

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

FAKULTA STAVEBNÍ

Katedra betonových a zděných konstrukcí



Diplomová práce

Konstrukční řešení objektu Vinařství Olbramovice
(Structural design of Olbramovice Winery)

Statický výpočet

Statická část – betonové konstrukce

Bc. Dominika Majerová

2020

Vedoucí diplomové 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: Doc. MAJEROVÁ Jméno: Dominika Osobní číslo: 438514
Zadávací katedra: betonových konstrukcí a mostů
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Konstrukční řešení objektu Vinařství Olbramovice
Název diplomové práce anglicky: Structural design of Olbramovice Winery

Pokyny pro vypracování:

Předběžný návrh všech nosných prvků celého objektu.

Schématické výkresy tvaru jednotlivých podlaží.

Podrobný návrh vybraných nosných prvků.

Výkres tvaru vybraného podlaží, výkresy výztuže vybraných nosných prvků.

Technická zpráva ke statické části.

Seznam doporučené literatury:

dostupné studijní materiály k dané problematice

příslušné normové předpisy

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

Datum zadání diplomové práce: 23.9.2019 Termín odevzdání diplomové práce: 5.1.2020
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

23.9.2019

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)



SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: DOMINIKA MAJEROVÁ
Název diplomové práce: KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ OBJEKTU UHŘETŮV
OCBRATHOVICE

Základní část: STATICKÁ - BETON podíl: 65 %

Formulace úkolů: Převz. návrh nosných prvků celého
objektu. Výkresy a souř. jednodílných detail.
Podrobný návrh detailů D1.3 a úkonní LVP.
Výkresy a souř. detailů D1.3.
Výkresy a souř. detailů. Hlavní TZ ke stat.
části

Podpis vedoucího DP: Datum: 23.9.2019

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

2. Část: STATICKÁ - DŘEVO podíl: 10 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Alena Kukulíková, Ph.D.

Formulace úkolů: NAVRH DŘEVĚNÉ KONSTRUKCE 2.NKZETLIKHO
PDL6ZI

Podpis konzultanta: Datum: 30.9.2019

3. Část: STAVEBNÍ podíl: 15 %

Konzultant (jméno, katedra): L. HANZALOVÁ, K124

Formulace úkolů: Výpracoval TZ, návrh konstrukce vč.
detailů křehkého železobetonu, podrobný 1:100
a dva přehledné výkresy detailů 1:100

Podpis konzultanta: Datum: 30.9.2019

4. Část: GEOTECHNIKA podíl: 10 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Jan Kos, CSc. K115

Formulace úkolů: NAVRH ZALOŽENÍ OBJEKTU VČETNĚ VÝKRESOVÉ DOKUMENTACE

Podpis konzultanta: Datum: 23.9.2019

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



PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracovala samostatně za pomoci všech uvedených zdrojů a dosavadně získaných znalostí.

V Praze dne

Dominika Majerová



PODĚKOVÁNÍ

Chtěla bych poděkovat především mé vedoucí práce Ing. Haně Hanzlové, CSc. za její ochotu, trpělivost, pravidelné konzultace a rady při tvoření této práce. Dále bych chtěla poděkovat konzultantům dílčích částí práce za jejich ochotu, poskytnuté konzultace a informace a to Ing. Anně Kuklíkové, Ph.D. za statickou část dřevěných konstrukcí, Ing. Lence Hanzalové, Ph.D. za stavební část a Ing. Janovi Kosovi, CSc. za část geotechniky.

Také bych chtěla poděkovat za poskytnutí některých rad mým spolužákům, kolegům a za podporu mé rodině.



ANOTACE

Diplomová práce je zaměřena na konstrukční řešení objektu Vinařství Olbramovice. V rámci návrhu je zpracován předběžný návrh všech nosných konstrukcí objektu. Na jeho základě je dále vytvořen 3D výpočetní model konstrukce v programu SCIA Engineer, jehož správnost je ověřena ručním výpočtem. Pro podrobný návrh vybrané vylehčené stropní desky je dále vytvořen 2D výpočetní model, na základě kterého je proveden návrh prvku a jeho výztuže. Ke statickému výpočtu jsou dále přiloženy výkresy tvaru konstrukce, výkresy výztuže řešené desky a technická zpráva.

KLÍČOVÁ SLOVA

Předběžný návrh, nosná konstrukce, železobeton, 3D model, mezní stav použitelnosti (MSP), mezní stav únosnosti (MSÚ), vylehčená deska, výztuž



ANNOTATION

The diploma thesis is focused on structural design of a Olbramovice Winery building. The design consists of preliminary design of all load-bearing structures of the building. Then on its basis a 3D computational model of the structure is created in SCIA Engineer, whose correctness is validated by comparison with by hand calculation. In addition, a 2D computational model is created for the detailed design of the lightened ceiling slab and design of reinforcement of this slab. The structural report is further accompanied by drawings of the shape of the structure, drawings of slab reinforcement and technical report.

KEYWORDS

Preliminary design, load-bearing structures, reinforcement concrete, 3D model, serviceability limit state (SLS), ultimate limit state (ULS), lightened slab, reinforcement



Obsah

1	ÚVOD	11
1.1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	11
1.2	UMÍSTĚNÍ STAVBY	11
1.3	OBJEKT	13
1.4	DISPOZIČNÍ ŘEŠENÍ OBJEKTU	13
1.5	VÝCHOZÍ PODKLADY – SCHÉMA OBJEKTU	15
2	KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ OBJEKTU	17
2.1	VOLBA NOSNÝCH KONSTRUKCÍ	17
2.1.1	1.PP	18
2.1.2	1.NP	19
2.1.3	2.NP	20
2.2	POPIS KONSTRUKČNÍHO SYSTÉMU BUDOVY	21
2.3	KONSTRUKČNÍ SCHÉMATA	22
2.3.1	1.PP	22
2.3.2	1.NP	23
2.3.3	2.NP	24
3	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH NOSNÝCH PRVKŮ OBJEKTU	25
3.1	MATERIÁLY A JEJICH CHARAKTERISTIKY	25
3.1.1	Beton	25
3.1.2	Ocel	26
3.1.3	Dřevo	27
3.2	NÁVRH KRYCÍ VRSTVY VÝZTUŽE	28
3.3	PŘEHLED ZATÍŽENÍ	32
3.3.1	Stálé zatížení	32
3.3.1.1	Nosné konstrukce – empirický návrh	32
3.3.1.2	Podlahy	32
3.3.1.3	Balkony	34
3.3.1.4	Střešní plášť	35
3.3.1.5	Obvodový plášť	36
3.3.1.6	Nosné stěny	36
3.3.1.7	Příčky	37
3.3.1.8	Zemní tlak	39
3.3.2	Proměnná zatížení	44
3.3.2.1	Užitná zatížení	44
3.3.2.2	Zatížení výrobních prostor	44
3.3.2.3	Zatížení sněhem	45
3.3.2.4	Zatížení větrem	45
3.3.3	Kombinace zatížení	47
3.4	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH TLOUŠTKY DESKY	49



3.4.1	Stropní deska nad 1.PP	49
3.4.1.1	Deska D1 – jednosměrně pnutá	50
3.4.1.2	Deska D2 – lokálně podepřená	50
3.4.1.3	Deska D3 – jednosměrně pnutá	51
3.4.1.4	Deska D4 – obousměrně pnutá	52
3.4.1.5	Deska D5 – jednosměrně pnutá	53
3.4.2	Stropní deska nad 1.NP	54
3.4.2.1	Deska D6 – jednosměrně pnutá	55
3.4.2.2	Deska D7 – lokálně podepřená	55
3.4.2.3	Deska D8 – lokálně podepřená	56
3.4.2.4	Deska D9 – obousměrně pnutá	57
3.4.3	Deska nad 2.NP	59
3.4.3.1	Deska D10 – jednosměrně pnutá	59
3.4.4	Rozsah navržených desek	60
3.5	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH A OVĚŘENÍ PRŮVLAKŮ	61
3.5.1	Průvlak P1 na ose 4a	62
3.5.2	Průvlak P2 na ose 14	65
3.5.3	Stěnový nosník na ose 2	69
3.5.4	Průvlak P3 na ose 14	72
3.6	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH A OVĚŘENÍ SLOUPŮ	79
3.6.1	Sloup S1 na ose L-2	79
3.6.2	Sloup S2 na ose J1-14	81
3.6.3	Sloup S3 na ose E-14	82
3.6.4	Sloup S4 na ose N-6a	84
3.6.5	Sloup S5 na ose O-11	87
3.7	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH STĚN	91
3.8	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH SUTERÉNNÍ STĚNY	94
3.9	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH SCHODIŠTĚ	96
3.9.1	Hlavní schodiště 1.PP-1.NP	97
3.9.2	Hlavní schodiště 1.NP-2.NP	99
3.9.3	Vedlejší schodiště 1.PP-1.NP	101
3.10	ZALOŽENÍ	103
4	KOMPLEXNÍ 3D MODEL	110
4.1	ZATÍŽENÍ NA MODEL	110
4.2	PARAMETRY VÝPOČTU	120
4.3	KONTROLA DEFORMACE KONSTRUKCE	121
4.4	KONTROLA SPRÁVNOSTI MODELU	122
4.4.1	Správnost zadání zatížení	122
4.4.2	Kontrola vnitřních sil	124
4.4.2.1	Normálové síly ve sloupech	124
4.4.2.2	Ohybový moment na suterénní stěně	128



4.4.3	Kontrola deformací svislé stěny v místě vjezdu do garáže	131
5	PODROBNÝ NÁVRH DESKY D1.3	134
5.1	MODEL	134
5.2	ZATÍŽENÍ	135
5.3	VÝSLEDNÉ OHYBOVÉ MOMENTY	138
5.4	VOLBA ZÁKLADNÍHO RASTRU VÝZTUŽE	144
5.5	POSOUZENÍ NA MSÚ	147
5.6	POSOUZENÍ NA MSP	154
5.6.1	Posouzení průhybu	154
5.6.1.1	Ruční výpočet	154
5.6.1.2	Průhyb vypočtený v programu SCIA Engineer	166
5.6.1.3	Porovnání výsledků	166
5.6.2	Omezení napětí	167
5.6.3	Posouzení šířky trhlin	167
5.6.4	Ověření smykové únosnosti desky	174
5.6.4.1	Návrhové smykové síly	175
5.6.4.2	Posouzení	176
5.7	NÁVRH VÝZTUŽE DESKY D1.3	180
5.7.1	Spodní výztuž	180
5.7.2	Horní výztuž	182
5.7.2.1	Ověření rámového rohu	191
5.7.3	Kotevní délky a přesahy	192
6	ZÁVĚR	194
7	ZDROJE	195



1 ÚVOD

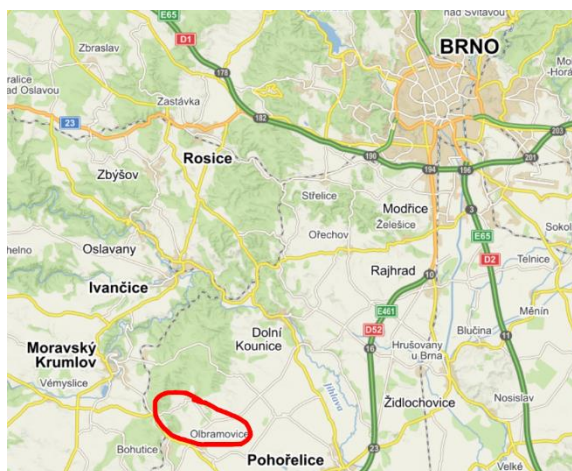
Předmětem této diplomové práce je komplexní návrh železobetonové nosné konstrukce vinařství. Architektonický návrh objektu byl převzat z diplomové práce [1] z Fakulty architektury ČVUT v Praze. Práce navazuje na projekt, kde byla provedena úvaha nad konstrukčním systémem objektu.

1.1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

<i>Název akce:</i>	Vinařství Olbramovice
<i>Typ objektu:</i>	Vinařství
<i>Účel objektu:</i>	Výroba vína, skladování vína, restaurace, ubytování
<i>Katastrální území:</i>	Olbramovice u Moravského Krumlova
<i>Charakter stavby:</i>	Novostavba
<i>Investor stavby:</i>	ČVUT Fakulta stavební Thákurova 7, 160 00, Praha 6
<i>Vypracovala:</i>	Bc. Dominika Majerová Thákurova 7, 160 00, Praha 6

1.2 UMÍSTĚNÍ STAVBY

Objekt je navržen v katastrálním území Olbramovice u Moravského Krumlova, který se nachází asi 43km jiho-západně od Brna a asi 40km severo-východně od Znojma. Pozemek se nachází ve vinařské oblasti Morava, ve Znojenské podoblasti.



Obrázek 1: Oblast umístění objektu na mapě



Objekt bude umístěn pod vrchem Leskoun, který se nachází nad městysem Olbramovice. Stavba bude umístěna na volném prostranství mezi vinicemi a v jejím okolí se nenachází žádný stávající objekt. Terén v okolí objektu je svažité směrem dolů na jiho-východ.



legenda

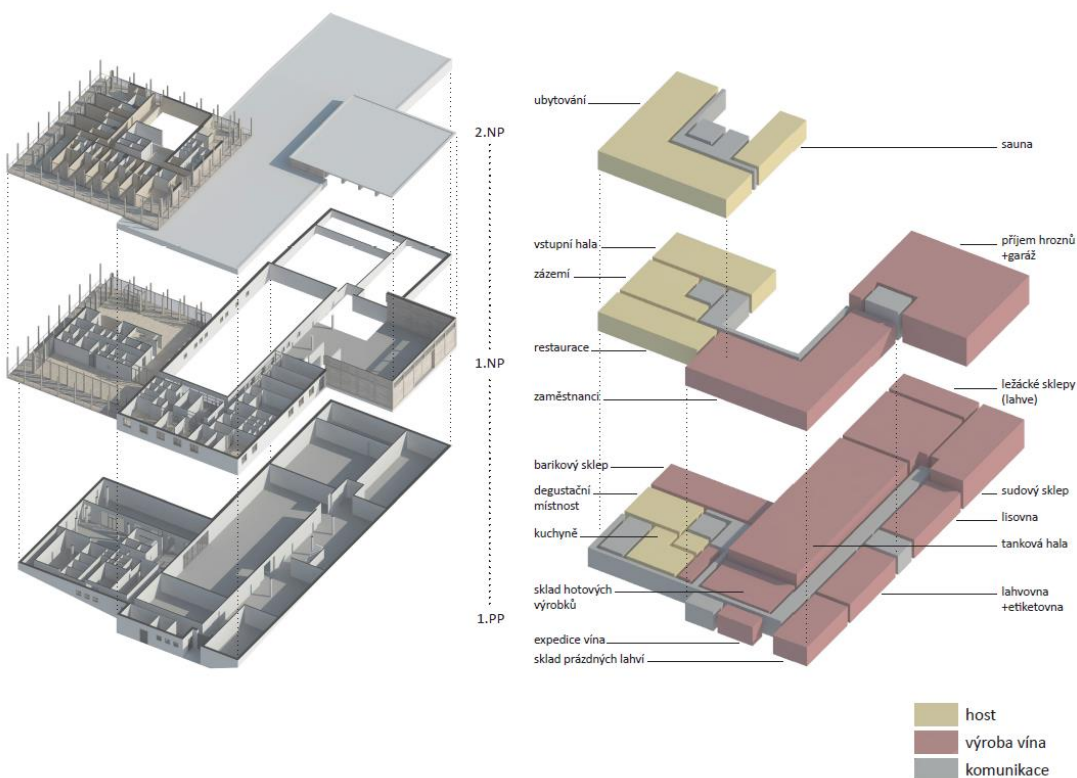
	území určené k umístění vinařského domu		Znojenská vinařská stezka (cyklostezka)
	navržený objekt vinařství		vedení velmi vysokého napětí (nadzemní)
	stávající vinice (33 ha)		vysokotlaký plynovod (podzemní)
	nově vysazené vinice (až 58 ha)		ochranné pásmo sítě
	hlavní silnice (vztah k budoucí obsluze vinařství)		
	polní cesty (v území urč. k umístění vinařství)		

Obrázek 2: Situace širších vztahů [1]



1.3 OBJEKT

Objekt Vinařství Olbramovice má celkem 3 podlaží – jedno podzemní podlaží a dvě nadzemní. Objekt je rozdělen do tří funkčních celků. První z nich je celek pro výrobu vína, druhý pro sklizeň a skladování vína, včetně garáže a třetím celkem je návštěvnická část ve které se nachází vstupní část, recepce, restaurace, ubytování a degustační prostory.



Obrázek 3: Funkční schéma objektu [1]

1.4 DISPOZIČNÍ ŘEŠENÍ OBJEKTU

Hlavní vstup do návštěvnické části se nachází v úrovni 1.NP do haly, ve které je umístěna recepce a posezení. Na halu z druhé strany navazuje restaurace a mezi halou a restaurací se nachází veškeré zázemí pro návštěvníky vinařství a pro recepci. V části na druhé straně objektu se nachází garáž, která slouží pro příjem hroznů a jeho prvotní zpracování. Ve střední části se nachází veškeré zázemí pro zaměstnance vinařství – šatny, kanceláře a jednací místnost. Střecha nad 1.NP je navržena jako plochá pochozí zelená střecha.



V 1.PP se v části pod recepcí nachází degustační místnost, kuchyň, zázemí pro restauraci a barikový sklep. Ve střední části se pak nacházejí plochy pro hlavní výrobu vína, jeho skladování a expedici.

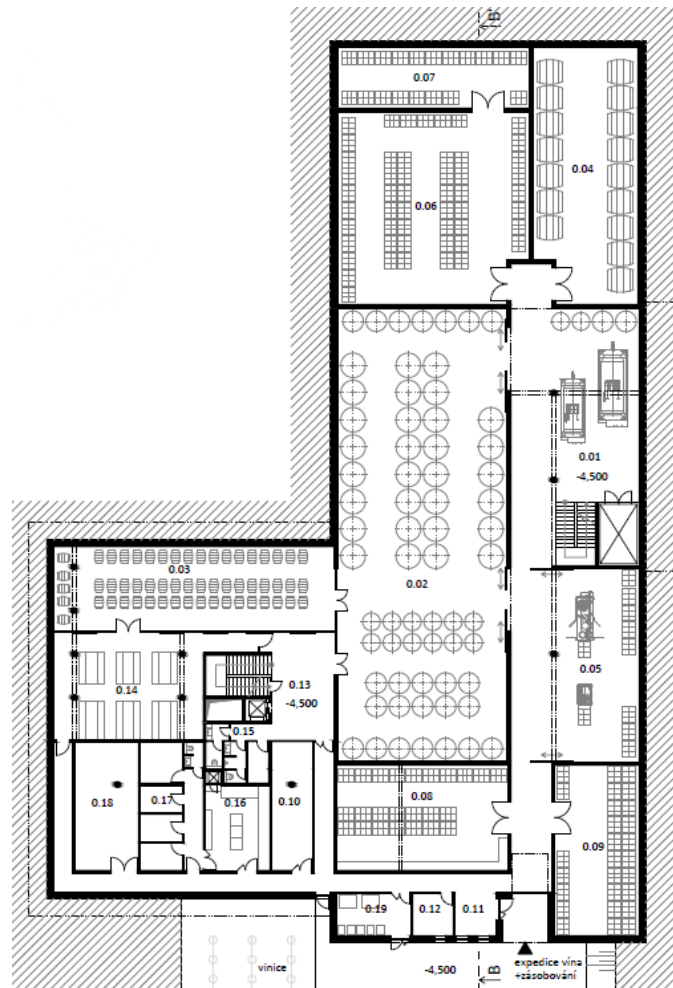
2.NP pak slouží pouze pro návštěvníky jako hotel s devíti pokoji a saunou pro hosty.

Celková zastavěná plocha objektu je 2098 m² a 2650 m² včetně parkovacích stání a komunikací.

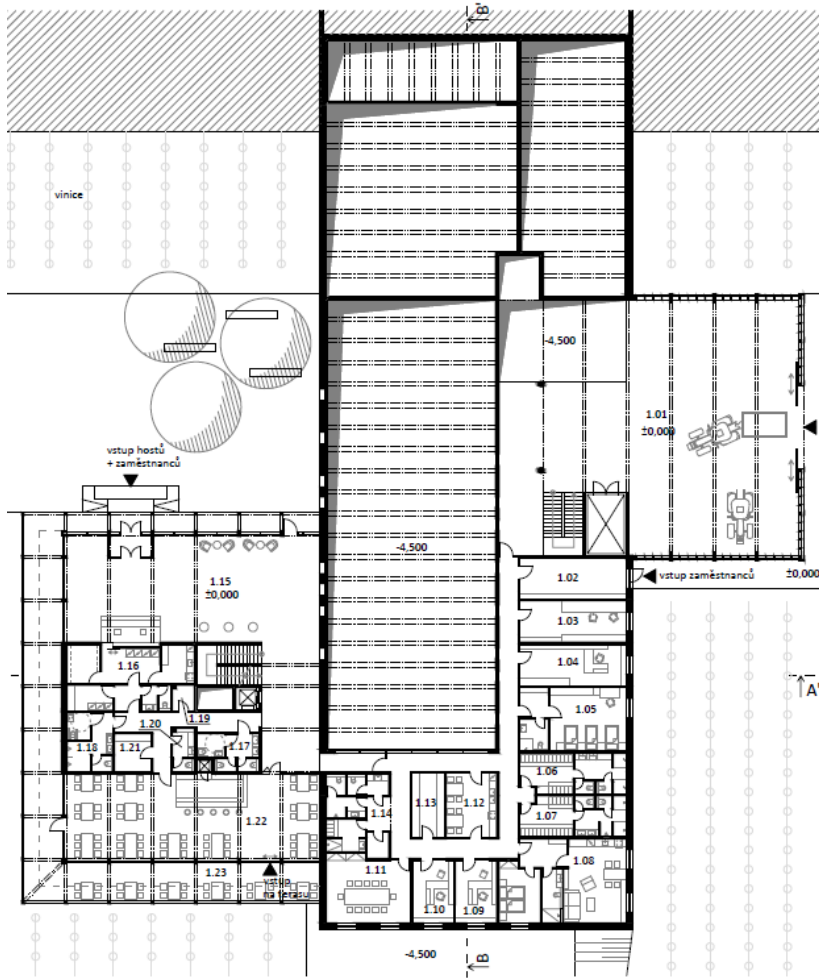


1.5 VÝCHOZÍ PODKLADY – SCHÉMA OBJEKTU

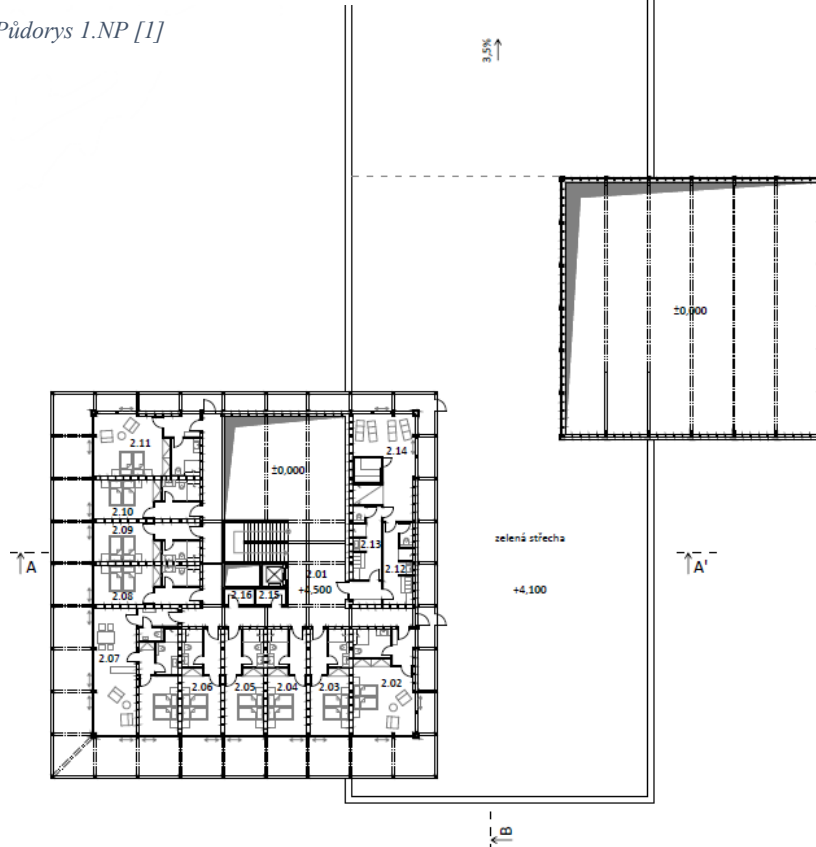
Výchozí podklady byly převzaty z vypracované studie v rámci diplomové práce [1] a byly použity pro získání rozměrů objektu.



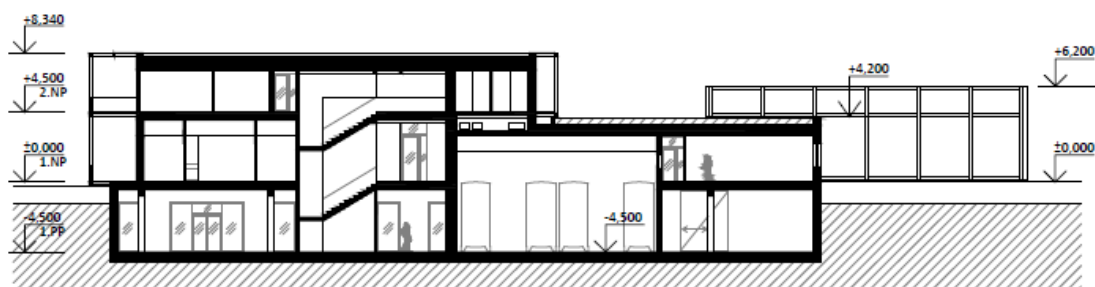
Obrázek 4: Půdorys 1.PP [1]



Obrázek 5: Půdorys 1.NP [1]

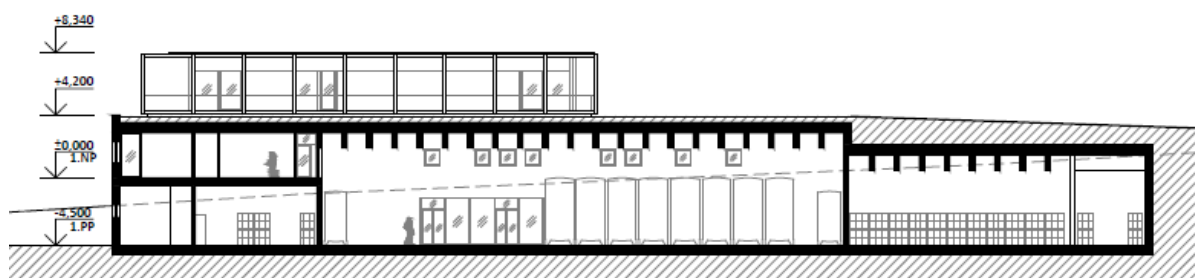


Obrázek 6: Půdorys 2.NP [1]



řez A-A'

Obrázek 7: Řez A-A' [1]



řez B-B'

Obrázek 8: Řez B-B' [1]

2 KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ OBJEKTU

V podkladech architektonické studie není objekt dostatečně okótován a není ze studie jasné, které konstrukce budovy jsou nosné. Rozměry objektu proto byly odhadnuty a konstrukční systém byl zvolen co nejvhodněji tak, aby nenarušil plánovanou dispozici budovy.

2.1 Volba nosných konstrukcí

V následujících schématech jsou červeně vyznačené navržené nosné svislé konstrukce.

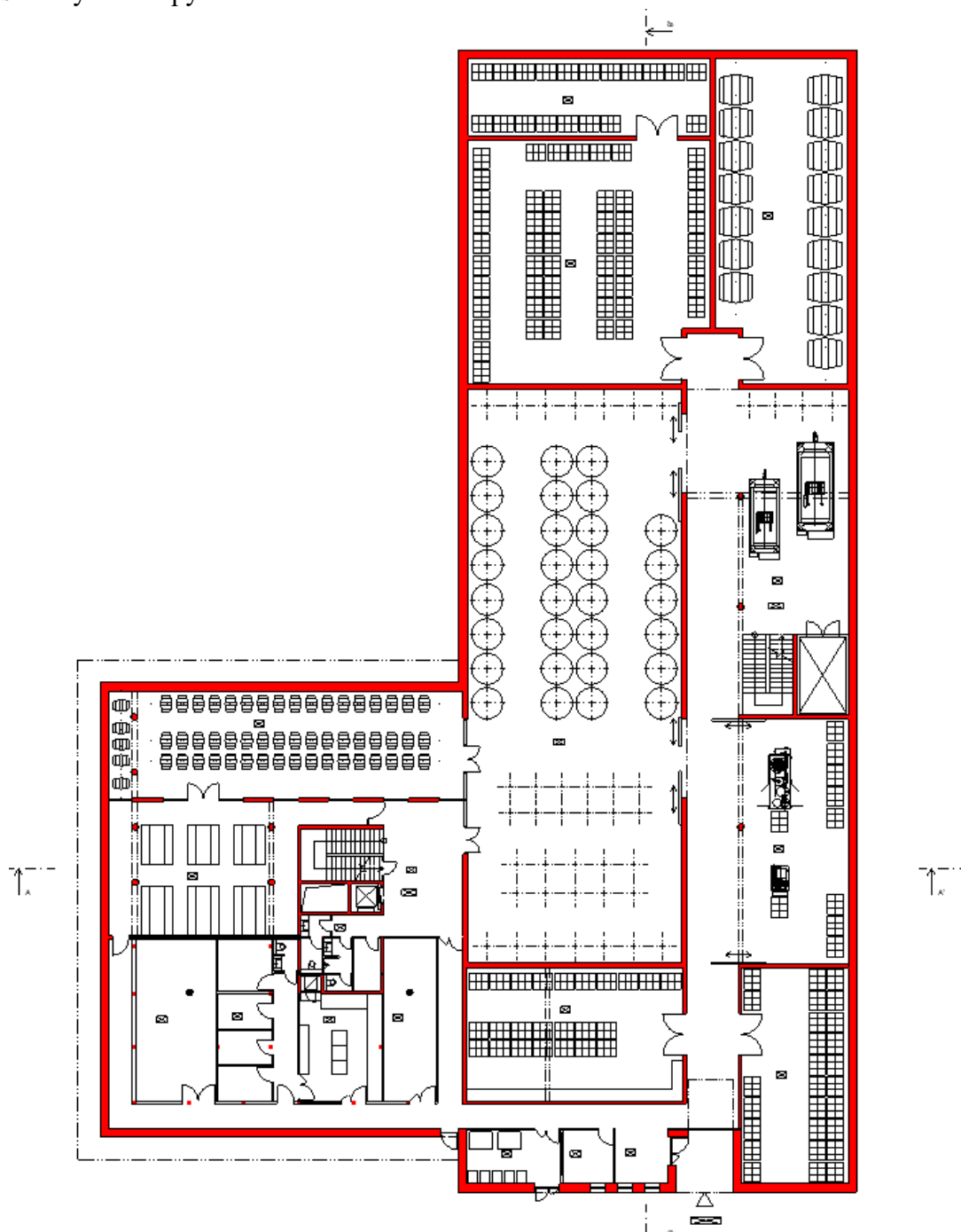
Nosné konstrukce v 1.NP a 2.NP byly původně navrženy jako dřevostavba. Pro účel této práce byla dřevostavba v rámci 1.NP a garáže nahrazena železobetonovou konstrukcí.

Část 2.NP (ubytovací část) byla ponechána jako dřevostavba.



2.1.1 1.PP

V návrhu byla snaha o dodržení polohy konstrukcí vůči dispozici. V části, kde se nachází degustační místnost a zázemí pro kuchyň, kde nosnou konstrukci tvoří sloupy, bylo snahou držet nosné konstrukce nad sebou zároveň se svislými nosnými konstrukcemi v 1.NP. Několik sloupů pak vychází do původně navržených dveřních otvorů. Vzhledem k tomu, že se nejedná o zásadní zásah do dispozice objektu, budou dveřní otvory posunuty tak, aby nedocházelo ke kolizi s nosnými sloupy.

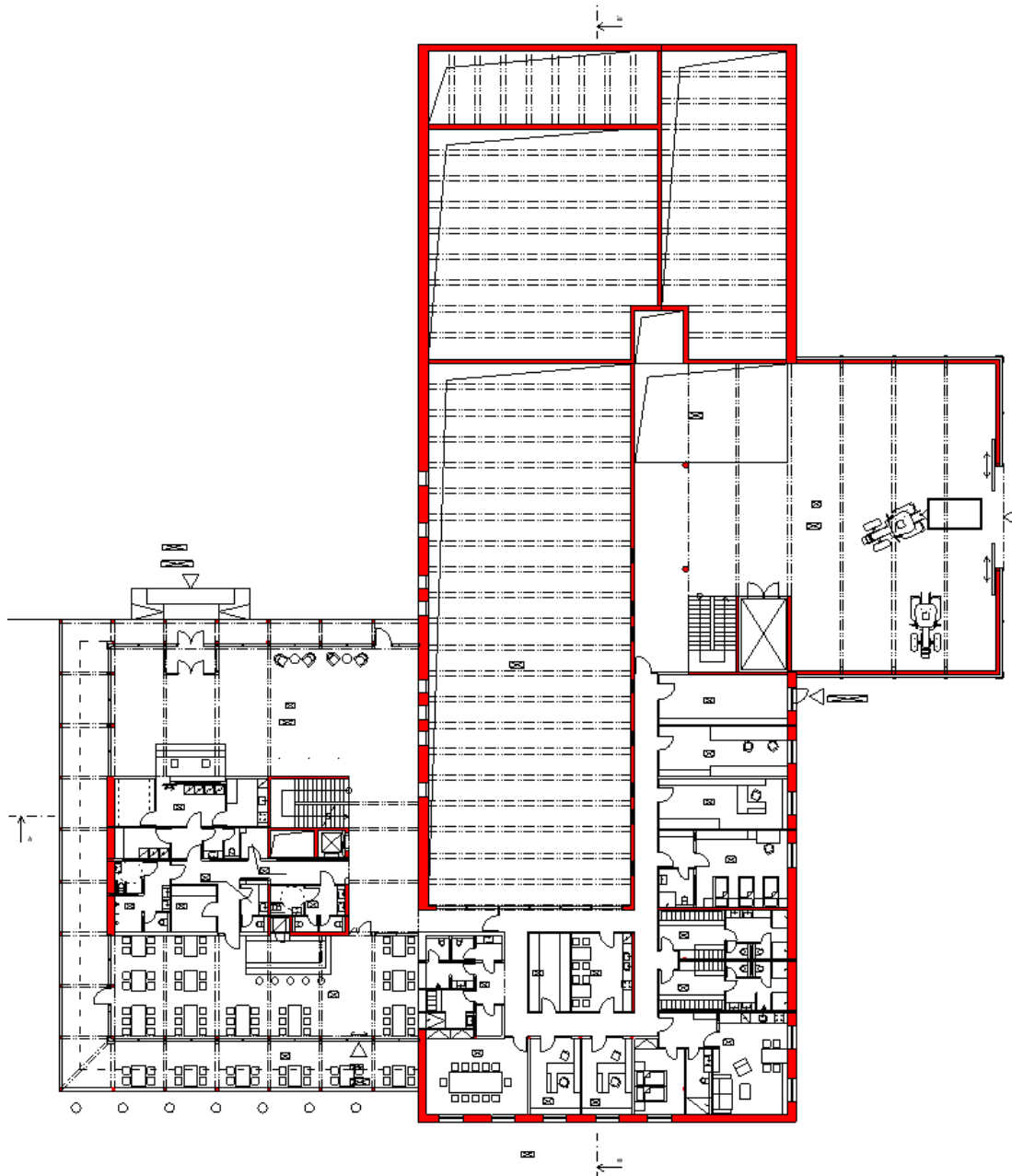


Obrázek 9: Svislé nosné konstrukce v 1.PP



2.1.2 1.NP

Nosné konstrukce v 1.NP byly vybrány tak, aby korespondovaly s nosnými konstrukcemi v 1.PP. V 1.NP bylo snahou využít, pokud možno co nejvíce nosných konstrukcí k podepření stropních desek s velkým rozpětím.

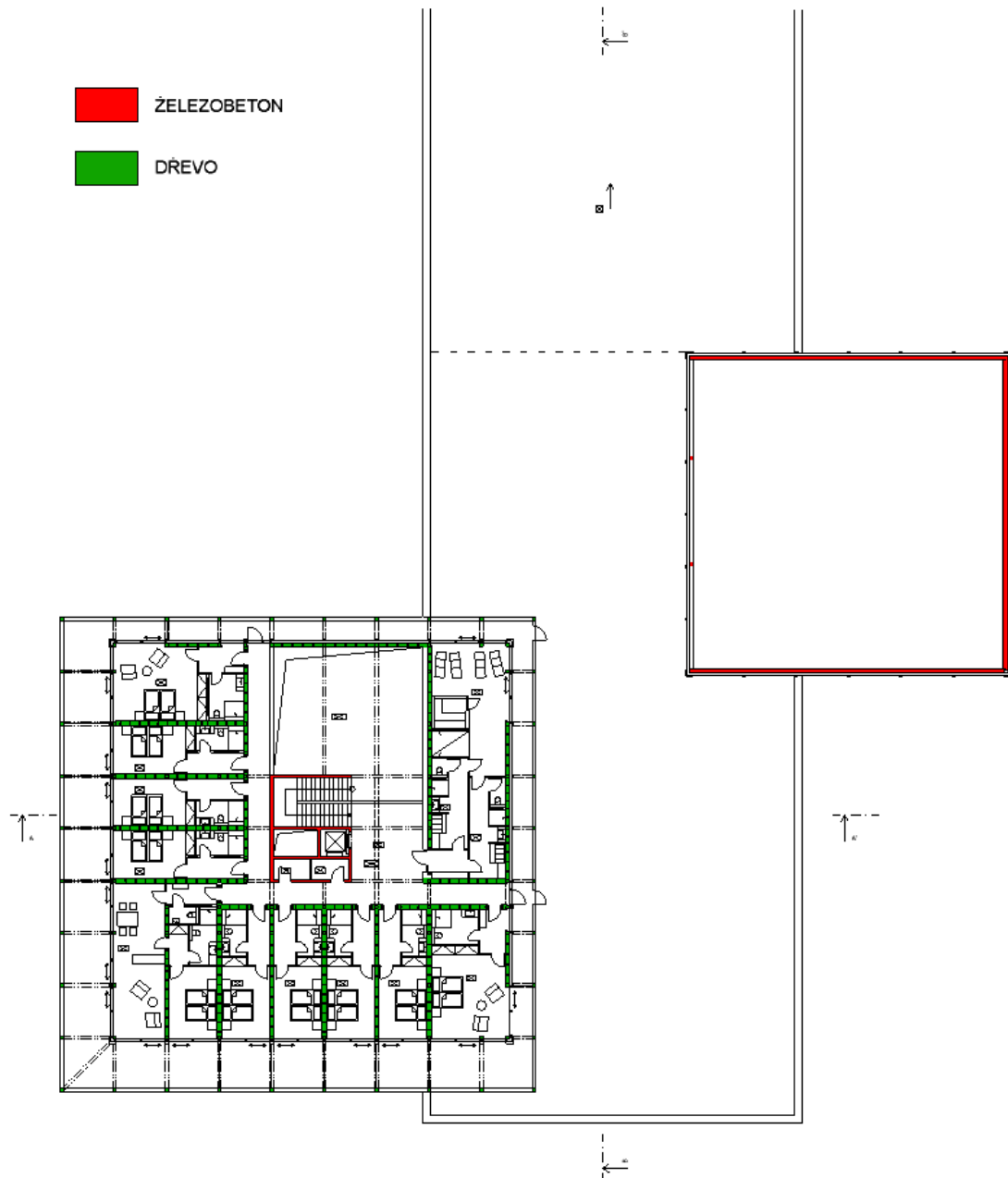


Obrázek 10: Svislé nosné konstrukce v 1.NP



2.1.3 2.NP

V 2.NP je nosnou železobetonovou částí pouze ztužující jádro. Zbylé nosné konstrukce jsou navrženy ze dřeva v rámci Statické části – dřevěné konstrukce, Statický výpočet.



Obrázek 11: Svislé nosné konstrukce v 2.NP



2.2 Popis konstrukčního systému budovy

Navržený konstrukční systém je kombinovaný a jeho hlavní nosné konstrukce tvoří monolitické železobetonové stěny a sloupy. Vodorovné stropní konstrukce jsou tvořeny obousměrně a jednosměrně pnutými železobetonovými deskami.

Obvodové nosné stěny suterénu jsou navrženy tloušťky 250-400mm, vnitřní nosné stěny jsou navrženy tloušťky 250-350mm. Nosnou konstrukci dále tvoří sloupy čtvercového půdorysu 250x250mm a sloupy kruhového o průměru 250mm.

Obvodové stěny 1.NP jsou taktéž navrženy tloušťky 250-400mm a vnitřní stěny tloušťky 250-350mm. Součástí nosné konstrukce jsou ještě nosné sloupy čtvercového půdorysu 250x250mm a kruhové sloupy o průměru 250mm. Stropní desky mezi 1.PP a 1.NP jsou v části vykonzolovány a propojeny sloupy čtvercového půdorysu 250x250mm.

Nosnou konstrukci 2.NP tvoří dřevěné sloupy profilu 240x240mm a dřevěné stěny – systém lehkého skeletu ze sloupků 80x140mm.

Ztužující jádro v celém objektu je navrženo jako monolitické železobetonové.

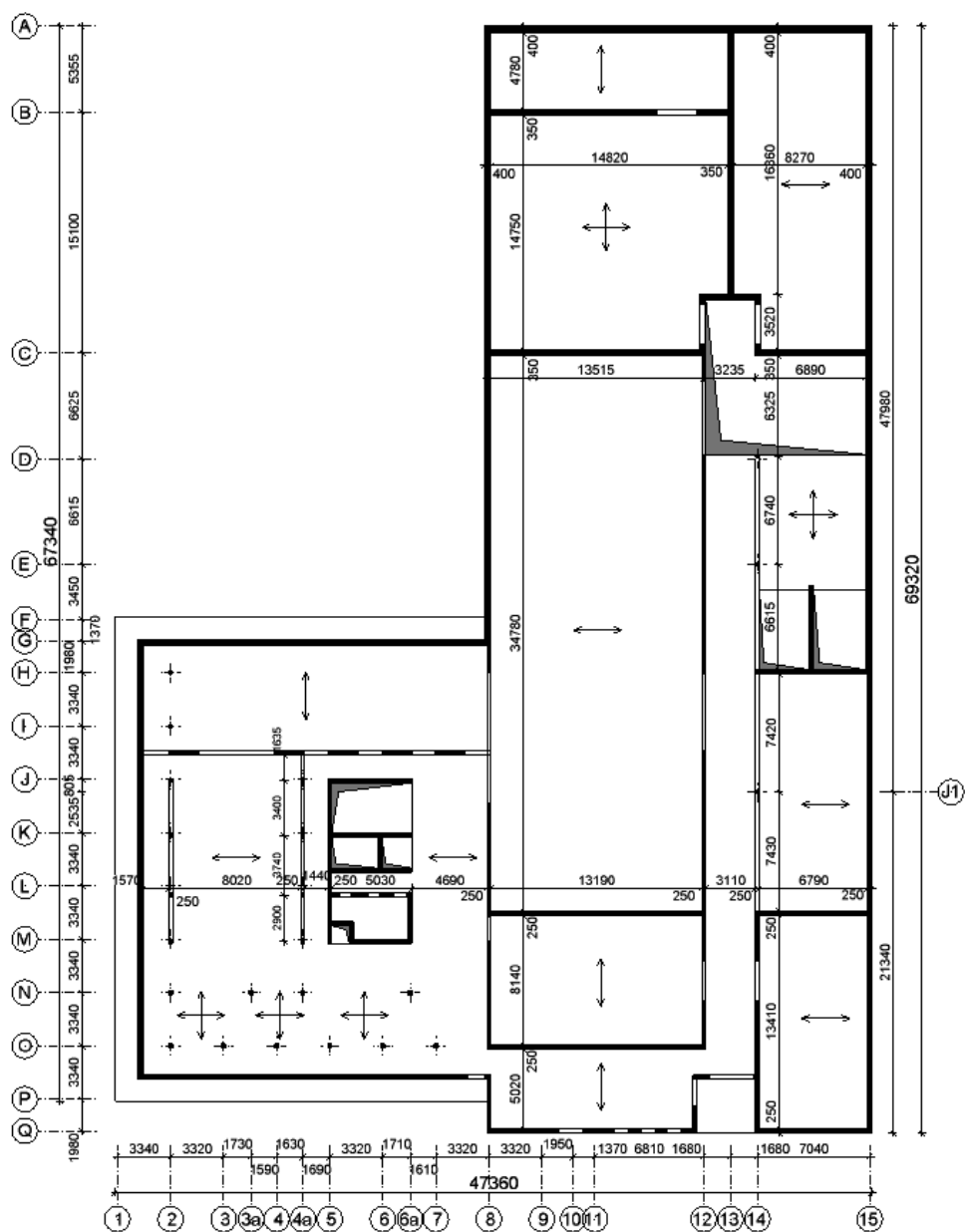
Vzhledem k některým velkým rozponům stropních a střešních desek budou desky řešeny jako vylehčené.



2.3 KONSTRUKČNÍ SCHÉMATA

2.3.1 1.PP

- **Konstrukční výška podlaží:** 4300 mm
- **Účel využití podlaží:** výroba vína (lisovna, tanková hala, barikový sklep, sudový sklep, sklady, archivace), degustační místnost, kuchyně, sklady potravin
- **Vodorovné konstrukce:** ŽB monolitická deska (lokálně podepřená, jednosměrně pnutá)
- **Svislé konstrukce:** ŽB monolitické stěny (obvodové, vnitřní a ztužující jádro objektu), ŽB monolitické sloupy
- **Schodiště:** 2x schodiště dvouramenné, prefabrikované

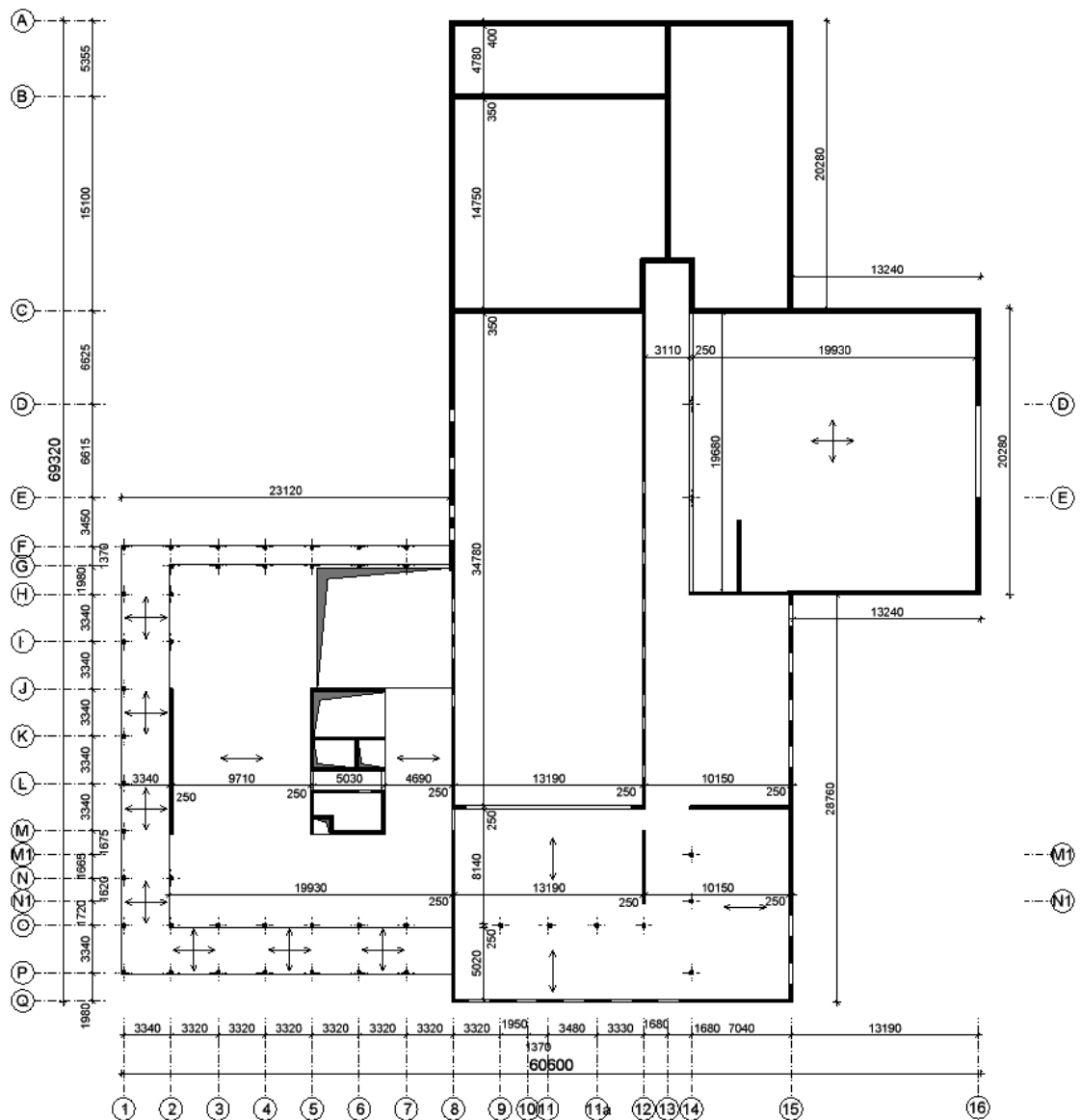


Obrázek 12: Konstrukční schéma 1.PP



2.3.2 1.NP

- **Konstrukční výška podlaží:** 4230 mm
- **Účel využití podlaží:** příjem hroznů (garáž), kanceláře, recepce, restaurace
- **Vodorovné konstrukce:** ŽB monolitická deska (lokálně podepřená, jednosměrně pnutá, obousměrně pnutá) - desky jsou plné nebo vylehčené
- **Svislé konstrukce:** ŽB monolitické stěny (obvodové, vnitřní a ztužující jádro objektu, ŽB monolitické sloupy
- **Schodiště:** schodiště dvouramenné, prefabrikované

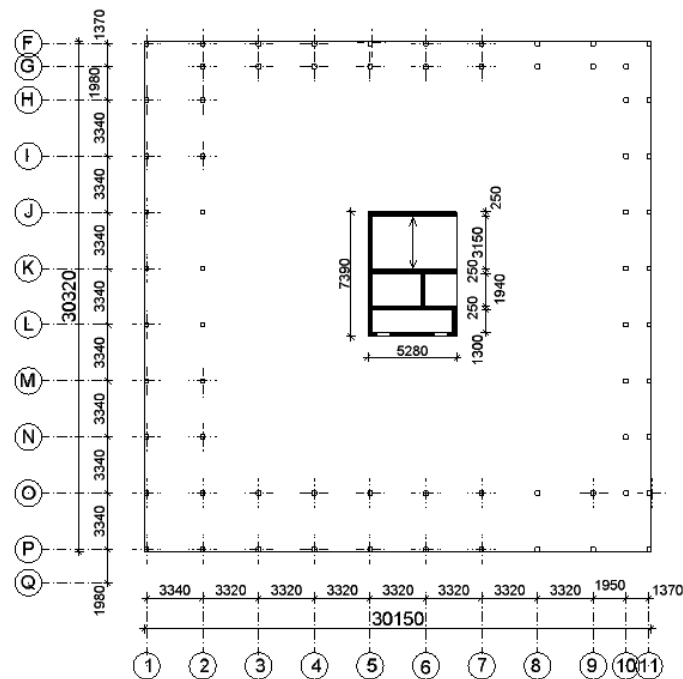


Obrázek 13: Konstrukční schéma 1.NP



2.3.3 2.NP

- **Konstrukční výška podlaží:** 3430 mm
- **Účel využití podlaží:** hotel
- **Vodorovné konstrukce:** ŽB monolitická deska
- **Svislé konstrukce:** ŽB monolitické stěny (ztužující jádro objektu), dřevěné stěnové konstrukce, dřevěné sloupy
- **Schodiště:** schodiště dvouramenné, prefabrikované



Obrázek 14: Konstrukční schéma 2.NP



3 PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH NOSNÝCH PRVKŮ

OBJEKTU

3.1 Materiály a jejich charakteristiky

Pro konstrukci jsou použity dva základní materiály – železobeton a dřevo.

3.1.1 Beton

- Třídy pevnosti a prostředí byly navrženy dle ČSN EN 206+A1[8] a ČSN P 73 2404 [9]

- Beton C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	charakteristická pevnost v tlaku
$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$	průměrná pevnost v tahu
$f_{ctk0,05} = 1,8 \text{ MPa}$	charakteristická pevnost betonu v prostém tahu
$E_{cm} = 31 \text{ GPa}$	průměrná hodnota modulu pružnosti
$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$	návrhová hodnota pevnosti v tlaku

- Obvodové stěny + základová deska: C25/30-XC2, XA1-CI0.2-D_{max}16-S4

- Beton C30/37

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	charakteristická pevnost v tlaku
$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$	průměrná pevnost v tahu
$f_{ctk0,05} = 2,0 \text{ MPa}$	charakteristická pevnost betonu v prostém tahu
$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$	průměrná hodnota modulu pružnosti
$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$	návrhová hodnota pevnosti v tlaku



▪ <u>Vnitřní stěny 1.PP:</u>	C30/37-XC3-CI0.2-D_{max}16-S4
▪ <u>Vnitřní stěny 1.NP, 2.NP:</u>	C30/37-XC1-CI0.2-D_{max}16-S4
▪ <u>Deska nad 1.PP(+desky nad halami):</u>	C30/37-XC3-CI0.2-D_{max}16-S4
▪ <u>Deska nad 1.NP:</u>	C30/37-XC1-CI0.2-D_{max}16-S4
▪ <u>Deska nad 2.NP:</u>	C30/37-XC1-CI0.2-D_{max}16-S4
▪ <u>Sloupy (exteriér):</u>	C30/37-XC4, XF1-CI0.2-D_{max}16-S4
▪ <u>Balkonové desky:</u>	C30/37-XC4, XF3-CI0.2-D_{max}16-S4
▪ <u>Schodiště:</u>	C30/37-XC1-CI0.2-D_{max}16-S4

Třída prostředí betonu XC3 je zvolena pro konstrukce, které obklopují suterénní prostory, ve kterých probíhá výroba vína. V těchto prostorech se počítá se zvýšenou vlhkostí než v běžných prostorách. Třída XC2 je použita pro konstrukce ve styku se zemí a podzemní vodou. Třída XC4 je určena pouze pro vnější sloupy a, které se nacházejí v exteriéru mezi balkony a pro balkonové desky v úrovni 2.NP. Třída XC1 je pak použita pro konstrukce v běžném prostředí chráněné před povětrnostními vlivy. Třída XA1, určená pro mírně agresivní prostředí, je zvolena pro suterénní konstrukce ve styku se zemí a podzemní vodou.

3.1.2 Ocel

Pro výztuž do betonu je použita betonářská ocel B 500 B, pro kterou platí následující charakteristiky:

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	charakteristická pevnost v tahu
$E_s = 200 \text{ GPa}$	modul pružnosti
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$	návrhová hodnota pevnosti v tahu
- pro výpočet je uvažována hodnota $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$	



3.1.3 Dřevo

Pro dřevěnou konstrukci budovy je použité rostlé dřevo třídy C24 a lepené lamelové dřevo GL 24h a mají následující charakteristiky:

➤ C24

$f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$	pevnost v ohybu
$f_{t,0,k} = 14,5 \text{ MPa}$	pevnost v tahu rovnoběžně s vlákny
$f_{t,90,k} = 0,4 \text{ MPa}$	pevnost v tahu kolmo k vláknům
$f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$	pevnost v tlaku rovnoběžně s vlákny
$f_{c,90,k} = 2,5 \text{ MPa}$	pevnost v tlaku kolmo k vláknům
$f_{v,k} = 4,0 \text{ MPa}$	pevnost ve smyku
$E_{m,0,\text{mean}} = 11,0 \text{ GPa}$	průměrný modul pružnosti rovnoběžně s vlákny
$E_{m,0,k} = 9,4 \text{ GPa}$	5% kvantil modulu pružnosti rovnoběžně s vlákny

➤ GL 24h

$f_{m,g,k} = 24 \text{ MPa}$	pevnost v ohybu
$f_{t,0,g,k} = 19,2 \text{ MPa}$	pevnost v tahu rovnoběžně s vlákny
$f_{t,90,g,k} = 0,5 \text{ MPa}$	pevnost v tahu kolmo k vláknům
$f_{c,0,g,k} = 26 \text{ MPa}$	pevnost v tlaku rovnoběžně s vlákny
$f_{c,90,g,k} = 2,5 \text{ MPa}$	pevnost v tlaku kolmo k vláknům
$f_{v,g,k} = 3,5 \text{ MPa}$	pevnost ve smyku
$E_{0,g,\text{mean}} = 12,0 \text{ GPa}$	průměrný modul pružnosti rovnoběžně s vlákny
$E_{0,g,05} = 10,1 \text{ GPa}$	5% kvantil modulu pružnosti rovnoběžně s vlákny

Materiálové charakteristiky jsou obsahem Statické části – dřevěné konstrukce, Statický výpočet, kde jsou uvedeny i jejich návrhové hodnoty. V uvedené části je proveden i návrh dřevěné konstrukce.



3.2 Návrh krycí vrstvy výztuže

Krycí vrstva je stanovena na základě stupně vlivu prostředí, maximální velikosti zrna, třídy konstrukce a profilu výztuže. Návrh krycí vrstvy vychází z následujících údajů:

- Předpokládaná třída konstrukce: S4 – životnost konstrukce 50 let
- Předpokládaný profil výztuže: $\emptyset = 14$ mm

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

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

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

$$c_{\text{min,b}} = \emptyset \rightarrow \text{předpokládaný profil prutu je } 14 \text{ mm} \rightarrow c_{\text{min,b}} = 14 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{\text{dur,\gamma}} = 0 - \text{přídavná hodnota z hlediska spolehlivosti}$$

$$\Delta c_{\text{dur,st}} = 0 - \text{redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové výztuže}$$

$$\Delta c_{\text{dur,add}} = 0 - \text{redukce minimální krycí vrstvy při použití dodatečné ochrany}$$

$c_{\text{min,dur}}$ → tato hodnota je závislá na stupni vlivu prostředí betonu a pro jednotlivá prostředí bude určena z tabulky 1.

Požadavek prostředí pro $c_{\text{min,dur}}$ (mm)							
Třída konstrukce	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabulka 1: Minimální hodnoty krycí vrstvy betonářské výztuže $c_{\text{min,dur}}$ v mm podle prostředí [6]



➤ **Prostředí XC1**

- Vnitřní konstrukce, které nejsou vystaveny vysoké vlhkosti

Třída konstrukce S4 – návrhová životnost konstrukce 50 let

Úprava třídy konstrukce → S3 – pro deskové konstrukce lze snížit třídu konstrukce o jednu třídu

Pro deskové konstrukce:

$$c_{\min, \text{dur}} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{\min} = \max(14; 10; 10) = 14 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = 14 + 10 = 24 \cong 25 \text{ mm}$$

Pro prutové prvky:

$$c_{\min, \text{dur}} = 15 \text{ mm}$$

$$c_{\min} = \max(14; 15; 10) = 15 \text{ mm}$$

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

➤ **Prostředí XC2, XC3**

- Vnitřní konstrukce, které jsou vystaveny vysoké vlhkosti a vnější konstrukce ve styku se zemí

Třída konstrukce S4 – návrhová životnost konstrukce 50 let

Úprava třídy konstrukce → S3 – pro deskové konstrukce lze snížit třídu konstrukce o jednu třídu

Pro deskové konstrukce:

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

$$c_{\min} = \max(14; 20; 10) = 20 \text{ mm}$$

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



Pro prutové konstrukce:

$$c_{\min, \text{dur}} = 25 \text{ mm}$$

$$c_{\min} = \max(14; 25; 10) = 25 \text{ mm}$$

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

➤ **Prostředí XC4**

- Vnější konstrukce, které nejsou chráněny proti povětrnostním podmínkám dešti)

Třída konstrukce S4 – návrhová životnost konstrukce 50 let

Úprava třídy konstrukce → S3 – pro deskové konstrukce lze snížit třídu konstrukce o jednu třídu

Pro deskové konstrukce:

$$c_{\min, \text{dur}} = 25 \text{ mm}$$

$$c_{\min} = \max(14; 25; 10) = 25 \text{ mm}$$

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

Pro prutové konstrukce:

$$c_{\min, \text{dur}} = 30 \text{ mm}$$

$$c_{\min} = \max(14; 30; 10) = 30 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$



Prostředí	Místo použití pro tl. krycí vrstvy	Typ konstrukce	Tl. krycí vrstvy [mm]
XC1	Stropy a stěny v běžném provozu – hotelové prostory, restaurace, recepce, kanceláře	Deska/stěna	25
		Sloup	30
XC2	Suterénní stěny a základová deska – exteriér	Deska/stěna	30
XC3	Suterénní stěny a základová deska – interiér, spodní povrch desky nad 1.PP a desky nad 1.NP nad tankovou halou a garáží	Deska/stěna	30
		Sloup	35
XC4	Sloupy v exteriéru v 1.NP	Sloup	40
	Balkonová deska v exteriéru 2.NP	Deska	35

Tabulka 2: Přehled tloušťek krycích vrstev pro třídy prostředí



3.3 Přehled zatížení

3.3.1 Stálé zatížení

3.3.1.1 Nosné konstrukce – empirický návrh

- Vlastní tíha nosných konstrukcí je spočtena v předběžném návrhu jednotlivých konstrukčních prvků objektu.

3.3.1.2 Podlahy

Skladba podlahy P01

- výrobní hala, sklady, sklepy, chodby, garáž

Stálé	tl. [m]	kN/m ³	g _k [kN/m ²]	γ [-]	g _d [kN/m ²]
1. Cementová stěrka Sikafloor	0,01	20,08	0,20	1,35	0,27
2. Betonová mazanina	0,09	25	2,25	1,35	3,04
3. Tepelná izolace XPS	0,04	0,5	0,02	1,35	0,03
CELKEM			2,47		3,34

Skladba podlahy P02

- degustační místnost, kuchyně, chodba

Stálé	tl. [m]	kN/m ³	g _k [kN/m ²]	γ [-]	g _d [kN/m ²]
1. Keramická dlažba	0,013	22	0,29	1,35	0,39
2. Lepící tmel	0,007	23	0,16	1,35	0,22
3. Betonová mazanina	0,06	23	1,38	1,35	1,86
4. Tepelná izolace XPS	0,06	0,5	0,03	1,35	0,04
CELKEM			1,86		2,51

Skladba podlahy P03

- recepce, restaurace, WC, chodby

Stálé	tl. [m]	kN/m ³	g _k [kN/m ²]	γ [-]	g _d [kN/m ²]
1. Keramická dlažba	0,013	22	0,29	1,35	0,39
2. Lepící tmel	0,007	23	0,16	1,35	0,22
3. Betonová mazanina	0,04	23	0,92	1,35	1,24
4. ISOVER T-P	0,04	1,5	0,06	1,35	0,08
5. Nosná konstrukce	-	-	-	1,35	-
6. ISOVER UNI	0,1	0,4	0,04	1,35	0,05
7. SDK podhled	0,025	-	0,20	1,35	0,27
CELKEM			1,67		2,25



Skladba podlahy P04

- kanceláře

Stálé	tl. [m]	kN/m ³	g _k [kN/m ²]	γ [-]	g _d [kN/m ²]
1. Linoleum	0,003	12	0,04	1,35	0,05
2. Lepidlo	0,007	23	0,12	1,35	0,16
3. Betonová mazanina	0,06	23	1,31	1,35	1,77
4. ISOVER T-P	0,04	1,5	0,06	1,35	0,08
5. Nosná konstrukce	-	-	-	1,35	-
6. ISOVER UNI	0,1	0,4	0,04	1,35	0,05
7. SDK podhled	0,025	-	0,20	1,35	0,27
CELKEM			1,76		2,38

Skladba podlahy P05

- hotelové pokoje

Stálé	tl. [m]	kN/m ³	g _k [kN/m ²]	γ [-]	g _d [kN/m ²]
1. Dřevěná podlaha	0,02	6	0,12	1,35	0,16
2. 3x OSB	0,04	6	0,22	1,35	0,29
3. ISOVER T-P	0,04	1,5	0,06	1,35	0,08
4. Nosná konstrukce	-	-	-	1,35	-
6. SDK podhled	-	-	0,20	1,35	0,27
CELKEM			0,60		0,80

Skladba podlahy P06

- Koupelny a chodby v hotelové části

Stálé	tl. [m]	kN/m ³	g _k [kN/m ²]	γ [-]	g _d [kN/m ²]
1. Keramická dlažba	0,013	22	0,29	1,35	0,39
2. Lepící tmel	0,007	23	0,16	1,35	0,22
3. Separální vrstva					
4. 3x OSB	0,04	6	0,22	1,35	0,29
5. ISOVER T-P	0,04	1,5	0,06	1,35	0,08
6. Nosná konstrukce	-	-	-	1,35	-
7. SDK podhled	-	-	0,20	1,35	0,27
CELKEM			0,92		1,25



3.3.1.3 *Balkony*

Skladba balkonu B01

- Balkon v úrovni desky nad 1.PP

Stálé	tl. [m]	kN/m ³	g _k [kN/m ²]	γ [-]	g _d [kN/m ²]
1. Dřevěná dlažba	0,024	6	0,14	1,35	0,19
3. Fóliová hydroizolace Fatrafol 810	-	-	0,10	1,35	0,14
4. ISOVER EPS 200 (40-150mm)	0,15	0,3	0,05	1,35	0,06
5. Parozábrana Sarnavap	-	-	-	1,35	-
6. Nosná konstrukce	-	-	-	1,35	-
7. ISOVER UNI	0,1	0,4	0,04	1,35	0,05
8. SDK podhled	0,025	-	0,20	1,35	0,27
			CELKEM	0,53	0,71

Skladba balkonu B02

- Balkon v úrovni desky nad 1.NP

Stálé	tl. [m]	kN/m ³	g _k [kN/m ²]	γ [-]	g _d [kN/m ²]
1. Dřevěná dlažba	0,024	6	0,14	1,35	0,19
2. Fóliová hydroizolace Fatrafol 810	-	-	0,10	1,35	0,14
3. Lehčený beton (50-100mm)	0,10	9	0,90	1,35	1,22
4. Nosná konstrukce	-	-	-	1,35	-
5. SDK podhled	0,025	-	0,20	1,35	0,27
			CELKEM	1,34	1,81



3.3.1.4 Střešní plášť

Skladba střechy S01

- Střecha nad dřevostavbou 2.NP

Stálé	tl. [m]	kN/m ³	g _k [kN/m ²]	γ [-]	g _d [kN/m ²]
1. Kačírek	0,06	15	0,90	1,35	1,22
2. Geotextilie 300g/m ²	-	-	0,00	1,35	0,00
3. Fóliová hydroizolace Fatrafol 810	-	-	0,10	1,35	0,14
4. Geotextilie 300g/m ²	-	-	0,00	1,35	0,00
5. TI - ISOVER EPS 200 (100-500mm)	0,5	0,3	0,15	1,35	0,20
6. OSB deska	0,025	6	0,15	1,35	0,20
7. ISOVER UNI	0,24	0,3	0,07	1,35	0,10
8. Nosná konstrukce	-	-	0,28	1,35	0,38
9. OSB deska	0,025	6	0,15	1,35	0,20
10. Parozábrana	-	-	0,00	1,35	0,00
11. Laťování	-	-	0,03	1,35	0,05
13. Podhled	0,025	6	0,15	1,35	0,20
CELKEM			1,99		2,69

Skladba střechy S02

- Střecha nad 1.NP

Stálé	tl. [m]	kN/m ³	g _k [kN/m ²]	γ [-]	g _d [kN/m ²]
1. Vegetace - extenzivní	-	-	0,25	1,35	0,34
2. Substrát	0,5	21	15,50	1,35	20,93
3. Filtrační vrstva	-	-	0,01	1,35	0,01
4. Nopová fólie	-	-	0,01	1,35	0,01
5. Geotextilie	-	-	-	1,35	-
6. Fóliová hydroizolace Fatrafol 810	-	-	0,02	1,35	0,03
7. Geotextilie	-	-	-	1,35	-
8. TI - ISOVER EPS 200 (210-500mm)	0,5	0,3	0,15	1,35	0,20
9. Parozábrana Sarnavap	-	-	-	1,35	-
10. Nosná konstrukce	-	-	-	1,35	-
11. SDK podhled	0,025	-	0,20	1,35	0,27
CELKEM			16,14		21,79

Skladba střechy S03

- Zastřešení balkonu (terasy) nad 2.NP

Stálé	tl. [m]	kN/m ³	g _k [kN/m ²]	γ [-]	g _d [kN/m ²]
1. Oplechování	0,01	20,08	0,10	1,35	0,14
2. Latě	-	-	0,09	1,35	0,12
3. OSB deska	0,022	-	0,09	1,35	0,12
CELKEM			0,28		0,38



3.3.1.5 Obvodový plášť

Obvodový plášť železobetonových stěn je tvořen kontaktním zateplovacím systémem s kreativní omítkou imitující kámen od firmy Baumit.

➤ Tíha izolace + obkladu+ omítky: $g_d = (\gamma_{TI} \cdot t_{TI} \cdot \gamma_f) + (g_{OM} \cdot \gamma_f)$

$$g_d = (0,5 \cdot 0,15 \cdot 1,35) + (0,01 \cdot 10) = \mathbf{0,20 \text{ kN/m}^2}$$

3.3.1.6 Nosné stěny

Uvedeny jsou skladby a tíhy stěn dřevostavby, která tvoří 2.NP. Tyto stěny jsou pak do modelu zadávány jako zatížení na železobetonovou konstrukci.

Skladba stěny W04

- Obvodová stěna dřevostavby

Stálé	tl. [m]	kN/m ³	g_k [kN/m ²]	γ [-]	g_d [kN/m ²]
1. Dřevěný obklad	0,02	6	0,12	1,35	0,16
2. Tepelná izolace - MV	0,06	0,3	0,02	1,35	0,02
3. Laťování	-	-	0,03	1,35	0,05
4. OSB deska	0,02	6	0,12	1,35	0,16
5. Tepelná izolace - MV	0,24	0,3	0,07	1,35	0,10
6. Nosná konstrukce	-	-	0,12	1,35	0,16
7. Dřevovláknitá deska	0,1	-	0,16	1,35	0,22
8. Laťování	-	-	0,02	1,35	0,02
9. Dřevěný obklad	0,02	6	0,12	1,35	0,16
			CELKEM	0,78	1,06

Skladba stěny W05

- Vnitřní stěna dřevostavby

Stálé	tl. [m]	kN/m ³	g_k [kN/m ²]	γ [-]	g_d [kN/m ²]
1. SDK deska	0,0125	-	0,15	1,35	0,20
2. OSB deska	0,015	6	0,09	1,35	0,12
3. Nosná konstrukce	-	-	0,12	1,35	0,16
4. Tepelná izolace - MV	0,14	0,4	0,06	1,35	0,08
5. ODB deska	0,015	6	0,09	1,35	0,12
6. SDK deska	0,0125	-	0,15	1,35	0,20
7. Dřevovláknitá deska	0,1	-	0,16	1,35	0,22
			CELKEM	0,82	1,10



3.3.1.7 Příčky

V 1.PP jsou navrženy zděné příčky z keramických cihel systému Porotherm

➤ Porotherm 240 Profi tl. 240 mm

- Plošná hmotnost příčky¹: 246 kg/m²
- Výška příčky: 3,97 m
- Tíha příčky: $g_k = 246 \cdot 0,01 \cdot 3,97 = 9,77 \text{ kN/m}$
- Návrhové zatížení od příčky: $g_d = 9,77 \cdot 1,35 = 13,19 \text{ kN/m}$

➤ Porotherm 14 Profi tl. 140 mm

- Plošná hmotnost příčky¹: 163 kg/m²
- Výška příčky: 3,97 m
- Tíha příčky: $g_k = 163 \cdot 0,01 \cdot 3,97 = 6,47 \text{ kN/m}$
- Návrhové zatížení od příčky: $g_d = 6,47 \cdot 1,35 = 8,73 \text{ kN/m}$

➤ Porotherm 8 Profi tl. 80 mm

- Plošná hmotnost příčky¹: 108 kg/m²
- Výška příčky: 3,97 m
- Tíha příčky: $g_k = 108 \cdot 0,01 \cdot 3,97 = 4,29 \text{ kN/m}$
- Návrhové zatížení od příčky: $g_d = 4,29 \cdot 1,35 = 5,79 \text{ kN/m}$

¹ Uvedená plošná hmotnost příček je včetně omítek dle katalogu výrobce



V 1.NP a 2.NP jsou navrženy sádrokartonové příčky KNAUF.

Skladba stěny W09

- Sádrokartonová příčka tl. 150 mm

Stálé		tl. [m]	kN/m ³	g _k [kN/m ²]	γ [-]	g _d [kN/m ²]
1.	2xSDK deska 12,5	0,025	10	0,30	1,35	0,41
2.	Tepelná izolace	0,1	0,2	0,02	1,35	0,03
3.	2xSDK deska 12,5	0,025	10	0,30	1,35	0,41
CELKEM				0,62		0,84

Skladba stěny W10

- Sádrokartonová příčka tl. 100 mm

Stálé		tl. [m]	kN/m ³	g _k [kN/m ²]	γ [-]	g _d [kN/m ²]
1.	2xSDK deska 12,5	0,025	10	0,30	1,35	0,41
2.	Tepelná izolace	0,06	0,2	0,01	1,35	0,02
3.	2xSDK deska 12,5	0,025	10	0,30	1,35	0,41
CELKEM				0,61		0,83

Vzhledem k téměř totožným plošným hmotnostem příček bude náhradní rovnoměrné zatížení určeno z větší plošné hmotnosti. Lze předpokládat, že příčky budou spadat do stejné kategorie náhradního zatížení.

- Plošná hmotnost příčky: 62 kg/m²
- Výška příčky: 3,83 m
- Tíha příčky: $g_k = 62 \cdot 0,01 \cdot 3,82 = 2,37 \text{ kN/m}$

→ pro přemístitelné příčky s tíhou do 3,0kN/m lze uvažovat náhradní rovnoměrné plošné zatížení stropní konstrukce: $q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$ (pozn.: zatížení je uvažováno jako proměnné)

- Návrhové zatížení od příčky: $q_d = 1,2 \cdot 1,5 = 1,8 \text{ kN/m}^2$



3.3.1.8 Zemní tlak

Objekt je osazen do svažitého terénu a je částečně do svahu zapuštěn. Maximální hloubka základové spáry bude cca v hloubce -6,140m pod úrovní upraveného terénu minimálně však 0,9m pod úrovní upraveného terénu.

Údaje o geologických poměrech v místě stavby byly převzaty z webových stránek České geologické služby.

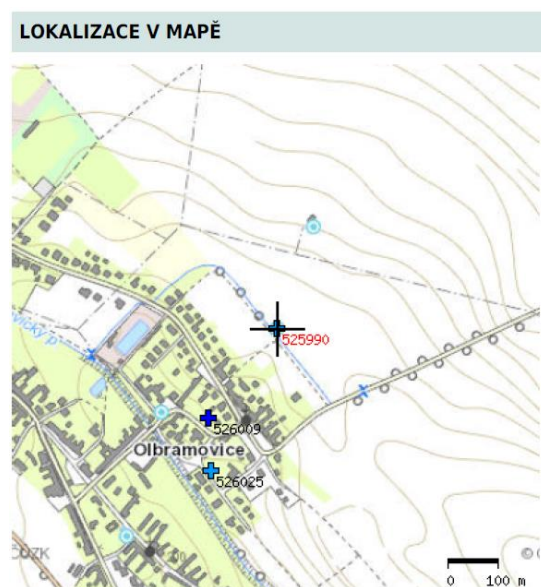
Hornina: spraš a sprašová hlína

Typ horniny: sediment nezpevněný

Éra, útvar: kenozoikum, kváter

Soustava: Český masiv – pokryvné útvary a postvariské magmaty

Pro zařídění byl použit nedaleký vrt od místa stavby se základním popisem.



Obrázek 15: Lokalizace vrtu na mapě [22]

Navrhovaný objekt se nachází v oblasti s nízkým radonovým indexem, proto není nutné navrhovat izolaci proti radonu.



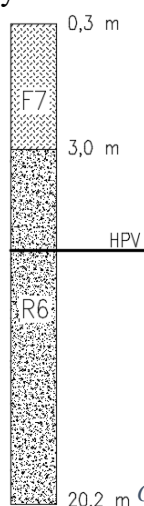
VRT - ZÁKLADNÍ INFORMACE			
Stát	Česká republika	Nadmořská výška - souřadnice Z	202.40
Jazyk	česky	Inklinometrie (Y/N)	N
Název databáze	GDO	Účel	hydrogeologický
ID	525990	Hydrogeologické údaje (Y/N)	Y
Původní název	HV-101	Hloubka hladiny podzemní vody [m]	-5
Zkrácený název	HV-101	Druh hladiny podzemní vody	ustálená
Rok vzniku objektu	1968	Karotáž (Y/N)	N
Poskytovatel dat	Česká geologická služba - Geofond	Provedené zkoušky	hydrogeologické zkoušky a měření - chemické rozbory vody
Hloubka vrtu (m)	50	Hmotná dokumentace (Y/N)	N
Primární dokumentace	GF P021402	Druh objektu	vrt svislý
Souřadnice X - JTSK [m]	1182118.70	Geologický profil (Y/N)	Y
Souřadnice Y - JTSK [m]	615361	Organizace provádějící	IGHP Žilina, závod Brno
Způsob zaměření X,Y	zaměřeno	Organizace blokující	
Výškový systém	Balt po vyrovnání	Blokováno do	

Obrázek 16: Základní informace o vrtu [22]

ZÁKLADNÍ LITOLOGICKÁ DATA		
Hloubka[m]	Stratigrafie	Popis
0 - 0.30	Kvartér	ornice
0.30 - 0.70	Kvartér	hlína
0.70 - 3	Kvartér	hlína prachový
3 - 4.70	Miocén	jílovec
4.70 - 8	Miocén	jíl písek prachový
8 - 20.20	Miocén	jíl slabě zbrídlíčnatělý
20.20 - 26.30	Miocén	jíl písek prachový
26.30 - 29.50	Miocén	jíl prachový písčité valouny ojediněle max.velikost částic 2 cm
29.50 - 34.70	Miocén	jíl silně jemnozrnny písčité
34.70 - 42.10	Miocén	písek hlinitý
42.10 - 48.80	Miocén	písek hrubozrnny
48.80 - 50	Miocén	písek jemnozrnny vztlakový

Obrázek 17: Základní litologická data vrtu [22]

Vzhledem k tomu, že nebyl proveden geologický průzkum v místě stavby, byla zemina uvažována následovně:



	F7	R6
$\gamma_z [kN/m^3]$	21	22
$\nu [-]$	0,4	0,35
$\varphi_{ef} [^\circ]$	17	25
$E_{def} [MPa]$	3	20
$m [-]$	0,1	0,4

Tabulka 3: Tabulka charakteristik zemín pod objektem

Obrázek 18: Schéma vrtu



Pro výpočet byly uvažovány následující parametry:

Užitné zatížení terénu: $q_k = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Součinitel zemního tlaku: a) v klidu – pro soudržné zeminy (F7):

$$K_{0,1} = \frac{\nu}{1-\nu} = \frac{0,4}{1-0,4} = 0,67$$

- pro nesoudržné (R6):

$$K_{0,2} = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 25^\circ = 0,58$$

b) aktivní – (F7) :

$$K_{A,1} = \frac{1 - \sin \varphi_{ef}}{1 + \sin \varphi_{ef}} = \frac{1 - \sin 17^\circ}{1 + \sin 17^\circ} = 0,55$$

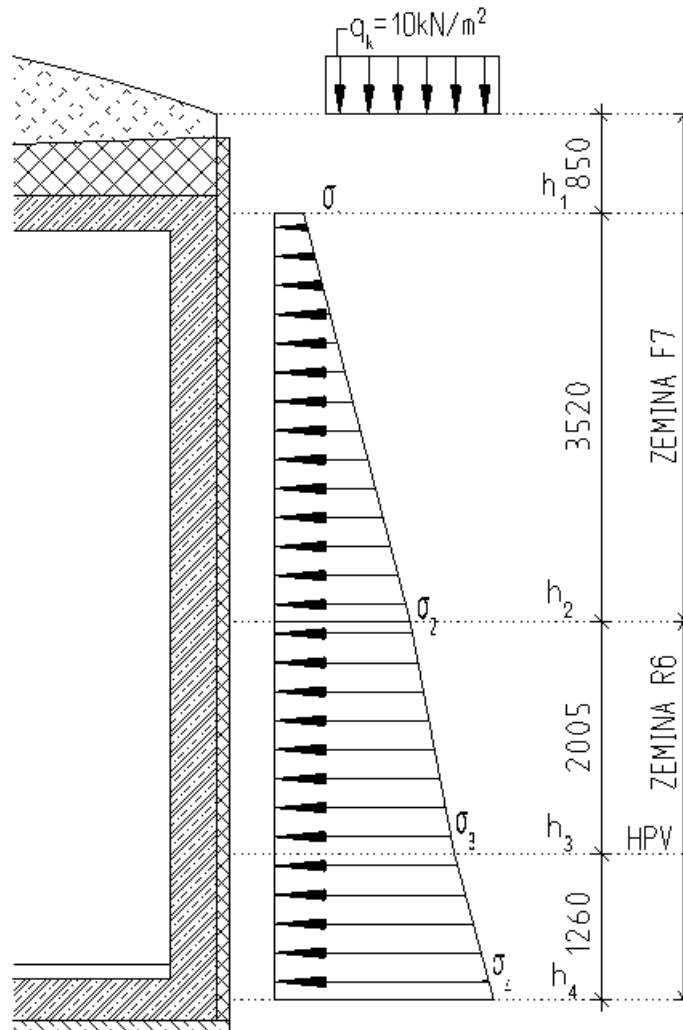
- (R6):

$$K_{A,2} = \frac{1 - \sin \varphi_{ef}}{1 + \sin \varphi_{ef}} = \frac{1 - \sin 25^\circ}{1 + \sin 25^\circ} = 0,41$$

Základové konstrukce byly navrženy s ohledem na výše uvedenou zeminu. Výpočtová únosnost základové půdy se předpokládá $R_{dt} = 250 \text{ kPa}$. Hladina podzemní vody se nachází v hloubce 5 metrů a zasahuje do založení objektu.

Charakteristický zemní tlak:

$$\sigma_{i,k} = \Sigma K_i \cdot (q_k + \gamma_k \cdot h_i) = \Sigma K_i \cdot (10,0 + \gamma_{zem} \cdot h_i)$$



Obrázek 19: Schéma průběhu zemního tlaku na suterénní stěnu

➤ Výpočet zatížením maximálním zemním tlakem:

- Charakteristický zemní tlak hloubce $h_1 = 0,850$ m

$$\sigma_{k,1} = K_0 \cdot (q_{0,k} + \gamma_1 \cdot h) = 0,67 \cdot (10 + 21 \cdot 0,85) = \mathbf{18,66kN/m^2}$$

- Charakteristický zemní tlak hloubce $h_2 = 4,370$ m

$$\sigma_{k,2} = K_0 \cdot (q_{0,k} + \gamma_1 \cdot h) = 0,67 \cdot (10 + 21 \cdot 4,37) = \mathbf{68,19kN/m^2}$$

- Charakteristický zemní tlak hloubce $h_3 = 6,375$ m

$$\begin{aligned} \sigma_{k,3} &= K_{0,1} \cdot (q_{0,k} + \gamma_1 \cdot h) + K_{0,2} \cdot (\gamma_2 \cdot h) = \\ &= 0,67 \cdot (10 + 21 \cdot 4,37) + 0,58 \cdot (22 \cdot 2,005) = \\ &= \mathbf{93,77kN/m^2} \end{aligned}$$



- Charakteristický zemní tlak hloubce $h_4 = 7,365$ m (pod HPV)

$$\begin{aligned}\sigma_{k,4} &= K_{0,1} \cdot (q_{0,k} + \gamma_1 \cdot h) + K_{0,2} \cdot (\gamma_2 \cdot h + \gamma_{2,su} \cdot h) + (\gamma_w \cdot h) \\ &= \\ &= 0,67 \cdot (10 + 21 \cdot 4,37) + 0,58 \\ &\cdot (22 \cdot 2,005 + 12 \cdot 1,26) + (10 \cdot 1,26) \\ &= \mathbf{115,14kN/m^2}\end{aligned}$$

➤ Návrhové hodnoty zatížení maximálním zemním tlakem:

- v hloubce $h_1 = 0,850$ m

$$\begin{aligned}\sigma_{d,1} &= K_0 \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_1 \cdot h) \\ &= 0,67 \cdot (1,5 \cdot 10 + 1,35 \cdot 21 \cdot 0,85) = \\ &= \mathbf{26,20kN/m^2}\end{aligned}$$

- v hloubce $h_2 = 4,370$ m

$$\begin{aligned}\sigma_{k,2} &= K_0 \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_1 \cdot h) \\ &= 0,67 \cdot (1,5 \cdot 10 + 1,35 \cdot 21 \cdot 4,37) = \mathbf{93,06kN/m^2}\end{aligned}$$

- v hloubce $h_3 = 6,375$ m

$$\begin{aligned}\sigma_{k,3} &= K_{0,1} \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_1 \cdot h) + K_{0,2} \cdot (\gamma_G \cdot \gamma_2 \cdot h) = \\ &= 0,67 \cdot (1,5 \cdot 10 + 1,35 \cdot 21 \cdot 4,37) + 0,58 \\ &\cdot (1,35 \cdot 22 \cdot 2,005) = \mathbf{127,59kN/m^2}\end{aligned}$$

- v $h_4 = 7,365$ m (pod HPV)

$$\begin{aligned}\sigma_{k,4} &= K_{0,1} \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_1 \cdot h) + K_{0,2} \cdot \gamma_G \\ &\cdot (\gamma_2 \cdot h + \gamma_{2,su} \cdot h) + (\gamma_G \cdot \gamma_w \cdot h) = \\ &= 0,67 \cdot (1,5 \cdot 10 + 1,35 \cdot 21 \cdot 4,37) + 0,58 \cdot 1,35 \\ &\cdot (22 \cdot 2,005 + 12 \cdot 1,26) + (1,35 \cdot 10 \cdot 1,26) = \\ &= \mathbf{156,44kN/m^2}\end{aligned}$$

Pro výpočet budou hodnoty dopočteny ve 3D modelu a upraveny vzhledem ke svažitosti terénu.



3.3.2 Proměnná zatížení

3.3.2.1 Užitná zatížení

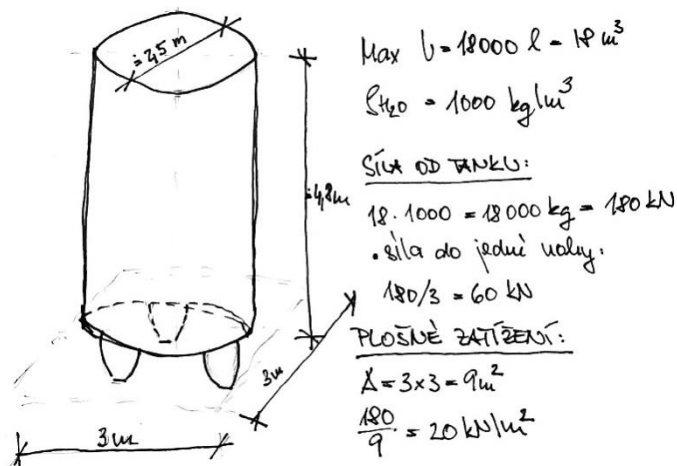
Vzhledem k provozu budovy a jejímu využití jsou zvoleny vyšší hodnoty užitého zatížení.

Patro	Kategorie	popis	hodnota
1.PP	A	Běžné užité zatížení, schodiště	$q_k=3,0 \text{ kN/m}^2$
	C	Plochy, kde dochází ke shromažďování lidí	$q_k=5,0 \text{ kN/m}^2$
1.NP	A	Schodiště	$q_k=3,0 \text{ kN/m}^2$
	A	Balkony	$q_k=5,0 \text{ kN/m}^2$
	B	Kancelářské plochy	$q_k=3,0 \text{ kN/m}^2$
	C1	Restaurace, recepce	$q_k=5,0 \text{ kN/m}^2$
	E	Plochy, kde dochází k nahromadění zboží	$q_k=7,5 \text{ kN/m}^2$
2.NP	A	Hotelové pokoje	$q_k=2,0 \text{ kN/m}^2$
	A	Balkony	$q_k=3,0 \text{ kN/m}^2$
Střecha	C5	Terasy	$q_k=5,0 \text{ kN/m}^2$
	H	Nepřístupné střechy s výjimkou běžné údržby a oprav	$q_k=0,75 \text{ kN/m}^2$

3.3.2.2 Zatížení výrobních prostor

➤ Tanková hala

Zatížení je vypočteno zjednodušeným odhadem a s ohledem na to, že hala není celoplošně rovnoměrně zatížena sudy o stejném objemu – 180hl. Roznášecí plocha pro jeden sud o maximálním objemu je uvažována 3x3 m.





➤ Sudové haly, lisovny

Na rozdíl od tankové haly je zde předpoklad, že zatížení sudy a skladovaným zbožím bude menší.

V těchto prostorách je uvažováno plošné zatížení **10kN/m²**.

Pro podrobný návrh základových konstrukcí, resp. desky, by muselo být zatížení v těchto prostorách stanoveno přesněji.

3.3.2.3 Zatížení sněhem

- Místo: Olbramovice u Moravského Krumlova
- Sněhová oblast: II. sněhová oblast
- Charakteristická hodnota: $S_k = 1,0\text{kN/m}^2$

- Plochá střecha: $\alpha < 30^\circ \rightarrow$ tvarový součinitel: $\mu = 0,8$
- Součinitel expozice: $C_e = 1$ – normální krajina
- Součinitel tepla: $C_t = 1$

→ **Průměrné zatížení sněhem:**

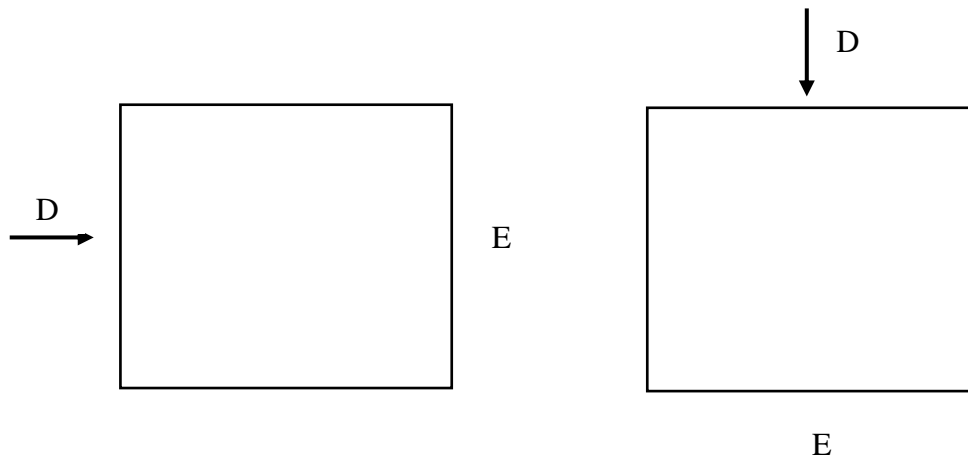
$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = \mathbf{0,8 \text{ kN/m}^2}$$

3.3.2.4 Zatížení větrem

Objekt je primárně navržen ze železobetonových konstrukcí. Veškeré obvodové stěny v 1.PP a 1.NP jsou železobetonové, doplněny vnitřními železobetonovými stěnami a jsou ztuženy železobetonovými stropy. Dále je v objektu navrženo železobetonové ztužující jádro po celé výšce objektu a lze předpokládat, že celková prostorová tuhost objektu a jeho stabilita bude dostačující.

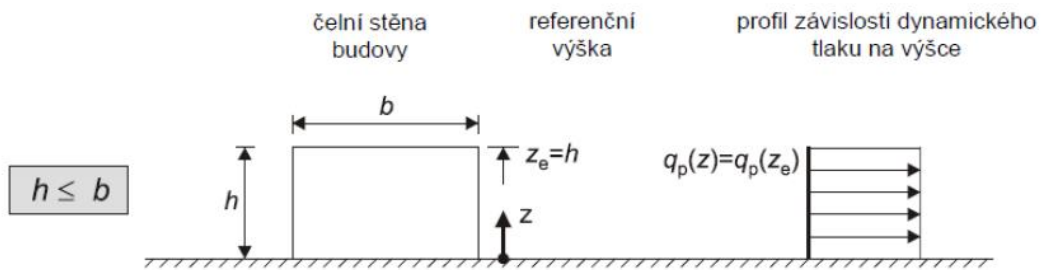
- Místo: Olbramovice u Moravského Krumlova
- Větrná oblast: II. větrná oblast
- Základní rychlost větru: $v_b = 25\text{m/s}$

→ základní rychlost větru: $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = \mathbf{0,39 \text{ kN/m}^2}$

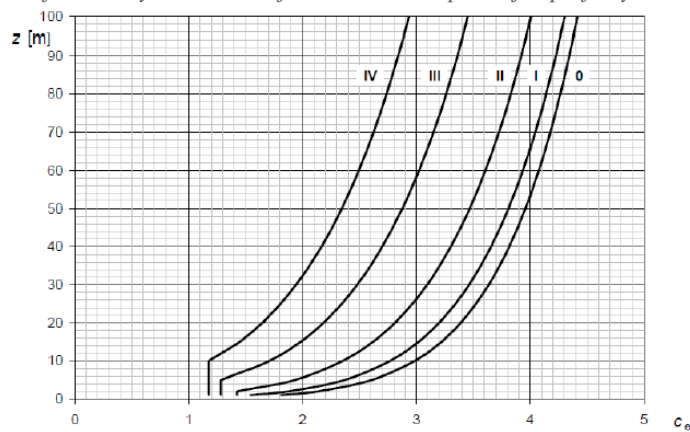


Kategorie terénu: III

- Výška atiky nad terénem: $h = 14 \text{ m} < b = 30,32 \rightarrow z = h = 14 \text{ m}$



Obrázek 20: Referenční výška z_e , závisící na h a b , a odpovídající profil dynamického tlaku [5]



Obrázek 21: Součinitel expozice $c_e(z)$ pro $c_0 = 1,0$ a $k_1 = 1,0$ [5]

Oblast	D	E
Příčný směr	0,728	-0,356
Podélný směr	0,728	-0,356

→ součinitel expozice: $C_e(z) = 2,2$



Ve výpočtu je uvažován tlak větru na návětrné straně (oblast D) a současně sání na závětrné straně objektu (oblast E). Výsledný součinitel je uvažován jako součet těchto dvou hodnot.

- Délka obvodové stěny: příčný směr : $d = 30,32 \text{ m} \rightarrow h/d = 0,46$
podélný směr : $d = 30,15 \text{ m} \rightarrow h/d = 0,46$
- Součinitel vnějšího tlaku:

→ součinitel vnějšího tlaku: $c_{pe} = 0,728 + 0,356 = 1,08$

→ **Charakteristická hodnota zatížení větrem:**

$$w_k = q_b \cdot C_e(z) \cdot C_{pe} = 0,39 \cdot 2,2 \cdot 1,08 = \mathbf{0,93 \text{ kN/m}^2}$$

Vzhledem k nízké výšce budovy a jejímu konstrukčnímu řešení lze předpokládat, že je stabilita dostatečná, a tak nebude v této práci stabilita konstrukce na účinky větru posuzována. Zatížení větrem bude uvažováno pouze jako bodové síly na koncích stěn dřevostavby viz Statická část – dřevěné konstrukce, Statický výpočet.

3.3.3 Kombinace zatížení

➤ Mezní stav únosnosti (MSÚ)

$$E_d \leq R_d$$

E_d – návrhová hodnota účinku zatížení

R_d – návrhová hodnota odolnosti konstrukce

Kombinace pro výpočet účinků zatížení:

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

$\gamma_{G,j} = 1,35$ [-] – nepříznivá stálá zatížení

$\gamma_{Q,1} = 1,50$ [-] – nepříznivá proměnná zatížení



➤ Mezní stav použitelnosti (MSP)

$$E_d \leq C_d$$

E_d – návrhová hodnota účinku zatížení stanovená v kritériu použitelnosti

C_d – návrhová hodnota příslušného kritéria použitelnosti

Kombinace pro výpočet účinků zatížení:

a) Charakteristická kombinace

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

b) Častá kombinace

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

c) Kvazistálá kombinace

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

➤ Použité hodnoty ψ_i v kombinacích pro jednotlivé kategorie zatěžovaných ploch [2]:

Kategorie zatěžovaných ploch	$\psi_{0,i}$	$\psi_{1,i}$	$\psi_{2,i}$
A	0,7	0,5	0,3
B	0,7	0,5	0,3
C	0,7	0,7	0,6
E	1,0	0,9	0,8
G	0,7	0,5	0,3
H	0	0	0
Sníh	0,5	0,2	0
Vítr	0,6	0,2	0

Tabulka 4: Tabulka doporučených hodnot součinitelů ψ pro pozemní stavby

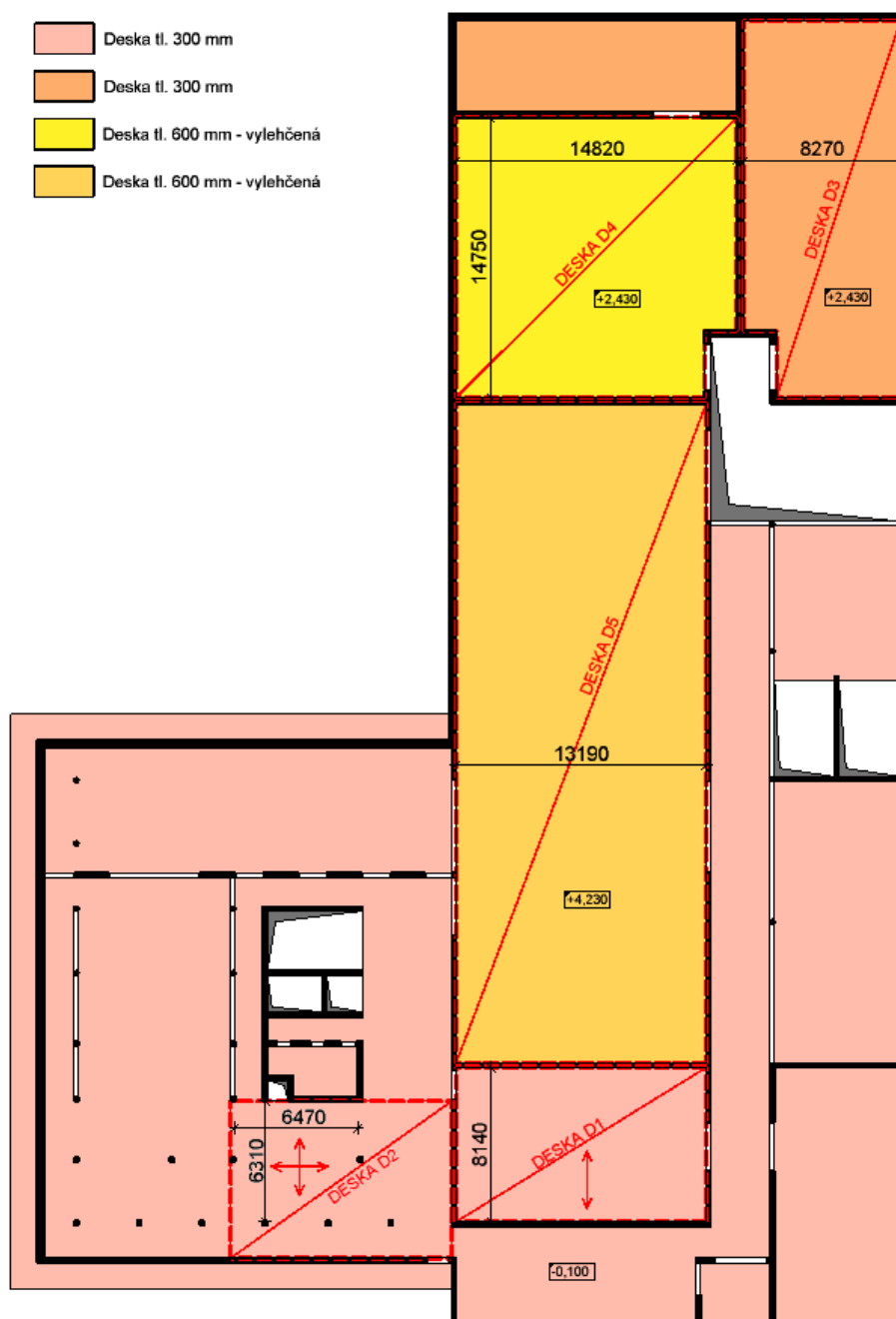


3.4 Předběžný návrh tloušťky desky

Návrh tloušťky desky je proveden pomocí empirických návrhů a s ohledem na ohybovou štíhlost, kde je součinitel napětí tahové výztuže $\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}$ uvažován hodnotou 1,2. Je tedy předpokládáno s předdimenzováním desky o 20 %.

Tloušťky desek jsou sjednoceny podle barev vyznačených ve schématech.

3.4.1 Stropní deska nad 1.PP



Obrázek 22: Schéma navrhovaných desek nad 1.PP



Maximální rozpon desky: $L = 8140 \text{ mm}$

$$\text{Empirický návrh: } h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \cdot 8140 = 233 \div 271 \text{ mm}$$

Vymežující ohybová štíhlost:

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

$\kappa_{c1} = 1$ obdélníkový průřez

$$\kappa_{c2} = \frac{7}{L} = \frac{7}{8,14} = 0,860 \dots \dots \text{rozpětí desky } L > 7,0 \text{ m}$$

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

$\lambda_{d, tab} = 30$ – vnitřní pole desky

- Předpokládaný stupeň vyztužení desek: $\rho \leq 0,5 \%$
- Předpokládaný profil výztuže: $\varnothing 14 \text{ mm}$
- Předpokládané krytí výztuže: $c = 30 \text{ mm}$

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = 1 \cdot 0,860 \cdot 1,2 \cdot 30 = 30,96$$

$$d \geq \frac{L}{\lambda_{d0}} = \frac{8140}{30,96} = 263 \text{ mm}$$

$$h_d = d + c + \varnothing = 263 + 30 + 14 = 307 \text{ mm}$$

3.4.1.2 Deska D2 – lokálně podepřená

Maximální rozpon desky: $L = 6470 \text{ mm}$

$$\text{Empirický návrh: } h_d = \frac{L}{33} = \frac{6470}{33} = 196 \text{ mm}$$

Vymežující ohybová štíhlost:

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

$\kappa_{c1} = 1$ obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = 1$ rozpětí desky $L < 7,0 \text{ m}$

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

$\lambda_{d, tab} = 24$ – lokálně podepřená deska



- Předpokládaný stupeň vyztužení desek: $\rho \leq 0,5 \%$
- Předpokládaný profil výztuže: $\varnothing 14 \text{ mm}$
- Předpokládané krytí výztuže: $c = 30 \text{ mm}$

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 24 = 28,8$$

$$d \geq \frac{L}{\lambda_{d0}} = \frac{6470}{28,8} = 225 \text{ mm}$$

$$h_d = d + c + \varnothing = 225 + 30 + 14 = 269 \text{ mm}$$

Tloušťka desky nad 1.PP bude sjednocena. Vzhledem k provozu a velikosti užitého zatížení na desce je zvolena tloušťka desky z předpokladu ohybové štíhlosti.

→ návrh desky: $h_d = 300 \text{ mm}$

3.4.1.3 Deska D3 – jednosměrně pnutá

Maximální rozpon desky: $L = 8270 \text{ mm}$

$$\text{Empirický návrh: } h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \cdot 8270 = 236 \div 275 \text{ mm}$$

Vymežující ohybová štíhlost:

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

$\kappa_{c1} = 1$ obdélníkový průřez

$$\kappa_{c2} = \frac{7}{L} = \frac{7}{8,27} = 0,846 \dots \dots \text{rozpětí desky } L > 7,0 \text{ m}$$

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

$\lambda_{d, tab} = 30$ – vnitřní pole desky

- Předpokládaný stupeň vyztužení desek: $\rho \leq 0,5 \%$
- Předpokládaný profil výztuže: $\varnothing 14 \text{ mm}$
- Předpokládané krytí výztuže: $c = 30 \text{ mm}$

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = 1 \cdot 0,846 \cdot 1,2 \cdot 30 = 30,46$$

$$d \geq \frac{L}{\lambda_{d0}} = \frac{8270}{30,46} = 272 \text{ mm}$$



$$h_d = d + c + \emptyset = 272 + 30 + 14 = 316 \text{ mm}$$

→ návrh desky: $h_d = 300 \text{ mm}$

3.4.1.4 Deska D4 – obousměrně pnutá

Maximální rozpon desky: $L_1 = 14750 \text{ mm}$, $L_2 = 14820 \text{ mm}$

Empirický návrh: $h_d = 1,2(L_1 + L_2)/105 =$

$$= 1,2(14750 + 14820)/105 = 337 \text{ mm}$$

Jednosměrné pnutí: $h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \cdot 14750 = 421 \div 492 \text{ mm}$

Vymežující ohybová štíhlost:

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

$\kappa_{c1} = 1$ obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = \frac{7}{L} = \frac{7}{14,82} = 0,472$ rozpětí desky $L > 7,0 \text{ m}$

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

$\lambda_{d, tab} = 30$ – vnitřní pole desky

- Předpokládaný stupeň vyztužení desek: $\rho \leq 0,5 \%$
- Předpokládaný profil výztuže: $\emptyset 14 \text{ mm}$
- Předpokládané krytí výztuže: $c = 30 \text{ mm}$

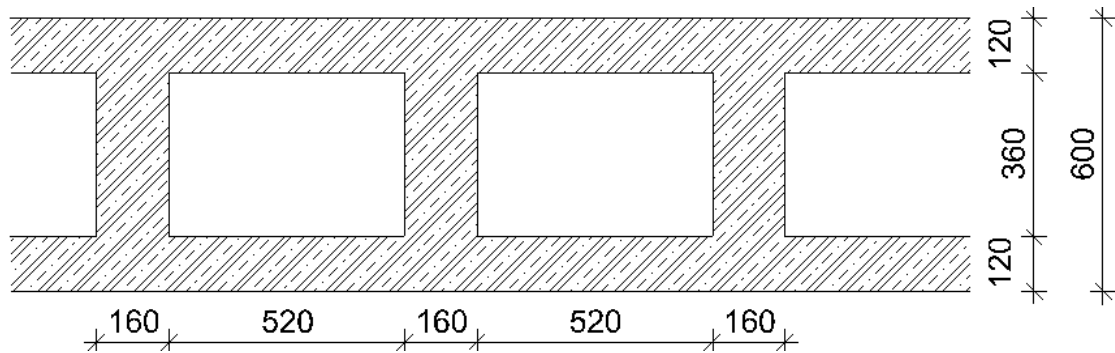
$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = 1 \cdot 0,472 \cdot 1,2 \cdot 30 = 16,99$$

$$d \geq \frac{L}{\lambda_{d0}} = \frac{14820}{16,99} = 872 \text{ mm}$$

$$h_d = d + c + \emptyset = 872 + 30 + 14 = 916 \text{ mm}$$

Vzhledem k velké tloušťce desky při návrhu na ohybovou štíhlost byla zvolena tloušťka desky z empirického návrhu a desku by bylo dále nutné podrobně posoudit na průhyb. Tloušťka desky je zvolena vzhledem k velkému užitému zatížení 600mm a bude vylehčena pomocí U-BOOT tvarovek výšky 360mm.

→ návrh VYLEHČENÉ desky: $h_d = 600 \text{ mm}$



Obrázek 23: Schéma navržené vylehčené desky

3.4.1.5 Deska D5 – jednosměrně pnutá

Maximální rozpon desky: $L = 13190 \text{ mm}$

$$\text{Empirický návrh: } h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \cdot 13190 = 376 \div 439 \text{ mm}$$

Vymezuující ohybová štíhlost:

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

$\kappa_{c1} = 1$ obdélníkový průřez

$$\kappa_{c2} = \frac{7}{L} = \frac{7}{13,19} = 0,531 \dots \dots \text{rozpětí desky } L > 7,0 \text{ m}$$

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

$\lambda_{d, tab} = 30$ – vnitřní pole desky

- Předpokládaný stupeň vyztužení desek: $\rho \leq 0,5 \%$
- Předpokládaný profil výztuže: $\varnothing 14 \text{ mm}$
- Předpokládané krytí výztuže: $c = 30 \text{ mm}$

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = 1 \cdot 0,531 \cdot 1,2 \cdot 30 = 19,1$$

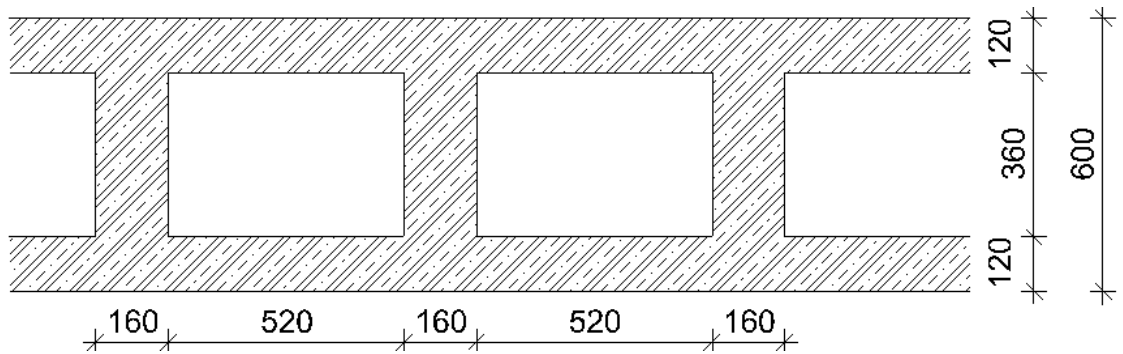
$$d \geq \frac{L}{\lambda_{d0}} = \frac{13190}{19,1} = 690 \text{ mm}$$

$$h_d = d + c + \varnothing = 690 + 30 + 14 = 730 \text{ mm}$$

Vzhledem k velké tloušťce desky při návrhu na ohybovou štíhlost byla zvolena tloušťka desky z empirického návrhu a desku by bylo dále nutné podrobně posoudit na průhyb. Tloušťka desky je zvolena 600mm s ohledem k velkému užitému zatížení a bude vylehčena pomocí U-BOOT tvarovek výšky 360mm.

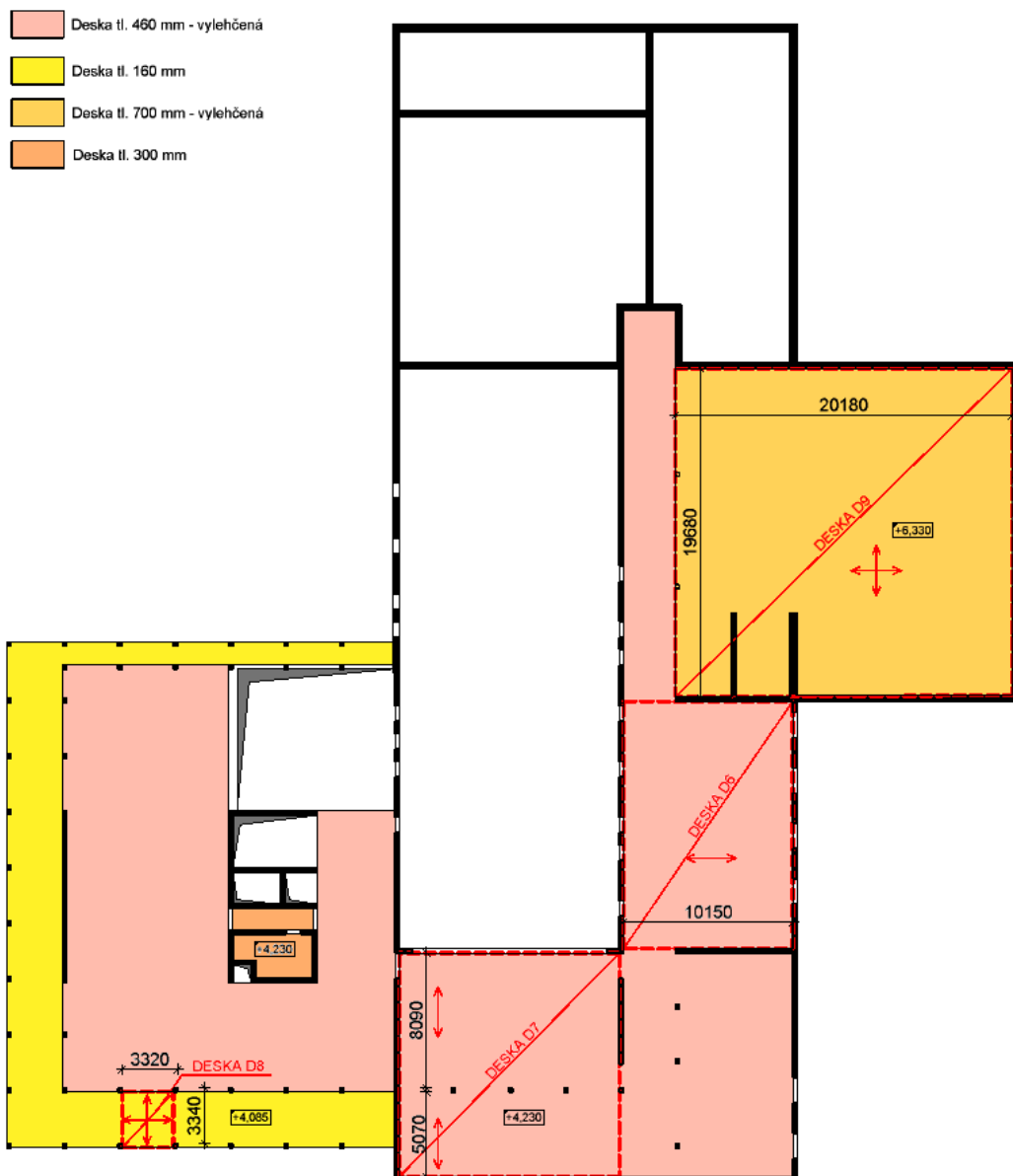


→ návrh VYLEHČENÉ desky: $h_d = 600 \text{ mm}$



Obrázek 24: Schéma navržené vylehčené desky

3.4.2 Stropní deska nad 1.NP



Obrázek 25: Schéma navrhovaných desek nad 1.NP



Maximální rozpon desky: $L = 10150\text{mm}$

$$\text{Empirický návrh: } h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \cdot 10150 = 290 \div 338 \text{ mm}$$

Vymezující ohybová štíhlost:

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

$\kappa_{c1} = 1$ obdélníkový průřez

$$\kappa_{c2} = \frac{7}{L} = \frac{7}{10,15} = 0,688 \dots \dots \text{rozpětí desky } L > 7,0 \text{ m}$$

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

$\lambda_{d, tab} = 30$ – vnitřní pole desky

- Předpokládaný stupeň vyztužení desek: $\rho \leq 0,5 \%$
- Předpokládaný profil výztuže: $\varnothing 14\text{mm}$
- Předpokládané krytí výztuže: $c = 30\text{mm}$

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = 1 \cdot 0,688 \cdot 1,2 \cdot 30 = 24,77$$

$$d \geq \frac{L}{\lambda_{d0}} = \frac{10150}{24,77} = 410 \text{ mm}$$

$$h_d = d + c + \varnothing = 410 + 30 + 14 = 454 \text{ mm}$$

3.4.2.2 Deska D7 – lokálně podepřená

Maximální rozpon desky: $L = 8090\text{mm}$

$$\text{Empirický návrh: } h_d = \frac{L}{33} = \frac{8090}{33} = 245 \text{ mm}$$

Vymezující ohybová štíhlost:

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

$\kappa_{c1} = 1$ obdélníkový průřez

$$\kappa_{c2} = \frac{7}{L} = \frac{7}{8,09} = 0,865 \dots \dots \text{rozpětí desky } L > 7,0 \text{ m}$$

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

$\lambda_{d, tab} = 24$ – lokálně podepřená deska



- Předpokládaný stupeň vyztužení desek: $\rho \leq 0,5 \%$
- Předpokládaný profil výztuže: $\varnothing 14\text{mm}$
- Předpokládané krytí výztuže: $c = 30\text{mm}$

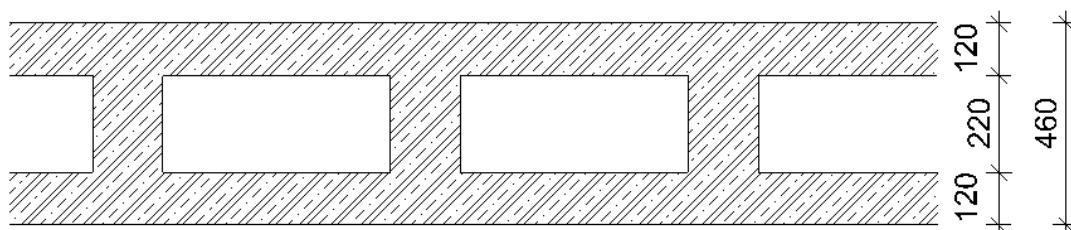
$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = 1 \cdot 0,865 \cdot 1,2 \cdot 24 = 24,91$$

$$d \geq \frac{L}{\lambda_{d0}} = \frac{8090}{24,91} = 325 \text{ mm}$$

$$h_d = d + c + \varnothing = 325 + 30 + 14 = 369 \text{ mm}$$

Deska bude ve vyznačené oblasti nad 1.NP sjednocena. Tloušťka desky je zvolena 460mm s ohledem k velkému užitému zatížení a bude vylehčena pomocí U-BOOT tvarovek výšky 220mm.

→ návrh VYLEHČENÉ desky: $h_d = 460 \text{ mm}$



Obrázek 26: Schéma navržené vylehčené desky

3.4.2.3 Deska D8 – lokálně podepřená

Maximální rozpon desky: $L = 3340\text{mm}$

$$\text{Empirický návrh: } h_d = \frac{L}{33} = \frac{3340}{33} = 101 \text{ mm}$$

Vymežující ohybová štíhlost:

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

$\kappa_{c1} = 1$ obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = 1$ rozpětí desky $L < 7,0 \text{ m}$

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

$\lambda_{d, tab} = 24$ – lokálně podepřená deska



- Předpokládaný stupeň vyztužení desek: $\rho \leq 0,5 \%$
- Předpokládaný profil výztuže: $\varnothing 14\text{mm}$
- Předpokládané krytí výztuže: $c = 30\text{mm}$

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 24 = 28,8$$

$$d \geq \frac{L}{\lambda_{d0}} = \frac{3340}{28,8} = 116 \text{ mm}$$

$$h_d = d + c + \varnothing = 116 + 30 + 14 = 160 \text{ mm}$$

→ návrh desky: $h_d = 160 \text{ mm}$

3.4.2.4 Deska D9 – obousměrně pnutá

Maximální rozpon desky: $L_1 = 20180\text{mm}$, $L_2 = 19580\text{mm}$

Empirický návrh: $h_d = 1,2(L_1 + L_2)/105 = 1,2(20180 + 19680)/105 = 456 \text{ mm}$

Jednosměrné pnutí: $h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \cdot 20180 = 577 \div 673\text{mm}$

Vymežující ohybová štíhlost:

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

$\kappa_{c1} = 1$ obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = \frac{7}{L} = \frac{7}{20,18} = 0,347$ rozpětí desky $L > 7,0 \text{ m}$

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

$\lambda_{d, tab} = 30$ – vnitřní pole desky

- Předpokládaný stupeň vyztužení desek: $\rho \leq 0,5 \%$
- Předpokládaný profil výztuže: $\varnothing 14 \text{ mm}$
- Předpokládané krytí výztuže: $c = 30 \text{ mm}$

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = 1 \cdot 0,347 \cdot 1,2 \cdot 30 = 12,49$$

$$d \geq \frac{L}{\lambda_{d0}} = \frac{20180}{12,49} = 1616 \text{ mm}$$



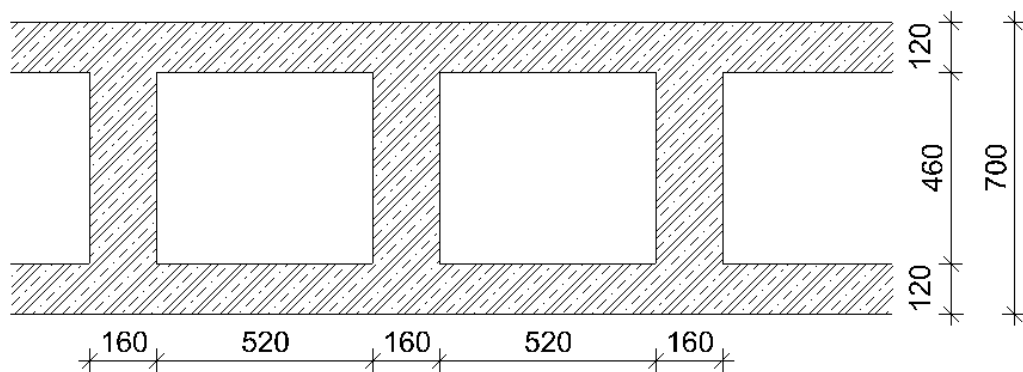
→ součinitel závislý na rozponu je příliš malý, takovou tloušťku desky nelze uvažovat. Také zde nebude předpokládáno s 20 % předimenzováním konstrukce.

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = 1 \cdot 1 \cdot 30 = 30$$

$$d \geq \frac{L}{\lambda_{d0}} = \frac{20180}{30} = 700 \text{ mm}$$

Tloušťka desky je zvolena 700mm s ohledem k velkému užitému zatížení a bude vylehčena pomocí U-BOOT tvarovek výšky 460mm.

→ návrh VYLEHČENÉ desky: $h_d = 700 \text{ mm}$

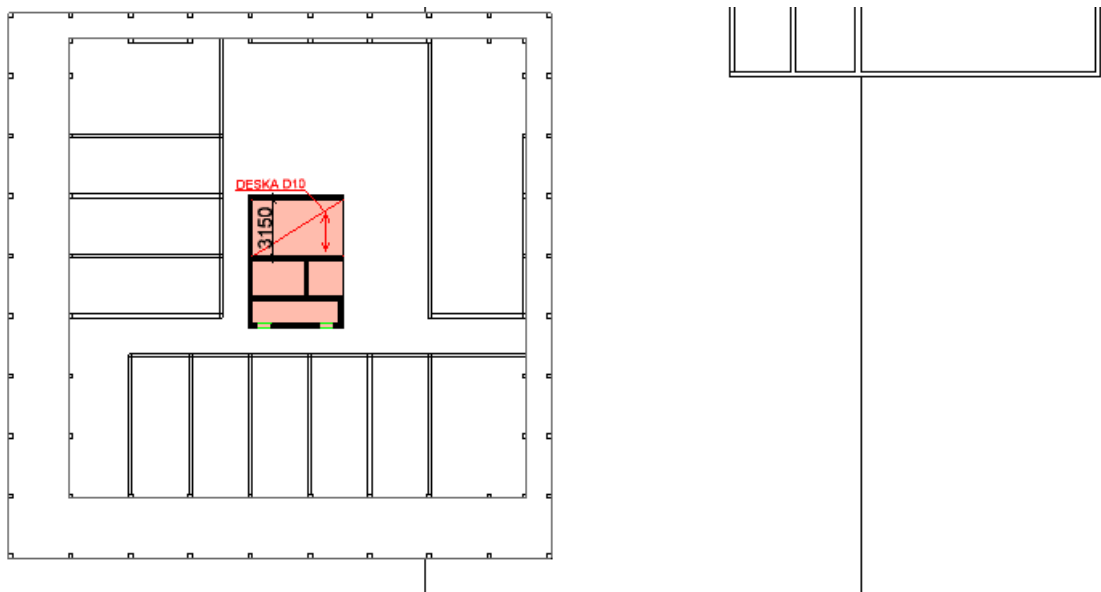


Obrázek 27: Schéma navržené vylehčené desky



3.4.3 Deska nad 2.NP

3.4.3.1 Deska D10 – jednosměrně pnutá



Obrázek 28: Schéma navrhovaných desek nad 2.NP

Maximální rozpon desky: $L = 3150\text{mm}$

Empirický návrh: $h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \cdot 3150 = 90 \div 105\text{ mm}$

Vymežující ohybová štíhlost:

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

$\kappa_{c1} = 1$ obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = 1$ rozpětí desky $L < 7,0\text{ m}$

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

$\lambda_{d, tab} = 30$ – vnitřní pole desky

- Předpokládaný stupeň vyztužení desek: $\rho \leq 0,5\%$
- Předpokládaný profil výztuže: $\varnothing 14\text{ mm}$
- Předpokládané krytí výztuže: $c = 25\text{ mm}$

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 30 = 36$$

$$d \geq \frac{L}{\lambda_{d0}} = \frac{3150}{30,68} = 88\text{ mm}$$

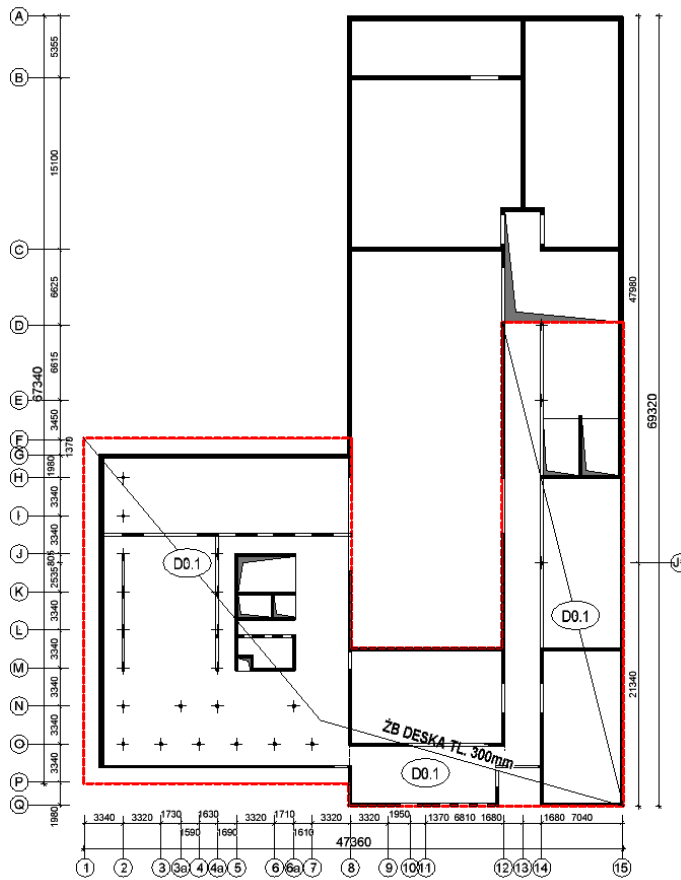
$$h_d = d + c + \varnothing = 88 + 25 + 14 = 127\text{ mm}$$

→ návrh desky: $h_d = 160\text{ mm}$

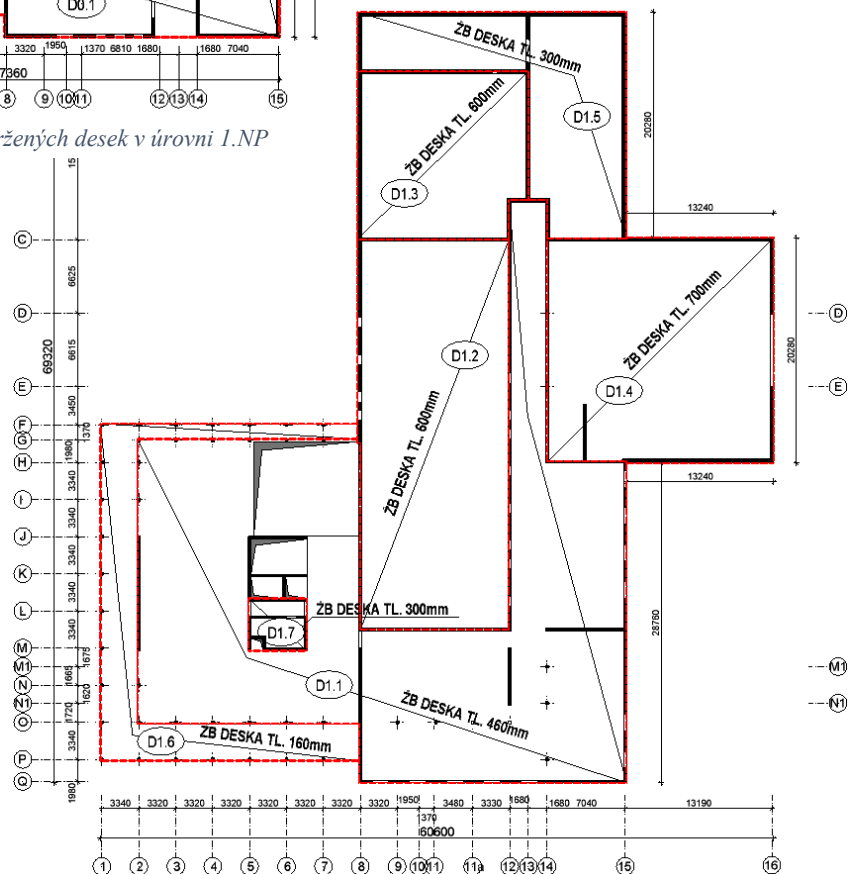


3.4.4 Rozsah navržených desek

Na následujících schématech jsou vyznačeny rozsahy navržených desek pro lepší orientaci a jejich značení, které bude následně užíváno ve statickém výpočtu.



Obrázek 29: Schéma navržených desek v úrovni 1.NP

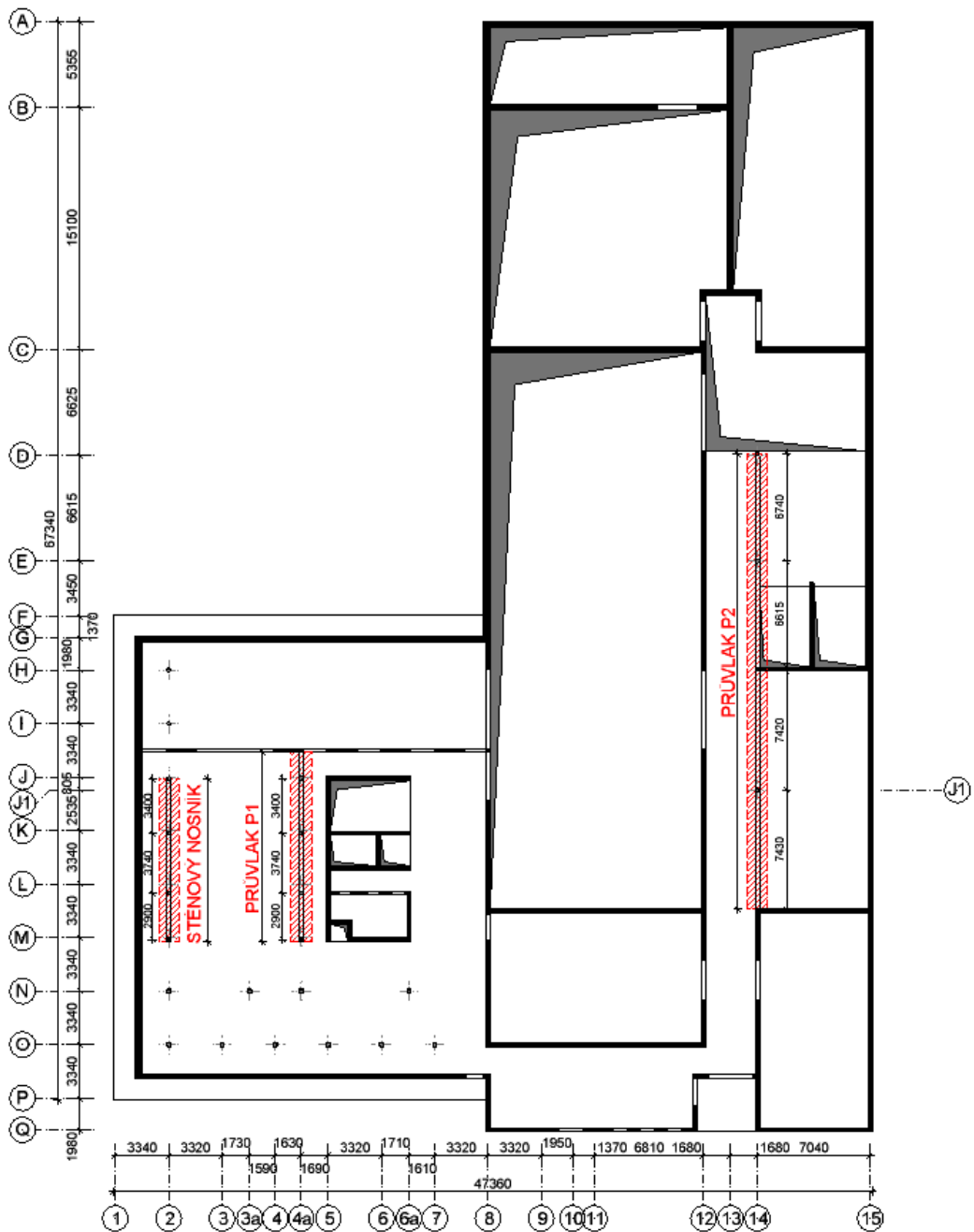


Obrázek 30: Schéma navržených desek v úrovni 2.NP



3.5 Předběžný návrh a ověření průvlaků

Pro návrh průvlaků je proveden předběžný výpočet pro ověření, zda navržené rozměry průvlaků předběžně vyhoví. Na průvlaků je uvažováno zatížení, které na ně působí dle kap. 3.3 a zatěžovací šířky na průvlaků jsou brány zjednodušeně jako polovina rozpětí.

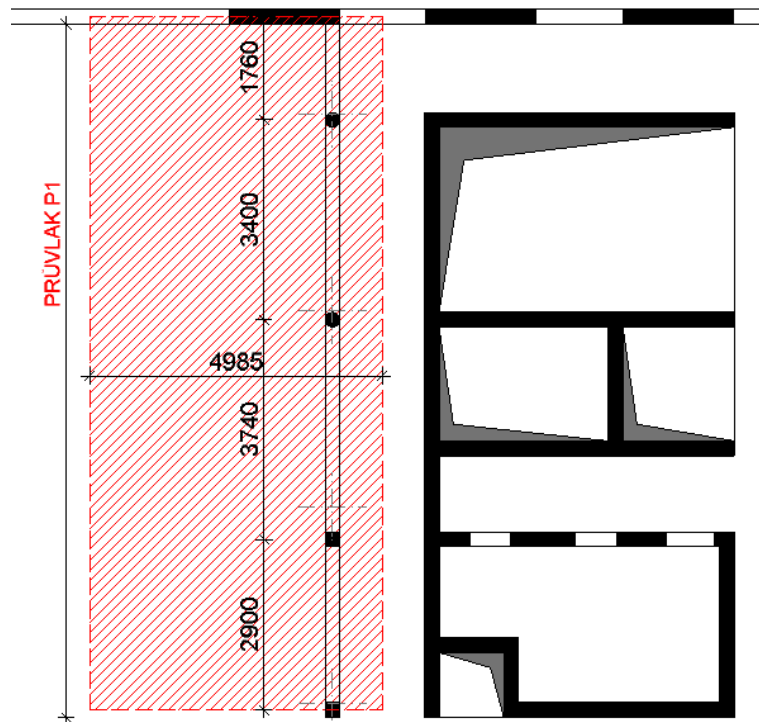


Obrázek 31: Vyznačení navrhovaných průvlaků P1, P2 a stěnového nosníku v úrovni 1.NP



3.5.1 Průvlak P1 na ose 4a

Průvlak P1 s rozponem 3,74m se nachází na ose 4a mezi osami J-M. Na průvlak je uvažována zatěžovací šířka 4,985m.



Obrázek 32: Vyznačení rozpětí průvlaku P1 a jeho zatěžovací šířky

Maximální rozpon průvlaku: $L = 3740 \text{ mm}$

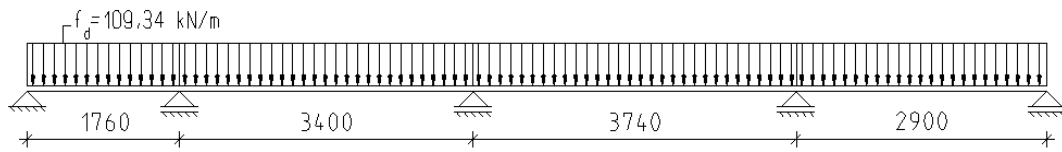
$$h = \frac{L}{12} \div \frac{L}{8} = \frac{3740}{12} \div \frac{3740}{8} = 311 \div 467 = 450 \text{ mm}$$

$$b = (0,4 \div 0,5)h = (0,4 \div 0,5)450 = 180 \div 225 = 250 \text{ mm}$$

→ návrh průvlaku: $h = 450 \text{ mm}$
 $b = 250 \text{ mm}$

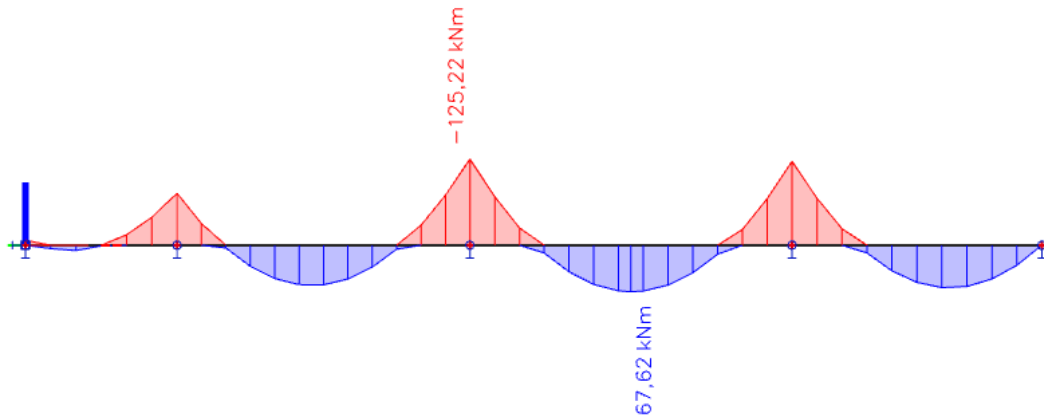
➤ Zatížení na průvlak P1

		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m]	Charakteristické [kN/m]	γ [-]	Návrhové [kN/m]
Stálé								
P03		1,67	1	1,67	4,985	8,32	1,35	11,24
Deska D0.1	25*0,3=	7,5	1	7,5	4,985	37,39	1,35	50,47
Průvlak P1	0,15*0,25*25=	0,94	1	-	-	0,94	1,35	1,27
Proměnné								
1.NP		5	1	5	4,985	24,93	1,5	37,39
Příčky		1,2	1	1,2	4,985	5,98	1,5	8,97
Celkem:						77,56		109,34

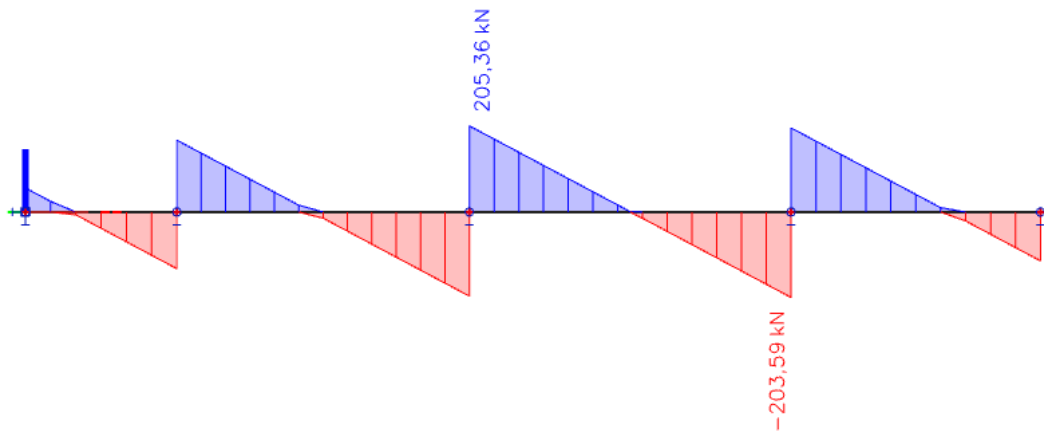


Vnitřní síly:

Maximální moment $M_{Ed} = -125,22 \text{ kNm}$

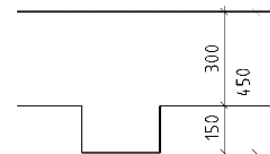


Maximální posouvající síla $V_{Ed} = 205,36 \text{ kN}$



Staticky účinná výška průřezu:

- předpokládaný profil nosné výztuže $\varnothing = 14 \text{ mm}$
- předpokládaný profil třmínků $\varnothing_{sw} = 8 \text{ mm}$



$$h_p = h_t - c - \varnothing_{sw} - \frac{\varnothing}{2} = 450 - 30 - 8 - \frac{14}{2} = 405 \text{ mm}$$



- poměrný ohybový moment

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{125,22 \cdot 10^6}{250 \cdot 405^2 \cdot 20} = 0,153 \rightarrow \text{z tabulek[15]} \xi = 0,204$$

$$\xi = 0,204 < \xi_{max} = 0,45 \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Ověření stupně vyztužení:

- z tabulek[15] $\rightarrow \zeta = 0,918$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{Ed,max}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}}}{b \cdot d} \leq \rho_{s,max}$$

$$A_{s,rqd} = \frac{125,22 \cdot 10^6}{0,918 \cdot 405 \cdot 435} = 794,26 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{794,26}{250 \cdot 405} = 0,0078$$

$$\rho_{s,rqd} = 0,0078 < \rho_{s,max} = 0,04 \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Ověření tlakové diagonály:

$$V_{Rd,max} = b \cdot v \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \geq V_{Ed,max}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$V_{Rd,max} = 250 \cdot 0,528 \cdot 0,918 \cdot 405 \cdot 20 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 453,012 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 453,012 \text{ kN} \geq V_{Ed,max} = 205,36 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$



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

$\kappa_{c1} = 1$ obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = 1$ rozpětí desky $L < 7,0$ m

$$\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} = 1,2 \text{ odhad součinitele napětí tahové výztuže}$$

$\lambda_{d, tab} = 30$ – vnitřní pole spojitého nosníku

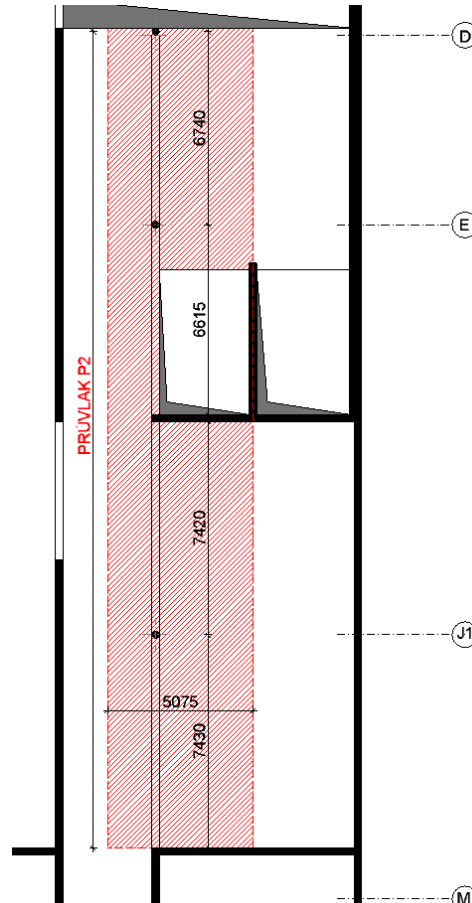
$$\lambda_d = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 30 = 36$$

$$\lambda = \frac{l}{d} = \frac{3470}{405} = 8,57$$

$\lambda_d = 36 \geq \lambda = 8,57 \rightarrow$ **VYHOVUJE**

3.5.2 Průvlak P2 na ose 14

Navrhovaný průvlak P2 s rozponem 7,43m se nachází na ose 14 mezi osami D-M. Na průvlak je uvažována zatěžovací šířka 5,075m.



Obrázek 33: Vyznačení rozpětí průvlaku P2 a jeho zatěžovací šířka



Maximální rozpon průvlnaku: $L = 7430 \text{ mm}$

$$h = \frac{L}{12} \div \frac{L}{8} = \frac{7430}{12} \div \frac{7430}{8} = 619 \div 928 = 750 \text{ mm}$$

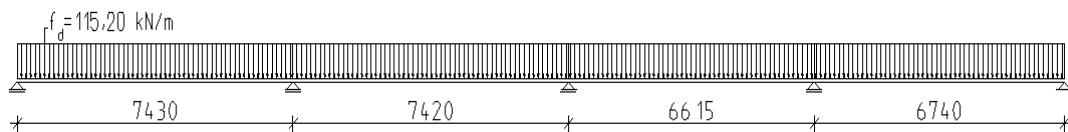
$$b = (0,4 \div 0,5)h = (0,4 \div 0,5)750 = 300 \div 375 = 300 \text{ mm}$$

→ návrh průvlnaku: $h = 750 \text{ mm}$

$b = 300 \text{ mm}$

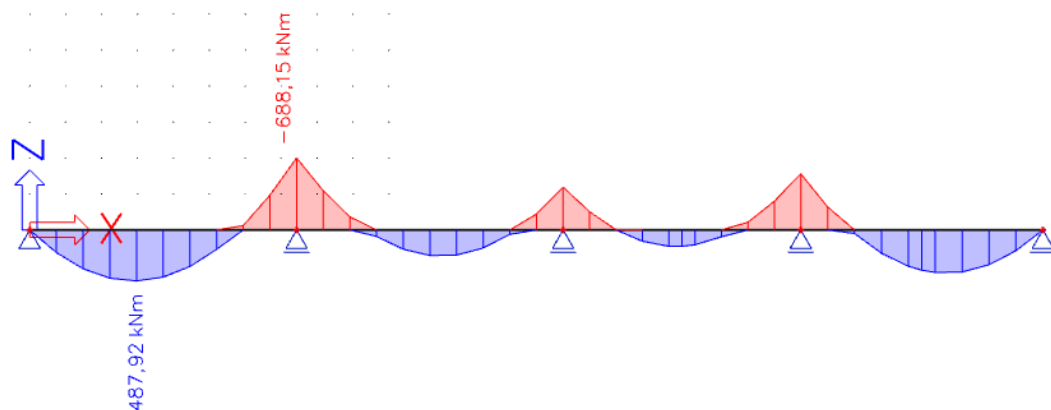
➤ Zatížení na průvlnak P2

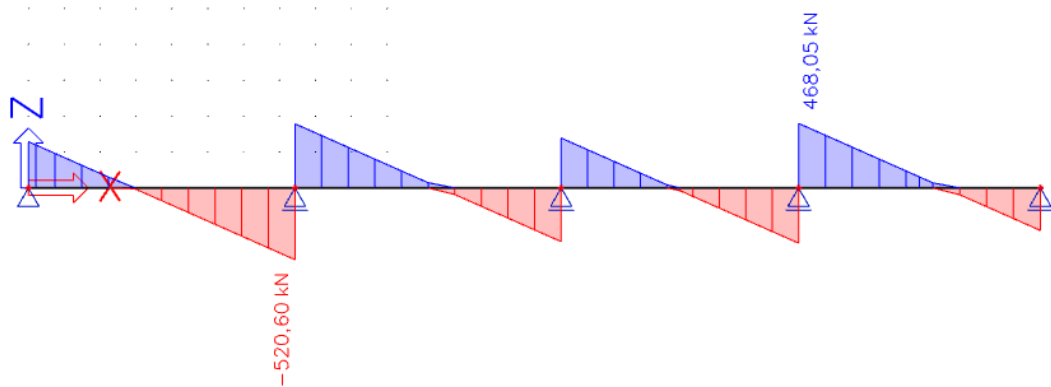
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m]	Charakteristické [kN/m]	γ [-]	Návrhové [kN/m]
Stálé								
P04		1,76	1	1,76	5,075	8,93	1,35	12,06
Deska D0.1	25*0,3=	7,5	1	7,5	5,075	38,06	1,35	51,38
Průvlnak P2	0,45*0,3*25=	3,38	1	-	-	3,38	1,35	4,56
Proměnné								
1.NP		5	1	5	5,075	25,38	1,5	38,06
Příčky		1,2	1	1,2	5,075	6,09	1,5	9,14
Celkem:						81,83		115,20



Vnitřní síly:

Maximální moment $M_{Ed} = -688,15 \text{ kNm}$

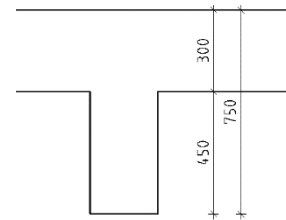




Staticky účinná výška průřezu:

- předpokládaný profil nosné výztuže $\varnothing = 14 \text{ mm}$
- předpokládaný profil třmínek $\varnothing_{sw} = 8 \text{ mm}$

$$h_p = h_t - c - \varnothing_{sw} - \frac{\varnothing}{2} = 750 - 30 - 8 - \frac{14}{2} = 705 \text{ mm}$$



Ověření z hlediska ohybového namáhání:

- poměrný ohybový moment

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{688,15 \cdot 10^6}{300 \cdot 705^2 \cdot 20} = 0,231 \rightarrow \text{z tabulek[15]} \xi = 0,331$$

$$\xi = 0,331 < \xi_{max} = 0,45 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Ověření stupně vyztužení:

- z tabulek[15] $\rightarrow \zeta = 0,867$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{Ed,max}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}}}{b \cdot d} \leq \rho_{s,max}$$

$$A_{s,rqd} = \frac{688,15 \cdot 10^6}{0,867 \cdot 705 \cdot 435} = 2588,13 \text{ mm}^2$$



$$\rho_{s,req} = \frac{2588,13}{300 \cdot 705} = 0,012$$

$$\rho_{s,req} = 0,012 < \rho_{s,max} = 0,04 \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Ověření tlakové diagonály:

$$V_{Rd,max} = b \cdot v \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot \theta^2} \geq V_{Ed,max}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$V_{Rd,max} = 300 \cdot 0,528 \cdot 0,867 \cdot 705 \cdot 20 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 893,72 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 893,72 \text{ kN} \geq V_{Ed,max} = 520,6 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Ověření průhybu:

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

$\kappa_{c1} = 1$ obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = 1$ rozpětí desky $L < 7,0$ m

$$\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} = 1,2 \text{ odhad součinitele napětí tahové výztuže}$$

$\lambda_{d,tab} = 30$ – vnitřní pole spojitého nosníku

$$\lambda_d = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 30 = 36$$

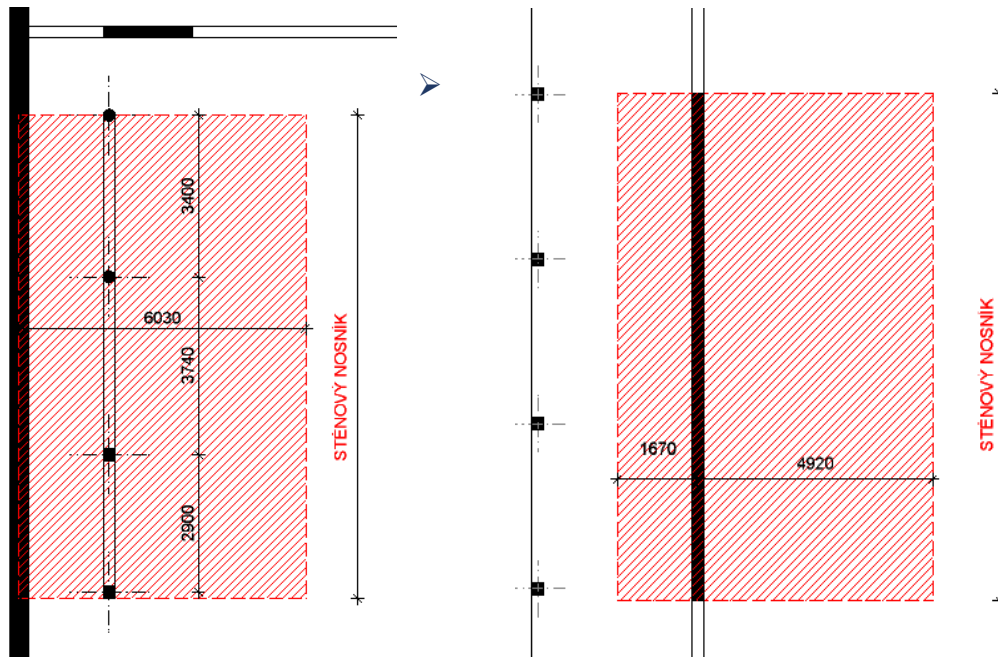
$$\lambda = \frac{l}{d} = \frac{7430}{705} = 10,54$$

$$\lambda_d = 36 \geq \lambda = 10,54 \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$



3.5.3 Stěnový nosník na ose 2

Stěnový nosník s rozponem 3,74m se nachází na ose 2 mezi osami J-M. Na stěnový nosník je uvažováno zatížení z 1.NP se zatěžovací šířkou 6,03m a zatížení z 2.NP se zatěžovací šířkou 1,67m pro balkonovou část a zatěžovací šířkou 4,92m pro ubytovací část. Orientačně budou posouzeny rozměry podpor stěnového nosníku. Zatížení od dřevostavby je vzhledem k poměrně malému zatížení (viz Statická část – dřevěné konstrukce, Statický výpočet) pro zjednodušení pro předběžný návrh zanedbáno. Bude zaneseno do 3D modelu.



Obrázek 34: Vyznačení rozpětí stěnového nosníku a jeho zatěžovací šířky a) v úrovni 1.NP a za b) v úrovni 2.NP

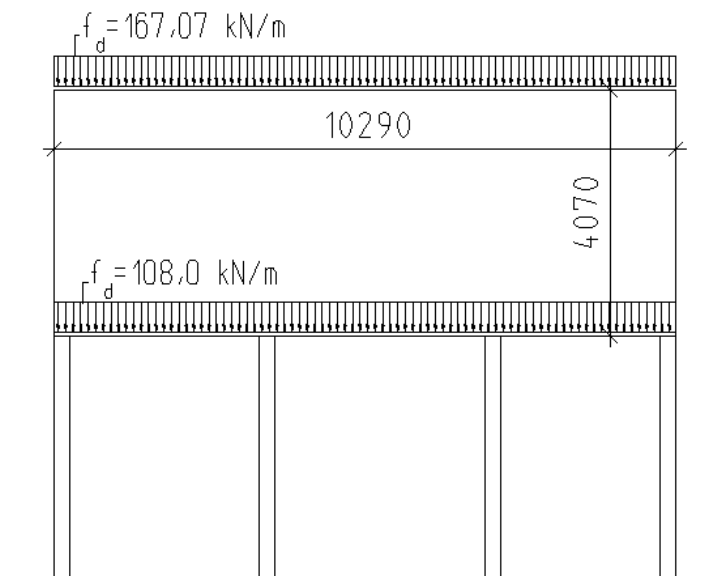
➤ Zatížení na stěnový nosník

Zatížení vlastní tíhou desky nad 1.NP je sníženo odhadem o 30 % z důvodu vylehčení desky.

ZATÍŽENÍ NA STĚNOVÝ NOSNÍK - deska nad 1.PP								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m]	Charakteristické [kN/m]	γ [-]	Návrhové [kN/m]
Stálé								
PO4		1,67	1	1,67	6,03	10,07	1,35	13,59
Deska DO.1	25*0,3=	7,5	1	7,5	6,03	45,23	1,35	61,05
St. nosník	0,25*4,07*25=	25,44	1	-	-	25,44	1,35	34,34
Proměnné								
1.NP		5	1	5	6,03	30,15	1,5	45,23
Příčky		1,2	1	1,2	6,03	7,24	1,5	10,85
Celkem:						118,12		165,07



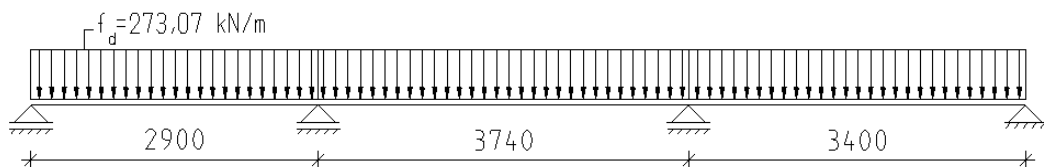
ZATÍŽENÍ NA STĚNOVÝ NOSNÍK - deska nad 1.NP								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m]	Charakteristické [kN/m]	γ [-]	Návrhové [kN/m]
Stálé								
P05		0,6	1	0,6	4,92	2,95	1,35	3,99
B02		1,34	1	1,34	1,67	2,24	1,35	3,02
Deska D1.6	25*0,16=	4	1	4	1,67	6,68	1,35	9,02
Deska D1.1	25*0,46*0,7=	8,05	1	8,05	4,92	39,61	1,35	53,47
Proměnné								
2.NP		3	1	3	4,92	14,76	1,5	22,14
Balkon B02		3	1	3	1,67	5,01	1,5	7,52
Příčky		1,2	1	1,2	4,92	5,90	1,5	8,86
Celkem:						77,15		108,00



Z podmínky [30] $\rightarrow \frac{h}{l} = \frac{4,07}{3,74} = 1,09 \geq 0,4$ pro spojitě nosníky, lze považovat nosník za stěnový nosník.

Výpočetní schéma:

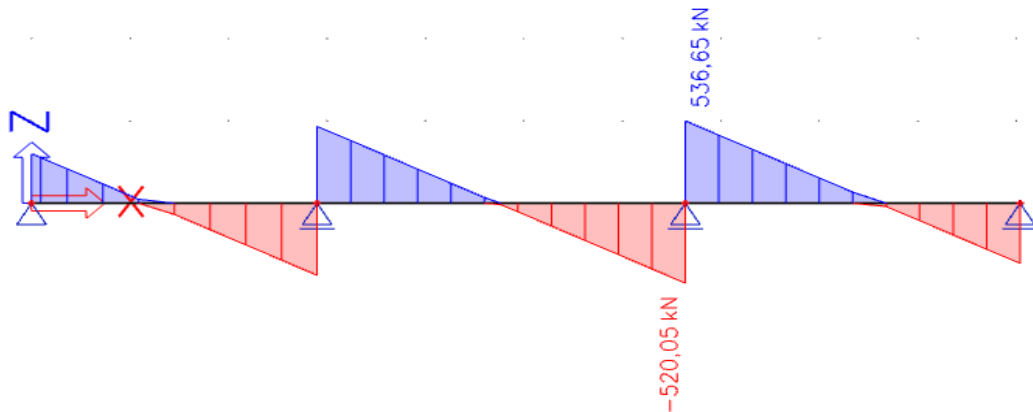
$$f_d = f_{d1} + f_{d2} = 165,07 + 108,0 = 273,07 \text{ kN/m}$$





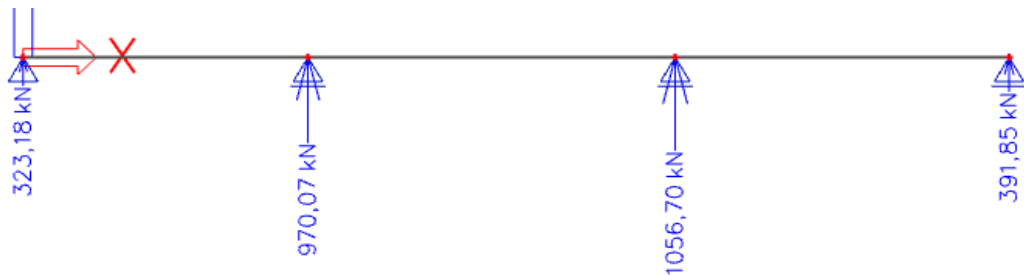
Vnitřní síly:

Maximální posouvající síla $V_{Ed} = 536,65 \text{ kN}$



Reakce:

Maximální reakce $A_{Ed} = 1056,70 \text{ kN}$



Ověření rozměrů podpor stěnového nosníku [30]:

Ověření nosníku nad podporou:

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

$$V_{Rd} = 0,10 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd} = 0,10 \cdot 250 \cdot 4070 \cdot 20 = 2035,0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 536,65 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 2035,0 \text{ kN} - \text{VYHOVUJE}$$

Ověření v patě podpory nosníku:

- Ve vnitřní podpoře

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

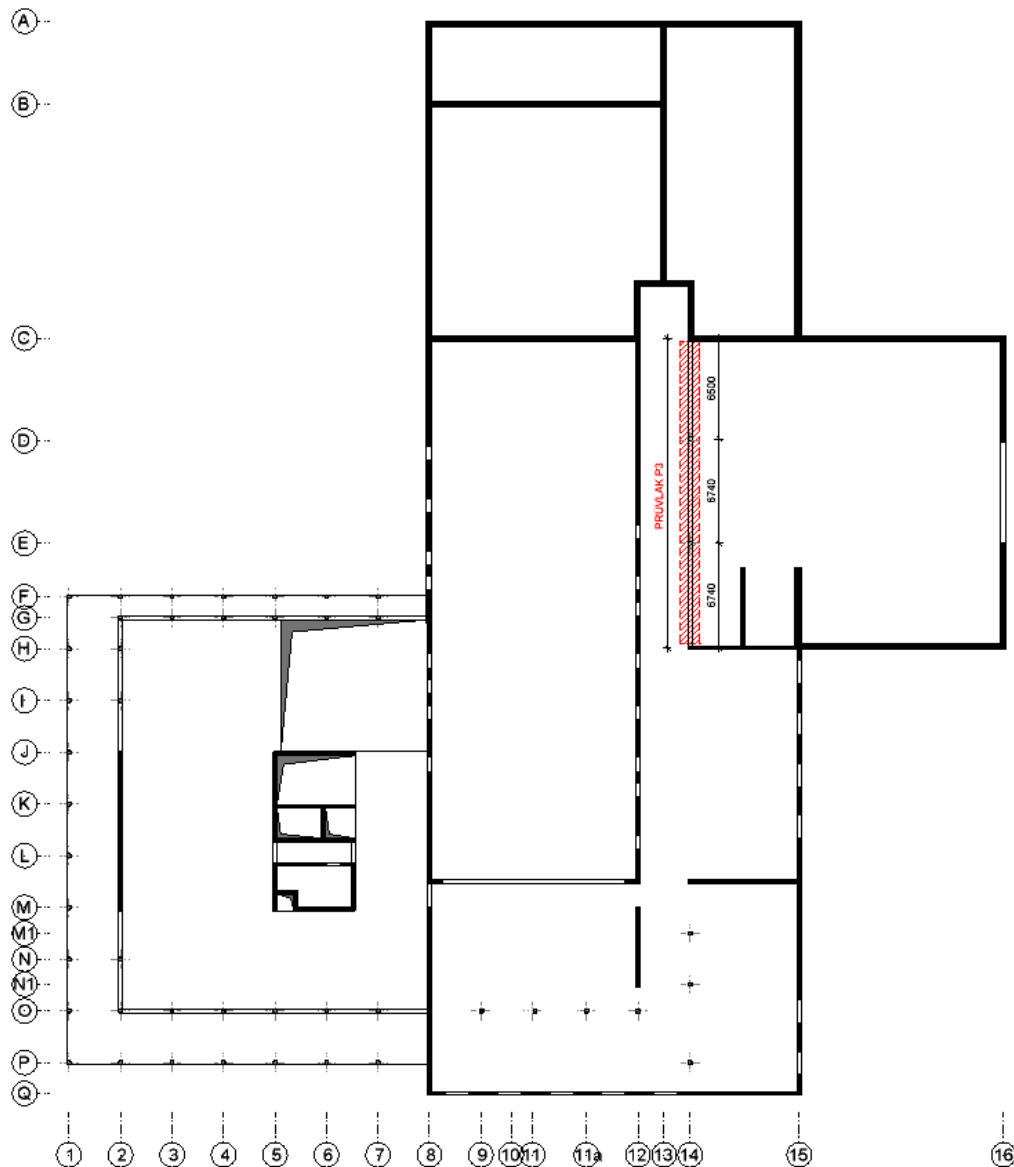
$$1282,65 \leq 1,2 \cdot 250 \cdot (250 + 2 \cdot 0) \cdot 20 = 1500 \text{ kN}$$

$$A_{Ed} = 1056,70 \text{ kN} \leq 1500 \text{ kN} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



3.5.4 Průvlak P3 na ose 14

Průvlak P3 resp. stěnový nosník s rozponem 6,74m se nachází na ose 14 mezi osami C-H.



Obrázek 35: Vyznačení navrhovaných průvlaků P3 v úrovni 2.NP

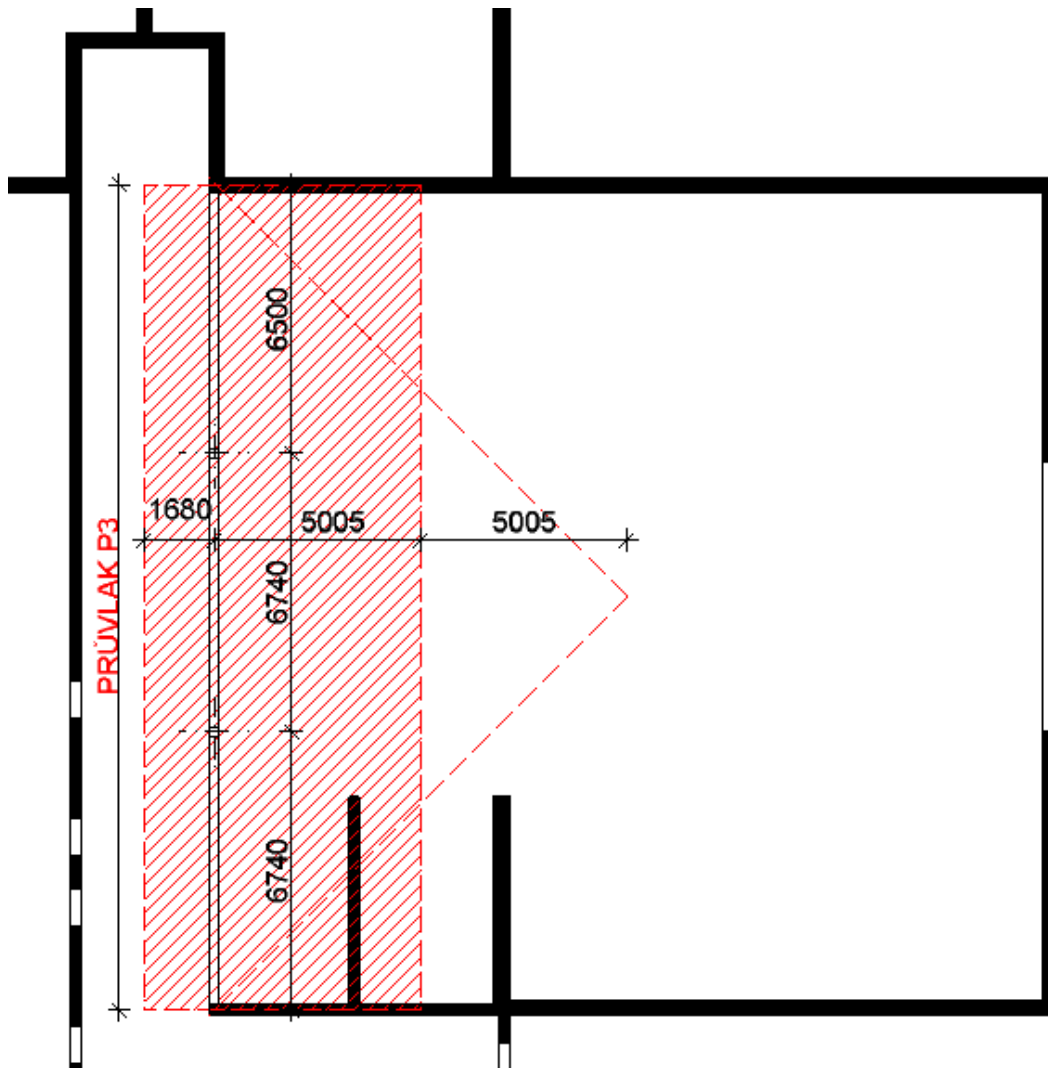
Maximální rozpon průvlaku: $L = 6740\text{mm}$

$$h = \frac{L}{12} \div \frac{L}{8} = \frac{6740}{12} \div \frac{6740}{8} = 561 \div 843 = 600\text{mm}$$

$$b = (0,4 \div 0,5)h = (0,4 \div 0,5)750 = 240 \div 300 = 300\text{mm}$$

Výška průvlaku 2000 mm je dána výškou stropních desek a empirie je zcela vyhovující.

→ návrh průvlaku: $h = 2000\text{ mm}$
 $b = 250\text{ mm}$



Obrázek 36: Vyznačení rozpětí průvlatu P3 a jeho zatěžovací šířky

Zatížení na průvlak P3

Předpokladem je, že střešní konstrukce, kterou je průvlak zatížen, je vetknuta po všech čtyřech stranách do ŽB stěn. Pro výpočet byla uvažována příslušná trojúhelníková zatěžovací plocha, která je zjednodušená na rovnoměrnou zatěžovací šířku 5,005m. Vlastní tíha vylehčené desky nad garáží je zredukována – snížena – odhadem o 30 %. Vzhledem k velkému stálému zatížení desky nad kanceláři byla tíha vylehčené desky v této části taktéž snížena o 30 %. Pokud by zde byly ponechány zjednodušeně tíhy plných desek jako v předchozích případech a zatěžovací šířka jako polovina rozpětí desky, mohly by vzhledem k velikosti zatížení v této části vycházet příliš neekonomické výsledky.

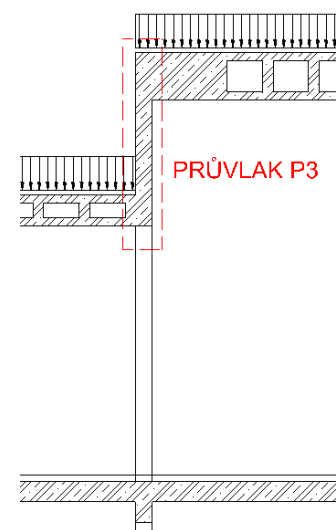


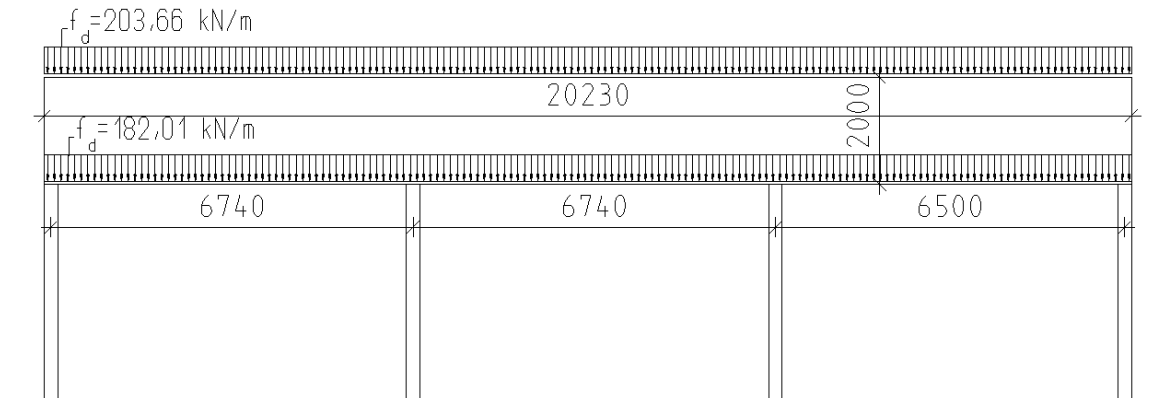
ZATÍŽENÍ NA PRŮVLAK P3 - deska nad kanceláři								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m]	Charakteristické [kN/m]	γ [-]	Návrhové [kN/m]
Stálé								
Deska D1.1	25*0,46*0,7=	8,05	1	8,05	1,68	13,52	1,35	18,26
Střecha		62,63	1	62,63	1,68	105,22	1,35	142,04
Průvlak P3	0,25*0,84*25=	5,25	1	-	-	5,25	1,35	7,09
Proměnné								
Užitné		5	1	5	1,68	8,40	1,5	12,60
Sníh		0,8	1	0,8	1,68	1,34	1,5	2,02
Celkem:						133,74		182,01

ZATÍŽENÍ NA PRŮVLAK P3 - deska nad garáží								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m]	Charakteristické [kN/m]	γ [-]	Návrhové [kN/m]
Stálé								
Deska D1.4	25*0,7*0,7=	12,25	1	12,25	5,01	61,37	1,35	82,85
Střecha		16,14	1	16,14	5,01	80,86	1,35	109,16
Proměnné								
Užitné		0,75	1	0,75	5,01	3,76	1,5	5,64
Sníh		0,8	1	0,8	5,01	4,01	1,5	6,01
Celkem:						150,00		203,66

Vzhledem k charakteru a geometrii nosníku bude ověřeno, zda se jedná o stěnový nosník.

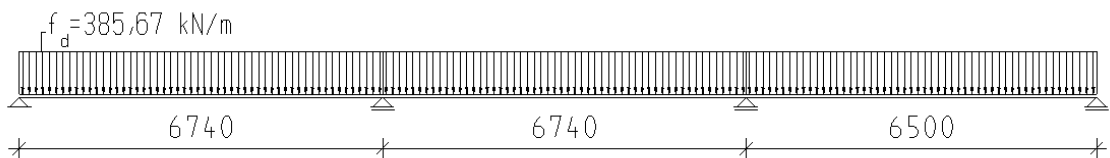
Z podmínky [30] $\rightarrow \frac{h}{l} = \frac{2,0}{6,74} = 0,3 \leq 0,4$ pro spojitě nosníky, kdy je poměr výšky a délky pole nosníku menší než 0,4, se nejedná přímo o stěnový nosník. Vzhledem k poměru stran blízkému pro stěnové nosníky bude průvlak P3 bude ověřen jako obyčejný průvlak i jako stěnový nosník.





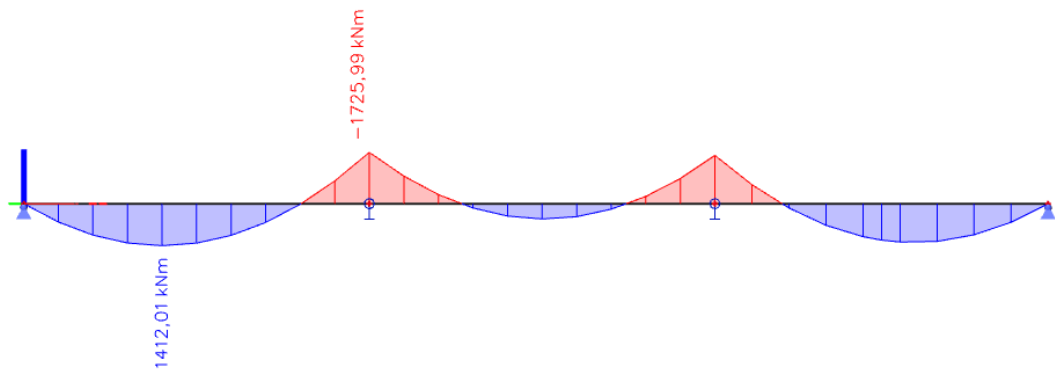
Výpočetní schéma:

$$f_d = f_{d1} + f_{d2} = 182,01 + 203,66 = 385,67 \text{ kN/m}$$

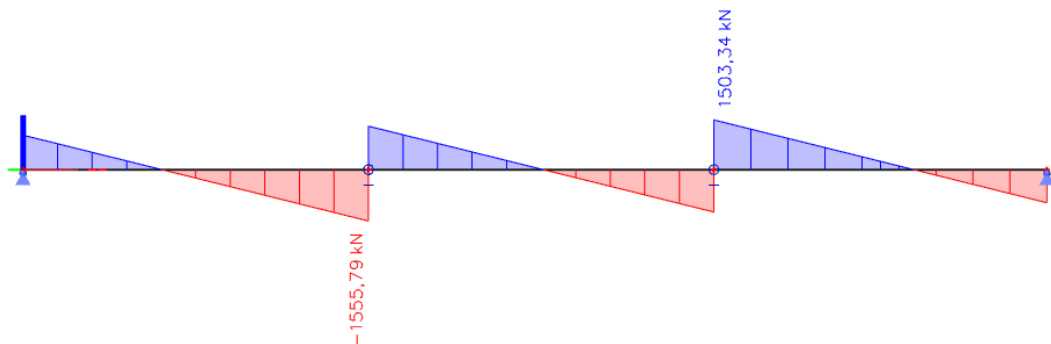


Vnitřní síly:

Maximální moment $M_{Ed} = 1725,99 \text{ kNm}$



Maximální posouvající síla $V_{Ed} = 1555,79 \text{ kN}$





Statically effective height of the section:

- předpokládaný profil nosné výztuže $\varnothing = 14 \text{ mm}$
- předpokládaný profil třmínků $\varnothing_{sw} = 8 \text{ mm}$

$$h_p = h_t - c - \varnothing_{sw} - \frac{\varnothing}{2} = 2000 - 30 - 8 - \frac{14}{2} = 1955 \text{ mm}$$

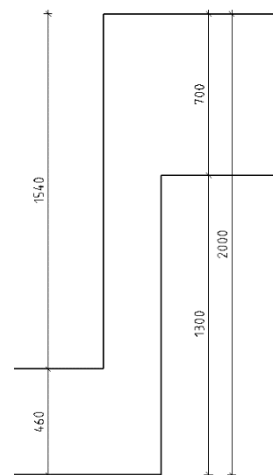
Ověření z hlediska ohybového namáhání:

- poměrný ohybový moment

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1725,99 \cdot 10^6}{250 \cdot 1955^2 \cdot 20} = 0,09$$

\rightarrow z tabulek[15] $\xi = 0,118$

$$\xi = 0,118 < \xi_{max} = 0,45 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Ověření stupně vyztužení:

- z tabulek[15] $\rightarrow \zeta = 0,953$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{Ed,max}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}}}{b \cdot d} \leq \rho_{s,max}$$

$$A_{s,rqd} = \frac{1725,99 \cdot 10^6}{0,953 \cdot 1955 \cdot 435} = 2129,66 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{2129,66}{250 \cdot 1955} = 0,0044$$

$$\rho_{s,rqd} = 0,0044 < \rho_{s,max} = 0,04 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Ověření tlakové diagonály:

$$V_{Rd,max} = b \cdot v \cdot \zeta \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \geq V_{Ed,max}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$V_{Rd,max} = 250 \cdot 0,528 \cdot 0,953 \cdot 1955 \cdot 20 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 2270,13 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 2270,13 \text{ kN} \geq V_{Ed,max} = 1555,79 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Ověření průhybu:

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

$\kappa_{c1} = 1$ obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = 1$ rozpětí desky $L < 7,0$ m

$\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} = 1,0$ odhad součinitele napětí tahové výztuže

$\lambda_{d,tab} = 30$ – vnitřní pole spojitého nosníku

$$\lambda_d = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = 1 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 30 = 30$$

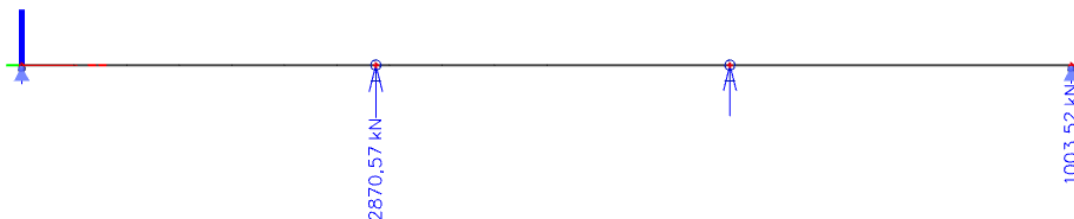
$$\lambda = \frac{l}{d} = \frac{6740}{1955} = 3,45$$

$$\lambda_d = 30 \geq \lambda = 3,45 \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

➤ Stěnový nosník

Reakce:

Maximální reakce $A_{Ed} = 2870,57 \text{ kN}$





Ověření nosníku nad podporou:

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

$$V_{Rd} = 0,10 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd} = 0,10 \cdot 250 \cdot 6740 \cdot 20 = 3370,0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1555,79 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 3370,0 \text{ kN} - \mathbf{VYHOVUJE}$$

Ověření v patě podpory nosníku:

- Ve vnitřní podpoře

$$A_{Ed} \leq 1,2 \cdot (\pi r^2 + 2 \cdot d) \cdot f_{cd}$$

$$2870,57 \leq 1,2 \cdot (\pi \cdot 125^2 + 2 \cdot 0) \cdot 20 = 1178,10 \text{ kN}$$

$$A_{Ed} = 2870,57 \text{ kN} \leq 1178,10 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{NEVYHOVUJE}$$

Kruhový sloup o průměru 250 mm nevyhovuje, proto bude zvolen nový rozměr sloupů podpírající průvlak P3. Nové sloupy budou obdélníkové o rozměrech 250x500 mm.

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

$$2870,57 \leq 1,2 \cdot 250 \cdot (500 + 2 \cdot 0) \cdot 20 = 3000 \text{ kN}$$

$$A_{Ed} = 2870,57 \text{ kN} \leq 3000 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Závěr:

Pro předběžný návrh byly vybrány a ověřeny nosníky (průvlaky) s největším rozpětím, které budou patrně nejvíce namáhané. Ostatní rozměry průvlaků a nosníků budou navrženy dle požadavků velikosti okenních a dveřních otvorů.



3.6 Předběžný návrh a ověření sloupů

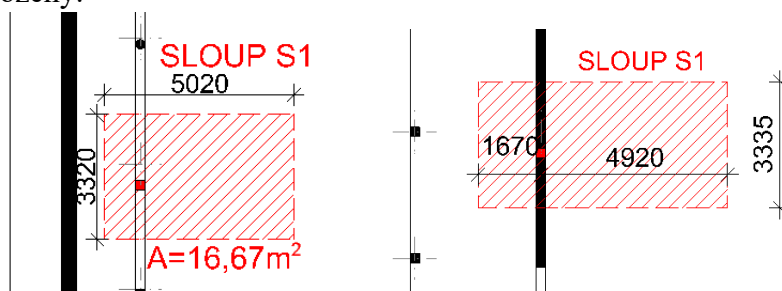


Obrázek 37: Vyznačení navrhovaných sloupů S1, S2, S3 a S4 v 1.PP

3.6.1 Sloup S1 na ose L-2

Návrh je proveden pro sloup v 1.PP poblíž průsečíku os L-2. Návrh je předběžně proveden pro centrický tlak v patě sloupu.

Zatížení na sloup je uvažováno v 1.NP zatěžovací plochou 16,67m² a pro 2.NP zatěžovací plochou 5,57m² pro balkonovou část a zatěžovací plochou 16,41m² pro ubytovací část. Zatížení od dřevostavby je vzhledem k poměrně malému zatížení (viz Statická část – dřevěné konstrukce, Statický výpočet) pro zjednodušení pro předběžný návrh zanedbáno. Bude zaneseno do 3D modelu. Osamělá břemena od sloupů dřevostavby budou navíc roznášena dřevěnými hranoly, na kterých budou uloženy.



Obrázek 38: Zatěžovací plochy na sloup S1 a) v 1.NP a za b) ve 2.NP



ZATÍŽENÍ V PATĚ SLOUPU S1								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m ²]	Charakteristické [kN]	γ [-]	Návrhové [kN]
Stálé								
P03		1,67	1	1,67	16,67	27,84	1,35	37,58
Deska D0.1	25*0,3=	7,5	1	7,5	16,67	125,03	1,35	168,78
P06		0,92	1	0,92	16,41	15,10	1,35	20,38
Deska D1.1	25*0,46*0,7=	8,05	1	8,05	16,41	132,09	1,35	178,32
Sloup S1	0,25*0,25*4,22*25	6,59	2	-	-	6,59	1,35	8,90
Proměnné								
1.NP		5	1	5	16,67	83,35	1,5	125,03
2.NP		2	1	2	16,41	32,82	1,5	49,22
Balkon B02		3	1	3	5,57	16,71	1,5	25,06
Příčky		1,2	1	1,2	33,08	39,70	1,5	59,54
Celkem:						479,21		672,82

Maximální síla v patě sloupu: $N_{Ed, max} = 672,82 \text{ kN}$

Předpokládané rozměry sloupu: $A_c = 250 \times 250 \text{ mm}$

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

- Normálová únosnost sloupu (z přibližného vztahu pro dostředný tlak) → výpočet vychází z normálového zatížení v patě sloupu $N_{Rd} = N_{Ed}$ → kontrola stupně vyztužení

A_c plocha sloupu [m²]

A_s plocha výztuže [m²]

ρ stupeň vyztužení [%]

σ_s max. napětí ve výztuži → $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s = 200 \cdot 10^3 \cdot 0,002 = 400 \text{ MPa}$

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

$$A_{c,req} \geq \frac{N_{Ed}}{0,8 \cdot f_{cd} + \sigma_s \cdot \rho} = \frac{672,82 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 + 400 \cdot 0,015} = 30582,73 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 250 \cdot 250 = 62500 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,req} = 30582,73 \text{ mm}^2 < A_c = 62500 \text{ mm}^2 - \text{vyhovuje}$$

→ návrh sloupu: $h = 250 \text{ mm}$

$b = 250 \text{ mm}$

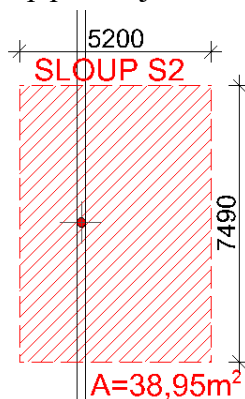


Sloup s rozměry 250x250mm pro centrický tlak vyhovuje. Protlačení desky není v tomto místě posuzováno vzhledem k tomu, že sloup se nachází pod stěnovým nosíkem.

3.6.2 Sloup S2 na ose J1-14

Návrh je proveden pro kruhový sloup v 1.PP na osách J1-14. Návrh je předběžně proveden pro centrický tlak v patě sloupu.

Zatížení na sloup je uvažováno zjednodušeně v každém patře se zatěžovací plochou na sloup 38,95m². Na sloup působí jak stálé, tak proměnné zatížení z 1.NP.



Obrázek 39: Zatěžovací plocha na sloup S2 v 1.NP

ZATÍŽENÍ V PATĚ SLOUPU S2								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m ²]	Charakteristické [kN]	γ [-]	Návrhové [kN]
Stálé								
P04		1,76	1	1,76	38,95	68,55	1,35	92,55
Deska D0.1	25*0,3=	7,5	1	7,5	38,95	292,13	1,35	394,37
VI. Tíha S2	0,125 ² *π*4,22*25=	5,18	2	-	-	5,18	1,35	6,99
Proměnné								
1.NP		3	1	3	38,95	116,85	1,5	175,28
Příčky		1,2	1	1,2	38,95	46,74	1,5	70,11
Celkem:						529,45		739,29

Maximální síla v patě sloupu: $N_{Ed, max} = 739,29 \text{ kN}$

Předpokládané rozměry sloupu: $\varnothing = 250 \text{ mm}$

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

- Normálová únosnost sloupu (z přibližného vztahu pro střední tlak) → výpočet vychází z normálového zatížení v patě sloupu $N_{Rd} = N_{Ed}$ → kontrola stupně vyztužení



A_c plocha sloupu [mm^2]

A_s plocha výztuže [mm^2]

ρ stupeň vyztužení [%]

σ_s max. napětí ve výztuži $\rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s = 200 \cdot 10^3 \cdot 0,002 = 400 MPa$

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

$$A_{c,req} \geq \frac{N_{Ed}}{0,8 \cdot f_{cd} + \sigma_s \cdot \rho} = \frac{739,29 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 + 400 \cdot 0,015} = 7700,94 \text{ mm}^2$$

$$A_c = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot 125^2 = 49087,39 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,req} = 7700,94 \text{ mm}^2 < A_c = 49087,39 \text{ mm}^2 - \text{vyhovuje}$$

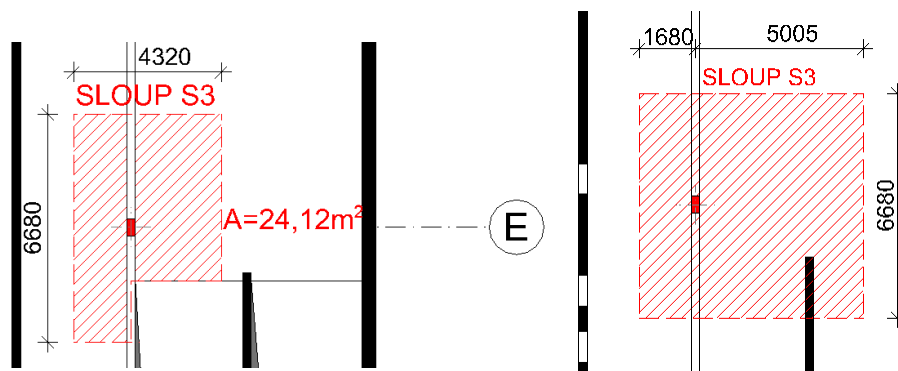
\rightarrow návrh sloupu: $\boxed{\varnothing = 250 \text{ mm}}$

Sloup o průměru 250 mm pro centrický tlak vyhovuje. Protlačení desky není v tomto místě posuzováno vzhledem k tomu, že sloup se nachází pod průvlakem P2.

3.6.3 Sloup S3 na ose E-14

Návrh je proveden pro sloup v 1.NP na osách E-14. Návrh je předběžně proveden pro centrický tlak v patě sloupu.

Zatížení na sloup je uvažováno v 1.NP zatěžovací plochou 24,12m² a pro zatížení od střechy se zatěžovací plochou 11,22m² pro střechu nad kanceláři a zatěžovací plochou 33,43m² pro část střechy nad garáží. Vlastní tíha desek v úrovni střech byla snížena odhadem o 30 % z důvodu vylehčených desek.



Obrázek 40: Zatěžovací plochy na sloup S3 a) v 1.NP a za b) v 2.NP



ZATÍŽENÍ V PATĚ SLOUPU S3								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m ²]	Charakteristické [kN]	γ [-]	Návrhové [kN]
Stálé								
P01		2,65	1	2,65	24,12	63,92	1,35	86,29
S02		16,14	1	16,14	44,65	720,65	1,35	972,88
Deska D0.1	25*0,3=	7,5	1	7,5	24,12	180,90	1,35	244,22
Deska D1.4	25*0,7*0,7=	12,25	1	12,25	33,43	409,52	1,35	552,85
Deska D1.1	25*0,46*0,7=	8,05	1	8,05	11,22	90,32	1,35	121,93
Průvlak P3	25*0,84=	21		21	1,67	35,07	1,35	47,34
Sloup S3	0,25*0,5*4,22*25	6,59	2	-	-	13,19	1,35	17,80
Proměnné								
1.NP		5	1	5	24,12	120,60	1,5	180,90
Garáže		0,8	1	0,8	33,43	26,74	1,5	40,12
Kanceláře		5	1	5	11,22	56,10	1,5	84,15
Celkem:						1717,01		2348,48

Maximální síla v patě sloupu: $N_{Ed, max} = 2348,48 \text{ kN}$

Předpokládané rozměry sloupu: $A_c = 250 \times 500 \text{ mm}$

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

- Normálová únosnost sloupu (z přibližného vztahu pro dostředný tlak) → výpočet vychází z normálového zatížení v patě sloupu $N_{Rd} = N_{Ed}$ → kontrola stupně vyztužení

A_c plocha sloupu [m²]

A_s plocha výztuže [m²]

ρ stupeň vyztužení [%]

σ_s max. napětí ve výztuži → $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s = 200 \cdot 10^3 \cdot 0,002 = 400 \text{ MPa}$

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

$$A_{c, req} \geq \frac{N_{Ed}}{0,8 \cdot f_{cd} + \sigma_s \cdot \rho} = \frac{2348,48 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 + 400 \cdot 0,015} = 106749,1 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 250 \cdot 500 = 125000 \text{ mm}^2$$

$$A_{c, req} = 106749,1 \text{ mm}^2 < A_c = 125000 \text{ mm}^2 - \text{vyhovuje}$$



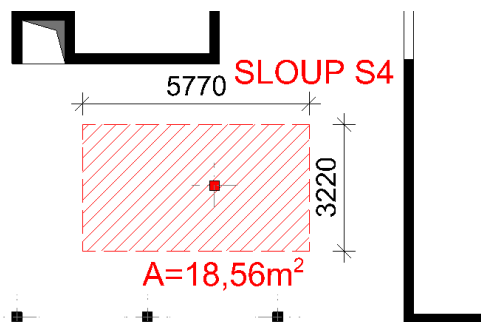
→ návrh sloupu: $h = 500 \text{ mm}$

$b = 250 \text{ mm}$

Sloup o rozměrech 250x500mm pro centrický tlak vyhovuje. Protlačení desky není v tomto místě posuzováno vzhledem k tomu, že sloup se nachází pod průvlakem P3.

3.6.4 Sloup S4 na ose N-6a

U sloupu S4 na ose N-6a bude ověřeno pouze protlačení desky, jelikož do sloupu jde menší zatížení než do sloupu S1 a tak lze předpokládat, že sloup S4 na centrický tlak vyhoví. Posouvající síla v desce bude odhadnuta z plochy $18,56 \text{ m}^2$.



Obrázek 41: Zatěžovací plocha na sloup S4 v 1.NP

➤ Ověření protlačení stropní desky:

Odhad účinné výšky průřezu:

- Předpokládaný profil výztuže v obou směrech $\varnothing = 14 \text{ mm}$

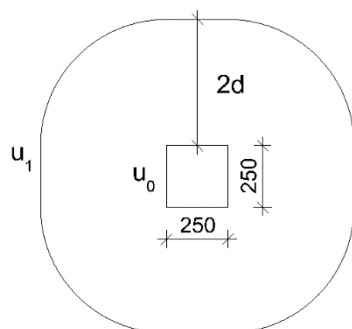
$$d_1 = h_d - c - \frac{\varnothing}{2} = 300 - 30 - \frac{14}{2} = 263 \text{ mm}$$

$$d_2 = h_d - c - \varnothing - \frac{\varnothing}{2} = 300 - 30 - 14 - \frac{14}{2} = 249 \text{ mm}$$

$$d = \frac{d_1 + d_2}{2} = \frac{263 + 249}{2} = 256 \text{ mm}$$



Kontrolovaný obvod:



- Kontrolovaný obvod u_0 v líci podpory
 $u_0 = 2 \cdot (b + h) = 2 \cdot (250 + 250) = 1000\text{mm}$
- Kontrolovaný obvod u_1 ve vzdálenosti $2d$ od líce podpory
 $u_1 = 2 \cdot (b + h) + 2\pi \cdot r = 2 \cdot (250 + 250) + 2 \cdot \pi \cdot 512 = 4217\text{mm}$

Odhad smykové síly v desce:

SMYKOVÁ SÍLA V DESCE								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m ²]	Charakteristické [kN]	γ [-]	Návrhové [kN]
Stálé								
P03		1,67	1	1,67	18,56	31,00	1,35	41,84
Deska D0.1	25*0,3=	7,5	1	7,5	18,56	139,20	1,35	187,92
Proměnné								
1.NP		5	1	5	18,56	92,80	1,5	139,20
Příčky		1,2	1	1,2	18,56	22,27	1,5	33,41
Celkem:						285,27		402,37

Účinek zatížení v kontrolovaných obvodech:

- Odhad součinitele β : $\beta = 1,15 \rightarrow$ vnitřní sloup

$$v_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 402,37 \cdot 10^3}{1000 \cdot 256} = 1,81 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 402,37 \cdot 10^3}{4217 \cdot 256} = 0,43 \text{ MPa}$$



Únosnost tlačené diagonály:

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

$$v_{Rd,max} = 4,22 \text{ MPa} > v_{Ed,0} = 1,81 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Ověření nutnosti výztuže na protlačení:

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq v_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{256}} = 1,88 \leq 2,0 \rightarrow k = 1,88$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lx}} \leq 0,02 \rightarrow \text{odhad stupně vyztužení } \rho_l = 0,005$$

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,88 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 30)^{1/3} = 0,56 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,1} = 0,43 \text{ MPa} \leq v_{Rd,c} = 0,56 \text{ MPa}$$

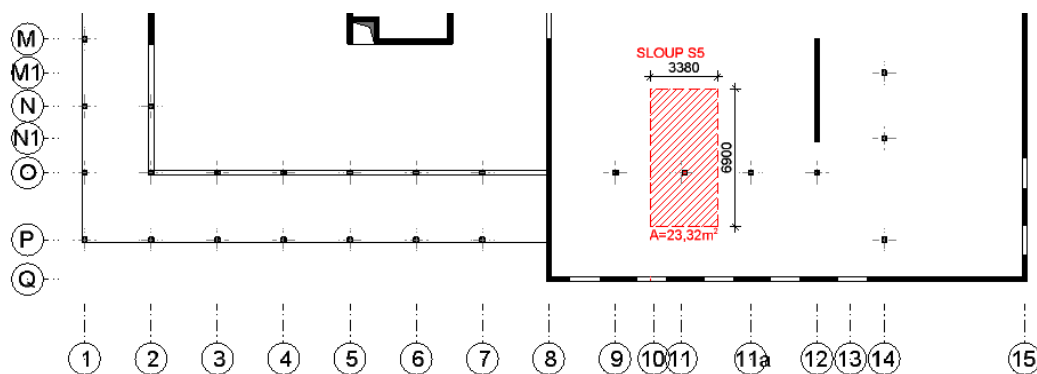
→ **VÝZTUŽ NA PROTLAČENÍ NENÍ NUTNÁ**



3.6.5 Sloup S5 na ose O-11

Návrh je proveden pro sloup v 1.NP poblíž průsečíku os O-11. Návrh je předběžně proveden pro centrický tlak v patě sloupu.

Zatížení na sloup je uvažováno zatěžovací plochou 23,32m².



Obrázek 42: Vyznačení navrhovaného sloupu S5 v 1.NP a jeho zatěžovací plochy

ZATÍŽENÍ V PATĚ SLOUPU S5								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m ²]	Charakteristické [kN]	γ [-]	Návrhové [kN]
Stálé								
S02		16,14	1	16,14	23,32	376,38	1,35	508,12
Deska D1.1	25*0,46*0,7=	8,625	1	8,625	23,32	201,14	1,35	271,53
Sloup S5	0,25*0,25*4,22*25	6,59	2	-	-	6,59	1,35	8,90
Proměnné								
Střecha		5	1	5	23,32	116,60	1,5	174,90
Sníh		0,8	1	0,8	23,32	18,66	1,5	27,98
Celkem:						719,37		991,44

Maximální síla v patě sloupu: $N_{Ed, max} = 991,44 \text{ kN}$

Předpokládané rozměry sloupu: $A_c = 250 \times 250 \text{ mm}$

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

- Normálová únosnost sloupu (z přibližného vztahu pro dostředný tlak) → výpočet vychází z normálového zatížení v patě sloupu $N_{Rd} = N_{Ed}$ → kontrola stupně vyztužení



A_c plocha sloupu [m^2]

A_s plocha výztuže [m^2]

ρ stupeň vyztužení [%]

σ_s max. napětí ve výztuži $\rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s = 200 \cdot 10^3 \cdot 0,002 = 400 \text{ MPa}$

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

$$A_{c,req} \geq \frac{N_{Ed}}{0,8 \cdot f_{cd} + \sigma_s \cdot \rho} = \frac{991,44 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 + 400 \cdot 0,015} = 45065,45 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 250 \cdot 250 = 62500 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,req} = 45065,45 \text{ mm}^2 < A_c = 62500 \text{ mm}^2 - \text{vyhovuje}$$

\rightarrow návrh sloupu: $\boxed{\begin{array}{l} h = 250 \text{ mm} \\ b = 250 \text{ mm} \end{array}}$

➤ Ověření protlačení stropní desky:

Odhad účinné výšky průřezu:

- Předpokládaný profil výztuže v obou směrech $\emptyset = 14 \text{ mm}$

$$d_1 = h_d - c - \frac{\emptyset}{2} = 460 - 30 - \frac{14}{2} = 423 \text{ mm}$$

$$d_2 = h_d - c - \emptyset - \frac{\emptyset}{2} = 460 - 30 - 14 - \frac{14}{2} = 409 \text{ mm}$$

$$d = \frac{d_1 + d_2}{2} = \frac{423 + 409}{2} = 416 \text{ mm}$$

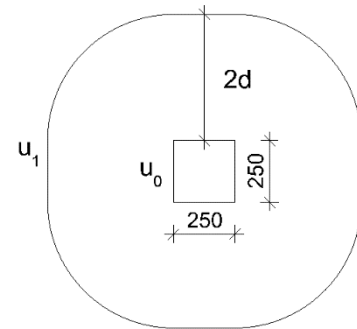


Kontrolovaný obvod:

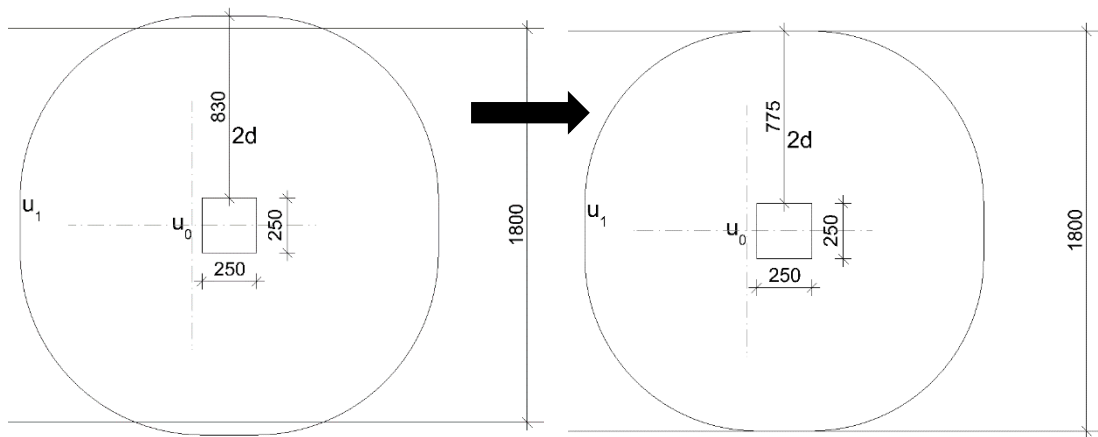
- Kontrolovaný obvod u_0 v líci podpory

$$u_0 = 2 \cdot (b + h) = 2 \cdot (250 + 250) = 1000\text{mm}$$

- Kontrolovaný obvod u_1 ve vzdálenosti $2d$ od líce podpory



Vzhledem k tomu, že v místě sloupu je navržen pruh plné desky šířky 1800 mm, bude kontrolovaný obvod této šířce přizpůsoben, a zmenšen. Nový kontrolovaný obvod je ve vzdálenosti 775mm místo 832mm.



$$u_1 = 2 \cdot (b + h) + 2\pi \cdot r = 2 \cdot (250 + 250) + 2 \cdot \pi \cdot 775 = 5869,47\text{mm}$$

Odhad smykové síly v desce:

SMYKOVÁ SÍLA V DESCE								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m ²]	Charakteristické [kN]	γ [-]	Návrhové [kN]
Stálé								
S02		16,14	1	16,14	23,32	376,38	1,35	508,12
Deska D1.1	25*0,46*0,7=	8,05	1	8,05	23,32	187,73	1,35	253,43
Proměnné								
1.NP		5	1	5	23,32	116,60	1,5	174,90
Celkem:						680,71		936,45



Účinek zatížení v kontrolovaných obvodech:

- Odhad součinitele β : $\beta = 1,15 \rightarrow$ vnitřní sloup

$$v_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 936,45 \cdot 10^3}{1000 \cdot 416} = 2,59 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 936,45 \cdot 10^3}{5869,47 \cdot 416} = 0,44 \text{ MPa}$$

Únosnost tlačené diagonály:

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

$$v_{Rd,max} = 4,22 \text{ MPa} > v_{Ed,0} = 2,59 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Ověření nutnosti výztuže na protlačení:

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq v_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{256}} = 1,88 \leq 2,0 \rightarrow k = 1,88$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lx}} \leq 0,02 \rightarrow \text{odhad stupně vyztužení } \rho_l = 0,005$$

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,88 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 30)^{1/3} = 0,56 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,1} = 0,44 \text{ MPa} \leq v_{Rd,c} = 0,56 \text{ MPa}$$

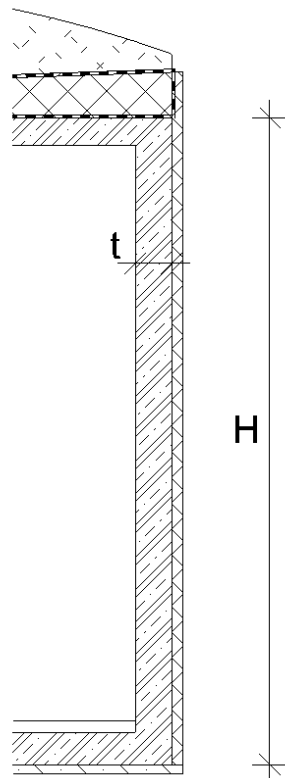
\rightarrow **VÝZTUŽ NA PROTLAČENÍ NENÍ NUTNÁ**



3.7 Předběžný návrh stěn

Obvodové a vnitřní stěny v 1.PP a 1.NP budou obecně navrženy jako monolitické železobetonové tloušťky 250mm. Ve 2.NP budou železobetonové stěny tloušťky 250mm tvořit ztužující železobetonové jádro.

Stěny v podzemním podlaží budou vzhledem k jejich výšce ověřeny předběžně na jejich štíhlost. Stěny budou navrženy tedy tak, aby nebyly příliš štíhlé.



$l_0 = 0,8 \cdot H$ – odhad vzpěrné délky
(konstrukce je ztužená, neposuvné styčníky)

$$\lambda = \frac{0,8 \cdot H \cdot \sqrt{12}}{t} \text{ – štíhlost stěny}$$

→ pro obdélník

Aby nebyl sloup příliš štíhlý a bylo možné zanedbat účinky 2. řádu, musí pro štíhlost stěny platit:

$$\lambda \leq \lambda_{lim} \leq 75 \text{ – podmínka pro štíhlé konstrukce}$$

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

Pokud nejsou známy další parametry, hodnoty jsou uvažovány následovně:

$$A = 0,7$$

$$B = 1,1$$

$$C = 0,7$$

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

n – poměrná normálová síla



- Ověření pro vnitřní stěnu tl. 250mm, na ose 12 mezi osami C-D

V následujícím výpočtu je ověřena štíhlost a tlaková únosnost stěny.
 Půdorysné rozměry ověřované stěny jsou 250x1380mm.

$$\lambda = \frac{0,8 \cdot H \cdot \sqrt{12}}{t} = \frac{0,8 \cdot 7,105 \cdot \sqrt{12}}{0,25} = 78,8$$

ZATÍŽENÍ NA STĚNU								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m]	Charakteristické [kN/m]	γ [-]	Návrhové [kN/m]
Stálé								
Deska D1.1	25*0,6*0,7=	10,5	1	10,5	6,72	70,56	1,35	95,26
Deska D1.2	25*0,46*0,7=	8,05	1	8,05	1,68	13,52	1,35	18,26
Stěna		44,41	1		-	44,41	1,35	59,95
Střecha		16,14	1	16,14	8,4	135,58	1,35	183,03
Proměnné								
Užitné		5	1	5	8,4	42,00	1,5	63,00
Sníh		0,8	1	0,8	8,4	6,72	1,5	10,08
Celkem:						312,79		429,57

$$N_{Ed} = 429,57 \cdot 1,38 = 592,81 \text{ kN}$$

$$n = \frac{|N_{Ed}|}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{591,81 \cdot 10^3}{(1380 \cdot 250) \cdot 20} = 0,0858$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,0858}} = 36,8 \leq 75$$

$\lambda = 78,8 \not\leq \lambda_{lim} = 36,8$ – stěna je štíhlá

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,8 \cdot 1380 \cdot 250 \cdot 20 = 5520 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 592,81 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 5520 \text{ kN}$$

	kN	%
$N_{Rd} =$	5520	100
$N_{Ed} =$	592,81	x
	x=	10,74



Únosnost stěny v tlaku je vyčerpána pouze z 10,74 % a tak lze předpokládat, že stěnu by bylo možné navrhnout i s ohledem na účinky štíhlosti.

→ **NÁVRH TL. STĚNY t = 250 mm**

➤ Stěna výšky H = 8,905m

$$\lambda = \frac{0,8 \cdot H \cdot \sqrt{12}}{t} = \frac{0,8 \cdot 8,905 \cdot \sqrt{12}}{0,4} = 61,7$$

→ **NÁVRH TL. STĚNY t = 400 mm**

➤ Stěna výšky H = 7,105m

$$\lambda = \frac{0,8 \cdot H \cdot \sqrt{12}}{t} = \frac{0,8 \cdot 7,105 \cdot \sqrt{12}}{0,35} = 56,3$$

→ **NÁVRH TL. STĚNY t = 350 mm**

➤ Stěna výšky H = 6,630m

$$\lambda = \frac{0,8 \cdot H \cdot \sqrt{12}}{t} = \frac{0,8 \cdot 6,630 \cdot \sqrt{12}}{0,35} = 52,5$$

→ **NÁVRH TL. STĚNY t = 350 mm**

Lze předpokládat, že všechny stěny budou štíhlé ale jejich únosnost v tlaku nebude plně vyčerpána. Podrobný návrh stěn by se musel provést s ohledem na jejich štíhlost pomocí účinků druhého řádu.

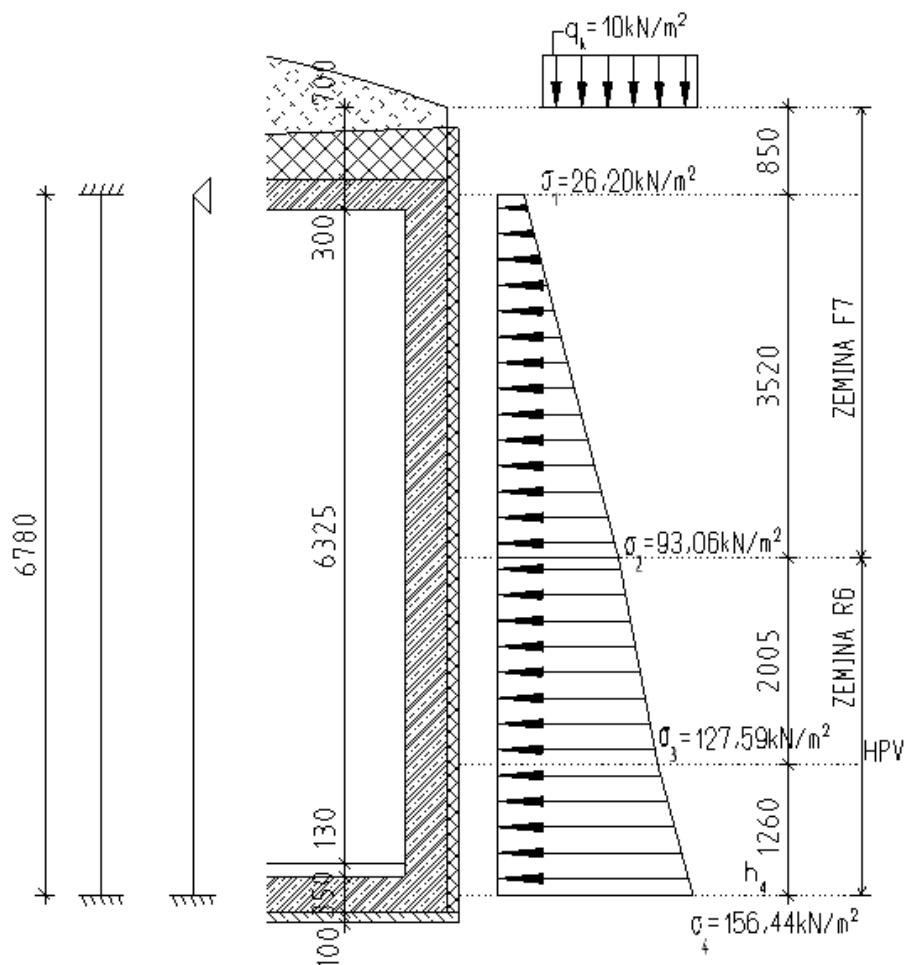
Stěny jsou navrženy s ohledem na masivní desky, které podporují s pravděpodobně s větší tloušťkou, než by bylo jinak nutné. Výšky ostatních (vnitřních) stěn lze považovat za takové, kde nebude mít štíhlost příliš velký vliv.



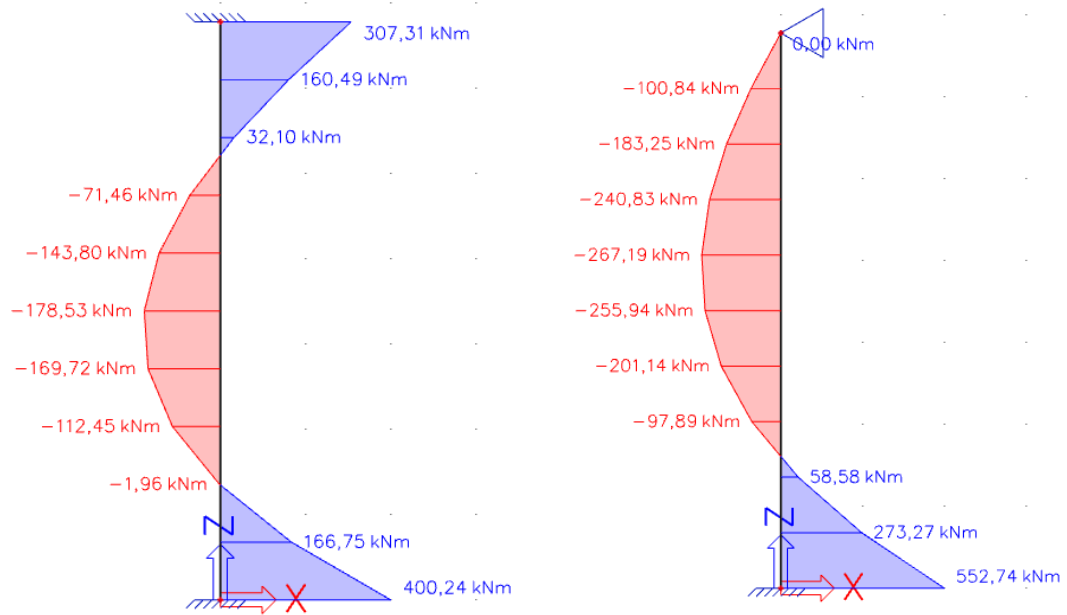
3.8 Předběžný návrh suterénní stěny

Byly vytvořeny dva modely v programu Scia Engineer, kde je v prvním modelu ve spojení stěna – stropní deska jako podpora uvažováno vetknutí a v druhém modelu je uvažován kloub. Pro posouzení je uvažována největší hodnota momentu.

Pro návrh není uvažována normálová síla od vlastní tíhy konstrukce, ale pouze ohybový moment od zatížení tlakem zeminy.



Obrázek 43: Uvažovaná výpočetní schémata suterénní stěny a schéma suterénní stěny



Návrh stěny vychází z předpokladu poměru velikosti tlačené zóny a účinné výšky průřezu. Z tohoto předpokladu je pak zvolena z tabulek veličina μ_{Ed} a následně je stanovena účinná výška průřezu stěny.

Předpoklady:

$$\xi_{opt} = \frac{x}{d} \approx 0,1 - 0,15 -$$

– ideální hodnota poměrné výšky tlačené oblasti pro desky s ohledem na průhyb

$$\mu_{Ed} = 0,11 - \text{poměrný ohybový moment z tabulek [15] pro } \xi_{opt} = 0,15$$

Výpočet účinné výšky průřezu:

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow d = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b \cdot \mu_{Ed} \cdot f_{cd}}}$$

$$d_{min} = \sqrt{\frac{552,74 \cdot 10^6}{1000 \cdot 0,11 \cdot 16,67}} = 549,03 \text{ mm}$$

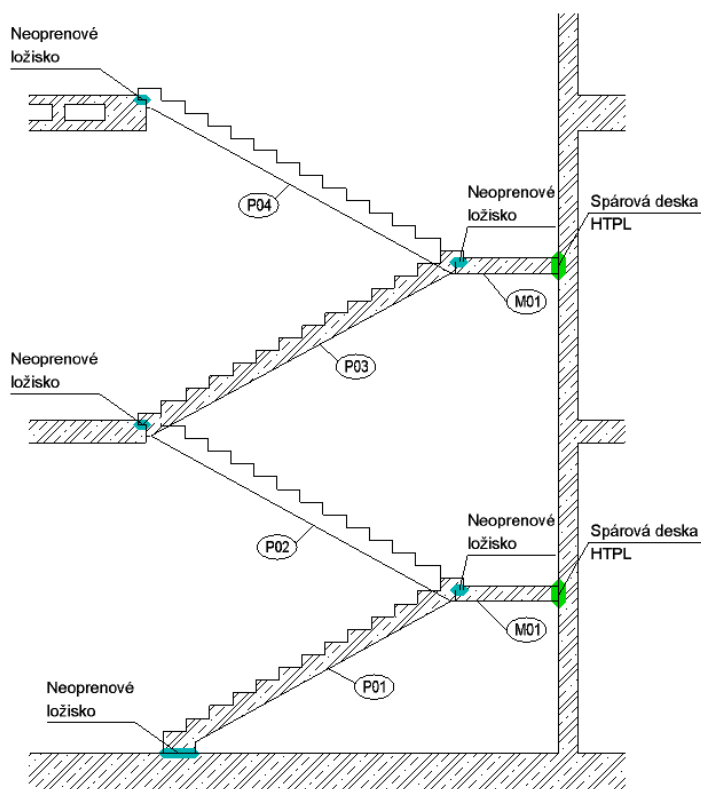
$$t = d_{min} + c + \frac{\varnothing}{2} = 549,03 + 35 + \frac{14}{2} = 591,03 \text{ mm}$$

→ NÁVRH TL. STĚNY $t = 600 \text{ mm}$

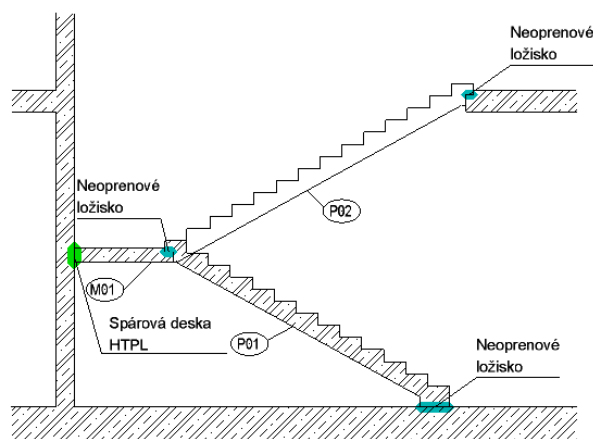


3.9 Předběžný návrh schodiště

V této kapitole je proveden předběžný návrh schodiště. Jeho rozměry, počet stupňů, tloušťka desky a uložení. Schodišťová ramena jsou železobetonová prefabrikovaná, uložena na ozuby v mezipodestě. Na mezipodesty jsou uložena přes neoprenové ložisko.



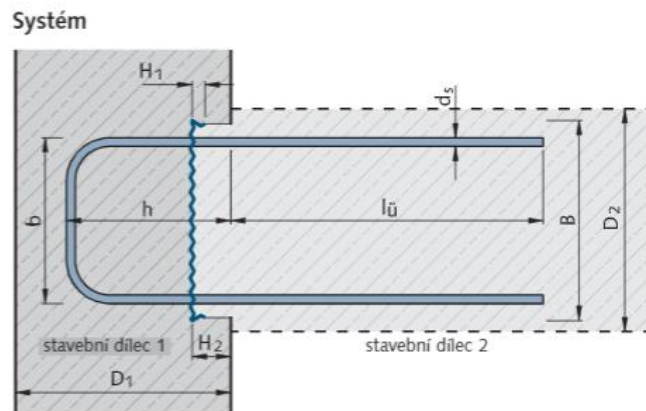
Obrázek 44: Schématický řez hlavním schodištěm



Obrázek 45: Schématický řez vedlejším schodištěm



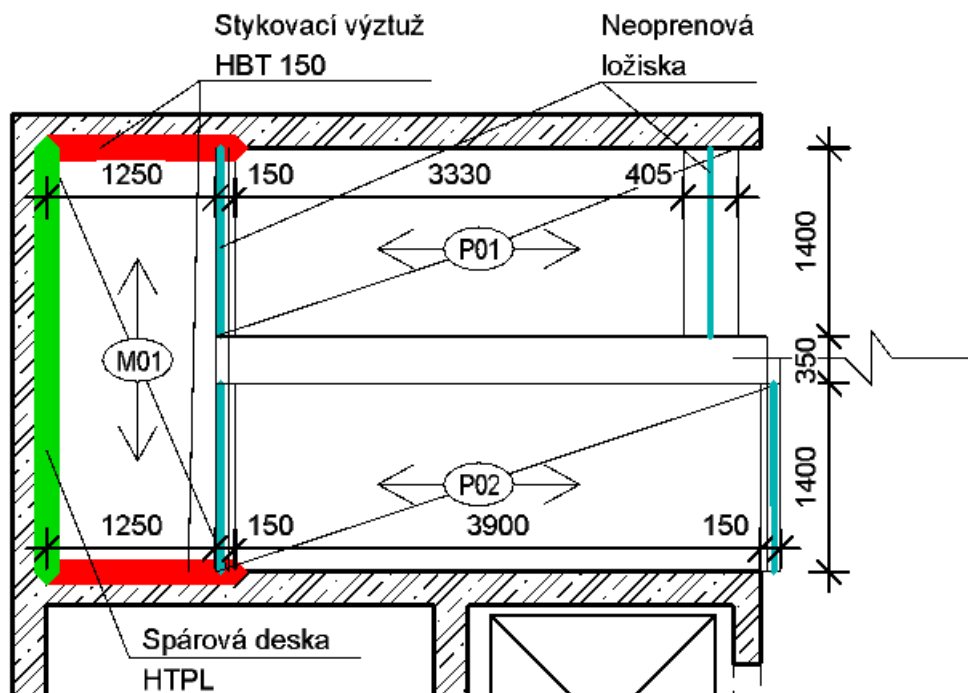
Z geometrie schodiště vyšla tl. mezipodesty 200mm. Mezipodesty jsou navrženy jako železobetonové monolitické přikotveny do železobetonových schodišťových stěn pomocí stykovací výztuže HBT 150 od firmy Halfen.



Obrázek 46: Stykovací výztuž HBT 150 [24]

3.9.1 Hlavní schodiště 1.PP-1.NP

Schéma schodiště:



Obrázek 47: Schéma uložení hlavního schodiště mezi 1.PP-1.NP

Návrh geometrie schodiště:

Konstrukční výška: 4300 mm

$$\text{Počet stupňů: } n = \frac{k.v.}{h_{opt}} = \frac{4300}{160} = 26,9 \rightarrow 26 \text{ stupňů, dvě ramena po 13 st.}$$



Výška stupně: $h = \frac{k.v.}{n} = \frac{4300}{26} = 165,38 \text{ mm}$

Šířka stupně: $b = 630 - 2h = 630 - 2 \cdot 165,38 = 299,24 \text{ mm} \rightarrow 300 \text{ mm}$

Sklon schodiště: $\alpha = \tan^{-1} \frac{h}{b} = \tan^{-1} \frac{165,38}{300} = 28,866^\circ$

Podchodná výška: $h_1 = 1500 + \frac{750}{\cos \alpha} = 1500 + \frac{750}{\cos 28,866} = 2356 \text{ mm}$

$\geq 2100 \text{ mm} - \text{VYHOVUJE}$

Průchodná výška: $h_2 = 750 + 1500 \cos \alpha = 750 + 1500 \cdot \cos 28,86 = 2063 \text{ mm}$

$\geq 1900 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Délka ramene: $L = b \cdot \left(\frac{n}{2}\right) = 300 \cdot \left(\frac{26}{2}\right) = 3900 \text{ mm}$

Šířka mezi podesty: $B_{mp} = \text{šířka ramene} = 1400 \text{ mm}$

Návrh tloušťky desek:

Desky tvořící mezipodestu a schodišťová ramena jsou uvažovány jako jednosměrně pnuté prostě podepřené desky. Deska mezipodesty má rozpon 3150mm a deska schodišťových ramen má rozpon 4215mm.

- Mezipodesta

$$h_d = \frac{1}{25} \cdot L = \frac{1}{25} \cdot 3150 = 126 \text{ mm}$$

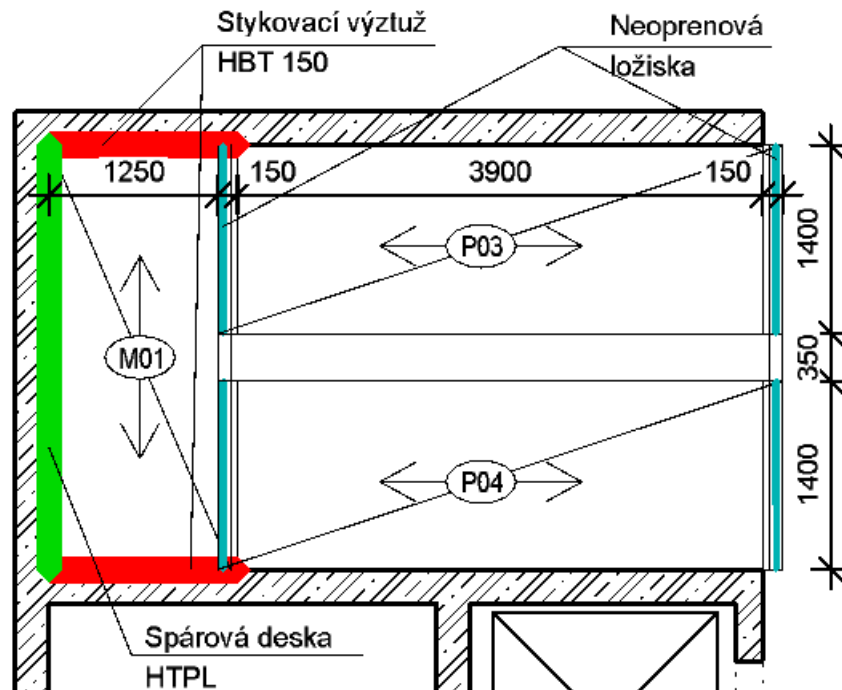
- Schodišťové rameno

$$h_d = \frac{1}{25} \cdot L = \frac{1}{25} \cdot 4220 = 168,8 \text{ mm}$$

Tloušťka desky schodišťového ramene je zvolena dle empirického návrhu 180mm. Tloušťka desky mezipodesty je upravena na tl. 200mm vzhledem ke geometrii návaznosti schodišťových ramen, není však menší než empirický návrh.



Schéma schodiště:



Obrázek 48: Schéma uložení hlavního schodiště mezi 1.NP-2.NP

Návrh geometrie schodiště:

Konstrukční výška: 4230 mm

Počet stupňů: $n = \frac{k.v.}{h_{opt}} = \frac{4230}{160} = 26,4 \rightarrow 26$ stupňů, dvě ramena po 13 st.

Výška stupně: $h = \frac{k.v.}{n} = \frac{4230}{26} = 162,69$ mm

Šířka stupně: $b = 630 - 2h = 630 - 2 \cdot 162,69 = 304,62$ mm $\rightarrow 300$ mm

Sklon schodiště: $\alpha = \tan^{-1} \frac{h}{b} = \tan^{-1} \frac{162,69}{300} = 28,471^\circ$

Podchodná výška: $h_1 = 1500 + \frac{750}{\cos \alpha} = 1500 + \frac{750}{\cos 28,471} = 2353$ mm

≥ 2100 mm – **VYHOVUJE**



$$\geq 1900 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Délka ramene: $L = b \cdot \left(\frac{n}{2}\right) = 300 \cdot \left(\frac{26}{2}\right) = 3900 \text{ mm}$

Šířka mezi podesty: $B_{mp} = \text{šířka ramene} = 1400 \text{ mm}$

Návrh tloušťky desek:

Desky tvořící mezipodestu a schodišťová ramena jsou uvažovány jako jednosměrně pnuté prostě podepřené desky. Deska mezipodesty má rozpon 3150mm a deska schodišťových ramen má rozpon 4215mm.

- Mezipodesta

$$h_d = \frac{1}{25} \cdot L = \frac{1}{25} \cdot 3150 = 126 \text{ mm}$$

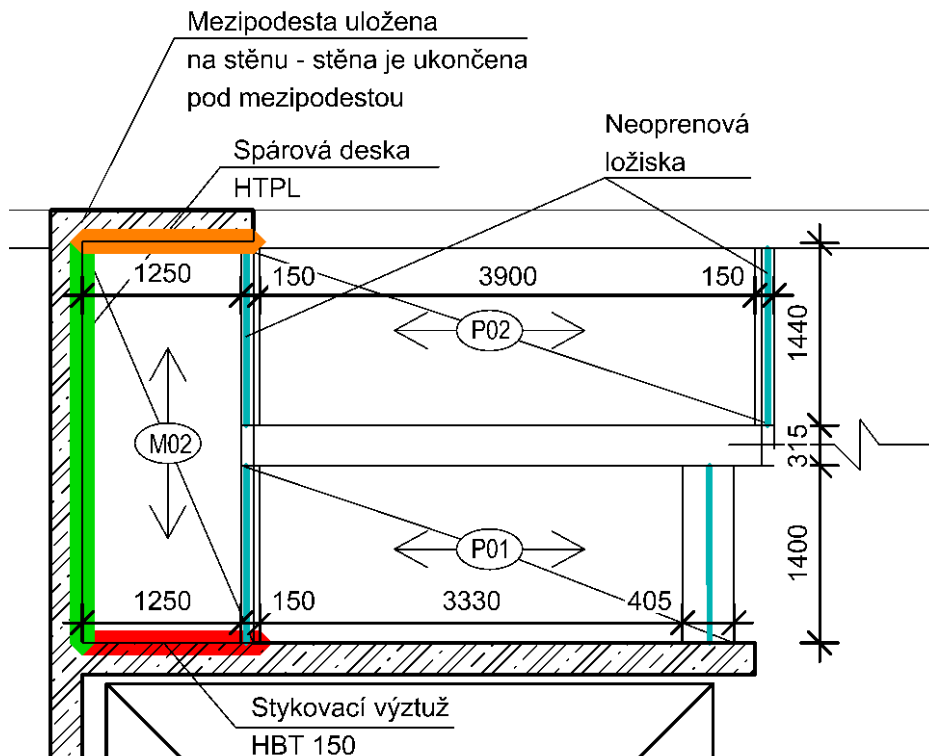
- Schodišťové rameno

$$h_d = \frac{1}{25} \cdot L = \frac{1}{25} \cdot 4220 = 168,8 \text{ mm}$$

Tloušťka desky schodišťového ramene je zvolena dle empirického návrhu 180mm. Tloušťka desky mezipodesty je upravena na tl. 200mm vzhledem ke geometrii návaznosti schodišťových ramen, není však menší než empirický návrh.



Schéma schodiště:



Obrázek 49: Schéma uložení vedlejšího schodiště mezi 1.PP-1.NP

Návrh geometrie schodiště:

Konstrukční výška: 4300 mm

Počet stupňů: $n = \frac{k.v.}{h_{opt}} = \frac{4300}{160} = 26,9 \rightarrow 26 \text{ stupňů, dvě ramena po 13 st.}$

Výška stupně: $h = \frac{k.v.}{n} = \frac{4300}{26} = 165,38 \text{ mm}$

Šířka stupně: $b = 630 - 2h = 630 - 2 \cdot 165,38 = 299,2 \text{ mm} \rightarrow 300 \text{ mm}$

Sklon schodiště: $\alpha = \tan^{-1} \frac{h}{b} = \tan^{-1} \frac{165,38}{300} = 28,866^\circ$

Podchodná výška: $h_1 = 1500 + \frac{750}{\cos \alpha} = 1500 + \frac{750}{\cos 28,866} = 2356 \text{ mm}$

$\geq 2100 \text{ mm} - \text{VYHOVUJE}$



$$\geq 1900 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Délka ramene: $L = b \cdot \left(\frac{n}{2}\right) = 300 \cdot \left(\frac{26}{2}\right) = 3900 \text{ mm}$

Šířka mezi podesty: $B_{mp} = \text{šířka ramene} = 1400 \text{ mm}$

Návrh tloušťky desky:

Desky tvořící mezipodestu a schodišťová ramena jsou uvažovány jako jednosměrně pnuté prostě podepřené desky. Deska mezipodesty má rozpon 3150mm a deska schodišťových ramen má rozpon 4215mm.

- Mezipodesta

$$h_d = \frac{1}{25} \cdot L = \frac{1}{25} \cdot 3140 = 126 \text{ mm}$$

- Schodišťové rameno

$$h_d = \frac{1}{25} \cdot L = \frac{1}{25} \cdot 4220 = 168,8 \text{ mm}$$

Tloušťka desky schodišťového ramene je zvolena dle empirického návrhu 180mm. Tloušťka desky mezipodesty je upravena na tl. 200mm vzhledem ke geometrii návaznosti schodišťových ramen, není však menší než empirický návrh.



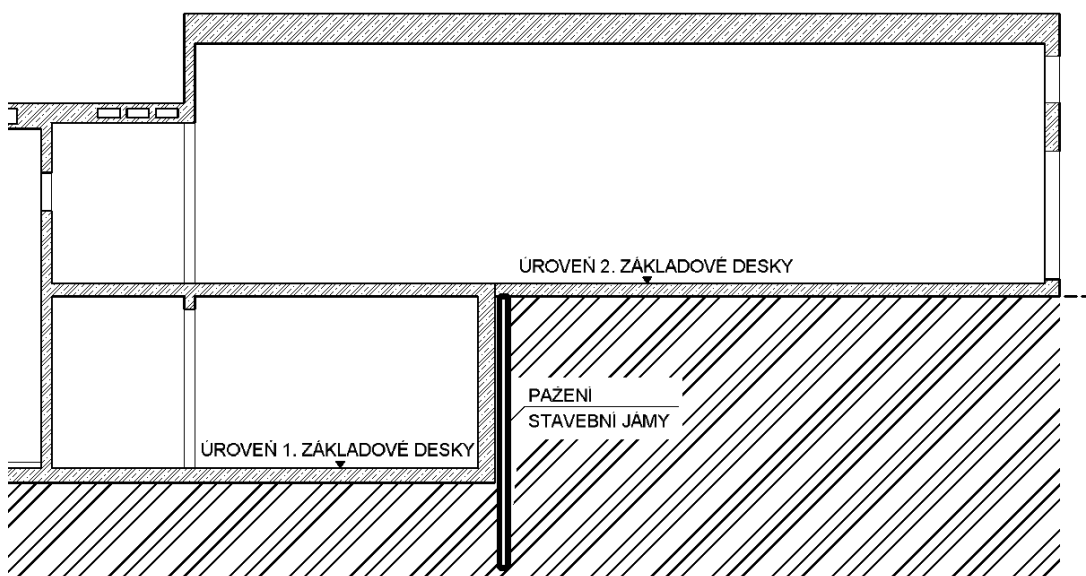
3.10 Založení

V předběžném návrhu je uvažováno s plošným založením objektu na základové desce. Celé podzemní podlaží – suterénní stěny + základová deska, budou navrženy jako bílá vana. Vzhledem k tloušťce suterénních stěn je předpokládána tloušťka základové desky 500 mm s ohledem na vyztužení napojení základové desky a stěny.

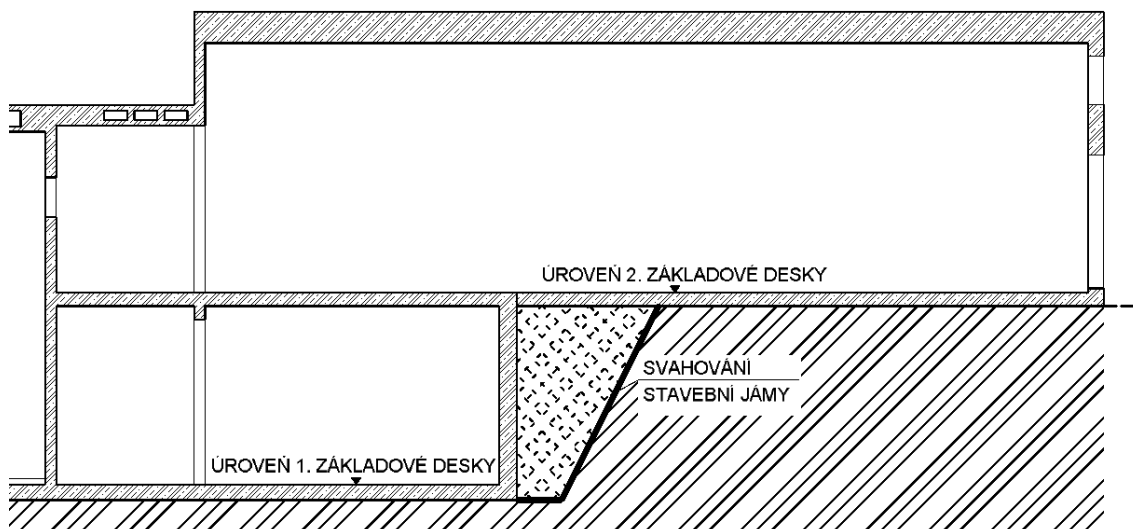
Objekt je zasazen do svažitého terénu, a tak se hloubka základové spáry bude nacházet v hloubce 0,9m – 6,140m pod úrovní upraveného terénu.

Zeminy byly zaříděny dle normy ČSN 73 1001. Pro zjednodušení byly zeminy zaříděny do kategorie F7 – hlína s vysokou plasticitou a R6 – zvětralé horniny. Vzhledem ke zvoleným parametrům zeminy je výpočtová únosnost základové půdy předpokládána $R_{at} = 250\text{kPa}$. Hladina podzemní vody se nachází v hloubce 5 metrů a z malé části zasahuje do založení objektu.

V rámci objektu se nacházejí dvě základové desky v různých výškových úrovních. Toto místo je možné řešit několika způsoby. Způsob řešení a) je, že stavební jáma 1.PP bude zapažena a pak bude provedena 2. základová deska, která bude plně podepřena původní konsolidovanou zeminou. Způsob řešení b) je takový, že by stavební jáma bude svahovaná a deska nebude po celé své ploše podepřena – v místě zásypu jámy by byla uvažována bez podpory, jelikož nelze předpokládat, že by byl zásyp dostatečně ztuhnut.



Obrázek 50: Schéma varianty pažené stavební jámy



Obrázek 51: Schéma varianty svahované stavební jámy

Pro tuto práci je vybrána varianta pažené stavební jámy, viz část – Geotechnika.

Ověření protlačení základové desky:

Základová deska je předběžně posouzena na protlačení. Posouzení je provedeno pro nejvíce zatížený sloup v objektu – sloup na osách E-14.

➤ Zatížení na sloup

ZATÍŽENÍ V PATĚ SLOUPU S3								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m ²]	Charakteristické [kN]	γ [-]	Návrhové [kN]
Stálé								
P01		2,65	1	2,65	24,12	63,92	1,35	86,29
S02		16,14	1	16,14	44,65	720,65	1,35	972,88
Deska D0.1	25*0,3=	7,5	1	7,5	24,12	180,90	1,35	244,22
Deska D1.4	25*0,7*0,7=	12,25	1	12,25	33,43	409,52	1,35	552,85
Deska D1.1	25*0,46*0,7=	8,05	1	8,05	11,22	90,32	1,35	121,93
Průvlak P3	25*0,84=	21		21	1,67	35,07	1,35	47,34
Sloup S3	0,25*0,5*4,22*25	13,19	2	-	-	13,19	1,35	17,80
Proměnné								
1.NP		5	1	5	24,12	120,60	1,5	180,90
Garáže		0,8	1	0,8	33,43	26,74	1,5	40,12
Kanceláře		5	1	5	11,22	56,10	1,5	84,15
Celkem:						1717,01		2348,48



Pro výpočet na ověření protlačení základové desky byl použit výpočetní program v software Excel [41] poskytnutý vedoucí práce.

Vstupní parametry:

Šířka základu: $b_f = 3,2 \text{ m}$

Délka základu: $l_f = 3,2 \text{ m}$

- Výpočetní program je proveden pro základové patky, hodnoty pro b_f a l_f tak byly postupně voleny tak, aby se blížily výpočtové únosnosti zeminy R_{dt} .

Tloušťka desky: $h_f = 0,5 \text{ m}$

Rozměry sloupu: $C_1 = 0,25 \text{ m}$

$C_2 = 0,50 \text{ m}$

Procento vyztužení: $\rho_l = 0,0045$

Účinná výška průřezu: $d = h - (c + \emptyset) = 500 - (30 + 14/2) = 460 \text{ mm}$

Únosnost zeminy: $R_{dt} = 0,25 \text{ MPa}$

Beton: C25/30

Ověření únosnosti základové patky při protlačení
 (centricky zatížené)

Vstupní údaje:

Rozměry patka:

$b_f = 3,2 \text{ m}$
 $l_f = 3,2 \text{ m}$
 $h_f = 0,5 \text{ m}$

sloup:

$c_1 = 0,25 \text{ m}$
 $c_2 = 0,5 \text{ m}$

Působící síla

$N_{ed} = 2,35 \text{ MN}$

BETON

C 25/30

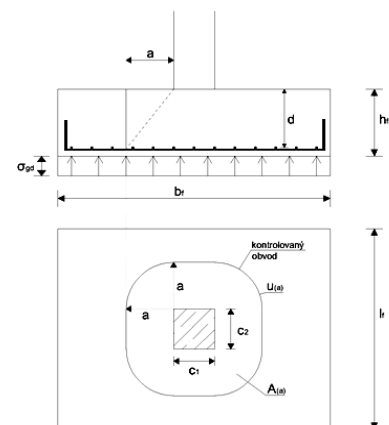
$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$
 $\gamma_c = 1,5$

Součinitel zatížení

$\gamma_G = 1,35$

Únosnost zeminy

$R_{gd} = 0,25 \text{ Mpa}$





Charakteristiky týkající se vyztužení

$$\rho_l = 0,0045$$

$$d = 460 \text{ mm}$$

Ověření únosnosti zeminy

$$\sigma_{gd} < R_{gd}$$

$$0,246 < 0,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed} + G_d}{l_f \cdot b_f}$$

$$G_d = \gamma_G b_f l_f h_f \gamma_{bet}$$

$$G_d = 172,800 \text{ kN}$$

Podmínka splněna

Při posouzení na protlačení musí být splněny následující podmínky:

$$1) \quad v_{Ed,max} < v_{Rd,max}$$

$$2) \quad v_{Ed(a)} < v_{Rd,c(a)}$$

Posouzení bude provedeno v tabulce. Pod čarou následují vzorce, které jsou nezbytné k výpočtu a vycházejí z nich veličiny potřebné pro posouzení protlačení.

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

$$v_{Rd,max} = 3,60 \text{ MPa} \qquad v = 0,54$$

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

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 \qquad k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$k = 1,6594$$

$$* \quad v_{Ed,max} = \beta \frac{V_{Ed,max}}{u_o \cdot d} \qquad \beta = 1$$

$$v_{Ed,max} = 3,41 \text{ MPa} \qquad \text{- centricky zatíženo}$$

$$* \quad v_{Ed}(a) = \frac{V_{Ed,red}}{u(a) \cdot d} \qquad v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$$

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

$$V_{Ed} = N_{Ed}$$

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

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

ΔV_{Ed} - síla působící vzhůru uvnitř uvažovaného kontrolovaného obvodu, tj. reakce zemního tlaku zmenšená o vlastní tíhu základu

$A(a)$ - plocha uvnitř kontrolovaného obvodu

$$* \quad u(a) = 2\pi a + 2(c_1 + c_2)$$

$u(a)$ - obvod kontrolovaného průřezu



Při dostředném zatížení se kontroluje:
 (viz (6.50) ČSN EN 1992-1-1)

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

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

$$v_{min} = 0,374074 \text{ MPa}$$

Tabulka hodnot pro ověření smykové únosnosti patky při protlačení

a	u(a)	A(a)	V _{Ed,red} (a)	v _{Ed} (a)	v _{Rd,c} (a)	v _{min} 2d/a
[m]	[m]	[m ²]	[MN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
0,50 d	2,945	0,636	2,193	1,619	1,785	1,496
0,66 d	3,408	0,870	2,136	1,362	1,352	1,134
0,75 d	3,668	1,016	2,100	1,244	1,190	0,998
1,00 d	4,390	1,480	1,985	0,983	0,892	0,748
1,25 d	5,113	2,026	1,851	0,787	0,714	0,599
1,50 d	5,835	2,656	1,696	0,632	0,595	0,499
1,75 d	6,558	3,368	1,520	0,504	0,510	0,428
2,00 d	7,281	4,164	1,324	0,395	0,446	0,374

1,5*v _{Rd,c} (a)
Mpa
2,677088
2,028097
1,606253
1,20469
0,963752
0,803126
0,688394

Závěr:

$$v_{Ed,max} < v_{Rd,max}$$

Splněno

$$v_{Ed(a)} < v_{Rd,c(a)}$$

Nesplněno

Zvětšit výšku patky, nebo kvalitu betonu, příp. navrhnout smykovou výztuž

Při tloušťce základové desky 500mm je podmínka únosnosti splněna. První podmínka protlačení základu je také splněna a druhá podmínka při posouzení protlačení základu bez smykové výztuže splněna není. Základová deska by se v místě velkého zatížení od sloupu musela vyztužit smykovou výztuží.

Deska je ověřena ještě pro případ, kdy by se její tloušťka zvětšila na 550mm.

Vstupní údaje:

Rozměry

patka:

b_f = 3,2 m
 l_f = 3,2 m
 h_f = 0,5 m

sloup:

c₁ = 0,25 m
 c₂ = 0,55 m

Působící síla

N_{ed} = 2,35 MN

BETON

C 25/30

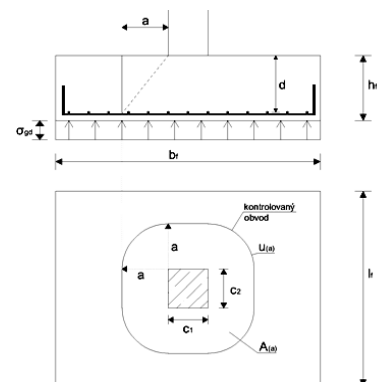
f_{ck} = 25 MPa
 f_{cd} = 16,67 MPa
 γ_c = 1,5

Součinitel zatížení

γ_G = 1,35

Únosnost zeminy

R_{gd} = 0,25 Mpa





Charakteristiky týkající se vyztužení

$$\rho_l = 0,0045$$

$$d = 510 \text{ mm}$$

Ověření únosnosti zeminy

$$\sigma_{gd} < R_{gd}$$

$$0,246 < 0,25 \text{ MPa}$$

Podmínka splněna

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed} + G_d}{l_f \cdot b_f}$$

$$G_d = \gamma_G b_f l_f h_f \gamma_{bet}$$

$$G_d = 172,800 \text{ kN}$$

Při posouzení na protlačení musí být splněny následující podmínky:

- 1) $v_{Ed,max} < v_{Rd,max}$
- 2) $v_{Ed(a)} < v_{Rd,c(a)}$

Posouzení bude provedeno v tabulce. Pod čarou následují vzorce, které jsou nezbytné k výpočtu a vycházejí z nich veličiny potřebné pro posouzení protlačení.

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

$$v_{Rd,max} = 3,60 \text{ MPa} \quad v = 0,54$$

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

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 \quad k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$k = 1,6262$$

$$* \quad v_{Ed,max} = \beta \frac{V_{Ed,max}}{u_o \cdot d} \quad \beta = 1$$

- centricky zatíženo

$$v_{Ed,max} = 2,88 \text{ MPa}$$

$$* \quad v_{Ed}(a) = \frac{V_{Ed,red}}{u(a) \cdot d} \quad v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$$

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

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

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

ΔV_{Ed} - síla působící vzhůru uvnitř uvažovaného kontrolovaného obvodu, tj. reakce zemního tlaku zmenšená o vlastní tíhu základu

$A(a)$ - plocha uvnitř kontrolovaného obvodu

$$* \quad u(a) = 2\pi a + 2(c_1 + c_2)$$

$u(a)$ - obvod kontrolovaného průřezu



Při dostředném zatížení se kontroluje:
 (viz (6.50) ČSN EN 1992-1-1)

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

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

$$v_{min} = 0,362918 \text{ MPa}$$

Tabulka hodnot pro ověření smykové únosnosti patky při protlačení

a [m]	$u(a)$ [m]	$A(a)$ [m ²]	$V_{Ed,red}(a)$ [MN]	$v_{Ed}(a)$ [MPa]	$v_{Rd,c}(a)$ [MPa]	$v_{min} \frac{2d}{a}$ [MPa]	$1,5 \cdot v_{Rd,c}(a)$ Mpa
0,50 d	3,202	0,750	2,165	1,326	1,749	1,452	2,623597
0,66 d	3,715	1,032	2,096	1,106	1,325	1,100	1,987573
0,75 d	4,003	1,209	2,052	1,005	1,166	0,968	1,574158
1,00 d	4,804	1,771	1,914	0,781	0,875	0,726	1,180619
1,25 d	5,606	2,434	1,750	0,612	0,700	0,581	0,944495
1,50 d	6,407	3,200	1,562	0,478	0,583	0,484	0,787079
1,75 d	7,208	4,068	1,348	0,367	0,500	0,415	0,674639
2,00 d	8,009	5,038	1,109	0,271	0,437	0,363	

Závěr:

$$v_{Ed,max} < v_{Rd,max} \quad \text{Splněno}$$

$$v_{Ed(a)} < v_{Rd,c(a)} \quad \text{Splněno}$$

Pokud by byla tloušťka desky zvětšena na 550mm, vyhověla by podmínka únosnosti, a i obě podmínky na protlačení. Smyková výztuž na protlačení by tedy v tomto případě nebyla nutná.

Vzhledem k tomu, že se jedná o velkou plochu základové desky, její zvětšení tloušťky by vedlo k nárustu objemu použitého betonu. Protože při tloušťce 500mm nevyhoví na protlačení především místo s působící silou 2,35MN a síly v ostatních sloupech objektu minimálně o polovinu menší, lze předpokládat že v místě ostatních sloupů protlačení bez smykové výztuže vyhoví. Proto bude pro další výpočty zvolena základová deska tl. 500mm.

Výpočet je spíše orientační vzhledem k nepřesným parametrům zeminy. Pro přesný výpočet bude nutné povést inženýrsko-geologický průzkum a přesněji stanovit parametry zemin a jejich chování.

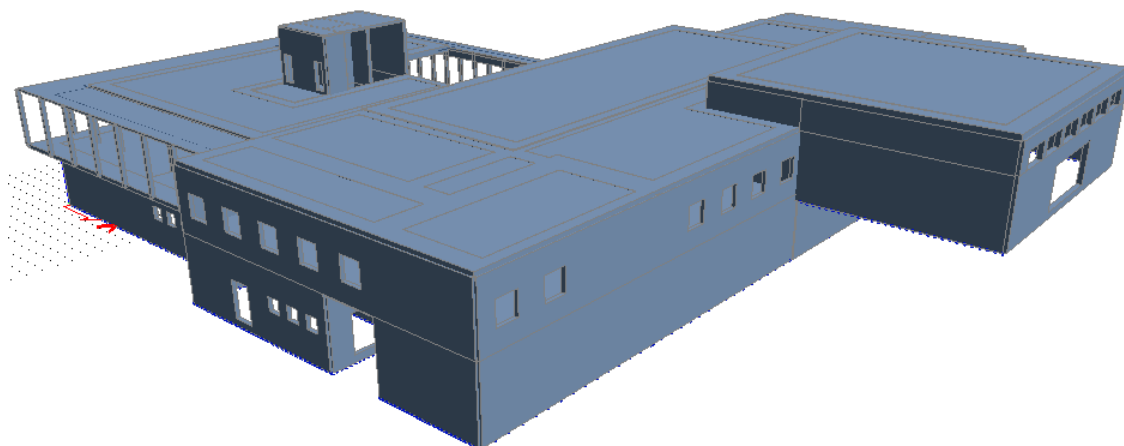


4 KOMPLEXNÍ 3D MODEL

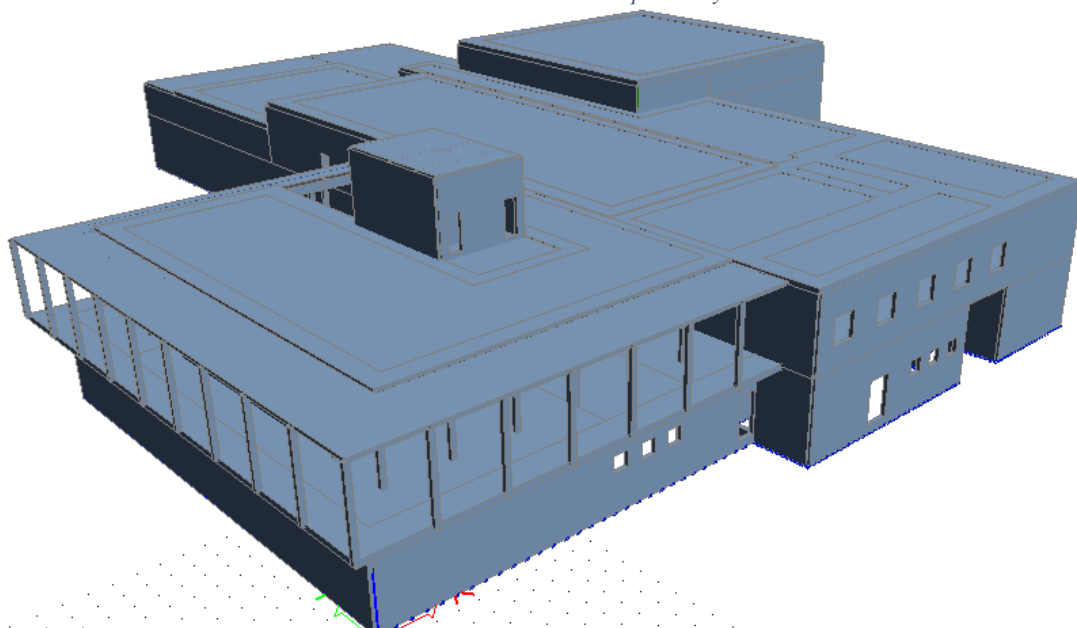
Na základě provedeného předběžného návrhu rozměrů hlavních nosných prvků je vytvořen 3D komplexní model ve výpočetním statickém programu Scia Engineer 19.0 [33]. Model je vytvořen pouze pro železobetonové konstrukce objektu, dřevostavba je do modelu zahrnuta pomocí liniových a bodových zatížení. Na model je aplikováno veškeré stálé a proměnné zatížení z kapitoly 3.3, včetně zatížení zemním tlakem v klidu. Vylehčené stropní desky jsou vymodelovány náhradní tloušťkou desky a vlastní tíha je simulována náležitým odtížením konstrukce. Styk mezi sloupy, stěnami a základovou konstrukcí je vymodelován jako tuhé spojení – vetknutí.

4.1 Zatížení na model

- Stálé zatížení – vlastní tíha



Obrázek 52: 3D model - pohled východní



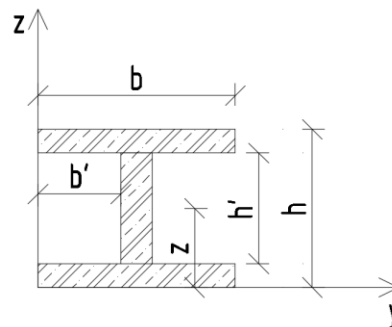
Obrázek 53: 3D mode - pohled jižní



Vlastní tíha konstrukcí je automaticky generována výpočetním programem. Je nutné upravit desky vylehčené U-BOOT tvarovkami a to tak, že bude vypočtena jejich náhradní plná tloušťka s ohledem na moment setrvačnosti. Dále je nutné zavést reálnou hmotnost desky, kde plná tloušťka desky má větší hmotnost než deska vylehčená, a to bude zohledněno patřičným odtižením desek.

URČENÍ NÁHRATNÍ TLOUŠŤKY DESKY - DESKA TL. 460 mm

$$\begin{aligned} b &= 1 \quad \text{m} \\ h &= 0,46 \quad \text{m} \\ b' &= 0,42 \quad \text{m} \\ h' &= 0,22 \quad \text{m} \end{aligned}$$



Moment setrvačnosti vylehčené desky na 1m'

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 - 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b' \cdot h'^3 \right) = 0,007366 \text{ m}^4$$

Stanovení náhradní tloušťky desky

$$h_{\text{náhradní}} = \sqrt[3]{\frac{I_y \cdot 12}{b}} = 0,445 \text{ m}$$

Hmotnost vylehčené desky

$$V_{\text{deska}} = 1 \cdot 1 \cdot h = 0,46 \text{ m}^3$$

$$V_{U-BOOT} = 4 \cdot (b' \cdot b' \cdot h') = 0,15523 \text{ m}^3$$

$$V = V_{\text{deska}} - V_{U-BOOT} = 0,30477 \text{ m}^3$$

$$g_{U-BOOT} = V \cdot \frac{\rho}{A} = 7,62 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Hmotnost vylehčené desky oproti plné: 68 \%}$$

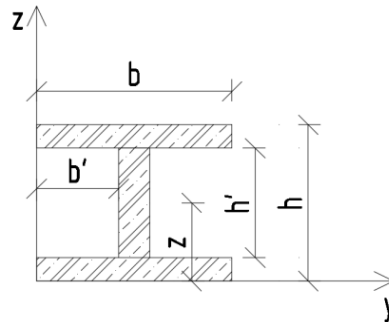
$$g_{\text{náhr}} = h_{\text{náhr}} \cdot \rho = 11,14 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Záporné zatžení pro odlehčení desky:} \quad g_{\text{odl}} = 3,52 \text{ kN/m}^2$$



URČENÍ NÁHRATNÍ TLOUŠŤKY DESKY - DESKA TL. 600 mm

$$\begin{aligned} b &= 1 \quad \text{m} \\ h &= 0,6 \quad \text{m} \\ b' &= 0,42 \quad \text{m} \\ h' &= 0,36 \quad \text{m} \end{aligned}$$



Moment setrvačnosti vylehčené desky na 1m'

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 - 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b' \cdot h'^3 \right) = 0,014734 \text{ m}^4$$

Stanovení náhradní tloušťky desky

$$h_{\text{náhradní}} = \sqrt[3]{\frac{I_y \cdot 12}{b}} = 0,561 \quad \text{m}$$

Hmotnost vylehčené desky

$$V_{\text{deska}} = 1 \cdot 1 \cdot h = 0,6 \text{ m}^3$$

$$V_{U-BOOT} = 4 \cdot (b' \cdot b' \cdot h') = 0,25402 \text{ m}^3$$

$$V = V_{\text{deska}} - V_{U-BOOT} = 0,34598 \text{ m}^3$$

$$g_{U-BOOT} = V \cdot \frac{\rho}{A} = 8,65 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Hmotnost vylehčené desky oproti plné: 62 \%}$$

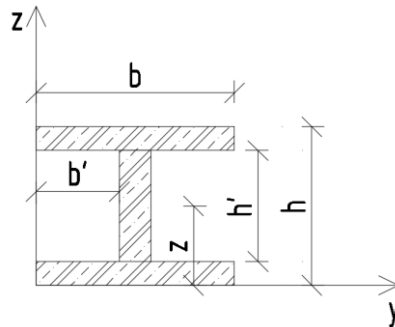
$$g_{\text{náhr}} = h_{\text{náhr}} \cdot \rho = 14,03 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Záporné zatžení pro odlehčení desky:} \quad g_{\text{odl}} = 5,38 \text{ kN/m}^2$$



URČENÍ NÁHRATNÍ TLOUŠTKY DESKY - DESKA TL. 700 mm

$$\begin{aligned} b &= 1 \quad \text{m} \\ h &= 0,7 \quad \text{m} \\ b' &= 0,42 \quad \text{m} \\ h' &= 0,46 \quad \text{m} \end{aligned}$$



Moment setrvačnosti vylehčené desky na 1m'

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 - 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b' \cdot h'^3 \right) = 0,021770 \text{ m}^4$$

Stanovení náhradní tloušťky desky

$$h_{\text{náhradní}} = \sqrt[3]{\frac{I_y \cdot 12}{b}} = 0,639 \quad \text{m}$$

Hmotnost vylehčené desky

$$V_{\text{deska}} = 1 \cdot 1 \cdot h = 0,7 \text{ m}^3$$

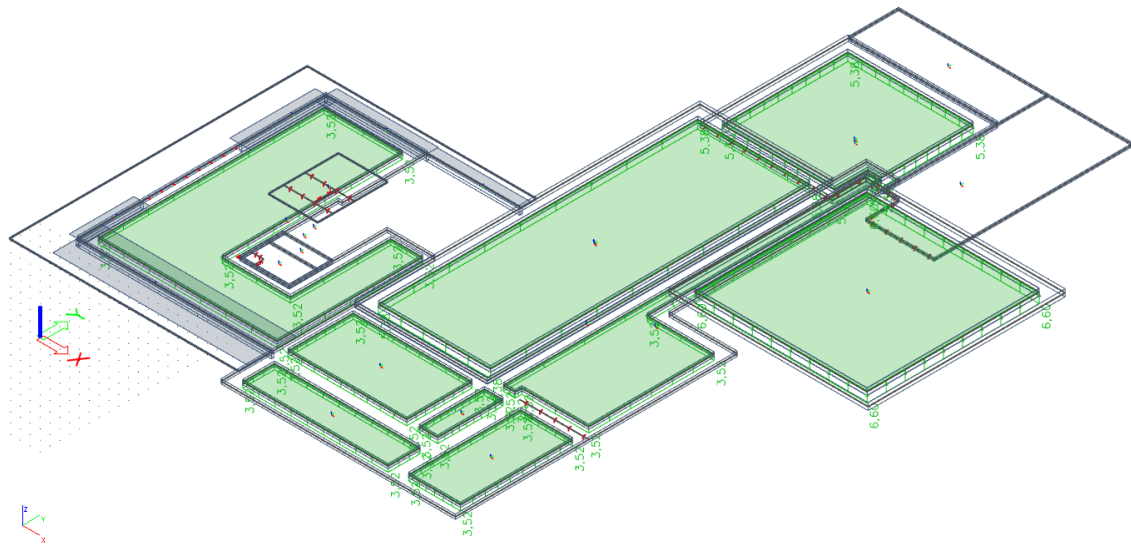
$$V_{U-BOOT} = 4 \cdot (b' \cdot b' \cdot h') = 0,32458 \text{ m}^3$$

$$V = V_{\text{deska}} - V_{U-BOOT} = 0,37542 \text{ m}^3$$

$$g_{U-BOOT} = V \cdot \frac{\rho}{A} = 9,39 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Hmotnost vylehčené desky oproti plné: 59 \%}$$

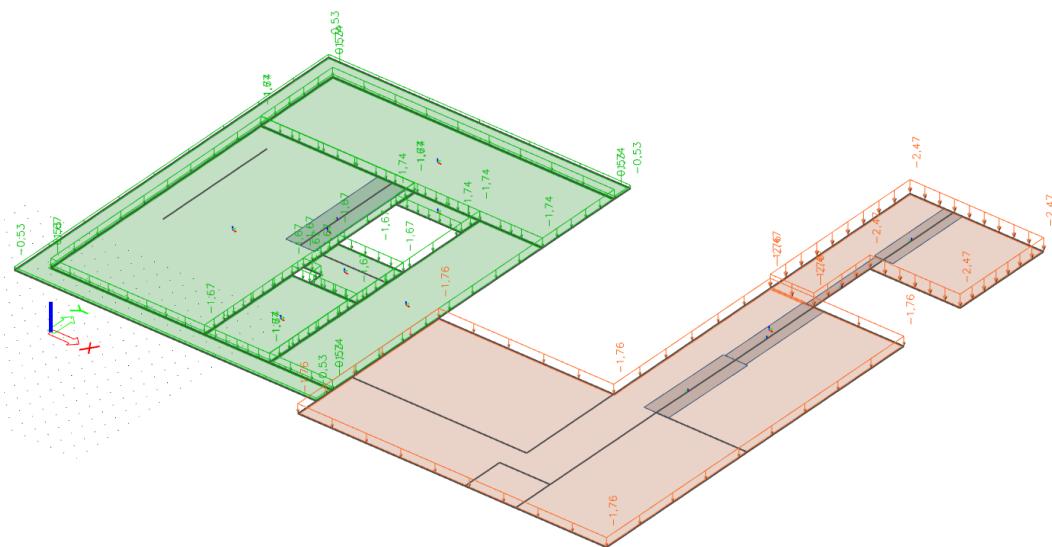
$$g_{\text{náhr}} = h_{\text{náhr}} \cdot \rho = 15,98 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Záporné zatžení pro odlehčení desky: } g_{\text{odl}} = 6,60 \text{ kN/m}^2$$

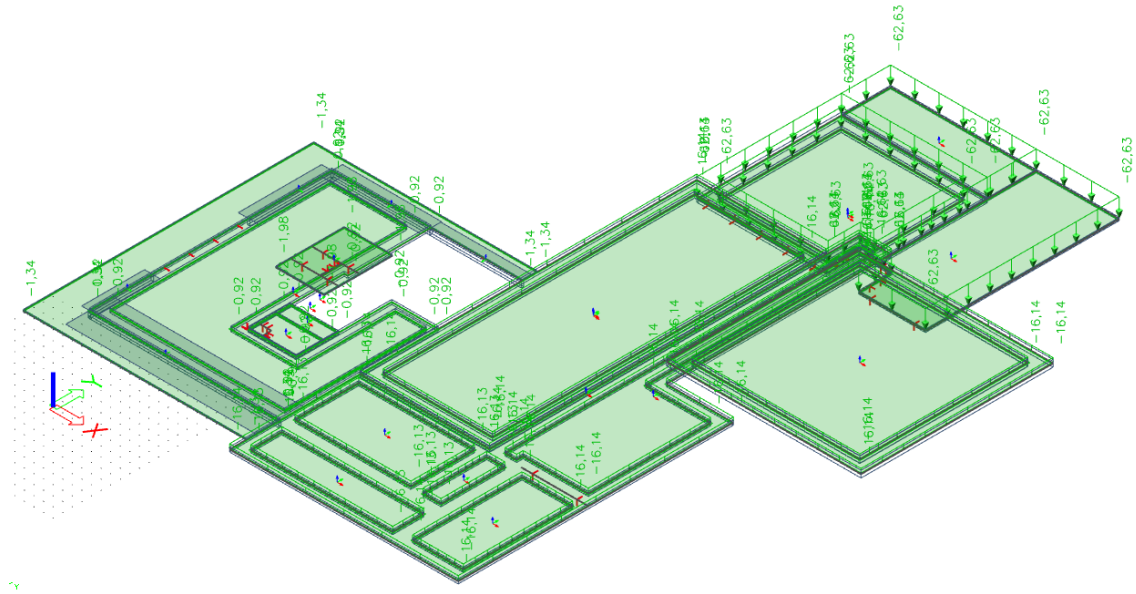


Obrázek 55: Odlehčení stropních desek

➤ Stálé zatížení – skladby

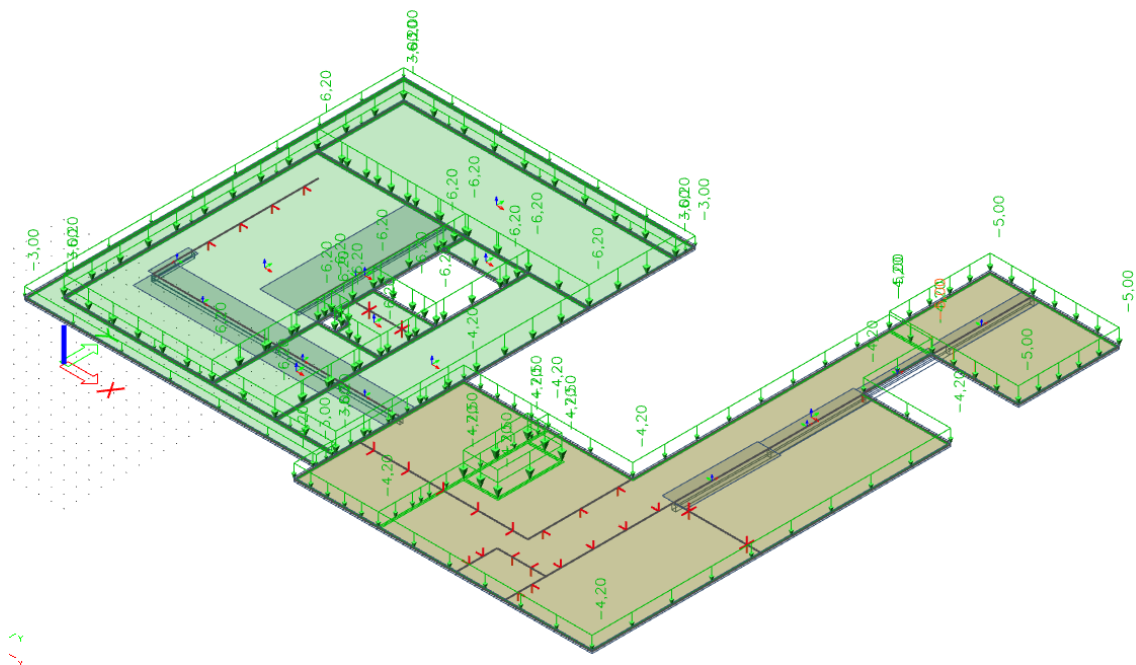


Obrázek 56: Zatížení stálé – podlahy v 1.NP (desky v úrovni 1.NP)

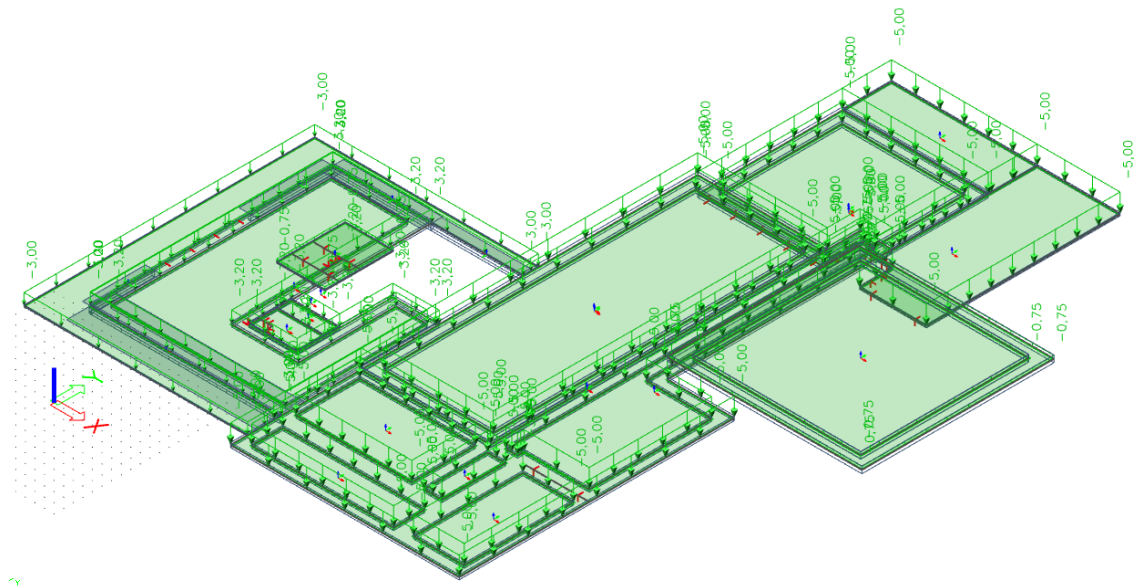


Obrázek 57: Zatížení stálé – podlahy, střechy 2.NP (desky v úrovni 2.NP)

➤ Proměnné zatížení – užité

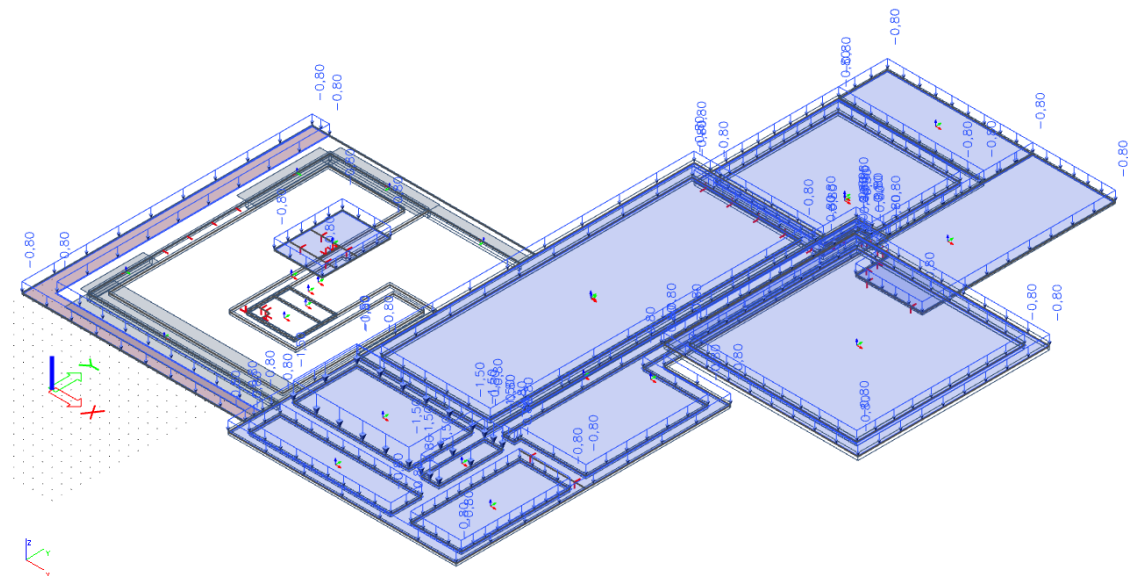


Obrázek 58: Zatížení proměnné – užité v 1.NP (desky v úrovni 1.NP)



Obrázek 59: Zatížení proměnné – užitné v 2.NP (desky v úrovni 2.NP)

➤ Proměnné zatížení – sníh

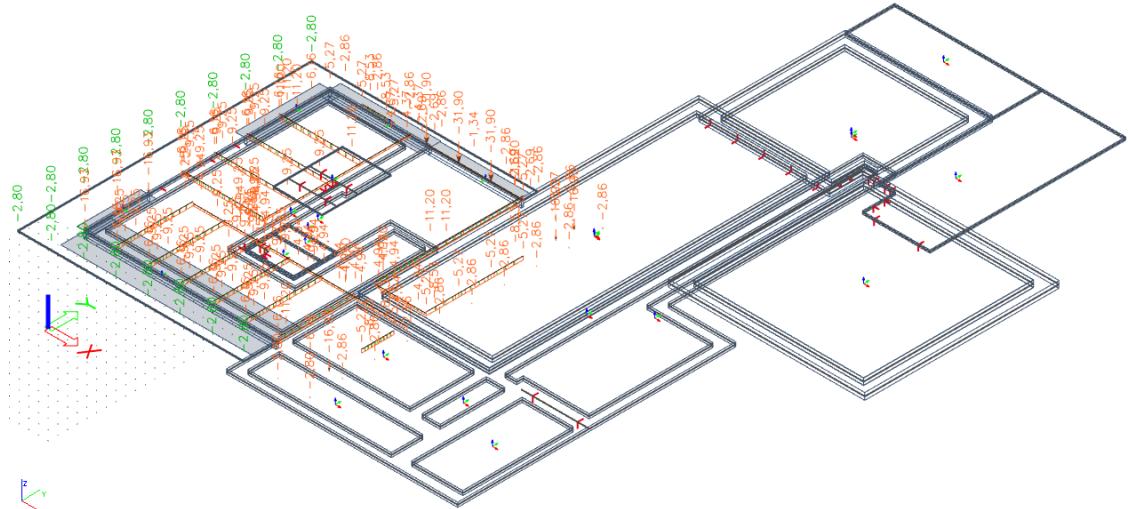


Obrázek 60: Zatížení sněhem

➤ Stálé zatížení – dřevostavba

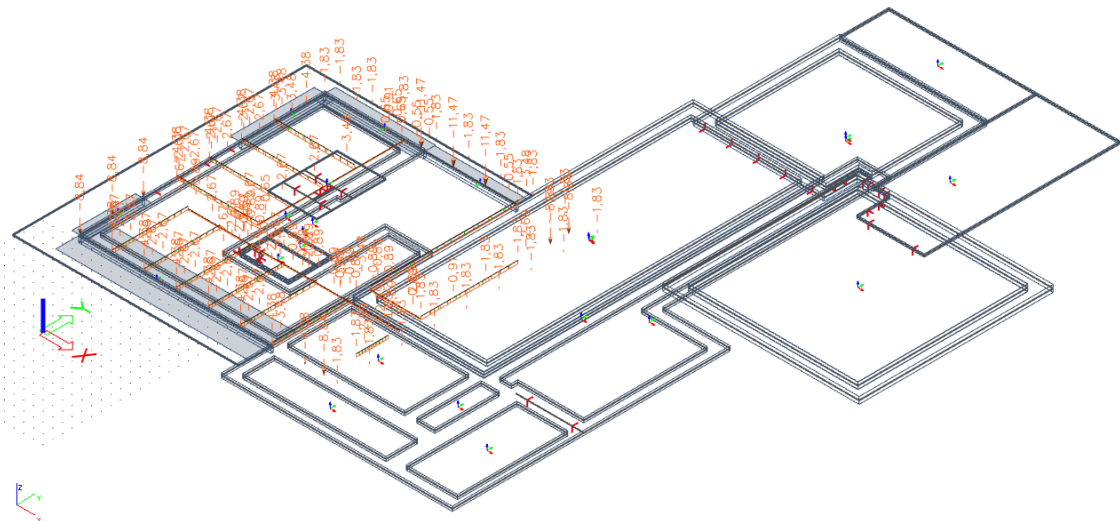


Zatížení bylo spočteno zjednodušeně ručním výpočtem ve
Statické části – dřevěné konstrukce, Statický výpočet viz kap. 6.



Obrázek 61: Zatížení stálé – zatížení od dřevěné konstrukce v 2.NP (desky v úrovni 2.NP)

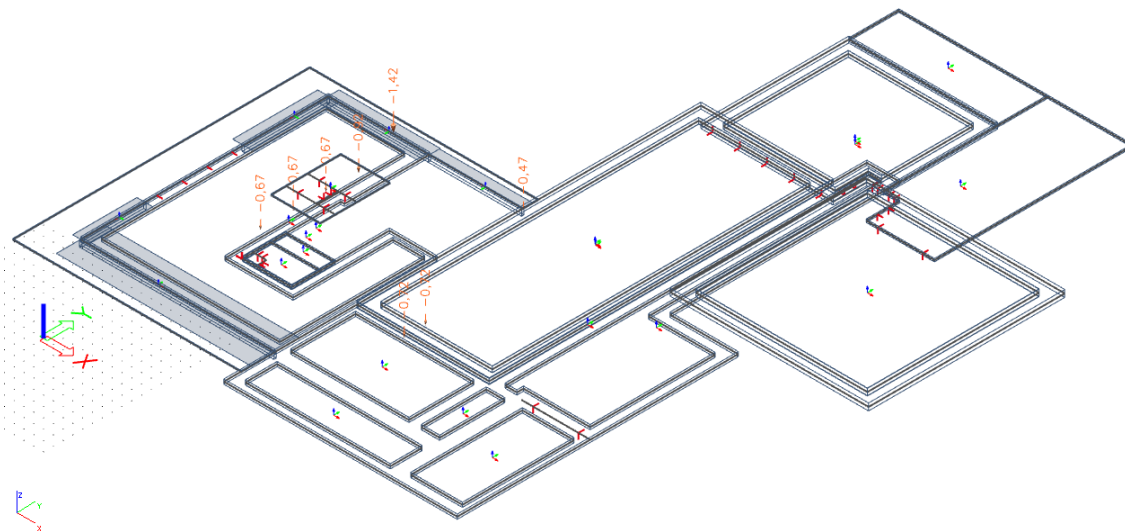
➤ Proměnné zatížení – sníh – dřevostavba



Obrázek 62: Zatížení proměnné – zatížení od sněhu působícího na dřevěnou konstrukci v 2.NP (desky v úrovni 2.NP)

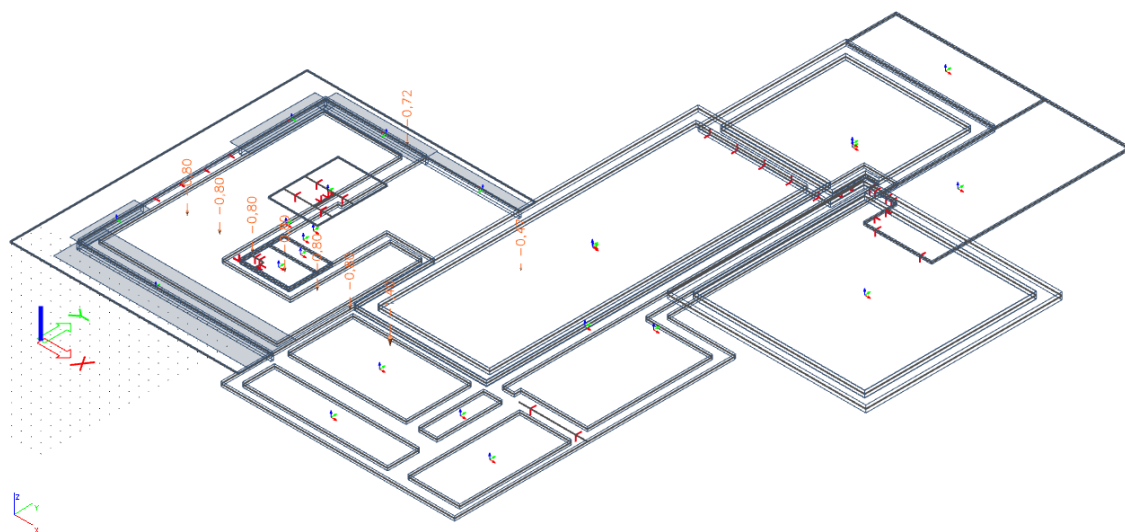


➤ Proměnné zatížení – vítr ve směru X – dřevostavba

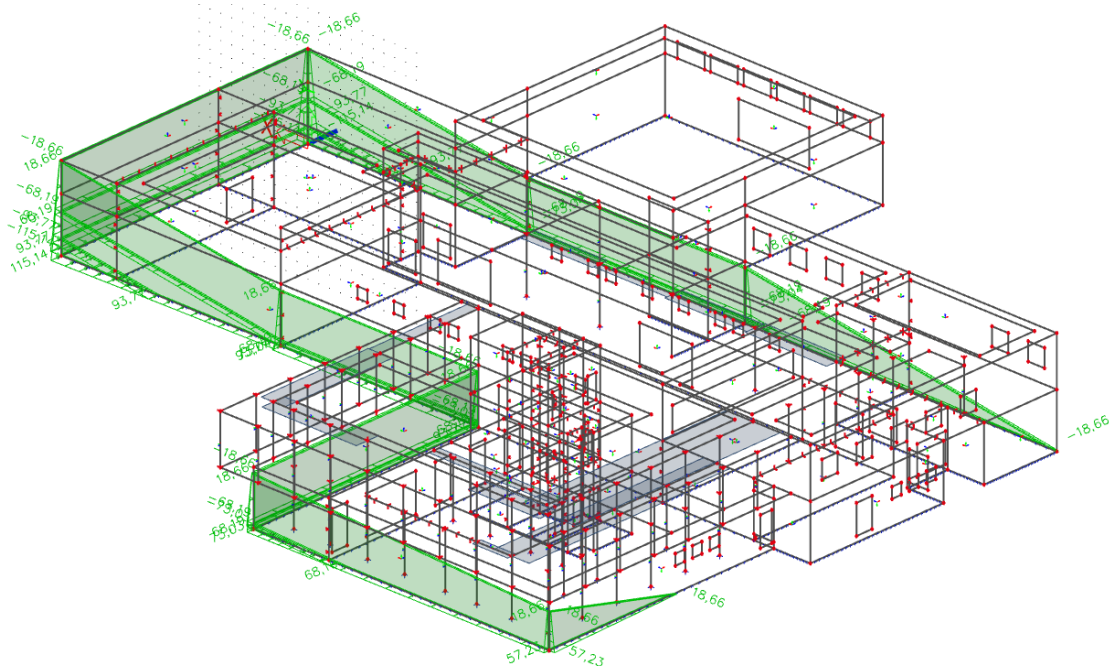


Obrázek 63: Zatížení větrem ve směru X přenášené stěnami do desky v úrovni 2.NP

➤ Proměnné zatížení – vítr ve směru Y – dřevostavba



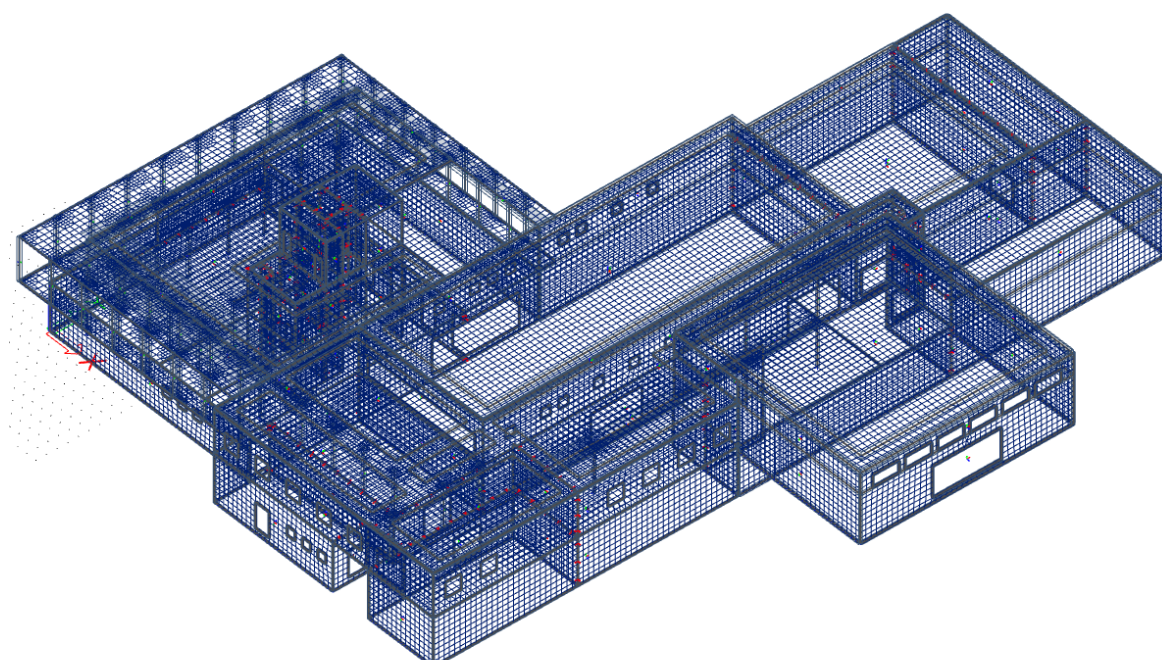
Obrázek 64: Zatížení větrem ve směru Y přenášené stěnami do desky v úrovni 2.NP



Obrázek 65: Zatížení zemním tlakem

4.2 Parametry výpočtu

Pro výpočet byl použit program Scia Engineer, který používá pro výpočet metodu konečných prvků (MKP). Výsledné řešení výpočtu je závislé na zvolené velikosti vygenerované sítě, tedy na velikosti jednotlivých plošných prvků v metrech. Pro výpočet byla zvolena velikost plošných prvků 0,5m. V místě



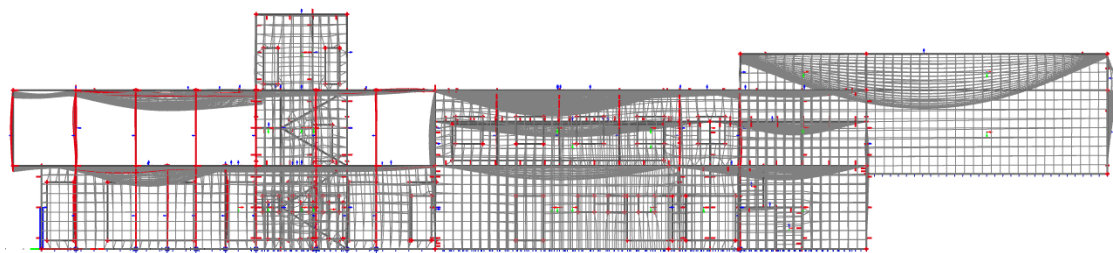
Obrázek 66: Síť vytvořeného 3D modelu ve SCIA Engineer



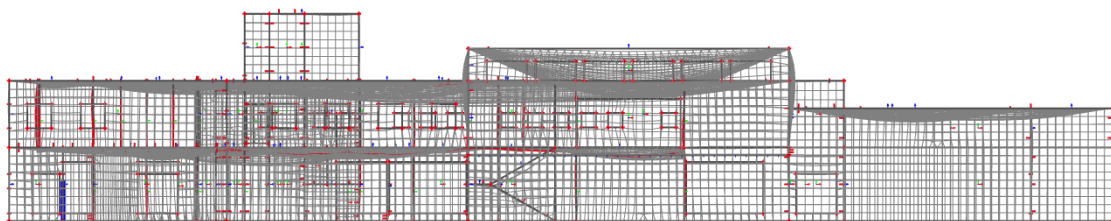
připojení prutových a plošných prvků byla výpočetní síť zhuštěna. Výpočet výsledků MKP byl proveden pomocí lineárního výpočtu.

4.3 Kontrola deformace konstrukce

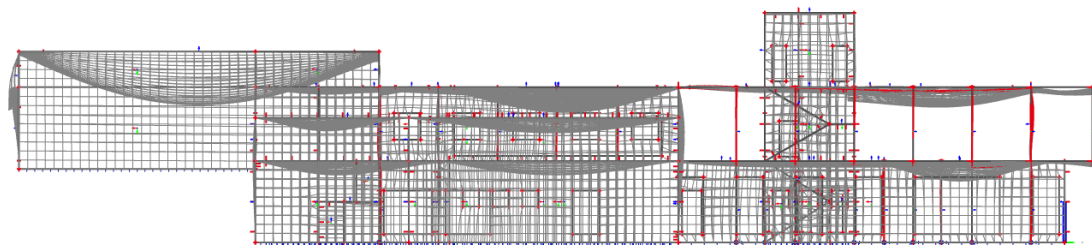
Pro kontrolu charakteru deformací konstrukce byl použit výpočet pouze pro vlastní tíhu konstrukce.



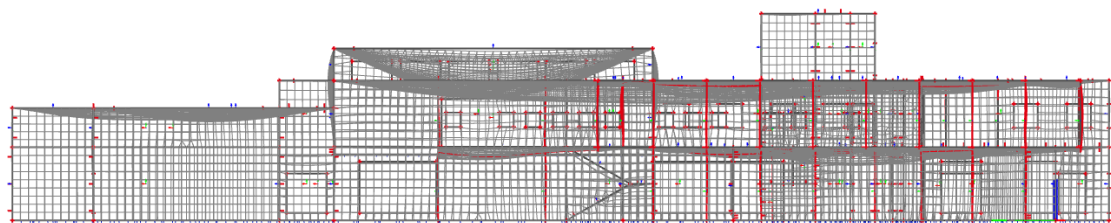
Obrázek 67: Deformace konstrukce – pohled J-V



Obrázek 68: Deformace konstrukce – pohled S-V



Obrázek 69: Deformace konstrukce – pohled S-Z



Obrázek 70: Deformace konstrukce – pohled J-Z



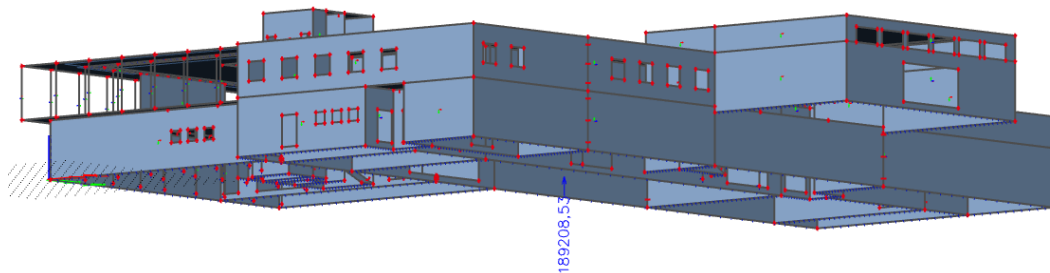
Z uvedených výsledků deformací od vlastní tíhy je patrné, že jsou analogické s předpokládaným charakterem deformací. U desek velkých rozponů je deformace mnohem větší než deformace u desek s běžným rozpětím. Také je z průběhu deformací patrné, že vzhledem k mohutnosti desky nad garáží a tloušťkou stěn dochází k větším vodorovným posunům stěn (podrobněji viz kap. 4.4.3). Z těchto výsledků je také patrné, že model nevykazuje žádné geometrické nepřesnosti nebo chyby v modelu.

4.4 Kontrola správnosti modelu

4.4.1 Správnost zadání zatížení

Kontrola věrohodnosti výsledků modelu konstrukce je ověřena celkovým zatížením objektu. Byl proveden ruční výpočet zatížení konstrukce, kdy veškeré plochy, výšky a délky byly odměřeny z dosavadních rozpracovaných výkresů. Měření ve výkresovém programu [32] bylo přibližné a otvory do stěn byly zahrnuty předpokládaným procentem otvorů ve stěnách. Výsledky jsou porovnány s výslednicí reakcí z modelu vytvořeného v programu Scia Engineer.

$$\sum F_{d,SCIA} \approx \sum F_{d,VÝPOČET}$$



Obrázek 71: Výsledná reakce od veškerého zatížení v kN – MSÚ

Výsledná celková reakce z výpočetního programu je $F_{d,SCIA} = 189\,208,53$ kN.



Zatížení		Výpočet	G_k [kN]	počet	G_k [kN]		G_d [kN]	Otvory	
Stálé zatížení - vlastní tíha									
Sloup 1.PP	250x250	0,25-0,25-25-4,3	6,72	19	127,66	1,35	172,34		
Sloup 1.PP	Ø250	$\pi \cdot 0,125^2 \cdot 25 \cdot 4,3$	5,28	5	26,38	1,35	35,62		
Sloup 1.NP	250x250	0,25-0,25-25-4,23	6,61	48	317,25	1,35	428,29		
Sloup 1.PP	250x500	0,25-0,5-25-4,3	13,44	2	26,88	1,35	36,28		
Sloup 1.NP	250x500	0,25-0,5-25-4,23	13,22	2	26,44	1,35	35,69		
Průvlak P1	450x250	0,25-0,15-25-11,8	11,06	1	11,06	1,35	14,93		
Průvlak P2	750x300	0,3-0,45-25-28,58	96,46	1	96,46	1,35	130,22		
Průvlak P3	2000x250	2-0,25-25-20,23	252,88	1	252,88	1,35	341,38		
Stěnový nosník	4070x250	4,07-0,25-25-10,29	261,75	1	261,75	1,35	353,37		
Stálé zatížení - skladby									
Stěna 250_v.4,3m		0,25-268,63-25-4,3	7219,43	1	5053,60	1,35	6822,36	0,7	
Stěna 250_v.4,23m		0,25-199,12-25-4,23	5898,31	1	4128,82	1,35	5573,90	0,7	
Stěna 350_v.7,105m		0,25-23,94-25-7,105	1063,09	1	1063,09	1,35	1435,17		
Stěna 350_v.4,32m		0,25-6,54-25-4,32	176,58	1	176,58	1,35	238,38		
Stěna 350_v.5,36		0,25-45,36-25-5,36	1519,56	1	1215,65	1,35	1641,12	0,8	
Stěna 400_v.4,3m		0,4-126,98-25-4,3	5460,14	1	5460,14	1,35	7371,19		
Stěna 400_n.v.3,18		0,4-81,31-25-3,18	2585,66	1	2327,09	1,35	3141,57	0,9	
Stěna 600		0,6-7,105-25-24,24	2583,38	1	2583,38	1,35	3487,56		
Stálé zatížení - užitné									
Deska 300		0,3-25-1486,21	11146,58	1	11146,58	1,35	15047,88		
Deska 460		0,7-0,46-25-1082,47	8713,88	1	8713,88	1,35	11763,74		
Deska 600		0,7-0,6-25-715,5	7512,75	1	7512,75	1,35	10142,21		
Deska 700		0,7-0,7-25-416,35	5100,29	1	5100,29	1,35	6885,39		
Schodiště rameno		0,28-25-5,46	38,22	6	229,32	1,35	309,58		
Schodiště mezipodesta		0,2-25-4,41	27,56	3	82,69	1,35	111,63		
Proměnné zatížení - užitné									
S01		1,93-914,15	1819,16	1	1819,16	1,35	2455,86		
S02		16,14-1943,6	31369,70	1	31369,70	1,35	42349,10		
S02_2m zem.		62,63-1943,6	28345,09	1	28345,09	1,35	38265,87		
P03		1,67-504,08	841,81	1	841,81	1,35	1136,45		
P04		1,76-512,31	901,67	1	901,67	1,35	1217,25		
P06		0,92-541,48	498,16	1	498,16	1,35	672,52		
B01		0,53-194,93	103,31	1	103,31	1,35	139,47		
B02		1,34-246,19	329,89	1	329,89	1,35	445,36		
Proměnné zatížení - sníh									
Sníh	0,8 kN/m ²	0,8-2441,4	1953,12	1	1953,12	1,5	2929,68		
Proměnné zatížení - příčky									
Příčky	1,2 kN/m ²	1,2-1016,39	1219,67	1	1219,67	1,5	1829,50		
CELKEM =							189 909,72 kN		

Výsledná síla z ručního výpočtu je rovna $F_{d,VÝPOČET} = 189\,909,72\text{ kN}$

$$F_{d,SCIA} - F_{d,VÝPOČET} = |189\,208,53 - 189\,909,72| = 701,19\text{ kN}$$

Oba výsledky se od sebe liší o 0,40 % což prokazuje, že rozdíl obou výsledků je velmi malý. Vzhledem ke zjednodušenému ručnímu výpočtu, kde je především zjednodušena tíha stěn a vliv otvorů lze považovat výsledek a výstupy modelu za relevantní.



4.4.2 Kontrola vnitřních sil

V této kapitole jsou porovnány vnitřní síly některých prvků ze 3D modelu a ručních výpočtů.

4.4.2.1 Normálové síly ve sloupech

Zde jsou porovnány výsledky normálových sil v některých vybraných sloupech. Vybrané sloupy jsou sloupy, které byly navrženy v předběžném výpočtu, tedy sloup S1, S2, S3 a S4.

➤ Ruční výpočty

ZATÍŽENÍ V PATĚ SLOUPU S1								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m ²]	Charakteristické [kN]	γ [-]	Návrhové [kN]
Stálé								
PO3		1,67	1	1,67	16,67	27,84	1,35	37,58
Deska D0.1	25*0,3=	7,5	1	7,5	16,67	125,03	1,35	168,78
PO6		0,92	1	0,92	16,41	15,10	1,35	20,38
Deska D1.1	25*0,46*0,7=	8,05	1	8,05	16,41	132,09	1,35	178,32
Sloup S1	0,25*0,25*4,22*25	6,59	2	-	-	6,59	1,35	8,90
Proměnné								
1.NP		5	1	5	16,67	83,35	1,5	125,03
2.NP		2	1	2	16,41	32,82	1,5	49,22
Balkon B02		3	1	3	5,57	16,71	1,5	25,06
Příčky		1,2	1	1,2	33,08	39,70	1,5	59,54
Celkem:						479,21		672,82

ZATÍŽENÍ V PATĚ SLOUPU S2								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m ²]	Charakteristické [kN]	γ [-]	Návrhové [kN]
Stálé								
PO4		1,76	1	1,76	38,95	68,55	1,35	92,55
Deska D0.1	25*0,3=	7,5	1	7,5	38,95	292,13	1,35	394,37
Sloup S2	0,125 ² *π*4,22*25=	5,18	2	-	-	5,18	1,35	6,99
Proměnné								
1.NP		3	1	3	38,95	116,85	1,5	175,28
Příčky		1,2	1	1,2	38,95	46,74	1,5	70,11
Celkem:						529,45		739,29

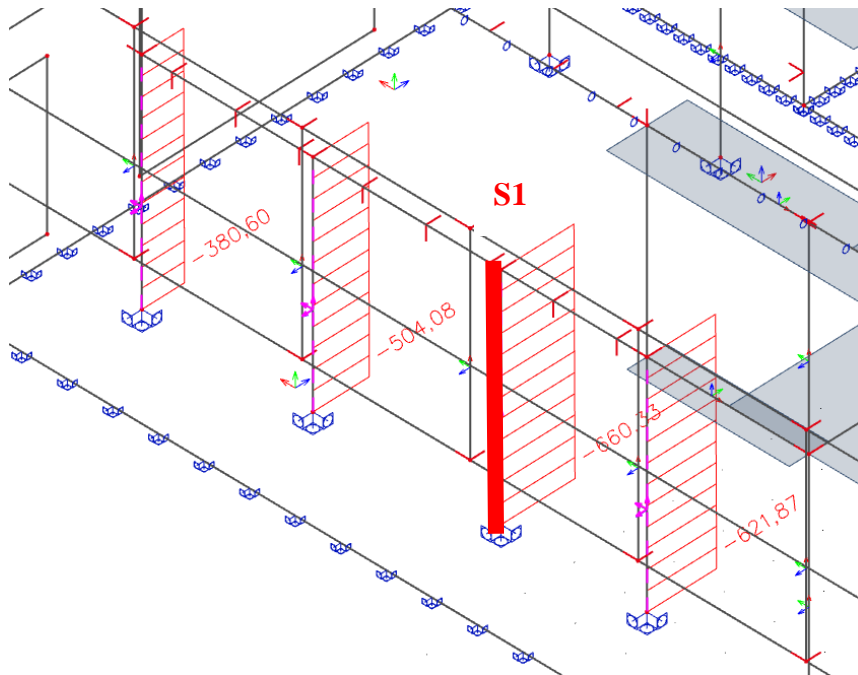


ZATÍŽENÍ V PATĚ SLOUPU S3								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m ²]	Charakteristické [kN]	γ [-]	Návrhové [kN]
Stálé								
P01		2,65	1	2,65	24,12	63,92	1,35	86,29
S02		16,14	1	16,14	44,65	720,65	1,35	972,88
Deska D0.1	25*0,3=	7,5	1	7,5	24,12	180,90	1,35	244,22
Deska D1.4	25*0,7*0,7=	12,25	1	12,25	33,43	409,52	1,35	552,85
Deska D1.1	25*0,46*0,7=	8,05	1	8,05	11,22	90,32	1,35	121,93
Průvlak P3	25*0,84=	21		21	1,67	35,07	1,35	47,34
Sloup S3	0,25*0,5*4,22*25	6,59	2	-	-	13,19	1,35	17,80
Proměnné								
1.NP		5	1	5	24,12	120,60	1,5	180,90
Garáže		0,8	1	0,8	33,43	26,74	1,5	40,12
Kanceláře		5	1	5	11,22	56,10	1,5	84,15
Celkem:						1717,01		2348,48

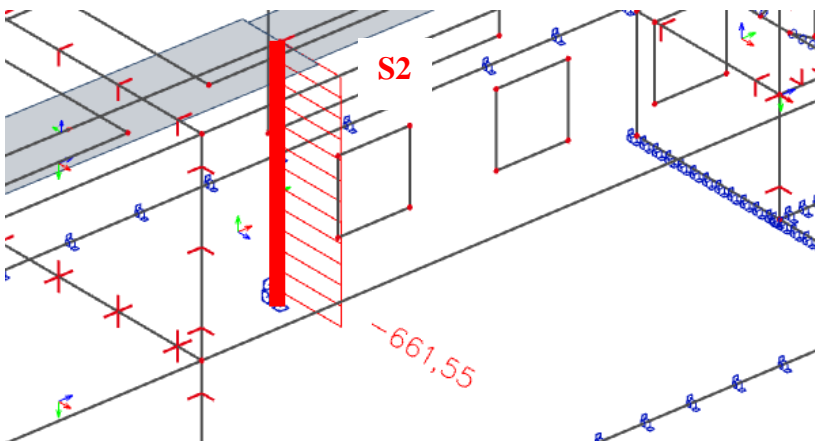
ZATÍŽENÍ V PATĚ SLOUPU S4								
		[kN/m ²]	počet	[kN/m ²]	[m ²]	Charakteristické [kN]	γ [-]	Návrhové [kN]
Stálé								
S02		16,14	1	16,14	23,32	376,38	1,35	508,12
Deska D1.1	25*0,46*0,7=	8,625	1	8,625	23,32	201,14	1,35	271,53
Sloup S5	0,25*0,25*4,22*25	6,59	2	-	-	6,59	1,35	8,90
Proměnné								
Střecha		5	1	5	23,32	116,60	1,5	174,90
Sníh		0,8	1	0,8	23,32	18,66	1,5	27,98
Celkem:						719,37		991,44



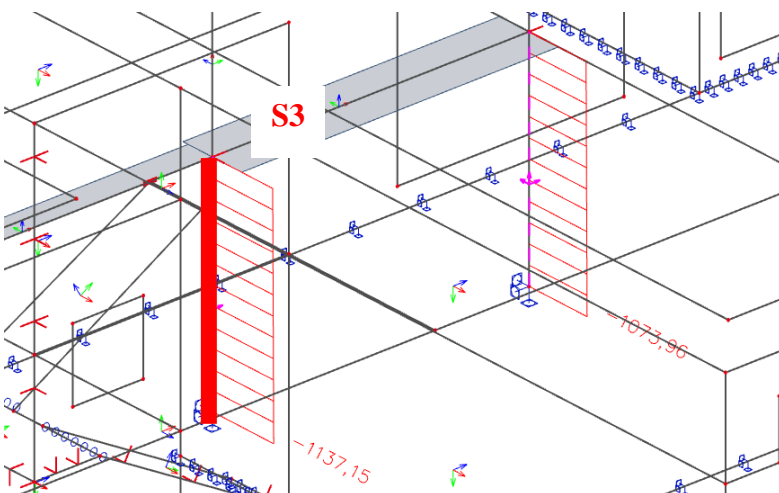
➤ Výsledky z programu SCIA Engineer



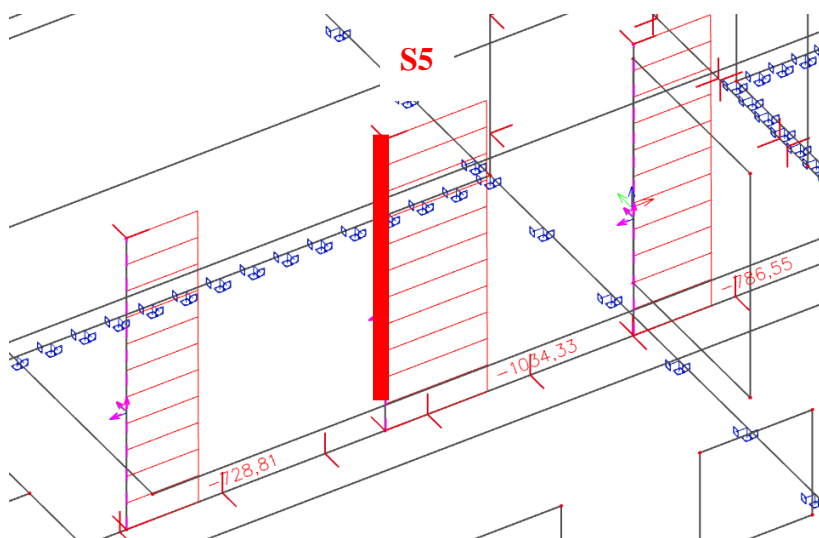
Obrázek 72: Průběh normálové síly ve sloupu S1 ve 3D modelu – MSÚ



Obrázek 73: Průběh normálové síly ve sloupu S2 ve 3D modelu – MSÚ



Obrázek 74: Průběh normálové síly ve sloupu S3 ve 3D modelu – MSÚ



Obrázek 75: Průběh normálové síly ve sloupu S5 ve 3D modelu – MSÚ

➤ Výsledky

V následující tabulce jsou porovnány výsledky z ručního výpočtu a z výpočtu pomocí programu SCIA Engineer. Jsou zde uvedeny jejich rozdíly kN a v procentech.

	S1	S2	S3	S5
N_{Ed,VÝP} [kN]	672,82	739,29	2348,48	991,44
N_{Ed,SCIA} [kN]	660,33	661,55	1137,15	1034,33
Rozdíl [kN]	12,49	77,74	1211,33	42,89
Procenta [%]	2	11	52	4

Tabulka 5: Srovnání výsledků normálových sil

Z výsledků je patrné, že sloupy S1, S2 a S4 vyšly velmi podobně a blízko hodnotám jako v programu SCIA Engineer. Velký rozdíl pak vykazuje sloup S3, jehož výsledky se liší asi o 52%. Rozdíly ve výsledných silách jsou ovlivněny především zvolenými modely. Pro ruční výpočty byly použity zjednodušené modely a nebyl zde uvažován jakýkoliv vliv okolních konstrukcí. Na rozdíl od toho 3D model zohledňuje a využívá veškeré tuhé okolní podpory, a tak je pravděpodobné, že „nenateče“ tolik síly právě do sloupu nýbrž do okolních tužších konstrukcí. Místo, kde je sloup S3 je poměrně složité a je patrné, že se síly přerozdělily s největší pravděpodobností právě do okolních stěn než do zmiňovaného sloupu. Průvlak P3, který se na sloup S3 umístěn je také

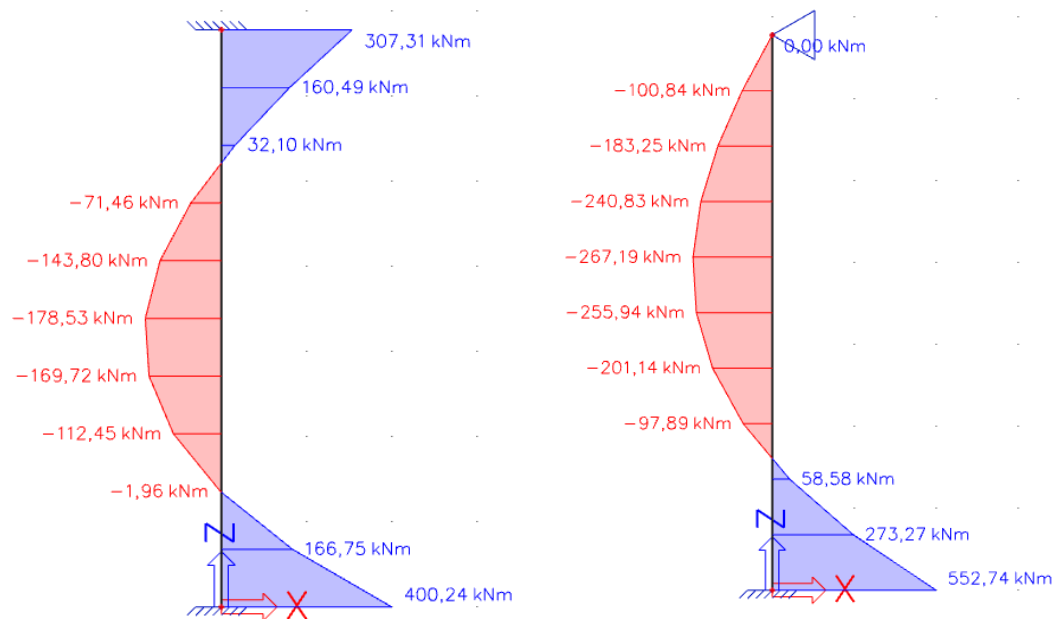


pravděpodobně vynášen deskou nad garáží, která má tloušťku 700mm a částečně také deskou nad kanceláři, která má tloušťku 460mm.

4.4.2.2 Ohybový moment na suterénní stěně

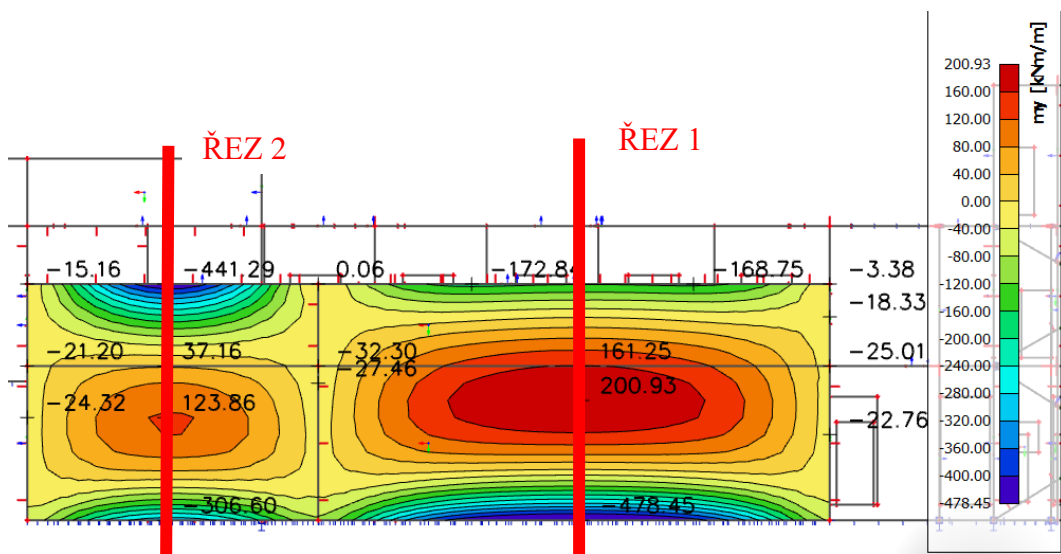
Zde je porovnán ohybový moment na zadní, nejvíce zatížené suterénní stěně. Je porovnán výsledek z předběžného výpočtu (viz kap. 3.8), kde byl průběh vnitřních sil na suterénní stěně stanoven pouze od zemního tlaku na dvou jednoduchých modelech, a to vetknutí v patě a hlavě stěny a druhý model s vetknutím v patě stěny a kloubovým uložením v hlavě stěny. Momenty byly stanoveny na jeden metr šířky stěny. Výsledky jsou porovnány s výsledky momentů ve 3D modelu.

➤ Vnitřní síly z předběžného výpočtu





- Vnitřní síly z programu SCIA Engineer – momenty m_y



Obrázek 76: Průběh ohybových momentu m_y na suterénní stěně

- Výsledky

V následující tabulce jsou porovnány výsledky z ručního předběžného výpočtu a z výpočtu pomocí programu SCIA Engineer v oblasti vyznačeného řezu 1, jelikož předběžný výpočet a 1D model byly provedeny s uvažováním jednosměrně pnuté desky, což je právě patrné v řezu 1. Jsou zde uvedeny jejich rozdíly kNm a v procentech.

V-V_3D	hlava	pole	pata
$M_{Ed,V\acute{Y}P}$ [kNm]	307,3	178,53	400,24
$M_{Ed,SCIA}$ [kNm]	172,8	200,93	478,45
Rozdíl [kNm]	134,5	22,4	78,21
Procenta [%]	44	11	16

Tabulka 6: Srovnání výsledků ohybových momentů

K-V_3D	hlava	pole	pata
$M_{Ed,V\acute{Y}P}$ [kNm]	0	267,19	552,74
$M_{Ed,SCIA}$ [kNm]	172,8	200,93	478,45
Rozdíl [kNm]	172,8	66,26	74,29
Procenta [%]	-	25	13

Tabulka 7: Srovnání výsledků ohybových momentů

Výsledky z 3D modelu byly porovnány s výsledky z obou předběžných modelu tedy vetknutí – vetknutí (V-V) a kloub – vetknutí (K-V). Rozdíl výsledků u obou modelů v poli a v patě stěny je uspokojující, předběžný výsledek by byl pravděpodobně ještě někde mezi těmito hodnotami a rozdíly hodnot by se



pohybovaly cca kolem 15%. V hlavě stěny jsou opět výsledky rozdílné přibližně o 44%. Znovu lze říci, že tyto rozdíly jsou způsobeny tuhostí okolních konstrukcí, které v předběžném výpočtu nejsou uváženy. Větší moment v hlavě stěny je v části vyznačeného řezu 2, kde je jiné působení suterénní stěny než v řezu 1.

V-V_3D	hlava
$M_{Ed,VYP}$ [kNm]	307,3
$M_{Ed,SCIA}$ [kNm]	441,3
Rozdíl [kNm]	134
Procenta [%]	44

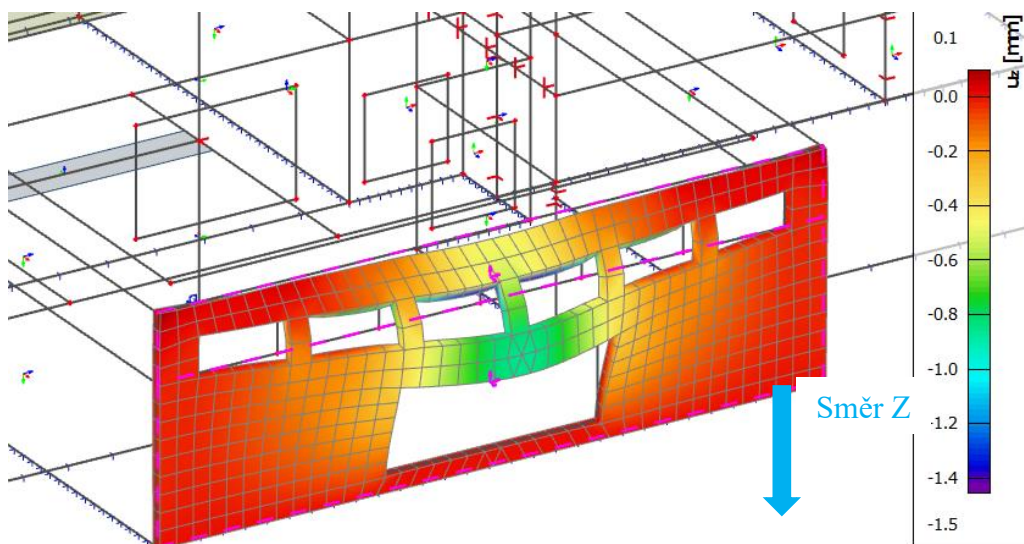
Tabulka 8: Srovnání výsledků ohybových momentů

Výsledek je opět odlišný přibližně o 44%. V tomto případě lze říci, že rozdíly jsou způsobeny rozdílem působení (pnutí) suterénních stěn. Výsledek lze v tomto případě považovat za důvěryhodný.

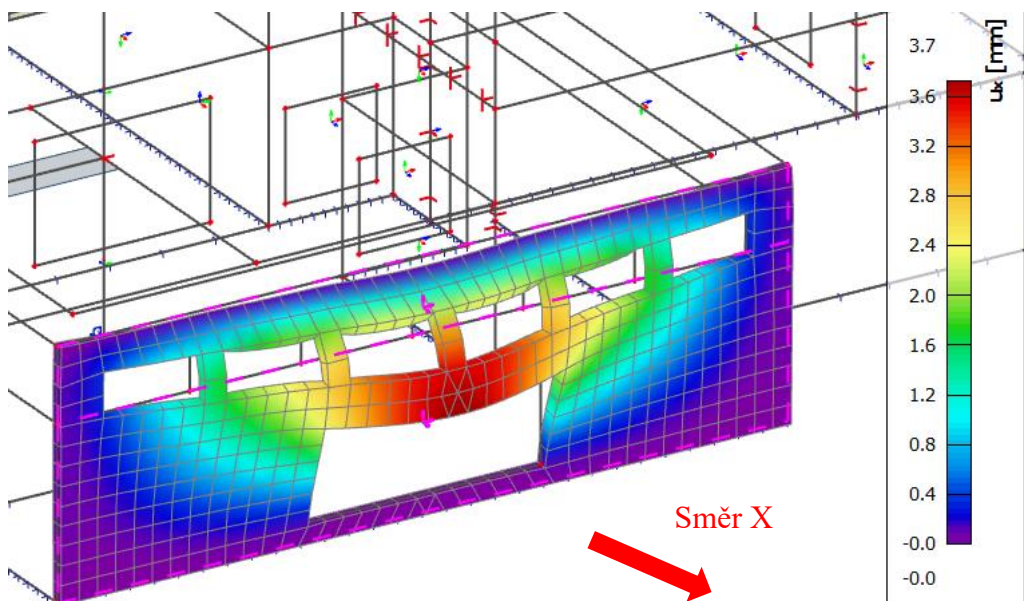


4.4.3 Kontrola deformací svislé stěny v místě vjezdu do garáže

Ve 3D modelu byly zjištěny poměrně velké vodorovné deformace stěny u vjezdu do garáže. Vzhledem k velikosti vjezdových vrat by mohl průhyb způsobit komplikaci při jejich používání. Jedná se o počáteční průhyb a dlouhodobý průhyb by již mohl být příliš velký.



Obrázek 77: Deformace nadpraží ve svislém směru nad garážovými vraty

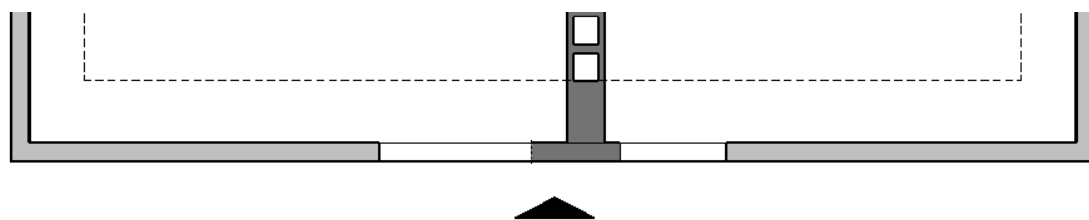


Obrázek 78: Deformace nadpraží ve vodorovném směru nad garážovými vraty

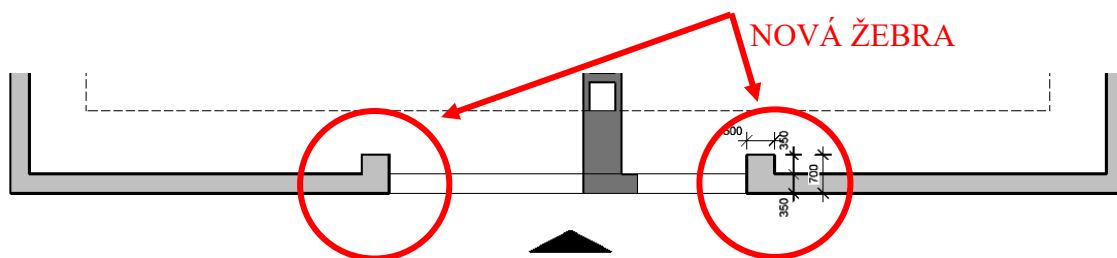
Průhyb ve svislém směru Z je cca 1,5mm, průhyb ve vodorovném směru X je roven přibližně 3,7mm. Tento vodorovný průhyb by se právě jako dlouhodobý mohl jevit jako nepříznivý. Tento průhyb bude eliminován konstrukční úpravou, a to přidáním ztužujících žebel, které budou lemovat vjezd do garáže. Protože je vjezd do garáže poměrně široký, lze předpokládat, že tato přidaná žebra nebudou



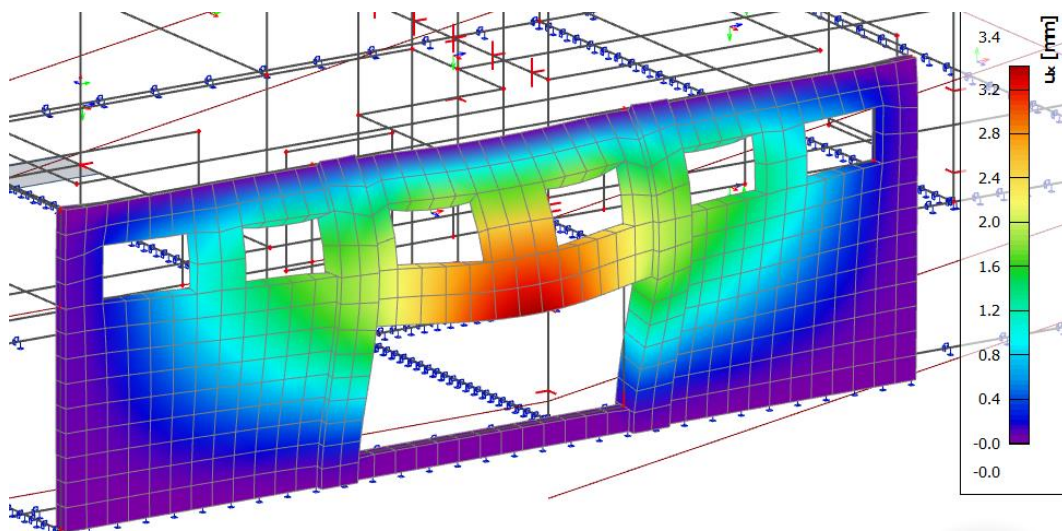
překážkou pro vjezd vozidel do garáže. Byla přidána žebra o rozměrech 350x500mm.



Obrázek 79: Původní tvar vjezdu do garáže

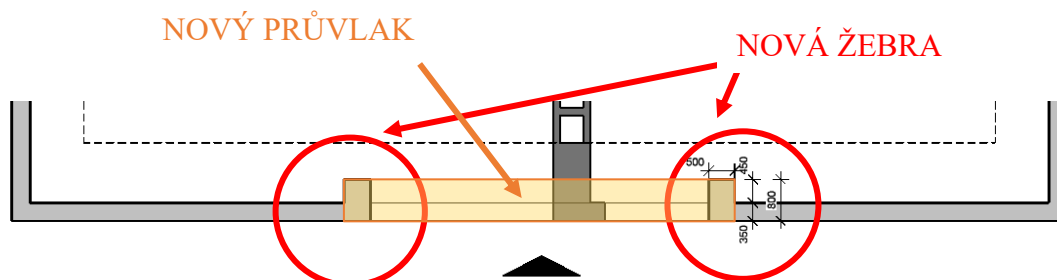


Obrázek 80: Nový tvar vjezdu do garáže

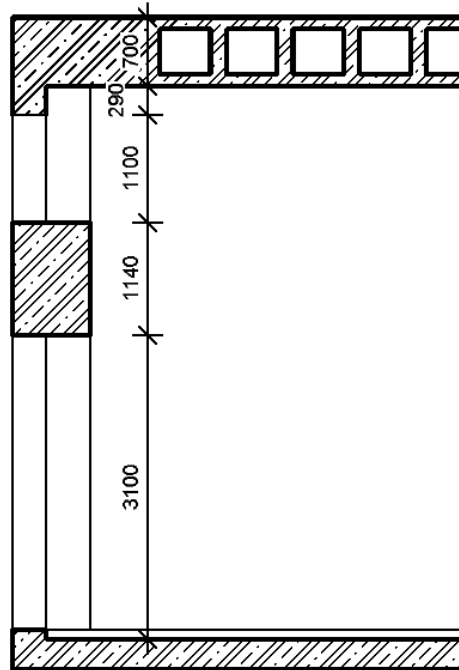


Obrázek 81: Vodorovná deformace po první úpravě tvaru vjezdu do garáže

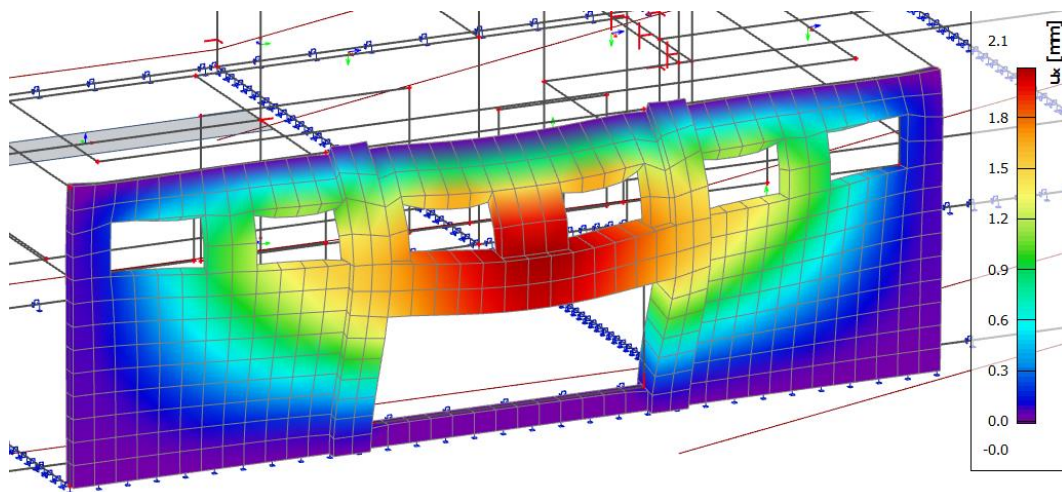
Po této úpravě se vodorovný průhyb zmenšil pouze o 0,3mm. Poroto bude provedena ještě jedna úprava. Žebra budou zvětšena na rozměr 450x500mm a nad vjezdem bude vytvořen průvlak o rozměrech 800x14mm. Nad vjezdem do garáže tak vznikne ztužující rám. Tvar je patrný z příčného řezu na obr. 83.



Obrázek 82: Nový tvar vjezdu do garáže



Obrázek 83: Řez místem vjezdu do garáže



Obrázek 84: Vodorovná deformace nadpraží po úpravě

Po poslední úpravě se od prvního výsledku průhyb snížil o 1,6mm, což je skoro o polovinu. Pro účel této práce bude výsledek považován za vyhovující. Výsledky by se musely prodiskutovat s konkrétním výrobcem garážových vrat a případně by se musela provést další opatření vedoucí ke zmenšení deformací nadpraží nad vraty.

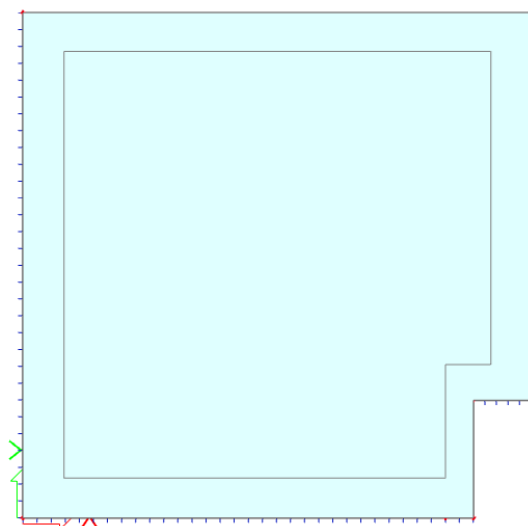


5 PODROBNÝ NÁVRH DESKY D1.3

Pro podrobný návrh byla vybrána vylehčená deska D1.3 nad 1.PP (resp. v úrovni 2.NP) tl. 600mm o rozměrech 14,82x14,75m. Deska se nachází nad sklepem.

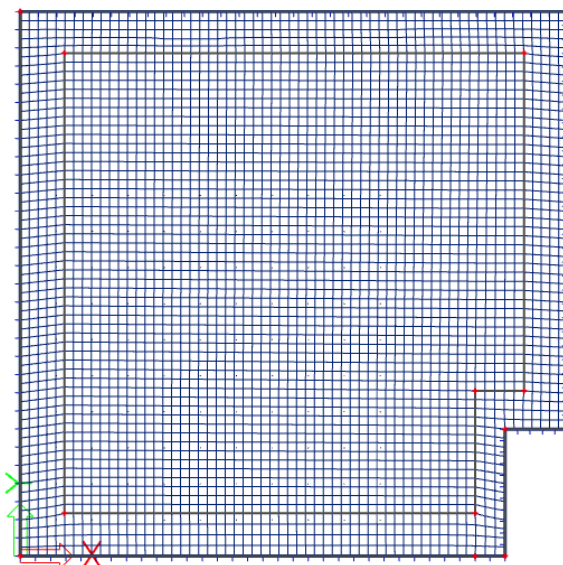
5.1 Model

Pro výpočet byl vytvořen nový 2D model desky. Deska byla vymodelována tloušťky 600mm a vylehčená oblast byla vymodelována náhradní tloušťkou desky 561mm (viz kap. 4.1). Podepření desky je vymodelováno jako pevné liniové podpory.



Obrázek 85: 2D model navrhované desky

Pro výpočet byla zvolena síť plošných prvků o velikosti 0,25m.



Obrázek 86: Síť plošných prvků navrhované desky



5.2 Zatížení

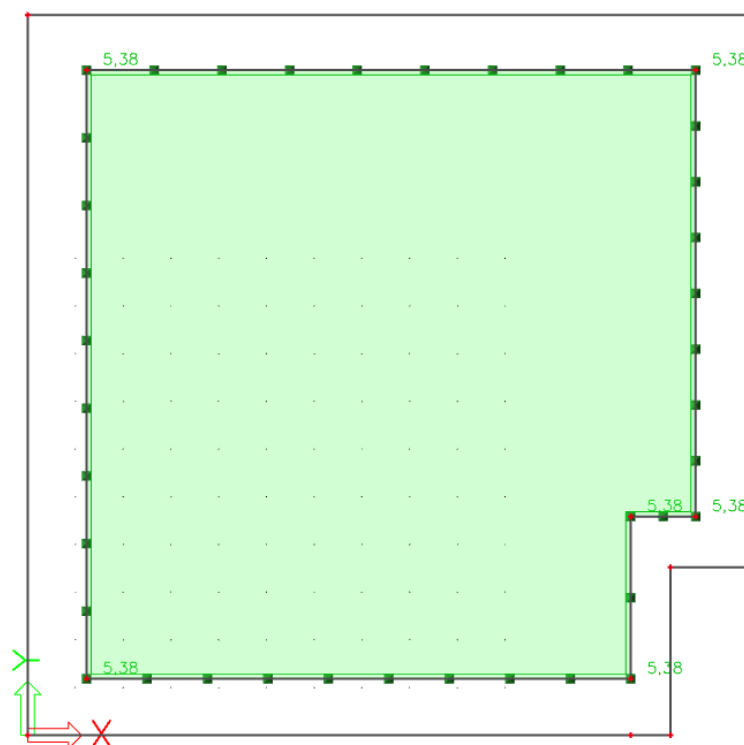
Na desku je uvažováno zatížení od střechy se skladbou S02 a užité zatížení kategorie C – terasy. Sníh na desku není uvažován, neboť hodnota zatížení sněhem je mnohem menší než hodnota užitého zatížení a není předpoklad, že by se obě hodnoty vyskytovaly na konstrukci současně v plném rozsahu. Vylehčení desky bylo nahrazeno adekvátním odtižením desky (viz kap. 4.1). Vlastní tíha desky je automaticky dopočtena výpočetním programem SCIA Engineer.

➤ Zatěžovací stavy

Pro výpočet jsou zadány 4 zatěžovací stavy.

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Směr	Působení	Řídící zat. stav
	Spec	Typ zatížení				
ZS1	Vlastní tíha	Stálé Vlastní tíha	SZ1	-Z		
ZS2	odtižení	Stálé Standard	SZ1			
ZS3	stálé	Stálé Standard	SZ1			
ZS4	užité Standard	Proměnné Statické	SZ2		Krátkodobé	Žádný

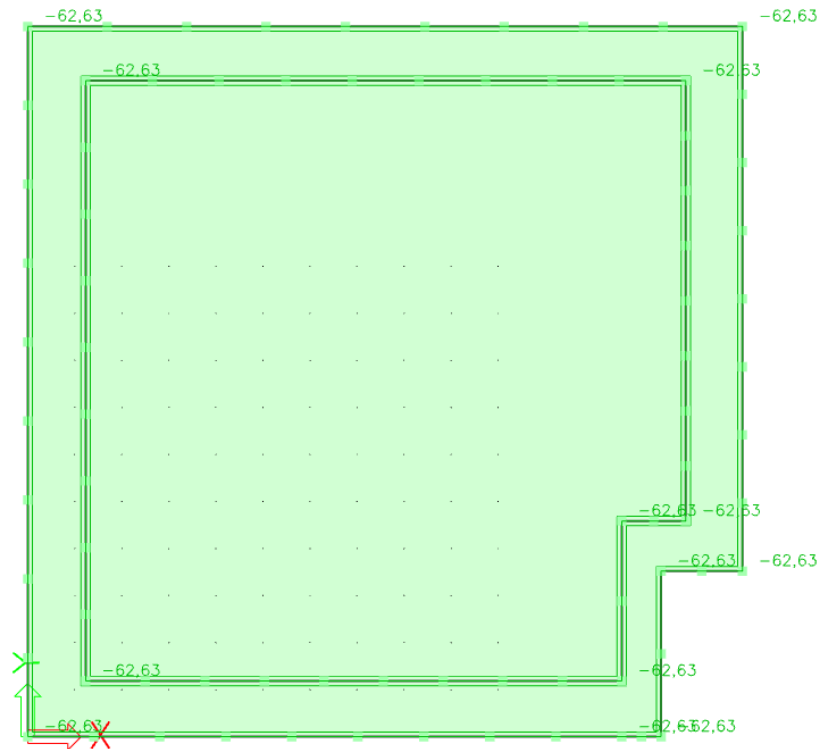
Tabulka 9: Tabulka zatěžovacích stavů



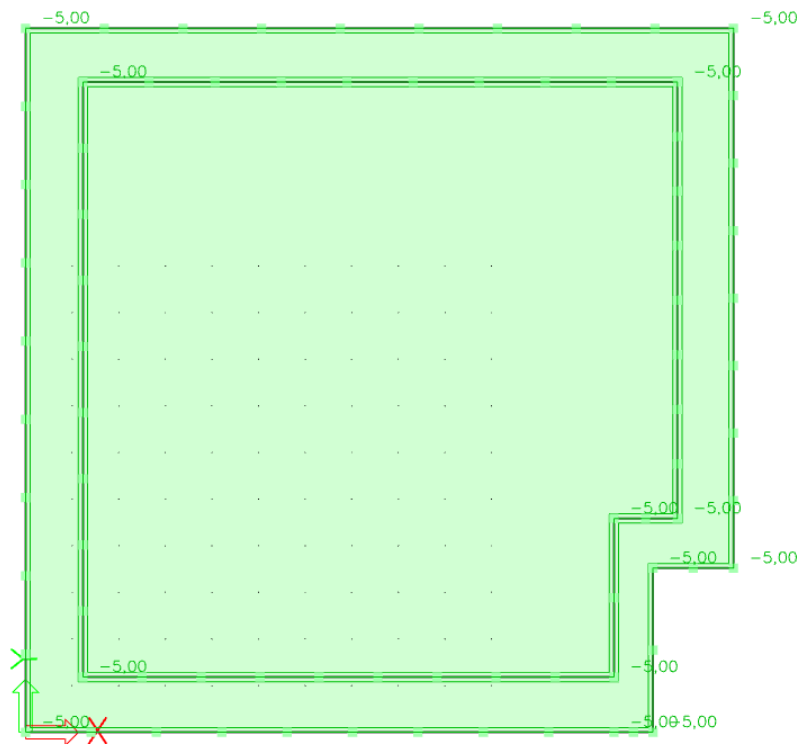
Obrázek 87: Odlehčení desky U-BOOT tvarovkami



Stálé zatížení obsahuje zatížení vrstvou zeminy, která má 2m + je zde předpoklad, že se zemina plně nasytí vodou, což by mohly způsobit například nefunkční (ucpané) vpusti či porucha drenážního systému kolem objektu.



Obrázek 88: Zatížení stálé – střecha, skladba S02



Obrázek 89: Zatížení proměnné – užitné kat. C



➤ Kombinace zatížení

Pro výpočet byly vytvořeny 3 základní kombinace:

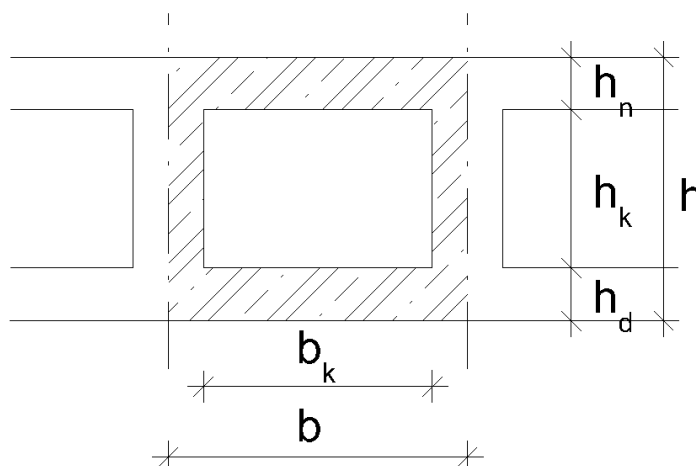
MSP-kvazi		EN-MSP kvazistála	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - odtížení ZS3 - stálé ZS4 - užité
MSP-char		EN-MSP charakteristická	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - odtížení ZS3 - stálé ZS4 - užité
MSU		EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - odtížení ZS3 - stálé ZS4 - užité

Tabulka 10: Použité kombinace zatížení

Kombinace jsou vytvořeny automaticky pomocí výpočetního programu dle eurokódu – tedy všechny součinitele zatížení jsou zadány automaticky dle něj. Pro MSÚ je použit pro stálé zatížení součinitel 1,35 a pro užité součinitel 1,5. Pro kombinace MSP jsou součinitelé zatížení uvažovány hodnotou 1,0. V kvazistálé kombinaci je navíc pro užité zatížení použit součinitel $\psi_2=0,6$ (viz kap. 3.3.3, tab.4).

Pro výpočet průhybů byla vytvořena kombinace „pro beton“, která je potřebná pro výpočet dlouhodobých průhybů v programu SCIA Engineer. Tato kombinace je rovna kombinaci MSP – kvazi.

➤ Schéma průřezu desky

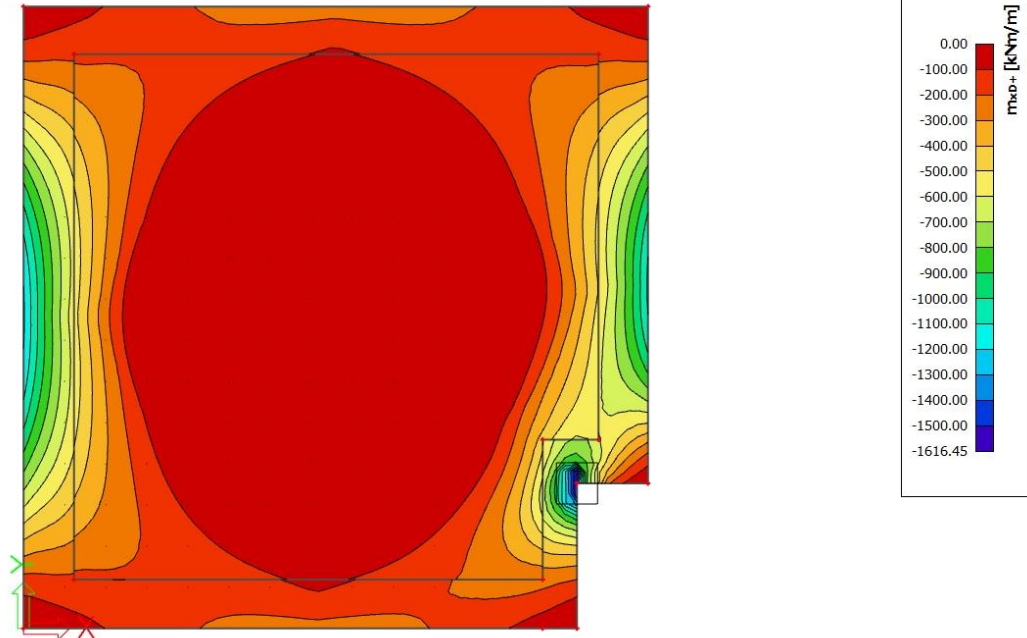


Obrázek 90: Schéma průřezu vylehčené desky

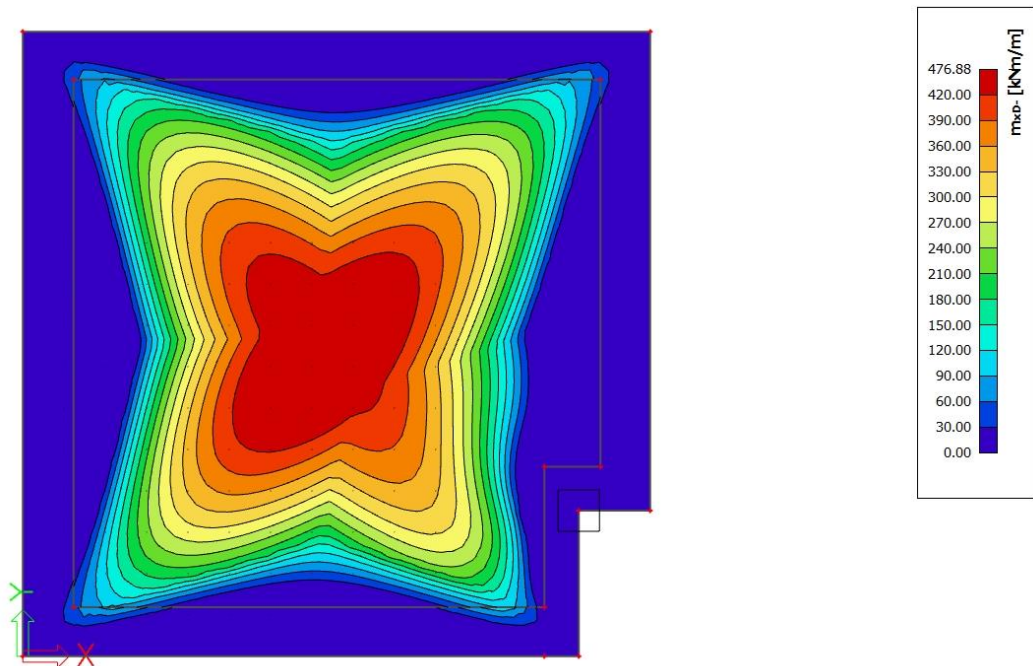


5.3 Výsledné ohybové momenty

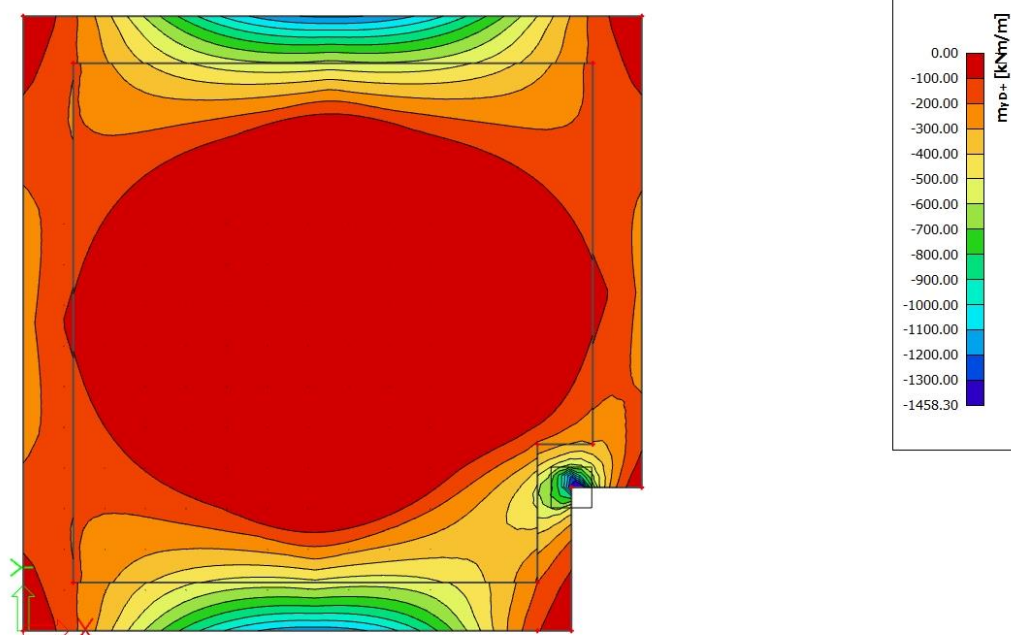
Mezní stav únosnosti – MSÚ



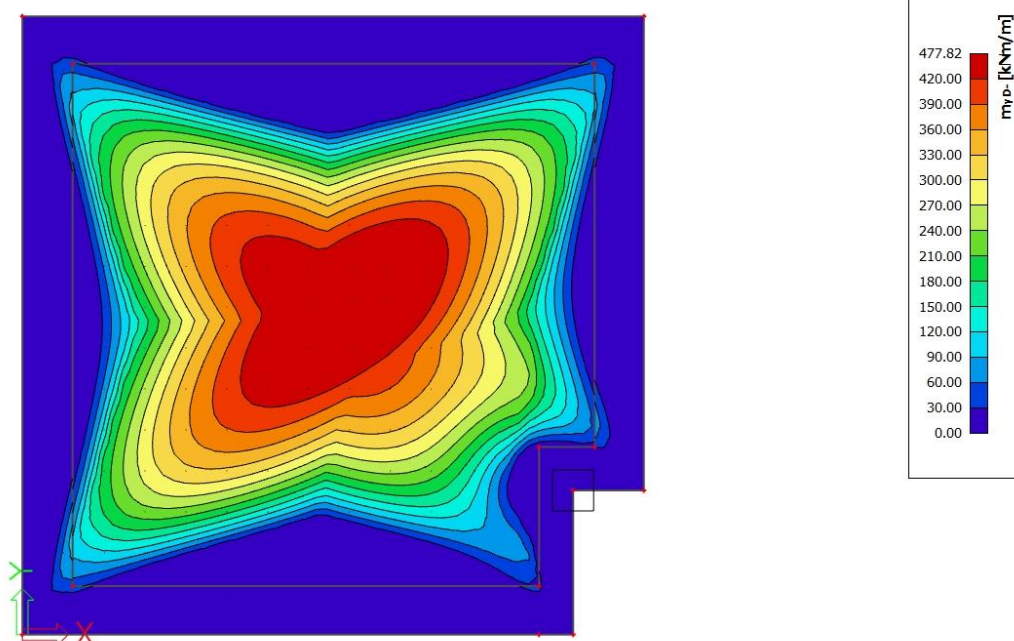
Obrázek 91: Průběh ohybových momentů $m_{x,D+}$, MSÚ



Obrázek 92: Průběh ohybových momentů $m_{x,D-}$, MSÚ



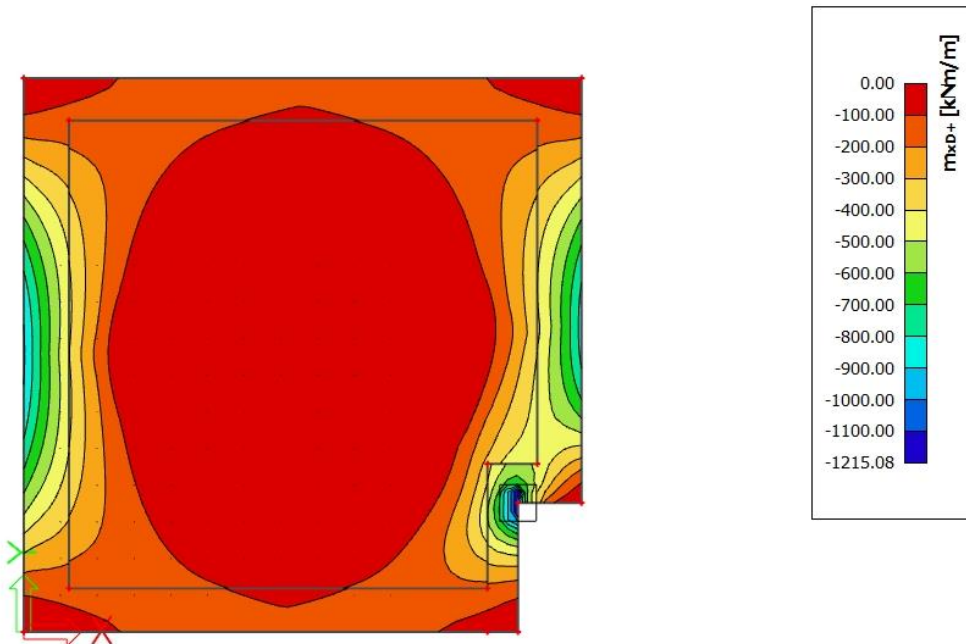
Obrázek 93: Průběh ohybových momentů m_{yD+} , MSÚ



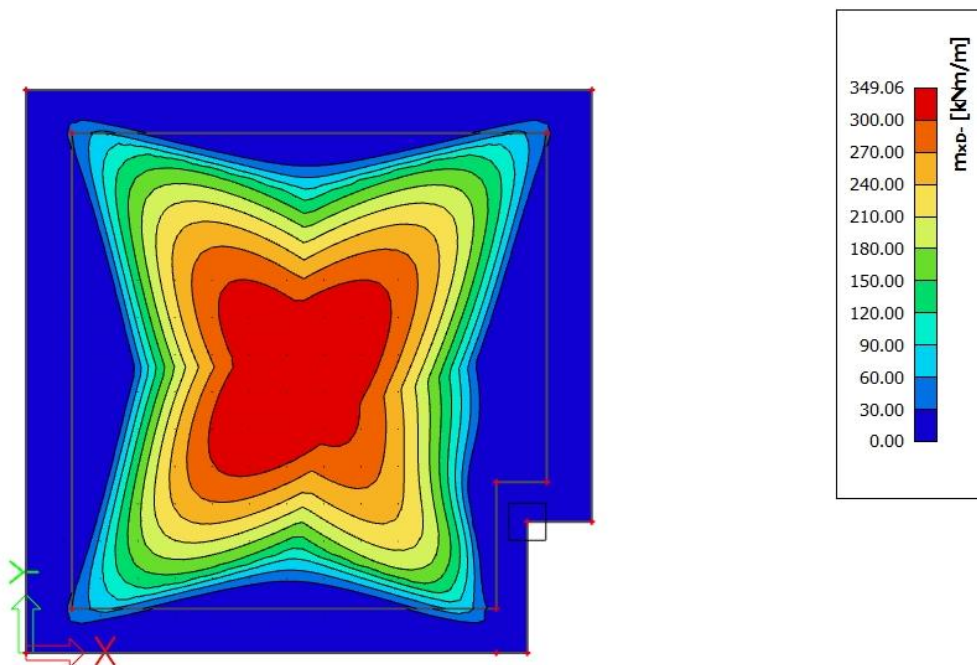
Obrázek 94: Průběh ohybových momentů m_{yD-}



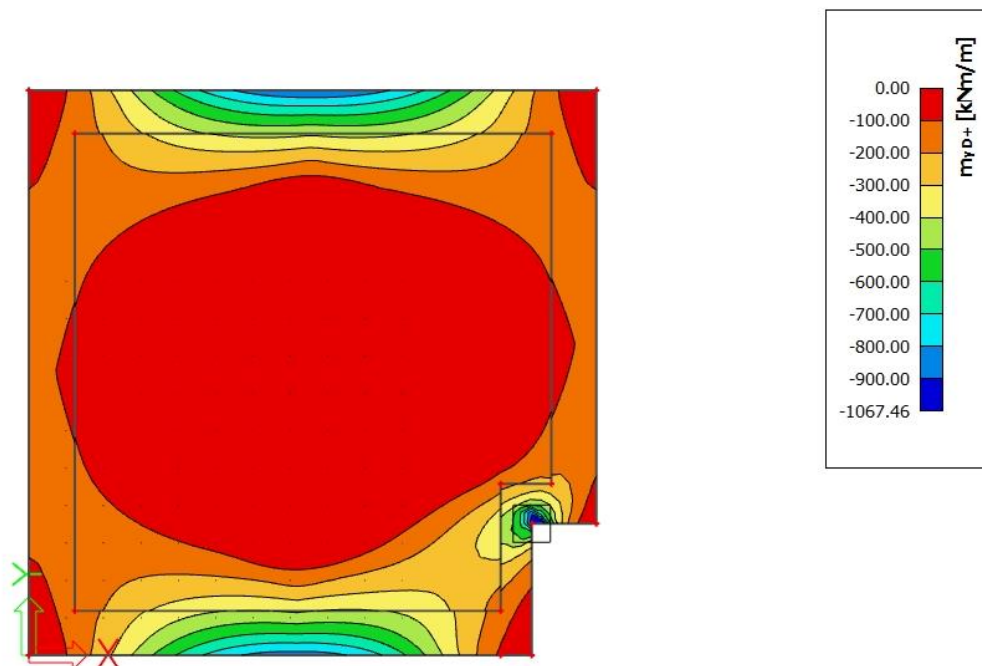
Mezní stav použitelnosti – MSP, kvazistálá kombinace



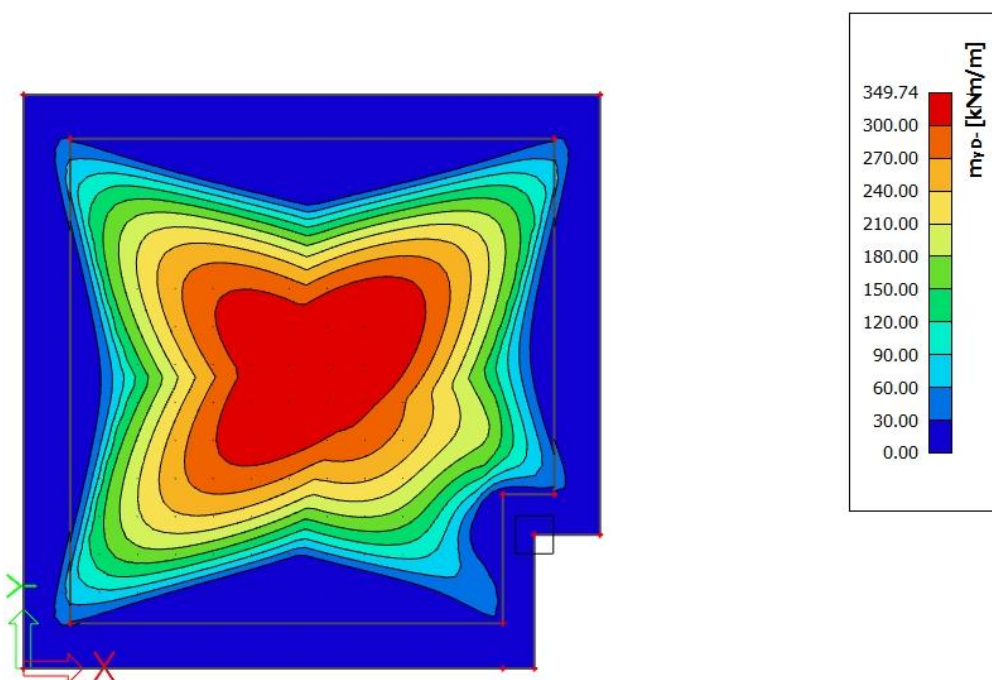
Obrázek 95: Průběh ohybových momentů m_{xD+} , MSP kvazistálá kombinace



Obrázek 96: Průběh ohybových momentů m_{xD-} , MSP kvazistálá kombinace



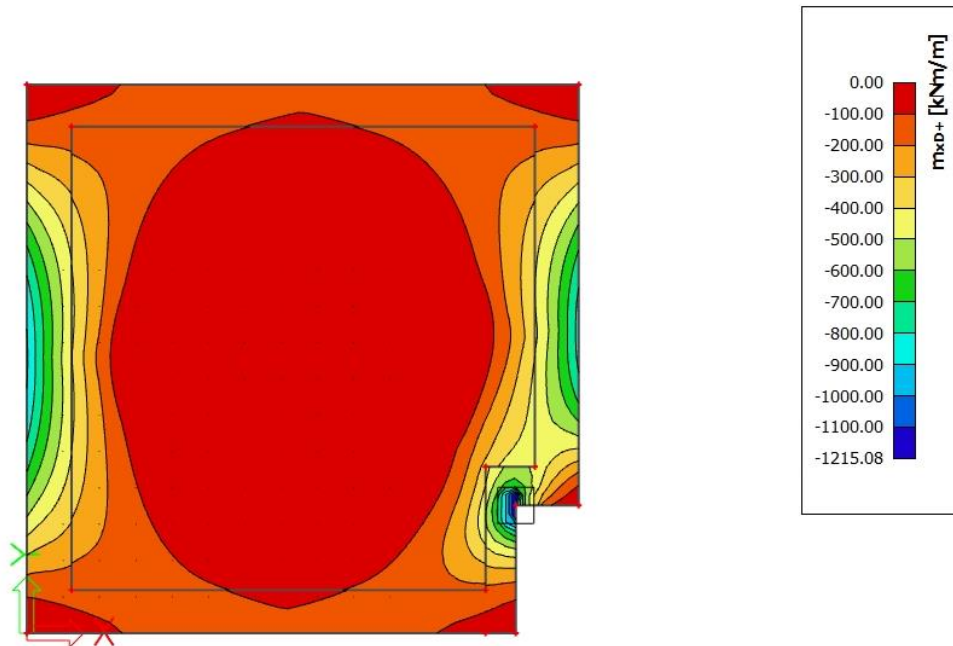
Obrázek 97: Průběh ohybových momentů m_{yD+} , MSP kvazistálá kombinace



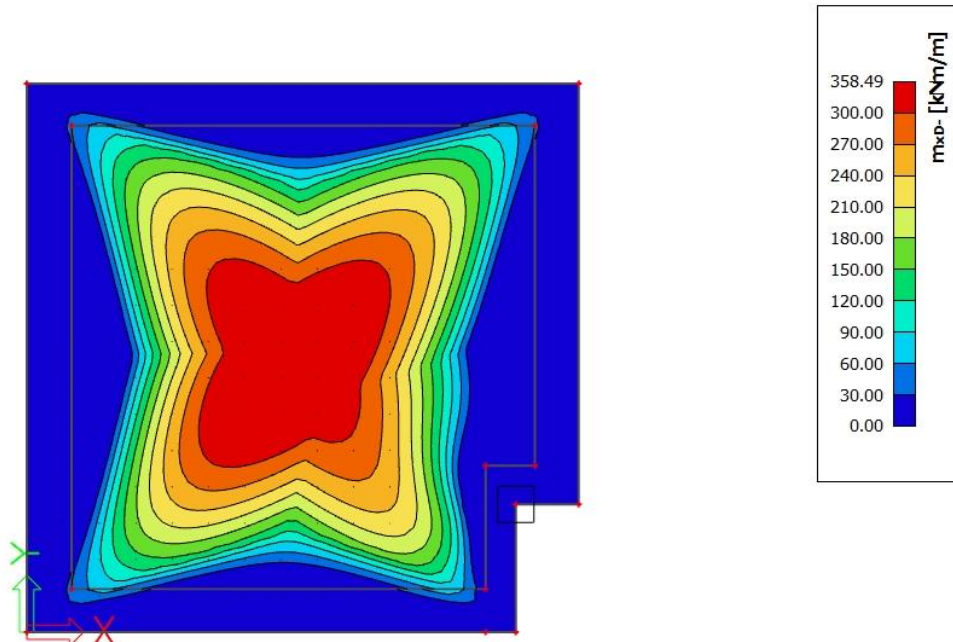
Obrázek 98: Průběh ohybových momentů m_{yD-} , MSP kvazistálá kombinace



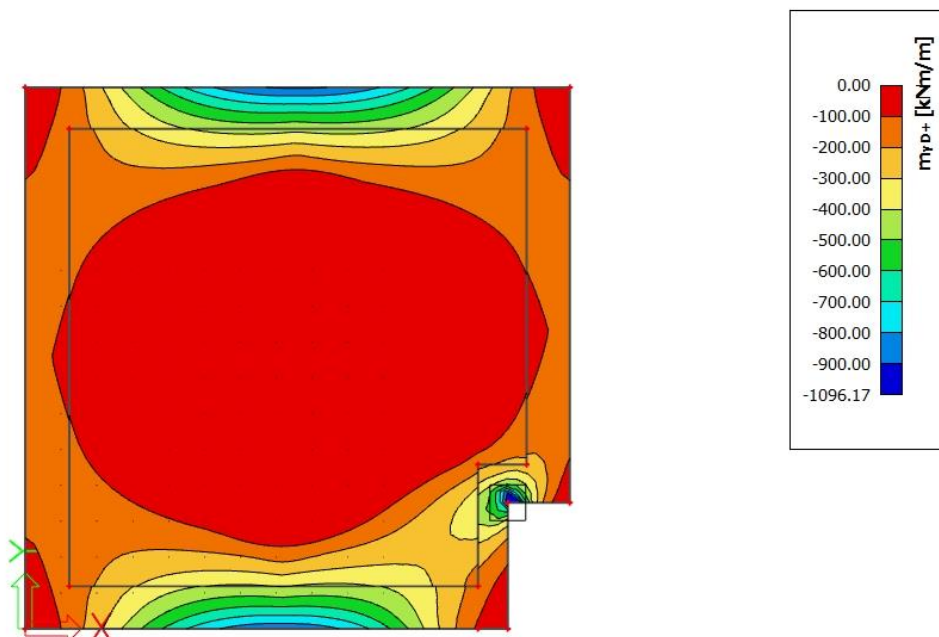
Mezní stav použitelnosti – MSP, charakteristická kombinace



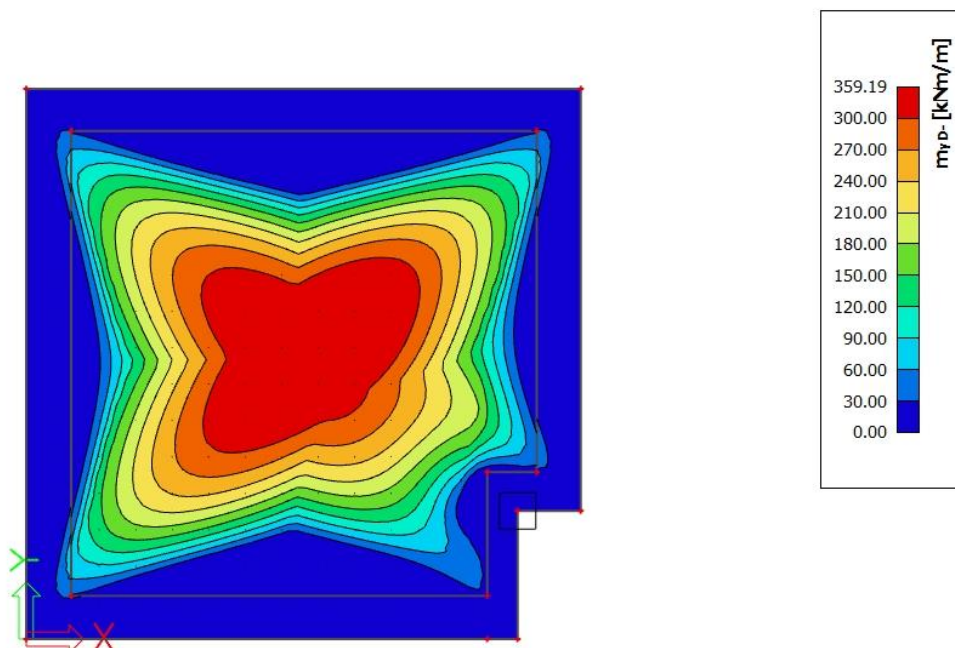
Obrázek 99: Průběh ohybových momentů m_{x0+} , MSP charakteristická kombinace



Obrázek 100: Průběh ohybových momentů m_{x0-} , MSP charakteristická kombinace

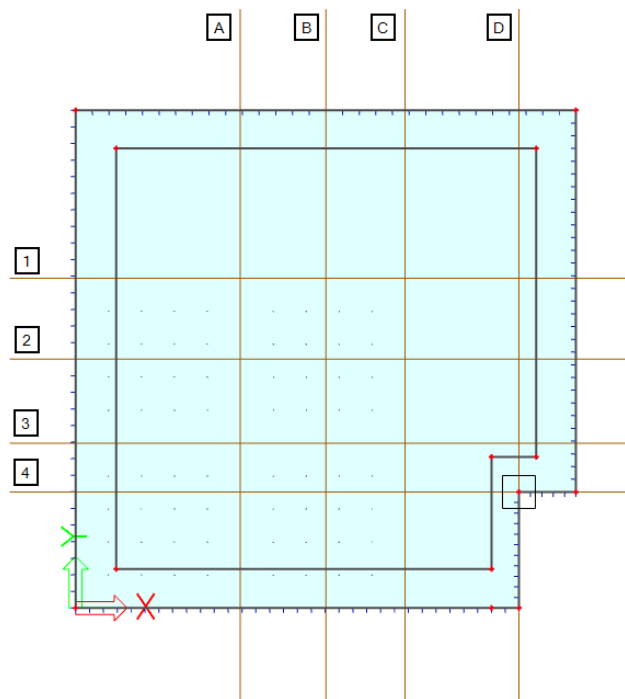


Obrázek 101: Průběh ohybových momentů m_{yD+} , MSP charakteristická kombinace



Obrázek 102: Průběh ohybových momentů m_{yD-} , MSP charakteristická kombinace

Na desce v programu SCIA Engineer byly vytvořeny řezy. Vzhledem k tomu, že je deska téměř čtvercového půdorysu, rozhodujícími průřezy jsou střed pole a střední části podpor. Dalším velmi kritickým místem je místo v půdorysném zalomení desky na řezech 4-D. V tomto místě bude navržena jiná výztuž, než je výztuž v desce.

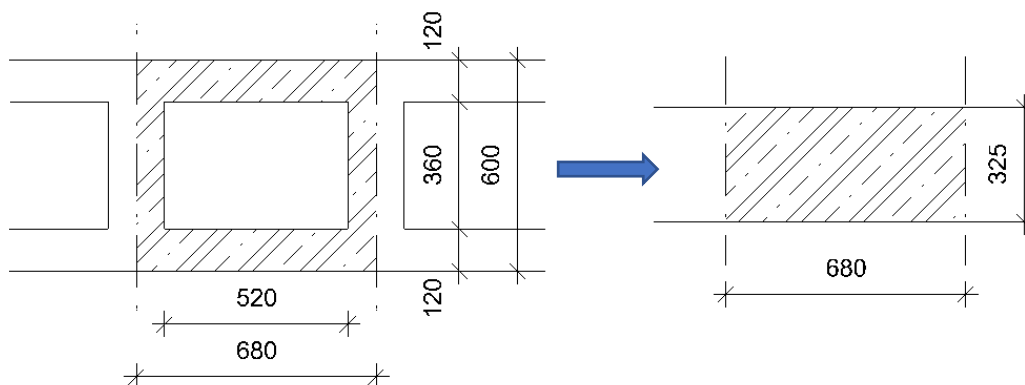


Obrázek 103: Vybrané řezy pro výsledky na navrhované desce

5.4 Volba základního rastru výztuže

Základní rastr výztuže je zvolen s ohledem na šířku vzniklých trhlin při tahovém namáhání betonu. Tedy v betonu vznikají trhliny, napětí ve výztuži se zvyšuje a spolupůsobení betonu s výztuží mezi trhlínami se zmenšuje. Pro výpočet je použit excel, který jsem již použila v bakalářské práci a který byl poskytnutý vedoucí práce. Výztuž byla navržena tak, aby splňovala podmínku maximální dovolené šířky trhliny, která je v tomto případě zvolena 0,3mm pro prostředí XC3.

Nejprve je výpočet proveden pro náhradní tloušťku desky, kde je vylehčená deska převedena na plnou desku o stejné ploše.



Obrázek 104: Schéma převedení vylehčené desky na plný průřez

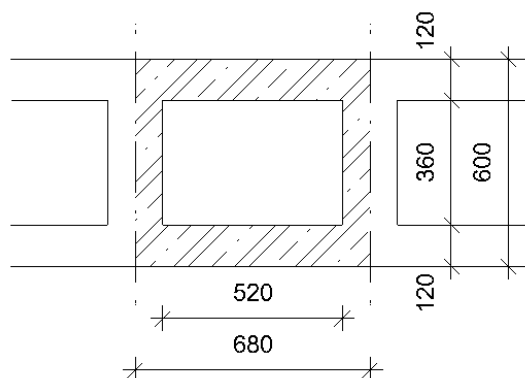


$$A_c = b \cdot h - b_k \cdot h_k = 680 \cdot 600 - 520 \cdot 360 = 220800 \text{ mm}^2$$

$$A_c = b \cdot h_{náhr} \rightarrow h_{náhr} = \frac{A_c}{b} = \frac{220800}{680} = 325 \text{ mm}$$

TAH		1	2	3	4	5	6	7
tloušťka stěny	h [m]	0,325	0,325	0,325	0,325	0,325	0,325	0,325
šířka stěny	b [m]	1	1	1	1	1	1	1
výška při vzniku trhlin	h_{cr} [m]	0,163	0,163	0,163	0,163	0,163	0,163	0,163
krytí výztuže	c [m]	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
průměr výztuže	∅ [m]	0,010	0,012	0,014	0,016	0,018	0,020	0,025
pevnost betonu - tah	f_{ct,eff} [MPa]	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
poměr E _s /E _{cm}	α_e [-]	6,06	6,06	6,06	6,06	6,06	6,06	6,06
	k [-]	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
	k_c [-]	1	1	1	1	1	1	1
	k₁ [-]	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
	k₂ [-]	1	1	1	1	1	1	1
	k₃ [-]	3,01	3,01	3,01	3,01	3,01	3,01	3,01
	k₄ [-]	0,425	0,425	0,425	0,425	0,425	0,425	0,425
	k_t [-]	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
plocha betonu	A_{ct} [m²]	0,163	0,163	0,163	0,163	0,163	0,163	0,163
účinná výška	d [m]	0,290	0,289	0,288	0,287	0,286	0,285	0,283
vzdálenosti	s [m]	0,070	0,090	0,120	0,140	0,170	0,200	0,280
A _s	A_s [m²]	0,001122	0,001257	0,001283	0,001436	0,001497	0,001571	0,001753
Poloha NO x(stav I)	x [m]	0	0	0	0	0	0	0
h _{c,ef}	h_{c,eff} [m]	0,087	0,090	0,092	0,095	0,097	0,100	0,106
A _{c,eff}	A_{c,eff} [m²]	0,087	0,090	0,092	0,095	0,097	0,100	0,106
stupeň vyztžení	ρ_{p,eff} [-]	0,013	0,014	0,014	0,015	0,015	0,016	0,016
Napětí ve výztuži	s_s [MPa]	206,3	184,2	180,5	161,2	154,7	147,4	132,1
vzdálenost	s_{r,max} [m]	0,355	0,383	0,434	0,450	0,489	0,523	0,605
rozdíl přetvoření	(ε_{sm}-ε_{cm})	0,000788	0,000696	0,000676	0,000597	0,000567	0,000535	0,000467
omezení	podmínka	0,000788	0,000696	0,000676	0,000597	0,000567	0,000535	0,000467
šířka	w_k [mm]	0,280	0,266	0,293	0,269	0,277	0,280	0,283

Druhý výpočet je proveden pro desku tl. 120mm, tedy desku, která je nad a pod vylehčovací tvarovkou.



Obrázek 105: Schéma vylehčené desky



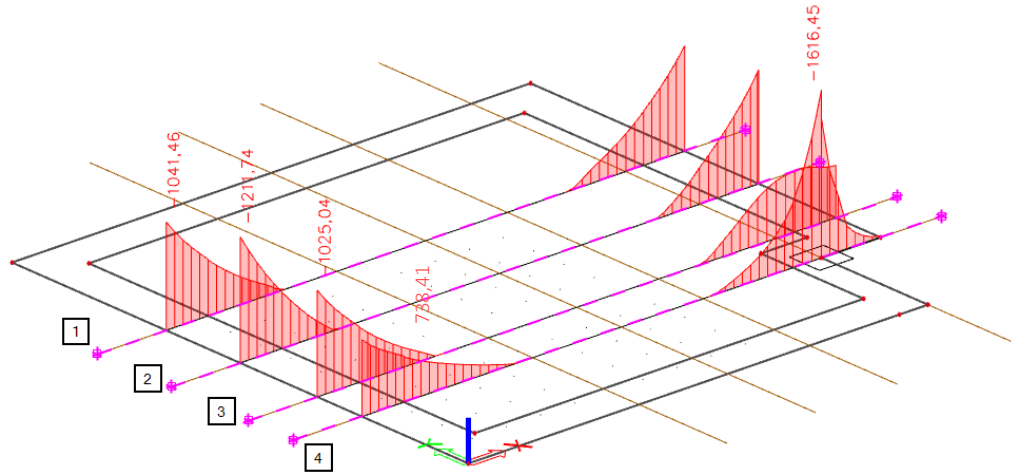
TAH		1	2	3	4	5	6	7
tloušťka stěny	h [m]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
šířka stěny	b [m]	1	1	1	1	1	1	1
výška při vzniku trhlin	h_{cr} [m]	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060
krytí výztuže	c [m]	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
průměr výztuže	\varnothing [m]	0,010	0,012	0,014	0,016	0,018	0,020	0,025
pevnost betonu - tah	$f_{ct,eff}$ [MPa]	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
poměr E_s/E_{cm}	α_e [-]	6,06	6,06	6,06	6,06	6,06	6,06	6,06
	k [-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	k_c [-]	1	1	1	1	1	1	1
	k_1 [-]	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
	k_2 [-]	1	1	1	1	1	1	1
	k_3 [-]	3,01	3,01	3,01	3,01	3,01	3,01	3,01
	k_4 [-]	0,425	0,425	0,425	0,425	0,425	0,425	0,425
	k_t [-]	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
plocha betonu	A_{et} [m ²]	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060	0,060
účinná výška	d [m]	0,085	0,084	0,083	0,082	0,081	0,080	0,078
vzdálenosti	s [m]	0,180	0,240	0,310	0,380	0,460	0,540	0,760
A_s	A_s [m ²]	0,000436	0,000471	0,000497	0,000529	0,000553	0,000582	0,000646
Poloha NO x(stav I)	x [m]	0	0	0	0	0	0	0
$h_{c,ef}$	$h_{c,eff}$ [m]	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040
$A_{c,eff}$	$A_{c,eff}$ [m ²]	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040
stupeň vyztžení	$\rho_{p,eff}$ [-]	0,011	0,012	0,012	0,013	0,014	0,015	0,016
Napětí ve výztuži	s_s [MPa]	199,4	184,6	175,2	164,4	157,3	149,5	134,7
vzdálenost	$s_{r,max}$ [m]	0,402	0,437	0,474	0,502	0,533	0,558	0,617
rozdíl přetvoření	$(\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm})$	0,000714	0,000659	0,000625	0,000585	0,000559	0,000531	0,000476
omezení	podmínka	0,000714	0,000659	0,000625	0,000585	0,000559	0,000531	0,000476
šířka	w_k [mm]	0,287	0,288	0,296	0,294	0,298	0,296	0,294
							Nesplňují maximální vzdálenost výztuže $s_{max} < 400mm$	

Pro menší tloušťku desky je návrh příznivější, tedy rozteč výztuže může být větší než u desky větší tloušťky. Ještě výpočty 5-7 už nesplňují konstrukční zásady – maximální vzdálenost výztuže je 400mm. Vzhledem k tomu, že na desce se objevují poměrně velké ohybové momenty je zvolen základní rastr výztuže:

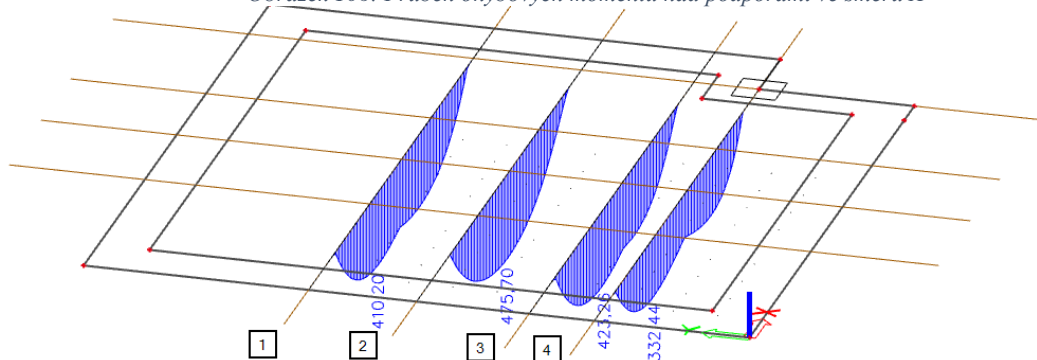
$\varnothing 14$ po 120 mm ($A_{s,prov} = 1283 \text{ mm}^2$)



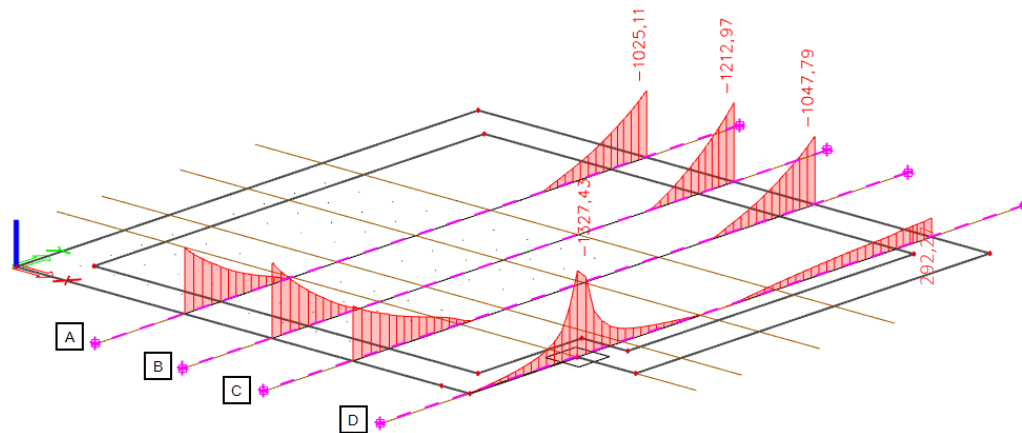
5.5 Posouzení na MSÚ



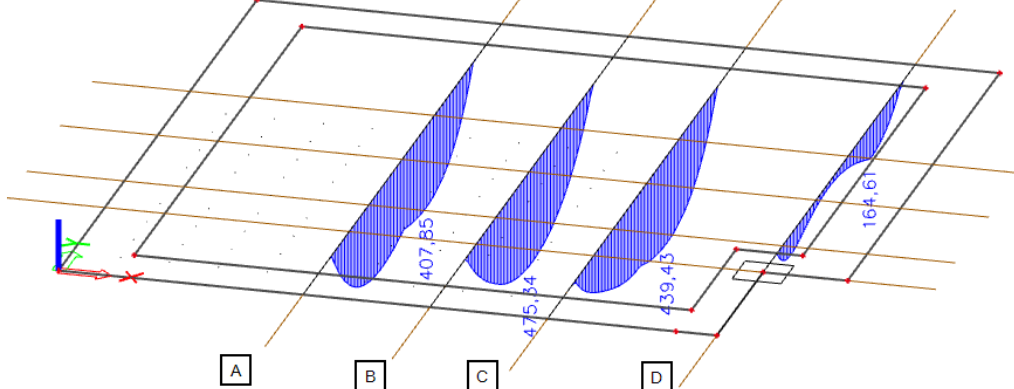
Obrázek 106: Průběh ohybových momentů nad podporami ve směru X



Obrázek 107: Průběh ohybových momentů v poli ve směru X



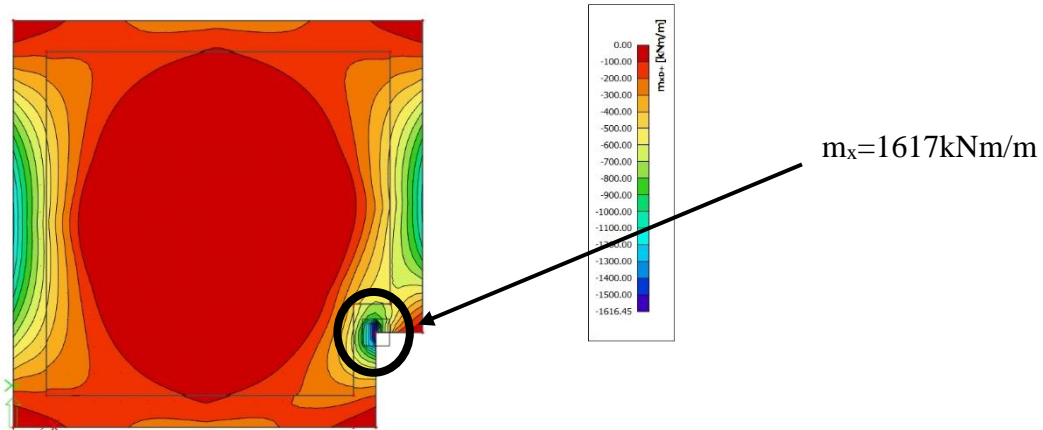
Obrázek 108: Průběh ohybových momentů nad podporami ve směru Y



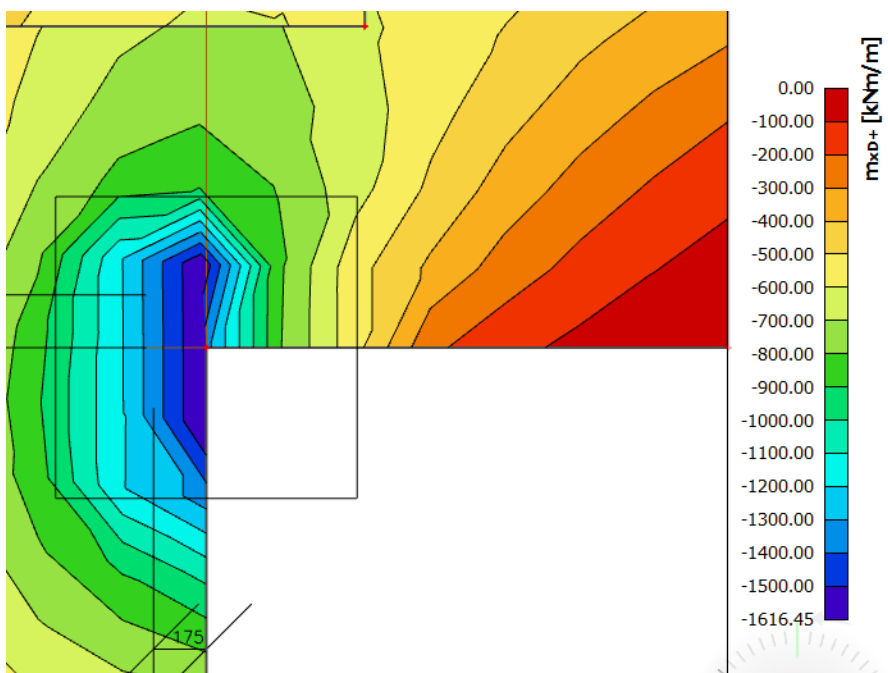
Obrázek 109: Průběh ohybových momentů v poli ve směru Y



V místě půdorysného zalomení desky vzniká velký podporový moment. Ve výsledcích není zohledněna šířka podpory, a tak je moment zredukován ještě k lici podpory. Tloušťka stěny, která podepírá desku je 350mm. Je tak odměřeno 175mm od bodu s maximálním momentem a hodnota momentu je snížena.

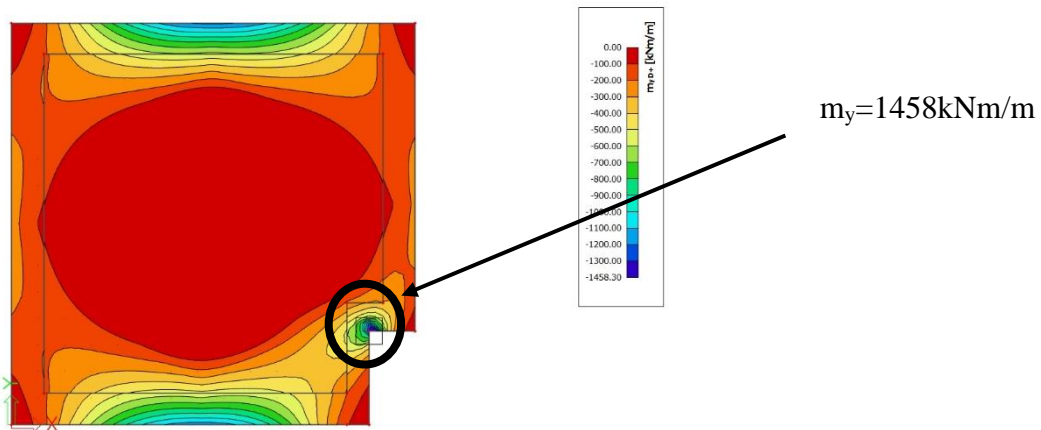


Obrázek 110: Kritické místo – ohybový moment ve směru X

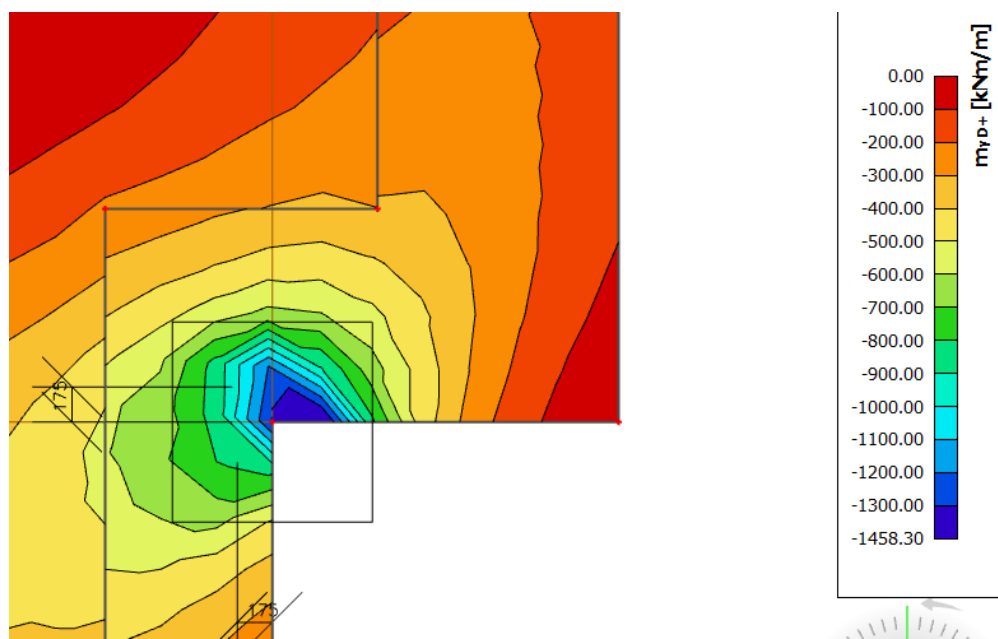


Obrázek 111: Detail kritického místa – redukce ohybového momentu k lici stěny

Hodnota 175mm vyháží mezi hodnoty 1300kNm/m a 1400kNm/m. Hodnota maximálního momentu nad podporou ve směru x v tomto místě je uvažována 1400kNm/m.



Obrázek 112: Kritické místo – ohybový moment ve směru Y



Obrázek 113: Detail kritického místa – redukce ohybového momentu k lici stěny

Hodnota 175mm vyháží mezi hodnoty 1200kNm/m a 1300kNm/m. Hodnota maximálního momentu nad podporou ve směru x v tomto místě je uvažována 1300kNm/m.



Předpokladem pro návrh výztuže na mezní stav únosnosti je jednostranně vyztužený průřez.

- Účinná výška průřezu

$$d_x = h_d - c - \frac{\emptyset}{2} [mm]$$

$$d_y = h_d - c - \emptyset - \frac{\emptyset}{2} [mm]$$

d_x – účinná výška průřezu ve směru x

d_y – účinná výška průřezu ve směru y

Návrh vychází z rovnováhy sil:

$$\sum \text{tahových sil} = \sum \text{tlakových sil}$$

$$F_s = F_{cc}$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = F_{cc} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd}$$

- Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_{s,1} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} [mm]$$

- Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x [mm]$$

- Poměrná výška tlačené oblasti:

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{max} = 0,45$$

$\xi_{max} = 0,45$ – pro betony do třídy C50/60 při lineární pružné analýze, kdy je nutné zajistit schopnost průřezu se plasticky přetvářet

- Moment únosnosti:

$$m_{Rd} = A_{s,1} \cdot f_{yd} \cdot z [kNm]$$



Směr	Řez	Povrch	Návrh							Přilohy		Konstrukční zásady							Posouzení					Kontrola			
			m_{Ed} [kNm]	d_x [mm]	d_y [mm]	\emptyset [mm]	počet [ks]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	s [mm]	\emptyset [mm]	s [mm]	$A_{s,min,1}$ [mm ²]	$A_{s,min,2}$ [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]	s_{min} [mm]	s_{max} [mm]	$A_{s,prov} > A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{s,prov} < A_{s,max}$ [mm ²]	s [mm]	x [mm]	z [mm]	m_{Rd} [kNm]	$m_{Ed} < m_{Rd}$ [kNm]	Využití [%]	$\xi = X/d$	ξ_{max}	$\xi < \xi_{max}$
x	1	dolní	410,20	563,00		14,00	8,33	1282,82	120,00			878,28	731,90	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	549,05	306,38	NEVYHOVUJE	133,88	0,06	0,45	VYHOVUJE
		horní	1041,46	549,00		14,00	8,33	1282,82	120,00	0,00	120,00	856,44	713,70	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	535,05	298,57	NEVYHOVUJE	348,81	0,06	0,45	VYHOVUJE
	2	dolní	475,70	563,00		14,00	8,33	1282,82	120,00			878,28	731,90	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	549,05	306,38	NEVYHOVUJE	155,26	0,06	0,45	VYHOVUJE
		horní	1211,74	549,00		14,00	8,33	1282,82	120,00	0,00	120,00	856,44	713,70	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	535,05	298,57	NEVYHOVUJE	405,85	0,06	0,45	VYHOVUJE
	3	dolní	423,26	563,00		14,00	8,33	1282,82	120,00			878,28	731,90	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	549,05	306,38	NEVYHOVUJE	138,15	0,06	0,45	VYHOVUJE
		horní	1025,04	549,00		14,00	8,33	1282,82	120,00	0,00	120,00	856,44	713,70	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	535,05	298,57	NEVYHOVUJE	343,32	0,06	0,45	VYHOVUJE
	4	dolní	332,44	563,00		14,00	8,33	1282,82	120,00			878,28	731,90	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	549,05	306,38	NEVYHOVUJE	108,50	0,06	0,45	VYHOVUJE
		horní	738,41	549,00		14,00	8,33	1282,82	120,00	0,00	120,00	856,44	713,70	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	535,05	298,57	NEVYHOVUJE	247,31	0,06	0,45	VYHOVUJE
y	A	dolní	407,85		549,00	14,00	8,33	1282,82	120,00			856,44	713,70	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	535,05	298,57	NEVYHOVUJE	136,60	0,06	0,45	VYHOVUJE
		horní	1025,11		563,00	14,00	8,33	1282,82	120,00	0,00	120,00	878,28	731,90	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	549,05	306,38	NEVYHOVUJE	334,58	0,06	0,45	VYHOVUJE
	B	dolní	475,34		549,00	14,00	8,33	1282,82	120,00			856,44	713,70	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	535,05	298,57	NEVYHOVUJE	159,20	0,06	0,45	VYHOVUJE
		horní	1212,97		563,00	14,00	8,33	1282,82	120,00	0,00	120,00	878,28	731,90	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	549,05	306,38	NEVYHOVUJE	395,90	0,06	0,45	VYHOVUJE
	C	dolní	439,43		549,00	14,00	8,33	1282,82	120,00			856,44	713,70	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	535,05	298,57	NEVYHOVUJE	147,18	0,06	0,45	VYHOVUJE
		horní	1047,79		563,00	14,00	8,33	1282,82	120,00	0,00	120,00	878,28	731,90	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	549,05	306,38	NEVYHOVUJE	341,99	0,06	0,45	VYHOVUJE
	D	dolní	164,61		549,00	14,00	8,33	1282,82	120,00			856,44	713,70	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	535,05	298,57	VYHOVUJE	55,13	0,06	0,45	VYHOVUJE
		horní	292,27		563,00	14,00	8,33	1282,82	120,00	0,00	120,00	878,28	731,90	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	549,05	306,38	VYHOVUJE	95,39	0,06	0,45	VYHOVUJE

Základní rastr výztuže $\emptyset 14$ po 120mm pro většinu ohybových momentů v řezech 1-4 a a-d nevyhověl. V dalším kroku je proto nutné navrhnout výztuž na ohybové momenty. Rastr spodní výztuže je nyní zvolen $\emptyset 18$ po 120mm a pro horní výztuž bude zachován základní rastr $\emptyset 14$ po 120mm a mezi rastr budou přidány přílohy.

Směr	Řez	Povrch	Návrh							Přilohy		Konstrukční zásady							Posouzení					Kontrola			
			m_{Ed} [kNm]	d_x [mm]	d_y [mm]	\emptyset [mm]	počet [ks]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	s [mm]	\emptyset [mm]	s [mm]	$A_{s,min,1}$ [mm ²]	$A_{s,min,2}$ [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]	s_{min} [mm]	s_{max} [mm]	$A_{s,prov} > A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{s,prov} < A_{s,max}$ [mm ²]	s [mm]	x [mm]	z [mm]	m_{Rd} [kNm]	$m_{Ed} < m_{Rd}$ [kNm]	Využití [%]	$\xi = X/d$	ξ_{max}	$\xi < \xi_{max}$
x	1	dolní	410,20	561,00		18,00	8,33	2120,58	120,00			875,16	729,30	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	537,94	496,22	VYHOVUJE	82,66	0,10	0,45	VYHOVUJE
		horní	1041,46	545,00		14,00	8,33	5373,43	120,00	25,00	120,00	850,20	708,50	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	146,09	486,56	1137,32	VYHOVUJE	91,57	0,27	0,45	VYHOVUJE
	2	dolní	475,70	561,00		18,00	8,33	2120,58	120,00			875,16	729,30	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	537,94	496,22	VYHOVUJE	95,86	0,10	0,45	VYHOVUJE
		horní	1211,74	545,00		14,00	8,33	5373,43	120,00	25,00	120,00	850,20	708,50	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	146,09	486,56	1137,32	NEVYHOVUJE	106,54	0,27	0,45	VYHOVUJE
	3	dolní	423,26	561,00		18,00	8,33	2120,58	120,00			875,16	729,30	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	537,94	496,22	VYHOVUJE	85,30	0,10	0,45	VYHOVUJE
		horní	1025,04	545,00		14,00	8,33	5373,43	120,00	25,00	120,00	850,20	708,50	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	146,09	486,56	1137,32	VYHOVUJE	90,13	0,27	0,45	VYHOVUJE
	4	dolní	332,44	561,00		18,00	8,33	2120,58	120,00			875,16	729,30	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	537,94	496,22	VYHOVUJE	66,99	0,10	0,45	VYHOVUJE
		horní	738,41	545,00		14,00	8,33	3900,81	120,00	20,00	120,00	850,20	708,50	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	106,05	502,58	852,80	VYHOVUJE	86,59	0,19	0,45	VYHOVUJE
y	A	dolní	407,85		543,00	18,00	8,33	2120,58	120,00			847,08	705,90	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	519,94	479,62	VYHOVUJE	85,04	0,11	0,45	VYHOVUJE
		horní	1025,11		563,00	14,00	8,33	5373,43	120,00	25,00	120,00	878,28	731,90	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	146,09	504,56	1179,39	VYHOVUJE	86,92	0,26	0,45	VYHOVUJE
	B	dolní	475,34		547,00	18,00	8,33	2120,58	120,00			853,32	711,10	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	523,94	483,31	VYHOVUJE	98,35	0,11	0,45	VYHOVUJE
		horní	1212,97		563,00	14,00	8,33	5373,43	120,00	25,00	120,00	878,28	731,90	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	146,09	504,56	1179,39	NEVYHOVUJE	102,85	0,26	0,45	VYHOVUJE
	C	dolní	439,43		547,00	18,00	8,33	2120,58	120,00			853,32	711,10	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	523,94	483,31	VYHOVUJE	90,92	0,11	0,45	VYHOVUJE
		horní	1047,79		563,00	14,00	8,33	5373,43	120,00	25,00	120,00	878,28	731,90	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	146,09	504,56	1179,39	VYHOVUJE	88,84	0,26	0,45	VYHOVUJE
	D	dolní	164,61		547,00	18,00	8,33	2120,58	120,00			853,32	711,10	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	523,94	483,31	VYHOVUJE	34,06	0,11	0,45	VYHOVUJE
		horní	292,27		563,00	14,00	8,33	1282,82	120,00	0,00	120,00	878,28	731,90	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	549,05	306,38	VYHOVUJE	95,39	0,06	0,45	VYHOVUJE

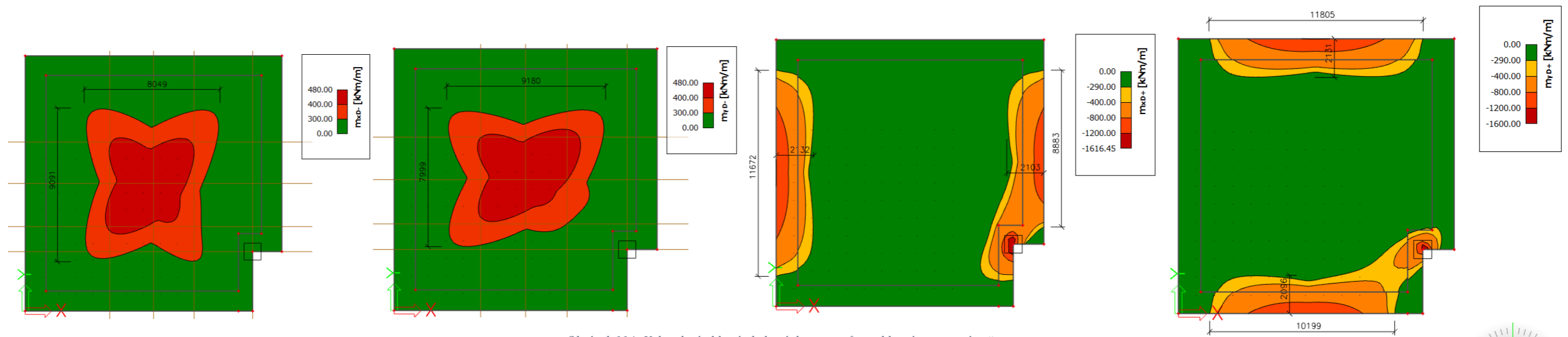
Po úpravě rastru a po přidání příloh nad podporové momenty většina výztuže již vyhovuje a nevyhovuje v maximálních podporových momentech. Moment únosnosti pro základní rastr výztuže ve směru x je $m_{Rd,x} = 306,38 \text{ kNm}$ a ve směru y $m_{Rd,y} = 298,57 \text{ kNm}$. V zadaných řezech bude proto ve střední části navržen základní rastr $\emptyset 18$ po 120mm. V místech nadpodporových momentů jsou zvoleny $\emptyset 14$ a mezi ně přílohy $\emptyset 25$. Prostrídání takto rozdílných profilů výztuže pro vložení příloh není příliš vhodné z důvodu jejich přetvoření, proto v místě velkých nadpodporových momentů budou navrženy $\emptyset 25$ ve vyhovující rozteči a ve zbytku desky bude ponechán základní rastr $\emptyset 14$ po 120mm.



Směr	Řez	Povrch	Návrh							Přiložky		Konstrukční zásady							Posouzení					Kontrola			
			m_{Ed} [kNm]	d_x [mm]	d_y [mm]	ϕ [mm]	počet [ks]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	s [mm]	ϕ [mm]	s [mm]	$A_{s,min,1}$ [mm ²]	$A_{s,min,2}$ [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]	s_{min} [mm]	s_{max} [mm]	$A_{s,prov} > A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{s,prov} < A_{s,max}$ [mm ²]	s [mm]	x [mm]	z [mm]	m_{Rd} [kNm]	$m_{Ed} < m_{Rd}$ [kNm]	Využití [%]	$\xi = X/d$	ξ_{max}	$\xi < \xi_{max}$
x	1	dolní	300,00	561,00		18,00	8,33	2120,58	120,00			875,16	729,30	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	537,94	496,22	VYHOVUJE	60,46	0,10	0,45	VYHOVUJE
		horní	1041,46	539,50		25,00	11,11	5454,15	90,00	0,00	120,00	841,62	701,35	24000,00	30,00	300,00	OK	OK	OK	148,28	480,19	1139,27	VYHOVUJE	91,41	0,27	0,45	VYHOVUJE
	2	dolní	480,00	561,00		18,00	8,33	2120,58	120,00			875,16	729,30	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	537,94	496,22	VYHOVUJE	96,73	0,10	0,45	VYHOVUJE
		horní	1211,74	539,50		25,00	12,50	6135,92	80,00	0,00	120,00	841,62	701,35	24000,00	30,00	300,00	OK	OK	OK	166,82	472,77	1261,89	VYHOVUJE	96,03	0,31	0,45	VYHOVUJE
	3	dolní	423,26	561,00		18,00	8,33	2120,58	120,00			875,16	729,30	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	537,94	496,22	VYHOVUJE	85,30	0,10	0,45	VYHOVUJE
		horní	1025,04	539,50		25,00	12,50	6135,92	80,00	0,00	120,00	841,62	701,35	24000,00	30,00	300,00	OK	OK	OK	166,82	472,77	1261,89	VYHOVUJE	81,23	0,31	0,45	VYHOVUJE
	4	dolní	332,44	561,00		18,00	8,33	2120,58	120,00			875,16	729,30	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	537,94	496,22	VYHOVUJE	66,99	0,10	0,45	VYHOVUJE
		horní	738,41	539,50		25,00	8,33	4090,62	120,00	0,00	120,00	841,62	701,35	24000,00	30,00	300,00	OK	OK	OK	111,21	495,01	880,84	VYHOVUJE	83,83	0,21	0,45	VYHOVUJE
y	A	dolní	407,85		543,00	18,00	8,33	2120,58	120,00			847,08	705,90	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	519,94	479,62	VYHOVUJE	85,04	0,11	0,45	VYHOVUJE
		horní	1025,11		557,50	25,00	12,50	6135,92	80,00	0,00	120,00	869,70	724,75	24000,00	30,00	300,00	OK	OK	OK	166,82	490,77	1309,93	VYHOVUJE	78,26	0,30	0,45	VYHOVUJE
	B	dolní	475,34		543,00	18,00	8,33	2120,58	120,00			847,08	705,90	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	519,94	479,62	VYHOVUJE	99,11	0,11	0,45	VYHOVUJE
		horní	1212,97		557,50	25,00	12,50	6135,92	80,00	0,00	120,00	869,70	724,75	24000,00	30,00	300,00	OK	OK	OK	166,82	490,77	1309,93	VYHOVUJE	92,60	0,30	0,45	VYHOVUJE
	C	dolní	439,43		543,00	18,00	8,33	2120,58	120,00			847,08	705,90	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	519,94	479,62	VYHOVUJE	91,62	0,11	0,45	VYHOVUJE
		horní	1047,79		557,50	25,00	12,50	6135,92	80,00	0,00	120,00	869,70	724,75	24000,00	30,00	300,00	OK	OK	OK	166,82	490,77	1309,93	VYHOVUJE	79,99	0,30	0,45	VYHOVUJE
	D	dolní	164,61		543,00	18,00	8,33	2120,58	120,00			847,08	705,90	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	519,94	479,62	VYHOVUJE	34,32	0,11	0,45	VYHOVUJE
		horní	292,27		563,00	14,00	8,33	1282,82	120,00	0,00	120,00	878,28	731,90	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	549,05	306,38	VYHOVUJE	95,39	0,06	0,45	VYHOVUJE

Takto navržená výztuž pro všechny zadané řezy vyhovuje. Pro zjednodušení bude výsledná výztuž zvolena následovně. Ve střední části ve směru x a y je při spodním povrchu navržena výztuž $\phi 18$ po 120mm pro ohybové momenty nad 290kNm. Ve zbytku desky při spodním povrchu je výztuž navržena $\phi 14$ po 120mm. Při horním povrchu je ve směru x a y navržena základní rastr $\phi 14$ po 120mm pro momenty menší než 290kNm. V místech, kde je nadpodporový ohybový moment větší než 290kNm budou navrženy $\phi 25$ po 80mm.

Směr	Řez	Povrch	Návrh							Přiložky		Konstrukční zásady							Posouzení					Kontrola			
			m_{Ed} [kNm]	d_x [mm]	d_y [mm]	ϕ [mm]	počet [ks]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	s [mm]	ϕ [mm]	s [mm]	$A_{s,min,1}$ [mm ²]	$A_{s,min,2}$ [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]	s_{min} [mm]	s_{max} [mm]	$A_{s,prov} > A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{s,prov} < A_{s,max}$ [mm ²]	s [mm]	x [mm]	z [mm]	m_{Rd} [kNm]	$m_{Ed} < m_{Rd}$ [kNm]	Využití [%]	$\xi = X/d$	ξ_{max}	$\xi < \xi_{max}$
x	1	dolní	290,00	563,00		14,00	8,33	1282,82	120,00			878,28	731,90	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	549,05	306,38	VYHOVUJE	94,65	0,06	0,45	VYHOVUJE
		horní	1213,00	539,50		25,00	12,50	6135,92	80,00	0,00	120,00	841,62	701,35	24000,00	30,00	300,00	OK	OK	OK	166,82	472,77	1261,89	VYHOVUJE	96,13	0,31	0,45	VYHOVUJE
	2	dolní	480,00	561,00		18,00	8,33	2120,58	120,00			875,16	729,30	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	537,94	496,22	VYHOVUJE	96,73	0,10	0,45	VYHOVUJE
		horní	290,00	545,00		14,00	8,33	1282,82	120,00	0,00	120,00	850,20	708,50	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	531,05	296,34	VYHOVUJE	97,86	0,06	0,45	VYHOVUJE
y	A	dolní	290,00		549,00	14,00	8,33	1282,82	120,00			856,44	713,70	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	535,05	298,57	VYHOVUJE	97,13	0,06	0,45	VYHOVUJE
		horní	1213,00		557,50	25,00	12,50	6135,92	80,00	0,00	120,00	869,70	724,75	24000,00	30,00	300,00	OK	OK	OK	166,82	490,77	1309,93	VYHOVUJE	92,60	0,30	0,45	VYHOVUJE
	B	dolní	480,00		547,00	18,00	8,33	2120,58	120,00			853,32	711,10	24000,00	21,60	300,00	OK	OK	OK	57,65	523,94	483,31	VYHOVUJE	99,32	0,11	0,45	VYHOVUJE
		horní	290,00		563,00	14,00	8,33	1282,82	120,00	0,00	120,00	878,28	731,90	24000,00	21,00	300,00	OK	OK	OK	34,88	549,05	306,38	VYHOVUJE	94,65	0,06	0,45	VYHOVUJE





V kritickém místě na průsečíku os 4-D bude navržena výztuž zvlášť. Po redukci momentů k lici podpory (stěna 350mm) je maximálním návrhovým momentem ve směru x $m_x=1400\text{kNm/m}$ a ve směru y $m_y=1300\text{kNm/m}$

Směr	Řez	Povrch	Návrh				Přílohy				Konstrukční zásady								
			m_{Ed} [kNm]	d_x [mm]	d_y [mm]	ϕ [mm]	počet [ks]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	s [mm]	ϕ [mm]	s [mm]	$A_{s,min,1}$ [mm ²]	$A_{s,min,2}$ [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]	s,min [mm]	s,max [mm]	$A_{s,prov>A_{s,min}}$ [mm ²]	$A_{s,prov<A_{s,max}}$ [mm ²]	s [mm]
x	4	horní	1400,00	532,50		25,00	16,67	8181,23	60,00	0,00	100,00	830,70	692,25	24000,00	30,00	300,00	OK	OK	OK
y	D	horní	1300,00		557,50	25,00	12,50	6135,92	80,00	0,00	100,00	869,70	724,75	24000,00	30,00	300,00	OK	OK	OK

Směr	Posouzení			
	x [mm]	z [mm]	m_{Rd} [kNm]	$m_{Ed}<m_{Rd}$ [kNm]
x	222,43	443,53	1578,45	VYHOVUJE
y	166,82	490,77	1309,93	VYHOVUJE
				Využití [%]
				88,69
				99,24

Směr	Kontrola	
	$\xi=X/d$	$\xi<\xi_{max}$
x	0,42	0,45
y	0,30	0,45

Navržená výztuž v kritickém místě budou Ø25 po 60mm ve směru x a Ø25 po 80mm ve směru y.



5.6 Posouzení na MSP

V této kapitole je provedeno posouzení desky D1.3 na mezní stav použitelnosti. Pro mezní stav použitelnosti jsou použity dvě kombinace zatížení, a to kvazistálá a charakteristická.

5.6.1 Posouzení průhybu

5.6.1.1 Ruční výpočet

Průhyb je vypočítán přibližně dle vztahu:

$$y = y_{SCIA} \cdot K_{creep} \cdot K_{crack} \quad [mm]$$

y – celkový dlouhodobý průhyb

y_{SCIA} – pružný průhyb ze SCIA Engineer

K_{creep} – poměr průměrné hodnoty modulu pružnosti betonu a efektivního modulu pružnosti

K_{crack} – poměr momentu setrvačnosti betonového průřezu a momentu setrvačnosti ideálního průřezu, jež zahleňuje průřez oslabený trhlinami

Pružný průhyb je odečten z modelu. Dále je pro výpočet uvažován průřez oslabený trhlinami při dlouhodobé kombinaci zatížení.

Pokud by trhliny nevznikly pro kvazistálou kombinaci zatížení, bude průřez ověřen na hodnoty charakteristické kombinace zatížení. Pokud trhliny vzniknou, bude pro výpočet zohledněno působení mezi trhlinami pomocí součinitele vyjadřující tahové zpevnění betonu.

- Efektivní modul pružnosti při dlouhodobém zatížení:

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

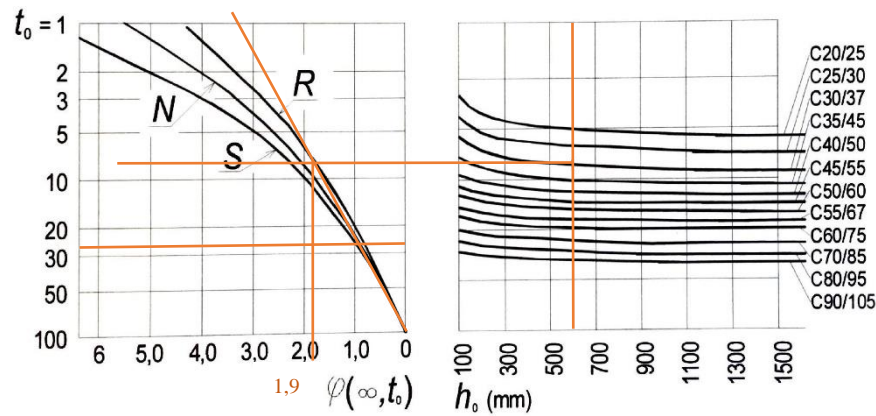
E_{cm} – střední hodnota modulu pružnosti betonu, pro C30/37 $E_{cm}=33GPa$



$\varphi(\infty; t_0)$ – součinitel dotvarování = 1,9, pro C30/37, $h_0=600\text{mm}$, RH=80%, cement

N

b) vnější prostředí RH = 80%



Obrázek 115: Graf pro stanovení součinitele dotvarování [15]

$$E_{c,eff} = \frac{33}{1 + 1,9} = 11,38[\text{GPa}]$$

- Poměr modulů pružnosti pro krátkodobé účinky zatížení:

$$\alpha_{e,st} = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{33} = 6,06[-]$$

E_s – modul pružnosti betonářské výztuže $E_s = 200\,000\text{ MPa}$

E_{cm} – střední hodnota sečnového modulu pružnosti betonu

- Poměr modulů pružnosti pro dlouhodobé účinky zatížení:

$$\alpha_{e,lt} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{11,38} = 17,57[-]$$

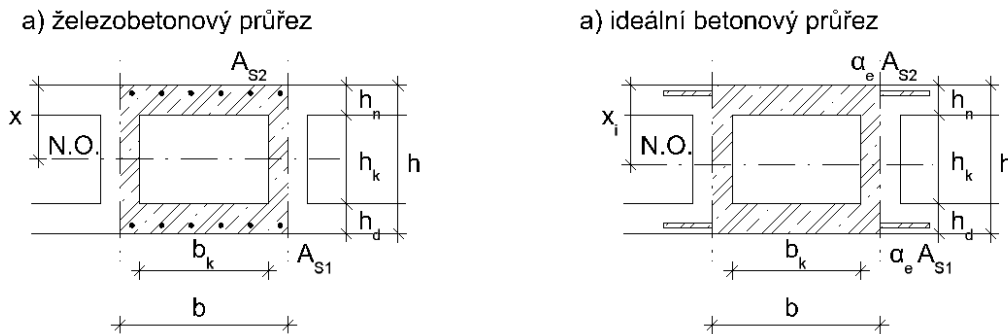
E_s – modul pružnosti betonářské výztuže $E_s = 200\,000\text{ MPa}$

E_{cm} – střední hodnota sečnového modulu pružnosti betonu



Průřez bez trhlin

Jako průřez bez trhlin je chápán takový průřez, kde se v celém betonovém průřezu přepokládá jeho působení, tedy že působí beton i v tahu.



Obrázek 116: Schéma průřezu desky v poli pro průřez bez trhlin a) železobetonový b) ideální

- Plocha železobetonového průřezu

- pro vylehčenou část desky

$$A_c = (b \cdot h) - (b_k \cdot h_k) = (680 \cdot 600) - (520 \cdot 360) = 220800 \text{mm}^2$$

- pro obdélník (nevylehčenou část desky)

$$A_c = (b \cdot h) = (1000 \cdot 600) = 600000 \text{mm}^2$$

- Plocha ideálního betonového průřezu

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

A_c – plocha betonové části průřezu

A_{s1} – plocha dolní výztuže

A_{s2} – plocha horní výztuže

α_e – poměr modulů pružnosti výztuže a betonu

- Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu bez trhlin od horního okraje je stanoven pomocí rovnosti statických momentů jednotlivých působících složek.

$$F_{c2} + F_{s2} = F_{c1} + F_{s1}$$



- pro profil vylehčené části desky

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_i^2 - \frac{1}{2} \cdot b_k \cdot (x_i - h_n)^2 + \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot (x_i - d_2) = \frac{1}{2} \cdot b \cdot (h - x_i)^2 -$$

$$- \frac{1}{2} \cdot b_k \cdot (h - h_d - x_i)^2 + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - x_i)$$

- pro obdélník (nevylehčenou část desky)

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

Z rovnice statických momentů je pak vypočteno x_i pomocí poskytnutého výpočetního programu [40]. Zbylé výsledky byly podle programu zkontrolovány

x_i – vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje [mm]

▪ Moment setrvačnosti ideálního průřezu

- pro profil vylehčené části desky

$$I_i = \frac{1}{3} \cdot [(b \cdot x_i^3) - b_k \cdot (x_i - h_n)^3] + \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot (x_i - d_2)^2 +$$

$$+ \left[\frac{1}{3} \cdot b \cdot (h - x_i)^3 - b_k \cdot (h - h_d - x_i)^3 \right] + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - x_i)^2$$

- pro obdélník (nevylehčenou část desky)

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

I_i – moment setrvačnosti ideálního průřezu [mm⁴]

▪ Moment na mezi vzniku trhlin

$$m_{cr} = f_{ctm} \frac{I_i}{(h - x_i)} [kNm]$$



m_{cr} – moment při plné pevnosti betonu v tahu, tedy moment, při kterém vzniká trhлина.

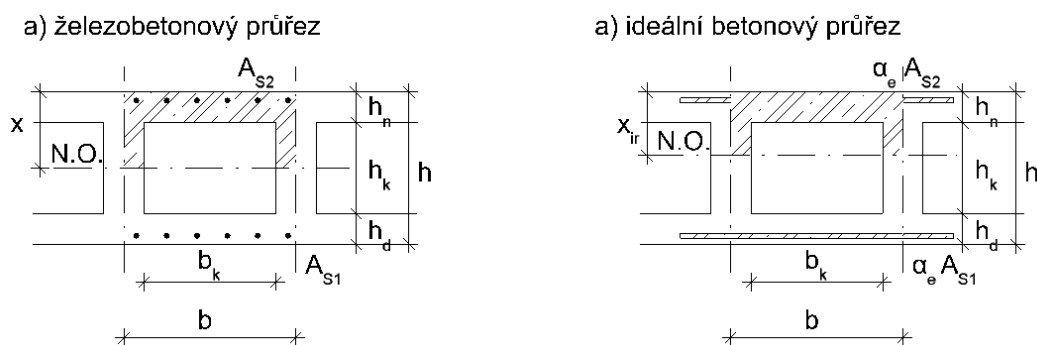
Pokud: $m_{cr} < m_{E,qp}$ trhliny vznikají

Pokud: $m_{cr} > m_{E,qp}$ trhliny teoreticky nevznikají

Trhliny nevznikají pouze teoreticky proto, že jejich vnik nelze absolutně vyloučit a vždy nám na konstrukci nějaká trhлина vznikne. Pro ověření šířky trhliny se postupuje výpočtem stejně, jako kdyby z podmínky vyšlo, že trhliny vznikají. [42].

Průřez s trhlinami

Průřez s trhlinami je takový průřez, pokud je v krajních vláknech tažené oblasti překročena pevnost betonu v tahu.



Obrázek 117: Schéma průřezu desky v poli pro průřez s trhlinami a) železobetonový b) ideální

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu bez trhlin od horního okraje je stanoven opět pomocí rovnosti statických momentů jednotlivých působících složek.

$$F_{c2} + F_{s2} = F_{c1} + F_{s1}$$

- pro profil vylehčené části desky

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_{ir}^2 - \frac{1}{2} \cdot b_k \cdot (x_{ir} - h_n)^2 + \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot (x_{ir} - d_2) = \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - x_i)$$



- pro obdélník (nevylehčenou část desky)

$$x_{ir} = [\sqrt{(\alpha_e A_{s1} + A_{s2} \alpha_e)^2 + 2b(\alpha_e A_{s1} d + A_{s2} d_2 \alpha_e)} - (\alpha_e A_{s1} + A_{s2} \alpha_e)] / b$$

Z rovnice statických momentů je pak vypočteno x_{ir} pomocí online výpočetního programu [40].

x_{ir} – vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje [mm]

- Moment setrvačnosti ideálního průřezu
 - pro profil vylehčené části desky

$$I_i = \frac{1}{3} \cdot [(b \cdot x_{ir}^3) - b_k \cdot (x_{ir} - h_n)^3] + \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot (x_{ir} - d_2)^2 + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - x_{ir})^2$$

- pro obdélník (nevylehčenou část desky)

$$I_{ir} = \frac{b \cdot x_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_{s1} (d - x_{ir})^2 + \alpha_e A_{s2} (d_2 - x_{ir})^2$$

I_{ir} – moment setrvačnosti ideálního průřezu oslabeného trhlinou [mm⁴]

Výsledky byly zkontrolovány ještě podle poskytnutého výpočetního programu v Excelu [40].

Výsledný průhyb je zjednodušeně vypočten z následujícího vzorce:

$$y = y_{SCIA} \cdot K_{creep} \cdot K_{crack} = y_{SCIA} \cdot \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} \cdot \frac{I_c}{I_{VÝSL}} \quad [mm]$$

Průhyb je vypočten od pružného průhybu zjištěného pomocí programu SCIA Engineer s ohledem na dotvarování konstrukce a s ohledem na vznik trhlin.



I_c – moment setrvačnosti betonového průřezu

$I_{V\dot{Y}SL}$ – výsledný moment setrvačnosti s ohledem na oslabení trhlinami a na tahové zpevnění betonu mezi trhlinami

- Míra spolupůsobení betonu mezi trhlinami

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2 \quad [-]$$

M_{cr} – moment při vzniku trhlin

M_{qp} – moment od účinků kvazistále působícího zatížení

β – součinitel zohledňující vliv doby trvání nebo opakování zatížení na průměrnou hodnotu poměrného přetvoření,

0,5 – pro dlouhodobě působícím nebo mnohonásobně opakovaném zatížení

1,0 – při jednorázovém krátkodobě působícím zatížení

- Výsledný moment setrvačnosti s ohledem na oslabení trhlinami a na tahové zpevnění betonu mezi trhlinami

$$I_{V\dot{Y}SL} = (1 - \zeta) \cdot I_i + \zeta \cdot I_{ir} \quad [mm^4]$$

- Napětí extrémně namáhaných vláken tlačeného betonu a tažené výztuže

- Napětí tlačeného betonu

$$\sigma_c = \frac{M_{Eqp}}{I_{ir}} \cdot x_{ir} \quad [MPa]$$

Pozn.: pro moment od kvazistálého zatížení pro dlouhodobé zatížení

$$\sigma_c = \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} \cdot x_{ir} \quad [MPa]$$

Pozn.: pro moment od charakteristického zatížení pro krátkodobé zatížení

- Napětí tažené výztuže

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} \cdot x_{ir} \quad [MPa]$$

Pozn.: pro moment od charakteristického zatížení pro krátkodobé zatížení

M_{Eqp} – moment od účinků kvazistále působícího zatížení

M_{Ek} – moment od účinků charakteristicky působícího zatížení



Výpočet pro krátkodobé působení zatížení v poli:

h =	600	mm
b =	680	mm
d =	543	mm
d ₂ =	37	mm
h _h =	120	mm
h _k =	360	mm
h _d =	120	mm
b _k =	520	mm

E _{cm} =	33	GPa
f _{ck} =	30	MPa
f _{cm} =	38	MPa
f _{ctm} =	2,9	MPa

E _s =	200	GPa
s =	120	mm
∅ =	18	mm
c =	48	mm

A _{s1} =	1442	mm ²
A _{s2} =	872	mm ²

M _{Eqp} =	350,00	kNm/m
M _{Eqp,b} =	238,00	kNm

M _{EK} =	360,00	kNm/m
M _{EK,b} =	244,80	kNm

pro b=680 mm

E _{cm} =	33,00	GPa
α _e =	6,06	-

PRŮŘEZ BEZ TRHLIN

x _i =	303,12	mm
------------------	--------	----

I _i =	11097547383,4	mm ⁴
------------------	---------------	-----------------

M _{cr} =	108,40	kNm
-------------------	--------	-----

TRHLINY VZNIKNOU

PRŮŘEZ S TRHLINAMI

x _{ir} =	101,67	mm	v pásnici
x _{ir} =	101,67	mm	ve stojně

I _{ir} =	1963573924	mm ⁴
-------------------	------------	-----------------

β =	1
-----	---

ζ =	0,79
-----	------

I _{výsl} =	3858507366	mm ⁴
---------------------	------------	-----------------

σ _{c,qp} =	12,32	MPa
σ _{s,qp} =	324,20	MPa

σ _{c,k} =	12,68	MPa
σ _{s,k} =	333,46	MPa



Výpočet pro dlouhodobé působení zatížení v poli:

$h =$	600	mm	$E_{cm} =$	33	GPa
$b =$	680	mm	$f_{ck} =$	30	MPa
$d =$	543	mm	$f_{cm} =$	38	MPa
$d_2 =$	37	mm	$f_{ctm} =$	2,9	MPa
$h_h =$	120	mm	$E_s =$	200	GPa
$h_k =$	360	mm	$s =$	120	mm
$h_d =$	120	mm	$\varnothing =$	18	mm
$b_k =$	520	mm	$c =$	48	mm

$A_{s1} =$	1442	mm ²
$A_{s2} =$	872	mm ²

$M_{Eqp} =$	350,00	kNm/m	$M_{Ek} =$	360,00	kNm/m	
$M_{Eqp,b} =$	238,00	kNm	pro $b=680$ mm	$M_{Ek,b} =$	244,80	kNm

$E_{ceff} =$	11,38	GPa
$\alpha_e =$	17,57	-

PRŮŘEZ BEZ TRHLIN	
$x_i =$	308,14 mm

$I_i =$	12757410209,6	mm ⁴
---------	---------------	-----------------

$M_{cr} =$	126,76	kNm	TRHLINY VZNIKNOU
------------	--------	-----	------------------

PRŮŘEZ S TRHLINAMI			
$x_{i,r} =$	154,02	mm	v pásnici
$x_{i,r} =$	167,97	mm	ve stojně

$I_{i,r} =$	4882323374	mm ⁴
-------------	------------	-----------------

$\beta =$	0,5
-----------	-----

$\zeta =$	0,86
-----------	------

$I_{vysl} =$	5999298037	mm ⁴
--------------	------------	-----------------

$\sigma_{c,qp} =$	8,19	MPa	$\sigma_{c,k} =$	8,42	MPa
$\sigma_{s,qp} =$	321,30	MPa	$\sigma_{s,k} =$	330,48	MPa



Nad podporou je deska uvažována jako plná.

Výpočet pro krátkodobé působení zatížení nad podporou:

$h =$	600	mm	$E_{cm} =$	33	GPa
$b =$	1000	mm	$f_{ck} =$	30	MPa
$d =$	557,5	mm	$f_{cm} =$	38	MPa
$d_2 =$	57	mm	$f_{ctm} =$	2,9	MPa
$h_h =$	0	mm	$E_s =$	200	GPa
$h_k =$	0	mm	$s =$	80	mm
$h_d =$	0	mm	$\varnothing =$	25	mm
$b_k =$	0	mm	$c =$	30	mm

$A_{s1} =$	6135	mm ²
$A_{s2} =$	2121	mm ²

$M_{Eqp} =$	900,00	kNm/m	$M_{Ek} =$	900,00	kNm/m	
$M_{Eqp,b} =$	900,00	kNm	pro $b=680$ mm	$M_{Ek,b} =$	900,00	kNm

$E_{cm} =$	33,00	GPa
$\alpha_e =$	6,06	-

PRŮŘEZ BEZ TRHLIN	
$x_i =$	309,92 mm

$I_i =$	21160421558,2	mm ⁴
---------	---------------	-----------------

$M_{cr} =$	211,55	kNm	TRHLINY VZNIKNOU
------------	--------	-----	------------------

PRŮŘEZ S TRHLINAMI			
$x_{ir} =$	163,10	mm	v pásnici
$x_{i\bar{r}} =$	163,10	mm	ve stojně

$I_{ir} =$	7374629567	mm ⁴
------------	------------	-----------------

$\beta =$	1
-----------	---

$\zeta =$	0,94
-----------	------

$I_{V\bar{S}L} =$	8136280109	mm ⁴
-------------------	------------	-----------------

$\sigma_{c,qp} =$	19,90	MPa	$\sigma_{c,k} =$	19,90	MPa
$\sigma_{s,qp} =$	291,71	MPa	$\sigma_{s,k} =$	291,71	MPa



Výpočet pro dlouhodobé působení zatížení nad podporou:

$h =$	600	mm	$E_{cm} =$	33	GPa
$b =$	1000	mm	$f_{ck} =$	30	MPa
$d =$	557,5	mm	$f_{cm} =$	38	MPa
$d_2 =$	57	mm	$f_{ctm} =$	2,9	MPa
$h_h =$	0	mm	$E_s =$	200	GPa
$h_k =$	0	mm	$s =$	80	mm
$h_d =$	0	mm	$\varnothing =$	25	mm
$b_k =$	0	mm	$c =$	30	mm

$A_{s1} =$	6135	mm ²
$A_{s2} =$	2121	mm ²

$M_{Eqp} =$	900,00	kNm/m	$M_{Ek} =$	900,00	kNm/m	
$M_{Eqp,b} =$	900,00	kNm	pro $b=680$ mm	$M_{Ek,b} =$	900,00	kNm

$E_{ceff} =$	11,38	GPa
$\alpha_e =$	17,57	-

PRŮŘEZ BEZ TRHLIN

$x_i =$	325,11	mm
---------	--------	----

$I_i =$	26880682419,2	mm ⁴
---------	---------------	-----------------

$M_{cr} =$	283,58	kNm	TRHLINY VZNIKNOU
------------	--------	-----	-------------------------

PRŮŘEZ S TRHLINAMI

$x_{ir} =$	236,38	mm	v pásnici
$x_{ir} =$	236,38	mm	ve stojně

$I_{ir} =$	16720316222	mm ⁴
------------	-------------	-----------------

$\beta =$	0,5
-----------	-----

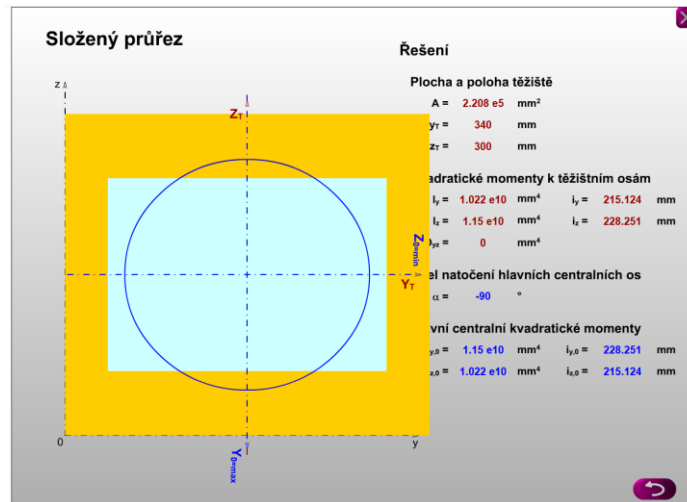
$\zeta =$	0,95
-----------	------

$I_{Výsl} =$	17224690626	mm ⁴
--------------	-------------	-----------------

$\sigma_{c,qp} =$	12,72	MPa	$\sigma_{c,k} =$	12,72	MPa
$\sigma_{s,qp} =$	303,78	MPa	$\sigma_{s,k} =$	303,78	MPa



Moment setrvačnosti betonového průřezu byl spočten pomocí programu Průřez [37].



Obrázek 118: Výpočet momentu setrvačnosti železobetonového průřezu [37]

$$y = y_{SCIA} \cdot K_{creep} \cdot K_{crack} =$$

$$= y_{SCIA} \cdot \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} \cdot \frac{I_c}{I_{V\check{Y}SL}} = 8,9 \cdot \frac{33}{11,38} \cdot \frac{10220000000}{5999298037} =$$

$$= 8,9 \cdot 2,9 \cdot 1,70 = 43,88 \text{ mm}$$

K celkovému vypočtenému průhybu je ještě přičtena hodnota průhybu od smrštění. Tato hodnota je uvažována zjednodušeně, a to odhadem navýšení průhybu o 15%.

$$y_{celkem} = y_{SCIA} \cdot \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} \cdot \frac{I_c}{I_{V\check{Y}SL}} + 15\% = 8,9 \cdot \frac{33}{11,38} \cdot \frac{10220000000}{5999298037} + 15\% =$$

$$= 8,9 \cdot 2,9 \cdot 1,70 + 15\% = 43,88 + 15\% = 50,46 \text{ mm}$$

Posouzení:

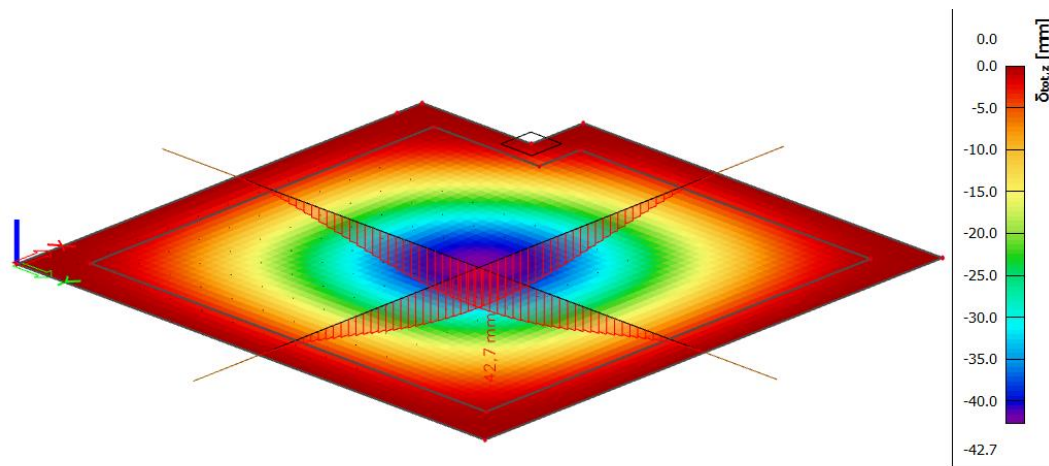
$$y_{celkem} < y_{lim} = \frac{l}{250} = \frac{14820}{250} = 59,28 \text{ mm}$$

$$y_{celkem} = 50,46 \text{ mm} < y_{lim} = 59,28 \text{ mm} - \text{PRŮHYB VYHOVUJE}$$



5.6.1.2 Průhyb vypočtený v programu SCIA Engineer

Ruční výpočet průhybu byl porovnán s vypočteným průhybem pomocí programu SCIA Engineer, kde byl proveden výpočet dlouhodobého průhybu dle eurokódu na dobu životnosti 50let (průhyb v době 18250 dní). Výztuž byla pro průhyb spočítána automaticky pomocí programu, jako minimální nutná výztuž pro MSÚ a MSP.



Obrázek 119: Normový dlouhodobý průhyb z programu SCIA Engineer [33]

Maximální průhyb z programu SCIA Engineer je 42,7mm. Podmínka pro limitní průhyb na prostém nosníku či desce je uveden jako $L/250$.

➤ Posouzení

$$\delta_{tot} = 42,7 \text{ mm} < \frac{L}{250} = \frac{14820}{250} = 59,28 \text{ mm} - \text{PRŮHYB VYHOVUJE}$$

Dle výpočtu SCIA Engineer by byl průhyb vyhovující. Pro účel této práce bude ale dlouhodobý průhyb ověřen pomocí orientačního ručního výpočtu.

5.6.1.3 Porovnání výsledků

Výpočetní program nezahrnuje do výsledku průhybu vliv smrštění a výsledný průhyb vyšel 42,7mm. Z ručního výpočtu pak vyšel průhyb bez vlivu smrštění 43,88mm. Výsledek průhybu ručním výpočtem je o něco větší než s výpočetního programu. Výsledky se liší o 1,18mm.



5.6.2 Omezení napětí

Vzhledem k omezení charakteru trhlin je provedeno omezení napětí v tlačeném betonu a v tažené výztuži. Musí být splněny následující podmínky:

$$|\sigma_c| \leq 0,6f_{ck} - \text{napětí v betonu při charakteristické kombinaci zatížení}$$

$$|\sigma_c| \leq 0,45f_{ck} - \text{napětí v betonu při kvazistálé kombinaci zatížení (dlouhodobě působící zatížení)}$$

$$|\sigma_s| \leq 0,8f_{yk} - \text{napětí ve výztuži při charakteristické kombinaci zatížení}$$

Omezení napětí - v poli					
	[MPa]			[MPa]	
$\sigma_{c,k} =$	12,68	\leq	0,6 fck	18	VYHOVUJE
$\sigma_{c,qp} =$	8,19	\leq	0,45 fck	13,5	VYHOVUJE
$\sigma_{s,k} =$	333,46	\leq	0,8 fyk	400	VYHOVUJE

Tabulka 11: Posouzení omezení napětí v poli

Omezení napětí - nad podporou					
	[MPa]			[MPa]	
$\sigma_{c,k} =$	19,90	\leq	0,6 fck	18	NEVYHOVUJE*)
$\sigma_{c,qp} =$	12,71	\leq	0,45 fck	13,5	VYHOVUJE
$\sigma_{s,k} =$	291,71	\leq	0,8 fyk	400	VYHOVUJE

Tabulka 12: Posouzení omezení napětí nad podporou

*) Pozn. – podmínka $|\sigma_c| \leq 0,6f_{ck}$ by dle ČSN EN 1992-1-1 měla být splněna v prostředích XD, XF a XS. V tomto případě je konstrukce vystavena pouze prostředí XC.

5.6.3 Posouzení šířky trhlin

Pro výpočet byl použit excel z vlastní bakalářské práce [42].

- Šířka trhlin

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad [mm]$$

$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ – rozdíl poměrných přetvoření betonu a výztuže v okolí trhliny

$s_{r,max}$ – maximální vzdálenost trhlin



- Rozdíl poměrných přetvoření betonu a výztuže v okolí trhliny

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{1}{E_s} \left(\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}) \right) \quad [-]$$

kde musí být splněna podmínka:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

- Maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad [mm]$$

Po dosazení tak získáme vztah:

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

k_1 – 0,8 pro výztuž s velkou soudržností

k_2 – 1,0 pro prostý tah

k_4 – 0,425 dle ČSN EN 1992-1-1

k_3 – dle vzorce

c – krycí vrstva výztuže

$$k_3 = 3,4 \cdot \left(\frac{25}{c} \right)^{\frac{2}{3}}$$

\emptyset – průměr použité výztuže

$\rho_{p,eff}$ – účinný stupeň vyztužení

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad [-]$$

A_s – plocha výztuže

$A_{c,eff}$ – účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b \quad [mm^2]$$

$h_{c,eff}$ – účinná výška tažené části průřezu



$$h_{c,eff} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d) \\ (h - x)/3 \\ h/2 \end{cases} \quad [mm]$$

E_s – 200 000 modul pružnosti oceli

σ_s – tahové napětí výztuže v průřezu porušeném trhlinou

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot \frac{m_i}{I_{ir}} (d - x_{ir}) \quad [MPa]$$

k_c – 1,0 pro tah

k – 1,0 pro $h \leq 300$ mm

– 0,65 pro $h \geq 800$ mm

k_t – 0,4 dlouhodobě působící zatížení

A_{ct} – plocha betonu v tažené části oblasti průřezu

$f_{ct,eff}$ – průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v momentě první trhliny

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} \quad [MPa]$$

f_{ctm} – průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu

α_e – poměr modulů pružnosti výztuže a betonu

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$$

E_{ceff} – střední hodnota sečnového modulu pružnosti betonu s vlivem dotvarování

Výpočet šířky trhliny je proveden s hodnotou $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$, tedy pro dlouhodobě působící zatížení – vliv dotvarování. Norma ČSN EN 1992-1-1 uvádí, že pro výpočet šířky trhlin se má uvažovat hodnota poměrů pružností výztuže a betonu pro krátkodobé působení zatížení tedy jako $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$. „V Eurokódu 2 je pracovní součinitel pro výpočet šířky trhliny stanoven poměrem E_s/E_{cm} , tj. modul pružnosti betonu je uvažovaný střední hodnotou – bez vlivu dotvarování. Nicméně je názorem autorů, že fyzikálně správnější je uvažovat efektivní modul, který je dále použit pro porovnání přístupů mimo jiné proto, aby byla zachována stejná srovnávací základna pro jednotlivé přístupy.“ [18]



Šířka trhliny v poli [42]:

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot \frac{m_{E,k}}{I_{ir}} (d - x_{ir}) = 330,48 \text{ MPa}$$

$$h_{c,eff} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d) \\ (h - x)/3 \\ h/2 \end{cases} = 0,1425 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 0,0969$$

$$\left(\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff}}{A_{s1}} - 0,4 \cdot \alpha_e f_{ct,eff} \right) \geq 0,6 \cdot \sigma_s$$

$$232,15 \geq 0,6 \cdot \sigma_s = 198,29 \rightarrow \text{podmínka: Vyhovuje}$$

$$w_k = \left(k_3 c + \frac{0,34 \cdot k_2 \cdot \phi \cdot A_{c,eff}}{A_{s1}} \right) \cdot \frac{1}{E_s} \cdot \left(\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff}}{A_{s1}} - \right.$$

$$\left. - 0,4 \cdot \alpha_e f_{ct,eff} \right) = 0,00034 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,34 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,30 \text{ mm} \rightarrow \text{podmínka: NEVYHOVUJE}$$

Kontrola stupně vyztužení:

$$A_{s,min} = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s = 716 \text{ mm}^2 < 1442 \text{ mm}^2 \text{ Vyhovuje}$$

$$A_{s,min} = 0,0013bd = 480 \text{ mm}^2 < 1442 \text{ mm}^2 \text{ Vyhovuje}$$

$$A_{s,min} = 0,6/f_{yk} bd = 557 \text{ mm}^2 < 1442 \text{ mm}^2 \text{ Vyhovuje}$$

$$A_{s,max} = 0,04bh = 16320 \text{ mm}^2 < 1442 \text{ mm}^2 \text{ Vyhovuje}$$

Šířka trhliny nad podporou [42]:

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot \frac{m_{E,k}}{I_{ir}} (d - x_{ir}) = 303,78 \text{ MPa}$$

$$h_{c,eff} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d) \\ (h - x)/3 \\ h/2 \end{cases} = 0,1135 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 0,0771$$

$$\left(\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff}}{A_{s1}} - 0,4 \cdot \alpha_e f_{ct,eff} \right) \geq 0,6 \cdot \sigma_s$$

$$268,81 \geq 0,6 \cdot \sigma_s = 182,27 \rightarrow \text{podmínka: Vyhovuje}$$

$$w_k = \left(k_3 c + \frac{0,34 \cdot k_2 \cdot \phi \cdot A_{c,eff}}{A_{s1}} \right) \cdot \frac{1}{E_s} \cdot \left(\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff}}{A_{s1}} - \right.$$

$$\left. - 0,4 \cdot \alpha_e f_{ct,eff} \right) = 0,00017 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,17 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,30 \text{ mm} \rightarrow \text{podmínka: Vyhovuje}$$

Kontrola stupně vyztužení:

$$A_{s,min} = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s = 779 \text{ mm}^2 < 6135 \text{ mm}^2 \text{ Vyhovuje}$$

$$A_{s,min} = 0,0013bd = 471 \text{ mm}^2 < 6135 \text{ mm}^2 \text{ Vyhovuje}$$

$$A_{s,min} = 0,6/f_{yk} bd = 546 \text{ mm}^2 < 6135 \text{ mm}^2 \text{ Vyhovuje}$$

$$A_{s,max} = 0,04bh = 16320 \text{ mm}^2 < 6135 \text{ mm}^2 \text{ Vyhovuje}$$



Šířka trhliny nevyhověla v poli při ploše výztuže 1442mm^2 a napětí ve výztuži $330,48\text{MPa}$. Výztuž při spodním povrchu bude proto změněna na $\text{Ø}20$ po 120mm v obou směrech.

$h =$	600	mm
$b =$	680	mm
$d =$	540	mm
$d_2 =$	37	mm
$h_h =$	120	mm
$h_k =$	360	mm
$h_d =$	120	mm
$b_k =$	520	mm

$E_{cm} =$	33	GPa
$f_{ck} =$	30	MPa
$f_{cm} =$	38	MPa
$f_{ctm} =$	2,9	MPa

$E_s =$	200	GPa
$s =$	120	mm
$\varnothing =$	20	mm
$c =$	50	mm

$A_{s1} =$	1780	mm^2
$A_{s2} =$	872	mm^2

$M_{Eqp} =$	350,00	kNm/m
$M_{Eqp,b} =$	238,00	kNm

pro $b=680\text{ mm}$

$M_{Ek} =$	360,00	kNm/m
$M_{Ek,b} =$	244,80	kNm

$E_{cm} =$	33,00	GPa
$\alpha_e =$	6,06	-

PRŮŘEZ BEZ TRHLIN

$x_i =$	305,06	mm
---------	--------	----

$I_i =$	11199098638,9	mm^4
---------	---------------	---------------

$M_{cr} =$	110,12	kNm
------------	--------	-----

TRHLINY VZNIKNOU

PRŮŘEZ S TRHLINAMI

$x_{ir} =$	111,52	mm	v pásnici
$x_{ir} =$	111,52	mm	ve stojně

$I_{ir} =$	2324428984	mm^4
------------	------------	---------------

$\beta =$	1
-----------	---

$\zeta =$	0,79
-----------	------

$I_{VýSL} =$	4224164166	mm^4
--------------	------------	---------------

$\sigma_{c,qp} =$	11,42	MPa
$\sigma_{s,qp} =$	265,89	MPa

$\sigma_{c,k} =$	11,74	MPa
$\sigma_{s,k} =$	273,49	MPa



h =	600	mm
b =	680	mm
d =	540	mm
d ₂ =	37	mm
h _h =	120	mm
h _k =	360	mm
h _d =	120	mm
b _k =	520	mm

E _{cm} =	33	GPa
f _{ck} =	30	MPa
f _{cm} =	38	MPa
f _{ctm} =	2,9	MPa

E _s =	200	GPa
s =	120	mm
∅ =	20	mm
c =	50	mm

A _{s1} =	1780	mm ²
A _{s2} =	872	mm ²

M _{Eqp} =	350,00	kNm/m
M _{Eqp,b} =	238,00	kNm

pro b=680 mm

M _{Ek} =	360,00	kNm/m
M _{Ek,b} =	244,80	kNm

E _{ceff} =	11,38	GPa
α _e =	17,57	-

PRŮŘEZ BEZ TRHLIN

x _i =	313,00	mm
------------------	--------	----

I _i =	13034941698,3	mm ⁴
------------------	---------------	-----------------

M _{cr} =	131,71	kNm
-------------------	--------	-----

TRHLINY VZNIKNOU

PRŮŘEZ S TRHLINAMI

x _{ir} =	168,21	mm	v pásnici
x _{ir} =	188,05	mm	ve stojně

I _{ir} =	5677328429	mm ⁴
-------------------	------------	-----------------

β =	0,5
-----	-----

ζ =	0,85
-----	------

I _{vysl} =	6804052726	mm ⁴
---------------------	------------	-----------------

σ _{c,qp} =	7,88	MPa
σ _{s,qp} =	259,30	MPa

σ _{c,k} =	8,11	MPa
σ _{s,k} =	266,71	MPa



Šířka trhliny v poli [42]:

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot \frac{m_{E,k}}{I_{ir}} (d - x_{ir}) = 266,71 \text{ MPa}$$

$$h_{c,eff} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d) \\ (h - x)/3 \\ h/2 \end{cases} = 0,1426 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 0,0969$$

$$\left(\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff}}{A_{s1}} - 0,4 \cdot \alpha_e f_{ct,eff} \right) \geq 0,6 \cdot \sigma_s$$

$$183,15 \geq 0,6 \cdot \sigma_s = 160,03 \rightarrow \text{podmínka: Vyhovuje}$$

$$w_k = \left(k_3 c + \frac{0,34 \cdot k_2 \cdot \varnothing \cdot A_{c,eff}}{A_{s1}} \right) \cdot \frac{1}{E_s} \cdot \left(\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff}}{A_{s1}} - \right.$$

$$\left. - 0,4 \cdot \alpha_e f_{ct,eff} \right) = 0,00023 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,23 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,30 \text{ mm} \rightarrow \text{podmínka: Vyhovuje}$$

Kontrola stupně vyztužení:

$A_{s,min} = k_c k_{fct,eff} A_{ct} / \sigma_s =$	887 mm ²	<	1780 mm ²	Vyhovuje
$A_{s,min} = 0,0013bd =$	477 mm ²	<	1780 mm ²	Vyhovuje
$A_{s,min} = 0,6/f_{yk} bd =$	554 mm ²	<	1780 mm ²	Vyhovuje
$A_{s,max} = 0,04bh =$	16320 mm ²	<	1780 mm ²	Vyhovuje

S výztuží Ø20 po 120mm šířka trhliny vyhovuje. Mezní stav únosnosti nebude znovu ověřen – lze předpokládat, že výztuž na mezní stav únosnosti vyhoví.



5.6.4 Ověření smykové únosnosti desky

Smyková únosnost desky je ověřena pomocí únosnosti tlakových diagonál a dále bude ověřena nutnost smykové výztuže. Posouzení je provedeno pro maximální posouvající síly na desce a je provedeno v místě nevylehčené části desky, tedy přímo nad podporou a v místě vylehčené části desky.

- Návrhová hodnota únosnosti tlakových diagonál

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot \theta^2} \quad [kN]$$

v – redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem

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

b_w – nejmenší šířka průřezu mezi taženým a tlačným pásem

$b_w = 1000$ mm – pro nevylehčenou část desky

$b_w = 160$ mm – pro vylehčenou část desky

z – rameno sil průřezu; $z=0,9d$

θ – úhel sklonu tlakových diagonál; volba $\cot \theta = 1,5$

- Únosnost betonového průřezu bez smykové výztuže

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b_w \cdot d \quad [kN]$$

k – vliv výšky průřezu; $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$

ρ_l – stupeň vyztužení tahovou výztuží; $\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}$

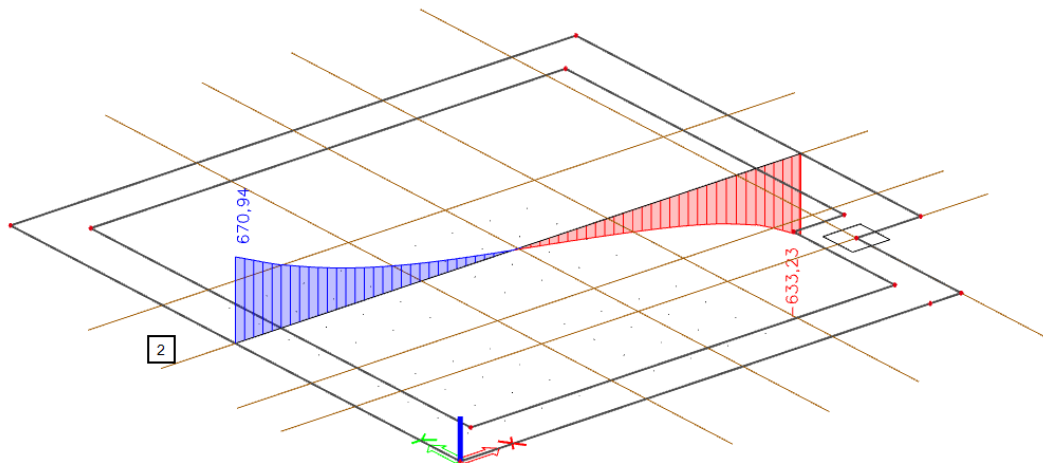
- Únosnost smykové výztuže

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot \theta \quad [kN]$$

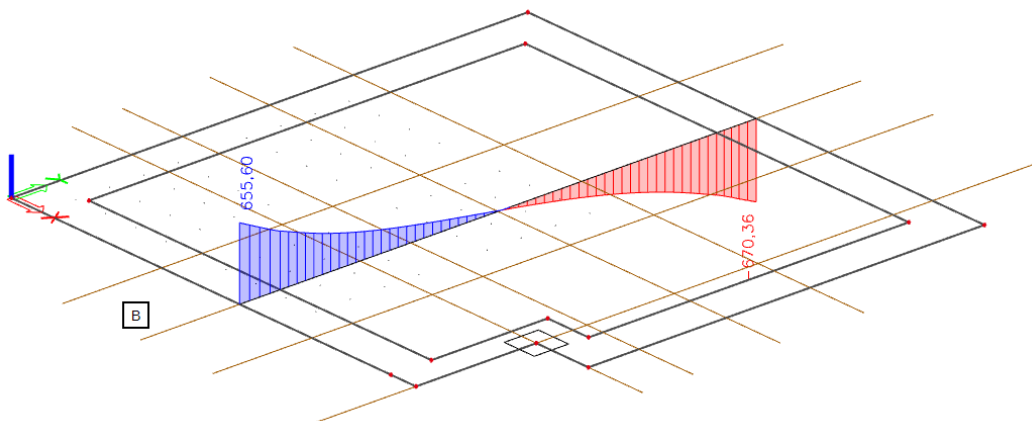
A_{sw} – je plocha všech větví jednoho třmínku; $A_{sw} = n \cdot \frac{\pi \phi_{sw}^2}{4}$

n – střížnost třmínku

s – osová vzdálenost třmínků

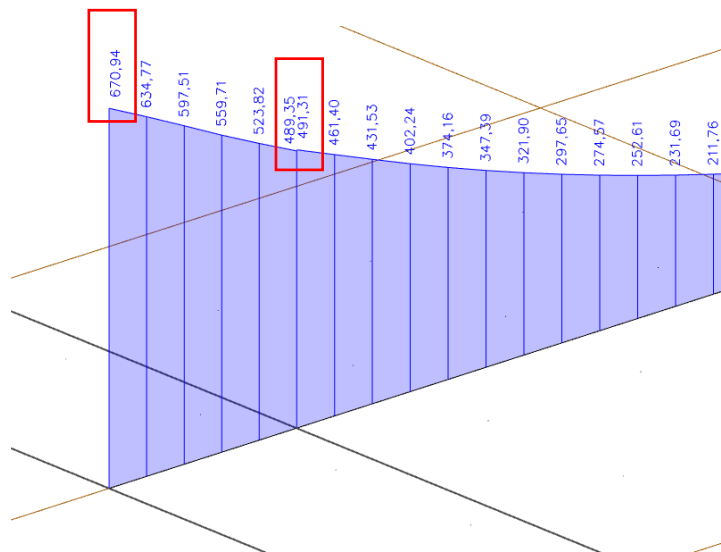


Obrázek 120: Průběh smykové síly ve směru X



Obrázek 121: Průběh smykové síly ve směru Y

Smyková únosnost bude posouzena na posouvající síly ve směru x, kde se nachází maximální síla v desce.



Obrázek 122: Hodnoty pro posouzení smykové únosnosti a návrh smykové výztuže

Smyk bude posouzen na sílu 670,94kN/m v nevylehčené části a na sílu 491,31kN/m ve vylehčené části desky.



Nevylehčená část desky

- Únosnost tlakové diagonály

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = \\ &= 0,528 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot (0,9 \cdot 560) \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = \mathbf{2460,08 \text{ kN}} \end{aligned}$$

$$V_{Ed} = 670,94 \text{ kN} \leq V_{Rd,max} = 2460,08 \text{ kN} - \mathbf{VYHOVUJE}$$

- Únosnost betonového průřezu bez smykové výztuže

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{560}} = 1,6 \leq 2,0 \rightarrow k = 1,6$$

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{6135,92}{1000 \cdot 560} = 0,011$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b_w \cdot d = \\ &= \left[\frac{0,18}{1,5} \cdot 1,6 \cdot (100 \cdot 0,011 \cdot 30)^{1/3} \right] \cdot 1000 \cdot 560 = \mathbf{344,87 \text{ kN}} \end{aligned}$$

$$V_{Ed} = 670,94 \text{ kN} \not\leq V_{Rd,c} = 344,87 \text{ kN} - \mathbf{NEVYHOVUJE}$$

Únosnost betonového průřezu bez smykové výztuže nevyhověla, proto musí být navržena smyková výztuž.



- Únosnost smykové výztuže

Volím jednostrážné spony $\varnothing 14$

$$A_{sw} = n \cdot \frac{\pi \phi_{sw}^2}{4} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 14^2}{4} = 615,75 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{V_{Ed}} \cdot z \cdot \cot \theta = \frac{615,75 \cdot 435}{670940} \cdot (0,9 \cdot 560) \cdot 1,5 = 301,81 \text{ mm}$$

Návrh spon: $\varnothing 14$ á 240 mm, tj. 17,36 ks/m²

Vylehčená část desky

$$V_{Ed} = 491,31 \text{ kN/m} \rightarrow V_{Ed} = 334,1 \text{ kN (na 680mm)}$$

- Únosnost tlakové diagonály

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = \\ &= 0,528 \cdot 20 \cdot 160 \cdot (0,9 \cdot 560) \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = \mathbf{393,73 \text{ kN}} \end{aligned}$$

$$V_{Ed} = 334,1 \text{ kN} \leq V_{Rd,max} = 393,73 \text{ kN} - \mathbf{VYHOVUJE}$$

- Únosnost betonového průřezu bez smykové výztuže

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{560}} = 1,6 \leq 2,0 \rightarrow k = 1,6$$

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{4172}{160 \cdot 560} = 0,046$$



$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b_w \cdot d = \\ &= \left[\frac{0,18}{1,5} \cdot 1,6 \cdot (100 \cdot 0,046 \cdot 30)^{1/3} \right] \cdot 160 \cdot 560 = \mathbf{115,96 \text{ kN}} \end{aligned}$$

$$V_{Ed} = 334,1 \text{ kN} \not\leq V_{Rd,c} = 115,96 \text{ kN} - \mathbf{NEVYHOVUJE}$$

Únosnost betonového průřezu bez smykové výztuže nevyhověla, proto musí být navržena smyková výztuž.

- Únosnost smykové výztuže

Volím jednotřížné spony $\emptyset 14$

$$A_{sw} = n \cdot \frac{\pi \phi_{sw}^2}{4} = 1 \cdot \frac{\pi \cdot 14^2}{4} = 153,9 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{V_{Ed}} \cdot z \cdot \cot \theta = \frac{153,9 \cdot 435}{334100} \cdot (0,9 \cdot 560) \cdot 1,5 = 151,5 \text{ mm}$$

Návrh spon: $\emptyset 14$ á 120 mm, tj. 69,44 ks/m²

$$V_{Ed} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot \theta = \frac{153,9 \cdot 435}{240} \cdot (0,9 \cdot 560) \cdot 1,5 = 210,8 \text{ kN}$$

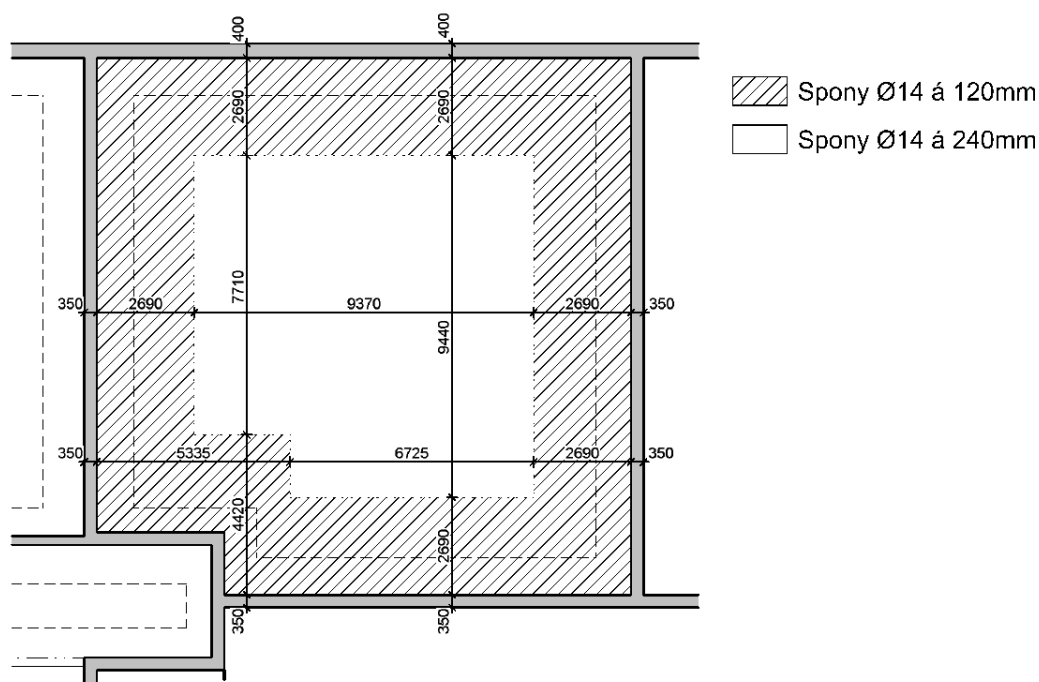
V oblasti, kde je smyková síla menší než 210 kN se budou moci spony navrhnout spony „ob jednu“, tedy **$\emptyset 14$ á 240 mm, tj. 17,36 ks/m²**

Přepočet síly na m:

$$V_{Ed} = 210,8 \text{ kN} \rightarrow V_{Ed} = 310 \text{ kN/m (na 1000mm)}$$

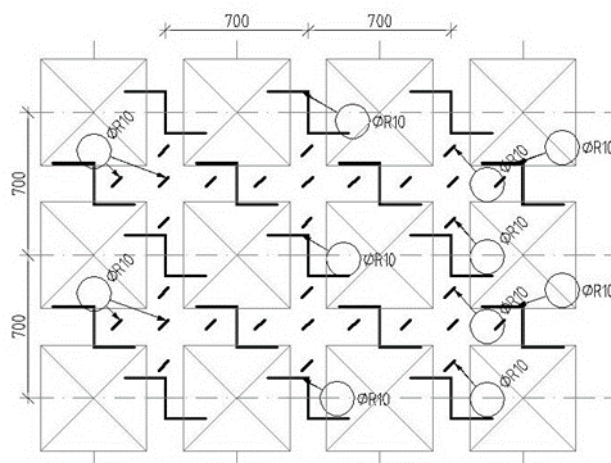


Spony podle rozteče budou rozmístěny podle následujícího schématu.



Obrázek 123: Schéma rozmístění spon podle navržených roztečí

Mezi spony budou umístěny stoličky pro uložení horní výztuže desky. Rozmístění spon a stoliček bude principálně provedeno podle schématu na obr. 124 a stoličky budou rozmístěny po vzdálenosti 700mm profilu 14mm



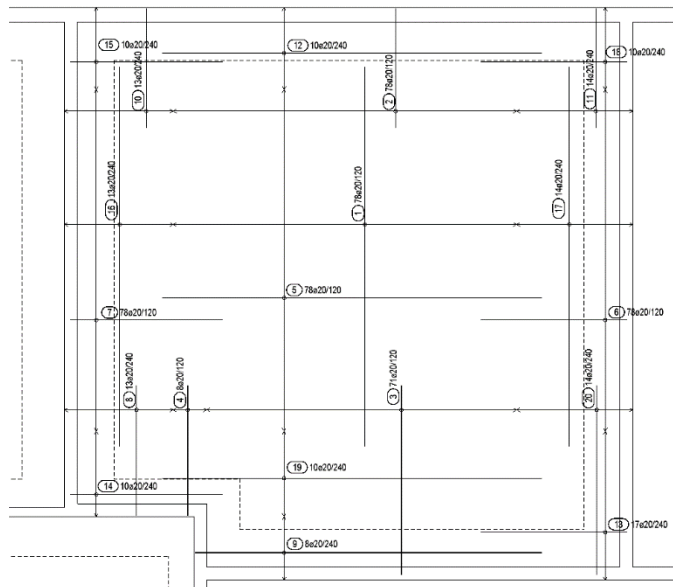
Obrázek 124: Schéma rozmístění spon a stoliček



5.7 NÁVRH VÝZTUŽE DESKY D1.3

5.7.1 Spodní výztuž

Spodní výztuž lze provést dvěma způsoby. Ve střední části bude vždy provedena výztuž $\varnothing 20$ á 120mm, ve zbylé části s menšími ohybovými momenty lze použít výztuž $\varnothing 20$ á 240mm nebo $\varnothing 14$ á 120mm. Pro obě varianty byl proveden výkaz výztuže.

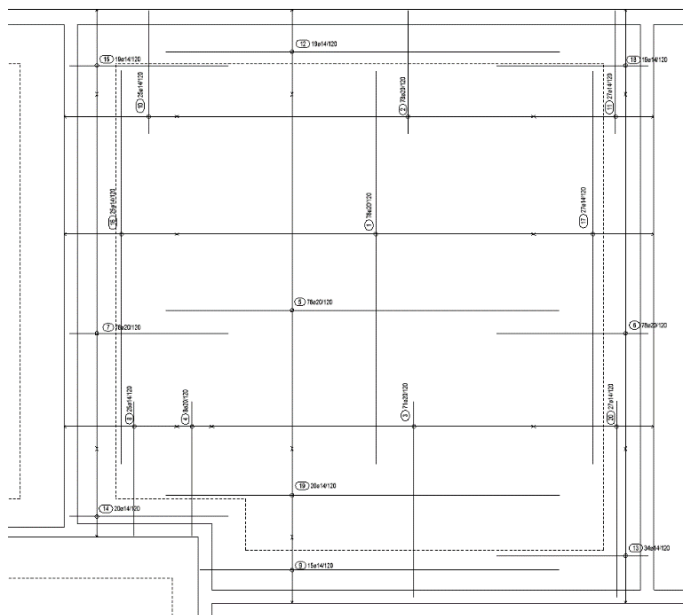


Výkaz výztuže včetně tvaru prutů

Pol.	Ks	Ø [mm]	Jednotl. délka [m]	Tvar prutu s popisem (bez měřítka)	Celková délka [m]	Hmotnost [kg]
1	78	20	10.31	_____	804.18	1986.32
2	78	20	3.24	_____	252.72	624.22
3	71	20	5.14	_____	364.94	901.40
4	8	20	3.53	_____	28.24	69.75
5	78	20	10.32	_____	804.96	1988.25
6	78	20	3.98	_____	310.44	765.79
7	78	20	4.16	_____	324.48	801.47
8	25	14	3.53	_____	88.25	105.78
9	15	14	9.43	_____	141.45	171.15
10	25	14	3.24	_____	81.00	98.01
11	27	14	3.24	_____	87.48	105.85
12	19	14	10.32	_____	195.08	237.26
13	34	14	3.98	_____	135.32	163.74
14	20	14	4.16	_____	83.20	100.67
15	19	14	4.16	_____	79.04	95.64
16	25	14	10.31	_____	257.75	311.88
17	27	14	10.31	_____	278.37	336.83
18	19	14	3.98	_____	75.62	91.50
19	20	14	10.32	_____	205.40	249.74
20	27	14	5.14	_____	138.78	167.92

Celková hmotnost [kg]: 9375.17

Obrázek 125: Schéma a výkaz výztuže pro 1. variantu spodní výztuže



Výkaz výztuže včetně tvaru prutů

Pol.	Ks	Ø	Jednotl. délka	Tvar prutu s popisem (bez měřítka)	Celková délka	Hmotnost
		[mm]	[m]		[m]	[kg]
1	78	20	10.31	1000	804.18	1986.32
2	78	20	3.24	320	252.72	624.22
3	71	20	5.14	510	364.94	901.40
4	8	20	3.53	350	28.24	69.75
5	78	20	10.32	1000	804.96	1988.25
6	78	20	3.98	390	310.44	766.79
7	78	20	4.16	410	324.48	801.47
8	13	20	3.53	350	45.89	113.35
9	8	20	9.43	940	75.44	186.34
10	13	20	3.24	320	42.12	104.04
11	14	20	3.24	320	45.36	112.04
12	10	20	10.32	1000	103.20	254.90
13	17	20	3.98	390	67.66	167.12
14	10	20	4.16	410	41.60	102.75
15	10	20	4.16	410	41.60	102.75
16	13	20	10.31	1000	134.03	331.05
17	14	20	10.31	1000	144.34	356.52
18	10	20	3.98	390	39.80	98.31
19	10	20	10.32	1000	103.20	254.90
20	14	20	5.14	510	71.96	177.74
Celková hmotnost [kg]:						9500.01

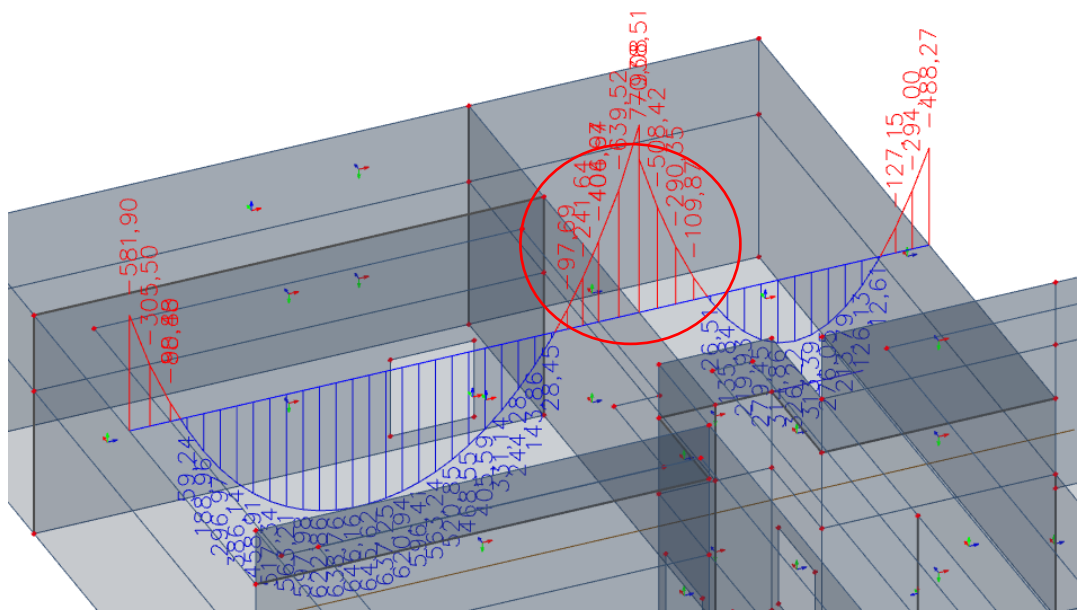
Obrázek 126: Schéma a výkaz výztuže pro 2. variantu spodní výztuže

Pro variantu s profilem výztuže 14mm po 120mm vyšlo celkem 9375,17kg výztuže, pro variantu s profilem výztuže 20mm po 240mm vyšlo celkem 9500,01kg výztuže. Pro výkres výztuže je zvolena první varianta, tedy varianta s profilem 14mm po 120mm.

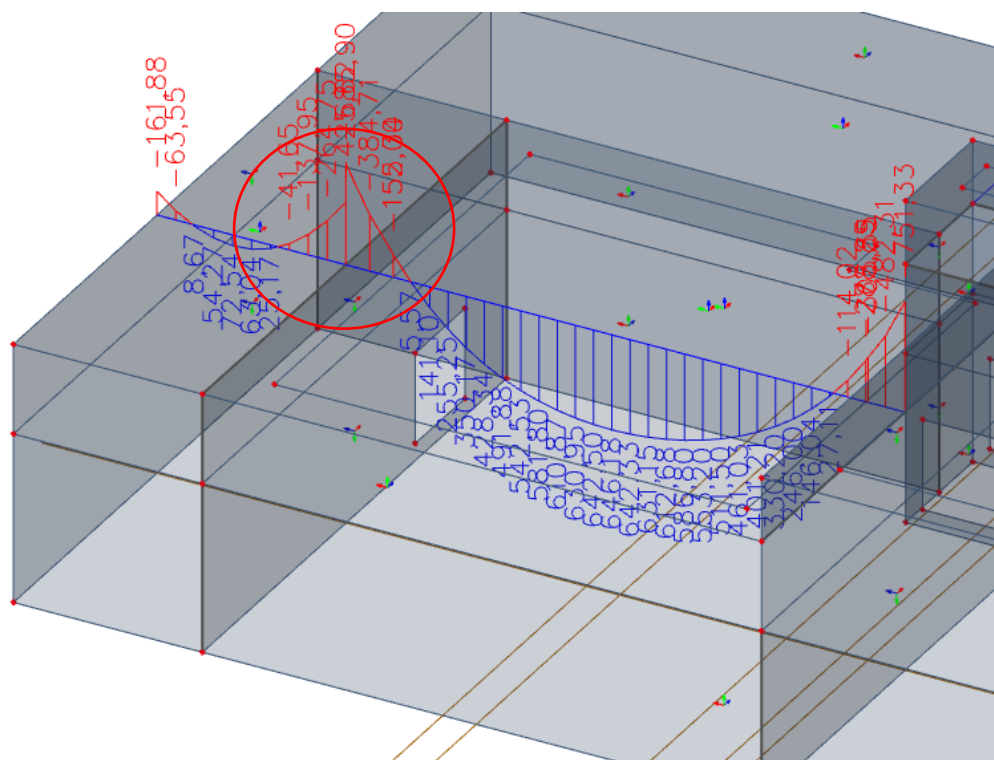


5.7.2 Horní výztuž

Pro horní výztuž byly vzhledem ke kotvení výztuže ověřeny průběhy momentů na vedlejších stropních deskách.



Obrázek 127: Průběh ohybových momentů ve směru X včetně navazující stropní desky

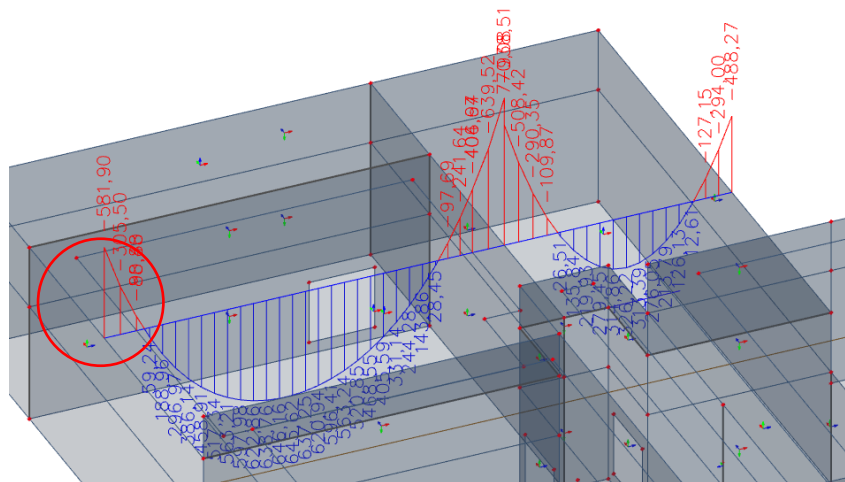


Obrázek 128: Průběh ohybových momentů ve směru Y včetně navazující stropní desky

Ve směru x i ve směru y bude při vyznačených hranách horní výztuž vždy zakotvena za nulové momenty na každou stranu.

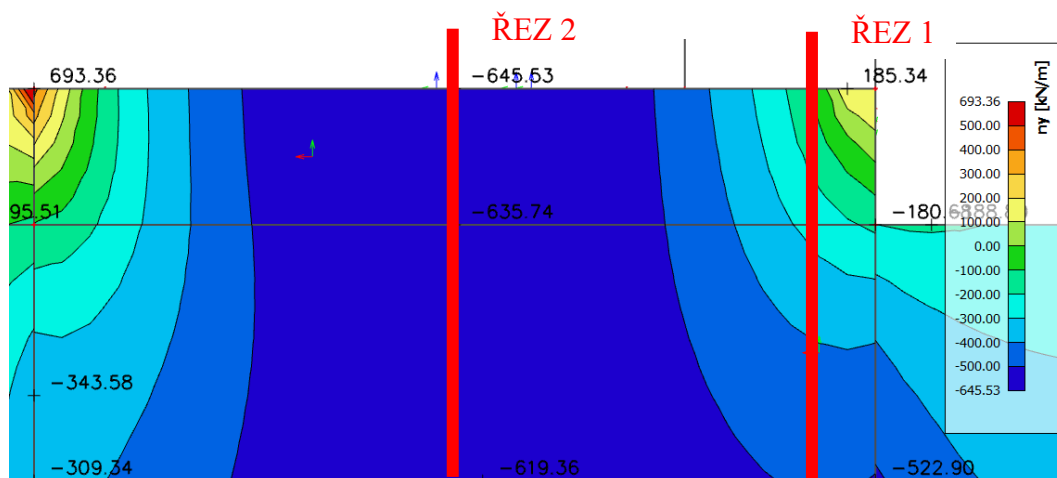


Na opačné straně ve směru x (vyznačeno na obr.129) bude výztuž desky zakotvena do obvodové stěny.

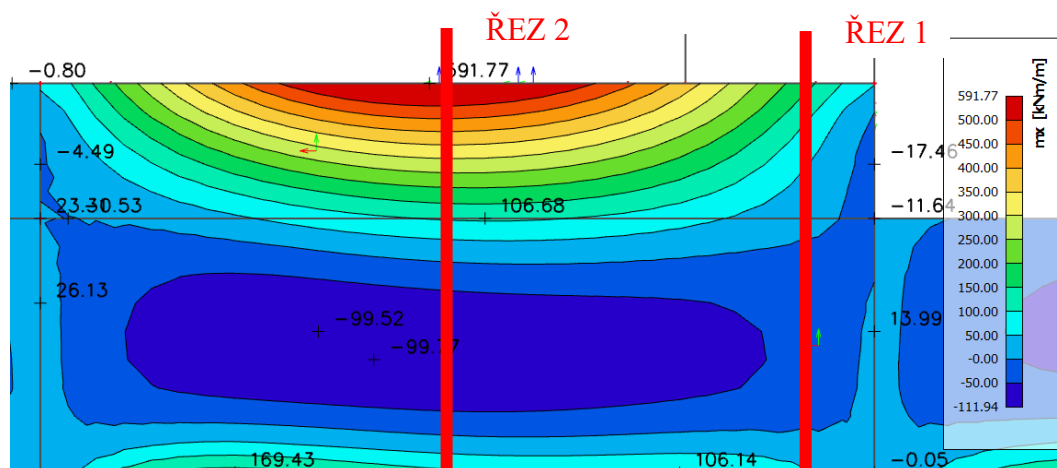


Obrázek 129: Průběh ohybových momentů ve směru X – rámový roh deska-stěna

Vzhledem k velkým momentům na desce budou ověřeny momenty na stěně. Na stěně je pak ověřena potřebná výztuž. Výztuž je stanovena pro 3 kombinace, a to pro maximální moment a minimální normálovou sílu, pak pro maximální



Obrázek 130: Průběh normálových sil ve stěně

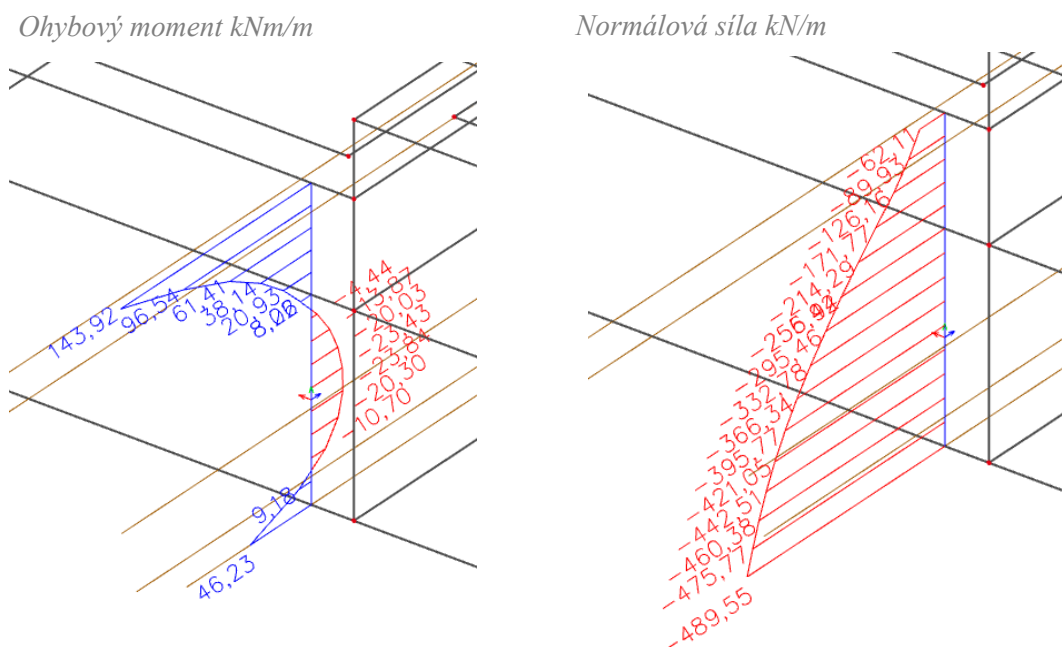


Obrázek 131: Průběh ohybových momentů na stěně

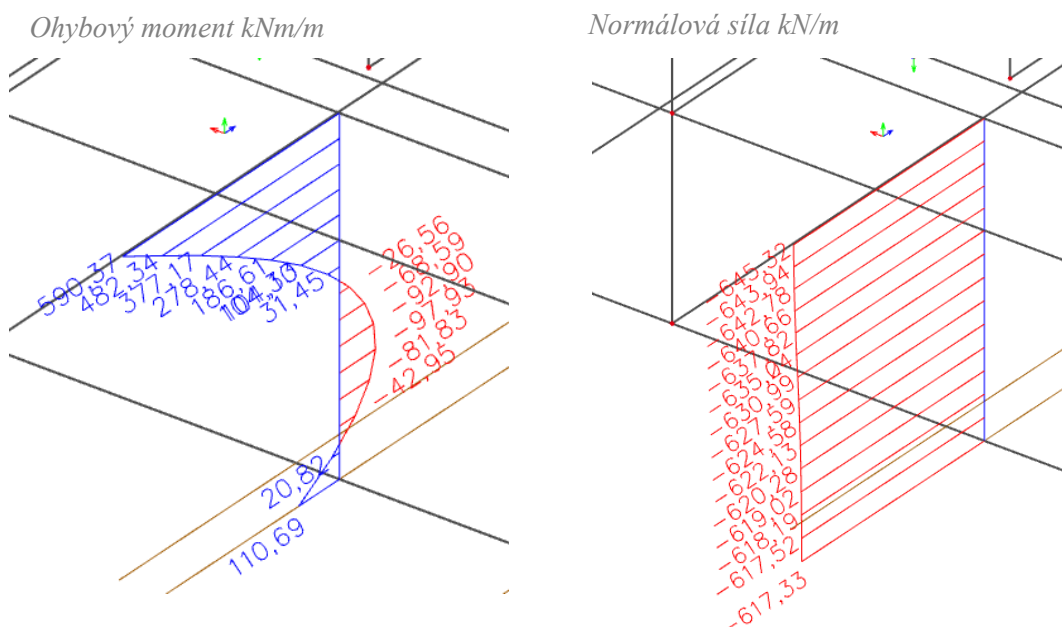


moment and maximum normal force (at the corner of the frame) and finally for minimum moment and maximum normal force.

Combinations were determined from fig. 130 and 131. In these places they were performed sections and selected appropriate values.



Obrázek 132: Průběh ohybových momentů a normálových sil v řezu 1



Obrázek 133: Průběh ohybových momentů a normálových sil v řezu 2

The design of the required reinforcement was performed using the calculation in the program [39] Excel, which was provided to me by the supervisor.



Návrh pro kombinaci M_{max} a N_{min} :

Posouzení ŽB prvku namáhaného N+M dle ČSN EN 1992-1-1

PŘEDPOKLADY

idealizovaný pracovní diagram **betonu**:

Obdélníkový

idealizovaný pracovní diagram **výztuže**:

Vodorovný s neomezeným přetvořením

BETON

třída	C25/30
f_{ck} [MPa]	25
f_{ctm} [MPa]	2,6
γ_c [-]	1,5
f_{cd} [MPa]	16,667
$\epsilon_{c,l}$ [‰]	-2,0
$\epsilon_{c,u}$ [‰]	-3,5
max zrno [mm]	16

VÝZTUŽ

typ	R 10 505
f_{yk} [MPa]	500
γ_s [-]	1,15
f_{yd} [MPa]	434,78
E [MPa]	200000

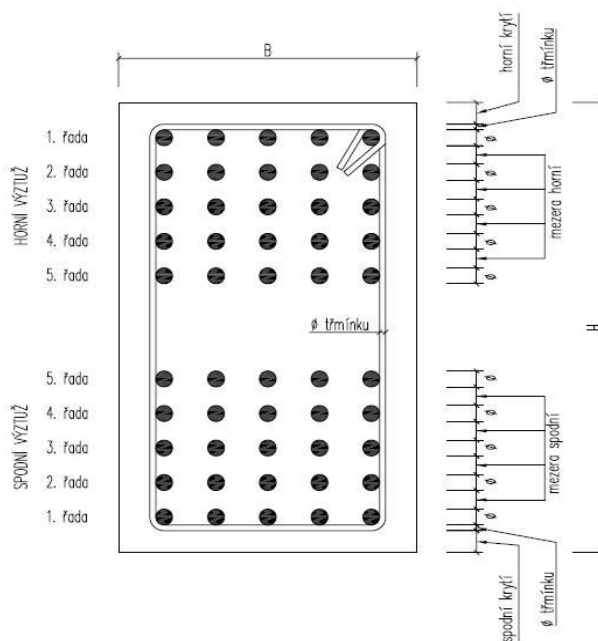
PRŮŘEZ

H [mm]	400
B [mm]	1000
horní krytí [mm]	44
spodní krytí [mm]	44
ϕ třmínku [mm]	10
mezera horní [mm]	30
mezera dolní [mm]	30

NAMÁHÁNÍ

$N_{x,Ed}$ [kN]	-62,11
$M_{y,Ed}$ [kNm]	143,92

tlaková síla se znaménkem minus
 kladný moment táhne spodní vlákna



VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

		ϕ [mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada	14	8	61	1231,504	0,4537037	90,74074	111747,61
	2. řada	28	0	0	0	0	0	0
	3. řada	20	0	0	0	0	0	0
	4. řada	20	0	0	0	0	0	0
	5. řada	20	0	0	0	0	0	0
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada	8	0	0	0	0	0	0
	4. řada	16	0	0	0	0	0	0
	3. řada	28	0	0	0	0	0	0
	2. řada	28	0	0	0	0	0	0
	1. řada	14	8	339	1231,504	18,472222	434,7826	535436,66



Návrh pro kombinaci M_{max} a N_{max} :

Posouzení ŽB prvku namáhaného N+M dle ČSN EN 1992-1-1

PŘEDPOKLADY

idealizovaný pracovní diagram **betonu**:

Obdélníkový

idealizovaný pracovní diagram **výztuže**:

Vodorovný s neomezeným přetvořením

BETON

třída	C25/30
f_{ck} [MPa]	25
f_{ctm} [MPa]	2,6
γ_c [-]	1,5
f_{cd} [MPa]	16,667
$\epsilon_{c,1}$ [‰]	-2,0
$\epsilon_{c,u}$ [‰]	-3,5
max zrno [mm]	16

VÝZTUŽ

typ	R 10 505
f_{yk} [MPa]	500
γ_s [-]	1,15
f_{yd} [MPa]	434,78
E [MPa]	200000

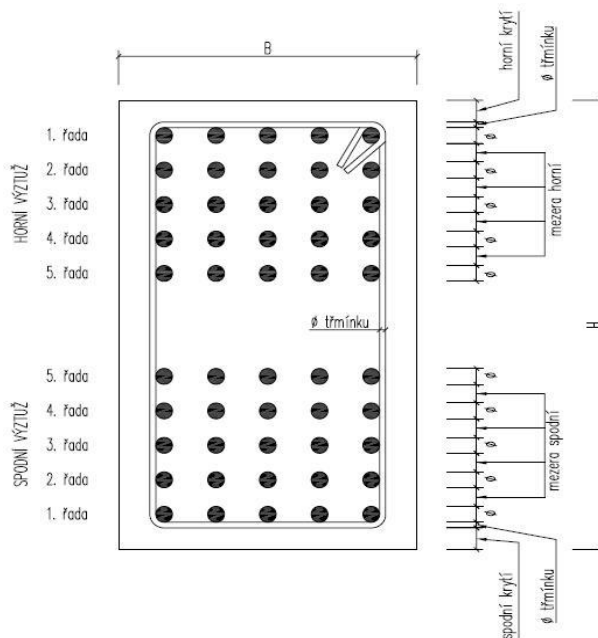
PRŮŘEZ

H [mm]	400
B [mm]	1000
horní krytí [mm]	44
spodní krytí [mm]	44
ϕ třmínku [mm]	10
mezera horní [mm]	30
mezera dolní [mm]	30

NAMÁHÁNÍ

$N_{x;Ed}$ [kN]	-645,6
$M_{y;Ed}$ [kNm]	591,77

tlaková síla se znaménkem mínus
 kladný moment táhne spodní vlákna



VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

		ϕ [mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada	25	12	66,5	5890,486	-1,440265	-288,053	-1696773
	2. řada	28	0	0	0	0	0	0
	3. řada	20	0	0	0	0	0	0
	4. řada	20	0	0	0	0	0	0
	5. řada	20	0	0	0	0	0	0
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada	8	0	0	0	0	0	0
	4. řada	16	0	0	0	0	0	0
	3. řada	28	0	0	0	0	0	0
	2. řada	28	0	0	0	0	0	0
	1. řada	25	12	333,5	5890,486	6,829646	434,7826	2561081



Návrh pro kombinaci M_{min} a N_{max} :

Posouzení ŽB prvku namáhaného N+M dle ČSN EN 1992-1-1

PŘEDPOKLADY

idealizovaný pracovní diagram **betonu**:

Obdélníkový

idealizovaný pracovní diagram **výztuže**:

Vodorovný s neomezeným přetvořením

BETON

třída	C25/30
f_{ck} [MPa]	25
f_{ctm} [MPa]	2,6
γ_c [-]	1,5
f_{cd} [MPa]	16,667
$\epsilon_{c,l}$ [‰]	-2,0
$\epsilon_{c,u}$ [‰]	-3,5
max zrno [mm]	16

VÝZTUŽ

typ	R 10 505
f_{yk} [MPa]	500
γ_s [-]	1,15
f_{yd} [MPa]	434,78
E [MPa]	200000

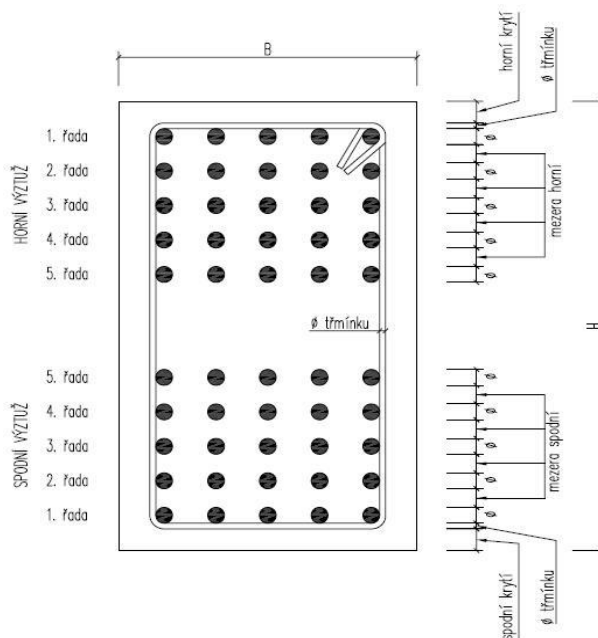
PRŮŘEZ

H [mm]	400
B [mm]	1000
horní krytí [mm]	44
spodní krytí [mm]	44
ϕ třmínku [mm]	10
mezera horní [mm]	30
mezera dolní [mm]	30

NAMÁHÁNÍ

$N_{x;Ed}$ [kN]	-624,6
$M_{y;Ed}$ [kNm]	99,9

tlaková síla se znaménkem minus
 kladný moment táhne spodní vlákna



VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

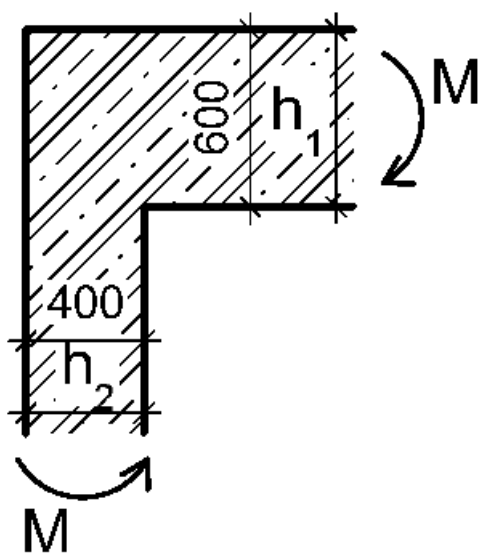
		ϕ [mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada	12	5	60	565,4867	-0,21875	-43,75	-24740,04
	2. řada	28	0	0	0	0	0	0
	3. řada	20	0	0	0	0	0	0
	4. řada	20	0	0	0	0	0	0
	5. řada	20	0	0	0	0	0	0
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada	8	0	0	0	0	0	0
	4. řada	16	0	0	0	0	0	0
	3. řada	28	0	0	0	0	0	0
	2. řada	28	0	0	0	0	0	0
	1. řada	12	5	340	565,4867	15,09375	434,7826	245863,77



Z výpočtu vychází, že je nutné v místě rámového rohu ve stěně navrhnout $\varnothing 25$ á 80mm. Poroto bude výztuž zakotvena za nulové momenty zároveň jak v desce, tak ve stěně. Ve zbylých částech stěny v napojení deska-stěna postačí $\varnothing 14$ á 120mm, které budou taktěž zakotveny za nulovými momenty ve stěně i desce.

5.7.2.1 Ověření rámového rohu

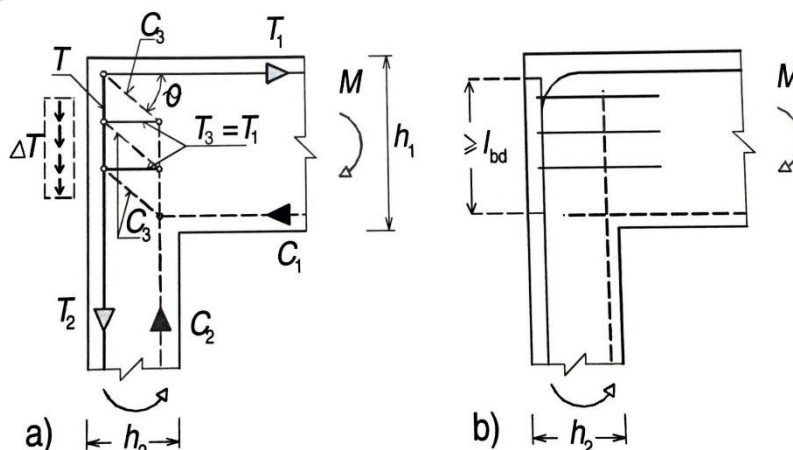
Proto že je tloušťka stropní desky (tl. 600mm) patrně větší než tloušťka obvodové stěny (tl. 400 mm), je ověřeno, zda se jedná o rámový roh či nikoliv.



„Pokud je výška příčle h_1 větší než výška průřezu sloupu h_2 ($h_2/h_1 \leq 2/3$), je nutné upravit model náhradní přihradoviny v souladu s obr. 6.6.“ [16]

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{400}{600} = \frac{2}{3} \leq \frac{2}{3}$$

Vzhledem k tomu, že výsledek je roven hraničnímu poměru výšek prvků, bude rámový roh navržen dle obr.134 (resp. dle obr 6.6. v publikaci [16])



Obrázek 134: a) náhradní model přihradoviny b) odpovídající vyztužení oblasti [16]

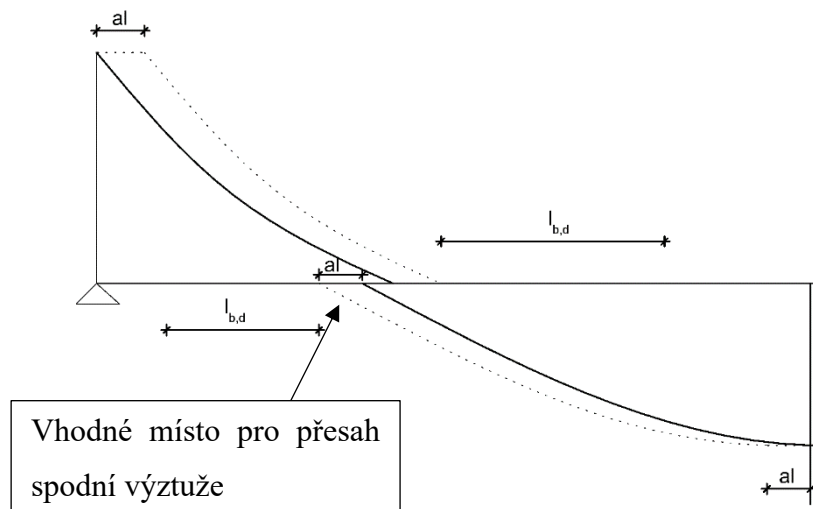


Z obr. 134 a) je vidět, že síla T3 se má rovnat síle T1. Sílu T1 přebírá v místě maximálních momentů výztuž $\varnothing 25$ s roztečí 80mm – plocha výztuže na 1m je tedy $A_{s,prov} = 6135\text{mm}^2$. Na sílu T3 bude navržena smyčka s minimální plochou $A_{s,req} = 6135\text{mm}^2$. Smyčka bude navržena z profilu $\varnothing 18$ s roztečí 80mm, kde bude výsledná plocha výztuže smyček na 1m $A_{s,prov} = 6361\text{mm}^2$.

Ve zbylé části sílu T1 přebírá výztuž $\varnothing 14$ s roztečí 120mm – plocha výztuže na 1m je tedy $A_{s,prov} = 1283\text{mm}^2$. Na sílu T3 bude navržena smyčka s minimální plochou $A_{s,req} = 1283\text{mm}^2$. Smyčka bude navržena z profilu $\varnothing 10$ s roztečí 120mm, kde bude výsledná plocha výztuže smyček na 1m $A_{s,prov} = 1309\text{mm}^2$.

5.7.3 Kotevní délky a přesahy

Zjednodušeně jsou uvažovány všechny pruty stejně dlouhé. Kotevní délka je pak uvažována bezpečně od posunutého nulového momentu o hodnotu a_l .



Obrázek 135: Schéma kotevních délek výztuže

Spodní výztuž:

$\varnothing 20$:

$$a_l = 0,45 \cdot d \cdot \cotg \Theta$$

$$a_l = 0,45 \cdot 560 \cdot 1,5 = 378 \text{ mm}$$

$$l_{b,d} = 36 \cdot \varnothing - \text{pro dobré podmínky [15]}$$

$$l_{b,d} = 36 \cdot 20 = 720 \text{ mm}$$



PŘESAH:

$$l_0 = \alpha_6 \cdot l_{b,d}, \text{ kde } \alpha_6 = 1,5$$
$$l_0 = 1,5 \cdot 720 = 1080 \text{ mm}$$

Ø 14:

$$a_l = 0,45 \cdot d \cdot \cotg \Theta$$
$$a_l = 0,45 \cdot 563 \cdot 1,5 = 380 \text{ mm}$$

$$l_{b,d} = 36 \cdot \emptyset - \text{ pro dobré podmínky [15]}$$
$$l_{b,d} = 36 \cdot 14 = 504 \text{ mm}$$

PŘESAH:

$$l_0 = \alpha_6 \cdot l_{b,d}, \text{ kde } \alpha_6 = 1,5$$
$$l_0 = 1,5 \cdot 504 = 756 \text{ mm}$$

Horní výztuž:

Ø 25:

$$a_l = 0,45 \cdot d \cdot \cotg \Theta$$
$$a_l = 0,45 \cdot 557,5 \cdot 1,5 = 376 \text{ mm}$$

$$l_{b,d} = 52 \cdot \emptyset - \text{ pro špatné podmínky [15]}$$
$$l_{b,d} = 52 \cdot 25 = 1300 \text{ mm}$$

PŘESAH:

$$l_0 = \alpha_6 \cdot l_{b,d}, \text{ kde } \alpha_6 = 1,5$$
$$l_0 = 1,5 \cdot 1300 = 1950 \text{ mm}$$

Ø 14:

$$a_l = 0,45 \cdot d \cdot \cotg \Theta$$
$$a_l = 0,45 \cdot 563 \cdot 1,5 = 380 \text{ mm}$$

$$l_{b,d} = 52 \cdot \emptyset - \text{ pro špatné podmínky [15]}$$
$$l_{b,d} = 52 \cdot 14 = 728 \text{ mm}$$

PŘESAH:

$$l_0 = \alpha_6 \cdot l_{b,d}, \text{ kde } \alpha_6 = 1,5$$
$$l_0 = 1,5 \cdot 728 = 1092 \text{ mm}$$



6 ZÁVĚR

Cílem diplomové práce byl předběžný návrh hlavních nosných konstrukcí objektu vinařství. Objekt byl navržen na základě architektonické studie [1]. V této studii nebyly uvedeny přesné rozměry konstrukcí, a tak bylo nutné rozměry konstrukce rozumně odhadnout a následně zvolit vhodné konstrukční schéma. Dále bylo stanoveno veškeré působící zatížená na konstrukci, na základě kterého byl proveden předběžný návrh hlavních nosných prvků objektu. Navrženy byly rozměry stropních desek, balkonových desek, sloupů, průvlaků a stěn. V předběžném návrhu byl tako proveden návrh uložení schodiště.

Dalším úkolem bylo na základě předběžného výpočtu vytvořit 3D model v programu SCIA Engineer a ověření jeho správnosti.

Dalším krokem byl podrobný návrh vybrané stropní desky D1.3 vylehčené U-BOOT tvarovkami. Pro podrobný návrh byl vytvořen zvlášť 2D model desky a z jeho průběhu sil byla pak navržena výztuž příslušné desky.

Návrh byl proveden pomocí použitých zdrojů uvedených na konci této práce a vzhledem ke zkušenostem, které jsem za dobu studia získala.



7 ZDROJE

Výchozí podklady:

[1] ŠMIDBERGER, Viktor. *Vinařství Olbramovice*. Praha, 2017. Diplomová práce. ČVUT, Fakulta architektury.

Použité normy:

[2] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví

[3] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví

[4] ČSN EN 1991-1-3: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem.2016

[5] ČSN EN 1991-1-4: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem.2013

[6] ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.

[7] TP ČBS 02 Technická pravidla ČBS 02: Bílé vany – vodotěsné betonové konstrukce

[8] ČSN EN 206+A1: Beton – specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

[9] ČSN P 73 2404: Beton – specifikace, vlastnosti, výroba a shoda – Doplnující informace.

[10] ČSN 73 1201 – Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví



[11] ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví

[12] ČSN 73 1001: Zakládání staveb – základová půda pod plošnými základy (neplatná)

[13] ČSN EN 10080 – Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví

[14] ČSN EN 42 0139 – Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná žebříková betonářská ocel – Všeobecně. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví

Použitá literatura:

[15] HANZLOVÁ, Hana a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové a zděné konstrukce 1: základy navrhování betonových konstrukcí*. 2. přepracované vydání. V Praze: České vysoké učení technické, 2018. ISBN 978-80-01-06508-2.

[16] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jiří ŠMEJKAL. *Modelování a vyztužování betonových prvků: lokální modely železobetonových konstrukcí*. 2. přepracované vydání. V Praze: České vysoké učení technické, 2013. ISBN 978-80-01-05329-4.

[17] FOGLAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04943-3.

[18] PROCHÁZKA, Jaroslav a Marek VINKLER. Porovnání výpočtů šířky trhliny dle různých přístupů. *BETON TSK* [online]. 2014, , 7 [cit. 2019-12-23]. Dostupné z: http://www.betontks.cz/sites/default/files/2014-2-72_0.pdf

[19] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. Výpočet šířky trhlin. *BETON TSK* [online]. 2014, , 8 [cit. 2019-12-23]. Dostupné z: http://www.betontks.cz/sites/default/files/2014-6-68_0.pdf

[20] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. Výpočet šířky trhlin - 2. část. *BETON TSK* [online]. 2014, , 12 [cit. 2019-12-23]. Dostupné z: http://www.betontks.cz/sites/default/files/2015-1-72_0.pdf



Použité webové stránky:

- [21] *Geologické a geovědní mapy* [online]. [cit. 2019-12-23]. Dostupné z: <http://www.geologicke-mapy.cz/>
- [22] *Česká geologická služba* [online]. [cit. 2019-12-23]. Dostupné z: <http://www.geology.cz/extranet/>
- [23] *Daliform Group* [online]. [cit. 2019-12-23]. Dostupné z: <https://www.daliform.com/en/>
- [24] *HALFEN* [online]. [cit. 2019-12-23]. Dostupné z: <https://www.halfen.com/cz/>
- [25] Soilin - Kalkulace C parametrů. SCIA A NEMETSCHEK COMPANY [online]. , 34 [cit. 2019-12-23]. Dostupné z: [https://downloads.scia.net/support/sciaengineer/manuals/15/foundations/\[cz\]topic%20training%20-%20soilin%202011.pdf](https://downloads.scia.net/support/sciaengineer/manuals/15/foundations/[cz]topic%20training%20-%20soilin%202011.pdf)
- [26] FOGLAR, Marek a Jitka VAŠKOVÁ. In: *K11133 - KATEDRA BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ A ZDĚNÝCH STAVEB: Doc. Ing. Marek FOGLAR, Ph.D.* [online]. [cit. 2019-12-23]. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/www/foglamar/Download/BEK3-MSP-prednaska.pdf>
- [27] *ŠKRLJ: Sijajni izdelki Brilliant products* [online]. [cit. 2019-12-23]. Dostupné z: <https://sk-skrj.com/si>
- [28] *Freyssiner: Sustainable technology* [online]. [cit. 2019-12-23]. Dostupné z: <http://www.freyssinet.cz/>
- [29] *Schöck* [online]. [cit. 2019-12-23]. Dostupné z: <https://www.schoeck-wittek.cz/cs/home>
- [30] HANZLOVÁ, Hana. Stěnové nosníky – Zjednodušený návrh: Podklady k předmětu PJ1C [online]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/133bk1/WEB/BZ2A_STENOVE_NOSNIKY_web.pdf
- [31] *Wienerberger: Cihly Porotherm* [online]. [cit. 2019-12-23]. Dostupné z: <https://www.wienerberger.cz/produkty/zdivo/cihly-porotherm.html>



Použitý software:

- [32] Allplan 2019 – studentská verze

- [33] SCIA Engineer 2019 – studentská verze

- [34] AutoCAD – 2018 – studentská verze 1

- [35] Microsoft Word

- [36] Microsoft Excel

- [37] VLK, Zbyněk. Průřez. Dostupné z:
http://www.zbynekvlk.cz/vyuka/rocnik1/index_1r.html#

- [38] Ověření únosnosti základové patky při protlačení, XLS soubor (poskytnuto vedoucí práce)

- [39] Posouzení sloupu obdélníkového průřezu namáhaného normálovou silou a ohybovým momentem dle ČSN EN 1992-1-1, XLS soubor (poskytnuto vedoucí práce)

- [40] Posouzení průhybu dle ČSN EN 1992-1-1, XLS soubor (poskytnuto vedoucí práce)

- [41] Ověření únosnosti základové patky při protlačení, XLS soubor (poskytnuto vedoucí práce)

Použité závěrečné práce:

- [42] MAJEROVÁ, Dominika. *Variantsní návrh podzemního podlaží objektu administrativní budovy radnice*. Praha, 2018. Bakalářská práce. ČVUT v Praze.