

Diplomová práce



České
vysoké
učení technické
v Praze

F1

Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí

Analýza vybraných nosných prvků bytového objektu

Gleb Lukovnikov

Program: Stavební inženýrství

Obor: Konstrukce pozemních staveb

2017

Vedoucí práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Tháškova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Bc. Lukovnikov	Jméno: Gleb	Osobní číslo: 396513
Zadávací katedra: betonových a zděných konstrukcí		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Analýza vybraných nosných prvků bytového objektu</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Load-bearing members analysis of residential building</u>	
Pokyny pro vypracování: Předběžný návrh nosných prvků objektu. Podrobný návrh vybraných prvků překonzolované části objektu. Výkresy tvaru. Výkresy výztuže vybraných prvků.	
Seznam doporučené literatury: doporučená literatura pro studenty bakalářského a magisterského studia	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>Ing. Hana Hanzlová, CSc.</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>6.10.2016</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>8.1.2017</u>
<i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>	
<input type="text"/>	<input type="text"/>
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“.

<u>6. 10. 2016</u>	<input type="text"/>
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

STRUKČNÍ SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: _____

Název diplomové práce: _____

Základní část: STATICKÁ - BETON podíl: 80 %

Formulace úkolů: návrh nosného systému celého objektu. Předb. návrh vodotěsnosti a svídných prvků. Podrobný návrh detailů ZNP v rámci vykonstruované části. Schéma výkupu trávy žebatkových nosníků výšes výšes z jedné části detailů schéma schéma schéma návrh návrh ke statické části:

Podpis vedoucího DP:.....

Datum:.....6.10.2016

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

2. Část: KPS podíl: 20 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. A. Lounková - ČS.

Formulace úkolů: Výšesová dokumentace - 1x pod typ NP + výšes pod 1 NP, svídný řez schodištěm 1:50
Schéma výšes + sv. kci s posouzením TETE

Podpis konzultanta:.....

Datum:.....3.11.2016

3. Část: _____ podíl: _____ %

Konzultant (jméno, katedra): _____

Formulace úkolů: _____

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)

Poděkování / Prohlášení

Na tomto místě bych rád poděkoval vedoucí mé práce Ing. Haně Hanzlové, CSc, za odborné vedení a cenné rady, bez které by tato práce nemohla vzniknout. Dále bych chtěl poděkovat svým rodičům za podporu nejen ve studiu a také Jakubovi Černému za výtečnou technickou podporu.

Práci bych chtěl věnovat památce mého otce Alexandra Lukovnikova, který zemřel při tragické autonehodě.

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracoval samostatně pod vedením Ing. Hany Hanzlové, CSc., a že jsem uvedl veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

.....
Gleb Lukovnikov

V Praze, 8. ledna, 2017

I declare that I worked out the presented thesis independently under the tutelage of Ing. Hana Hanzlová, CSc and I quoted all used sources of information in accord with Methodical instructions about ethical principles for writing academic thesis.

.....
Gleb Lukovnikov

In Prague, 8th January 2017

Abstrakt / Abstract

Tématem této práce je statická část návrhu polyfunkčního bytového domu Ostravská brána. Cílem práce je předběžný návrh nosných prvků objektu, podrobný návrh stropní desky v okolí vykonzolované části objektu jednoho podlaží, vytvoření schémat výkresů tvarů a výkresů výztuže části zkoumané desky.

Klíčová slova: Železobetonová konstrukce; návrh stropní desky; předběžný statický návrh; výkres tvaru; výkres výztuže desky.

The theme of this work is a static part of the design of multifunctional residential building Ostravská brána. The aim of the work is preliminary design of structural elements of the building, detailed design of the slab around consoled part of the building in one floor, create schematics drawings of shapes and reinforcement drawings of the test board.

Keywords: Reinforced concrete structure; design slab; preliminary structural design; drawing shape; reinforcement drawing.

Title translation: Load-bearing members analysis of residential building

Obsah /

1 Úvod	1		
1.1 Schémata půdorysů jednotlivých pater z architektonické studie.	2		
1.2 Upravená schémata půdorysů jednotlivých pater	6		
2 Statický výpočet	10		
2.1 Materiálové charakteristiky	10		
2.2 Krytí výztuže desek	10		
2.2.1 Výpočet krycí vrstvy vnitřních desek	10		
2.2.2 Výpočet krycí vrstvy střešní desky	10		
2.3 Předběžný návrh stropní konstrukce - 1.PP	11		
2.3.1 Empirický návrh	11		
2.3.2 Návrh podle kritéria vymezující ohybové štíhlosti	11		
2.4 Předběžný návrh stropní konstrukce - ostatní patra	11		
2.4.1 Empirický návrh	11		
2.4.2 Návrh podle kritéria vymezující ohybové štíhlosti	11		
2.4.3 Krajní pole - konzola, ohybová štíhlost	12		
2.5 Skladby	13		
2.5.1 Skladba podlahy v interiéru	13		
2.5.2 Skladba lodžie	14		
2.5.3 Skladba střechy	15		
2.5.4 Skladba podlah v interiéru nad garáží	16		
2.5.5 Skladba podlahy v garáži	17		
2.5.6 Skladba střechy nad částí garáže	17		
2.5.7 Skladba obvodového pláště nad terénem	18		
2.5.8 Skladba obvodového pláště pod terénem	19		
2.6 Stálé a nahodilé zatížení	19		
2.6.1 Zatížení interiéru - obytné prostory	19		
2.6.2 Zatížení interiéru - komerční prostory	19		
2.6.3 Zatížení sněhem	20		
2.6.4 Zatížení lodžie	20		
2.6.5 Zatížení střechy	20		
2.6.6 Zatížení střechy nad částí garáže	20		
2.7 Zatížení větrem	21		
2.7.1 Příčný vítr na stěny	22		
2.7.2 Podélný vítr na stěny	23		
2.7.3 Zadání zatížení větrem do modelu	24		
2.7.4 Výsledky zatížení větrem	26		
2.8 Předběžný návrh sloupů	28		
2.9 3D model	29		
2.9.1 Kombinace zatížení	31		
2.9.2 Ověření správnosti 3D modelu	32		
2.9.3 Ověření zatížení	33		
2.9.4 Zmenšení tuhosti stěn ...	34		
2.9.5 Kontrola součtu zatížení v jednom zatěžovacím pruhu	34		
2.10 Předběžný posudek desky na protlačení	38		
2.11 Posouzení desky na smyk	39		
2.12 Koncepční návrh schodišť	39		
2.12.1 Schodiště v bytových prostorách ve 2. - 4. NP .	40		
2.12.2 Schodiště v komerčním prostoru mezi osami B-C	41		
2.12.3 Schodiště v komerčním prostoru mezi osami E-F a H-I	42		
2.12.4 Schodiště v bytových prostorách v 1.NP	43		
2.12.5 Schodiště v bytových prostorách v 1.PP	45		
2.13 Ztužení objektu	46		
2.14 Základy	47		
2.14.1 Geologický profil	47		
2.14.2 Zatížení patky	47		
2.14.3 Návrh patky	47		

2.14.4	Výpočtová únosnost základové půdy - patka ..	48
2.14.5	Zatížení základového pasu	50
2.14.6	Návrh základového pasu .	50
2.14.7	Výpočtová únosnost základové půdy - pas	51
2.14.8	Odolnost proti usmyknutí	52
2.14.9	Základová deska	52
2.14.10	Předběžné posouzení základové desky na protlačení.....	52
2.15	Podzemní část budovy.....	54
2.15.1	Zemní tlak v klidu	55
2.15.2	Návrh výztuže	56
2.16	MSU - návrh ohybové výztuže desky 2.NP vykonzolované části	57
2.16.1	Základní návrhové momenty.....	57
2.16.2	Obecné vzorce použité pro výpočet	60
2.16.3	Výpočet únosnosti výztuže v základním rastru.....	60
2.16.4	Výpočet únosnosti výztuže v desce lodžie	61
2.16.5	Návrh příložek	62
2.17	MSP - vykonzolovaná část.....	65
2.17.1	Omezení napětí	65
2.17.2	Omezení šířky trhlin.....	66
2.17.3	Průhyb	67
2.18	Zohlednění trhlin ve stěnách ..	71
2.18.1	MSU	72
2.18.2	MSP	75
2.18.3	Omezení trhlin z hlediska tahu	76
2.19	Výztuž v desce - závěr	79
2.20	Posudek desky na smyk	82
2.21	Výpočet kotvení a stykování výztuže	84
2.22	Protlačení - podrobný návrh ..	85
2.22.1	Deska 2.NP - sloup B5 ..	86
2.22.2	Protlačení rohu stěny	88
2.22.3	Návrh smykových trnů ..	89
2.23	Návrh výztuže pro část vybrané stěny	95
3	Rozšiřující část - prostorové chování budovy	101
3.1	Průběhy deformací.....	103
3.2	Vyhodnocení	106
	Zdroje	108
3.1	Normy	108
3.2	Literatura	108
3.3	Programy.....	109

Tabulky / Obrázky

<p>2.1. Zatížení od skladby podlah 13</p> <p>2.2. Zatížení od skladby lodžie 14</p> <p>2.3. Zatížení od skladby střechy 15</p> <p>2.4. Zatížení od skladby podlah nad garáží 16</p> <p>2.5. Zatížení od skladby střechy nad částí garáže 18</p> <p>2.6. Zatížení v interiéru 19</p> <p>2.7. Zatížení v interiéru - komerční prostory 19</p> <p>2.8. Zatížení lodžie 20</p> <p>2.9. Zatížení střechy 20</p> <p>2.10. Zatížení střechy nad částí garáže 20</p> <p>2.11. Součinitel vnějšího tlaku a zatížení - příčný vítr 23</p> <p>2.12. Součinitel vnějšího tlaku a zatížení - podélný 24</p> <p>2.13. Zatížení obdélníkového sloupu . 29</p> <p>2.14. Zatížení sloupu ve "sloupovém" modelu 33</p> <p>2.15. Zatížení v pruhu - desky 35</p> <p>2.16. Objem otvorů v obvodových stěnách 36</p> <p>2.17. Směrné normové charakteristiky základové půdy 47</p> <p>2.18. Zatížení v patě sloupu E5 47</p> <p>2.19. Zatížení v patě pasu 50</p> <p>2.20. Základová deska - výpočty protlačení 54</p> <p>2.21. MSU - Návrh přílozek 62</p> <p>2.22. Posouzení deformace od zabudování prvku 69</p>	<p>1.1. Fotografie objektu 1</p> <p>1.2. 1.PP původní 2</p> <p>1.3. 1.NP původní 2</p> <p>1.4. 2.NP původní 3</p> <p>1.5. 3.NP původní 3</p> <p>1.6. 4.NP původní 4</p> <p>1.7. 5.NP původní 4</p> <p>1.8. 6.NP původní 5</p> <p>1.9. 1.PP 6</p> <p>1.10. 1.NP 6</p> <p>1.11. 2.NP 7</p> <p>1.12. 3.NP 7</p> <p>1.13. 4.NP 8</p> <p>1.14. 5.NP 8</p> <p>1.15. 6.NP 9</p> <p>2.1. Skladba podlahy v interiéru ... 13</p> <p>2.2. Skladba lodžie 14</p> <p>2.3. Skladba střechy 15</p> <p>2.4. Skladba podlah nad garáží 16</p> <p>2.5. Skladba podlahy v garáži 17</p> <p>2.6. Skladba střechy nad částí garáže 17</p> <p>2.7. Skladba obvodového pláště 18</p> <p>2.8. Skladba obvodového pláště pod terénem 19</p> <p>2.9. Schéma půdorysu pro výpočet zatížení větrem 21</p> <p>2.10. Půdorysné rozdělení oblastí větru 22</p> <p>2.11. Referenční výška pro příčný vítr 22</p> <p>2.12. Rozdělení oblastí stěn - příčný vítr 23</p> <p>2.13. Referenční výška pro podélný vítr 23</p> <p>2.14. Rozdělení oblastí stěn - podélný vítr 24</p> <p>2.15. Příčný vítr - model, pohled ze severu 25</p> <p>2.16. Příčný vítr - model, pohled z jihu 25</p> <p>2.17. Intenzity zatížení - vítr příčný, CV01 26</p> <p>2.18. Intenzity zatížení - vítr příčný, CV02 26</p>
--	--

2.19.	Intenzity zatížení - vítr podélný, CV01	27
2.20.	Intenzity zatížení - vítr podélný, CV02	27
2.21.	Zatěžovací plocha pro sloup ...	28
2.22.	3D model - pohled jihozápadní.....	30
2.23.	3D model - pohled severozápadní.....	30
2.24.	3D model - pohled severovýchodní	31
2.25.	3D model - pohled jihovýchodní	31
2.26.	Síla v patě sloupu	32
2.27.	Síla v patě sloupu - sloupový model	33
2.28.	Síla v patě sloupu - model se zmenšenou tuhostí	34
2.29.	Kontrolovaný zatěžovací pruh .	35
2.30.	Síly ve sloupech v pruhu.....	37
2.31.	Intezity zatížení ve stěnách	37
2.32.	Schéma schodiště L ve 2. - 4.NP	41
2.33.	Schéma jednoramenného schodiště	42
2.34.	Schéma dvouramenného schodiště - komerční prostor ...	43
2.35.	Schéma schodiště L v 1.NP	45
2.36.	Schéma schodiště v 1.PP	46
2.37.	Schéma základové patky	48
2.38.	Schéma základového pasu.....	50
2.39.	Schéma kontrolovaného obvodu	53
2.40.	Schéma podzemní konstrukce..	55
2.41.	Zatížení působící na statické schéma suterenní stěny	56
2.42.	Průběh ohybového momentu ..	56
2.43.	Dimenzační momenty - mx+ ..	58
2.44.	Dimenzační momenty - mx- ...	58
2.45.	Dimenzační momenty - my+ ..	59
2.46.	Dimenzační momenty - my- ...	59
2.47.	Dimenzační momenty - úpravené isopásma mx+	62
2.48.	Dimenzační momenty - úpravené isopásma mx-	63

2.49.	Dimenzační momenty - úpravené isopásma $my+$	63
2.50.	Dimenzační momenty - úpravené isopásma $my-$	64
2.51.	Elastický průhyb	69
2.52.	Elastický průhyb od vlastní tíhy	70
2.53.	Defromace vykonzolavné části modelu - jižní pohled	70
2.54.	Defromace vykonzolavné části modelu - severozápadní pohled	71
2.55.	Stěny se sníženou tuhostí	71
2.56.	Příklad hlavních napětí na jižní stěně.....	72
2.57.	Nové dimenzační momenty - úpravené isopásma $mx+$	73
2.58.	Nové dimenzační momenty - úpravené isopásma $mx-$	73
2.59.	Nové dimenzační momenty - úpravené isopásma $my+$	74
2.60.	Nové dimenzační momenty - úpravené isopásma $my-$	74
2.61.	Průhyb od kvazistálé kombinace - snížený modul pružnosti stěn	75
2.62.	Průhyb od vlastní tíhy - snížený modul pružnosti stěn	76
2.63.	Izopásma navržené výztuže - horní ve směru X.....	80
2.64.	Izopásma navržené výztuže - dolní ve směru X.....	80
2.65.	Izopásma navržené výztuže - horní ve směru Y.....	81
2.66.	Izopásma navržené výztuže - dolní ve směru Y.....	81
2.67.	V_x - upravené izopásma posouvající síly	82
2.68.	V_y - upravené izopásma posouvající síly	83
2.69.	[Kontrolované obvody	86
2.70.	[Posudek smykových trnů - str. 1	90
2.71.	[Posudek smykových trnů - str. 2	91

2.72.	[Posudek smykových trnů - str. 3	92
2.73.	[Posudek smykových trnů - str. 4	93
2.74.	[Posudek smykových trnů - str. 5	94
2.75.	[3D zobrazení smykových trnů .	95
2.76.	Půdorysné schéma vyšetřo- vané stěny	96
2.77.	Schéma pohledu na vyšetřo- vanou stěnu.....	96
2.78.	Příklad průběhu napětí	97
2.79.	Návrhové napětí ve vodorov- ném směru.....	99
2.80.	Návrhové napětí ve svislém směru	99
2.81.	Návrhové smykové napětí.....	100
2.82.	Vyšetřované body	100
3.1.	Schéma modelů.....	101
3.2.	Příklad vložených podpor pod stěny	102
3.3.	Příklad intenzit zatížení na podporách	102
3.4.	Příklad aplikovaného liniové- ho zatížení.....	103
3.5.	Model 1	103
3.6.	Model 2	104
3.7.	Model 3	104
3.8.	Model 4	105
3.9.	Model 5	105
3.10.	Deformace od vlastní tíhy celého modelu	106
3.11.	Průběh deformace v závis- losti na přidání dalších kon- strukcí co prostorového cel- ku.	107

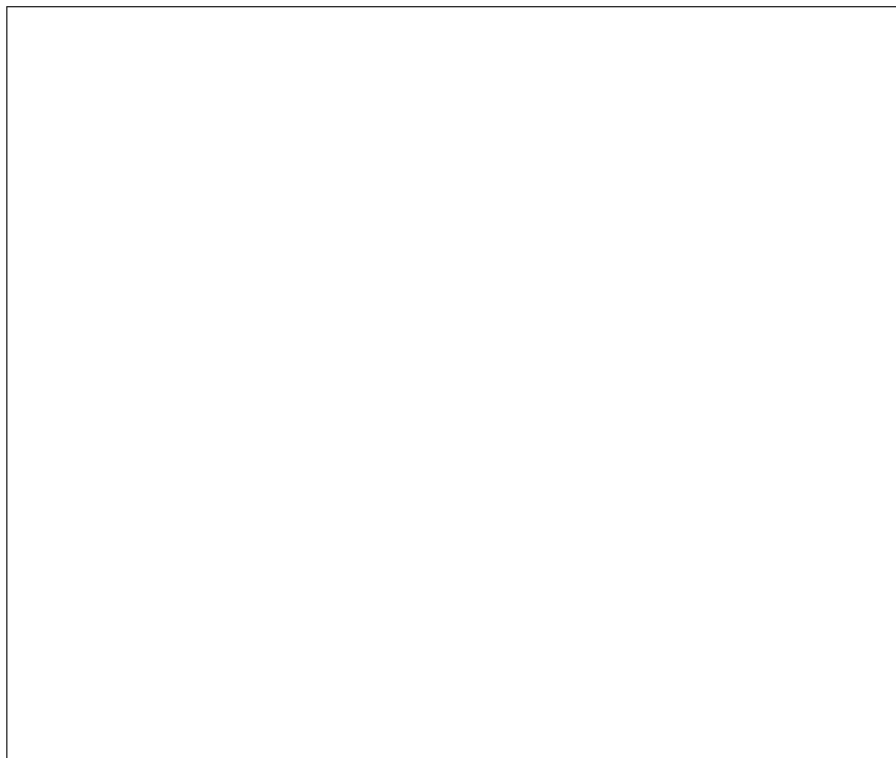
Kapitola 1

Úvod

Polyfunkční byt Ostravská brána se nachází v Ostravě na adrese Biskupská 8. Budova má šest nadzemních a jedno podzemní podlaží, kde se nacházejí parkovací stání. První nadzemní podlaží a část druhého slouží jako komerční prostory a ve zbytku budovy je umístěno přes 30 bytových jednotek. [10]

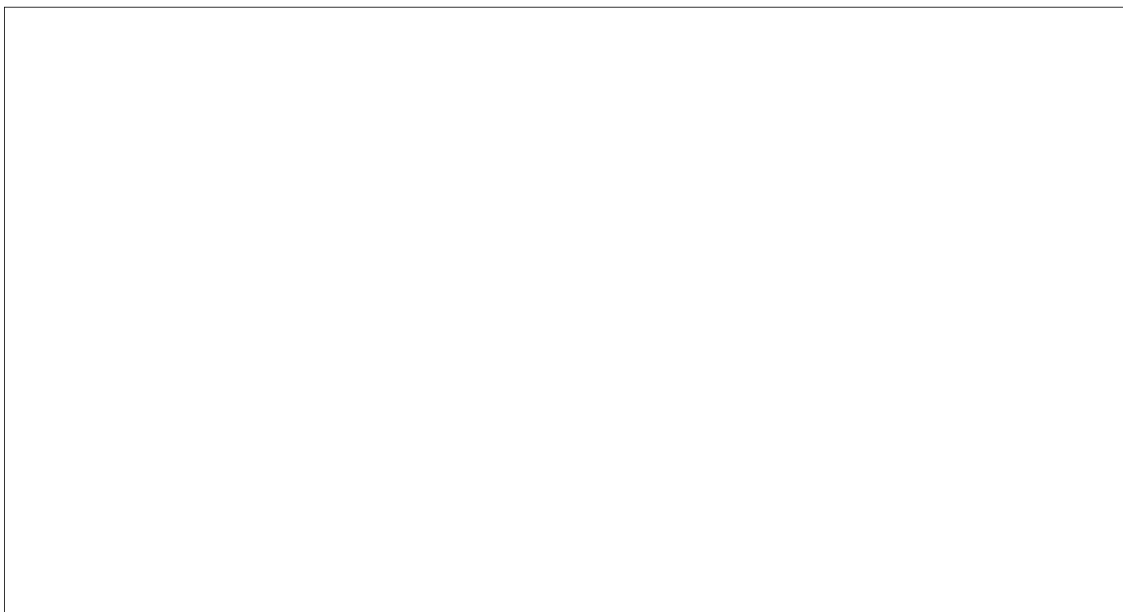
Vodorovné nosné prvky jsou lokálně podepřené nebo vícesměrně pnuté železobetonové monolitické desky, které jsou podepírány železobetonovými monolitickými sloupy nebo vnitřními a obovodovými monolitickými stěnami. V objektu se nachází celkem pět schodišť. Dvě hlavní v okolí výtahových šachet a tři, která spojují dvě výškové úrovně v komerčních prostorách. Všechna schodiště jsou železobetonová a monolitická. Pro vertikální pohyb po budově slouží taktéž dva výtahy. Budova je obkolepena pohledovou fasádou s provětrávanou vzduchovou mezerou. Maximální rozměry budovy jsou 58,5 m a 20,03 m.

Vzhledem k tomu, že nebylo možné získat souhlas autorů použitých obrázků a fotografií, nejsou obrázky zveřejněny. Verze práce i s obrázky, fotografiemi a příslušnými odkazy na zdroje je k dispozici v knihovně katedry betonových a zděných konstrukcí.

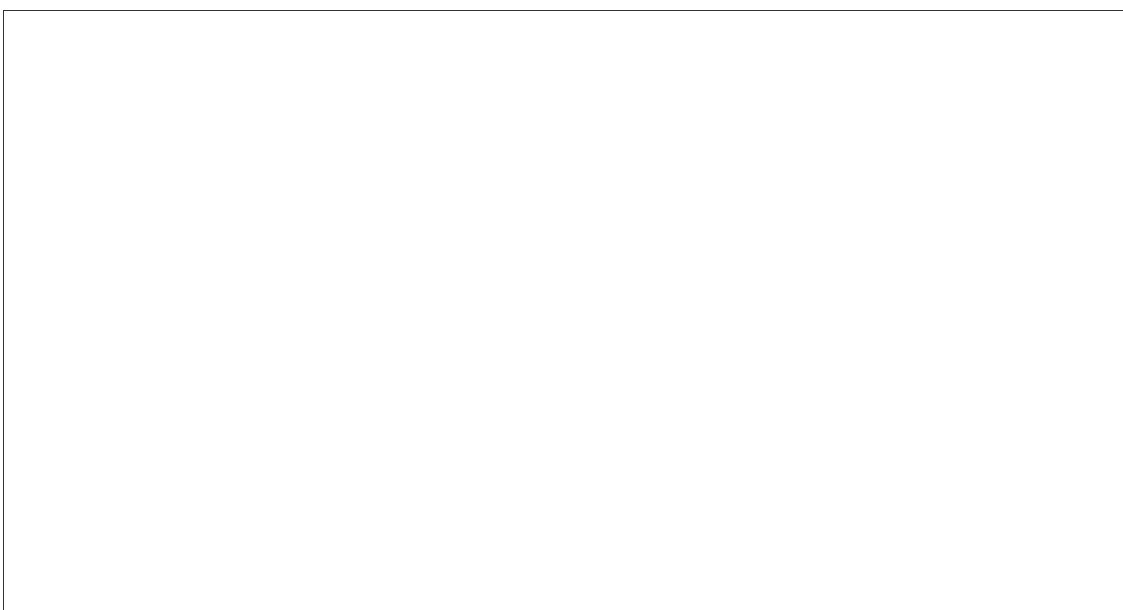


Obrázek 1.1. Fotografie objektu.

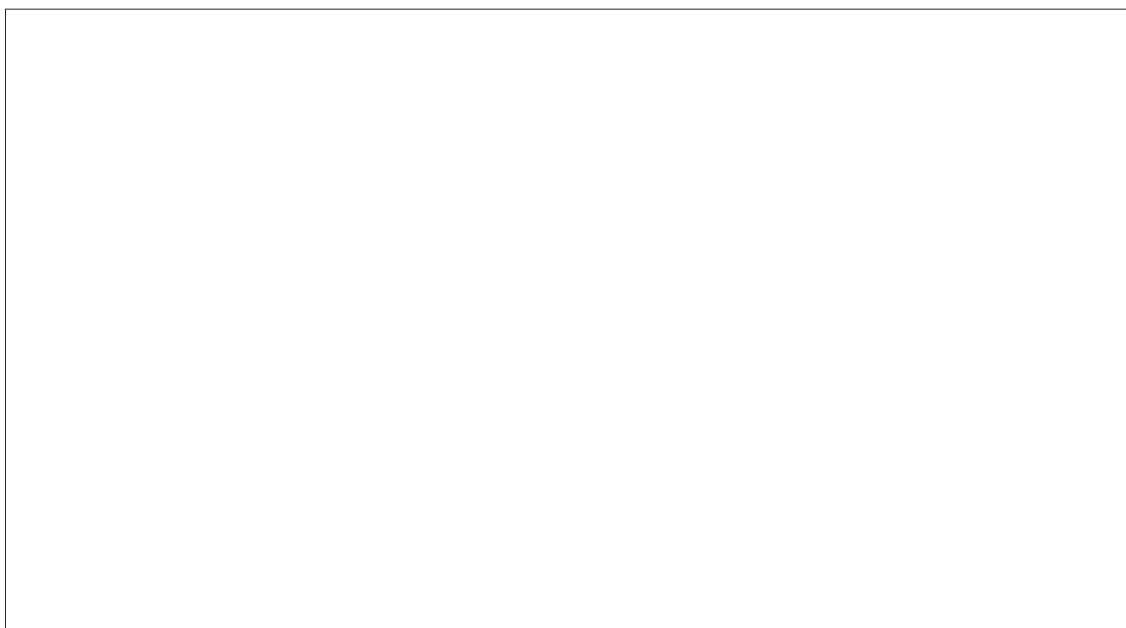
■ 1.1 Schémata půdorysů jednotlivých pater z architektonické studie.



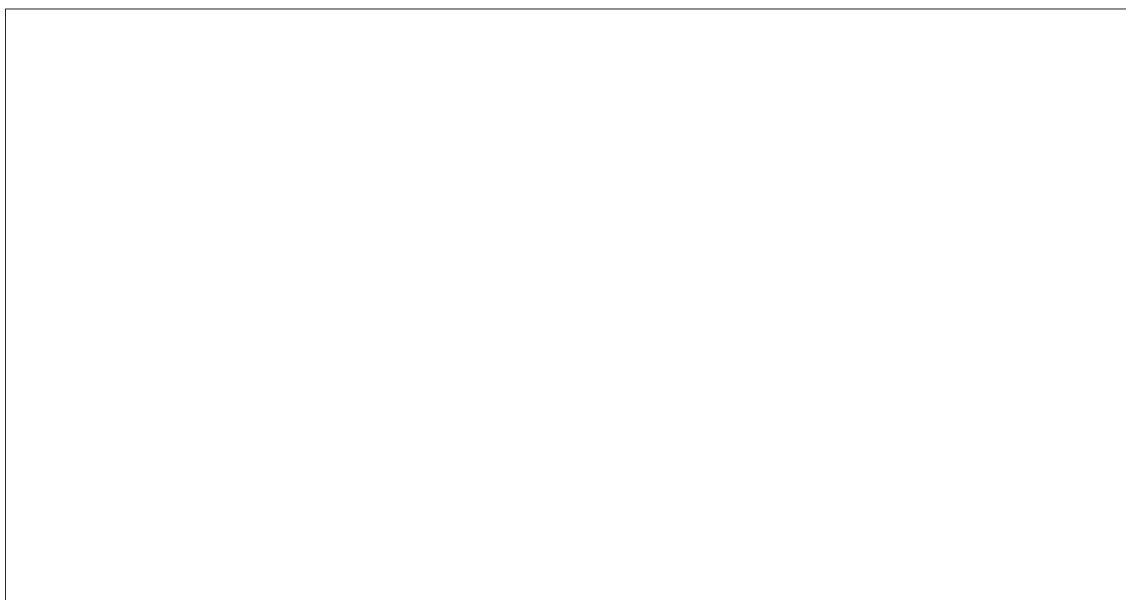
Obrázek 1.2. 1.PP.



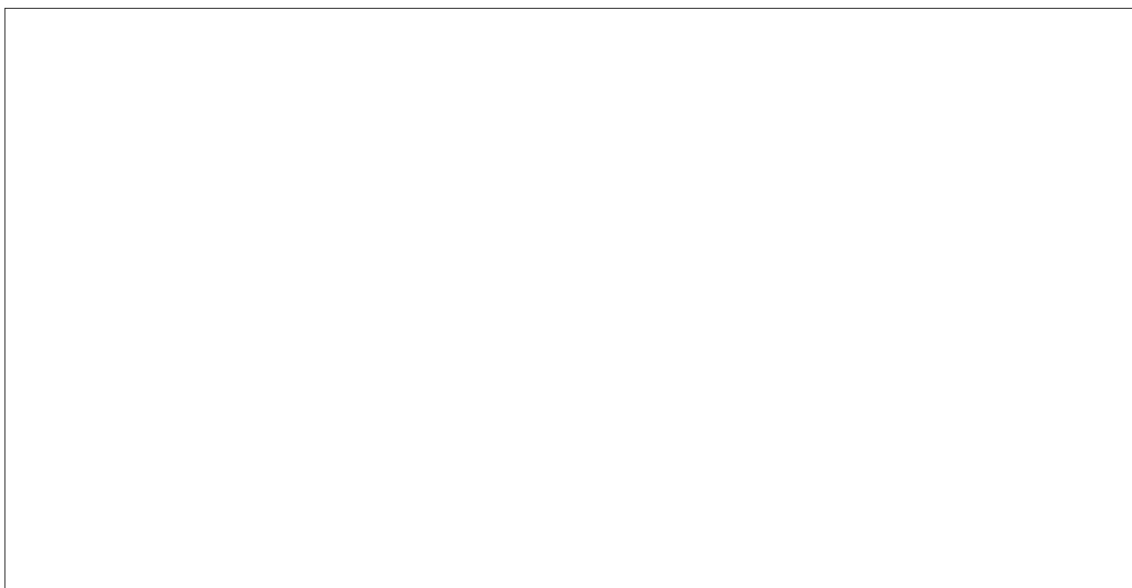
Obrázek 1.3. 1.NP.



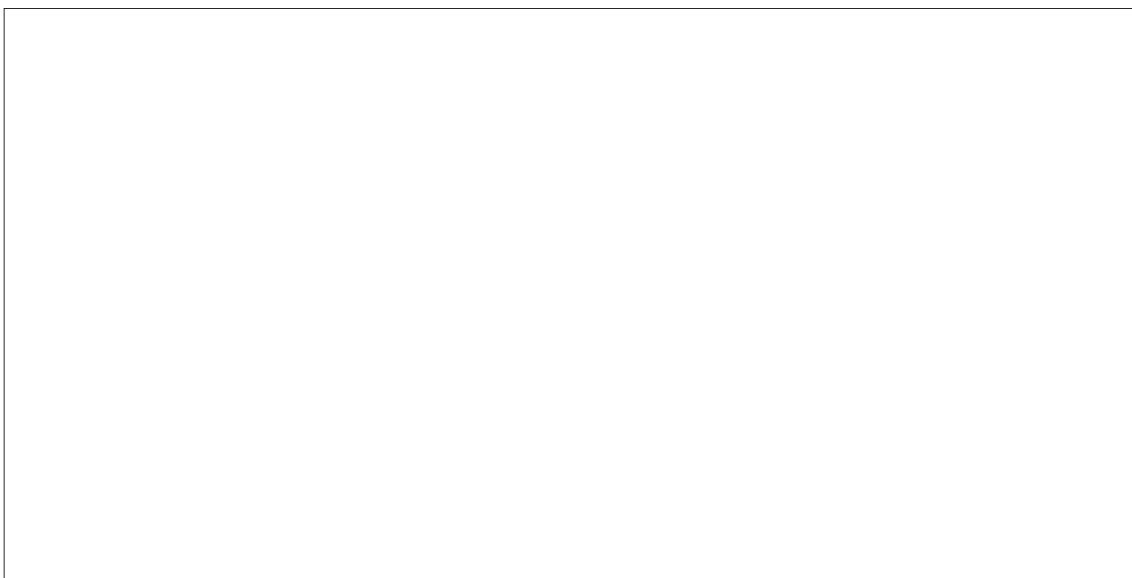
Obrázek 1.4. 2.NP.



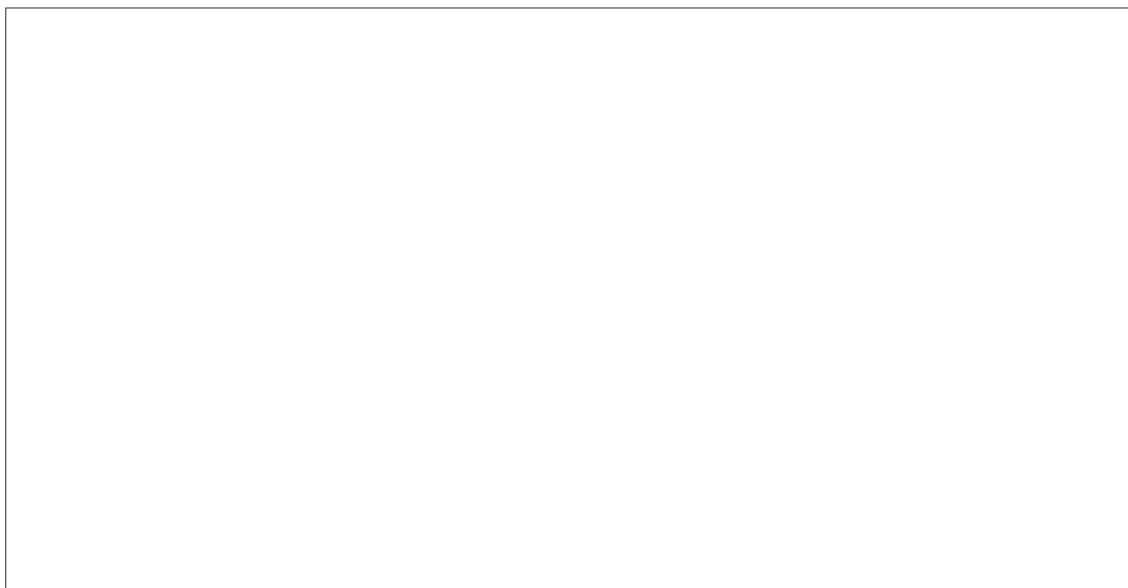
Obrázek 1.5. 3.NP.



Obrázek 1.6. 4.NP.



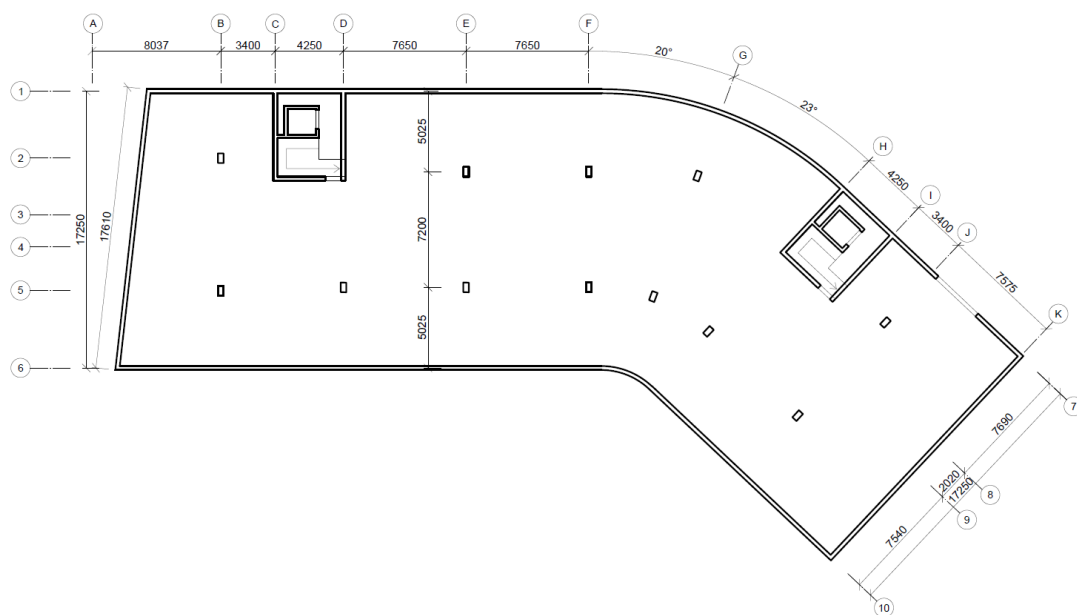
Obrázek 1.7. 5.NP.



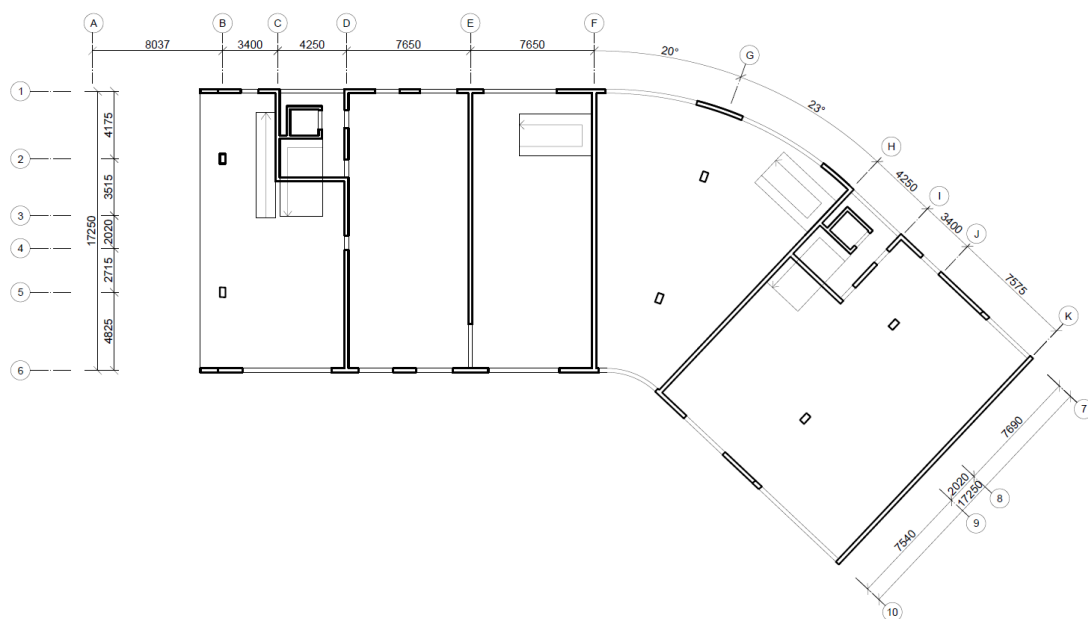
Obrázek 1.8. 6.NP.

1.2 Upravená schémata půdorysů jednotlivých pater

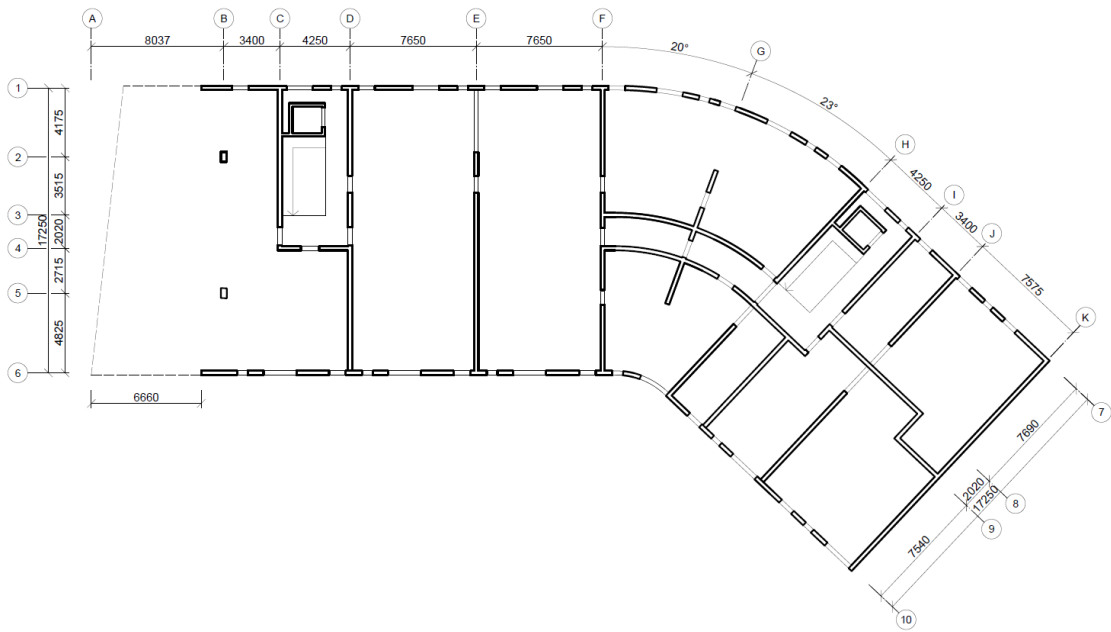
Půdorysy architektonické studie nejsou okótovány a anich z nich není patrné, které části budovy jsou nosné. Proto byly rozměry odhadnuty, přizpůsoben nosný systém a nakresleny schémata, která jsou na těchto obrázcích 1.9, 1.10, 1.11, 1.12, 1.13, 1.14, 1.15.



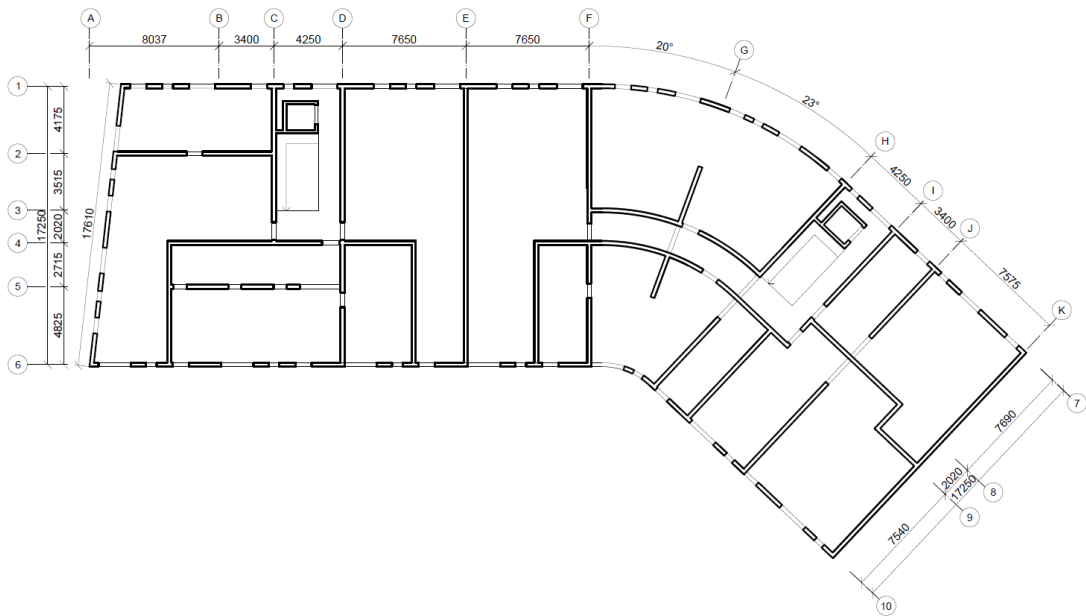
Obrázek 1.9. 1.PP.



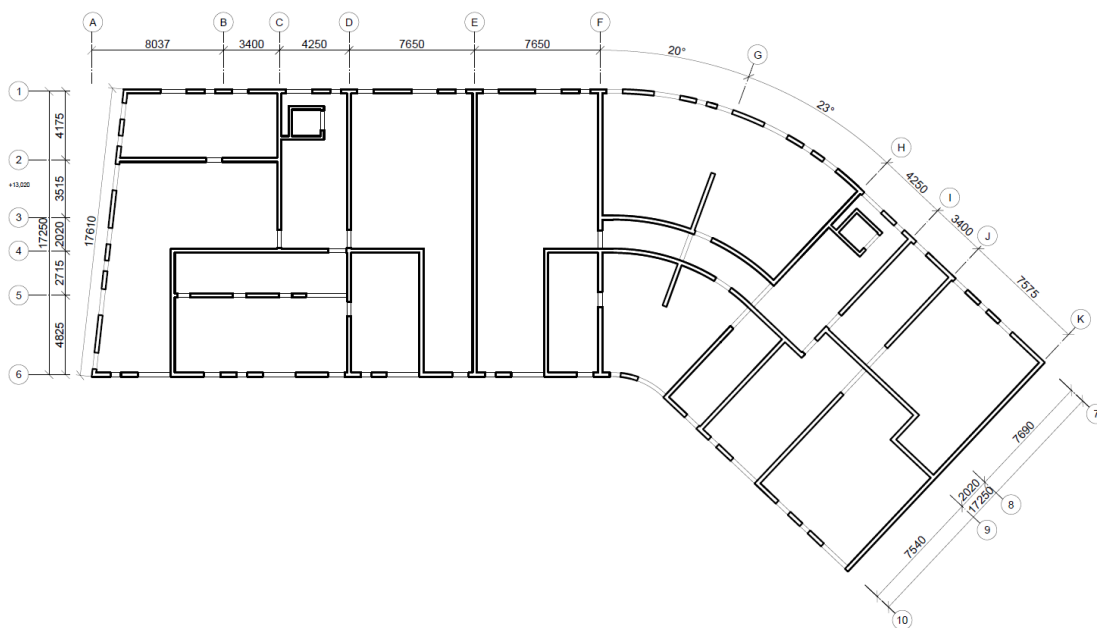
Obrázek 1.10. 1.NP.



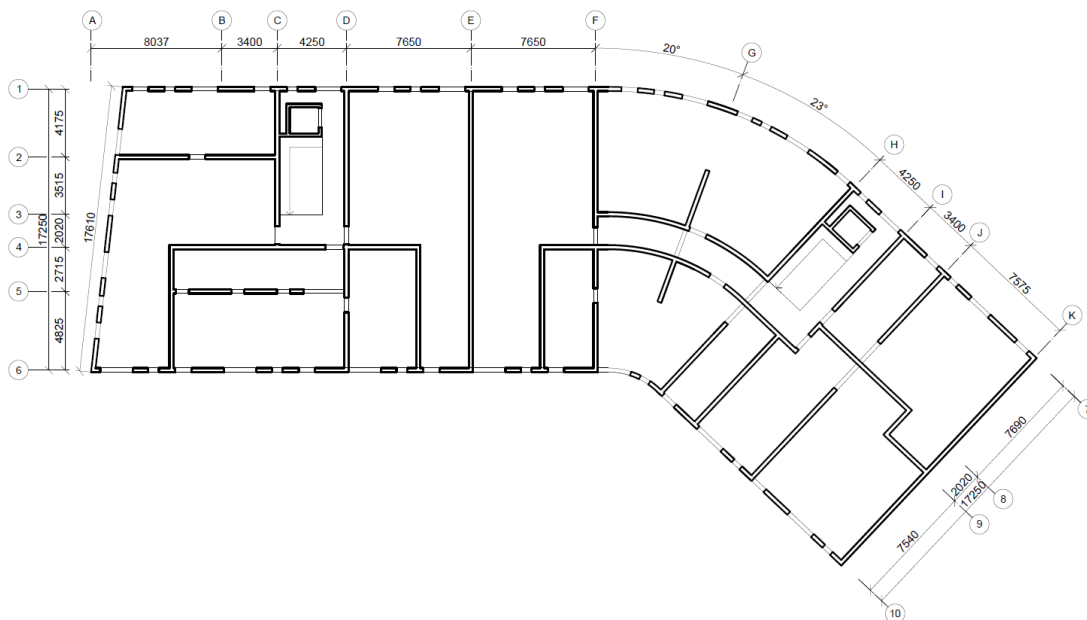
Obrázek 1.11. 2.NP.



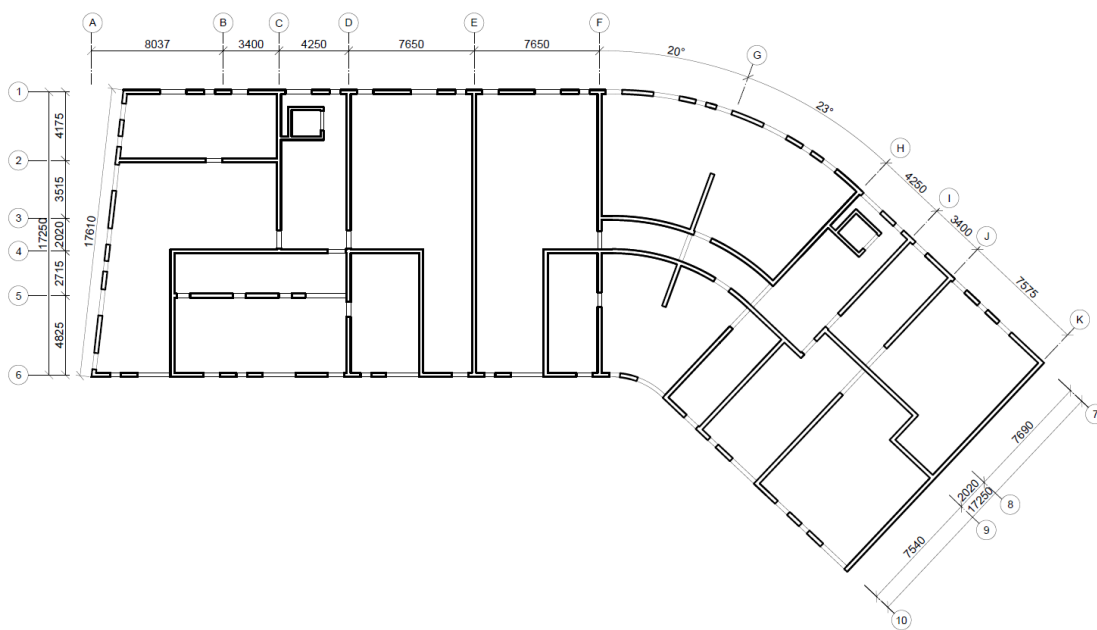
Obrázek 1.12. 3.NP.



Obrázek 1.13. 4.NP.



Obrázek 1.14. 5.NP.



Obrázek 1.15. 6.NP.

Kapitola 2

Statický výpočet

2.1 Materiálové charakteristiky

Beton:

pro desku v běžném podlaží: C 30/37 XC1 - Cl 0,2 - D_{max} 16 - S3

pro střešní desku: C 30/37 XC3 - Cl 0,2 - D_{max} 16 - S3

pro podzemní stěny: C30/37 XC3, XF1 - Cl 0,2 - Dmax 16 - S3

pro nadzemní stěny vnější: C30/37 XC3 - Cl 0,2 - Dmax 16 - S3

pro nadzemní stěny vnitřní: C30/37 XC1 - Cl 0,2 - Dmax 16 - S3

pro základy: C30/37 XC2, XA1 - Cl 0,2 - Dmax 16 - S3

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

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

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

Ocel :

B 500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} \quad \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

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

2.2 Krytí výztuže desek

2.2.1 Výpočet krycí vrstvy vnitřních desek

- Předpokládaná maximální výztuž $\phi = 14 \text{ mm}$
- $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$... třída konstrukce S2 (XC1, životnost 50 let, desková konstrukce, beton \geq C 30/37)
- Minimální krycí vrstva: $c_{min} = \max(\phi, c_{min,dur}, 10) = \max(14, 10, 10) = 14 \text{ mm}$
- Krycí vrstva: $c_d = d_{nom,d} = c_{min,d} + \Delta c_{dev} = 14 + 10 = 24 \rightarrow \mathbf{25 \text{ mm}}$

2.2.2 Výpočet krycí vrstvy střešní desky

- Předpokládaná maximální výztuž $\phi = 14 \text{ mm}$
- $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$... třída konstrukce S3 (XC3, životnost 50 let, desková konstrukce)
- Minimální krycí vrstva: $c_{min} = \max(\phi, c_{min,dur}, 10) = \max(14, 20, 10) = 20 \text{ mm}$
- Krycí vrstva: $c_d = d_{nom,d} = c_{min,d} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = \mathbf{30 \text{ mm}}$

2.3 Předběžný návrh stropní konstrukce - 1.PP

2.3.1 Empirický návrh

- Lokálně podepřená deska

$$h_d \geq \frac{1}{33} \cdot L_{max} = \frac{1}{33} \cdot 7650 = 231,8 \text{ mm}$$

2.3.2 Návrh podle kritéria vymežující ohybové štíhlosti

- $\kappa_{c1} = 1$ (pro obdelníkový průřez)

$$\kappa_{c2} = 7/L_{max} = 7/7,65 = 0,92 \text{ (rozpětí je větší než 7 m)}$$

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

$$\lambda_{d,tab} = 24,6 \text{ (lokálně podepřená deska, } \rho \leq 0,5\%, \text{ beton C 30/37)}$$

- $\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 0,92 \cdot 1,3 \cdot 24,6 = 29,42$

- $\lambda = \frac{L_{max}}{d} \leq \lambda_d$

- $d \geq \frac{L_{max}}{\lambda_d} = \frac{7650}{29,42} = 260,02 \text{ mm}$

- tloušťka desky:

$$h_d = d + 0,5\phi + c_d = 260,02 + 0,5 \cdot 14 + 25 = 300,02 \rightarrow 292 \text{ mm}$$

- Návrh tloušťky desky: **290 mm**

- Účinná výška průřezu v podélném směru:

$$d_x = h_d - 0,5 \cdot \phi_d - c_d = 290 - 0,5 \cdot 14 - 20 = 263 \text{ mm}$$

- Účinná výška průřezu v příčném směru:

$$d_y = h_d - 1,5 \cdot \phi_d - c_d = 290 - 1,5 \cdot 14 - 25 = 244 \text{ mm}$$

- Účinná výška: $d = \frac{1}{2} \cdot (d_x + d_y) = \frac{1}{2} \cdot (263 + 244) = 254 \text{ mm}$

2.4 Předběžný návrh stropní konstrukce - ostatní patra

2.4.1 Empirický návrh

- Jednosměrně pnutá deska

$$h_d \geq \frac{1}{25} - \frac{1}{30} \cdot L_{max} = \frac{1}{33} \cdot 7650 = 255 - 306 \text{ mm}$$

2.4.2 Návrh podle kritéria vymežující ohybové štíhlosti

- $\kappa_{c1} = 1$ (pro obdelníkový průřez)

$$\kappa_{c2} = 7/L_{max} = 7/7,65 = 0,92 \text{ (rozpětí je větší než 7 m)}$$

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

$\lambda_{d,tab} = 30,8$ (Vnitřní pole spojitého nosníku v jednom směru $\rho \leq 0,5\%$, beton C 30/37)

- $\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 0,92 \cdot 1,3 \cdot 30,8 = 36,84$

- $\lambda = \frac{L_{max}}{d} \leq \lambda_d$

- $d \geq \frac{L_{max}}{\lambda_d} = \frac{7650}{36,84} = 207,65 \text{ mm}$

- tloušťka desky:

$$h_d = d + 0,5\phi + c_d = 207,65 + 0,5 \cdot 14 + 25 = 239 \rightarrow 240 \text{ mm}$$

- Návrh tloušťky desky: **250 mm**

- Účinná výška průřezu v podélném směru:

$$d_x = h_d - 0,5 \cdot \phi_d - c_d = 250 - 0,5 \cdot 14 - 25 = 218 \text{ mm}$$

- Účinná výška průřezu v příčném směru:

$$d_x = h_d - 1,5 \cdot \phi_d - c_d = 250 - 1,5 \cdot 14 - 25 = 204 \text{ mm}$$

- Účinná výška: $d = \frac{1}{2} \cdot (d_x + d_y) = \frac{1}{2} \cdot (218 + 204) = 211 \text{ mm}$

2.4.3 Krajní pole - konzola, ohybová štíhlost

- $\kappa_{c1} = 1$ (pro obdelníkový průřez)

$\kappa_{c2} = 7/L_{max} = 7/7,56 = 0,93$ (rozpětí je větší než 7 m, rozměr 7,56 m je maximální odhad konzoly)

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

$\lambda_{d,tab} = 26$ (Krajní pole spojitého nosníku $\rho \leq 0,5\%$, beton C 30/37)

- $\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 0,93 \cdot 1,3 \cdot 26 = 31,43$

- $\lambda = \frac{L_{max}}{d} \leq \lambda_d$

- $d \geq \frac{L_{max}}{\lambda_d} = \frac{7560}{31,43} = 240,53 \text{ mm}$

- tloušťka desky:

$$h_d = d + 0,5\phi + c_d = 240,53 + 0,5 \cdot 14 + 25 = 273 \text{ mm} \rightarrow \text{vzhledem k ustupujícímu tvaru konzoly bude zvolena tloušťka 250 mm}$$

- Návrh tloušťky desky: **250 mm**

- Účinná výška průřezu v podélném směru:

$$d_x = h_d - 0,5 \cdot \phi_d - c_d = 250 - 0,5 \cdot 14 - 25 = 218 \text{ mm}$$

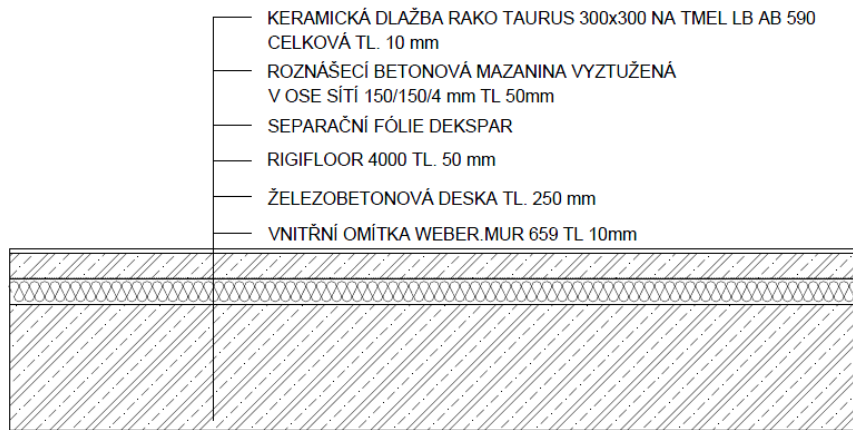
- Účinná výška průřezu v příčném směru:

$$d_x = h_d - 1,5 \cdot \phi_d - c_d = 250 - 1,5 \cdot 14 - 25 = 204 \text{ mm}$$

- Účinná výška: $d = \frac{1}{2} \cdot (d_x + d_y) = \frac{1}{2} \cdot (218 + 204) = 211 \text{ mm}$

2.5 Skladby

2.5.1 Skladba podlahy v interiéru



Obrázek 2.1. Skladba podlahy v interiéru.

Název	Charakter. z. [kN/m ²]	γ_f	Návrh. z. [kN/m ²]
Keram. dlažba RAKO 30x30cm	0,192	1,35	0,259
Betonová mazanina tl.50mm	1,25	1,35	1,688
SeparáčnÍ fólie DEKSPAR	0,0016	1,35	0,002
Izolace RIGIFLOOR 4000 tl. 50mm	0,005	1,35	0,007
Železobetonová deska 250mm	6,25	1,35	8,438
Omítka weber.mur 659	0,11	1,35	0,15
Celkem	7,809		10,541

Tabulka 2.1. Zatížení od skladby interiéru.

2.5.2 Skladba lodžie

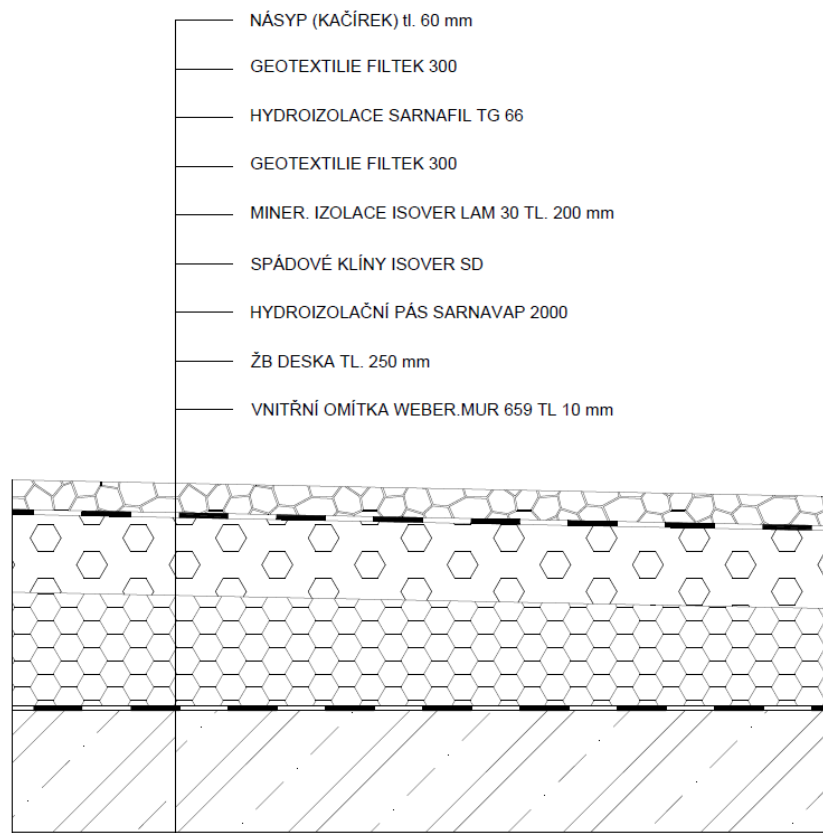


Obrázek 2.2. Skladba lodžie.

Název	Charakter. z. [kN/m ²]	γ_f	Návrh. z. [kN/m ²]
Keram. dlažba 30x30x10 cm	0,2	1,35	0,27
Malta 5 mm	0,092	1,35	0,125
Hydroizolace ESHA	0,032	1,35	0,044
Pěn. sklo FOAMGLAS T4+	0,20	1,35	0,27
Železobetonová deska 120 mm	3	1,35	4,05
Omítka weber.mur 659	0,11	1,35	0,15
Celkem	3,434		4,636

Tabulka 2.2. Zatížení od skladby lodžie.

2.5.3 Skladba střechy

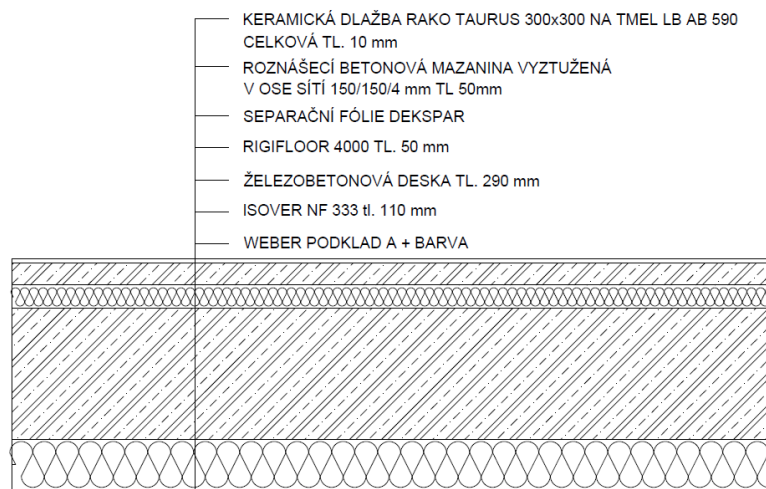


Obrázek 2.3. Skladba střechy.

Název	Charakter. z. [kN/m ²]	γ_f	Návrh. z. [kN/m ²]
Násyp tl. 60 mm	0,763	1,35	1,030
Geotextílie filtek 300	0,003	1,35	0,004
Hydroizolace Sarnafil TG 66	0,015	1,35	0,02
Desky EPS 100S tl. 200mm	0,13	1,35	0,176
Spádové klíny cca 100mm	0,065	1,35	0,088
Hydroizol. pás SARNAVAP 2000	0,002	1,35	0,003
Železobetonová deska 250 mm	6,25	1,35	8,438
Omítka weber.mur 659	0,11	1,35	0,15
Celkem	7,338		9,906

Tabulka 2.3. Zatížení od skladby střechy.

2.5.4 Skladba podlah v interiéru nad garáží

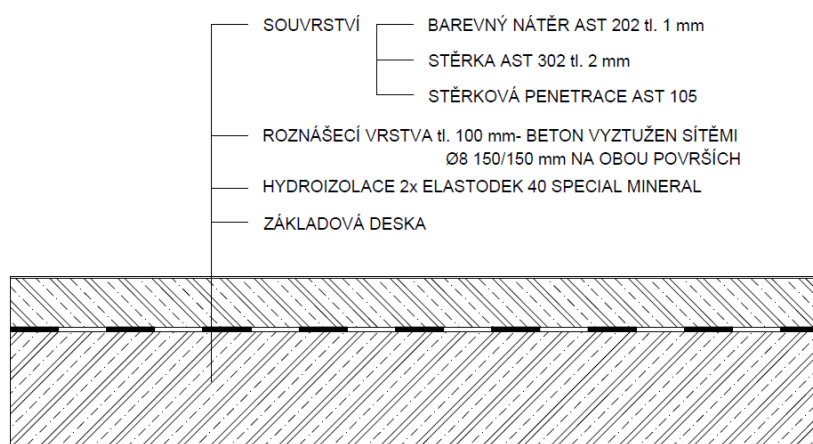


Obrázek 2.4. Skladba podlah nad garáží.

Název	Charakter. z. [kN/m ²]	γ_f	Návrh. z. [kN/m ²]
Keram. dlažba RAKO 30x30cm	0,192	1,35	0,259
Betonová mazanina tl.50mm	1,25	1,35	1,688
Separáční fólie DEKSPAR	0,0016	1,35	0,002
Izolace RIGIFLOOR 4000 tl. 50mm	0,005	1,35	0,007
Železobetonová deska 290mm	7,25	1,35	9,788
Isover NF 333	0,097	1,35	0,131
Weber podklad A + barva	0,11	1,35	0,15
Celkem	8,906		12,023

Tabulka 2.4. Zatížení od skladby podlah nad garáží.

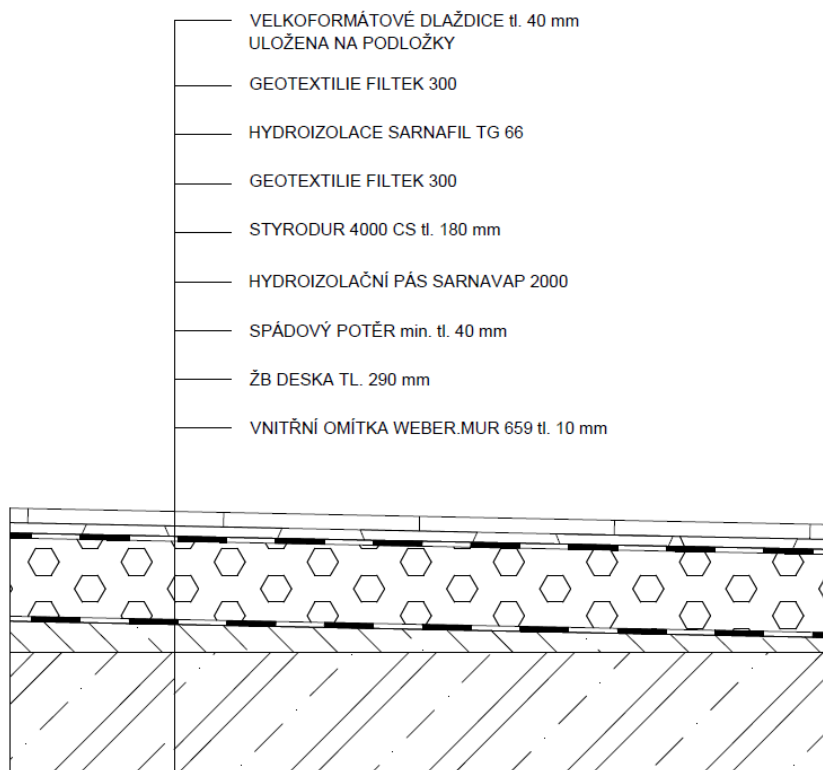
2.5.5 Skladba podlahy v garáži



Obrázek 2.5. Skladba podlahy v garáži.

2.5.6 Skladba střechy nad částí garáže

Nad částí garáží již není navazující část budovy, ale volný prostor. Tento prostor bude využíván např. jako veranda příslušným komerčním prostorům.



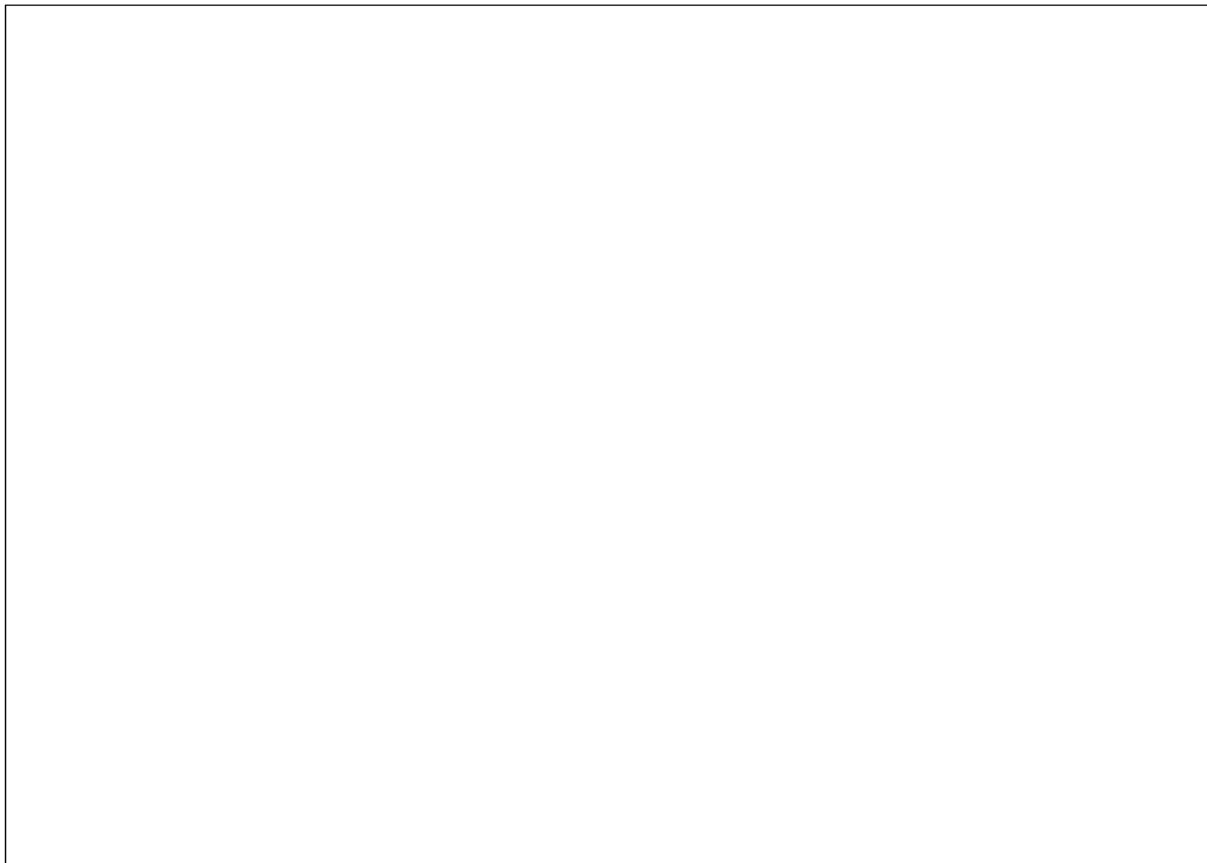
Obrázek 2.6. Skladba střechy nad částí garáže.

Název	Charakter. z. [kN/m ²]	γ_f	Návrh. z. [kN/m ²]
Velkoformátová dlažba 0,04 m	0,96	1,35	1,296
Geotextílie filtek 300	0,003	1,35	0,004
Hydroizolace Sarnafil TG 66	0,015	1,35	0,02
Styrodur 4000 CS 180 mm	0,063	1,35	0,085
Hydroizol. pás SARNAVAP 2000	0,002	1,35	0,003
Železobetonová deska 290 mm	7,25	1,35	9,788
Omítka weber.mur 659	0,11	1,35	0,15
Celkem	8,403		11,344

Tabulka 2.5. Zatížení od skladby střechy nad částí garáže.

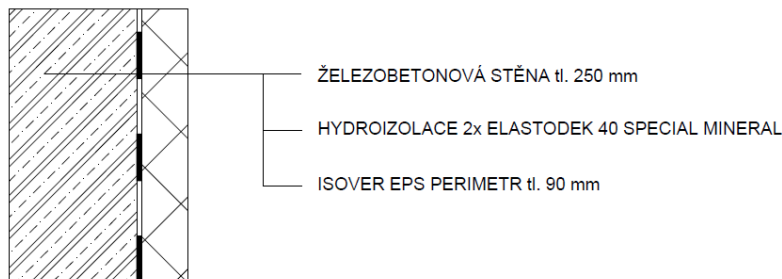
■ 2.5.7 Skladba obvodového pláště nad terénem

Obrázek 2.7 je převzatý z [-]. Skladba lodžie a obvodového pláště je v této práci zachovaná stejná. Vnější plášť je navržen jako větraná fasáda. Výpočtový model nebude zatěžován zatížením od tíhy fasády. Její tíha je malá.



Obrázek 2.7. Skladba obvodového pláště.

2.5.8 Skladba obvodového pláště pod terénem.



Obrázek 2.8. Skladba obvodového pláště pod terénem.

2.6 Stálé a nahodilé zatížení

2.6.1 Zatížení interiéru - obytné prostory

Název	Charakter. z. [kN/m ²]	γ_f	Návrh. z. [kN/m ²]
Stálé			
Skladba interiéru (viz tab. 2.1)	7,809	1,35	10,541
Nahodilé			
Přemístitelné příčky	1,2	1,5	1,8
Užitné - kategorie A	1,5	1,5	2,25
Celkem zatížení	10,509		14,591

Tabulka 2.6. Zatížení v interiéru - obytné prostory.

2.6.2 Zatížení interiéru - komerční prostory

Název	Charakter. z. [kN/m ²]	γ_f	Návrh. z. [kN/m ²]
Stálé			
Skladba interiéru (viz tab. 2.1)	8,809	1,35	11,892
Nahodilé			
Přemístitelné příčky	1,2	1,5	1,8
Užitné - kategorie C1	3	1,5	4,5
Celkem zatížení	13,009		18,192

Tabulka 2.7. Zatížení v interiéru - komerční prostory.

2.6.3 Zatížení sněhem

- Tvarový součinitel $\mu = 0,8$ (úhel sklon střechy - $0^\circ\text{C} \leq \alpha \leq 30^\circ\text{C}$)
 Součinitel expozice $C_e = 1$ (normální krajina)
 Tepelný součinitel $C_t = 1$ (nedochází k významnému tání sněhu vlivem prostupu tepla střechou)
 Charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi $s_k = 1$ (sněhová oblast - II Ostrava)
- Zatížení sněhem: $s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,8 \text{ kN/m}^2$

2.6.4 Zatížení lodžie

Název	Charakter. z. [kN/m ²]	γ_f	Návrh. z. [kN/m ²]
Stálé			
Skladba terasy (viz tab. 2.2)	3,434	1,35	4,636
Nahodilé			
Užitné - kategorie A balkóny	3	1,5	4,5
Celkem zatížení	6,434		9,136

Tabulka 2.8. Zatížení lodžie.

2.6.5 Zatížení střechy

Název	Charakter. z. [kN/m ²]	γ_f	Návrh. z. [kN/m ²]
Stálé			
Skladba střechy (viz tab. 2.3)	7,338	1,35	9,906
Nahodilé			
Sníh	0,8	1,5	1,2
Celkem zatížení	8,138		11,106

Tabulka 2.9. Zatížení střechy.

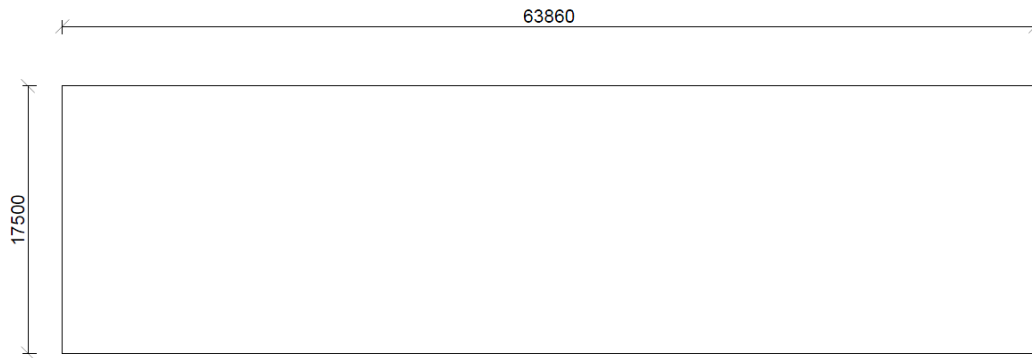
2.6.6 Zatížení střechy nad částí garáže

Název	Charakter. z. [kN/m ²]	γ_f	Návrh. z. [kN/m ²]
Stálé			
Skladba střechy (viz tab. 2.5)	8,403	1,35	11,343
Nahodilé			
Užitně - kategorie C1	3	1,5	4,5
Celkem zatížení	11,403		15,843

Tabulka 2.10. Zatížení střechy nad částí garáže.

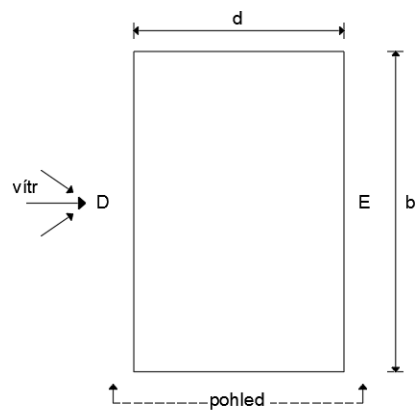
2.7 Zatížení větrem

Zatížení větrem bude pro komplikovanou geometrii budovy počítáno zjednodušeně, jako rozvinutý půdorys reálného zaobleného objektu. Obrys půdorysných rozměru je na obr.2.9. Půdorys je zjednodušen na obdélníkový tvar o rozměrech 63,86 m x 17,5 m.



Obrázek 2.9. Schéma půdorysu pro výpočet zatížení větrem.

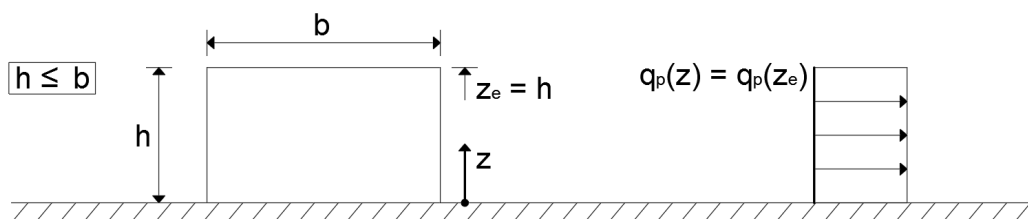
- Větrná oblast II - Ostrava
- Základní rychlost větru $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 25 = 25$ m/s
 Základní výchozí rychlost větru: $v_{b,0} = 25$ m/s
 Součinitel směru větru: $v_{dir} = 1$
 Sučinitel ročního období: $c_{season} = 1$
- Základní tlak větru: $v_{m(z)} = c_{r(z)} \cdot c_{0(z)} \cdot v_b = 0,69 \cdot 1 \cdot 25 = 17,25$ m/s
 Součinitel ortografie: $c_{0(z)} = 1$
 Součinitel drsnosti: $c_{r(z)} = k_r \cdot \ln \frac{z}{z_0} = 0,23 \cdot \ln \frac{20,1}{1} = 0,69$
 $k_r = 0,19 \cdot \frac{z_0}{z_{0,II}}^{0,07} = 0,19 \cdot \frac{1}{0,05}^{0,07} = 0,23$
 $z = 20,1$ m
 $z_0 = 1$ (kategorie terénu IV)
 $z_{min} = 10$ m
 $z_{0,II} = 0,05$
 $z_{max} = 200$ m
- Charakteristický maximální dynamický tlak $q_p(z)$
 $q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 = c_{e(z)} \cdot q_b$
 $I_b(z) = \frac{k_I}{c_{0(z)} \cdot \ln \frac{z}{z_0}} = \frac{1}{1 \cdot \ln \frac{20,1}{1}} = 0,33$
 Součinitel turbulence: $k_I = 1$
 Součinitel ortografie: $c_{0(z)} = 1$
 $q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,33] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 17,25^2 = 615,58$ N/m²



Obrázek 2.10. Půdorysné rozdělení oblastí větru.

2.7.1 Příčný vítr na stěny

- $h = 20,1$ m
- $b = 63,86$ m
- $d = 17,5$ m
- $h \leq b$... konstatní rozdělení účinků větru po výšce budovy
- $e = 2 \cdot h = 2 \cdot 17,5 = 35$ m

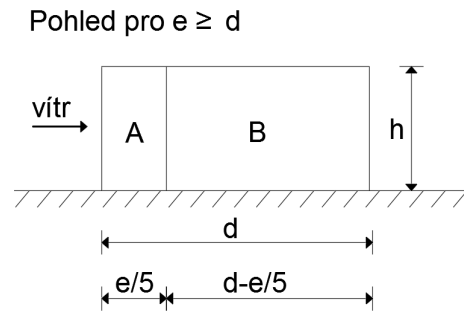


Obrázek 2.11. Referenční výška pro příčný vítr.

- $A > 10 \text{ m}^2 \dots c_{pe,10}$
- $h / d = 20,1 / 17,5 = 1,15$
- Vzorec pro výpočet sloupce Zatížení v tabulce 2.11: $q_{p(z)} \cdot X \cdot 0,001$, kde X jsou jednotlivé oblasti

Oblast	$c_{pe,10}$	Zatížení [kN/m ²]
A	-1,2	-0,74
B	-0,8	-0,49
C	-0,5	-0,31
D	0,8	0,49
E	-0,51	-0,31

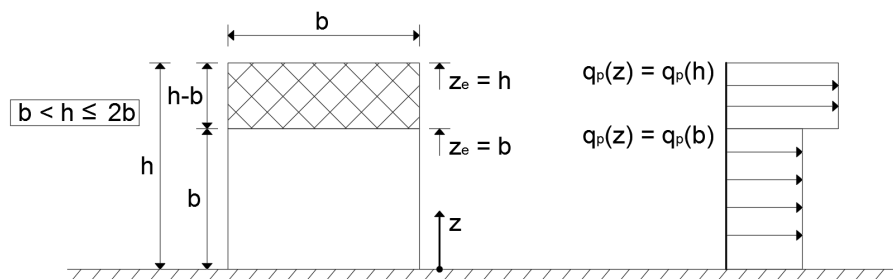
Tabulka 2.11. Součinitel vnějšího tlaku - příčný vítr.



Obrázek 2.12. Rozdělení oblastí stěn - příčný vítr.

2.7.2 Podélný vítr na stěny

- $h = 20,1$ m
- $b = 17,5$ m
- $d = 63,86$ m
- $b < h \leq 2b$... dvě oblasti zatížení po výšce budovy
- $e = b = 17,5$ m



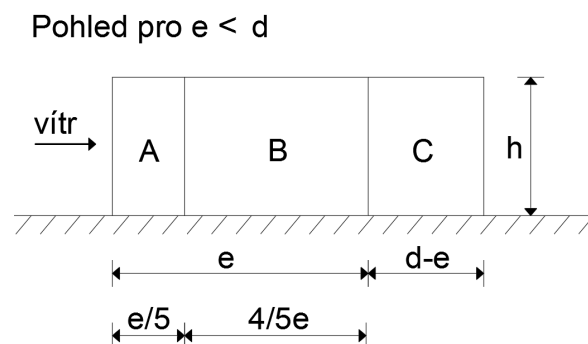
Obrázek 2.13. Referenční výška pro podélný vítr.

- $A > 10$ m² ... $c_{pe,10}$
- $h / d = 20,1 / 17,5 = 1,15$

- Vzorec pro výpočet sloupce Zatížení v tabulce 2.12: $q_{p(z)} \cdot X \cdot 0,001$, kde X jsou jednotlivé oblasti
- Ačkoliv vycházejí dvě oblasti zatížení po výšce, bude pro bezpečnost uvažována pouze jedna, méně příznivá, oblast. V tomto případě tedy v úrovni výšky budovy 20,1 m.

Oblast	$c_{pe,10}$	Zatížení [kN/m ²]
A	-1,2	-0,74
B	-0,8	-0,49
C	-0,5	-0,31
D	0,71	0,44
E	-0,32	-0,20

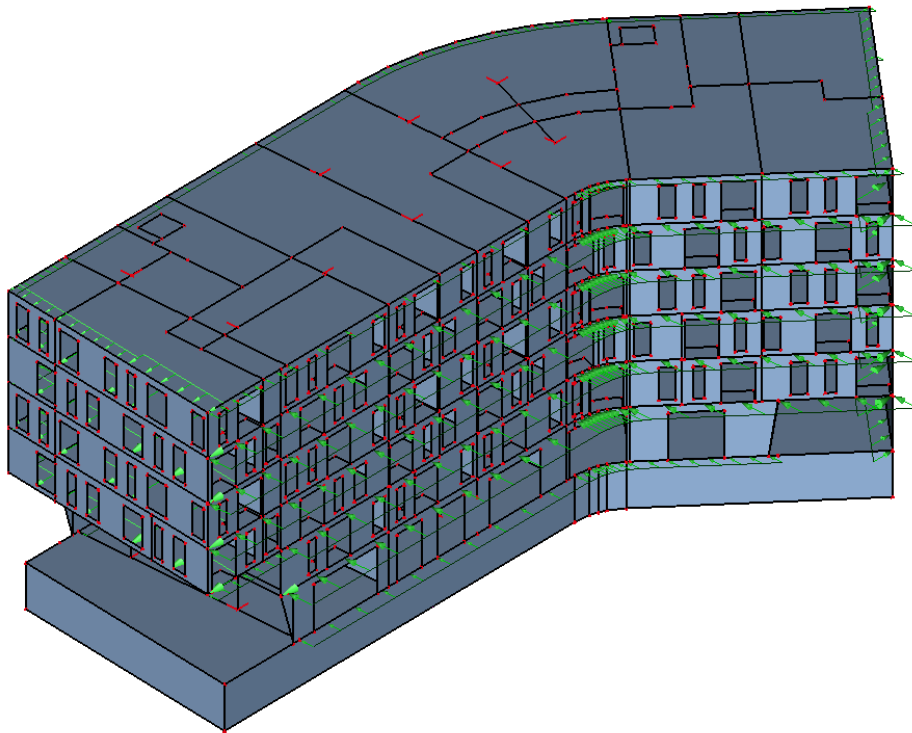
Tabulka 2.12. Součinitel vnějšího tlaku a zatížení - podélný vítr.



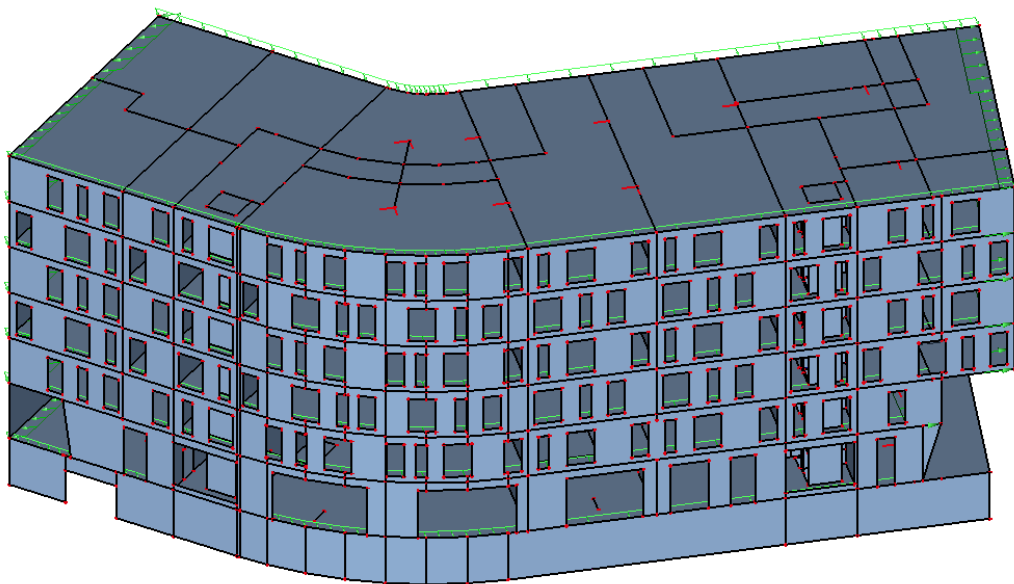
Obrázek 2.14. Rozdělení oblastí stěn - podélný vítr.

2.7.3 Zadání zatížení větrem do modelu

Zatížení větrem bude do modelu aplikováno jako liniové zatížení na hranu plochy desky. Hodnota je spočtena vynásobením příslušné hodnoty v oblasti v kN/m² zatěžovací šířkou. Příklad zatížení větrem aplikované na modelu je na obr. 2.15 a 2.16



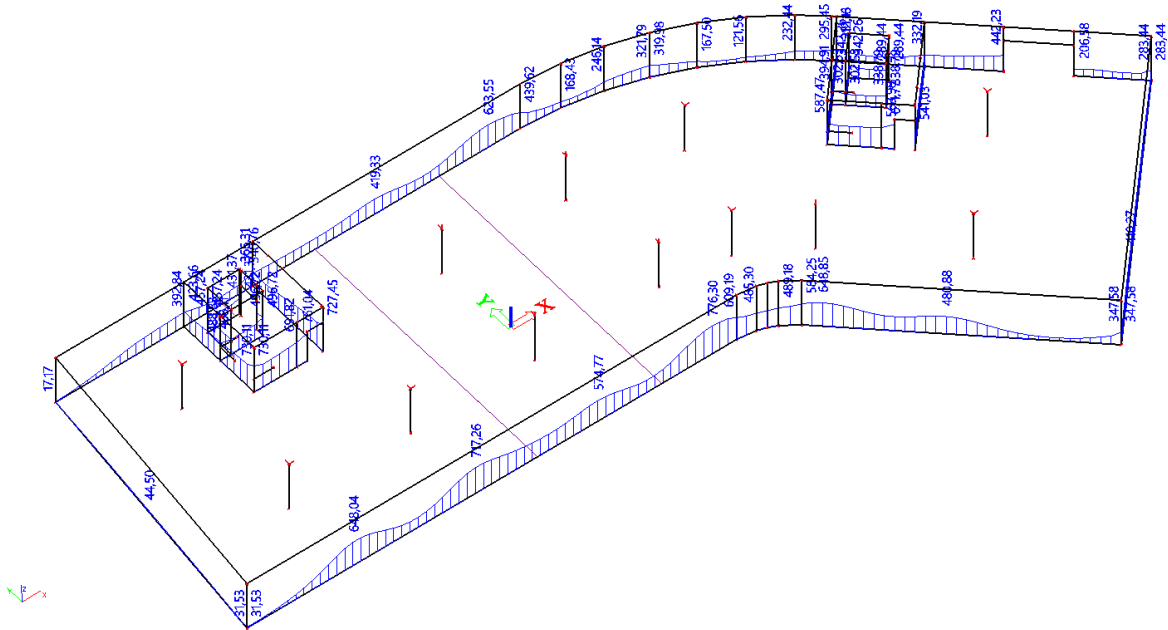
Obrázek 2.15. Příčný vítr - model, pohled ze severu.



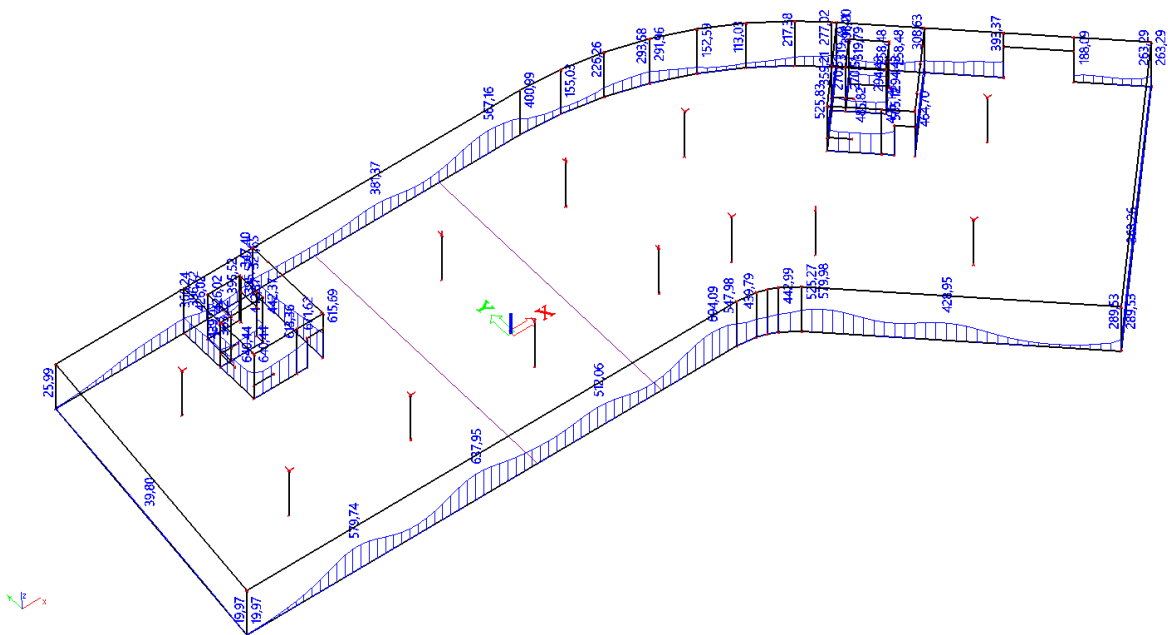
Obrázek 2.16. Příčný vítr - model, pohled z jihu.

2.7.4 Výsledky zatížení větrem

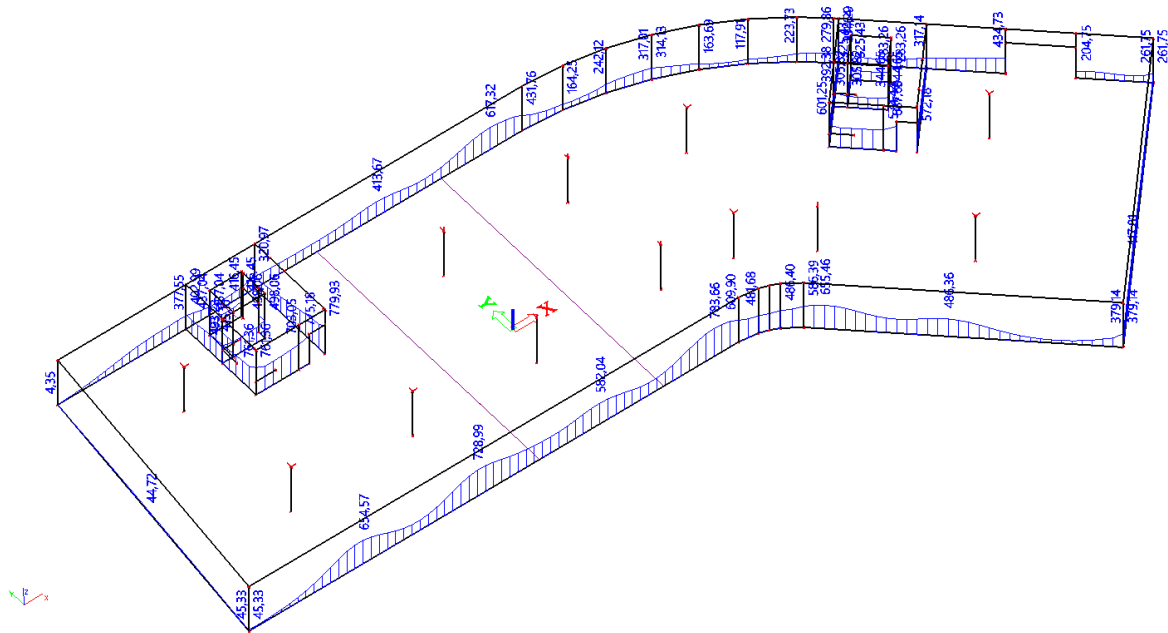
Konstrukce byla zkoumána s ohledem na možné zatěžovací stavy od větru. Cílem bylo prokázat, že ve stavebním stadiu (zatížení vlastní tíhou konstrukce + vítr) nevznikají v základové spáře tahová napětí. V opačném případě by bylo nutné navrhnout určitá opatření. Nejdříve byla vytvořena kombinace, kde stálé i zatížení větrem jsou přenášobeny bezpečnostním koeficientem 1,0 (označení kombinace CV01) a následně extrémní kombinace (označení kombinace CV02), kde zatížení vlastní tíhou je poníženo koeficientem 0,9 a zatížení větrem naopak přenášobeno koeficientem o hodnotě 1,5.



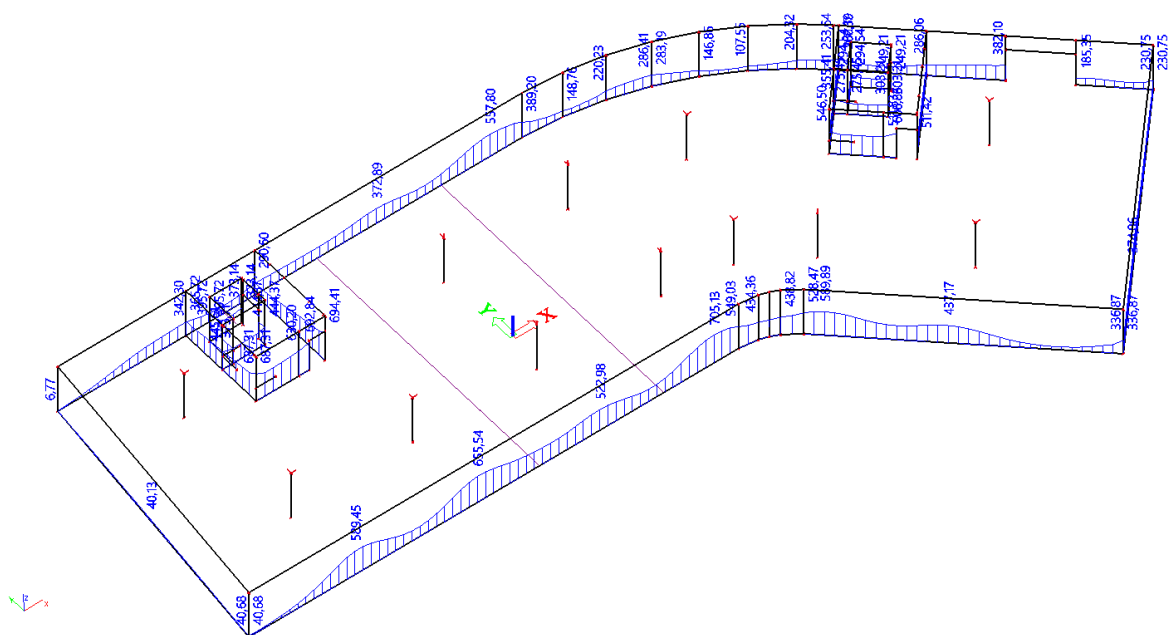
Obrázek 2.17. Intenzity zatížení - vítr příčný, CV01.



Obrázek 2.18. Intenzity zatížení - vítr příčný, CV02.



Obrázek 2.19. Intenzity zatížení - vítr podélný, CV01.

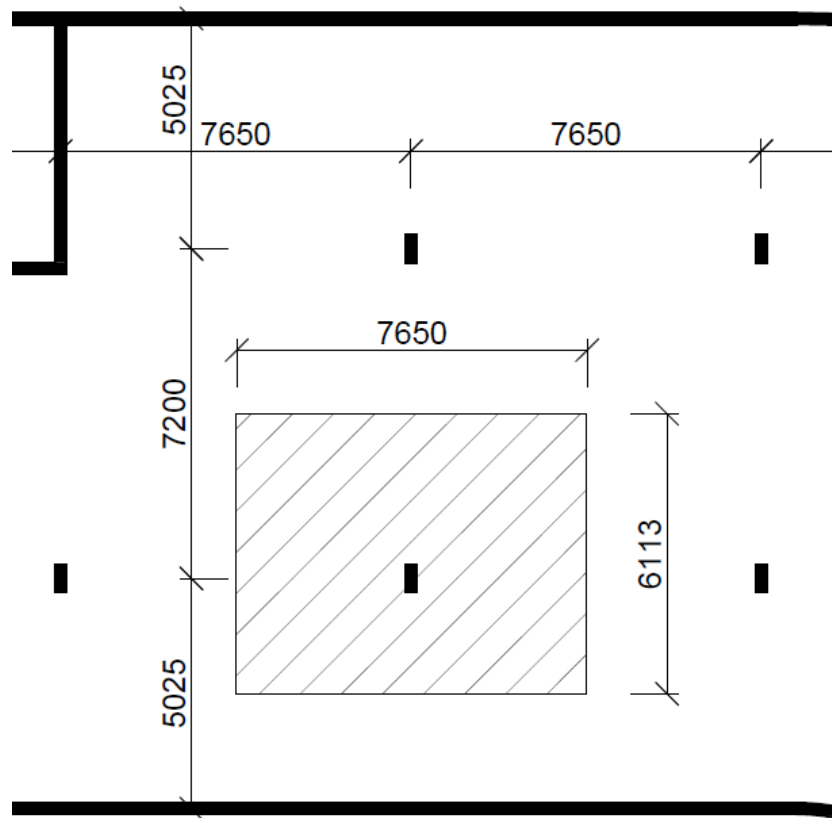


Obrázek 2.20. Intenzity zatížení - vítr podélný, CV02.

Jak je patrné z obrázků 2.17, 2.18, 2.19, 2.20 všechny hodnoty jsou tlakové (modrá barva). Tahová napětí v patkách stěn nevznikají. Nejsou tedy nutné žádná opatření pro redukci tahových namáhání.

2.8 Předběžný návrh sloupů

Návrh bude proveden pro nejvíce zatížený vnitřní sloup - sloup D3. Navržené rozměry sloupu budou uvažovány i u ostatních sloupů.



Obrázek 2.21. Zatěžovací plocha pro sloup.

- Zatěžovací plocha sloupu: $A = 6,113 \cdot 7,65 = 46,76 \text{ m}^2$
- Konstrukční výška 1.PP: $h = 3,19 \text{ m}$
- Konstrukční výška 1.NP: $h = 3,77 \text{ m}$
- Konstrukční výška 2.NP a výše: $h = 3,12 \text{ m}$
- Nad sloupem se nachází 6 stropních konstrukcí a jedna střešní konstrukce
- Výška sloupu: $h_{sl} = 3,19 \text{ m}$
- Plocha stěn: $A_{st} = 6,113 \cdot 0,25 \cdot (3,77 + 5 \cdot 3,12) - 0,25 \cdot 2,5 \cdot 4,5 = 26,79 \text{ m}^3$

- Návrh rozměru sloupu: **350/600 mm**

Název	Počet	Výpočet	F_d [kN]
Stropní. k. komerční p. (viz tab. 2.7)	1	18,192·46,76	850,66
Stropní. k. bytové p. (viz tab. 2.6)	5	5·14,591·46,76	3411,38
Sřešní k. (viz tab. 2.9)	1	11,106·46,76	519,32
Sloup	3,19 m	3,19·0,35·0,6·25·1,35	22,61
Stěny	26,79 m ³	26,79 · 25 · 1,35	904,16
Celkem			5708,13

Tabulka 2.13. Zatížení obdélníkového sloupu .

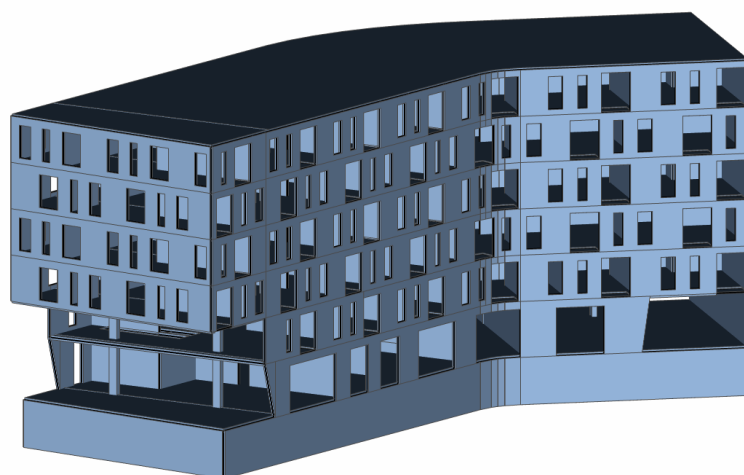
- $\sigma_s = 400 MPa$
- $\rho = \frac{N_{Ed} - 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{A_c \cdot \sigma_s}$
- $\rho = \frac{5879,5 \cdot 10^{-3} - 0,8 \cdot 0,35 \cdot 0,6 \cdot 20}{0,35 \cdot 0,6 \cdot 400} = 0,03$

V předběžném návrhu je zvolen sloup o rozměrech **350/600** mm se stupněm vyztužení 0,03.

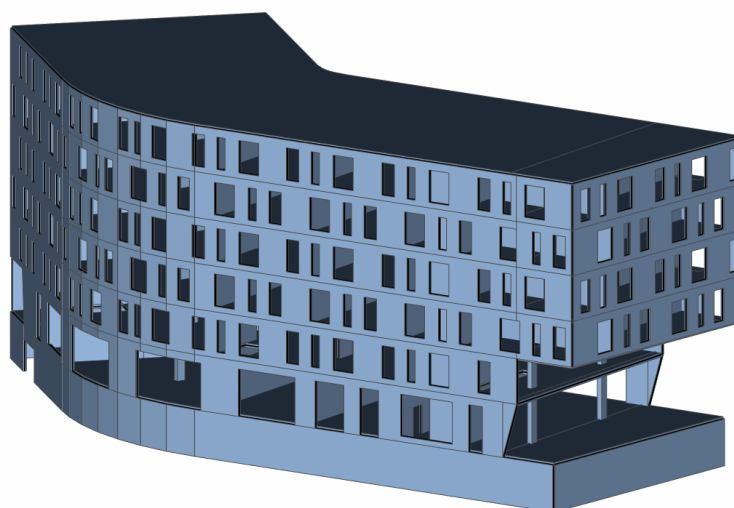
2.9 3D model

Pro zjištění chování konstrukce, vnitřních sil a elastických průhybů byl vytvořen model v softwaru SCIA Engineer 2013 (studentská verze). Model byl modelován jako 3D. Dolní hrany stěn a spodní uzly sloupů v posledním patře (1.PP) byly modelovány jako pevné. Ostatní styky konstrukcí se počítají podle své tuhosti. Stěny byly zvolené tloušťky 250 mm a 200 mm u jader budovy, sloupy podle předběžného návrhu o rozměrech 350/600 mm, deska 1.NP a 1.NP 290 mm a ostatní desky o tloušťce 250 mm. V místech lodžii je deska snížena na tloušťku 120 mm. Schodiště nebyla modelovány. V oblastech, kde leží schodiště, byly ponechány otvory. Malé otvory šachet byly zanedbány. Jedná se o otvory nepřesahující plochu 0,36 m².

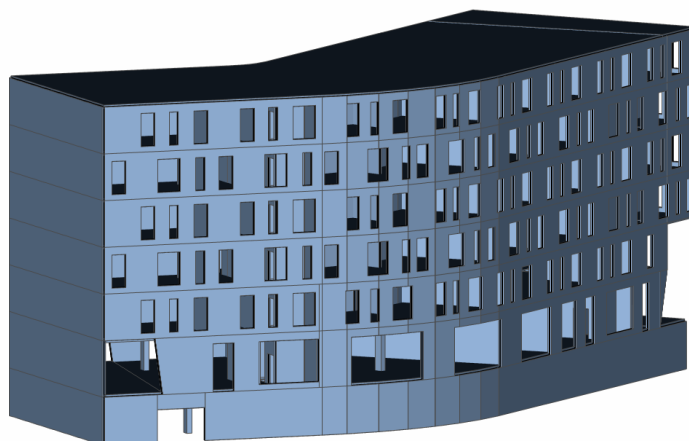
Zatížení bylo aplikováno jako plošné podle tabulek v kapitole Stále a nahodilé zatížení. Zatížení od schodišť bylo modelováno jako liniové. Vlastní tíhu vypočítává software automaticky. Jednotlivá zatížení byla tedy definovaná do příslušných stavů. Stavů pak zařazeny do příslušných kombinací a kombinace dále do tříd. Třídy vykreslují vnitřní síly jako obálky. Na tyto síly se konstrukce dimenzuje.



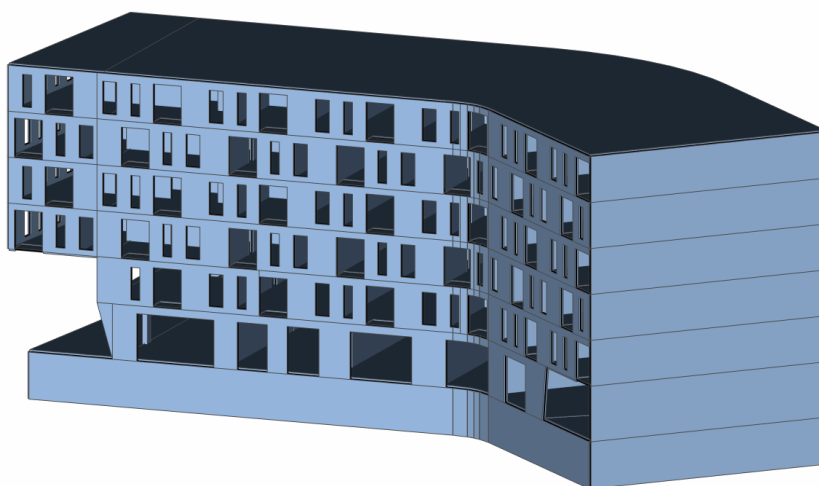
Obrázek 2.22. 3D model - pohled jihozápadní.



Obrázek 2.23. 3D model - pohled severozápadní.



Obrázek 2.24. 3D model - pohled severovýchodní.



Obrázek 2.25. 3D model - pohled jihovýchodní.

■ 2.9.1 Kombinace zatížení

MSU - kombinace 6.10

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (+ \text{ značí kombinovaný s})$$

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

$$\psi_0 = 0,6 \dots \text{ pro vítr}$$

$$\psi_0 = 0,5 \dots \text{ pro sněh}$$

Užitné zatížení bylo bráno jako dominantí. Zatížení od přemístitelných přiček bylo zvolené jako proměnné.

MSP - Charakteristická kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (+ \text{ značí kombinovaný s})$$

$\psi_0 = 0,6$... pro vítr

$\psi_0 = 0,5$... pro sněh

Užitné zatížení bylo bráno jako dominantí. Zatížení od přemístitelných příček, které bylo zvolené jako proměnné zatížení, nebylo redukováno součinitelem ψ .

MSP - Kvazistálá kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (+ \text{ značí kombinovaný s})$$

$\psi_2 = 0,3$... pro kategorii A

$\psi_2 = 0,6$... pro kategorii C

$\psi_2 = 0$... pro kategorii H

$\psi_2 = 0$... pro vítr

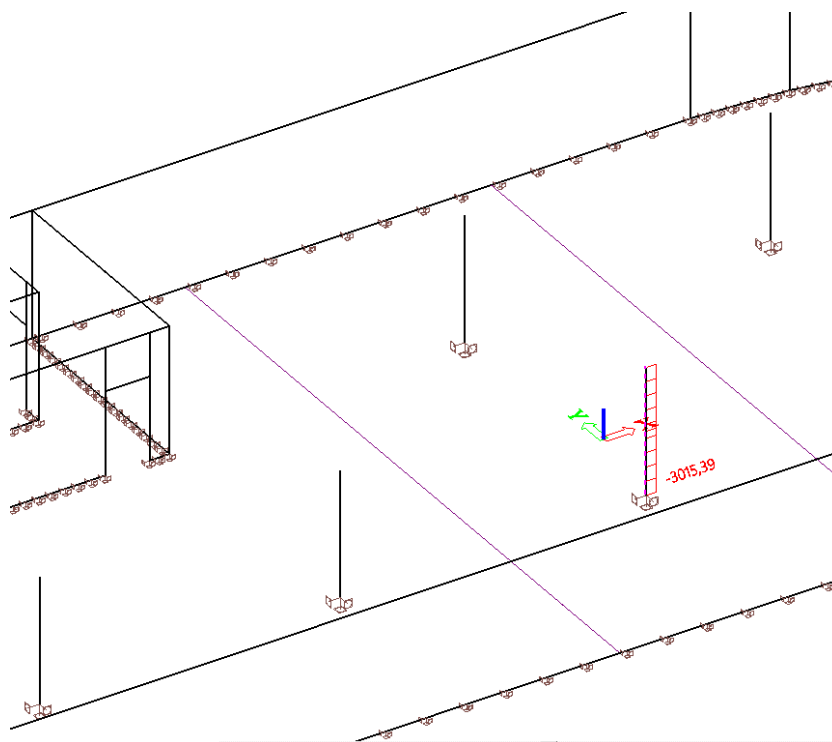
$\psi_2 = 0$... pro sněh

Zatížení od přemístitelných příček, které bylo zvolené jako proměnné zatížení, nebylo redukováno součinitelem ψ .

2.9.2 Ověření správnosti 3D modelu

Model bude ověřen pomocí normálové síly ve sloupu, jenž byl předběžně navrhován v kapitole Předběžný návrh sloupů. Dle výpočtu zatížení podle zatěžovacích ploch by měla síla v patě sloupu být 5708,13 kN (tab. 2.13).

Síla v modelu je však 3015,39 kN (obr. 2.26), což je velmi odlišné od ručního výpočtu. Vysvětlit tento rozpor je zřejmě možné velkou tuhostí stěnového nosníku, který leží na sloupech. Tento stěnový nosník roznáší zatížení do obvodových stěn ve větším poměru, než bylo uvažováno při výpočtu normálové síly v předběžném návrhu.



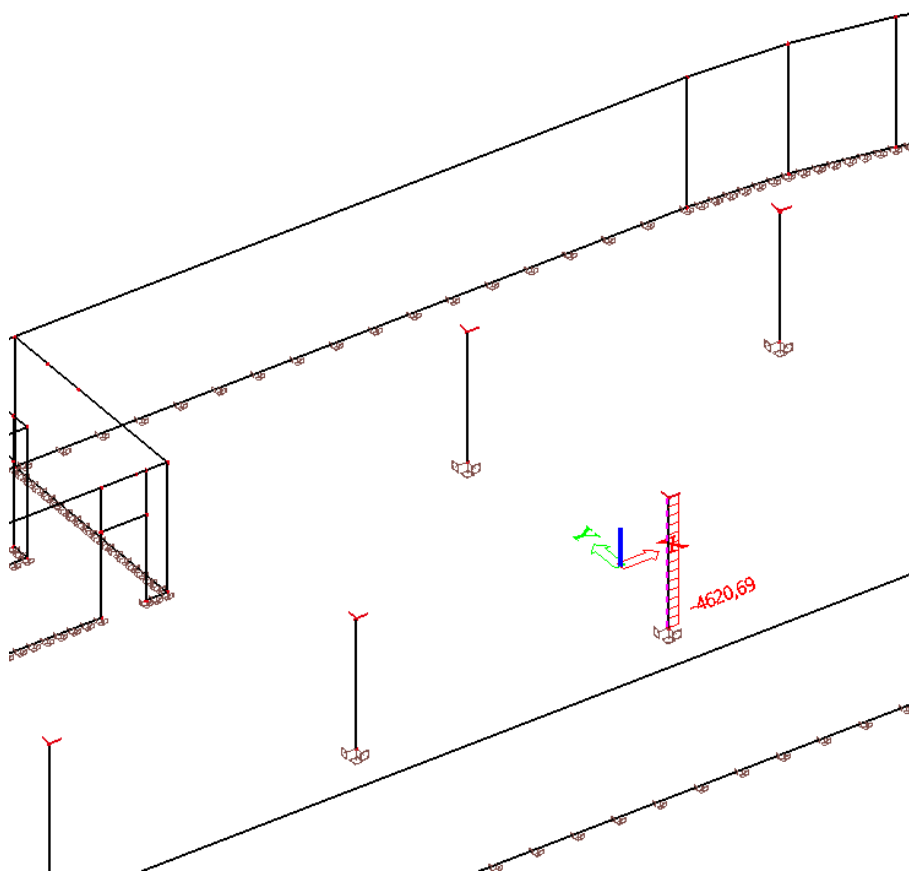
Obrázek 2.26. Síla v patě sloupu ze 3D modelu.

2.9.3 Ověření zatížení

Aby byla vyloučena možná chyba v zadání zatížení, bude vytvořen nový model, kde všechny vnitřní stěny, kromě stěn jádrových, budou nahrazeny sloupy. Modelová hodnota normálové síly v patě sloupu by měla být blízká k hodnotě síly stanovené ručním výpočtem (odhadem zatěžovací plochy v předběžném návrhu). Nutno podotknout, že tento model byl vytvořen zkopírováním modelu předchozího a pouze vymazáním stěn a přidáním sloupů. Zatížení bylo ponechané stejné jako ve stěnovém modelu. Síla v patě sloupu by se měla zmenšit pouze o tíhu stěnového nosníku, který byl odstraněn, a naopak se zvětšit o tíhu sloupů, které byly přidány. Síla ve sloupu by tedy v tomto případě měla být 4940,76 kN (tab. 2.14)

Název	Počet	Výpočet	F_d [kN]
Stropní k. komerční p. (viz tab. 2.7)	1	18,192·46,76	850,66
Stropní k. bytové p. (viz tab. 2.6)	5	5·14,591·46,76	3411,38
Sřešní k. (viz tab. 2.9)	1	11,106·46,76	519,32
Sloup	22,49 m	22,49·0.35·0.6·25·1.35	159,40
Celkem			4940,76 kN

Tabulka 2.14. Zatížení sloupu ve “sloupovém“ modelu .



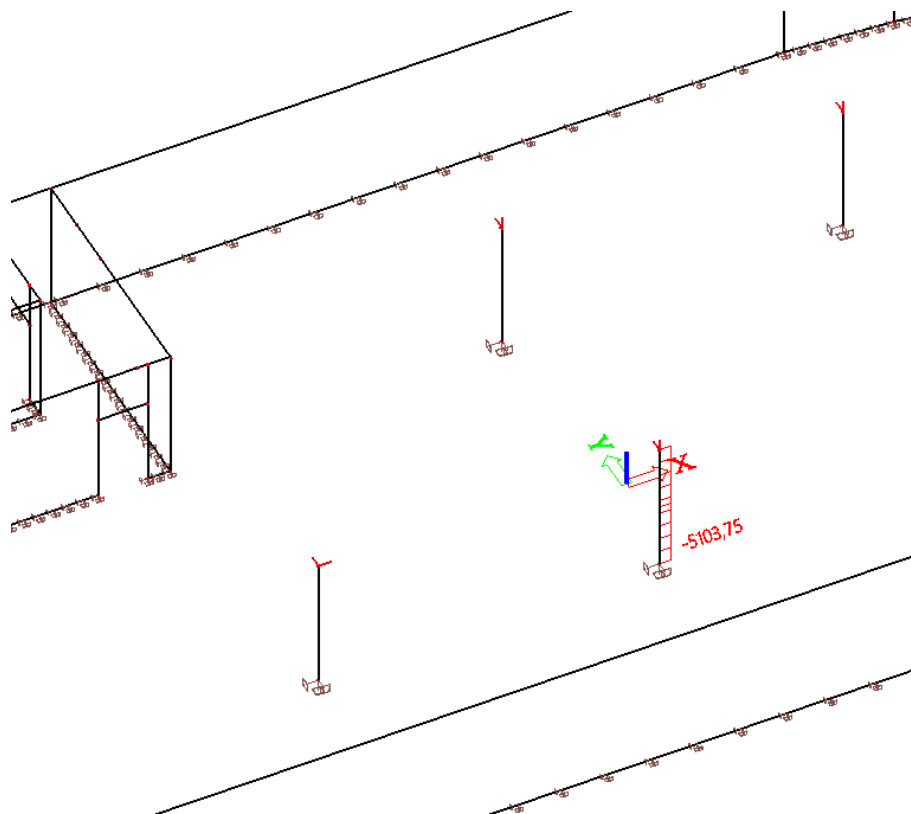
Obrázek 2.27. Síla v patě sloupu ze 3D modelu se sloupy.

Síla v patě sloupu z modelu se sloupy je 4620,69 kN. Rozdíl oproti hodnotě získané ručním výpočtem přes zatěžovací plochy je 320,07 kN. Chyba je tedy pouze 6,9 %,

nepřesnost je pravděpodobně způsobena jiným poměrem rozdělení zatížení do sloupu a stěn než 50:50. Chyba je ovšem k velikosti modelu a počtu pater malá. Tímto by se dalo ověření správnosti zadání zatížení do modelu považovat za vyhovující.

■ 2.9.4 Zmenšení tuhosti stěn

Pro další ověření modelu, bude zmenšena tuhost stěn. Tuhosti všech prvků v původním modelu byly uvažovány bez vlivu případných trhlin. Vznik trhlin od tahových napětí vlivem objemových změn sníží tuhosti prvků, což vede k přerozdělení zatížení. Zmenšením tuhosti stěn by se měla část zatížení přenést do sloupu a tedy hodnota, normálové síly v patě sloupu se patrně zvětší a tím přiblíží hodnotě z ručního výpočtu, tedy hodnotě 5708,13 kN. Zmenšení tuhosti stěn bude v softwaru provedeno snížením modulu pružnosti na jednu třetinu hodnoty. Tedy snížení 32 GPa na 10,67 GPa. Ostatní parametry modelu zůstanou nezměněny.

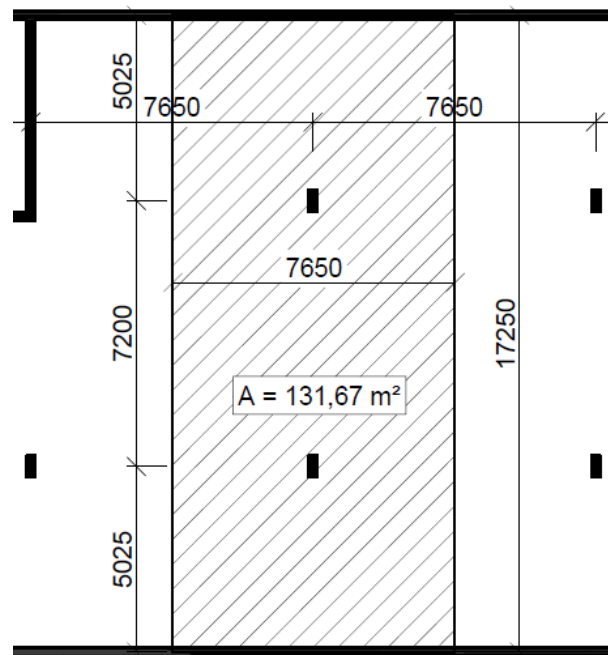


Obrázek 2.28. Síla v patě sloupu ze 3D modelu se zmenšenou tuhostí.

Síla v patě sloupu v tomto modelu je 5103,75 kN. Rozdíl oproti hodnotě z ručního výpočtu je 604,38 kN. Chyba je tedy 11,8%. Hodnoty jsou si blízké.

■ 2.9.5 Kontrola součtu zatížení v jednom zatěžovacím pruhu

Pro další kontrolu modelu bude porovnán součet zatížení v jednom zatěžovacím pruhu (obr. 2.29) stanovený ručním výpočtem a součtem hodnot získaných v základním modelu se stěnami s nezměněnými tuhostmi. Celková plocha posuzovaného pruhu je 131,67 m².



Obrázek 2.29. Kontrolovaný zatěžovací pruh.

Ruční výpočet

■ Zatížení desek

Patro	Popis	Výpočet	Návrh. z. [kN]
1.PP	komerční pros.	$131,67 \cdot 18,192$	2395,34
1.NP	komerční pros.	$30,63 \cdot 18,192$	557,22
	bytové prost	$(131,67 - 30,63) \cdot 14,591$	1474,27
2.NP	lodžie	$2,29 \cdot 9,136$	20,92
	bytové prost.	$(131,67 - 2,29) \cdot 14,591$	1887,78
3.NP	bytové prost	$131,67 \cdot 14,591$	1921,20
4.NP	lodžie	$2,29 \cdot 9,136$	20,92
	bytové prost.	$(131,67 - 2,29) \cdot 14,591$	1887,78
5.NP	bytové prost	$131,67 \cdot 14,591$	1921,20
6.NP	střecha	$131,67 \cdot 11,106$	1462,33
Celkem			13548,96

Tabulka 2.15. Zatížení v pruhu - desky.

■ Zatížení od vnitřních stěn

tloušťka stěn: 0,25 m

výška stěn: 19,37 m

délka stěn: 17,25 m

plocha otvorů: 17,49 m²

objem stěn: $0,25 \cdot (19,37 \cdot 17,25 - 17,49) = 79,16 \text{ m}^3$

návrhová tíha stěn: $76,16 \cdot 25 \cdot 1,35 = \mathbf{2570,40 \text{ kN}}$

- Zatížení od obvodových stěn

celková výška stěn: 22,56 m

délka stěn: $2 \cdot 7,65 = 15,3$ m

objem bez otvorů: $22,56 \cdot 15,3 \cdot 0,25 = 86,29$ m³

objem včetně otvorů: $86,29 - 27,46 = 58,83$ m³

návrhová hodnota zatížení stěn: $58,83 \cdot 25 \cdot 1,35 = \mathbf{1985,51}$ kN

Patro	Výpočet	Objem [m ³]
1.NP	$11,99 \cdot 3,24 \cdot 0,25$	9,71
2.NP	$4,95 \cdot 2,22 \cdot 0,25$	2,75
3.NP	$6,9 \cdot 2,22 \cdot 0,25$	3,83
4.NP	$6,63 \cdot 2,22 \cdot 0,25$	3,67
5.NP	$6,9 \cdot 2,22 \cdot 0,25$	3,83
6.NP	$6,63 \cdot 2,22 \cdot 0,25$	3,67
Celkem		27,46

Tabulka 2.16. Objem otvorů v obvodových stěnách.

- Celkové návrhové zatížení spočteno ruční metodou

$13548,96 + 2570,40 + 1985,51 = \mathbf{18104,87}$ kN

3D model

celková návrhová síla v patách sloupů: $2577,69 + 3003,72 = 5581,41$ kN

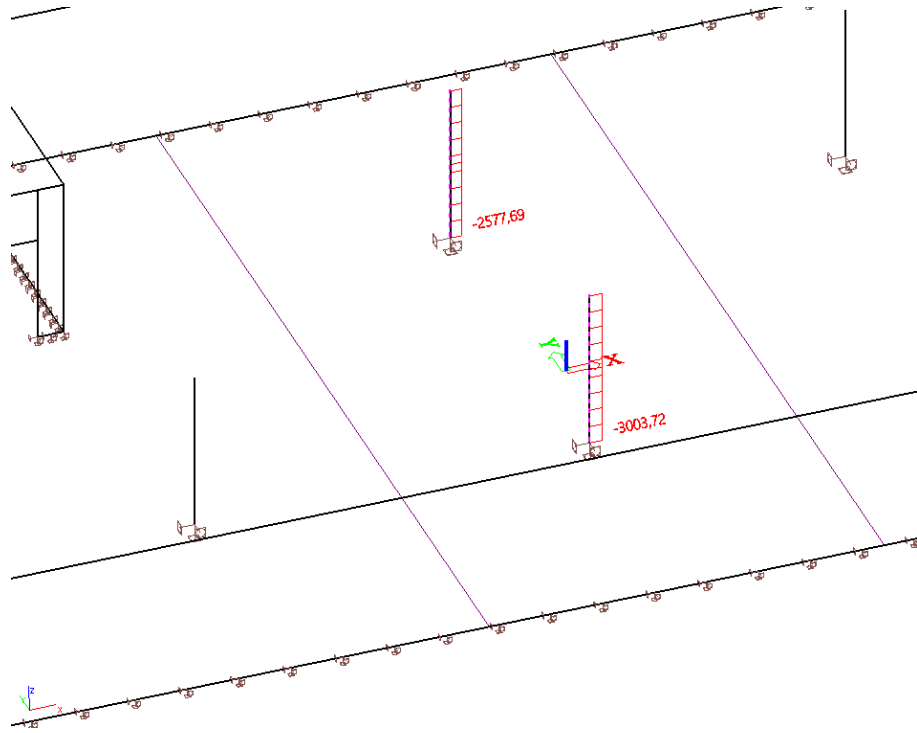
průměrná hodnota intezity na jižní stěně: 850,82 kN/bm

průměrná hodnota intezity na severní stěně: 673,56 kN/bm

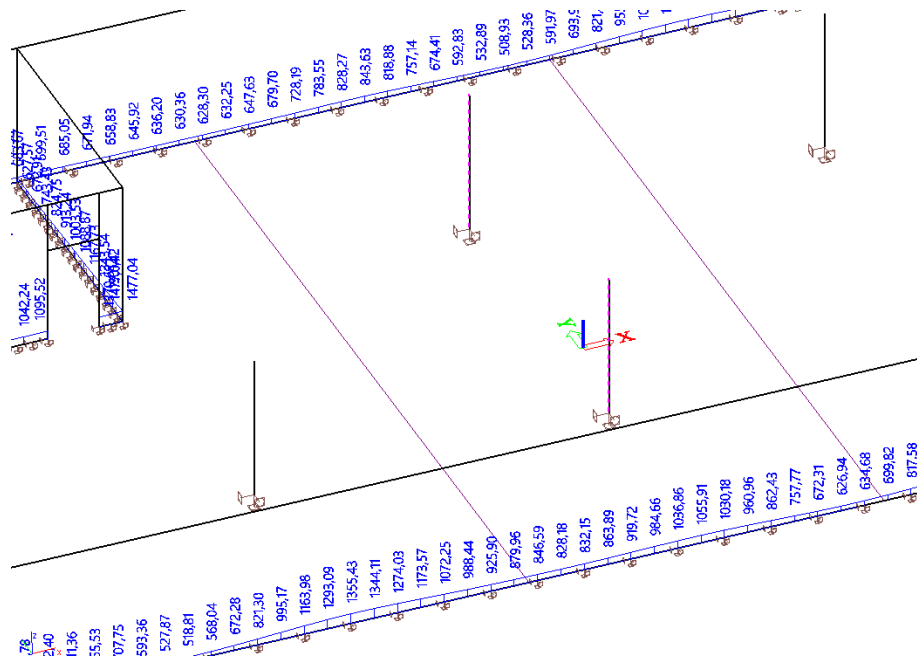
celkové zatížení v posuzovaném pruhu: $5581,41 + 7,65 \cdot 850,82 + 7,65 \cdot 673,56 = 17242,92$ kN

Závěr

Celková hodnota síly vypočtená ruční metodou činí 18104,87 kN a hodnota síly ze 3D modelu 17242,92 kN. Rozdíl hodnot je pak 861,95 kN a chyba 5 %. Vzhledem k velikosti a složitosti modelu je rozdíl akceptovatelný. Původní model bez změněných tuhostí se tudíž dá považovat za správný a dále bude použit pro návrh a posuzení výztuže.



Obrázek 2.30. Návrhové síly v patách sloupů - 3D model.



Obrázek 2.31. Návrhové intenzity ve stěnách - 3D model.

2.10 Předběžný posudek desky na protlačení

Na protlačení bude v předběžném posudku posouzena deska 1.PP u nejvíce zatíženého sloupu D3.

- Zatěžovací plocha sloupu: $A = 46,76 \text{ m}^2$ (viz obr. 2.21)
- Návrhové zatížení desky: $f_{Ed} = 18,192 \text{ kN/m}^2$ (viz tab. 2.7)
- Posouvající síla od zatížení stropní desky (komerční podlaží):
 $V_{Ed} = A \cdot f_{Ed} = 46,76 \cdot 18,192 = 850,658 \text{ kN}$
- Účinná výška: $d = 254 \text{ mm}$
- Součinitel $\beta = 1,25$ (odhad)
- Délka "nultého" kontrolovaného obvodu:
 $u_0 = 2 \cdot (c_1 + c_2) = 2 \cdot (350 + 600) = 1900 \text{ mm}$
- Délka základního kontrolovaného obvodu:
 $u_1 = 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 2 \cdot (350 + 600) + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 249 = 5029 \text{ mm}$
- Účinek zatížení v "nultém" kontrolovaném obvodu:
 $V_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,25 \cdot 850,658 \cdot 10^3}{1900 \cdot 254} = 2,203 \text{ MPa}$
- Účinek zatížení v základním kontrolovaném obvodu:
 $V_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,25 \cdot 850,658 \cdot 10^3}{5029 \cdot 254} = 0,832 \text{ MPa}$
- Únosnot tlakové diagonály:
 $V_{Rd,max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$
 $V_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 = 4,224 \text{ MPa}$
- Smyková únosnost desky bez výztuže na protlačení:
 $V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$
 $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,15} = 0,12$
 $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{249}} = 1,90 < 2$
 $\rho = 0,005$ (odhad)
 $\sigma_{cp} = 0$
 $k_1 = 0,1$
- $V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,9^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,502 \text{ MPa}$
- $V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,9 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 30)^{1/3} = 0,562 \text{ MPa}$
 $V_{Rd,c} = 0,562 \text{ MPa} > V_{min} = 0,502 \text{ MPa}$
- $V_{Ed,0} = 2,203 \text{ MPa} < V_{Rd,max} = 4,224 \text{ MPa} \dots$ **Vyhovuje**

- $V_{Ed,1} = 0,832 \text{ MPa} > V_{Rd,c} = 0,562 \text{ MPa}$... **Nevyhovuje**, nutno navrhnout výztuž na protlačení.
 - Pro smykové trny $k_{max} = 1,8$ (v podrobném výpočtu by bylo upřesněno podle pokynu výrobce trnů)
 $V_{Rd,c} \cdot \alpha = 0,562 \cdot 1,8 = 1,012 \text{ MPa} > V_{Ed,1} = 0,832 \text{ MPa}$... **Vyhovuje**
- Zvolený rozměr desky a sloupu **350/600 mm** na protlačení vyhovuje.

2.11 Posouzení desky na smyk

- Na desce jsou založeny stěny, které by mohly způsobit smykové porušení
- Smyková únosnost desky bez smykové výztuže:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \geq V_{min} \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,15} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{211}} = 1,97 < 2$$

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

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$k_1 = 0,1$$

- $V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,97 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 30)^{1/3} \cdot 1 \cdot 0,211 = 118,6 \text{ kN}$
- $V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,97^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,530 \text{ MPa}$
- $V_{Rd,c} = 118,6 \text{ kN} > V_{min} \cdot 1 \cdot 0,211 = 111,3 \text{ kN}$
- $V_{Ed} = 103,21 \text{ kN}$ (maximální převládající hodnota V_x)
- $V_{Ed} = 103,21 < V_{Rd,c} = 118,6 \text{ kN}$... **Vyhovuje**

2.12 Koncepční návrh schodišť

V objektu se nachází celkem pět monolitických schodišť. Dvě v blízkosti výtahových šachet, která zajišťují obyvatelům přístup do bytů. Tato schodiště procházejí přes všechna patra a jsou dvouramenná. Ostatní schodiště jsou v komerčních prostorách a zajišťují spojení mezi 1.NP a 2.NP. Schodiště mezi osami B a C je navrženo jako jednoramenné, dvakrát zalomené. Zbývá dvě schodiště mezi osami E - F a G - H jsou dvouramenná. V této práci budou všechna schodiště navržena koncepčně, ale pouze schodiště v prostorách výtahových šachet ve druhém až čtvrtém nadzemním podlaží budou navržena podrobněji včetně výkresu tvaru. Akustická neprůzvučnost je řešena zabetonováním mezipodesty do akustických prvků HALFEN HBB NOSNÝ PRVEK 20 Q a uložení ramen na hlavní podestu přes akustické prvky HALFEN HTT.

■ 2.12.1 Schodiště v bytových prostorách ve 2. - 4. NP

- Konstrukční výška: 3120 mm
- Výška stupně:

$$v_s = \frac{3120}{173,33} = 18 \text{ stupňů}$$
- Šířka stupně:

$$b_s = (600 \text{ až } 650) - 2 \cdot v_s = (600 \text{ až } 650) - 2 \cdot 173,33 = 253,34 \text{ až } 303,34 \text{ mm} \rightarrow 260 \text{ mm}$$
- Sklon schodiště:

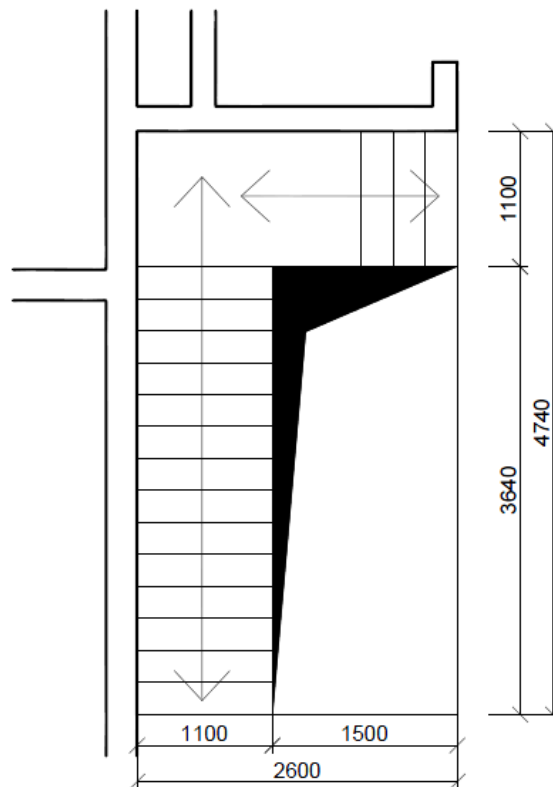
$$\alpha = \arctan \frac{173,33}{260} = 33,69^\circ$$

Dvouramenné schodiště ve tvaru písmene L 18 x 173,33/260

- Podchodná výška:

$$h_1 = 2587,1 \text{ mm}$$
 Podmínka $h_1 = 2587,1 \text{ mm} > 2100 \text{ mm}$
 Podchodná výška vyhovuje
- Průchodná výška:

$$h_2 = 2152,6 \text{ mm}$$
 Podmínka $h_2 = 2152,6 \text{ mm} > 1900 \text{ mm}$
 Průchodná výška vyhovuje
- Rozměry pole: max. 2600 x 4740 mm
- Délka menšího ramene s mezipodestou: 2560 mm
- Délka delšího ramene s mezipodestou: 4740
- Šířka ramene: 1100 mm
- Rozměry mezipodesty: 1100/1560 mm
- Tloušťka ramen 299 mm
- Tloušťka mezipodesty: 250 mm



Obrázek 2.32. Schéma schodiště ve tvaru písmene L ve 2. - 4. NP.

- Ověření tloušťky schodišťového ramene:

$$h_{ra} = \frac{1}{25} \cdot L = \frac{1}{25} \cdot 4740 = 189,6\text{mm} < 299\text{mm}$$
- Tloušťky schodišťových konstrukcí byly voleny z hlediska návaznosti na desky pater.

Výkres tvaru je ve výkresu Tvar schodiště.

■ 2.12.2 Schodiště v komerčním prostoru mezi osami B-C

- Konstrukční výška: 3770 mm
- Výška stupně:

$$v_s = \frac{3770}{170} = 22,2 \rightarrow 22 \text{ stupňů}$$

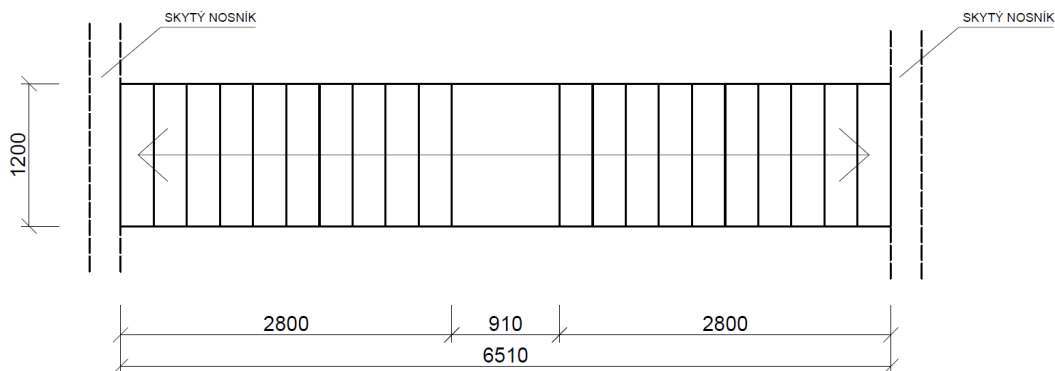
$$v_s = \frac{3770}{22} = 171,36\text{mm}$$
- Šířka stupně:

$$b_s = 630 - 2 \cdot v_s = 630 - 2 \cdot 171,36 = 287,28\text{mm} \rightarrow 280\text{mm}$$
- Sklon schodiště:

$$\alpha = \arctan \frac{171,36}{280} = 31,47^\circ$$

Jednoramenné dvakrát lomené schodiště 22 x 171,36/280 mm

- Podchodná výška:
Nad schodištěm není další schodiště. Podchodná výška vyhovuje.
- Průchodná výška:
Nad schodištěm není další schodiště. Průchodná výška vyhovuje.
- Délka ramene: 6510 mm
- Šířka ramene: 1200 mm
- Šířka mezipodesty: 1200 mm
- Tloušťka schodiště: 300 mm
- Ověření tloušťky schodišťového ramene:
$$h_{ra} = \frac{1}{25} \cdot L = \frac{1}{25} \cdot 6510 = 260,4\text{mm} < 300\text{ mm}$$



Obrázek 2.33. Schéma jednoramenného schodiště.

2.12.3 Schodiště v komerčním prosotru mezi osami E-F a H-I

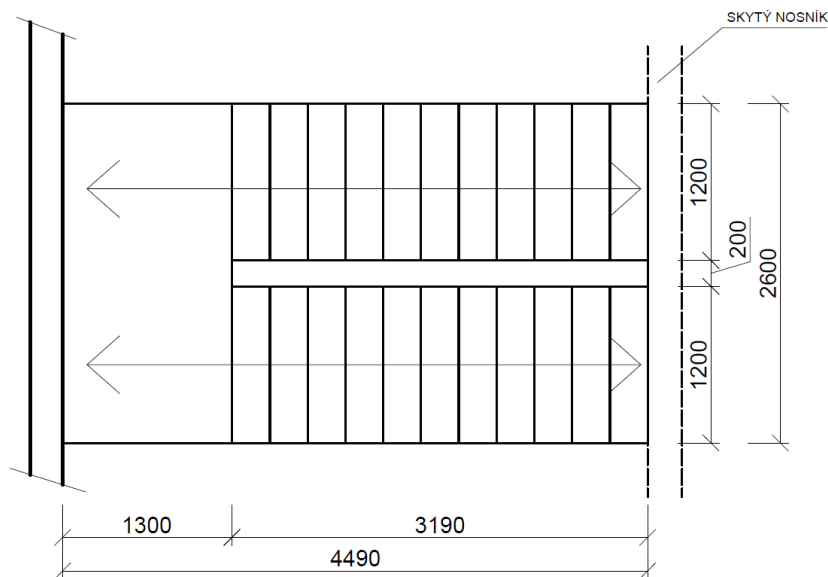
- Konstrukční výška: 3770 mm
- Výška stupně:
$$v_s = \frac{3770}{170} = 22,2 \rightarrow 22 \text{ stupňů}$$

$$v_s = 3770 \text{ over } 22 = 171,36\text{mm}$$
- Šířka stupně:
$$b_s = 630 - 2 \cdot v_s = 630 - 2 \cdot 171,36 = 287,28\text{mm} \rightarrow 290\text{mm}$$
- Sklon schodiště:
$$\alpha = \arctan \frac{171,36}{290} = 30,58^\circ$$

Dvouramenné schodiště 22 x 171,36/290 mm

- Podchodná výška:
Nad schodištěm není další schodiště. Podchodná výška vyhovuje.

- Průchodná výška:
Nad schodištěm není další schodiště. Průchodná výška vyhovuje.
- Délka ramene včetně mezipodesty: 4490 mm
- Šířka ramene: 1200 mm
- Šířka mezipodesty: 1300 mm
- Tloušťka schodiště: 270 mm
- Ověření tloušťky schodišťového ramene:
$$h_{ra} = \frac{1}{25} \cdot L = \frac{1}{25} \cdot 4490 = 179,6\text{mm} < 270\text{mm}$$



Obrázek 2.34. Schéma dvouramenného schodiště - komerční prostor.

2.12.4 Schodiště v bytových prostorech v 1.NP

- Konstrukční výška: 3770 mm
- Výška stupně:
$$v_s = \frac{3770}{21} = 179,52$$
- Šířka stupně:
$$b_s = (600 \text{ až } 650) - 2 \cdot v_s = (600 \text{ až } 650) - 2 \cdot 179,52 = 240 \text{ až } 290,9\text{mm} \rightarrow 260\text{mm}$$
- Sklon schodiště:
$$\alpha = \arctan \frac{179,52}{260} = 34,62^\circ$$

Dvouramenné schodiště ve tvaru písmene L 21 x 179,52/260 mm

- Podchodná výška:

$$h_1 = 2785,7mm$$

$$\text{Podmínka } h_1 = 2785,7mm > 2100mm$$

Podchodná výška vyhovuje

- Průchodná výška:

$$h_2 = 2303,6mm$$

$$\text{Podmínka } h_2 = 2303,6mm > 1900mm$$

Průchodná výška vyhovuje

- Rozměry pole: max. 2600 x 4740 mm

- Délka menšího ramene s mezipodestou: 2560 mm

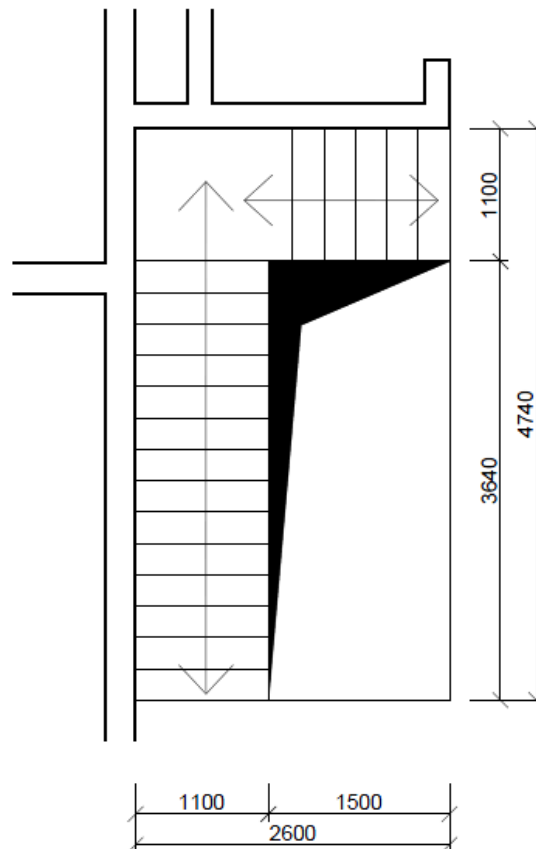
- Délka delšího ramene s mezipodestou: 4740

- Šířka ramene: 1100 mm

- Rozměry mezipodesty: 1100/1300 mm

- Tloušťka ramen: 287 mm

- Ověření tloušťky schodišťového ramene: $h_{ra} = \frac{1}{25} \cdot L = \frac{1}{25} \cdot 4740 = 189,6mm < 278$
mm



Obrázek 2.35. Schéma schodiště ve tvaru písmene L v 1. NP.

■ 2.12.5 Schodiště v bytových prostorech v 1.PP

- Překonávaná výška: 3200 mm
- Výška stupně:

$$v_s = \frac{3200}{18} = 177,78$$
- Šířka stupně:

$$b_s = (600 \text{ až } 650) - 2 \cdot v_s = (600 \text{ až } 650) - 2 \cdot 177,78 = 244,4 \text{ až } 294,4 \text{ mm} \rightarrow 260 \text{ mm}$$
- Sklon schodiště:

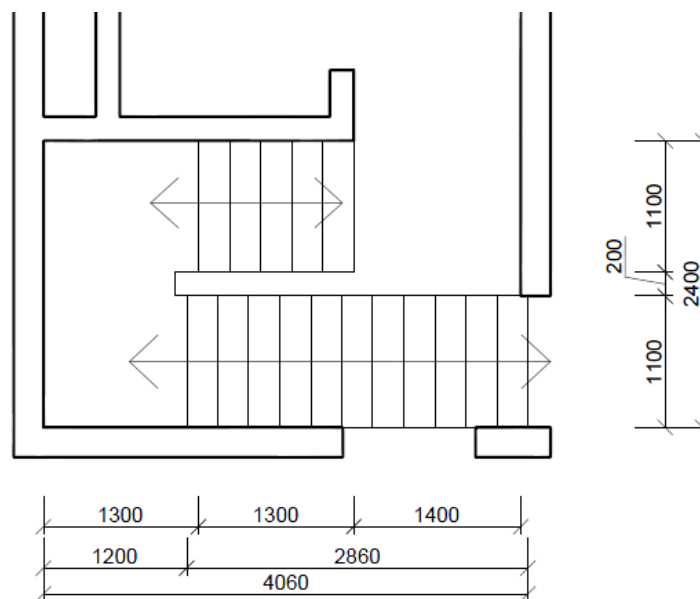
$$\alpha = \arctan \frac{177,78}{260} = 34,36^\circ$$

Dvouramenné schodiště ve 18 x 177,78/260 mm

- Podchodná výška:

$$h_1 = 2785,7 \text{ mm}$$
 Podmínka $h_1 = 3022,2 \text{ mm} > 2100 \text{ mm}$
 Podchodná výška vyhovuje

- Průchodná výška:
 $h_2 = 2491,3\text{mm}$
 Podmínka $h_2 = 2491,3\text{mm} > 1900\text{mm}$
 Průchodná výška vyhovuje
- Rozměry pole: max. 4060 x 2400 mm
- Délka menšího ramene s mezipodestou: 2600 mm
- Délka delšího ramene s mezipodestou: 4060 mm
- Šířka ramene: 1100 mm
- Rozměry mezipodesty: 1200/2600 mm
- Tloušťka ramen: 200 mm
- Ověření tloušťky schodišťového ramene: $h_{ra} = \frac{1}{25} \cdot L = \frac{1}{25} \cdot 4060 = 162,4\text{mm} < 200\text{mm}$



Obrázek 2.36. Schéma schodiště v 1. PP.

2.13 Ztužení objektu

Ztužení objektu je zajištěno dvěma schodišťovými jádry a taktéž vnějšími i vnitřními monolitickými betonovými stěnami. I přes délku objektu větší než 56 m, nebude objekt dilatován. Vzniklá napětí od účinku objemových změn budou řešena přídatnou výztuží desky.

2.14 Základy

Základy budou provedeny jako plošné - patky a pasy. Výpočet bude pro zjednodušení proveden pouze pro svislou únosnost v základové spáře podle 2. geotechnické kategorie.

2.14.1 Geologický profil

Pro tuto práci bude uvažovaný tento geologický profil:

- 0,00 - 0,40 m drn + hlína tmavě hnědá, prachovitá, humozní, se štěrkem, vlhká, tuhá
ČSN 73 1001 - F4(CS)O, bez úprav nevhodná základová půda
- 0,40 - 1,20 m jíl zelenošedý, vysoce plastický, tuhý, lepivý
ČSN 73 1001 - F8(CH), tuhá konzistence
- 1,2 - 9 m - písek hnědošedý - šedohnědý, střednězrný, s příměsí jemnozrné frakce, s valounky, ulehlý
ČSN 73 1001 - S3(S-F), ulehlý
- 9 m a více - pískovec, šedý, okrově šedý, deskovitě odlučný, rozpukaný
ČSN 73 1002 - R5

Zem.	v [-]	β [-]	γ [kN/m ³]	E_{def} [MPa]	c_u [kPa]	c_{ef} [kPa]	ϕ_u [°]	ϕ_{ef} [°]
F4				nevhodná	půda			
F8	0,42	0,37	20,5	3	40	4	0	14
S3	0,3	0,74	17,5	22	-	0	-	33

Tabulka 2.17. Směrné normové charakteristiky základové půdy.

2.14.2 Zatížení patky

Bude navržena patka pod nejvíce zatíženým sloupem - sloup E5. Velikosti sil budou odečteny ze 3D modelu s nezměněnými tuhostmi z programu SCIA Engineer z kombinace MSU. Patka bude navržena s dostatečnou rezervou únosnosti z důvodu nejistoty tuhosti stěnového nosníku.

N_{Ed} [kN]	H_x [kN]	H_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
3047,01	1,22	8,23	15,72	1,35

Tabulka 2.18. Zatížení v patě sloupu E5.

2.14.3 Návrh patky

Patka bude navržena o rozměrech 3/3/1 m.

- Návrhová vlastní tíha patky
 $F_{p,d} = 3 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,35 = 303,75 \text{ kN}$
- Svislá síla v základové spáře
 $V_{Ed} = N_{Ed} + F_{p,d} = 3047,01 + 303,75 = 3350,76 \text{ kN}$

- excentricita ve směru osy X

$$e_x = \frac{(M_{y,d} + H_{x,d} \cdot d)}{V_{de}} = \frac{(1,35 + 1,22 \cdot 1)}{3350,76} = 0,0008 \text{ m}$$

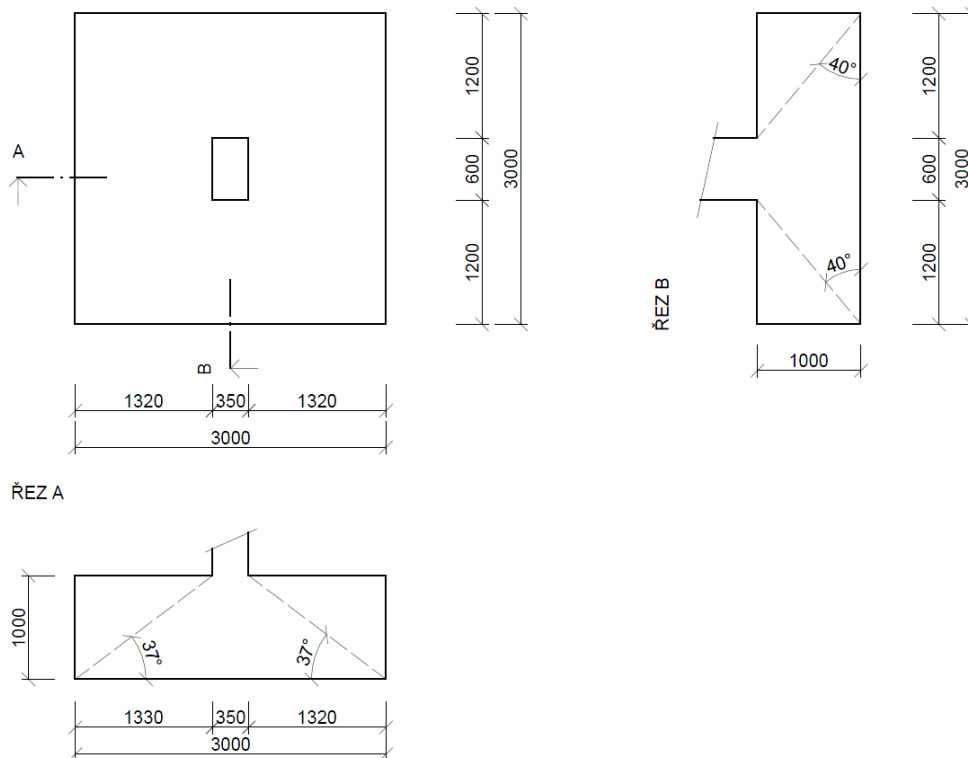
$$e_y = \frac{(M_{x,d} + H_{y,d} \cdot d)}{V_{de}} = \frac{(15,72 + 8,23 \cdot 1)}{3350,76} = 0,007 \text{ m}$$
- efektivní šířka

$$b_{ef} = b - 2 \cdot e_x = 3 - 2 \cdot 0,0008 = 3 \text{ m}$$
- efektivní délka

$$l_{ef} = l - 2 \cdot e_y = 3 - 2 \cdot 0,007 = 2,99 \text{ m}$$
- efektivní plocha

$$A_{ef} = b_{ef} \cdot l_{ef} = 3 \cdot 2,99 = 8,97 \text{ m}^2$$
- Napětí v základové spáře

$$\sigma_d = \frac{V_{de}}{A_{ef}} = \frac{3350,76}{8,97} = \mathbf{373,55 \text{ kPa}}$$



Obrázek 2.37. Schéma základové patky.

2.14.4 Výpočtová únosnost základové půdy - patka

Únosnost bude vypočtena v souladu ČSN EN 1997.

- $c_d = 0$
- $\phi_d = \arctan \frac{tg \phi_{ef}}{\gamma_m} = \frac{tg 33}{1,25} = 27,45^\circ$

Součinitele únosnosti

- $N_q = e^{\pi tg\phi} \cdot tg^2(45 + \phi/2) = e^{\pi tg27,45} \cdot tg^2(45 + 27,45/2) = 13,86$
- $N_c = (N_q - 1) \cdot cotg\phi = (13,86 - 1) \cdot cotg27,45 = 24,76$
- $N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\phi = 2 \cdot (13,86 - 1) \cdot tg27,45 = 13,36$

Součinitele sklonu základové spáry

- $b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot tg\phi)^2 = (1 - 0 \cdot tg27,45)^2 = 1$, kde α je sklon základové spáry
- $b_c = b_q - \frac{1-b_q}{N_c \cdot tg\phi} = 1 - \frac{1-1}{24,76 \cdot tg27,45} = 1$

Součinitele tvaru základu

- $s_q = 1 + \frac{b_{ef}}{l_{ef}} \cdot sin\phi = 1 + \frac{3}{2,99} \cdot sin27,45 = 1,46$
- $s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{b_{ef}}{l_{ef}} = 1 - 0,3 \cdot \frac{3}{2,99} = 0,70$
- $s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{(N_q - 1)} = \frac{1,46 \cdot 13,86 - 1}{13,86 - 1} = 1,50$

Součinitele šikmosti zatížení

- $i_q = (1 - \frac{H_d}{N_{Ed} + A_{ef} \cdot c_{ef} \cdot cotg\phi})^m = (1 - \frac{8,23}{3350,76 + 8,32 \cdot 0 \cdot cotg27,45})^{1,5} = 1,0$
 $m = m_y = (2 + \frac{l_{ef}}{b_{ef}}) / (\frac{1 + L_{ef}}{b_{ef}}) = (2 + \frac{2,99}{3}) / (\frac{1 + 2,99}{3}) = 1,5$, je uvažovaná hodnota vodorovné síly ve směru osy Y, hodnota vodorovné síly ve směru X je zanedbaná
- $i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c \cdot tg\phi} = 1 - \frac{1-1}{24,76 \cdot tg27,45} = 1$
- $i_\gamma = (1 - \frac{H_d}{N_{Ed} + A_{ef} \cdot c_{ef} \cdot cotg\phi})^{m+1} = (1 - \frac{8,23}{3350,76 + 8,32 \cdot 0 \cdot cotg27,45})^{1,5+1} = 0,99$

Výpočtová únosnost zeminy a posouzení

- $R_d = c_{ef} \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot b_{ef} \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$
 $R_d = 17,5 \cdot 1 \cdot 13,86 \cdot 1 \cdot 1,46 \cdot 1 + 0,5 \cdot 17,5 \cdot 3 \cdot 13,36 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,99 = \mathbf{597,16 \text{ kPa}}$
- Posudek

$$R_d = 597,16 \text{ kPa} \geq \sigma_d = 373,55 \text{ kPa} \quad \mathbf{\text{Návrh patky vyhovuje.}}$$

Využitelnost 62,6 %, je zde ponechána rezerva z důvodu nejistoty modelu vzhledem k tuhosti stěnového nosníku. Hodnoty normálové síly v patě sloupu mohou být ve skutečnosti větší, než udává tuhý model v softwaru. Posunutí patky v základové spáře nebude posouzené. Hodnoty vodorovných sil jsou totiž zanedbatelné oproti síle svislé.

2.14.5 Zatížení základového pasu

Návrh bude proveden pro nejvíce zatíženou část základového pasu v oblasti vyznačenými svislými osami E-F a vodorovnou osou 6. V méně zatížených místech by bylo možné základový pas zmenšit.

N_{Ed} [kN/m]	H_y [kN/m]	M_x [kNm/m]
1466,65	17,73	19,20

Tabulka 2.19. Zatížení v patě pasu.

2.14.6 Návrh základového pasu

Pas v místě největšího namáhání bude zvolen šířky 2,8 m a výšky 1 m.

- Návrhová vlastní tíha pasu

$$F_{p,d} = 2,8 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,35 = 94,5 \text{ kN/m}$$

- Svislá síla v základové spáře

$$V_{Ed} = N_{Ed} + F_{p,d} = 1466,65 + 94,5 = 1561,15 \text{ kN/m}$$

- excentricita ve směru osy X

$$e_y = \frac{(M_{x,d} + H_{y,d} \cdot d)}{V_{de}} = \frac{(19,2 + 17,73 \cdot 1)}{3350,76} = 0,011 \text{ m}$$

- efektivní šířka

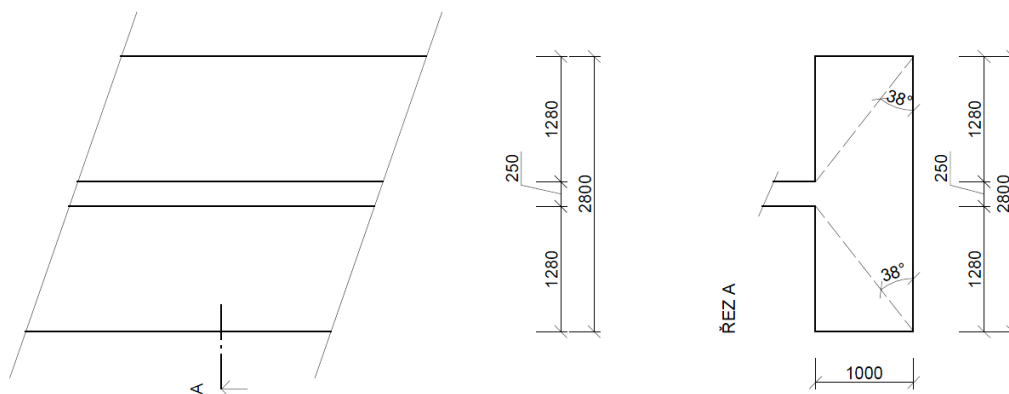
$$b_{ef} = b - 2 \cdot e_y = 2,8 - 2 \cdot 0,011 = 2,78 \text{ m}$$

- efektivní plocha

$$A_{ef} = b_{ef} \cdot l_{ef} = 2,78 \cdot 1 = 2,78 \text{ m}^2$$

- Napětí v základové spáře

$$\sigma_d = \frac{V_{de}}{A_{ef}} = \frac{1466,65}{2,78} = \mathbf{527,57 \text{ kPa}}$$



Obrázek 2.38. Schéma základového pasu.

■ 2.14.7 Výpočtová únosnost základové půdy - pas

- $c_d = 0$

- $\phi_d = \arctan \frac{tg\phi_{ef}}{\gamma_m} = \frac{tg33}{1,25} = 27,45^\circ$

Součinitele únosnosti

- $N_q = e^{\pi tg\phi} \cdot tg^2(45 + \phi/2) = e^{\pi tg27,45} \cdot tg^2(45 + 27,45/2) = 13,86$

- $N_c = (N_q - 1) \cdot cotg\phi = (13,86 - 1) \cdot cotg27,45 = 24,76$

- $N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\phi = 2 \cdot (13,86 - 1) \cdot tg27,45 = 13,36$

Součinitele sklonu základové spáry

- $b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot tg\phi)^2 = (1 - 0 \cdot tg27,45)^2 = 1$, kde α je sklon základové spáry

- $b_c = b_q - \frac{1-b_q}{N_c \cdot tg\phi} = 1 - \frac{1-1}{24,76 \cdot tg27,45} = 1$

Součinitele tvaru základu

- $s_q = 1 + \frac{b_{ef}}{l_{ef}} \cdot \sin\phi = 1 + \frac{2,78}{1} \cdot \sin27,45 = 2,28$

- $s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{b_{ef}}{l_{ef}} = 1 - 0,3 \cdot \frac{2,78}{1} = 0,17$

- $s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{(N_q - 1)} = \frac{2,28 \cdot 13,86 - 1}{13,86 - 1} = 2,38$

Součinitele šikmosti zatížená

- $i_q = (1 - \frac{H_d}{N_{Ed} + A_{ef} \cdot c_{ef} \cdot cotg\phi})^m = (1 - \frac{17,73}{1466,65 + 2,78 \cdot 0 \cdot cotg27,45})^{1,26} = 0,98$
 $m = m_x = (2 + \frac{b_{ef}}{l}) / (1 + \frac{b_{ef}}{l}) = (2 + \frac{2,78}{1}) / (\frac{1+2,78}{1}) = 1,26$

- $i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c \cdot tg\phi} = 0,98 - \frac{1-0,98}{24,76 \cdot tg27,45} = 0,98$

- $i_\gamma = (1 - \frac{H_d}{N_{Ed} + A_{ef} \cdot c_{ef} \cdot cotg\phi})^{m+1} = (1 - \frac{17,73}{1466,65 + 2,78 \cdot 0 \cdot cotg27,45})^{1,26+1} = 0,97$

Výpočtová únosnost zeminy a posouzení

- $R_d = c_{ef} \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot b_{ef} \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$
 $R_d = 17,5 \cdot 1 \cdot 13,86 \cdot 1 \cdot 2,28 \cdot 0,98 + 0,5 \cdot 17,5 \cdot 2,78 \cdot 13,36 \cdot 1 \cdot 0,17 \cdot 0,97 = \mathbf{595,54 \text{ kPa}}$

■ Posudek

$$R_d = 595,54 \text{ kPa} \geq \sigma_d = 527,57 \text{ kPa} \text{ Návrh pasu vyhovuje.}$$

Využitelnost 88 %

■ 2.14.8 Odolnost proti usmyknutí

- Únosnost ve smyku v základové spáře

$$R_{dh} = V_{ed} \cdot tg\phi_d = 1466,65 \cdot tg27,45 = 761,86 \text{ kN/m}$$

- Posudek $R_{dh} = 761,86 \geq H_d = 17,73 \text{ kN/m}$ **Návrh vyhovuje**

■ 2.14.9 Základová deska

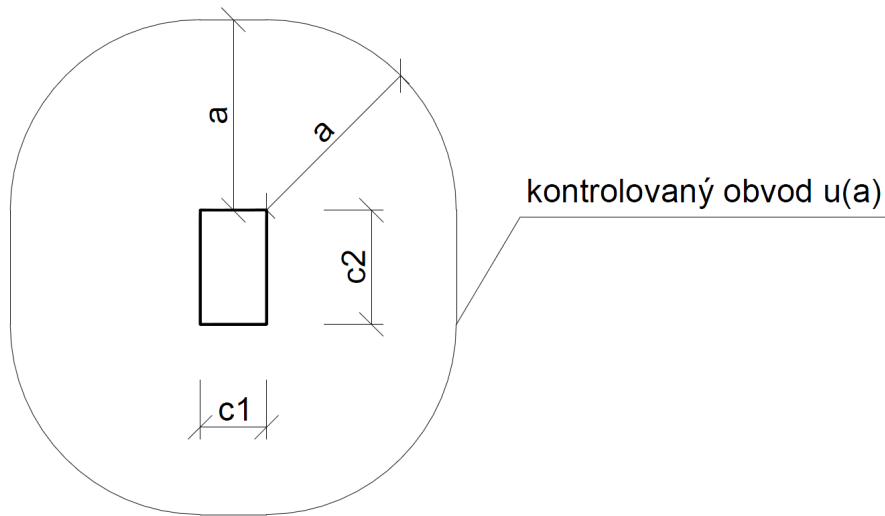
Napětí v základové spáře pod základovou patkou je 373,55 kPa. Pod základovým pasem 527,57 kPa. Tyto hodnoty jsou značně rozlišné a zároveň nejisté, z důvodu nejasné tuhosti stěnových nosníků. Navíc rozměr základových patek a pasu vychází velký a v některých místech by se konstrukce překrývaly. Tohle vše může vést k nerovnoměrnému sedání budovy, které by mohlo vyvolat nežádoucí napětí. Z tohoto důvodu bude vhodnější variantou navrhnout založení této budovy na základové desce. Návrh bude proveden pouze orientačně.

- celkové svislé zatížení odečteno z kombinace MSU 6.10 ze softwaru: $F_{tot} = 144558,29 \text{ kN}$
- plocha půdorysu: $A = 958,9 \text{ m}^2$
- napětí: $\sigma_d = \frac{F_{tot} + F_{ds}}{A} = \frac{144558,29 + 25890,3}{958,9} = 179,4 \text{ kPa}$
Návrhová hodnota vlastní tíhy desky: $F_{ds} = 958,9 \cdot 0,85 \cdot 25 \cdot 1,35 = 27508,4 \text{ kN}$
Výška desky: $h = 0,85 \text{ m}$
- únosnost zeminy (odhad na základě výpočtu pro patku a pas): $R_d = 500 \text{ kPa}$
- posouzení: $\sigma_d = 150,8 \text{ kPa} \geq R_d = 500 \text{ kPa}$ Vyhovuje

■ 2.14.10 Předběžné posouzení základové desky na protlačení

Deska bude navržena na protlačení pod nejvíce zatíženým sloupem E5. Hodnoty vnitřních sil budou brány z modelu, kde tuhost stěn byla snížena na 1/3 modelu pružnosti. Tento návrh tak bude na straně bezpečnosti

- Beton desky: C 30/37
- Rozměry sloupu: $c_1 = 350 \text{ mm}$, $c_2 = 600 \text{ mm}$
- Předpokládaná výška desky: $h = 850 \text{ mm}$
- Předpokládaná účinná výška: $d = 800 \text{ mm}$



Obrázek 2.39. Schéma kontrovaného obvodu.

- Únosnot tlakové diagonály:

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 = 4,22 \text{ MPa}$$

- Účinek zatížení v "nulém" kontrovaném obvodu:

$$v_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 5103 \cdot 10^3}{(2 \cdot 350 + 2 \cdot 600) \cdot 800} = 3,86 \text{ MPa}$$

$V_{Ed} = 5,103 \text{ MN}$ (Hodnota pužita z modelu, kde tuhost stěn byla zmenšena na 1/3 modulu pružnosti. Tento případ je na straně bezpečnosti)

$$\beta = 1,15$$

- Posudek $V_{Rd,max} = 4,22 \text{ MPa} \geq V_{Ed} = 3,86 \text{ MPa} \dots$ **Vyhovuje**

Další posouzení bude pro předhlédnost v tabulce. Budou použity tyto vzorce:

- Smyková únosnost desky bez výztuže na protlačení v kontrovaném obvodě:

$$v_{Rd,c}(a) = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2 \cdot d}{a} \geq V_{min} \cdot \frac{2 \cdot d}{a}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,15} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{800}} = 1,5 < 2$$

$$\rho = 0,0045 \text{ (odhad)}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,5^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,35$$

- Účinek zatížení v kontrovaném obvodě:

$$v_{Ed}(a) = \frac{V_{Ed,red}}{u(a) \cdot d}$$

- Síla působící vzhůru uvnitř uvažovaného kontrovaného obvodu, tj. reakce zemního tlaku zmenšená o vlastní tíhu základu:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_r \cdot A(a)$$

$$\sigma_r = \frac{F_{tot}}{A} = \frac{144558,29}{958,9} = 150,75 \text{ kPa}$$

- Plocha uvnitř kontrolovaného obvodu:

$$A(a) = \pi \cdot a^2 \cdot + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot a \cdot (c_1 + c_2)$$

- Obvod kontrolovaného průřezu: $u(a)$

a [m]	u(a) [m]	A(a) [m ²]	$V_{Ed,red}(a)$ [MN]	$v_{Ed}(a)$ [MPa]	$v_{Rd,c}(a)$ [MPa]	$v_{min} \cdot 2d/a$ [MPa]
0,5 d	4,413	1,473	4,880	1,382	1,714	1,409
0,66 d	5,218	2,089	4,787	1,147	1,299	1,067
0,75 d	5,670	2,481	4,728	1,042	1,143	0,939
1 d	6,927	3,741	4,537	0,819	0,857	0,704
1,25 d	8,183	5,252	4,308	0,658	0,686	0,563
1,5 d	9,440	7,014	4,041	0,535	0,571	0,470
1,75 d	10,696	9,028	3,737	0,437	0,490	0,402
2 d	11,953	11,292	3,394	0,355	0,429	0,352

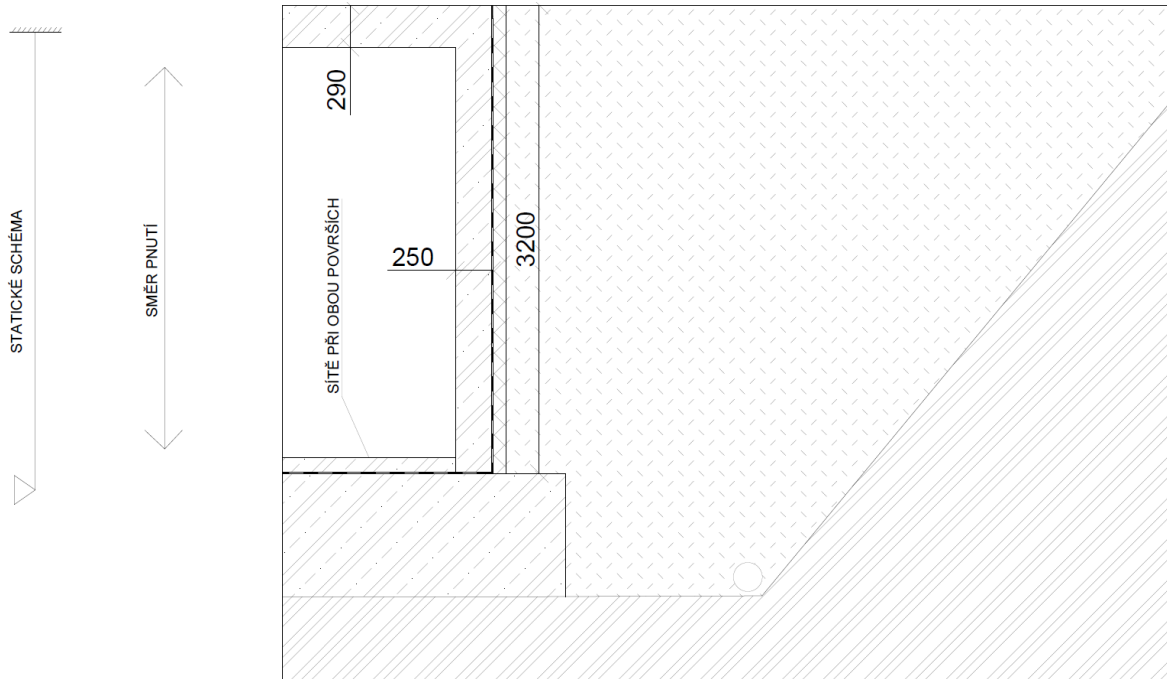
Tabulka 2.20. Základová deska - výpočty protlačení.

- Posudek:

Musí platit pro každý kontrolovaný obvod podmínka $v_{Ed}(a) \geq v_{Rd,c}(a)$. Všechny hodnoty uvedené v tabulce 2.20 vyhovují. Není tedy nutná žádná výztuž na protlačení. Deska vychází poměrně velké tloušťky. Pokud bychom chtěli tloušťku redukovat, musela by být navržena výztuže na protlačení. Taktéž by bylo vhodné tuto tloušťku zachovat pouze v místech největšího zatížení. V ostatních místech, například v mezilehlých polích mezi sloupy, by stačila tloušťka desky menší.

2.15 Podzemní část budovy

Část nejspodnějšího podlaží se nachází pod úrovní terénu. V této části budovy se nacházejí garážová stání. Pozemní stěny jsou zatíženy zemním tlakem. Pro zjištění, zda jsou podzemní stěny vůbec dimenzovatelné bude spočten tlak v klidu a aplikován na jednoduché, prutové, statické schéma. Přitížení od horní stavby nebude uvažováno. Tato svislá síla by v interakčním diagramu zvyšovala únosnost, proto bude ověření provedeno pouze na ohyb. Statické schéma pozemní stěny je patrné z obr. 2.40. V okolí suternení stěny bude zásyp ze zeminy S3 viz tab. 2.17.



Obrázek 2.40. Schéma podzemní konstrukce.

■ 2.15.1 Zemní tlak v klidu

- Zemní tlak v klidu:

$$\sigma_{0,k} = h \cdot \gamma \cdot K_0 = 3,2 \cdot 17,5 \cdot 0,46 = 25,76 \text{ kPa}$$

$h = 3,2 \text{ m}$... přibližná výška zasypané části suterenní stěny

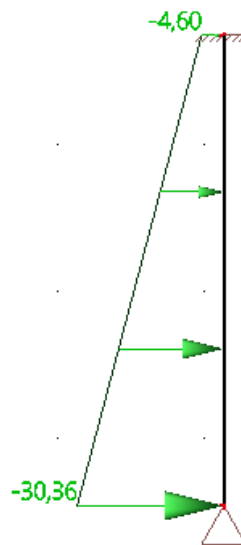
$k_0 = 1 - \sin\phi_{ef} = 1 - \sin 33 = 0,46$... koeficient pasivního zemního tlaku

- Přetížení terénu:

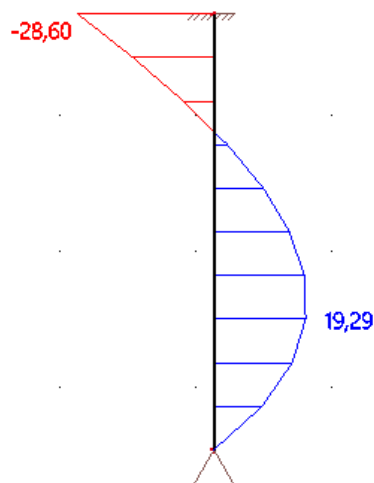
Přetížení bude uvažováno jako plošné zatížení o hodnotě $f = 10 \text{ kN/m}^2$

$$\sigma_{p,k} = f \cdot K_0 = 10 \cdot 0,46 = 4,6 \text{ kPa} \text{ ... napětí vzniklé od přetížení terénu}$$

- Výsledné zatížení má tvar lichoběžníku o minimální hodnotě 4,6 kPa a maximální hodnotě 30,36 kPa. Posudek bude proveden pro běžný metr konstrukce na prutovém modelu. Zatížení v softwaru je zadané jako stále a bude přenasobené bezpečnostním koeficientem o hodnotě 1,35.



Obrázek 2.41. Zatížení působící na statické schéma suterenní stěny - charakteristická hodnota.



Obrázek 2.42. Průběh ohybového momentu - návrhová hodnota.

2.15.2 Návrh výztuže

- tloušťka stěny: $t = 250 \text{ mm}$
- beton C30/37 XC3 - C1 0,2 - $D_{max} 16$ - S3
 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$
- krytí výztuže:
 Předpokládaná maximální výztuž $\phi = 14 \text{ mm}$
 $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$... třída konstrukce S2 (XC3, životnost 50 let, desková konstrukce)

Minimální krycí vrstva: $c_{min} = \max(\phi, c_{min,dur}, 10) = \max(14, 20, 10) = 20\text{mm}$

Krycí vrstva: $c_d = d_{nom,d} = c_{min,d} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = \mathbf{30\text{ mm}}$

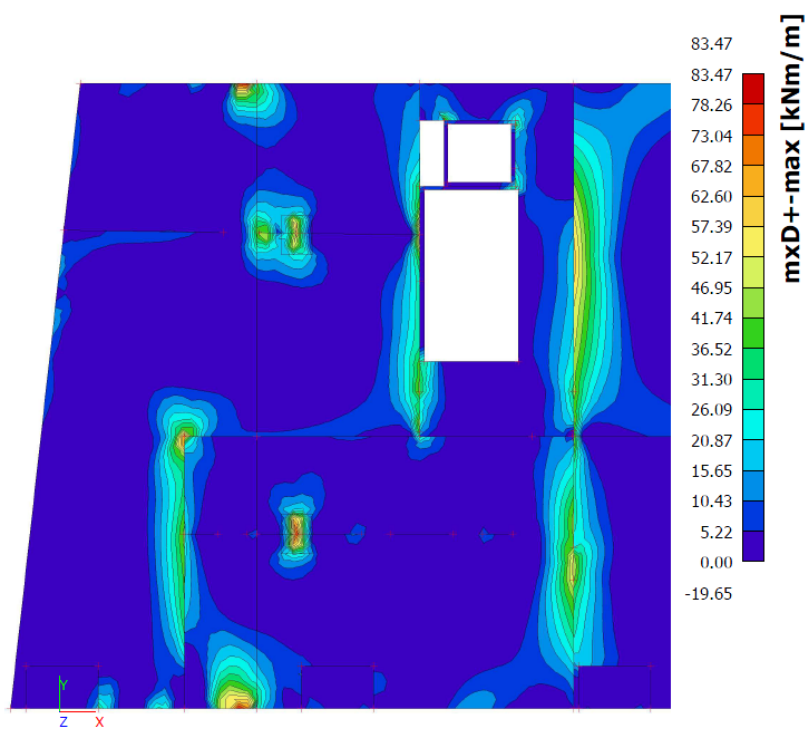
- $m_{Ed} = 28,6\text{ kNm}$
- účinná výška: $d = t - c_d - \phi - \phi/2 = 250 - 30 - 10 - 10/2 = 205\text{ mm}$
- poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{28,6 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 205^2 \cdot 20} = 0,034$
- $\xi = 0,043$... hodnota z tabulek na základě hodnoty poměrného ohybového momentu
- potřebná plocha výztuže: $a_{s,req} = \frac{0,8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,8 \cdot 1000 \cdot 205 \cdot 0,043 \cdot 20}{f_4 34,78} = 325,9\text{ mm}^2$
- návrh výztuže ϕ 10 po 200 mm, $a_s = 393\text{ mm}^2$
- výška tlačené oblasti: $x = \frac{a_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{393 \cdot 434,78}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 10,67\text{ mm}$
- poměr tlačené oblasti ku účinné výšce průřezu: $\xi = \frac{x}{d} = \frac{10,67}{205} = 0,052 < \xi_{lim} = 0,45$
- rameno vnitřních sil: $z = d - 0,4 \cdot x = 205 - 0,4 \cdot 10,67 = 200,73\text{ mm}$
- moment únosnosti: $m_{Rd} = a_s \cdot f_{yd} \cdot z = 393 \cdot 434,78 \cdot 10^{-6} = 200,73 = \mathbf{34,27\text{ kNm}}$
- maximální plocha výztuže: $a_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h_d = 0,04 \cdot 1000 \cdot 250 = 10000\text{ mm}^2$
- minimální plocha výztuže:
 - $a_{s,min} = 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 205 = 266,5\text{ mm}^2$
 - $a_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = 0,26 \cdot \frac{2,9 \cdot 1000 \cdot 205}{500} = \mathbf{309,1\text{ mm}^2}$
- posudek:
 - $m_{Rd} = 34,27 \geq m_{Ed} = 28,6\text{ kNm}$ **Předběžný návrh vyhovuje**
 - $a_s = 393 \geq a_{s,min} 309,1\text{ mm}^2$

2.16 MSU - návrh ohybové výztuže desky 2.NP vykonzolované části

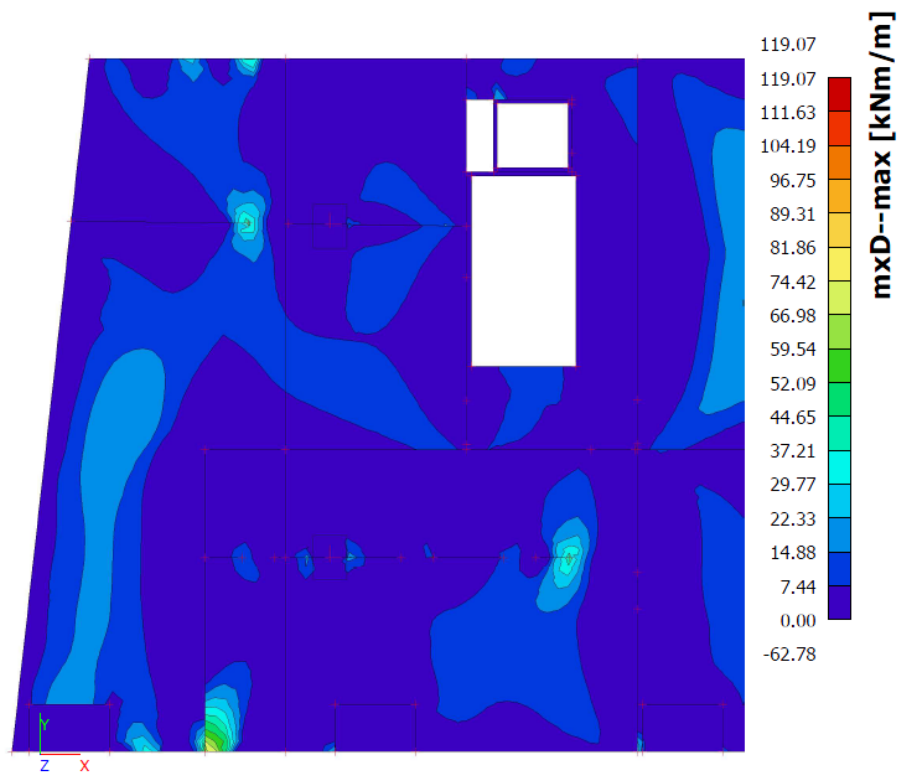
Základní síť výztuže bude zvolena podle minimální potřebné plochy výztuže. V místech s vyšším namáháním budou přidány příložky tak, aby moment únosnosti byl větší, než vyvozený moment na konstrukci. Výztuž ve směru osy X bude při dolním povrchu.

2.16.1 Základní návrhové momenty

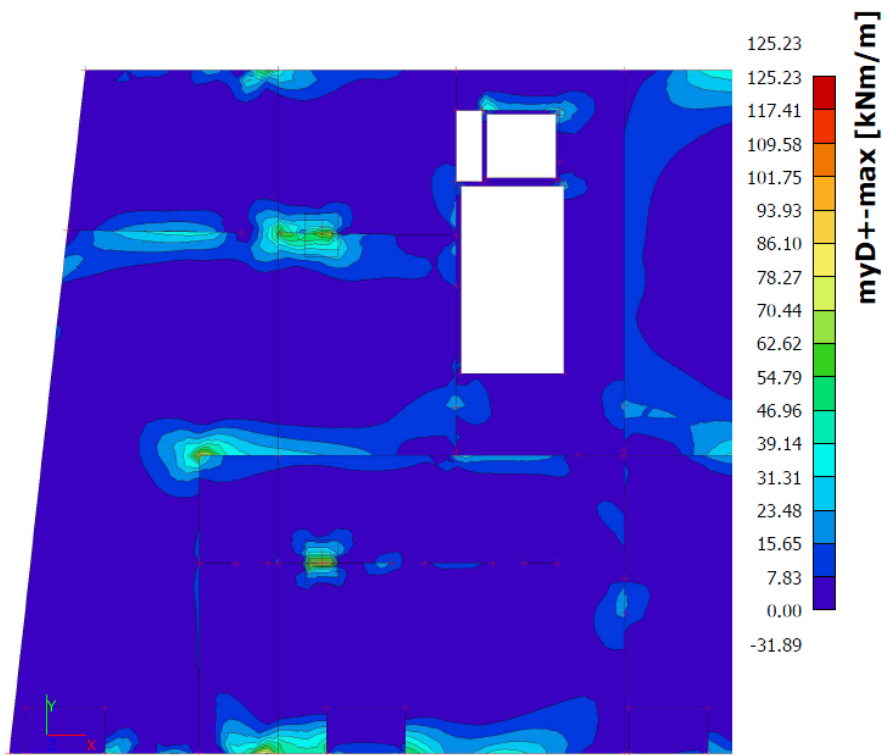
Návrhové momenty jsou odečteny ze 3D modelu z kombinace MSU 6.10. Velikost konečného prvku je zvolena 0,250 m (podle tloušťky desky). Na sloupy je umístěn průměrovací pás o rozměrech 850/1100 mm (podle výpočtu $2 \cdot h_d + b_s$, kde h_d je tloušťka desky, b_s je rozměr sloupu).



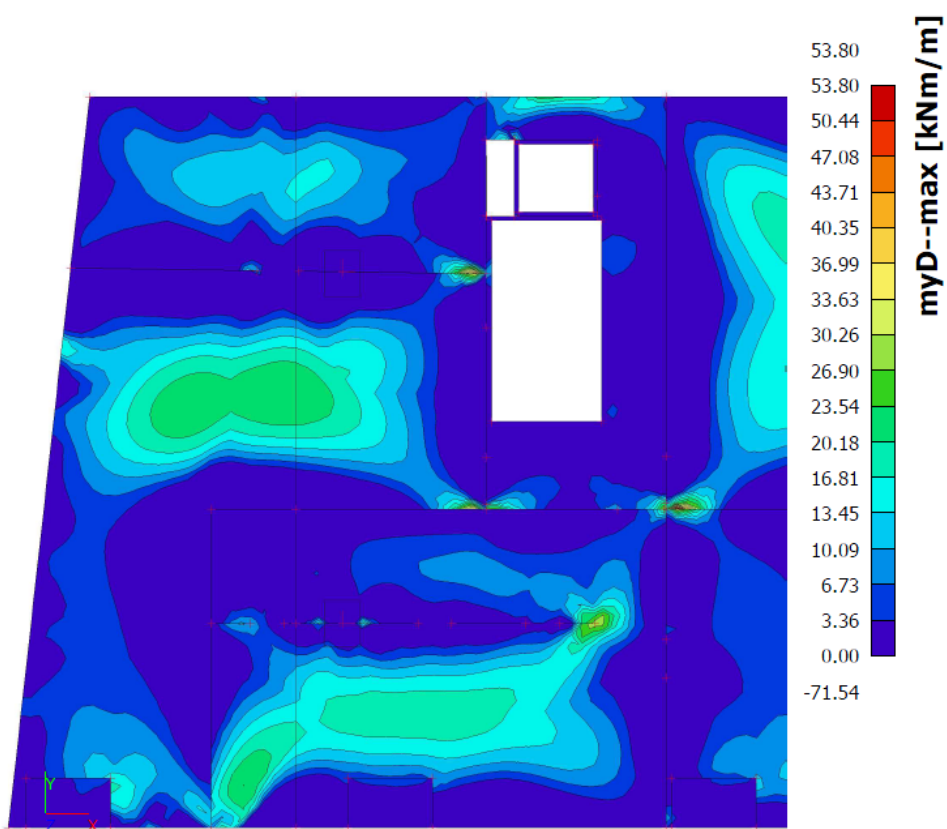
Obrázek 2.43. Dimenzační momenty - m_{x+} .



Obrázek 2.44. Dimenzační momenty - m_{x-} .



Obrázek 2.45. Dimenzační momenty - my+.



Obrázek 2.46. Dimenzační momenty - my-.

2.16.2 Obecné vzorce použité pro výpočet

- výška tlačené oblasti: $x = \frac{a_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$
- poměr tlačené oblasti ku účinné výšce průřezu: $\xi = \frac{x}{d} < \xi_{lim} = 0,45$
- rameno vnitřních sil: $z = d - 0,4 \cdot x$
- moment únosnosti: $m_{Rd} = a_s \cdot f_{yd} \cdot z$
- maximální plocha výztuže: $a_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h_d = 0,04 \cdot 1000 \cdot 250 = 10000 \text{ mm}^2$

2.16.3 Výpočet únosnosti výztuže v základním rastru

- výpočet krytí:
 Beton: C 30/37 XC1 - Cl 0,2 - D_{max} 16 - S3
 předpokládaná maximální výztuž $\phi = 14 \text{ mm}$
 $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$... třída konstrukce S2 (XC1, životnost 50 let, desková konstrukce, beton \geq C 30/37)
 minimální krycí vrstva: $c_{min} = \max(\phi, c_{min,dur}, 10) = \max(14, 10, 10) = 14 \text{ mm}$
 krycí vrstva: $c_d = d_{nom,d} = c_{min,d} + \Delta c_{dev} = 14 + 10 = 24 \rightarrow$ **25 mm**
- účinná výška:
 $d_x = h_d - 0,5 \cdot \phi_d - c_d = 250 - 0,5 \cdot 10 - 25 = 220 \text{ mm}$
 $d_y = h_d - \phi - 0,5 \cdot \phi_d - c_d = 250 - 10 - 0,5 \cdot 10 - 25 = 210 \text{ mm}$
- minimální plocha výztuže:
 Minimální plocha bude vypočtena pro výztuž ve směru X, kde hodnota účinné výšky je větší. Ve druhém směru bude použita stejná výztuž.
 $a_{s,min} = 0,0015 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 220 = 286 \text{ mm}^2$
 $a_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = 0,26 \cdot \frac{2,9 \cdot 1000 \cdot 220}{500} = 331,8 \text{ mm}^2$... tato hodnota rozhoduje
 \rightarrow **návrh výztuže: ϕ 10 po 200 mm, $a_s = 393 \text{ mm}^2$**

Pro směr X:

- výška tlačené oblasti: $x_x = \frac{393 \cdot 434,78}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 10,68 \text{ mm}$
- poměr tlačené oblasti ku účinné výšce průřezu: $\xi_x = \frac{10,68}{220} = 0,049 < \xi_{lim} = 0,45$
- rameno vnitřních sil: $z_x = 220 - 0,4 \cdot 10,68 = 215,73 \text{ mm}$
- moment únosnosti: $m_{Rd,x} = 393 \cdot 434,78 \cdot 10^{-6} \cdot 215,73 = 37,12 \text{ kNm}$

Pro směr Y:

- výška tlačené oblasti: $x_y = \frac{393 \cdot 434,78}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 10,68 \text{ mm}$
- poměr tlačené oblasti ku účinné výšce průřezu: $\xi_y = \frac{10,68}{210} = 0,051 < \xi_{lim} = 0,45$

- rameno vnitřních sil: $z_y = 210 - 0,4 \cdot 10,68 = 205,73 \text{ mm}$
- moment únosnosti: $m_{Rd,y} = 393 \cdot 434,78 \cdot 10^{-6} \cdot 205,73 = 35,40 \text{ kNm}$

2.16.4 Výpočet únosnosti výztuže v desce lodžie

- výška desky: $h = 120 \text{ mm}$
- výpočet krytí:
 Beton: C 30/37 XC1 - Cl 0,2 - D_{max} 16 - S3
 předpokládaná maximální výztuž $\phi = 14 \text{ mm}$ (rezerva)
 $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$... třída konstrukce S2 (XC1, životnost 50 let, desková konstrukce, beton \geq C 30/37)
 minimální krycí vrstva: $c_{min} = \max(\phi, c_{min,dur}, 10) = \max(14, 10, 10) = 14 \text{ mm}$
 krycí vrstva: $c_d = d_{nom,d} = c_{min,d} + \Delta c_{dev} = 14 + 10 = 24 \rightarrow$ **25 mm**
- účinná výška:
 $d_x = h_d - 0,5 \cdot \phi_d - c_d = 120 - 0,5 \cdot 10 - 25 = 90 \text{ mm}$
 $d_y = h_d - \phi - 0,5 \cdot \phi_d - c_d = 120 - 10 - 0,5 \cdot 10 - 25 = 80 \text{ mm}$
- minimální plocha výztuže:
 Minimální plocha bude vypočtena pro výztuž ve směru X, kde hodnota účinné výšky je větší. Ve druhém směru bude použita stejná výztuž.
 $a_{s,min} = 0,0015 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 90 = 117 \text{ mm}^2$
 $a_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = 0,26 \cdot \frac{2,9 \cdot 1000 \cdot 90}{500} = 135,72 \text{ mm}^2$... tato hodnota rozhoduje
 \rightarrow Výztuž v lodžii bude stejná jako v přilehlých oblastech desky. Jedná se o velmi malou plochu. **Návrh výztuže: ϕ 10 po 200 mm, $a_s = 393 \text{ mm}^2$**

Pro směr X:

- výška tlačené oblasti: $x_x = \frac{393 \cdot 434,78}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 10,68 \text{ mm}$
- poměr tlačené oblasti ku účinné výšce průřezu: $\xi_x = \frac{10,68}{90} = 0,12 < \xi_{lim} = 0,45$
- rameno vnitřních sil: $z_x = 90 - 0,4 \cdot 10,68 = 85,73 \text{ mm}$
- moment únosnosti: $m_{Rd,x} = 393 \cdot 434,78 \cdot 10^{-6} \cdot 85,73 = 14,65 \text{ kNm}$

Pro směr Y:

- výška tlačené oblasti: $x_y = \frac{393 \cdot 434,78}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 10,68 \text{ mm}$
- poměr tlačené oblasti ku účinné výšce průřezu: $\xi_y = \frac{10,68}{80} = 0,13 < \xi_{lim} = 0,45$
- rameno vnitřních sil: $z_y = 80 - 0,4 \cdot 10,68 = 75,73 \text{ mm}$
- moment únosnosti: $m_{Rd,y} = 393 \cdot 434,78 \cdot 10^{-6} \cdot 75,73 = 12,94 \text{ kNm}$

Návrh vyhoví, podle izolonií momenty únosnosti nepřekračují momenty od zatížení.

2.16.5 Návrh příložek

Návrh bude proveden v tabulce 2.21. Plocha výztuže je v každém řádku spočtena včetně základního rastru. Tedy ϕ 10/200, přičtená plocha $A_s = 393 \text{ mm}^2$. Na obrázcích 2.47, 2.48, 2.49 a 2.50 jsou vykresleny upravená izopásma, podle únosnosti základního rastru a příložek. Barvy izopásem odpovídají barevné úpravě textu u základního rastru a příložek (základní rastr - modrá, příložky - zelené a růžové)

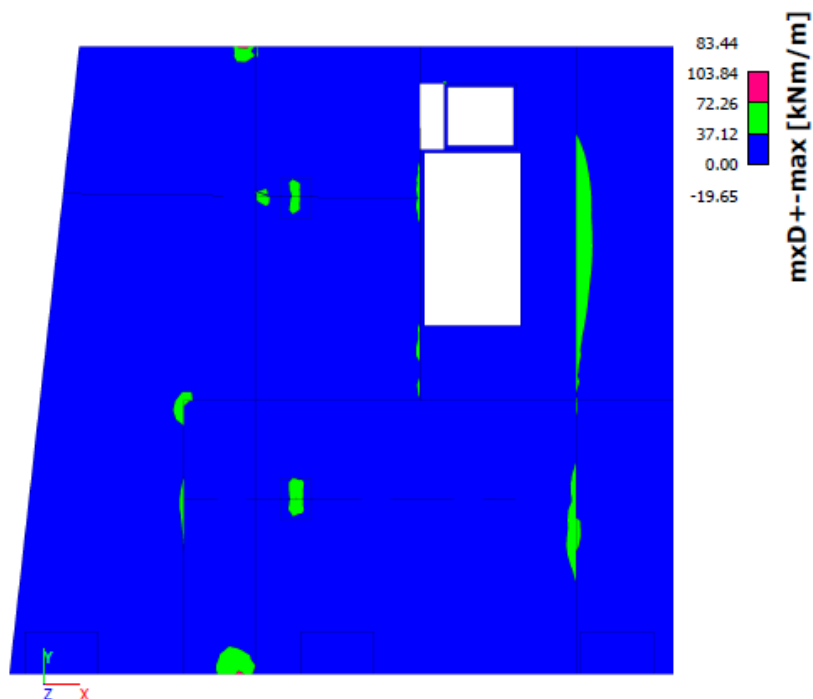
- účinná výška pro ϕ 14:

$$d_x = h_d - 0,5 \cdot \phi_d - c_d = 250 - 0,5 \cdot 14 - 25 = 218 \text{ mm}$$

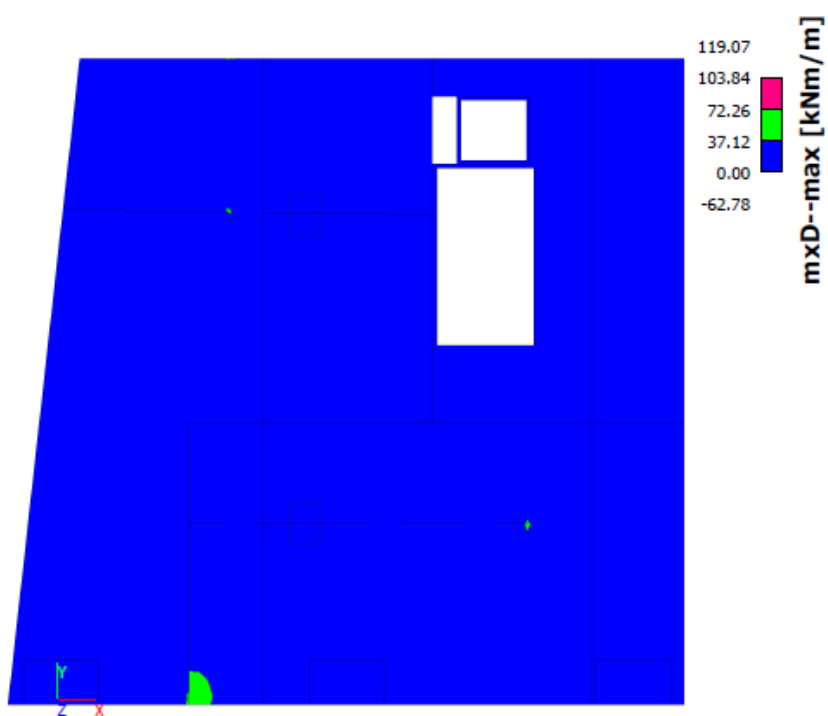
$$d_y = h_d - \phi - 0,5 \cdot \phi_d - c_d = 250 - 14 - 0,5 \cdot 14 - 25 = 204 \text{ mm}$$

Výztuž	Plocha [m ²]	d _x [mm]	d _y [mm]	x [mm]	ε_x [-]	ε_y [-]	M _{Rd,x} [kN/m ²]	M _{Rd,y} [kN/m ²]
ϕ 10/200	786	220	210	24,9	0,097	0,102	72,26	68,85
ϕ 14/200	1163	218	204	31,60	0,145	0,155	103,84	96,76

Tabulka 2.21. MSU - Návrh příložek.



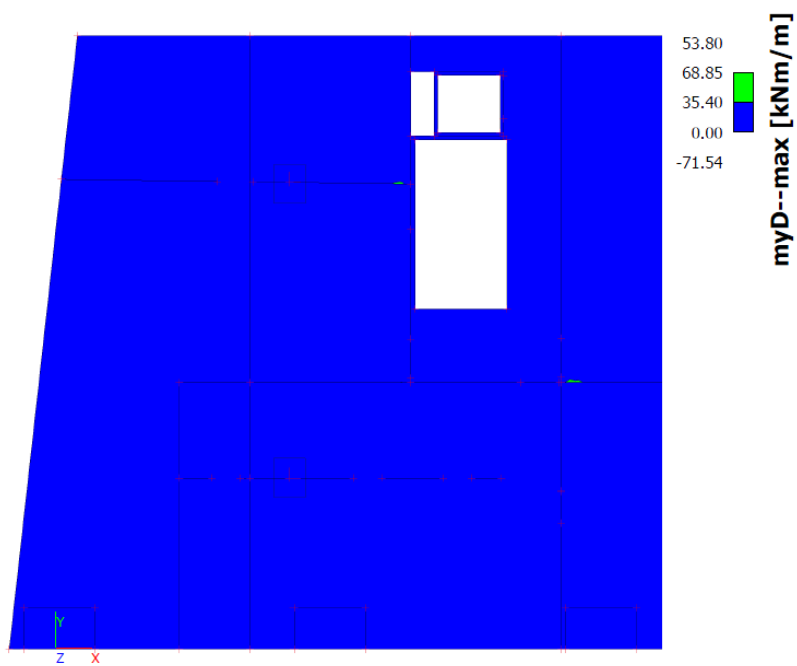
Obrázek 2.47. Dimenzační momenty - upravené isopásma mx+.



Obrázek 2.48. Dimenzační momenty - upravené isopásma mx-



Obrázek 2.49. Dimenzační momenty - upravené isopásma my+



Obrázek 2.50. Dimenzační momenty - upravené isopásma my-

2.17 MSP - vykonzolovaná část

Pro posouzení MSP bylo zapotřebí stanovit dvě kombinace zatížení:

- Charakteristická kombinace

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

$\psi_0 = 0,5$... zatížení sněhem
 $\psi_0 = 0,6$... zatížení větrem

- Kvazistálá kombinace

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

$\psi_2 = 0,3$... kategorie A - obytné plochy
 $\psi_2 = 0,6$... kategorie C - shromažďovací plochy
 $\psi_2 = 0$... kategorie H - střechy
 $\psi_2 = 0$... zatížení sněhem
 $\psi_2 = 0$... zatížení větrem

2.17.1 Omezení napětí

Výpočet byl pro přehlednost proveden v tabulce v příloze A. Výpočet byl proveden pro výztuž v základním rastru a pak pro exponovaná místa, kde jsou dle MSU navrženy příložky. Vždy pro maximální namáhání. Barevné označení výztuže je shodné jako bylo použito pro MSU. Byly použity vzorce:

- Součinitel dotvarování:

Jedná se o velmi citlivou část konstrukce, kde nutné zajistit působení konstrukce jako celku. Proto konstrukce bude ve fázi výstavby všech pater podstojkovaná po co nejdélsí dobu, aby se vliv dotvarování snížil na minimum. Ve výpočtu bude uvažováno stáří betonu při vnesení zatížení 100 dní.

$\phi = 1,9$... pro beton C 30/37, $t_0 = 100$ dní, cement R, $h_0 = 250$ mm, RH = 50, (stanoveno pomocí grafu)%

- Jmenovitý rozměr: $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 1000 \cdot 250}{(1000 + 1000)} = 250 \text{ mm}$

- Modul pružnosti při dlouhodobém zatížení:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_0)} = \frac{32}{1 + 1,9} = 11,03 \text{ GPa}$$

- Poměr $\frac{E_c}{E_{cm}}$ pro krátkodobé zatížení:

$$\alpha_{e,st} = \frac{200}{32} = 6,25 \text{ GPa}$$

- Poměr $\frac{E_c}{E_{c,eff}}$ pro dlouhodobé zatížení:

$$\alpha_{e,st} = \frac{200}{11,03} = 18,13 \text{ GPa}$$

- Neutrální osa ideálního průřezu:

$$x_i = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + (\alpha_e - 1) \cdot A_s}$$

- Vzdálenost těžiště ideálního a betonového průřezu:

$$a_i = \frac{x_i - h}{2}$$

- Moment setrvačnosti ideálního průřezu:

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + b \cdot h \cdot \left(x_i - \frac{h}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot (d - x_i)\right)^2$$

- Moment při vzniku trhlin:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_i}{h - x_i}$$

Pokud je $M_{cr} < M_{fk}$ v průřezu vzniknou trhliny.

- Výška tlačené oblasti průřezu s trhlinou:

$$x_{ir} = \frac{(\alpha_e - 1) \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{(\alpha_e - 1) \cdot A_s}}\right)$$

- Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou:

$$I_{ir} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{ir}^3 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{ir})^2$$

- Napětí ve výztuži:

$$\sigma_s = (\alpha_e - 1) \cdot \frac{M_{fk}}{I_{ir}} \cdot (d - i_{ir})$$

moment M_{fk} je vyvozen charakteristikou kombinací zatížení

pokud v průřez nevznikají trhliny je za hodnoty I_{ir} a x_{ir} dosazena hodnota I_i a x_i

- Musí platit podmínka omezení napětí v tažené výztuži:

$$\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk}$$

- Napětí v krajních tlačných vláknech betonu:

$$\sigma_c = \frac{M_{gk}}{I_{ir}} \cdot x_{ir}$$

moment M_{gk} je vyvozen kvazistálou kombinací zatížení

pokud v průřez nevznikají trhliny je za hodnoty I_{ir} a x_{ir} dosazena hodnota I_i a x_i

- Musí platit podmínka omezení napětí v krajních tlačných vláknech betonu:

$$\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck}$$

2.17.2 Omezení šířky trhlin

Výpočet byl pro přehlednost proveden v tabulce v příloze A. Výpočet byl proveden pro výztuž v základním rastru a pak pro exponovaná místa, kde jsou dle MSU navrženy příložky. Vždy pro maximální namáhání. Barevné označení výztuže je shodné jako bylo použito pro MSU. Byly použity vzorce:

- Charakteristická šířka trhliny:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

- Rozdíl přetvoření:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

plocha betonu obklopujícího taženou výztuž: $A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff}$

$$h_{c,eff} = \min\left(2,5(h - d); \frac{(h - x)}{3}; \frac{h}{2}\right)$$

k_t součinitel závisící na době trvání zatížení

$k_t = 0,6$ pro krátkodobé zatížení

$k_t = 0,4$ pro dlouhodobé zatížení

- Maximální vzdálenost trhlin $s_{r,max}$
pro malé vzdálenosti tažené výztuže, tj. když platí: $s \geq 5(c + \frac{\phi}{2})$:
$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$$

$k_1 = 0,8$... pro žebírkový povrch výztuže

$k_2 = 0,5$... pro ohyb

$k_3 = 3,4$

$k_4 = 0,425$

Pokud je v průřezu použito více průměru výztuže použije se ekvivaletní průměr:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2}$$

- Musí platit podmínka omezení šířky trhlin:
 $w_k < w_{max} = 0,4$ mm ... pro prostředí XC1 (jsou požadavky na vzhled)

2.17.3 Průhyb

Průhyby jsou spočteny přibližnou metodou, kde hodnoty elastických průhybů jsou odečteny z prostorového modelu a výpočtem zvětšeny o dlouhodobé účinky a případně i o účinky trhlin. Vzhledem k tomu, že průřezy jsou vyztužené vždy oboustranně bude hodnota smršťování uvažována jako 10 % z celkového průhybu. Je nutné posoudit celkový dlouhodobý průhyb pro kvazistálou kombinaci. Limitní hodnota pro toto posouzení je $L/125$. Dále je žádoucí posoudit průhyb po zabudování prvků do konstrukce (např. podlahy, nabytek apod.). Tento posudek musí vyhovět limitní hodnotě $L/250$. Aby bylo možné zjistit hodnotu průhybu vyvolaného zabudováním prvků, musí se nejdříve zjistit hodnota krátkodobého průhybu od vlastní tíhy. Tato hodnota pak bude odečtena od dlouhodobého průhybu. Vypočtené hodnoty pro dlouhodobý průhyb jsou v příloze B1, v příloze B2 jsou hodnoty pro průhyb od vlastní tíhy a v příloze B3 je posudek průhybu po zabudování prvků.

Jelikož je vyložení konzoly L proměnné, je posudek proveden v několika bodech. Umístění posuzovaných bodů je na obr. 2.51. Na stejném obrázku jsou taktéž izopásma deformací od kvazistálé kombinace. Na obr. 2.52 jsou izopásma deformací od vlastní tíhy. Pro ilustraci, jak se chová vykonzolovaná část konstrukce, jsou na obrázcích 2.53 a 2.54 deformace vykonzolované části celého 3D modelu. Konstrukce se chová jako celek, kde stěny pomáhají vynášet vykonzolovanou desku.

V rámci výpočtu jsou použity tyto vzorce:

- Součinitel dotvarování:
Jedná se o velmi citlivou část konstrukce, kde je důraz na působení konstrukce jako celku. Proto konstrukce bude ve fázi výstavby všech pater podstojkována po co nejdéle dobu, aby se vliv dotvarování snížil na minimum. Ve výpočtu bude uvažován stáří betonu při vnesení zatížení 100 dní.
 $\phi = 1,9$... pro beton C 30/37, $t_0 = 100$ dní, cement R, $h_0 = 250$ mm, RH = 50, (stanoveno pomocí grafu)%

- Poměr $\frac{E_c}{E_{cm}}$ pro krátkodobé zatížení:

$$\alpha_{e,st} = \frac{200}{32} = 6,25GPa$$

- Modul pružnosti při dlouhodobém zatížení:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\phi(\infty,t_o)} = \frac{32}{1+1,9} = 11,03GPa$$

- Poměr $\frac{E_c}{E_{c,eff}}$ pro dlouhodobé zatížení:

$$\alpha_{e,st} = \frac{200}{11,03} = 18,13GPa$$

- Neutrální osa ideálního průřezu:

$$x_i = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + (\alpha_e - 1) \cdot A_s}$$

- Vzdálenost těžiště ideálního a betonového průřezu:

$$a_i = \frac{x_i - h}{2}$$

- Moment setrvačnosti ideálního průřezu:

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + b \cdot h \cdot \left(x_i - \frac{h}{2}\right) + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot (d - x_i)^2$$

- Moment při vzniku trhlin:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_i}{h - x_i}$$

Pokud je $M_{cr} < M_{fk}$ v průřezu vzniknou trhliny.

- Výška tlačené oblasti průřezu s trhlinou:

$$x_{ir} = \frac{(\alpha_e - 1) \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{(\alpha_e - 1) \cdot A_s}}\right)$$

- Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou:

$$I_{ir} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{ir}^3 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{ir})^2$$

- Součinitel zohledňující tahové zpevnění průřezu:

$\zeta = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2$; pokud v průřezu vzniknou trhliny, za hodnotu M se dosazuje moment od kombinace ve které vzniknou trhliny. Pokud trhliny vznikají od obou kombinací (charakteristická i kvazistálá), bude použita větší hodnota momentu. Toto rozhodnutí je na straně bezpečnosti.

- Výsledný moment setrvačnosti:

$$I_{vysl} = \frac{I_{i,lt} \cdot I_{ir,lt}}{\zeta \cdot I_{i,lt} + (1 - \zeta) \cdot I_{ir,lt}}$$

- Průhyb elastický:

δ_{el} ... byl odečten z prostorového modelu

- Výsledný průhyb:

$$\delta'_{vysl} = \delta_{el} \cdot \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} \cdot \frac{I_c}{I_{vysl}}$$

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

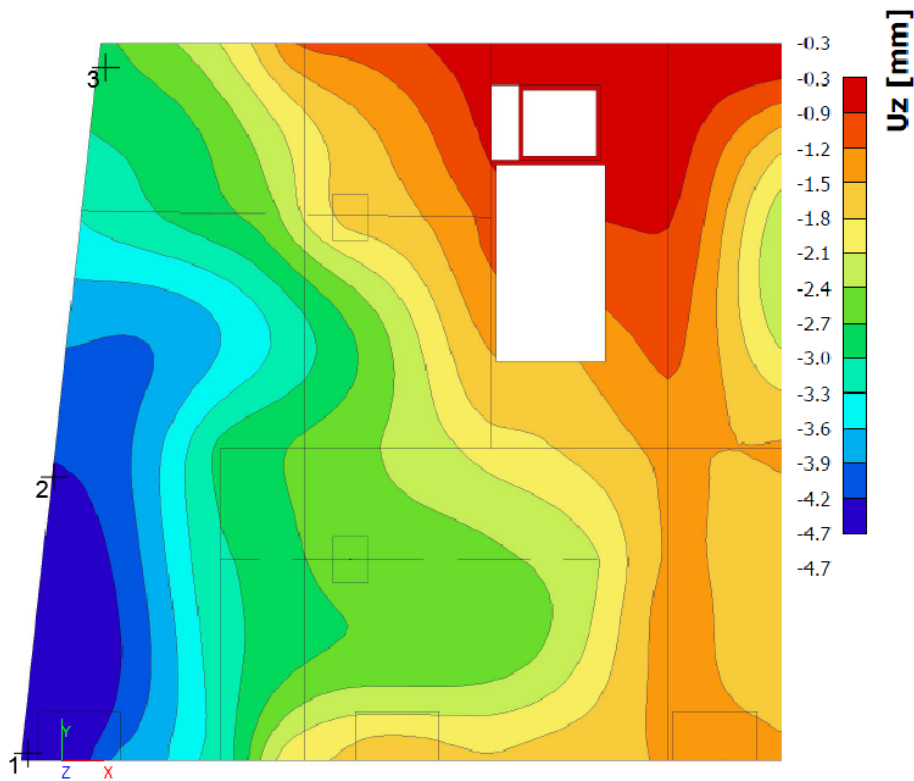
$\delta_{sm} = \delta'_{vysl} \cdot 0,1$... průhyb od smršťování uvažován jako deset procent z celkového dlouhodobého průhybu bez smrštění

$$\delta_{vysl} = \delta'_{vysl} + \delta_{dot}$$

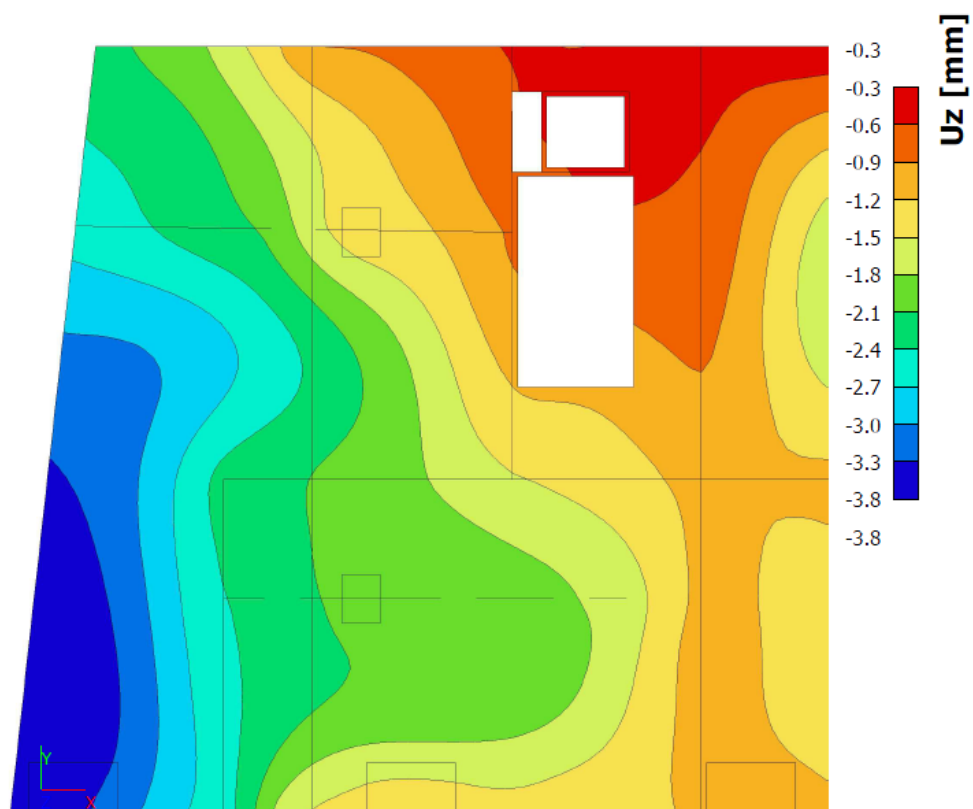
- Posouzení - dlouhodobý průhyb: $\frac{l}{125} > \delta_{vysl}$; kde l je rozpětí od začátku konzoly k posuzovanému bodu
- Posouzení - průhyb po zabudování prvku: Posouzení je v tab. 2.22, kde sloupec Bod je označení posuzovaného místa (jednotlivé body jsou na obr. 2.51), celkový průhyb je hodnota průhybu δ_{vysl} z přílohy B1, průhyb od vlastní tíhy je hodnota průhybu δ_{vysl} z přílohy B2, sloupec Rozdíl je rozdíl celkového průhybu a průhybu od vlastní tíhy - tato hodnota je tedy průhyb, o který se zvětší přetvoření desky po zabudování prvků do konstrukce. Tato hodnota je posuzována na kritérium $L/250$. Pokud je hodnota vyhovující je v poslední sloupci Posudek $L/250$ uvedeno "ano".

Bod	Celkový průh. [mm]	Průh. od vl. tíhy [mm]	Rozdíl [mm]	Rozpětí [mm]	Posudek $L/250$
1	27,43	13,63	13,80	6400	ano
2	33,78	20,91	12,88	5500	ano
3	17,50	11,53	5,97	4600	ano

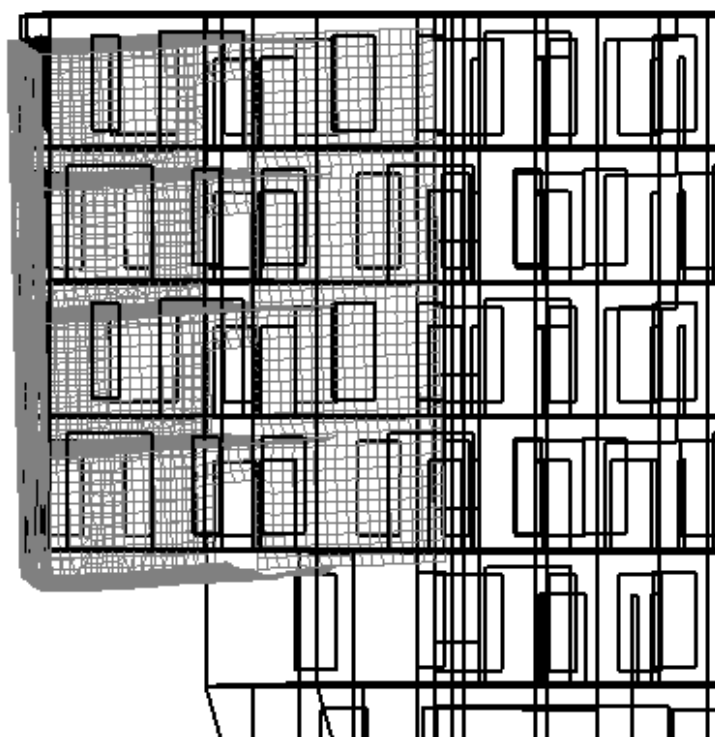
Tabulka 2.22. Posouzení deformace od zabudování prvku.



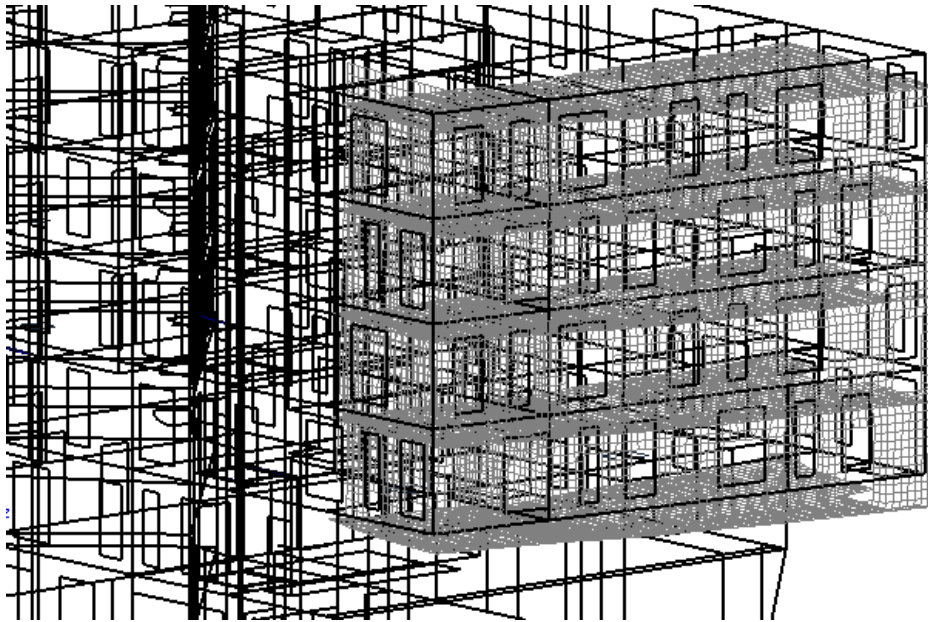
Obrázek 2.51. Elastický průhyb včetně označení posuzovaných bodů.



Obrázek 2.52. Elastický průhyb od vlastní tíhy.



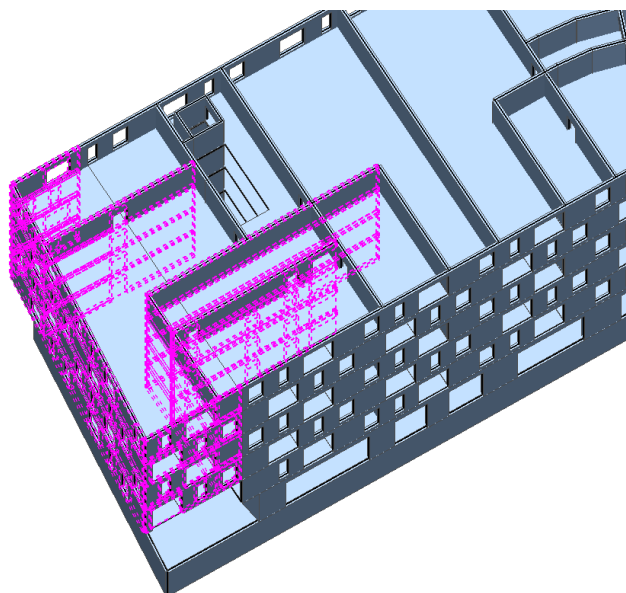
Obrázek 2.53. Deformace vykonzolované části modelu - jižní pohled.



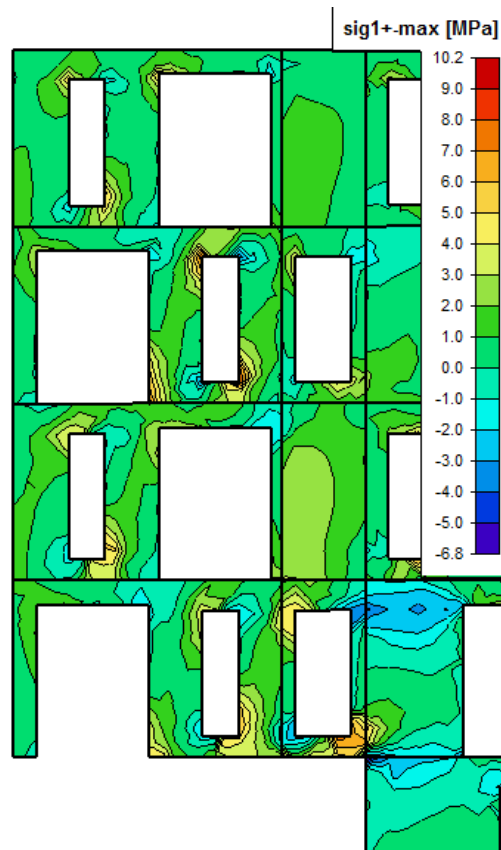
Obrázek 2.54. Deformace vykonzolované části modelu - západní pohled.

2.18 Zohlednění trhlin ve stěnách

Vykonzolovaná část budovy se chová jako prostorový celek, kde stěny pomáhají vynášet desky jednotlivých pater. Z toho důvodu je nutné zohlednit tahová napětí ve stěnách (viz obr. 2.56), která mohou způsobit vznik trhlin. Tyto trhliny by snižovaly tuhost konstrukce a průhyb desek ve vykonzolované části by se mohl zvětšit. Tato situace bude simulována ve 3D modelu snížením modulu pružnosti stěn, které pomáhají vynášet konzolu. Hodnota modulu bude zmenšena z 32 GPa na jednu třetinu, čili na 10,67 GPa. Na obr. 2.55 jsou růžovou barvou zvýrazněné vybrané stěny, u kterých bude snížena tuhost.



Obrázek 2.55. Stěny se sníženou tuhostí.

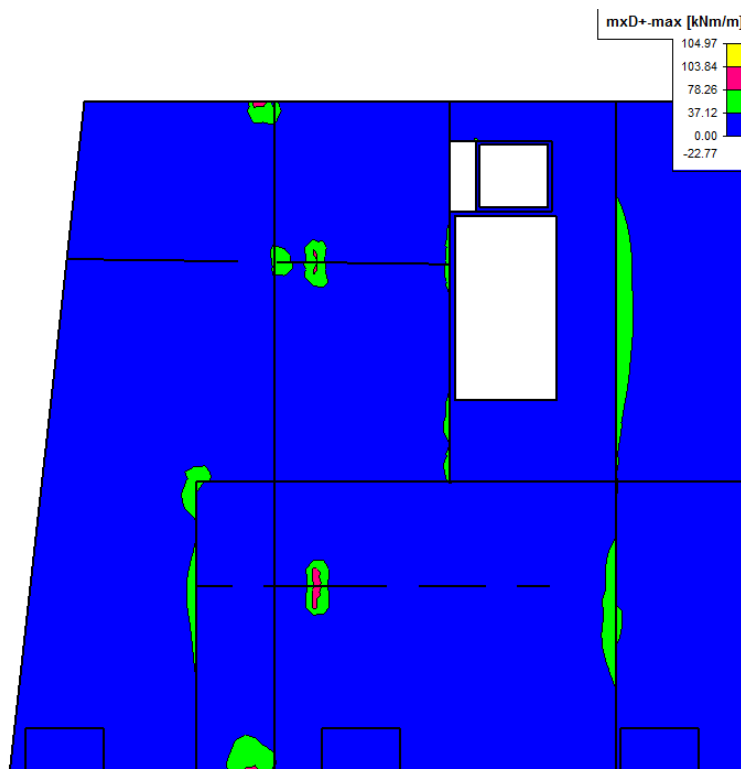


Obrázek 2.56. Příklad hlavních napětí na jižní stěně - MSU.

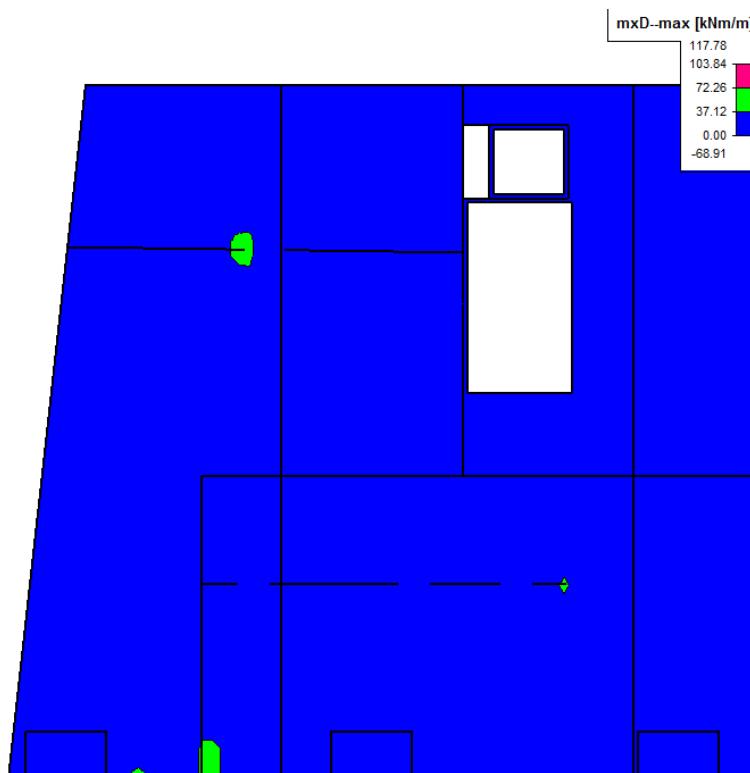
Snížením modulu pružnosti dojde k redistribuci vnitřních sil a změně hodnot průhybu konstrukce. Z těchto důvodů bude provedena kontrola návrhu desek na MSU a MSP.

■ 2.18.1 MSU

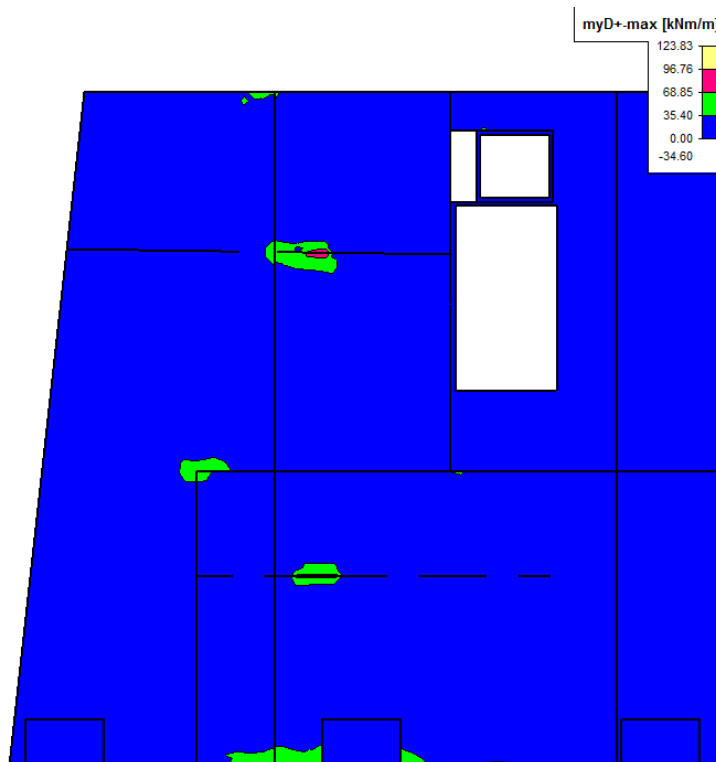
Pro návrh MSU bude využita stejná výztuž jako při původním návrhu s nezměněnou hodnotou. Barevné označení únosností bude taktéž stejná.



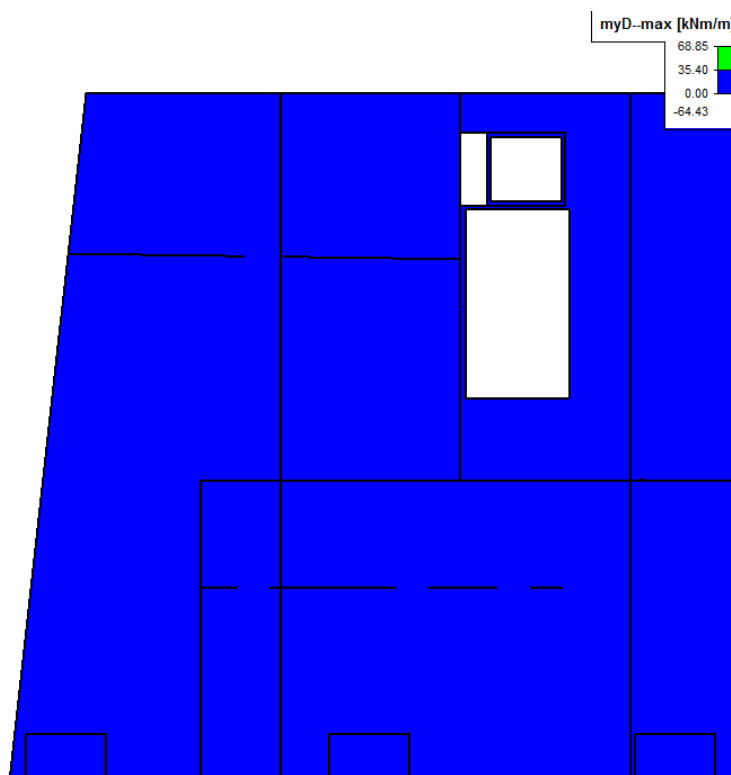
Obrázek 2.57. Nové dimenzační momenty - upravené isopásma $mxD+$.



Obrázek 2.58. Nové dimenzační momenty - upravené isopásma $mxD-$.



Obrázek 2.59. Nové dimenzační momenty - upravené isopásma m_{y+} .



Obrázek 2.60. Nové dimenzační momenty - upravené isopásma m_{y-} .

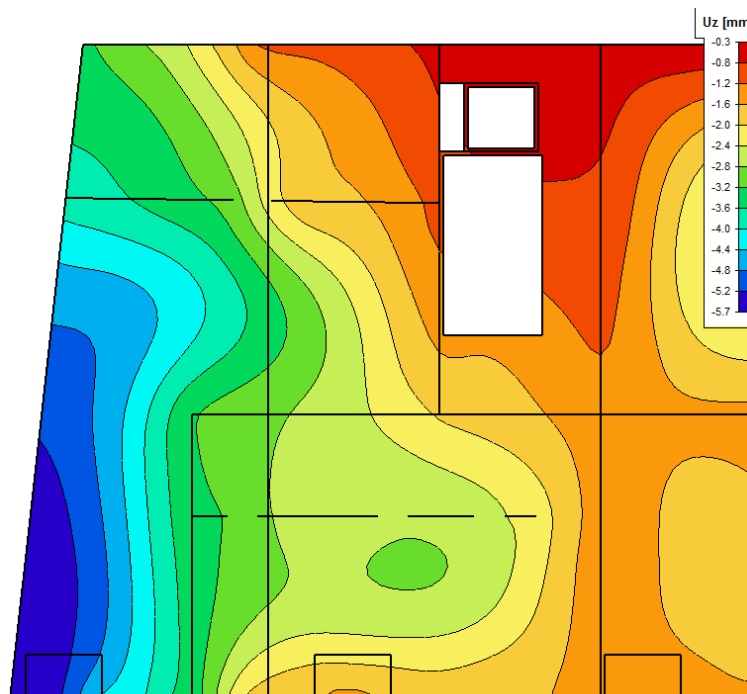
Jak je patrné z upravených isopássem, oproti původnímu návrhu MSU, došlo hlavně ke zvětšení momentů nad sloupem. Nad sloupem B2 dojde ke změně výztuže z profilu 10

po 100 mm na profil 10 po 200 mm v kombinaci s profily 14 po 200 mm, které budou vloženy mezi profily 10.

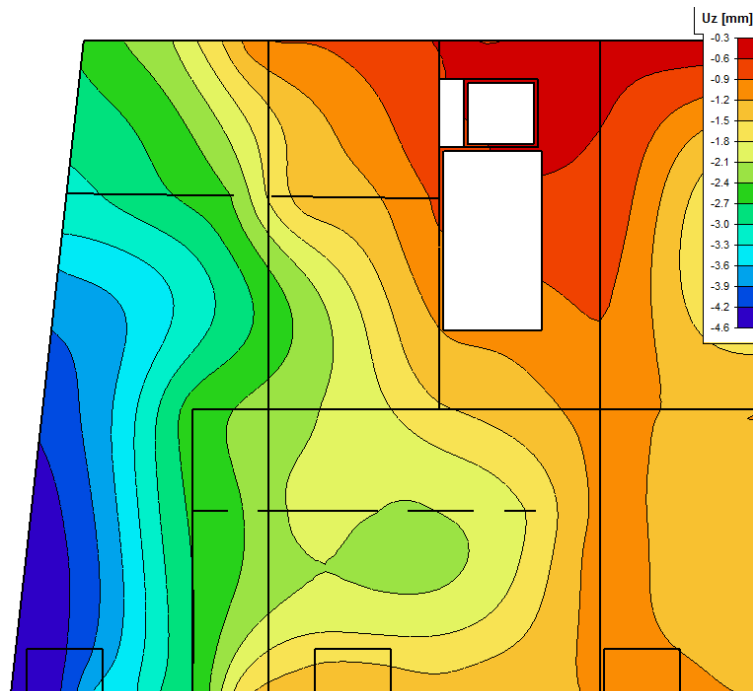
2.18.2 MSP

Vzorce pro posudek omezení napětí, šířky trhlin a průhybu jsou stejné jako v posouzení MSP u modelu bez změny modulu pružnosti u stěn. Výpočet je pro přehlednost zaznamenán v tabulce v příloze C - omezení napětí a šířky trhlin a v příloze D - průhyb. Ve výpočtu omezení napětí a trhlin jsou pro přehlednost použité stejné typy výztuže a rozteče jako v kapitole MSP u modelu s plnou tuhostí. V příloze D je taktéž i tabulka s výpočtem průhybu od vlastní tíhy a tabulka s průhybem po zabudování prvků.

Vlivem snížení modulu pružnosti vynášejících stěn na jednu třetinu původní hodnoty došlo ke zvětšení elastického průhybu v softwaru. Na obr. 2.61 je zobrazen průhyb od kvazistálé kombinace a na obr. 2.62 průhyb od vlastní tíhy.



Obrázek 2.61. Průhyb od kvazistálé kombinace - snížený modul pružnosti stěn.



Obrázek 2.62. Průhyb od vlastní tíhy - snížený modul pružnosti stěn.

2.18.3 Omezení trhlin z hlediska tahu

Z důvodu vzniku raných trhlin a délky objektu (více než 58 m, bez dilatace) je nutno vyztužit desku i s ohledem na objemové změny, které zde vzniknou. V návrhu jsou použity dva průměry výztuže $\phi 10$ a $\phi 14$ mm. Pro tyto dva průměry byla zkontrolována jejich maximální vzdálenost a šířka trhliny. Pro navrhovanou desku je limitní hodnota trhliny zvolena 0,4 mm.

Výztuž $\phi 10$, vzdálenost prutu 100 mm:

- $h_{cr} = \frac{h}{2} = \frac{250}{2} = 125 \text{ mm}$
- $f_{ct,eff} = 0,5 f_{ct,m} = 0,5 \cdot 2,9 = 1,45 \text{ MPa}$
- $\alpha_e = 6,25$
- Koefficienty:
 - $k = \max(\min(1 - \frac{1-0,65}{0,5} \cdot (h - 0,3); 1); 0,65)$
 - $k = \max(\min(1 - \frac{1-0,65}{0,5} \cdot (0,25 - 0,3); 1); 0,65)$
 - $k = \max(\min(1,035; 1); 0,65)$
 - $k = 1$
 - $k_c = 1$
 - $k_1 = 0,8$
 - $k_2 = 1$
 - $k_3 = 3,4$
 - $k_4 = 0,425$

- $A_{ct} = b \cdot h_{cr} = 1 \cdot 0,125 = 0,125m^2$
- $d = 0,210mm$... počítáno z hlediska bezpečnosti s menší hodnotou
- Plocha výztuže na 1m: $A_s = 0,000785m^2$
- Poloha neutrální osy $x_{cr} = 0$
- $h_{c,eff} = \min(2,5(h-d); \frac{(h-x_{cr})}{3}; \frac{h}{2})$
 $h_{c,eff} = \min(2,5 \cdot (0,25 - 0,210); \frac{0,25}{3}; \frac{0,25}{2})$
 $h_{c,eff} = \min(0,1; 0,083; 0,125)$
 $h_{c,eff} = 0,083m$
- $A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 0,083m$
- Stupeň vyztužení:
 $\rho = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$
 $\rho = \frac{0,000785}{0,083}$
 $\rho = 0,009425$
- Napětí ve výztuži:
 $\sigma_s = \frac{k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot c_{ct,eff}}{A_s}$
 $\sigma_s = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0,125 \cdot 1,45}{0,000785} \sigma_s = 230,8MPa$
- Vzdálenost:
 $s_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho}$
 $s_{r,max} = 3,4 \cdot 0,025 + \frac{0,8 \cdot 1 \cdot 0,425 \cdot 0,01}{0,009425}$
 $s_{r,max} = 0,446m$
- Rozdíl přetvoření:
 $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cr,eff}}{\rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho)}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$
 $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{230,8 - 0,4 \cdot \frac{1,45}{0,009425} \cdot (1 + 6,25 \cdot 0,009425)}{200000} \geq 0,6 \cdot \frac{230,8}{200000}$
 $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000828 \geq 0,000692$
- Šířka trhliny:
 $w_k = s_{r,max} \cdot \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$
 $w_k = 0,446 \cdot 0,000828$
 $w_k = 0,369mm < w_{max} = 0,4mm$... **Vyhovuje**

Výztuž $\phi 14$ v kombinaci s $\phi 10$ (Na metr běžný je pět $\phi 14$ a pět $\phi 10$) , vzdálenost prutu 100 mm:

- ekvivaletní profil:
 $\phi_{eq} = \frac{n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2}$
 $\phi_{eq} = \frac{5 \cdot 14^2 + 5 \cdot 10^2}{5 \cdot 14 + 5 \cdot 10} = 12,3 \text{ mm}$

- $h_{cr} = \frac{h}{2} = \frac{250}{2} = 0,125m$
- $f_{ct,eff} = 0,5f_{ct,m} = 0,5 \cdot 2,9 = 1,45MPa$
- $\alpha_e = 6,25$
- koeficienty:
 - $k = \max(\min(1 - \frac{1-0,65}{0,5} \cdot (h - 0,3); 1); 0,65)$
 - $k = \max(\min(1 - \frac{1-0,65}{0,5} \cdot (0,25 - 0,3); 1); 0,65)$
 - $k = \max(\min(1,035; 1); 0,65)$
 - $k = 1$
 - $k_c = 1$
 - $k_1 = 0,8$
 - $k_2 = 1$
 - $k_3 = 3,4$
 - $k_4 = 0,425$
- $A_{ct} = b \cdot h_{cr} = 1 \cdot 0,125 = 0,125m^2$
- $d = 0,204mm$... počítáno z hlediska bezpečnosti s menší hodnotou
- Plocha výtzuže na 1m: $A_s = 0,001162m^2$
- Poloha neutrální osy $x_{cr} = 0$
- $h_{c,eff} = \min(2,5(h - d); \frac{(h-x_{cr})}{3}; \frac{h}{2})$
 $h_{c,eff} = \min(2,5 \cdot (0,25 - 0,204); \frac{0,25}{3}; \frac{0,25}{2})$
 $h_{c,eff} = \min(0,115; 0,083; 0,125)$
 $h_{c,eff} = 0,083m$
- $A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 0,083m$
- Stupeň vyztužení:
 - $\rho = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$
 - $\rho = \frac{0,001162}{0,083}$
 - $\rho = 0,014$
- Napětí ve výtzuži:
 - $\sigma_s = \frac{k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot c_{ct,eff}}{A_s}$
 - $\sigma_s = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0,125 \cdot 1,45}{0,001162} \sigma_s = 155,98MPa$
- Maximální výsledná vzdálenost trhliny:
 - $s_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho}$
 - $s_{r,max} = 3,4 \cdot 0,025 + \frac{0,8 \cdot 1 \cdot 0,425 \cdot 0,0123}{0,014}$
 - $s_{r,max} = 0,384m$
- Rozdíl přetvoření:
 - $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cr,eff}}{\rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho)}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{155,98 - 0,4 \cdot \frac{1,45}{0,014} \cdot (1 + 6,25 \cdot 0,014)}{200000} \geq 0,6 \cdot \frac{155,98}{200000}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000555 \geq 0,000468$$

■ Šířka trhliny:

$$w_k = s_{r,max} \cdot \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$$

$$w_k = 0,523 \cdot 0,000555$$

$$w_k = 0,290\text{mm} < w_{max} = 0,4\text{mm} \dots \text{Vyhovuje}$$

2.19 Výztuž v desce - závěr

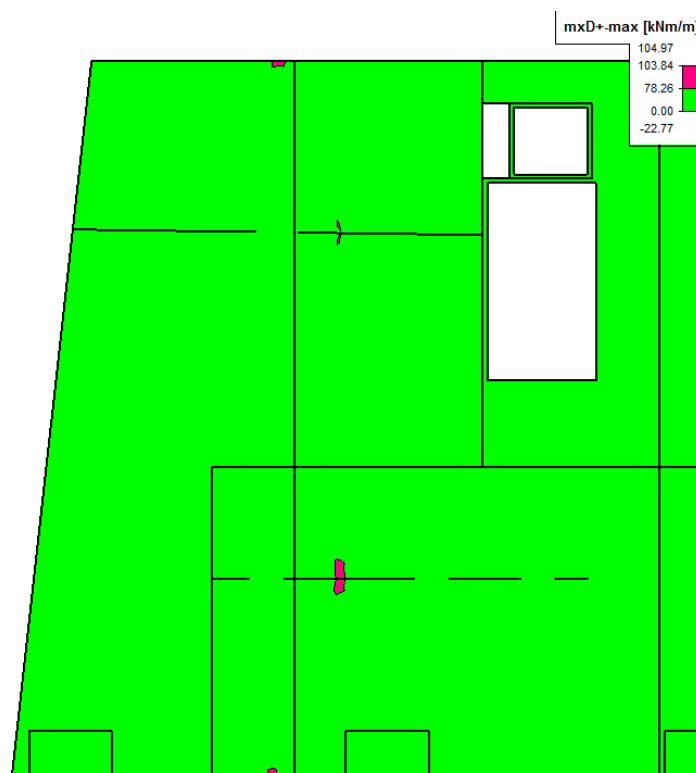
Pro návrh výztuže v desce na mezní stav únosnosti i použitelnosti byly zhotoveny dva modely. První model nevystihuje možný vznik trhlin ve stěnách, které pomáhají vynášet vykonzolovanou část budovy.

Pro posouzení MSU v prvním modelu byly navrženy tři druhy výztuže: běžný rastr $\phi 10$ po 200 mm (modrá barva), $\phi 10$ po 100 mm (zelená barva) a $\phi 10$ po 200 mm a mezi ně vložené $\phi 14$ po 200 mm (růžová barva). Takto navržená výztuž vyhověla na MSP omezení napětí a omezení šířky trhlin, avšak nevyhověla na průhyb, kde musela být výztuž v základním rastru nahrazena $\phi 10$ po 100 mm.

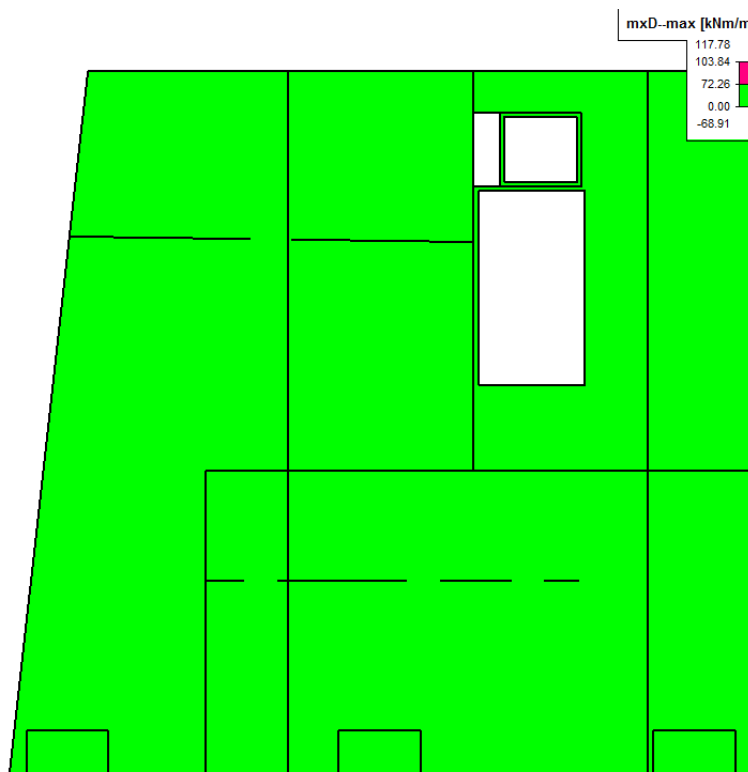
Z druhého modelu, který se snaží zohlednit vznik trhlin ve stěnách vynášejících vykonzolovanou část, byly odečteny opět hodnoty dimenzačních momentů a taktéž i průhyb. Stejným způsobem byl znovu posouzen mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti. V MSU došlo v některých nadpoporových průřezích vlivem přerozdělení namáhání ke zvýšení momentů oproti prvnímu případu a výztuž v těchto místech musela být přidána. MSP omezení napětí a vznik trhlin vyhověl. Průhyb stejně jako v předchozím případě nevyhověl a výztuž musela být v základním rastru zvýšena stejně jako v předchozím případě na $\phi 10$ po 100 mm.

Z důvodu vzniku raných trhlin byly ještě ověřeny maximální vzdálenosti použitých výztuží. Pro samotný profil 10 mm je minimální vzdálenost výztuže 100 mm. Navrhovaná výztuž v základním rastru $\phi 10$ po 200 je tedy nevyhovující a musí být zahuštěna na minimální vzdálenost 100 mm. Pro kombinovaný rastr profilů 10 mm a 14 mm je navržená vzdálenost 100 mm v pořádku.

Na obrázcích 2.63, 2.64, 2.65, 2.64 jsou zobrazeny izopásma navržené výztuže dle barev. Zelená značí $\phi 10$ po 100 mm a růžová označuje $\phi 10$ po 200 mm a mezi ně vložené $\phi 14$ po 200 mm.



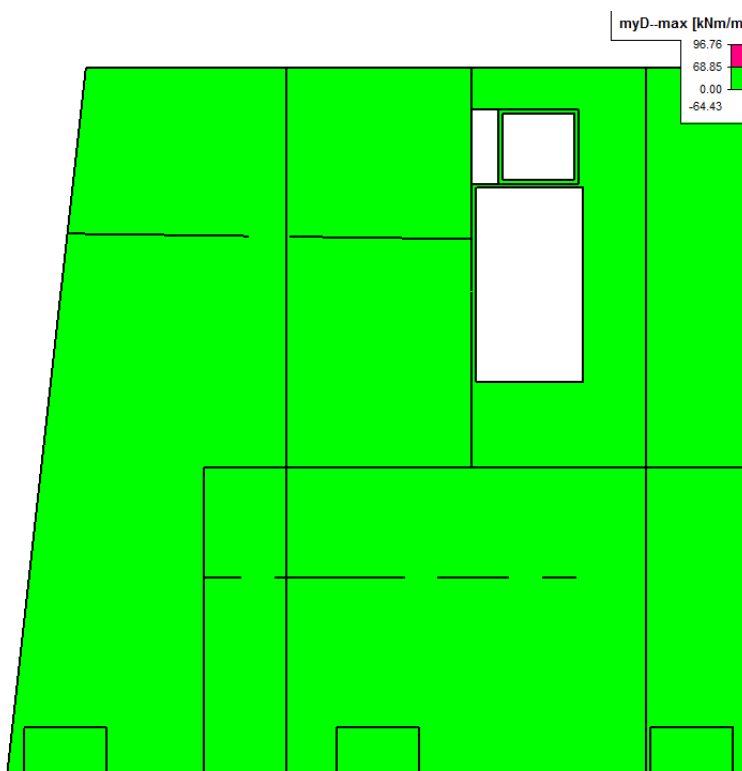
Obrázek 2.63. Izopásma navržené výztuže - horní ve směru X.



Obrázek 2.64. Izopásma navržené výztuže - dolní ve směru X.



Obrázek 2.65. Izopásma navržené výztuže - horní ve směru Y.



Obrázek 2.66. Izopásma navržené výztuže - dolní ve směru Y.

2.20 Posudek desky na smyk

- Smyková únosnost desky bez smykové výztuže:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \geq V_{min} \cdot b_w \cdot d$$

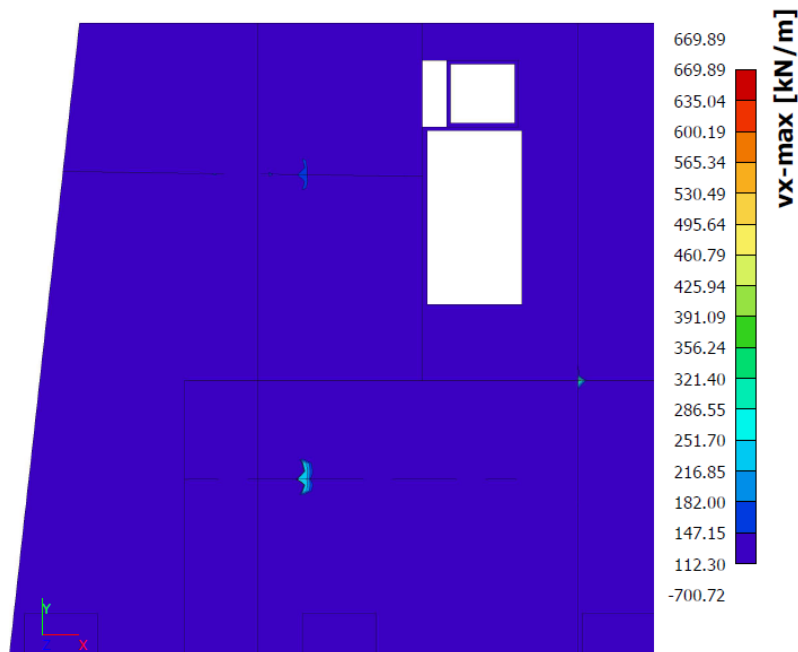
$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,15} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{210}} = 1,98 < 2$$

$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{786}{1000 \cdot 210} = 0,0038$ Počítáno pro výztuž ϕ 10 po 100 mm, tato výztuž je navržena ve většině případů. V ostatních případech je navržena výztuž větší a smyková únosnost by byla tím pádem vyšší. Tento návrh je tedy na straně bezpečnosti.

- $V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,98 \cdot (100 \cdot 0,0038 \cdot 30)^{1/3} \cdot 1 \cdot 0,21 = 112,30 \text{ kN}$
- $V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b \cdot d = 0,035 \cdot 1,98^{3/2} \cdot 30^{1/2} \cdot 1 \cdot 0,21 = 112,14 \text{ kN}$
- $V_{Rd,c} = 112,3 \text{ kN} > V_{min} = 112,14 \text{ kN}$

Na obr. 2.67 a 2.68 jsou zobrazeny upravená izopásma posouvajících sil na desce. Tmavě modrá barva je přidělena izopásmům, kde není potřeba smyková výztuž. V drtivě většině případu tedy není nutné vyztužovat desku smykovou výztuží. Pouze nad sloupy je zapotřebí výztuž přidat. To bude řešeno výztuží na protlačení.



Obrázek 2.67. V_x - upravená izopásma posouvající síly.



Obrázek 2.68. V_y - upravená izopásma posouvající síly.

2.21 Výpočet kotvení a stykování výztuže

Výztuž $\phi 10$

- mezní napětí v soudržnosti:

$$l_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2/1,5 = 3,33 \text{ MPa}$$

- základní kotevní délka:

$$l_{b,rqd} = \phi/4 \cdot f_{yd}/f_{bd} = 10/4 \cdot 434,78/3,33 = 326,41 \text{ mm}$$

- návrhová kotevní délka:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 326,41 = \mathbf{229 \text{ mm}}$$

$$l_{b,min} = \max(0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100) = \max(98; 100; 100) = 100 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = 229 \geq l_{b,min} = 100 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1 \text{ ... vliv tvaru prutu}$$

$$\alpha_2 = 1 \text{ ... vliv tloušťky krycí vrstvy a mezer mezi pruty}$$

$$\alpha_3 = 1 \text{ ... vliv příčné výztuže}$$

$$\alpha_4 = 0,7 \text{ ... vliv příčné přivařené výztuže}$$

$$\alpha_5 = 1 \text{ ... vliv tlaku kolmého na plochu štěpení}$$

$$\alpha_6 = 1,5 \text{ ... vliv procenta stykované výztuže}$$

- délka přesahu:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 326,41 = \mathbf{490 \text{ mm}}$$

$$l_{0,min} = \max(0,3 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200) = \max(98; 150; 200) = 200 \text{ mm}$$

$$l_0 = 490 \geq l_{0,min} = 200 \text{ mm}$$

Výztuž $\phi 14$

- mezní napětí v soudržnosti:

$$l_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2/1,5 = 3,33 \text{ MPa}$$

- základní kotevní délka:

$$l_{b,rqd} = \phi/4 \cdot f_{yd}/f_{bd} = 14/4 \cdot 434,78/3,33 = 457 \text{ mm}$$

- návrhová kotevní délka:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 457 = \mathbf{320 \text{ mm}}$$

$$l_{b,min} = \max(0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100) = \max(164; 140; 100) = 164 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = 320 \geq l_{b,min} = 164 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1 \text{ ... vliv tvaru prutu}$$

$$\alpha_2 = 1 \text{ ... vliv tloušťky krycí vrstvy a mezer mezi pruty}$$

$$\alpha_3 = 1 \text{ ... vliv příčné výztuže}$$

$$\alpha_4 = 0,7 \text{ ... vliv příčné přivařené výztuže}$$

$$\alpha_5 = 1 \text{ ... vliv tlaku kolmého na plochu štěpení}$$

$$\alpha_6 = 1,5 \text{ ... vliv procenta stykované výztuže}$$

- délka přesahu:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 457 = \mathbf{686 \text{ mm}}$$

$$l_{0,min} = \max(0,3 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200) = \max(137; 210; 200) = 210 \text{ mm}$$

$$l_0 = 686 \geq l_{0,min} = 210 \text{ mm}$$

Výztuž ϕ 18

- mezní napětí v soudržnosti:

$$l_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2/1,5 = 3,33 \text{ MPa}$$

- základní kotevní délka:

$$l_{b,rqd} = \phi/4 \cdot f_{yd}/f_{bd} = 18/4 \cdot 434,78/3,33 = 588 \text{ mm}$$

- návrhová kotevní délka:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 588 = \mathbf{412 \text{ mm}}$$

$$l_{b,min} = \max(0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10\phi; 100) = \max(176; 180; 100) = 180 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = 412 \geq l_{b,min} = 180 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1 \text{ ... vliv tvaru prutu}$$

$$\alpha_2 = 1 \text{ ... vliv tloušťky krycí vrstvy a mezer mezi pruty}$$

$$\alpha_3 = 1 \text{ ... vliv příčné výztuže}$$

$$\alpha_4 = 0,7 \text{ ... vliv příčné přivařené výztuže}$$

$$\alpha_5 = 1 \text{ ... vliv tlaku kolmého na plochu štěpení}$$

$$\alpha_6 = 1,5 \text{ ... vliv procenta stykované výztuže}$$

- délka přesahu:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 588 = \mathbf{880 \text{ mm}}$$

$$l_{0,min} = \max(0,3 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200) = \max(176; 270; 200) = 270 \text{ mm}$$

$$l_0 = 880 \geq l_{0,min} = 270 \text{ mm}$$

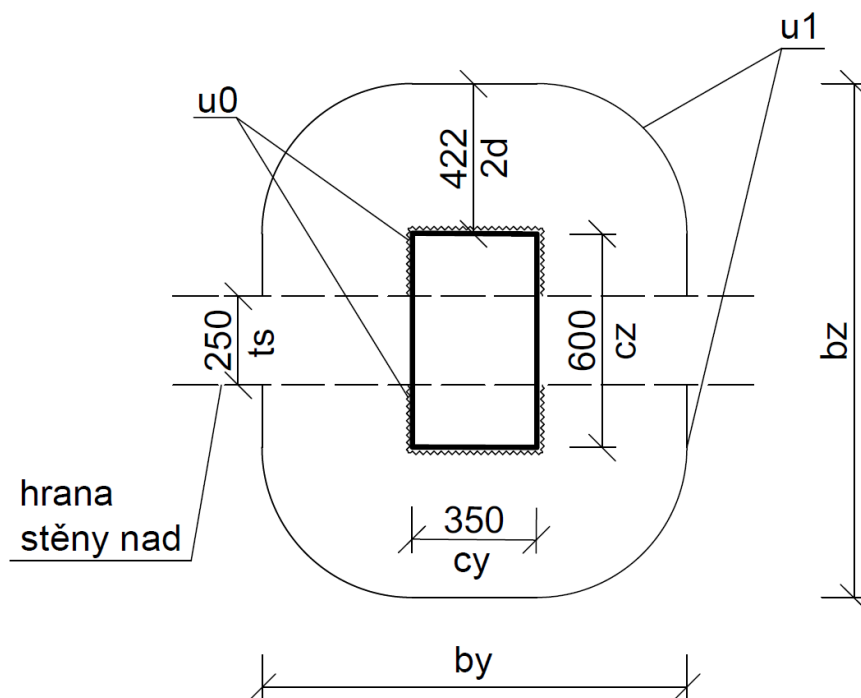
2.22 Protlačení - podrobný návrh

Protlačení bude podrobněji posouzeno u nejvíce zatíženého sloupu, který pomáhá vynášet vykonzolovanou desku B5. Z prostrového modelu byly odečteny hodnoty ΔM (hodnota momentového skoku nad podporou) a posouvající síla v desce. Za pomoci těchto hodnot byla stanovena hodnota součinitele β , který zohledňuje vliv nevyrovnaných momentů nad podporami. Pokud je hodnota součinitele menší než je normovaná hodnota ($\beta = 1,15$ pro vnitřní sloupy), bude uvažována normou doporučená hodnota.

Pro výpočet součinitele β bude použit dle ČSN EN 1992-1-1 přibližný vztah pro vnitřní odelníkový sloup se zatížením, které působí s excentricitou k oběma osám:

$$\beta = 1 + 1,8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}$$

- e_y ; e_z jsou výstřednosti M_{Ed}/V_{Ed} ve směru osy y a z
- b_y ; b_z jsou rozměry kontrolovaného obvodu (viz obr. 2.69)



Obrázek 2.69. Kontrolované obvody.

2.22.1 Deska 2.NP - sloup B5

- Ověření šířky podpory stěnového nosníku:

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

$$1845 \text{ kN} \leq 1,2 \cdot 0,25 \cdot (0,35 + 2 \cdot 0) \cdot 20$$

$$1845 \text{ kN} \leq 2100 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$b = 0,25 \text{ m}$... tloušťka stěny

$d = 0$... rozšíření podpory

$c = 0,35 \text{ m}$... šířka sloupu ve směru stěny

$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$

$A_{Ed} = 1845 \text{ kN}$... normálová síla v hlavě sloupu pod stěnovým nosníkem

- Přibližná zatěžovací plocha:

$$A = 42,49 \text{ m}_2$$

- Posouvající síla:

$$V_{Ed} = A \cdot q_d = 42,49 \cdot 14,591 = 619,97 \text{ kN}$$

- Účinná výška: $d = 0,5 \cdot (d_x + d_y) = 0,5 \cdot (218 + 204) = 211 \text{ mm}$

- Součinitel $\beta = 1 + 1,8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}$

$$M_{Ed,y} = 5,49 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,z} = 11,09 \text{ kNm}$$

$$e_y = \frac{M_{Ed,z}}{V_{Ed}} = \frac{11,09}{1139,91} = 0,0097 \text{ m}$$

$$e_z = \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed,min}} = \frac{5,49}{1139,91} = 0,0048 \text{ m}$$

$$b_y = c_y + 2 \cdot 2 \cdot d = 350 + 2 \cdot 2 \cdot 211 = 1194 \text{ mm}$$

$$b_z = c_z + 2 \cdot 2 \cdot d = (600 + 2 \cdot 2 \cdot 211) = 1444 \text{ mm}$$

$$\beta = 1 + 1,8 \cdot \sqrt{\left(\frac{0,0097}{1,444}\right)^2 + \left(\frac{0,0048}{1,194}\right)^2} = 1,015 < 1,15 \dots \beta = 1,15$$

- Délka "nultého" kontrolovaného obvodu:

$$u_0 = 2 \cdot (c_1 + c_2) - 2 \cdot t_s = 2 \cdot (350 + 600) - 2 \cdot 250 = 1400 \text{ mm}$$

- Délka základního kontrolovaného obvodu:

$$u_1 = 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d - 2 \cdot t_s = 2 \cdot (350 + 600) + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 211 - 2 \cdot 250 = 4052 \text{ mm}$$

- Účinek zatížení v "nultém" kontrolovaném obvodu:

$$V_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 619,97 \cdot 10^3}{1400 \cdot 211} = 2,414 \text{ MPa}$$

- Účinek zatížení v základním kontrolovaném obvodu:

$$V_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 619,97 \cdot 10^3}{4052 \cdot 211} = 0,834 \text{ MPa}$$

- Únosnot tlakové diagonály:

$$V_{Rd,max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$$

$$V_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 = 4,224 \text{ MPa}$$

- Smyková únosnost desky bez výztuže na protlačení:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,15} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{211}} = 1,98 < 2$$

$$\rho_x = \frac{A_{s,x}}{b \cdot d} = \frac{785}{1000 \cdot 211} = 0,00372$$

$$\rho_y = \frac{A_{s,y}}{b \cdot d} = \frac{1162}{1000 \cdot 211} = 0,00551$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = \sqrt{0,00372 \cdot 0,00551} = 0,00453$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$k_1 = 0,1$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,98^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,534 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,98 \cdot (100 \cdot 0,00453 \cdot 30)^{1/3} = 0,567 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = 0,567 \text{ MPa} > V_{min} = 0,534 \text{ MPa} \dots \text{Vyhovuje}$$

- $V_{Ed,0} = 2,414 \text{ MPa} < V_{Rd,max} = 4,224 \text{ MPa} \dots \text{Vyhovuje}$

- $V_{Ed,1} = 0,834 \text{ MPa} > V_{Rd,c} = 0,567 \text{ MPa} \dots \text{Nevyhovuje}$, výztuž na protlačení je nutná.

- pro smykové trny $k_{max} = 1,96$ (podle ETA)

- $V_{Ed,1} = 0,834 \text{ MPa} > V_{Rd,c} \cdot \alpha = 0,567 \cdot 1,96 = 1,111 \text{ MPa} \dots \text{Vyhovuje}$.

2.22.2 Protlačení rohu stěny

Poloha posuzovaného rohu je mezi svislými osami A a B a na vodorovné ose 4.

- Přibližná zatěžovací plocha:
 $A = 6,6 \text{ m}^2$
- Posouvající síla: $V_{Ed} = A \cdot q_d = 6,6 \cdot 14,591 = 96,30 \text{ kN}$
- Účinná výška: $d = 0,5 \cdot (d_x + d_y) = 0,5 \cdot (220 + 210) = 215 \text{ mm}$
- Součinitel β :
 $\beta = 1,20$... doporučená hodnota pro roh stěny
- Délka "nultého" kontrolovaného obvodu:
 $u_0 = 2 \cdot 323 = 646 \text{ mm}$
- Délka základního kontrolovaného obvodu:
 $u_1 = 646 + 675 = 1321 \text{ mm}$
- Účinek zatížení v "nultém" kontrolovaném obvodu:
 $V_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 96,30 \cdot 10^3}{646 \cdot 215} = 0,797 \text{ MPa}$
- Účinek zatížení v základním kontrolovaném obvodu:
 $V_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 96,30 \cdot 10^3}{1321 \cdot 215} = 0,390 \text{ MPa}$
- Únosnot tlakové diagonály:
 $V_{Rd,max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot (1 - \frac{f_{ck}}{250}) \cdot f_{cd}$
 $V_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot (1 - \frac{30}{250}) \cdot 20 = 4,224 \text{ MPa}$
- Smyková únosnost desky bez výztuže na protlačení:
 $V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$
 $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,15} = 0,12$
 $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{215}} = 1,96 < 2$
 $\rho_x = \frac{A_{s,x}}{b \cdot d} = \frac{785}{1000 \cdot 215} = 0,00372$
 $\rho_y = \frac{A_{s,y}}{b \cdot d} = \frac{785}{1000 \cdot 215} = 0,00372$
 $\rho = \sqrt{\rho_x + \rho_y} = \sqrt{0,00372 + 0,00372} = 0,00372$
 $\sigma_{cp} = 0$
 $k_1 = 0,1$
 $V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,96^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,526 \text{ MPa}$
 $V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,96 \cdot (100 \cdot 0,00372 \cdot 30)^{1/3} = 0,526 \text{ MPa}$
 $V_{Rd,c} = 0,526 \text{ MPa} \geq V_{min} = 0,526 \text{ MPa} \dots \text{Vyhovuje}$
- $V_{Ed,0} = 0,797 \text{ MPa} < V_{Rd,max} = 4,224 \text{ MPa} \dots \text{Vyhovuje}$

- $V_{Ed,1} = 0,390MPa > V_{Rd,c} = 0,526MPa$... **Vyhovuje**, výztuž na protlačení není nutná.

■ 2.22.3 Návrh smykových trnů

Návrh smykových trnů je proveden pomocí softwaru firmy JORDAHL EXPERT. Tento software se řídí ETA 13/0136. Smykové trny jsou navrženy s dostatečnou rezervou v únosnosti (zatěžovací plocha byla pouze odhadnuta). Výstup ze softwaru je na následujících obrázcích. Kontrolované obvody byly poníženy o dvě tloušťky stěn. Tedy zmenšené o 500 mm.

Zpracoval:

 Stavební projekt:
 Stavební dílec:
 Pozice:
 Datum: 23.12.2016
JORDAHL® EXPERT Protlačení - Dimenzování**1. Vstupní data****1.1 Auflager**

Typ podpory	Obelníkový vnitřní sloup		
Ploušřka podpory	a	= 350	mm
Šířka podpory	b	= 600	mm

1.2 Betonová deska

Typ desky	Strop z monolitického betonu			
Ploušřka stropu	h	= 250	mm	
Betonová krycí vrstva	c_o / c_u	= 25	mm	/ 25 mm
Účinná výška průřezu	d_x / d_y	= 211	mm	/ 211 mm
Maximální rozpon	l_x / l_y	= 7000	mm	/ 7000 mm
Třída betonu	C30/37			
Relativní vybrání	Δu_{crit}	= 500	mm	
	Δu_a	= 500	mm	

1.3 Zatížení

Zatížení způsobující protlačení	V_{Ed}	= 619,97	kN
Součinitel přitížení	Definováno uživatele		
	β	= 1,15	

1.4 Vyztužení

Plošné vyztužení	A_{sx} / A_{sy}	= 956	mm ² /m /	956	mm ² /m
Efektivní šířka	b_{sx} / b_{sy}	= 1616	mm /	1866	mm
Procento vyztužení	ρ_x / ρ_y	= 0,45	% /	0,45	%
Třída oceli	B500B				

2. Ověření protlačení (ETA-13/0136)**2.1 Minimální odpor**

$$\begin{aligned}
 v_{min} &= 1/\gamma_c \cdot \sqrt{(k^3 \cdot f_{ck})} \cdot 0,0525 \\
 &= 1/1,50 \cdot \sqrt{(1,97^3 \cdot 30,00 \text{ N/mm}^2)} \cdot 0,0525 \\
 &= 0,53 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Zpracoval:

Stavební projekt:

Stavební dílec:

Pozice:

Datum: 23.12.2016

2.2 Kritický řez

$$\begin{aligned}
 v_{Ed} &= \beta \cdot V_{Ed} / (u_1 \cdot d) \\
 &= 1,15 \cdot 619,97 \text{ kN} / (4052 \text{ mm} \cdot 211 \text{ mm}) \\
 &= 0,83 \text{ N/mm}^2 \\
 v_{Rd,c} &= \max[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{3/4}; v_{min}] \\
 &= \max[0,120 \cdot 1,97 \cdot (100 \cdot 0,0045 \cdot 30,00 \text{ N/mm}^2)^{3/4}; 0,53 \text{ N/mm}^2] \\
 &= 0,57 \text{ N/mm}^2 \\
 v_{Rd,max} &= 1,96 \cdot v_{Rd,c} \\
 &= 1,96 \cdot 0,57 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 1,11 \text{ N/mm}^2 \\
 v_{Ed} / v_{Rd,max} &= 0,83 \text{ N/mm}^2 / 1,11 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 0,75 \leq 1 \\
 v_{Ed} / v_{Rd,c} &= 0,83 \text{ N/mm}^2 / 0,57 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 1,48 > 1
 \end{aligned}$$

JDA nutná

2.3 Zóna C

$$\begin{aligned}
 \beta \cdot V_{Ed} &= 712,97 \text{ kN} \\
 v_{Rd,sy} &= m_c \cdot n_c \cdot A_s \cdot f_{yd} / n \\
 &= 16 \cdot 2 \cdot 78,54 \text{ mm}^2 \cdot 434,78 \text{ N/mm}^2 / 1,01 \\
 &= 1080,84 \text{ kN} \\
 \beta \cdot V_{Ed} / v_{Rd,sy} &= 712,97 \text{ kN} / 1080,84 \text{ kN} \\
 &= 0,66 \leq 1
 \end{aligned}$$

OK

2.4 Vnější řez

$$\begin{aligned}
 l_s &= 525 \text{ mm} \\
 v_{Ed} &= \beta_{red} \cdot V_{Ed} / (u_{out} \cdot d) \\
 &= 1,15 \cdot 619,97 \text{ kN} / (6687 \text{ mm} \cdot 211 \text{ mm}) \\
 &= 0,51 \text{ N/mm}^2 \\
 v_{Rd,ca} &= \max[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{3/4}; v_{min}] \\
 &= \max[0,10 \cdot 1,97 \cdot (100 \cdot 0,0045 \cdot 30,00 \text{ N/mm}^2)^{3/4}; 0,53 \text{ N/mm}^2] \\
 &= 0,53 \text{ N/mm}^2 \\
 v_{Ed} / v_{Rd,ca} &= 0,51 \text{ N/mm}^2 / 0,53 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 0,95 \leq 1
 \end{aligned}$$

OK

Zpracoval:

Stavební projekt:
Stavební dílec:
Pozice:
Datum: 23.12.2016

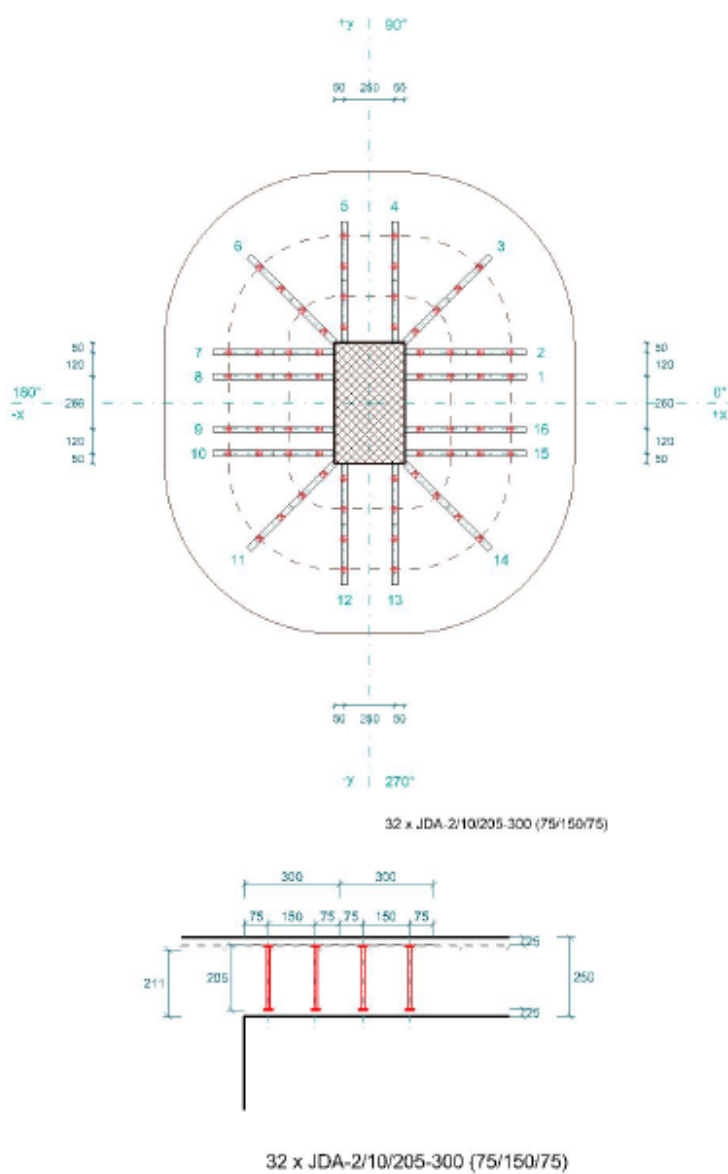
3. Prvky

32 x JDA-2/10/205-300 (75/150/75)

Geometrické požadavky vyplývající z platných předpisů byly splněny ve všech bodech.

Obrázek 2.72. Posudek smykových trnů - str. 3 [30].

Zpracoval:

 Stavební projekt:
 Stavební dílec:
 Pozice:
 Datum: 23.12.2016


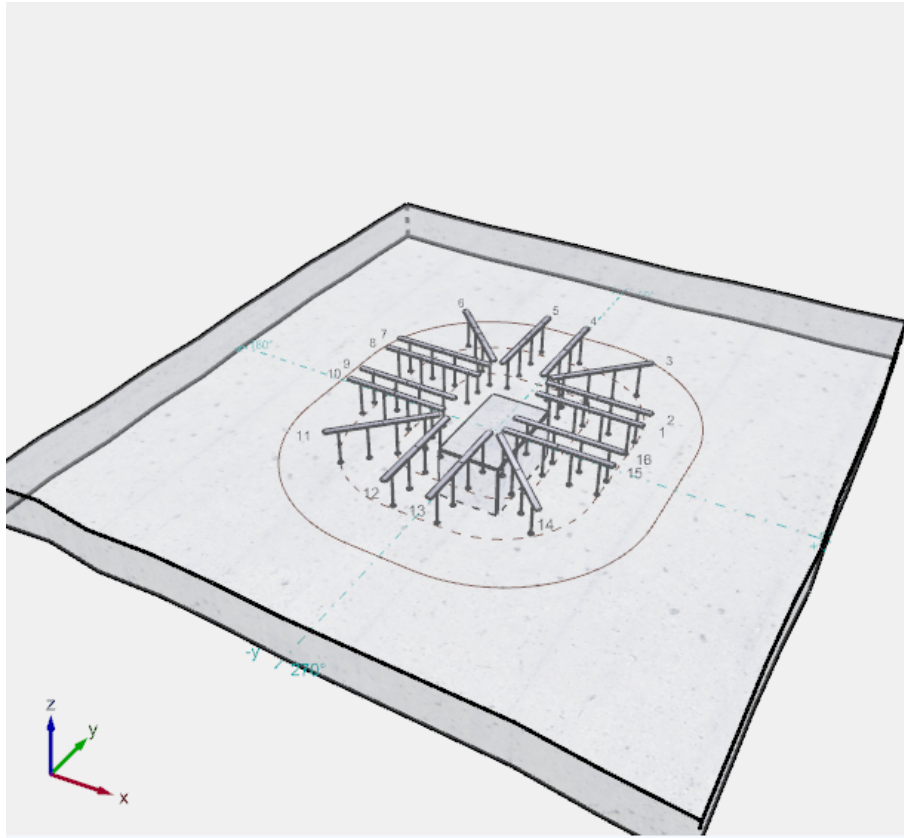
Obrázek 2.73. Posudek smykových trnů - str. 4 [30].

Zpracoval:

Stavební projekt:
Stavební dílec:
Pozice:
Datum: 23.12.2016

4. Pokyny

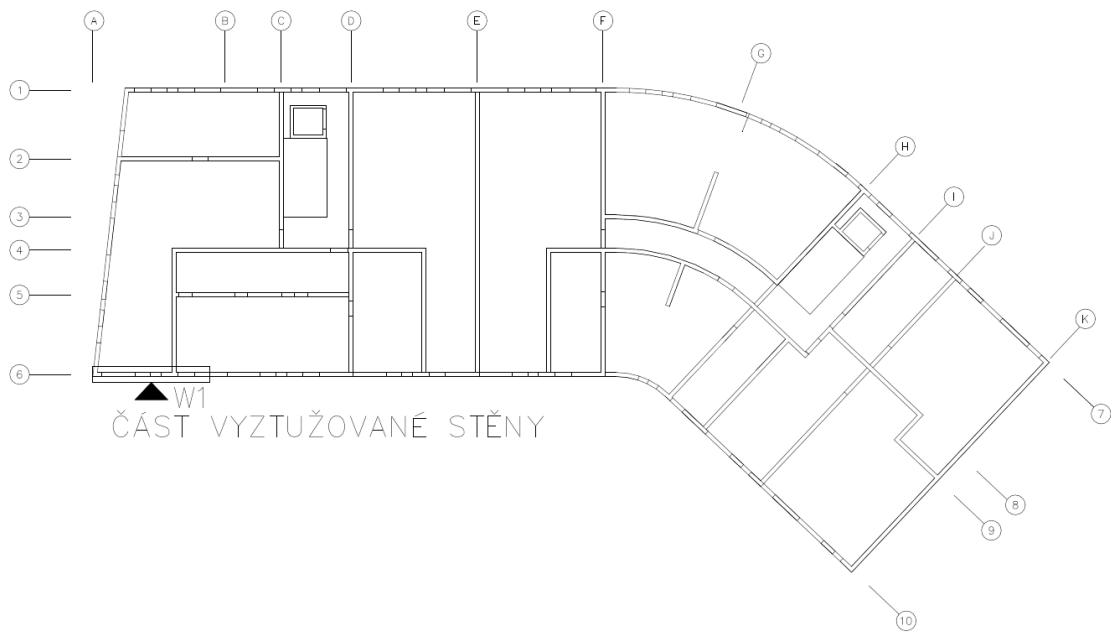
- Dodržení geometrických podmínek je nutno zkontrolovat samostatně.
- Dimenzování vyztužení proti protlačení je založeno na pravidlech pro Evropské technické schválení kotev se dvěma hlavami ETA-13/0136.
- Tento výpočet vychází z charakteristik, specifických pro daný výrobek. V případě jeho náhrady jiným, byť obdobným, výrobkem je nutno znovu provést dimenzování.
- Před zadáním veškerých dat je třeba ověřit jejich soulad s uvedenými předpisy a jejich správnost. JORDAHL neručí za kvalitu vstupních dat, zadaných uživatelem.



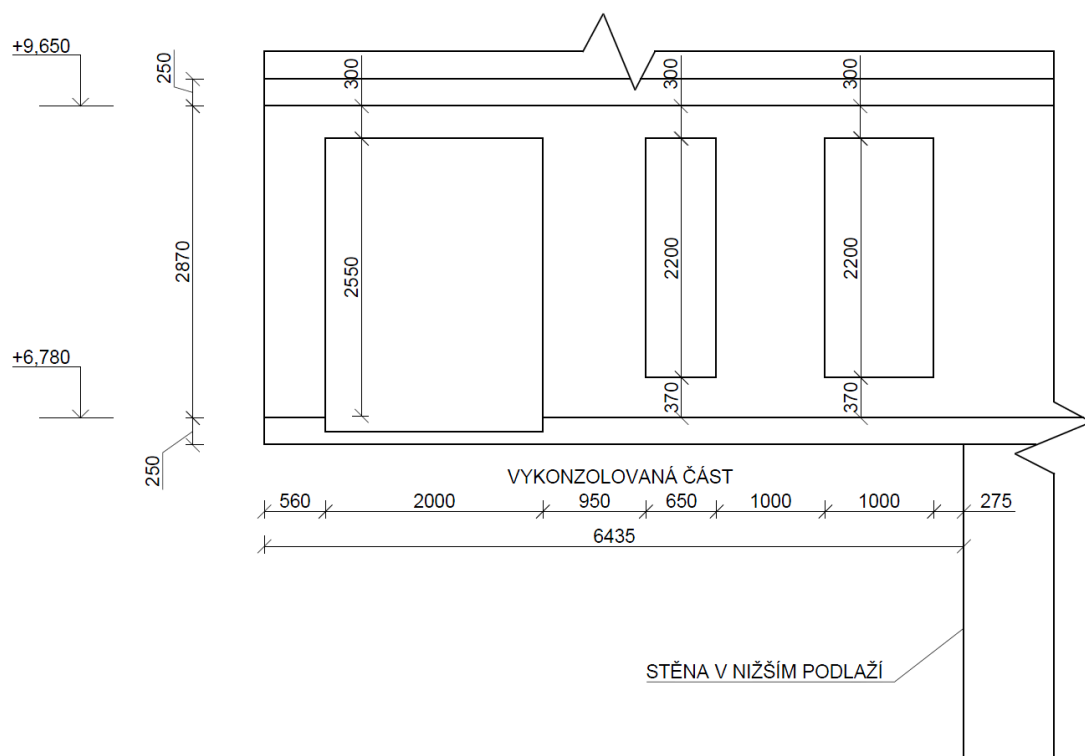
Obrázek 2.75. 3D zobrazení smykových trnů [30].

2.23 Návrh výztuže pro část vybrané stěny

Návrh výztuže je proveden pro část vykonzolované stěny, umístěné mezi svislými osami A-B a na vodorovné ose 6, ve třetím nadzemním podlaží. Půdorysné schéma je zobrazeno na obr. 2.76 a schéma pohledu z jihu na obr. 2.77. Návrh je proveden pomocí napětí, která budou odečtena z prostorového modelu z kombinace pro MSU. Lokální špičky napětí (hlavně v rozích stěny) jsou upravené pomocí průměrovacího pásu. Jedná se o citlivou část konstrukce, kde by bylo vhodnějším postupem navrhnout příhradový model. Bohužel v této práci pro tuto metodu již nezbyl prostor.



Obrázek 2.76. Půdorysné schéma vyšetřované stěny.



Obrázek 2.77. Schéma pohledu na vyšetřovanou stěnu.

■ Výpočet krycí vrstvy:

Beton C30/37 XC3, - Cl 0,2 - Dmax 16 - S3

Předpokládaná maximální výztuž $\phi = 18$ mm

$c_{min,dur} = 20$ mm ... třída konstrukce S3 (XC3, životnost 50 let, desková konstrukce, beton \geq C 30/37)

Minimální krycí vrstva: $c_{min} = \max(\phi, c_{min,dur}, 10) = \max(18, 20, 10) = 20\text{mm}$

Krycí vrstva: $c_d = d_{nom,d} = c_{min,d} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30\text{ mm}$

Posudek je proveden pro vybrané body na konstrukci. Hodnoty napětí jsou pro přehlednost zaznamenány v tabulce v příloze E. Z prostorového modelu jsou odečteny hodnoty napětí ve vodorovném směru σ_x , ve svislém směru σ_y a smykové napětí τ_{xy} pro každý zkoumaný bod. Z těchto hodnot můžeme pro jakýkoliv úhel ϕ (ve směru plochy stěny) zjistit hodnotu hlavního napětí pomocí vzorce:

$$\sigma_\phi = \sigma_x \cdot \cos^2\phi + \sigma_y \cdot \sin^2\phi + 2\tau_{xy} \cdot \sin\phi \cdot \cos\phi$$

- Minimální únosnost výztuže v jednotlivých směrech je

$$f_{Rd,x,req} = \sigma_x + |\tau_{xy}|$$

$$f_{Rd,y,req} = \sigma_y + |\tau_{xy}|$$

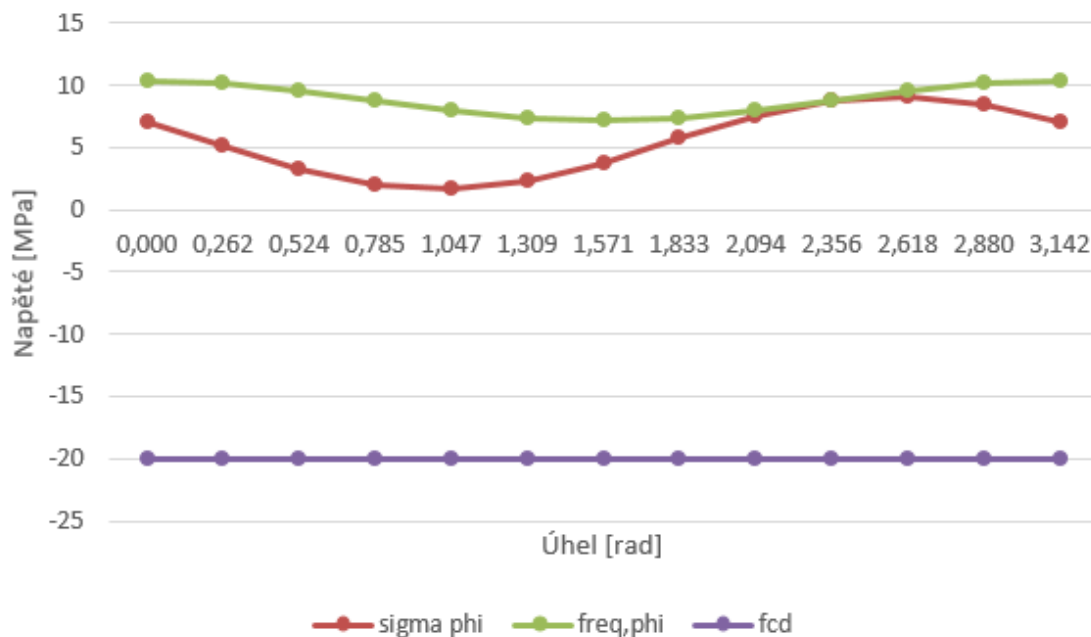
- Potom únosnost v jakémkoliv úhlu podle Johansena je

$$f_{Rd,\phi} = f_{Rd,x} \cdot \cos^2\phi + f_{Rd,y} \cdot \sin^2\phi$$

- Únosnost betonu je ve všech směrech stejná

$$\sigma_{cd,\phi} = \sigma_{cd,x} = \sigma_{cd,y} = \sigma_{cd}$$

Potom lze pro každý posuzovaný bod vykreslit jednotlivé průběhy napětí. Na obr. 2.78 je zobrazen graf pro bod 18 v intervalu 0 - 180 stupňů (dále je průběh periodický). Červená křivka popisuje průběh napětí, zelená zobrazuje průběh minimální únosnosti výztuže a fialová křivka popisuje únosnost betonu, která je po celou dobu intervalu konstantní. V žádném bodě nedochází k překročení únosnosti výztuže nebo betonu. Nutno podotknout, že zelená křivka zobrazuje únosnost minimální, navržená výztuž však bude mít únosnost vyšší.



Obrázek 2.78. Příklad průběhu napětí.

- Podmínky spolehlivosti

$$\begin{aligned}
 & -f_{cd,\phi} \leq \sigma_\phi \leq f_{td,\phi} \\
 & -(f_{td,x} - \sigma_x) \cdot (f_{td,y} - \sigma_y) + \tau_{xy}^2 \leq 0 \\
 & -(f_{cd} + \sigma_x) \cdot (f_{cd,y} + \sigma_y) + \tau_{xy}^2 \leq 0 \\
 & \sigma_x \leq f_{td,x} \\
 & \sigma_y \leq f_{td,y} \\
 & \sigma_x \geq -f_{cd} \\
 & \sigma_y \geq -f_{cd}
 \end{aligned}$$

- Ostatní vzorce a symboly použité v tabulce

$$\sigma_{cd} = 2 \cdot \tau_{xy} \leq v \cdot f_{cd}, \text{ kde } v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,53$$

- Minimální stupeň vyztužení pro směr i

$$\rho_{i,req} = f_{Rd,i,req} / f_{yd}$$

- á 1 povrh značí rozteč prutů u jednoho povrchů stěny, ve vzorci níže je tato vzdálenost značená písmenem á

- Plocha výztuže na běžný metr u obou povrchích

$$a_{s,i} = \frac{b}{a} \cdot 2 \cdot \pi \frac{\phi_i^2}{4}$$

- Výsledný stupeň vyztužení

$$\rho_i = \frac{a_{s,i}}{t \cdot b}, \text{ kde } t \text{ je tloušťka stěny}$$

- Výsledná únosnost výztuže

$$f_{Rd,i} = \rho_i \cdot f_{yd}$$

- Konstrukční zásady

minimální stupeň vyztužení: $\rho_i \geq \rho_{i,min} = 0,002$

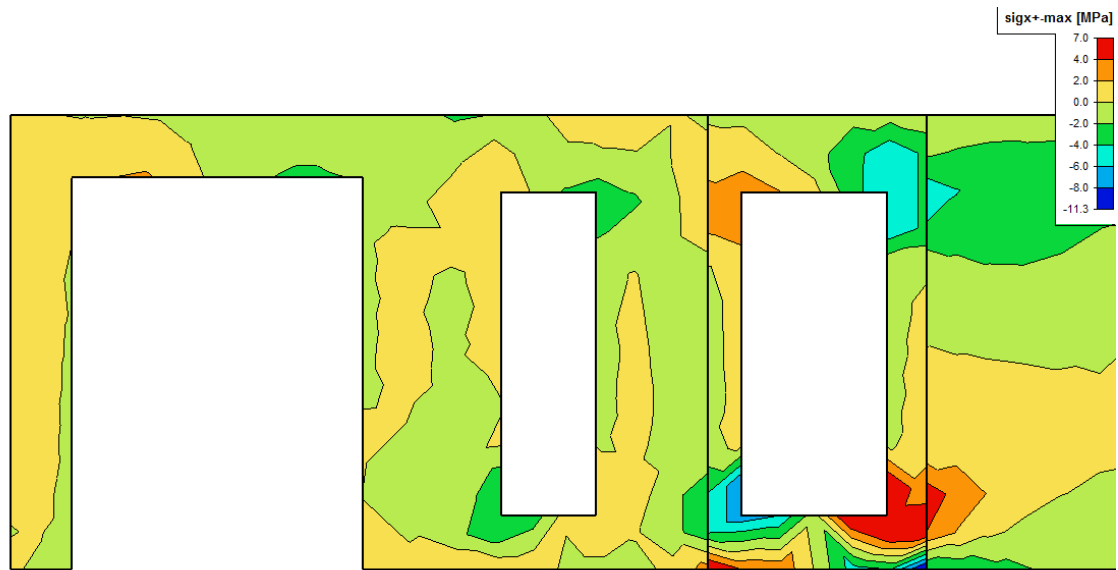
minimální vzdálenost výztuže: $\acute{a} \geq \max(1, 2\phi_i; d_g + 5; 20)$, kde d_g je maximální zrno kameniva, $d_g = 16$ mm

maximální vzdálenost výztuže: $\acute{a} \leq 400$ mm

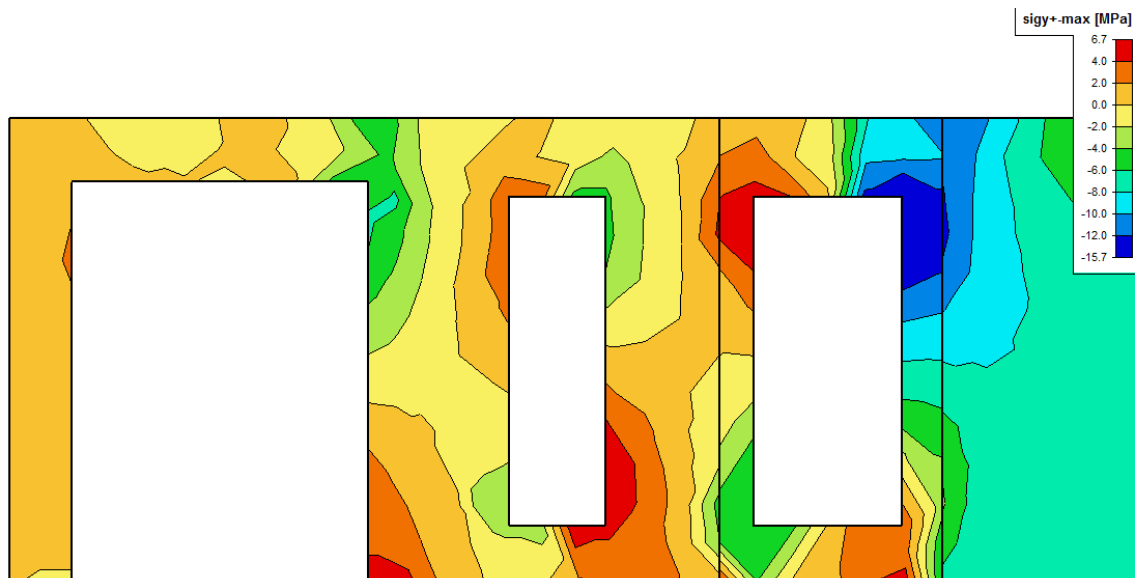
maximální stupeň vyztužení: $\rho_y \leq 0,04$

- Minimální vzdálenost vodorovných prutů bude z důvodu zamezení vzniku ranných trhlin volena stejná jako v případě návrhu výztuže do desky . Tedy pro průměr $\phi 10$ to je 100 mm.

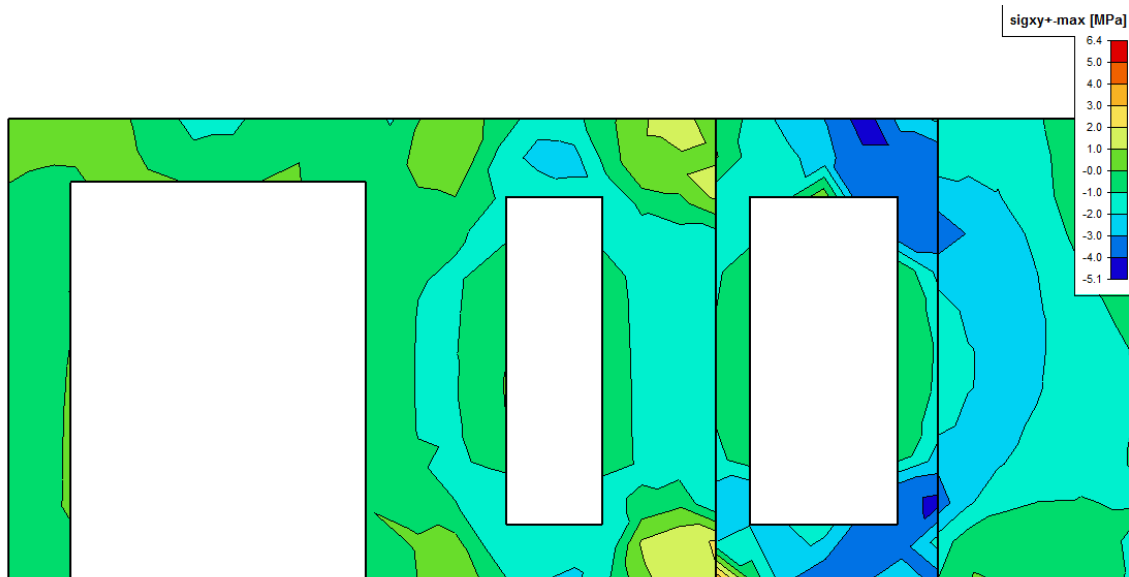
- Na obrázcích 2.79, 2.80 a 2.81 jsou zobrazeny návrhové napětí na posuzované části stěny a na obr. 2.82 jsou označeny vyšetřované body.



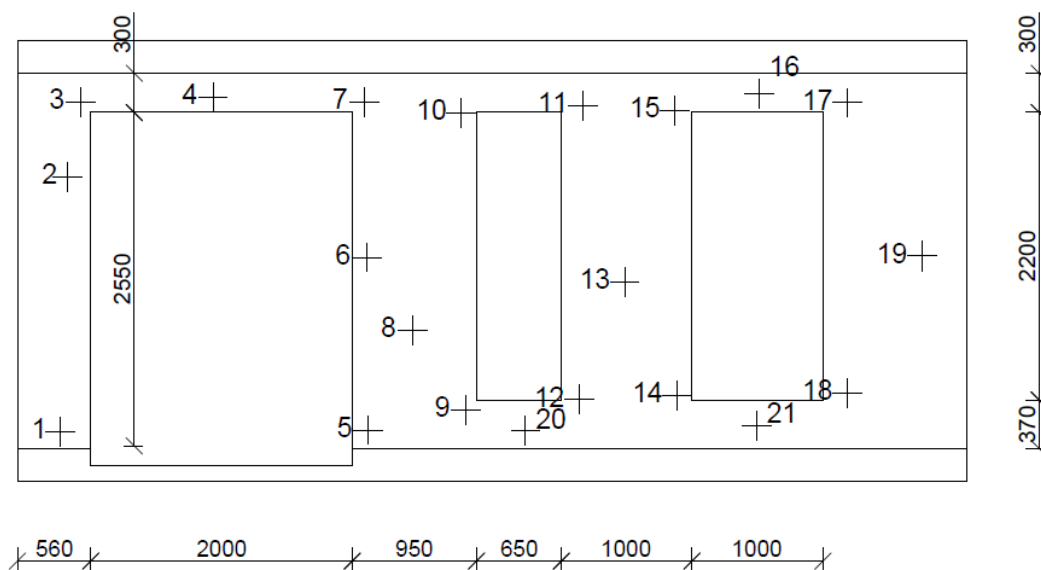
Obrázek 2.79. Návrhové napětí ve vodorovném směru.



Obrázek 2.80. Návrhové napětí ve svislém směru.



Obrázek 2.81. Návrhové smykové napětí.



Obrázek 2.82. Vyšetřované body.

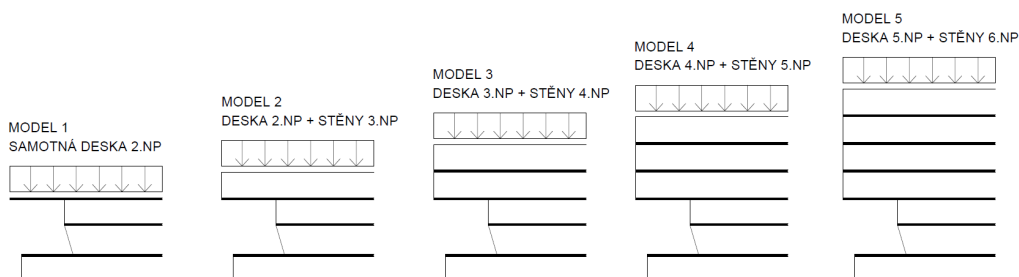
- Zjednodušení výztuže:

Návrh výztuže stěny, který je přiložen v příloze obsahuje velké množství posuzovaných bodů. Ve výkrese výztuže stěn byla snaha výztuž zjednodušit, tak aby návrh byl vždy na straně bezpečnosti. Proto jsou v některých bodech ve výkresu výztuže větší profily nebo profily po menší rozteči, než je tomu uvedeno v tabulce.

Kapitola 3

Rozšiřující část - prostorové chování budovy

Pro zjištění v jaké míře se vykonzolovaná část chová jako prostorový celek bude v softwaru Scia Engineer vytvořeno několik modelů. Tyto modely mají za cíl demonstrovat nutnost podstojkování konstrukce po co nejdelší dobu výstavby, tak aby došlo k minimalizaci účinku dotvarování a tím pádem ke zmenšení průhybu vykonzolované části konstrukce. Tento jev bude v programu simulován vždy vymazáním konstrukcí vyšších pater, tak aby zbylá část konzoly působila samostatně. To představuje již odbedněnou, odstojkovanou funkční konstrukci. Ostatní patra na tuto část konstrukce budou působit jako liniové zatížení v místech stěn. To představuje část konstrukce, která se ještě nezapojuje do prostorového působení celku. Tímto způsobem bude uděláno celkem pět modelů viz obr. 3.1. V popisících schématach je vždy označena pouze nejvýše modelovaná nosná konstrukce.



Obrázek 3.1. Schéma modelů.

- Popis modelů (V každém modelu jsou konstrukce 2.NP a níže neměněny. Vyšší konstrukce, které nejsou v popisu modelů zmiňované jsou započítané do zatížení):

Model 1 - samotná deska 2.NP bez stěn na ní ležících

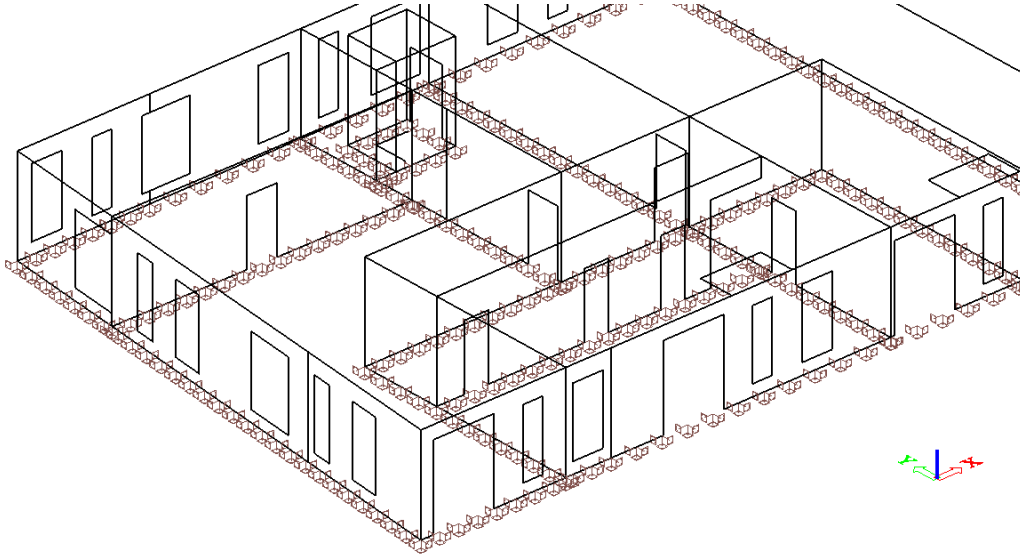
Model 2 - deska 2.NP, stěny 3.NP

Model 3 - deska 2.NP, stěny 3.NP, deska 3.NP, stěny 4.NP

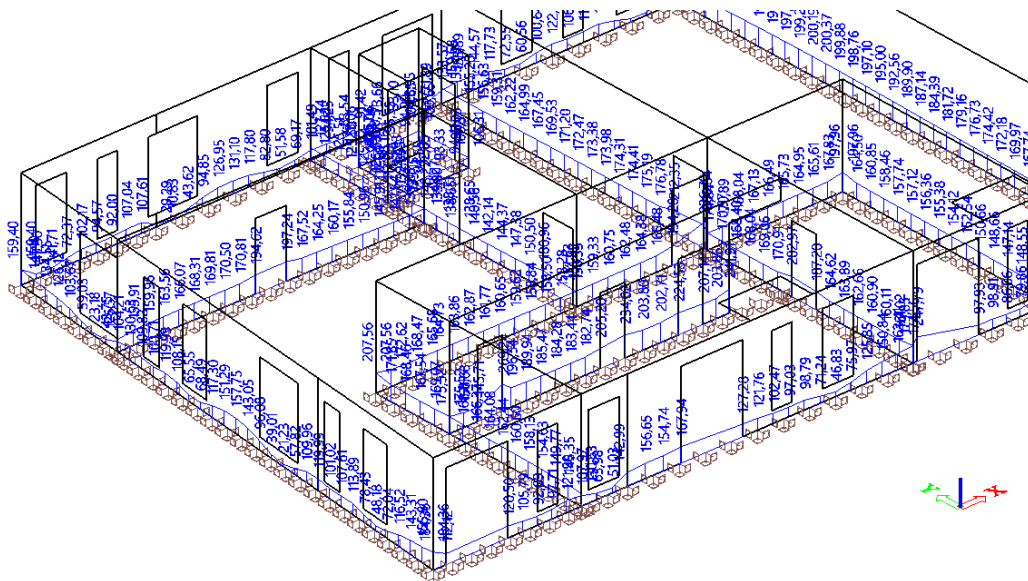
Model 4 - deska 2.NP, stěny 3.NP, deska 3.NP, stěny 4.NP, deska 4.NP, stěny 5.NP

Model 5 - deska 2.NP, stěny 3.NP, deska 3.NP, stěny 4.NP, deska 4.NP, stěny 5.NP, deska 5.NP stěny 6.NP

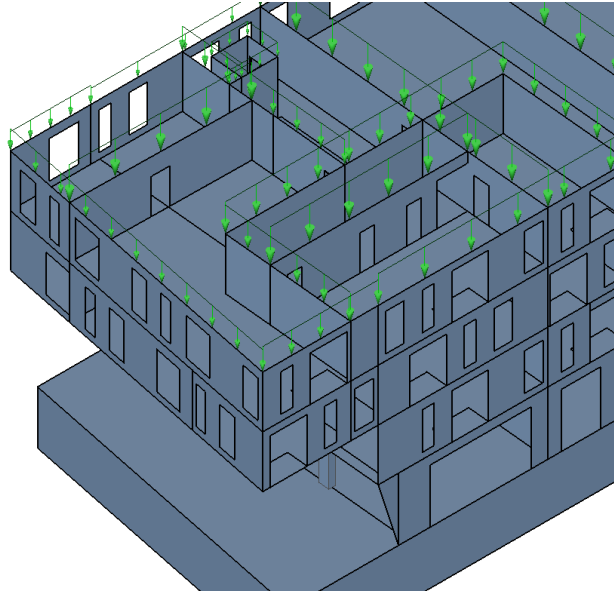
Jednotlivé modely vždy vycházejí z funkčního modelu, který byl použitý pro dimenzování konstrukce. Z toho modelu jsou pouze mazány jednotlivé konstrukce a přidávané zatížení. 1.PP, 1.NP a 2.NP zůstávají stejné. Hodnoty liniového zatížení jsou odečteny pomocí vložených podpěr pod stěny (obr.3.2) a konstrukce která je pod těmito stěnami je smazána. Z těchto podpěr jsou pak odečteny intenzity zatížení (obr.3.3), které jsou následně zprůměrované a vloženy do modelu jako liniové zatížení (obr. 3.4).



Obrázek 3.2. Příklad vložených podpěr pod stěny.



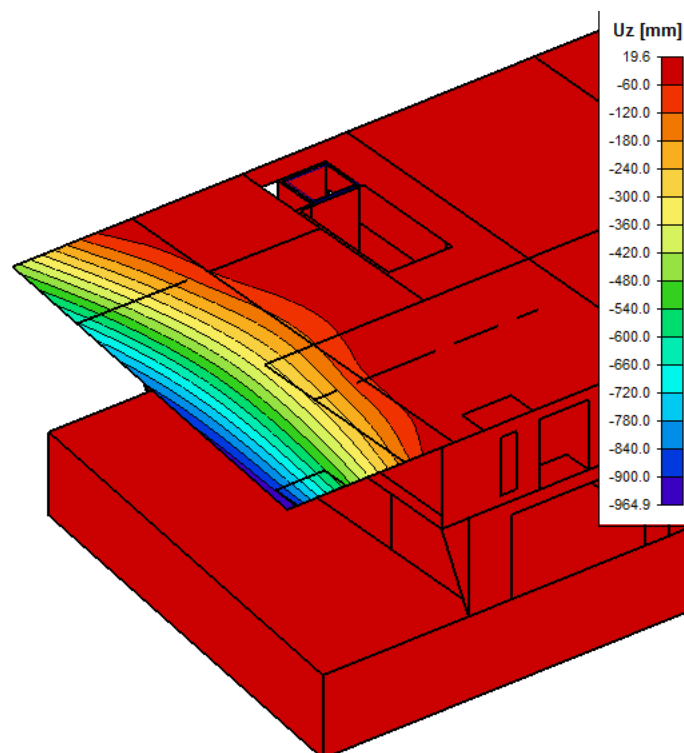
Obrázek 3.3. Příklad intenzit zatížení na podporách.



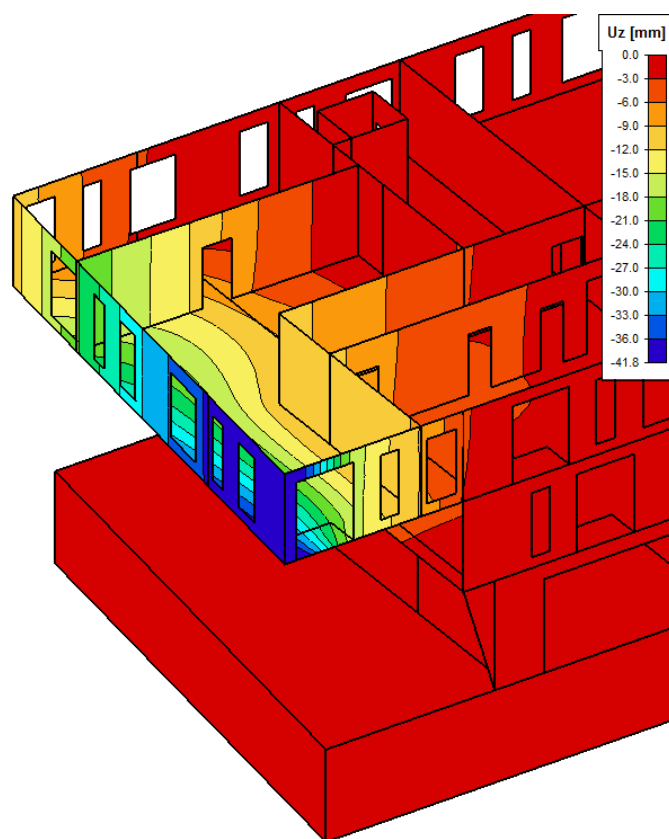
Obrázek 3.4. Příklad aplikovaného liniového zatížení.

3.1 Průběhy deformací

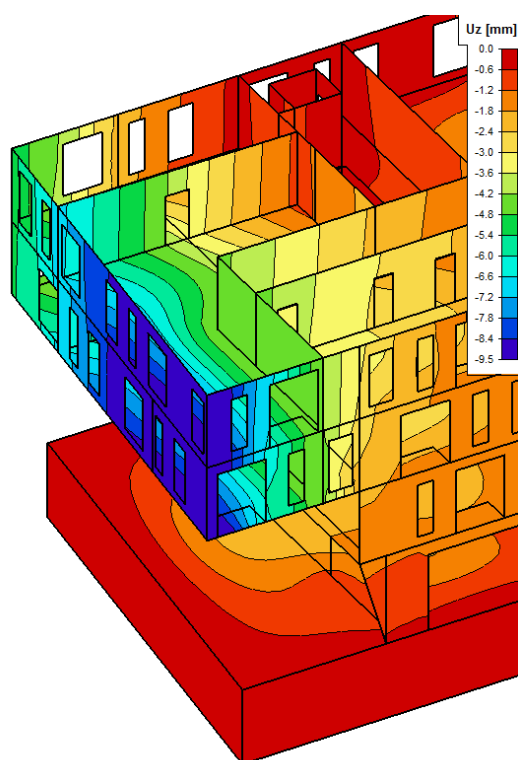
Na obrázcích v této části jsou zobrazeny průběhy deformance od vlastní tíhy konstrukce. Popis obrázků odpovídá popisům schémat na obr. 3.1.



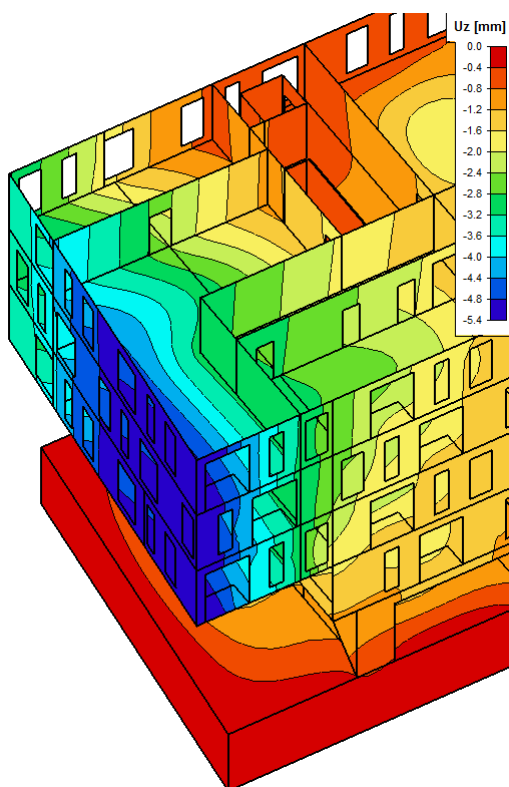
Obrázek 3.5. Model 1.



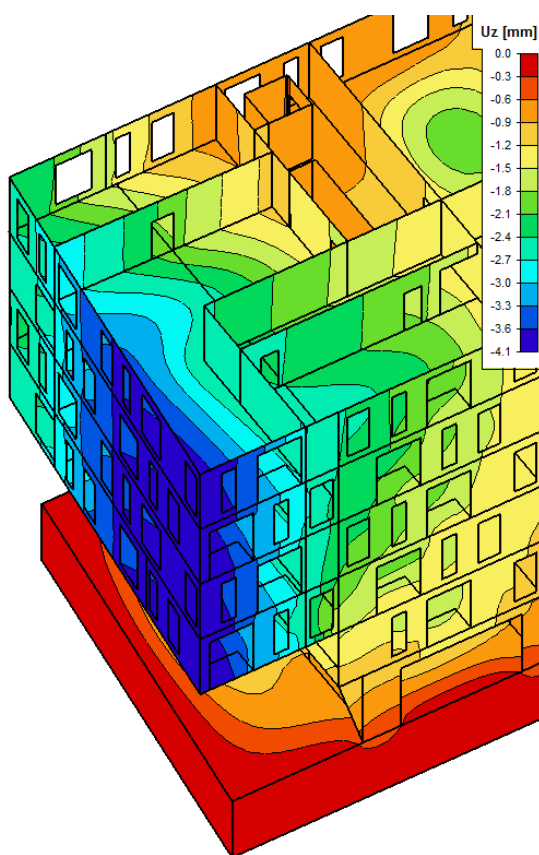
Obrázek 3.6. Model 2.



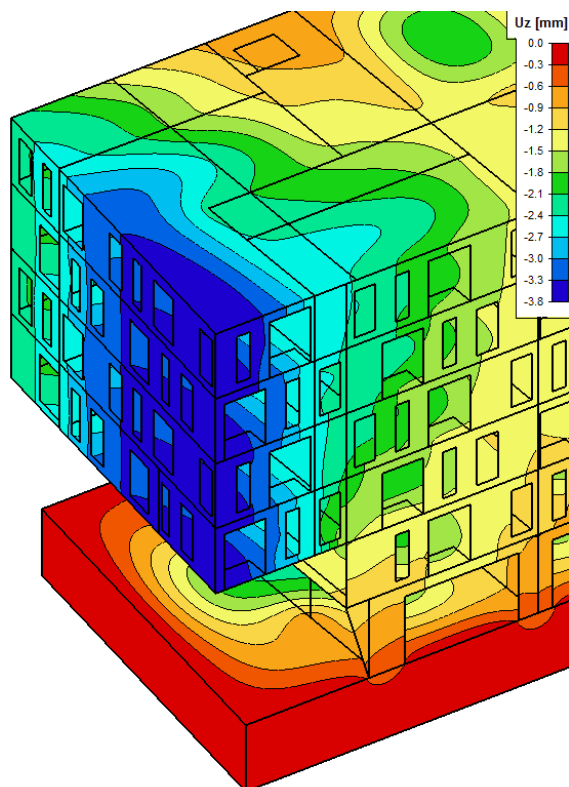
Obrázek 3.7. Model 3.



Obrázek 3.8. Model 4.



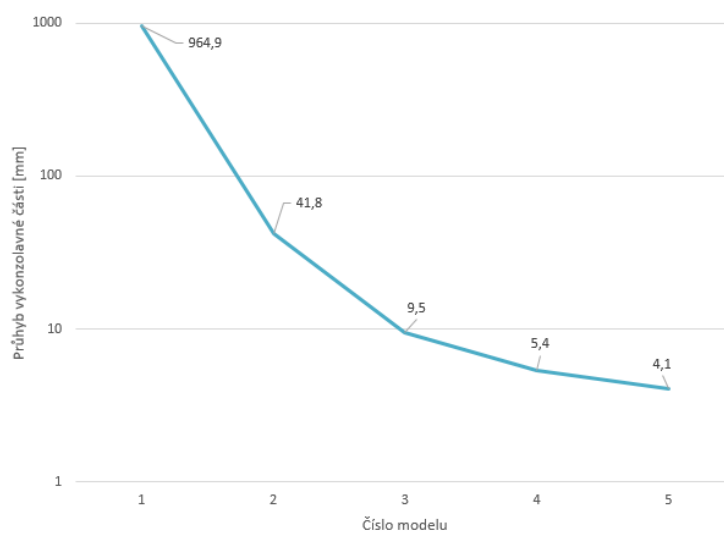
Obrázek 3.9. Model 5.



Obrázek 3.10. Deformace od vlastní tíhy celého modelu.

3.2 Vyhodnocení

Chování konstrukce jako celku je pro konstrukci zásadní. Jak je patrné z obrázku, vykonzolování samotné desky vykazuje obrovský průhyb. Přidáním jednoho patra stěn se průhyb zmenší na hodnotu 41,8 mm, což je zmenšení 23 násobné. Přidáním dalšího patra se hodnota zmenší zhruba na desetinu hodnoty, tedy 9,5 mm a následně přibližně na polovinu - 5,4 mm. Přidáním posledního patra stěn je změna průhybu již nevýrazná. Rozdíl je pouze 1,3 mm. Na obr. 3.10 je zobrazen průhyb celkové konstrukce. Změna oproti modelu 5 je pouze v přidání střešní desky. Rozdíl hodnot je pouze 0,3 mm. Tento rozdíl však může být zkreslen průměrováním liniového zatížení a ve skutečnosti rozdíl průhybu může být ještě menší. Ohybová tuhost desky je v porovnání s ohybovou tuhostí stěn totiž velmi malá. Průběh deformace v závislosti na přidání dalších konstrukcí do prostorového celku je na obr. 3.11. Svislá osa je logaritmickým měřítkem. Ponechání konstrukce podstojkované po co nejdelší dobu je tedy velmi žádoucí, zmenší se tím průhyb na co nejmenší hodnotu.



Obrázek 3.11. Průběh deformace v závislosti na přidání dalších konstrukcí do prostorového celku.

Zdroje

3.1 Normy

- [1] ČSN EN 1990 (730002). *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [2] ČSN EN 1991-1-1 (730035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [3] ČSN EN 1991-1-3 (730035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [4] ČSN EN 1992-1-1 (731201). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [5] ČSN EN 206. *Eurokód: Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Český normalizační institut, 2014.
- [6] ČSN EN 1991-1-4 (730035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [7] ČSN EN 10080 (74826). *Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel - Všeobecně*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [8] ČSN 42 0139. *Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel žebírková a hladká* Praha: Český normalizační institut, 2011.
- [9] ČSN EN 13670. *Provádění betonových konstrukcí* Praha: Český normalizační institut, 2010.

3.2 Literatura

- [10] WIKIPEDIA. *Ostravská brána* [online]. 2016 [cit. 2016-09-29]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/wiki/Ostravsk%C3%A1_br%C3%A1na.
- [11] ŠMEJKAL, Jiří, PROCHÁZKA Jaroslav, HANZLOVÁ Hana, Navrhování na mezní stav porušení protlačení – část I. 2011. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. 2011(5): 66-71. DOI: 1213-3116.
- [12] FOGLAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. 2012. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 146 s. ISBN 978-80-01-04943-3.
- [13] HALFEN-DEHA. *Proky zvukové izolace, technické informace* [online]. Dostupné z: http://www.halfen.cz/s/19_8106/halfen/modules/brochures/.

- [14] FILLO Ludovít, Halvonik Jaroslav, *Školení systémů ČBS akademie - Navrhování betonových konstrukcí 2, stropní konstrukce část 2.4, Lokálně podepřená stropní deska*, ČBS ČSSI.
- [15] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb 1*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2015. ISBN 978-80-01-05837-4.
- [16] ZICH, Miloš a Zdeněk BAŽANT. *Plošné betonové konstrukce, nádrže a zásobníky*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2010. ISBN 978-80-7204-693-5.
- [17] PETŘÍK Martin, Podklady ke cvičení předmětu BK4C 2015.
- [18] NOVÁK Josef, FLÁDR Josef. *Zásady kreslení pro výkres tvaru, sestavy dílců a výztuže* [online]. 2015 [cit. 2016-10-14]. Dostupné z: http://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/Zasady_vykreslovani.pdf.
- [19] HANZLOVÁ HANA. *Stěnový nosník* [online]. 2016 [cit. 2016-12-12]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/PJ1C/1_stenove_nosniky.pdf.
- [20] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy*. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05587-8.
- [21] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí 1*. 3. vyd. Praha: ČBS Servis, 2007. ISBN 978-80-903807-5-2.
- [22] JORDAHL & PFEIFER Stavební technika, s.r.o. *JORDAHL Smyková výztuž proti protlačení JDA* [online]. 2016 [cit. 2016-28-12]. Dostupné z: <http://www.jp.cz/files/5314/7246/3624/38cs.pdf>.

3.3 Programy

- [23] AutoCad 2017.
- [24] Scia Engineer 2013.1.
- [25] Microsoft Office 2013 Excel.
- [26] Microsoft Office 2013 Word.
- [27] JabRef 2.10.
- [28] TEX – PlainTEX, CSplain, šablona Petra Olšáka.
- [29] AutoCad Advance Concrete 2017.
- [30] JORDAHL EXPERT - Protlačení v.4.1.3.2.
- [31] Teplo 2010.