navrhování na mezní stavy nepropustnosti a trhlin*, prezentace ke školení Vodonepropustné a vodotěsné konstrukce, 2018, Betonconsult, s.r.o.

21 SEZNAM PŘÍLOH

- Technická zpráva – statická část
- Teoretická část
- Výkres č. 1 – Schematický výkres tvaru desky 1NP 1:100
- Výkres č. 2 – Schématický výkres tvaru desky 2NP 1:100
- Výkres č. 3 – Schématický výkres tvaru desky 3NP 1:100
- Výkres č. 4 – Schématický výkres tvaru desky 4NP 1:100
- Výkres č. 5 – Schématický výkres tvaru střešní desky 1:100
- Výkres č. 6 – Výkres tvaru vybrané části desky 1PP (téměř prováděcí) 1:50
- Výkres č. 7 – Výkres výztuže základové desky – spodní výztuž 1:100
- Výkres č. 8 – Výkres výztuže základové desky – horní výztuž 1:100
- Výkres č. 9 – Výkres výztuže stěn bílé vany 1:100

- Stavební část:
 - Technická zpráva ke stavební části
 - Výkres č.1 – Podlahy – skladba 1:10
 - Výkres č.2 – Obvodový plášť – skladba 1:10
 - Výkres č.3 – Plochá střecha, střecha nad garáží – skladba 1:10
 - Výkres č.4 – Půdorys 1.NP 1:50
 - Výkres č.5 – Půdorys 1.PP 1:100
 - Výkres č.6 – Řez AA' 1:50
 - Výkres č.7 – Detaily 1:10
 - Výkres č.8 – Základy 1:100

- Geotechnická část:
 - Geotechnický návrh pažící konstrukce pro zajištění stavební jámy