

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

Katedra betonových a zděných konstrukcí



ŘEŠENÍ VYLOŽENÝCH STROPNÍCH DESEK
VILY FALLINGWATER

Fallingwater villa's cantilevered slab solution

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

2023

Lenka Mikšovská

Vedoucí práce: Ing. Michaela Frantová, Ph.D.

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Mikšovská	Jméno: Lenka	Osobní číslo: 495739
Zadávací katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor/specializace: Konstrukce pozemních staveb		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Řešení vyložených stropních desek vila Fallingwater	
Název bakalářské práce anglicky: Fallingwater villa's cantilevered slab solution	
Pokyny pro vypracování: Rozbor konstrukčního řešení stropních desek 1. a 2.NP - využití předpětí u stropních konstrukcí Vlastní návrh řešení - ve variantě bez předpětí, možnosti doplnění nosníků vzhledem k dispozici objektu - vliv na tuhost konstrukce Výhody a nevýhody předpínání stropních konstrukcí s ohledem na referenční stavbu Schémata navrhovaných konstrukčních řešení s komentářem a vyhodnocením	
Seznam doporučené literatury: PROCHÁZKA, J., ŠMEJKAL, J. 2021. Betonové stropní a schodišťové kostrukce. ČVUT. Praha. 240 s. ISBN 978-80-01-06323-1 Fallingwater - Frank Lloyd Wright - Tour the house today ... [online]. Dostupné na WWW: < https://fallingwater.org/ >	
Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Michaela Frantová, Ph.D.	
Datum zadání bakalářské práce: 20.02.2023	Termín odevzdání BP v IS KOS: 22.5.2023 <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské 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“.

Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)
-----------------------	---------------------

ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem svoji bakalářskou práci vypracovala samostatně a veškeré použité informační zdroje jsem uvedla v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne

.....

Lenka Mikšovská

PODĚKOVÁNÍ

Ráda bych tímto poděkovala vedoucí bakalářské práce Ing. Michaele Frantové, Ph.D. za čas strávený při konzultacích a celkové vedení mé závěrečné práce. Velmi si vážím cenných a odborných rad, a především velké ochoty a trpělivosti. Velký dík patří i mé rodině, která mě během celého studia neustále podporovala.

ABSTRAKT

Bakalářská práce se zabývá řešením vyložených desek vily Fallingwater. V první části je seznámení se samotnou vilou Fallingwater. Pro řešení desek ze železobetonu bylo vytvořeno několik variant modelů, které byly porovnány a vyhodnoceny. Další variantou návrhu vyložených desek bylo zvoleno vylehčení konstrukce. V této části jsem se zabývala možnostmi modelování vylehčené desky v programu Scia Engineer. Poslední část této práce se zabývá předpjatými konstrukcemi. Poznatky z bakalářské práce jsou zobecnitelné pro desky s velkým vyložením.

KLÍČOVÁ SLOVA

Vila Fallingwater, vyložené desky, vylehčená deska, nadvýšení konstrukce, předpjatý beton, dodatečné předpětí

ABSTRACT

The bachelor thesis deals with the solution of the cantileveled slabs of the Fallingwater Villa. The first part is an introduction to the Fallingwater Villa itself. For the reinforced concrete slab solution, several model variants were created, compared and evaluated. Another design option for the cantileveled slabs was chosen to lighten the structure. In this section I have discussed the possibilities of modelling a lightweight slab in Scia Engineer. The last part of this thesis deals with prestressed structures. The findings of the bachelor thesis are generalizable to slabs with large cantileveled.

KEY WORDS

Villa Fallingwater, cantileveled slabs, lightened slab, structural elevation, prestressed concrete, additional prestressing

OBSAH

1. ÚVOD.....	8
2. VILA FALLINGWATER	9
2.1. Představení objektu	9
2.2. Poruchy a rekonstrukce vily	10
3. VLASTNÍ NÁVRH STROPNÍCH DESEK 1.PP A 1.NP.....	12
3.1. Schéma konstrukce.....	12
3.2. Použitý materiál.....	13
3.3. Přehled zatížení.....	14
3.4. Stanovení krycí vrstvy výztuže.....	18
3.5. Limitní průhyb	18
3.6. Výpočetní modely desek	19
3.7. Modely deska 1.PP	21
3.8. Model desky 1.NP	29
4. VYHODNOCENÍ JEDNOTLIVÝCH VARIANT.....	41
4.1. Návrh opatření	41
5. VYLEHČENÉ KONSTRUKCE	43
5.1. Možnosti modelování vylehčené desky ve Scia Engineer.....	44
5.2. Porovnání aplikovaných variant vylehčení konstrukce	49
6. PŘEDPJATÉ KONSTRUKCE	50
6.1. Podstata předpjatého betonu	50
6.2. Dodatečné předpětí.....	51
6.3. Výhody a nevýhody předpjatých konstrukcí.....	54
6.4. Možnosti vedení předpínací výztuže.....	55
7. ZÁVĚR.....	56
SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	58
POUŽITÉ SOFTWARE	59
SEZNAM OBRÁZKŮ	60

SEZNAM TABULEK	62
SEZNAM PŘÍLOH	63

1. ÚVOD

Cílem této bakalářské práce je řešení vyložených stropních desek vily Fallingwater. Konkrétně se jedná o desky nad prvním podzemním a prvním nadzemním podlažím. Vyložené desky jsou oblíbený architektonický prvek, proto jsem se rozhodla vyzkoušet si, jaké jsou možnosti v jejich navrhování.

Touto prací jsem navázala na projekt 133P02C, ve kterém jsem se zabývala předběžným statickým návrhem konstrukčního systému stropní desky nad třetím nadzemním podlažím a střešní deskou. Na předběžný statický návrh jsem navázala podrobným statickým návrhem desek a vybraných prvků vily. Tyto desky, které jsem navrhla v rámci 133P02C nebyly tak složité z hlediska velkého vyložení.

První částí bakalářské práce je věnována samotné vile Fallingwater. Tato část má za cíl obecné seznámení s objektem, popsání poruch a rekonstrukcí vily spojených s architektonickým a konstrukčním návrhem.

Další část bakalářské práce se zabývá samotným návrhem vyložených desek. Pro návrh desek bylo vytvořeno několik modelů v programu Scia Engineer, které byly upravovány a vyhodnoceny.

Součástí návrhu vyložených desek byla i možnost jejich vylehčení. V této kapitole jsem se setkala s problematikou modelování vylehčených desek v programu Scia Engineer.

Poslední část práce nahlíží na problematiku předpjatých konstrukcí s ohledem na vybranou stavbu.

Hlavním motivem pro výběr tohoto tématu bylo rozšíření znalostí týkajících se dané problematiky navrhování betonových konstrukcí. Prohloubení znalostí modelování v programu Scia Engineer, zkoumání vlivu ztužení desky na průhyb. A také zájem o vilu Fallingwater.

2. VILA FALLINGWATER

2.1. Představení objektu

Vila Fallingwater se nachází v údolí Mill Run v Pensylvánii. Objekt má tři nadzemní podlaží a jedno podzemní. Vila byla navržena architektem Frankem Lloyd Wrightem pro Edgara J. Kaufmanna v roce 1935. Vila je situována nad vodopádem a ve stylu moderní a organické architektury navržena pro co nejpřirozenější splynutí s okolní přírodou. Pro toto splynutí s přírodou jsou využity přírodní materiály z okolního prostředí, jako je pískovec, dřevo, velký důraz je kladen i na sklo, které odděluje interiér od exteriéru.

Rodina Kaufmannových využívala Fallingwater během svého života jako rekreační dům. V roce 1963 Edgar Kaufmann jr. daroval a svěřil Fallingwater i s okolními pozemky (469 akrů) neziskové organizaci Western Pennsylvania Conservancy. Tato organizace zpřístupnila vilu veřejnosti a v dnešní době je z ní muzeum. [5]



Obrázek 1: Fotografie vily Fallingwater [6]

2.2. Poruchy a rekonstrukce vily

Vila postupem času prošla řadou rekonstrukcí. Železobeton představuje největší výzvu pro zachování domu a již v 50. letech 20. století byly části železobetonové konstrukce domu rekonstruovány. Složení betonu použitého ve Fallingwateru na stěny byla směs cementu, písku a zaobleného říčního štěrku. Do betonu byly přidávány ocelové výztuže různých průměrů, které byly pro zajištění dodatečné pevnosti kladeny přes sebe do kříže nebo ohýbány. Zaoblené vrcholy parapetů byly vytvořeny ze směsi cementu a písku, která se nanášela ručně. Tato "studená spára", kde se obě aplikace setkávají, měla za následek dlouhé nepravidelné trhliny, kterými prosakovala voda mezi betonovou stěnu a její finální štukovou vrstvou.

Mříže – architektonický prvek u obývacího pokoje, které se zřítily v letech 1953, 1973 a 1982 kvůli padajícím větvím stromů, byly naposledy obnoveny s použitím dodatečně předpjatých závitových tyčí. V roce 2012, byly na příjezdové cestě mříže vyměněny z důvodu selhání konstrukce a část konstrukce byla ponechána pro studii, pokud by to bylo v budoucnu nutné.

Nejrozsáhlejší rekonstrukce proběhla mezi lety 1998 a 2002, kdy bylo provedeno statické zpevnění vyložených desek. Kaufmannovi zdokumentovali, že od doby jejich nastěhování do roku 1955 činil průhyb přibližně čtyři centimetry. V roce 1994 dospěl výzkum absolventa Virginské univerzity k závěru, že průhyb terasy je ještě větší, o téměř až sedm palců (17,78 cm) oproti původní poloze. To podnítilo důkladnější průzkum konzol společností Robert A. Silman Associates a o rok později byly na terasy aplikovány měřiče trhlin a průhybu, aby byly zaznamenány případné změny. Tato výsledná analýza byla podkladem pro velkou část obnovy. Analýza ukázala, že beton a výztuž teras byly v důsledku chyb v návrhu výztuže přetíženy, takže již nemohly fungovat tak, jak bylo navrženo. Prvním krokem k zastavení průhybu byla instalace podpůrného ocelového nosníku pod terasou obývacího pokoje. Následovalo odstranění dlažby z obývacího pokoje a podkladových materiálů, aby se odhalily betonové nosníky pod nimi. Byl použit kabelový systém dodatečného předpětí, kdy byly svazky vysokopevnostních ocelových lan nejprve ukotveny do betonových pilířů pod domem a poté připevněny k bokům tří ze čtyř hlavních železobetonových nosníků umístěných v obývacím pokoji a napnuty. Tím byl vytvořen podpůrný systém, který zabránil dalšímu vychýlení teras a po výměně podlahy byl téměř neviditelný.

V roce 2011 se na železobetonových pilířích pod domem objevily trhliny, a tak byla v roce 2013 instalována řada měřičů trhlin a náklonu, aby se změřil případný průhyb teras. Na terasy a nosníky bylo upevněno dvanáct měřičů trhlin a průhybu. Deset let po montáži systému dodatečného předpínání vykazovaly terasy průhyb pouze v rozsahu přibližně 1/100 palce (0,25 mm). Spádová voda je nadále monitorována v půlročních intervalech. [5]



Obrázek 2: Fotografie vily Fallingwater během rekonstrukce [9]

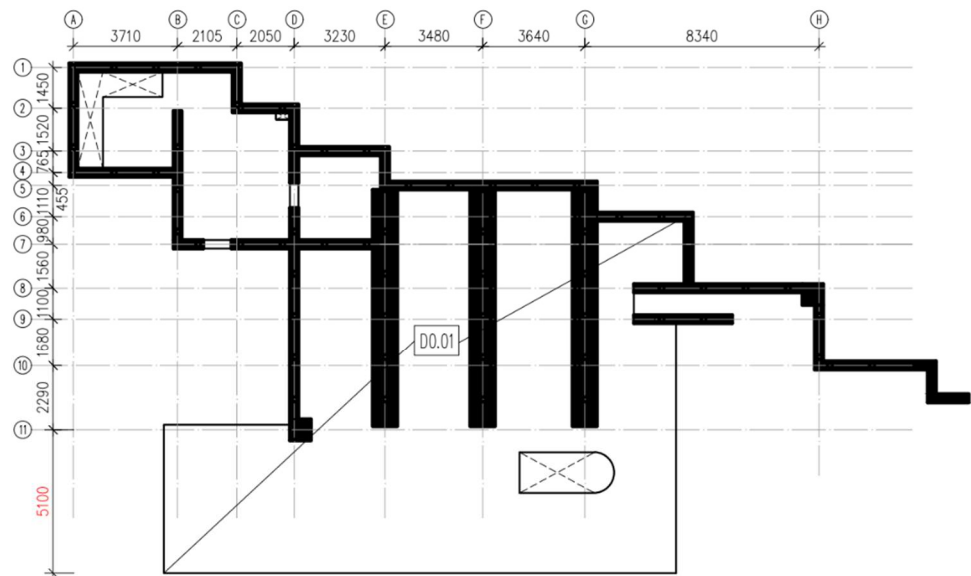
3. VLASTNÍ NÁVRH STROPNÍCH DESEK 1.PP A 1.NP

V rámci své bakalářské práce jsem si chtěla vyzkoušet návrh vyložené desky dle dnešních pravidel eurokódů.

3.1. Schéma konstrukce

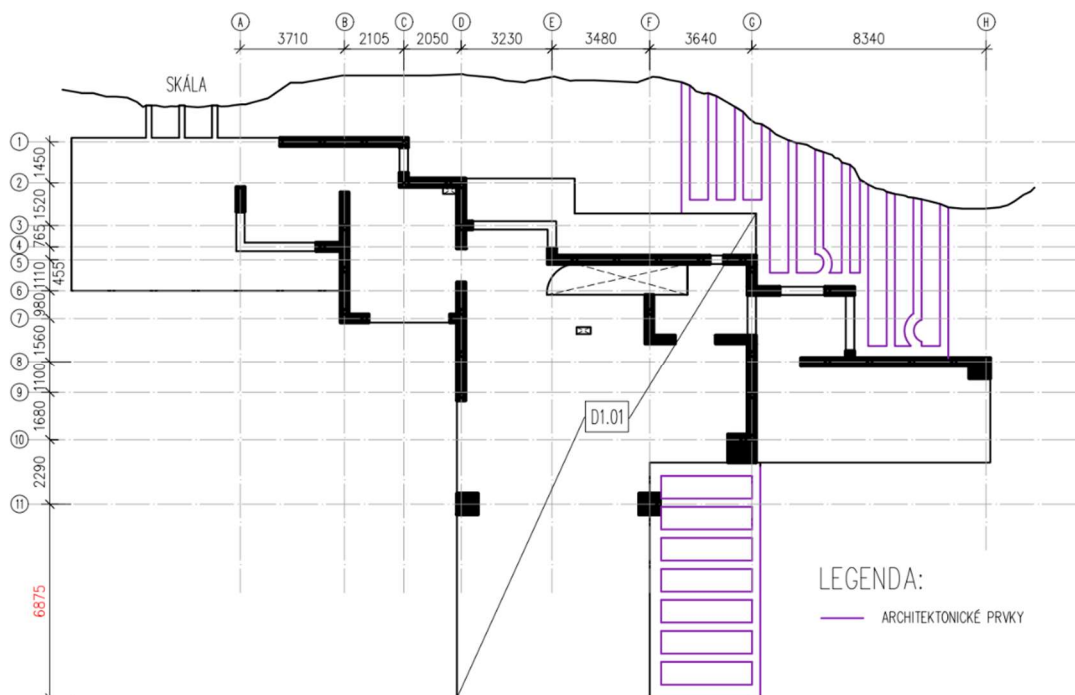
Konstrukční řez a konstrukční schémata zobrazují pouze nosné stěny pod deskou a navrhovanou desku.

3.1.1. Konstrukční schéma 1.PP



Obrázek 3: Konstrukční schéma 1.PP





3.1.2. Konstrukční schéma 1.NP

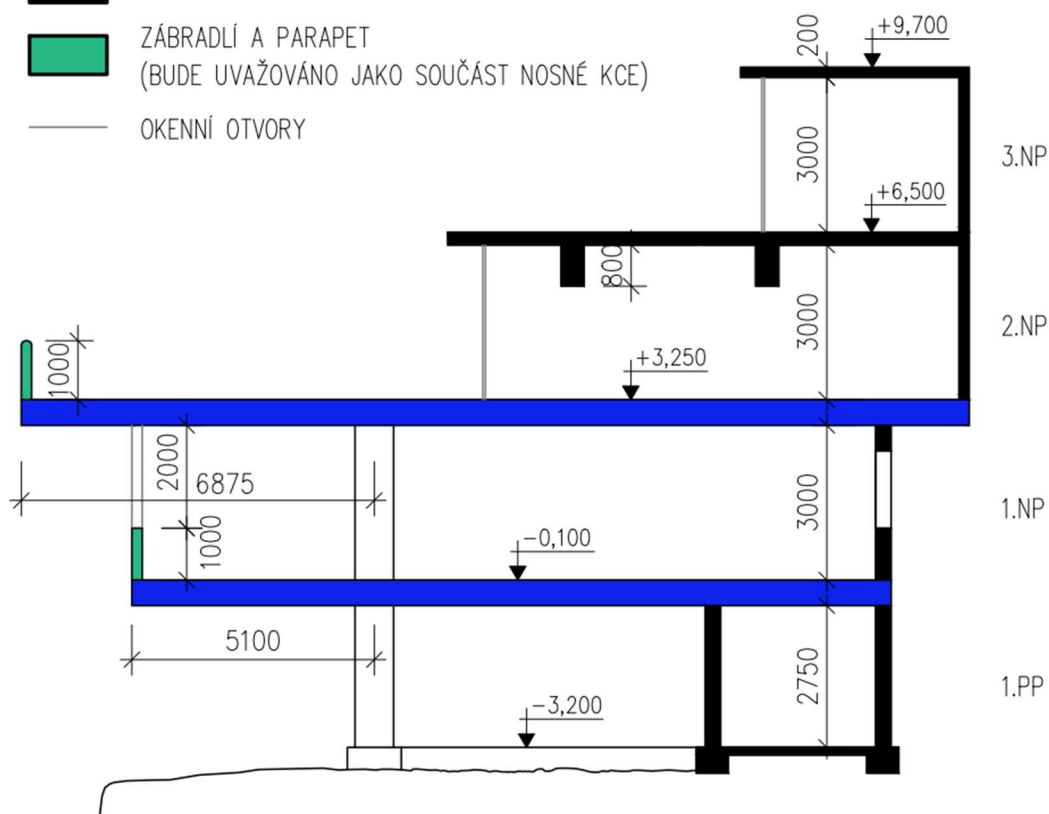


Obrázek 4: Konstrukční schéma 1.NP

3.1.3. Konstrukční řez

LEGENDA:

-  ŘEŠENÉ STROPNÍ DESKY
-  OSTATNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE
-  ZÁBRADLÍ A PARAPET
(BUDE UVAŽOVÁNO JAKO SOUČÁST NOSNÉ KCE)
-  OKENNÍ OTVORY



Obrázek 5: Konstrukční řez

3.2. Použitý materiál

3.2.1. Beton

Stropní desky

- **C30/37 – XC1, XA1 – CI 0,2 - D_{max} 22 – S3**
- charakteristická pevnost v tlaku: $f_{ck}=30$ MPa
- návrhová pevnost v tlaku: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5=20$ MPa
- střední hodnota tlaku za ohybu: $f_{ctm}=2,9$ MPa

3.2.2. Výztuž

Betonářská výztuž

- **B500B**
- charakteristická mez kluzu: $f_{yk}=500$ MPa
- návrhová mez kluzu: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15=434,78$ MPa
- střední hodnota tlaku za ohybu: $f_{ctm}=2,9$ MPa

3.3. Přehled zatížení

3.3.1. Stálé zatížení

Stálé zatížení je uvažováno dle ČSN EN 1991-1-1 „Zatížení konstrukcí“.

Nosné konstrukce

Vlastní tíha nosných prvků bude stanovena výpočtním programem v programu SCIA Engineer.

Podlaha

Obě stropní desky jsou zatíženy keramickou podlahou a pro zjednodušení výpočtu je uvažována jedna skladba.

Skladba:	tl. [mm]	objem. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
Keramická dlažba do lepidla	12	28	0,34
Cementový potěr + polymerová vlákna	50	23	1,15
PE fólie	-	-	-
Kročejová izolace	40	0,28	0,01
CELKEM			1,50

Příčky

Stěny oddělující jednotlivé místnosti od sebe jsou provedeny z cihel

POROTHERM 14 Profi na maltu pro tenké spáry – umístění viz. schémata zatížení

- plošná hmotnost stěny: 120 kg/m² = 1,2 kN/m²
- výška stěny: 3 m
- vlastní tíha stěny: $g_k = 1,2 \cdot 3 = 3,6 \text{ kN/m'}$

Betonové zábradlí a parapet

V první variantě výpočtového modelu pro obě desky bude betonový parapet a zábradlí uvažováno jako zatížení na stropní desku. Poté bude uvažováno jako nosník. Konstrukce bude vymodelovaná v programu SCIA Engineer, takže zatížení už bude započítáno do vlastní tíhy konstrukce.

Skladba:	tl. [mm]	výška [mm]	objem. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m']
Bet. parapet a zábradlí	150	1000	25	3,75
CELKEM				3,75

Hliníková okna a balkonové dveře

- plošná hmotnost oken a dveří: $35 \text{ kg/m}^2 = 0,35 \text{ kN/m}^2$
- výška oken: 2 m
- výška oken a dveří: 3 m
- vlastní tíha pro okna výšky 2 m: $g_k = 0,35 * 2 = 0,7 \text{ kN/m}'$
- vlastní tíha pro okna výšky 3 m: $g_k = 0,35 * 3 = 1,05 \text{ kN/m}'$

Podhled

Zavěšený podhled z důvodu vedení technického zařízení budovy.

- $g_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$

3.3.2. Proměnné zatížení

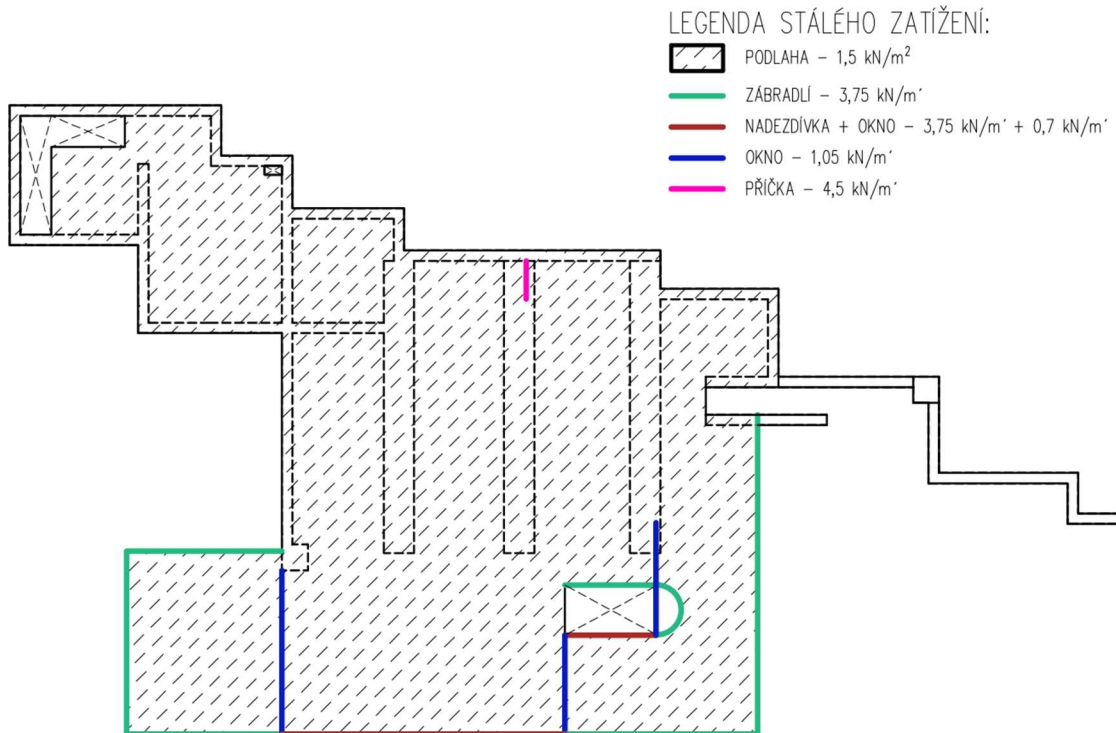
Užitné zatížení je uvažováno dle ČSN EN 1991-1-1 „Zatížení konstrukcí“.

Užitné zatížení

- Stropy: $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- Schodiště: $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Terasy: $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2, Q_k = 4,5 \text{ kN}$

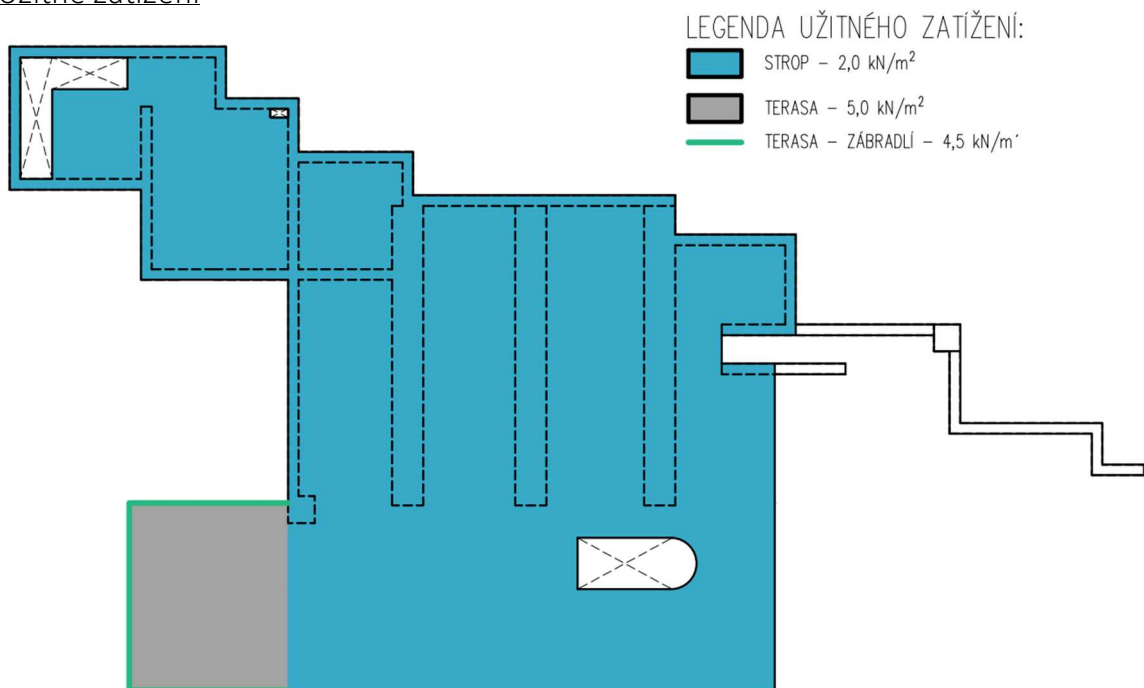
3.3.3. Schéma zatížení stropní desky 1.PP

Ostatní stálé zatížení



Obrázek 6: Schéma ostatního stálého zatížení 1.PP

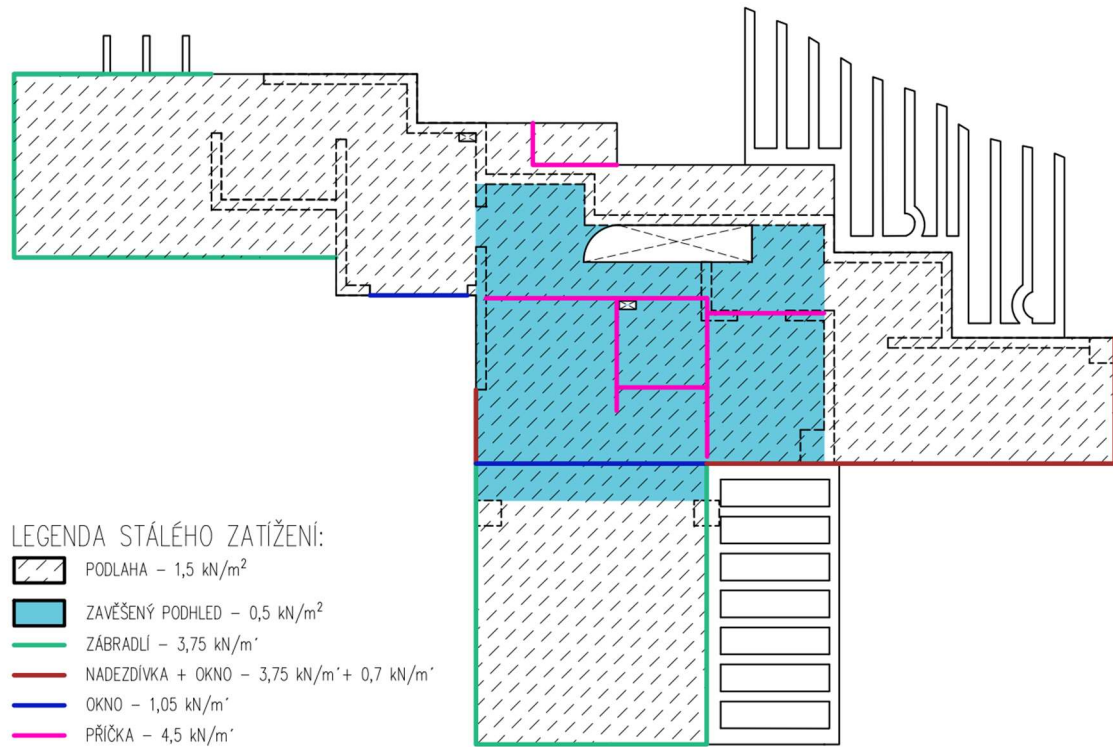
Užitné zatížení



Obrázek 7: Schéma užitného zatížení 1.PP

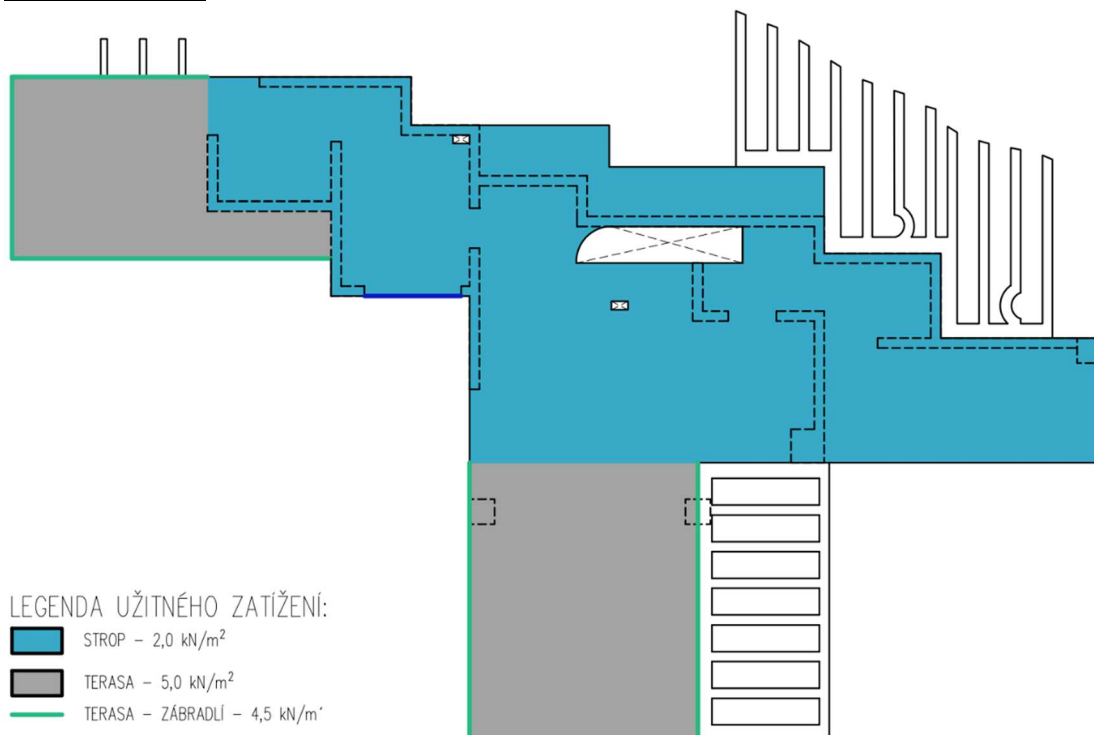
3.3.4. Schéma zatížení stropní desky 1.NP

Ostatní stálé zatížení



Obrázek 8: Schéma ostatního stálého zatížení 1.NP

Užitné zatížení



Obrázek 9: Schéma užitého zatížení 1.NP

3.4. Stanovení krycí vrstvy výztuže

Vstupní parametry

- Předpokládaná výztuž: $\varnothing = 16$ mm (odhad)
- Stupeň vlivu prostředí: XC1
- Třída konstrukce: S2
- Životnost: 50 let

Minimální krycí vrstva

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

$$c_{\min, b} = 16 \text{ mm} \quad \dots \text{ minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti}$$

$$c_{\min, \text{dur}} = 10 \text{ mm} \quad \dots \text{ minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí}$$

$$c_{\min} = \max(16 \text{ mm}; 10 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 16 \text{ mm}$$

Návrhová odchylka

$$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm} \quad \dots \text{ pro monolitické konstrukce}$$

Nominální krycí vrstva

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 16 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 26 \text{ mm}$$

NÁVRH: Krycí vrstva výztuže stropních desek je uvažována 30 mm

3.5. Limitní průhyb

3.5.1. Vykonzolovaná deska nad 1.PP

$$L = 5\,100 \text{ mm}$$

$$u_{\text{lim}} = \frac{L}{250} = \frac{5100}{250} = 20,4 \text{ mm}$$

$$u_{\text{lim}} = \frac{L}{500} = \frac{5100}{500} = 10,2 \text{ mm}$$

3.5.2. Vykonzolovaná deska nad 1.NP

$$L = 6\,875 \text{ mm}$$

$$u_{\text{lim}} = \frac{L}{250} = \frac{6875}{250} = 27,5 \text{ mm}$$

$$u_{\text{lim}} = \frac{L}{500} = \frac{6875}{500} = 13,75 \text{ mm}$$

3.6. Výpočetní modely desek

Pro výpočet navrhovaných desek bylo vytvořeno několik variant 3D modelů v programu SCIA Engineer, které byly porovnány a vyhodnoceny.

3.6.1. Vliv tloušťky desky a ztužení na průhyb desky

V této kapitole je shrnutí a vysvětlení proč jsem si vybrala a porovnávala dvě varianty tloušťky desek a to 300 a 350 mm pro obě navrhované desky.

Vzhledem k tomu, že se jedná o vyložené konstrukce, není možné navrhovat tloušťku desek z ohybové štíhlosti a empirických vzorců, protože by vycházely pro desku nereálné a neefektivní tloušťky, beton v jádře průřezu nepřispívá k únosnosti desky a zároveň jsou desky velmi namáhány od vlastní tíhy. Z tohoto důvodu jsem si vytvořila výpočetní modely pro obě desky. Modely byly zatíženy dle schématu zatížení a byl porovnáván lineární průhyb. Porovnáván byl pouze průhyb z důvodu vyložení desek, protože u vyložení je průhyb převládající problém. Vyobrazení jednotlivých modelů a jejich úprav s výsledným průhybem je podrobně rozebráno pro obě desky v následujících kapitolách.

Tabulka 1 a 2 zobrazuje vliv zvýšení tloušťky desky o 50 mm na lineární průhyb pro kvazistálou kombinaci zatížení. Zkusila jsem si v programu Scia Engineer měnit tloušťku desky o 50 mm pro dvě varianty výpočtového modelu desky – viz kapitola 3.7.1. a 3.7.2., a to pro model pouze desky a ztužené desky nosníkem.

1.PP

tl. desky [mm]	Pouze deska	Ztužená deska
	$U_{total,max}$ [mm]	$U_{total,max}$ [mm]
200	109,7	29,0
250	57,5	17,2
300	34,1	11,0
350	22,0	7,5
400	15,1	5,4
450	10,9	4,1
500	8,1	3,1

Tabulka 1: Vliv tloušťky desky na lineární průhyb desky – 1.PP

Tabulka 1 ukazuje, že největší rozdíl v průhybu je mezi tloušťkou 200 a 250 mm a od tloušťky 350 mm se průhyb výrazně nezlepšuje. Mezi neztuženou deskou a ztuženou je procentuální rozdíl více než 260 % ke zlepšení průhybu.

1.NP

tl. desky [mm]	Pouze deska	Ztužená deska
	$U_{total,max}$ [mm]	$U_{total,max}$ [mm]
200	172,4	10,9
250	103,2	10,3
300	68,6	9,8
350	48,9	9,3
400	36,7	8,7
450	28,7	8,3
500	23,1	7,8

Tabulka 2: Vliv tloušťky desky na lineární průhyb desky – 1.NP

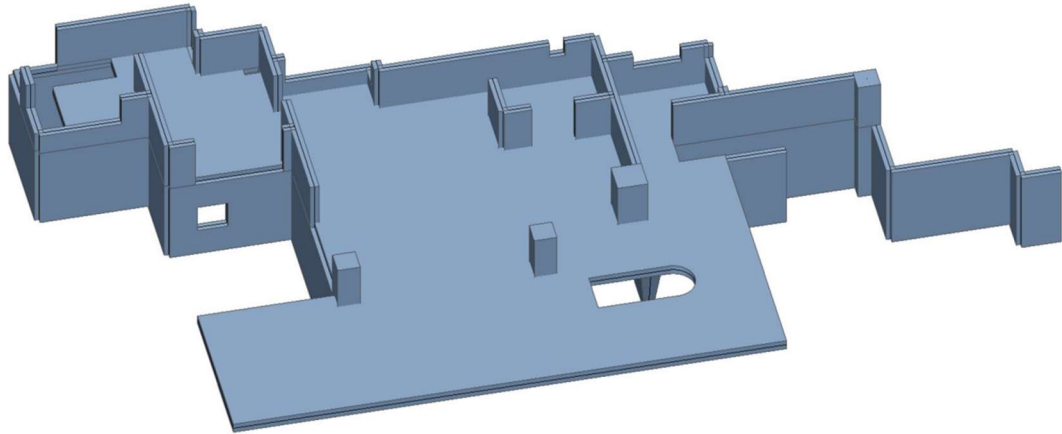
Tabulka 2 porovnává modely z kapitoly 3.8.1., 3.8.2. a ukazuje, že největší rozdíl je opět mezi tloušťkou 200 a 250 a také od tloušťky 350 mm nedochází k výraznému snížení průhybu. Ale na rozdíl od 1.PP jsou hodnoty lineárního průhybu pro ztuženou desku pro všechny tloušťky velmi podobné a nesnižují se tak rapidně, jako u neztužené desky a desky nad 1.PP

Obě tabulky ukazují, že nad 350 mm už by nemělo smysl tloušťku desek zvyšovat, protože průřez už není efektivní a zároveň by ani deska tloušťky 500 mm nevyšla z hlediska dlouhodobého průhybu.

3.7. Modely deska 1.PP

3.7.1. Nosná konstrukce pouze deska

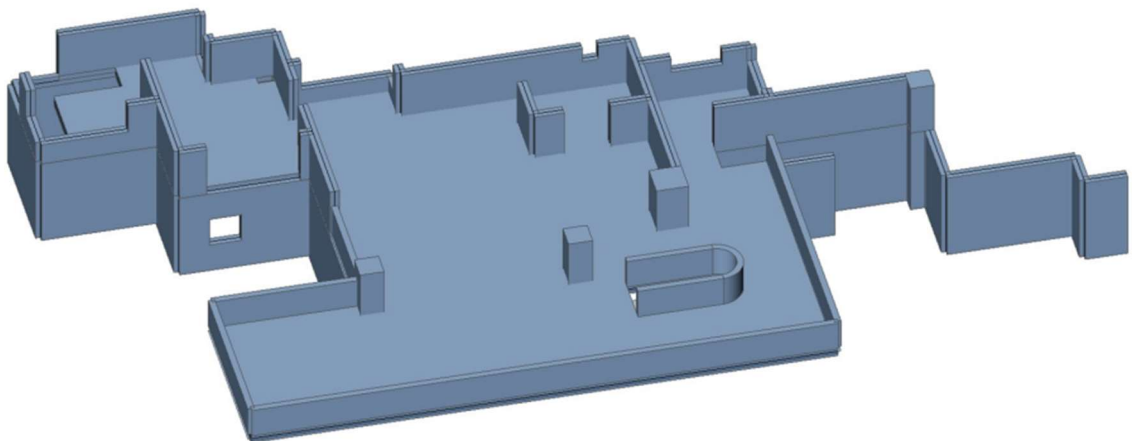
Výpočtový model, u kterého byla uvažovaná monolitická železobetonová deska jednotné tloušťky po celé ploše.



Obrázek 10: Schéma první varianty výpočtového modelu 1.PP

3.7.2. Nosná konstrukce desky ztužená nosníkem

Optimalizovaný výpočetní model, u kterého byla monolitická železobetonová deska ztužená nosníkem tloušťky 200 mm a výšky 1000 mm, který bude mít zároveň funkci zábradlí a parapetu v místě oken.



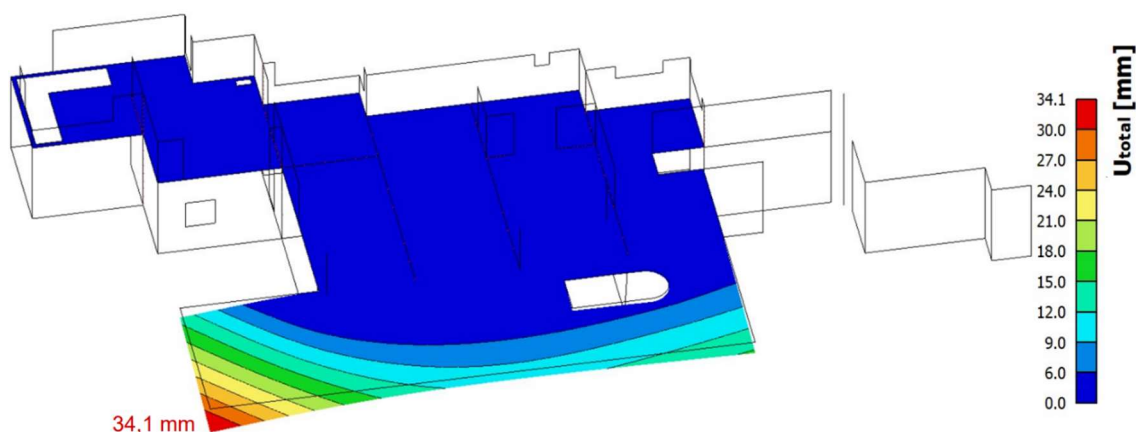
Obrázek 11: Schéma druhé varianty výpočtového modelu 1.PP

3.7.3. Deformace desky dle tloušťky desky a ztužení desky

Lineární průhyby byly vypočteny v programu Scia Engineer, ale neodpovídají reálným průhybům na konstrukci. Lineární průhyby nezohledňují vliv dotvarování, smršťování a nelineární chování materiálu. Výsledný průhyb pro dlouhodobé působení vychází zhruba 4-5krát větší.

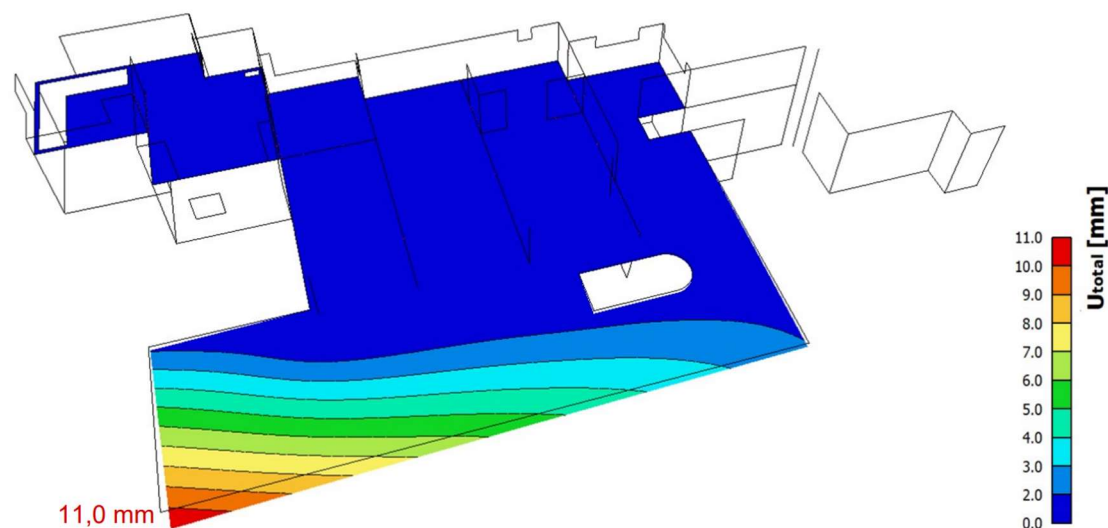
Deska tloušťky 300 mm

Deformace neztužené desky



Obrázek 12: Lineární průhyb první varianty výpočtového modelu 1.PP – 300 mm

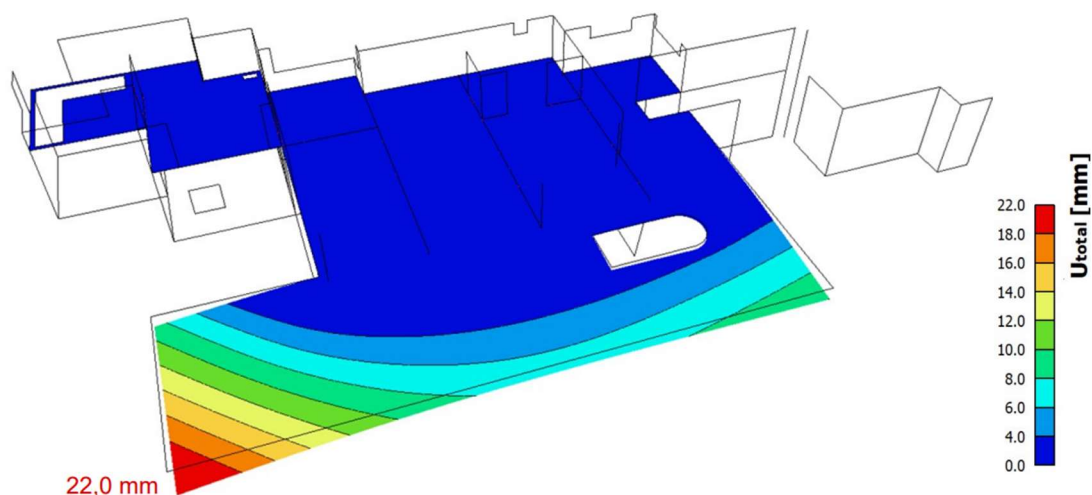
Deformace ztužené desky nosíkem



Obrázek 13: Lineární průhyb druhé varianty výpočtového modelu 1.PP – 300 mm

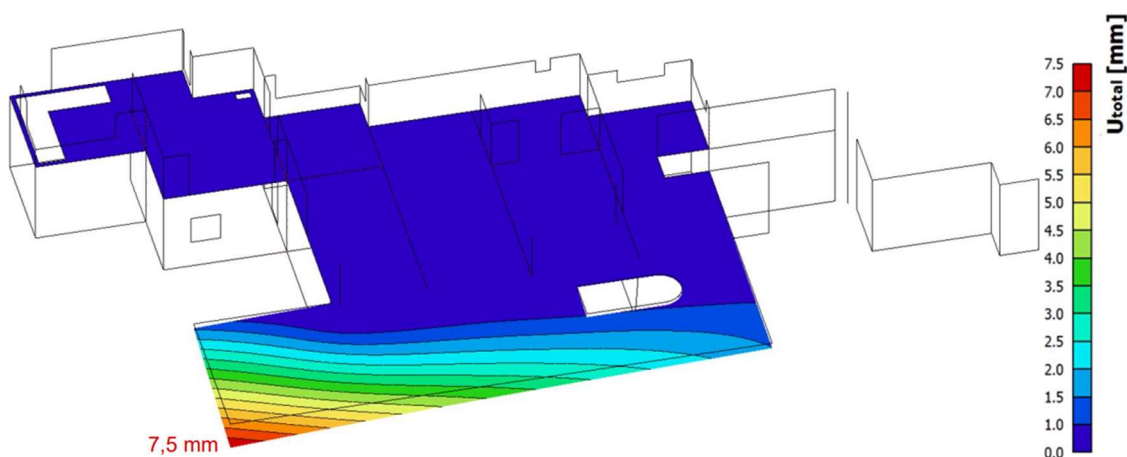
Deska tloušťky 350 mm

Deformace neztužené desky



Obrázek 14: Lineární průhyb první varianty výpočtového modelu 1.PP – 350 mm

Deformace ztužené desky nosníkem



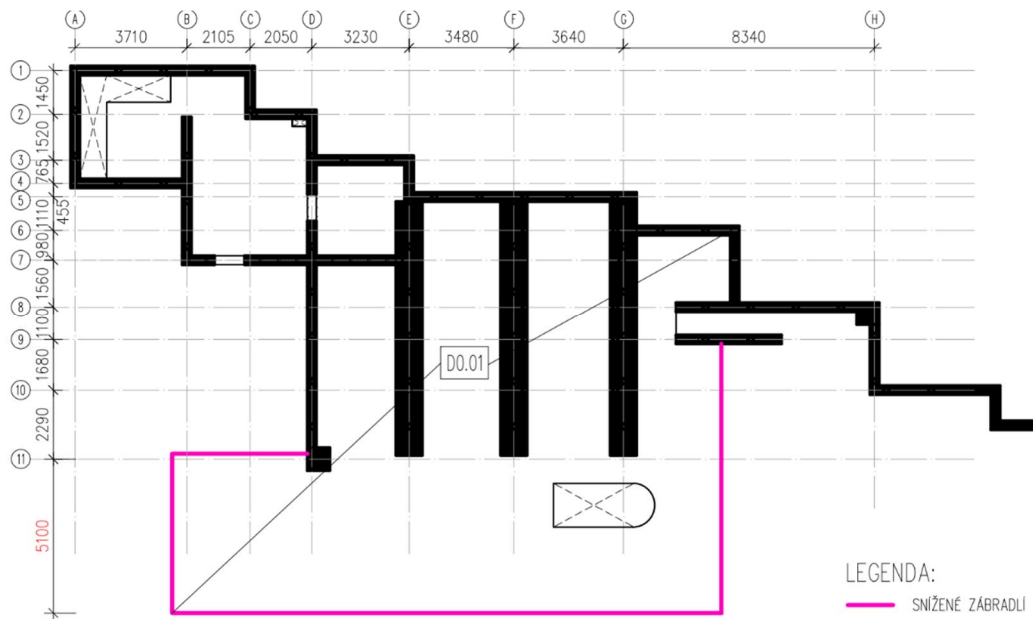
Obrázek 15: Lineární průhyb druhé varianty výpočtového modelu 1.PP – 350 mm

Na jednotlivých obrázcích jsou vykresleny lineární průhyby desky pro kvazi-stálou kombinaci zatížení. Z výsledků je patrné rozdílné chování jednotlivých typů konstrukcí. Pro po obvodě neztuženou desku průhyby vychází výrazně větší. Je ale vidět, že zvětšení tloušťky desky o 50 mm zmírnilo lineární průhyb o 28,6 mm a ztužení pomocí nosníku pomohlo desce s průhybem o více než 50 %.

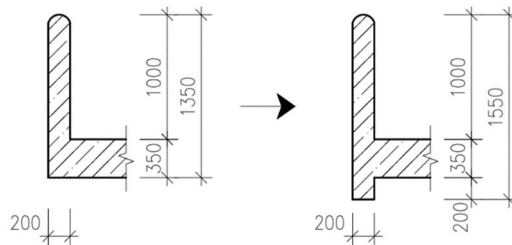
Poslední varianta desky ztužené tloušťky 350 mm vychází nejpříznivěji, avšak stále to není optimální výsledek, který by po započtení dlouhodobého chování splňoval podmínku limitního průhybu. Touto variantou se budu dále zabývat a pokusím se ji upravit pro co nejlepší optimalizaci průhybu.

3.7.4. Optimalizace průhybu zvýšením nosníku

Pro lepší ztužení vykonzolované části desky jsem zvýšila zábradlí a parapet o 200 mm pod desku, které tvoří ztužující žebro po obvodě vykonzolované desky. Vzhledem k tomu, že toto řešení není zas tak razantní a viditelný zásah z hlediska architektury budovy a zároveň to konstrukci pomůže. Schéma úpravy zábradlí je vidět na obrázku číslo 16 a 17.

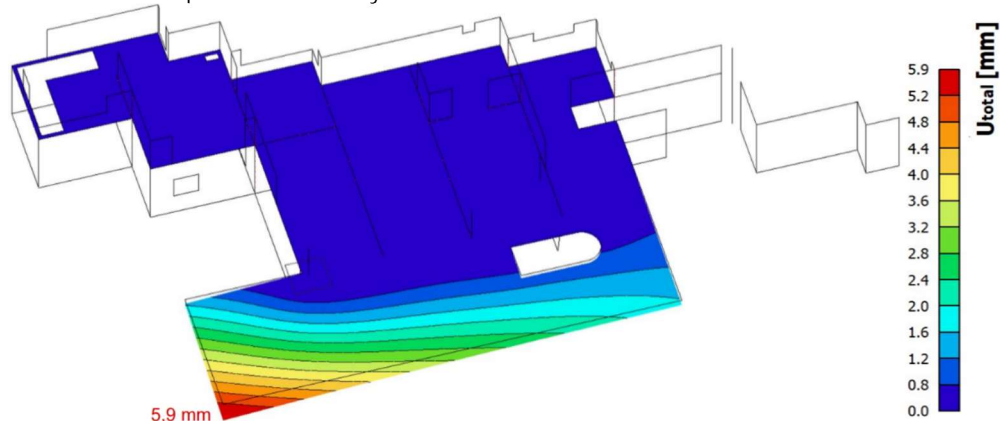


Obrázek 16: Schéma sníženého zábradlí



Obrázek 17: Schématický řez sníženého zábradlí

Deformace upravené desky 1.PP

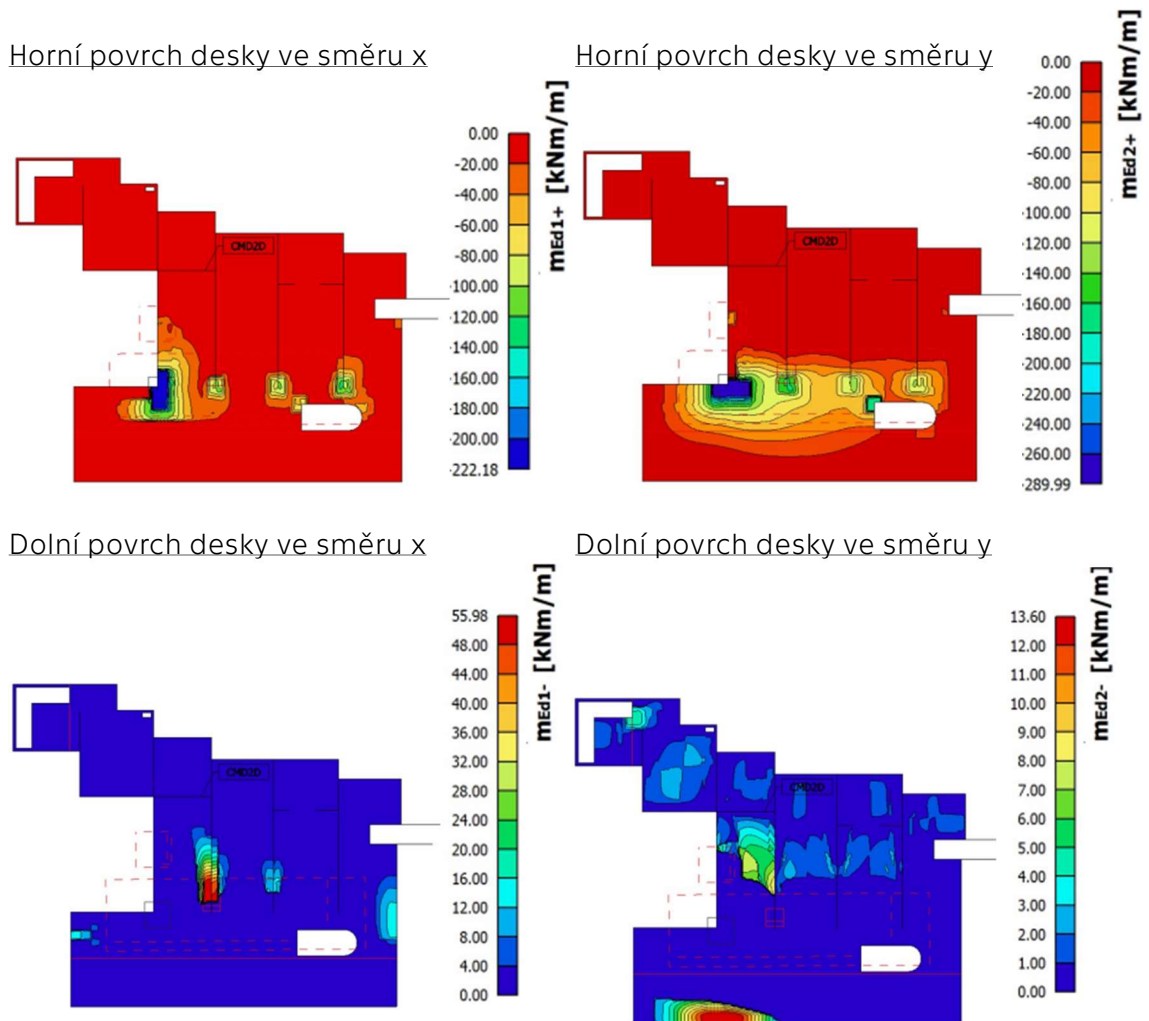


Obrázek 18: Lineární průhyb upravené desky 1.PP

Snížením zábradlí se lineární průhyb desky snížil o 4,9 mm na 17,7 mm. Tento výsledek už se zdá být optimální, je ale třeba brát ohled na celkový konečný průhyb, který bude 4-5krát větší. Další optimalizace by mohla být zvýšení tloušťky desky, ale to už není tak efektivní řešení při takové tloušťce desky. Dále zvýšení nosníku anebo ještě i snížení pod desku, toto řešení už bude viditelným zákrokem z hlediska architektury. Proto dalším postupem bylo tuto variantu desky vyztužit, posoudit a vyhodnotit výsledky z programu Scia Engineer. Poté se nabízí varianta vylehčení desky, aby se zmírnilo namáhání od vlastní tíhy konstrukce. A v neposlední řadě navržení předpětí konstrukce.

3.7.5. Podrobný návrh desky 1.PP

Návrhové momenty



Obrázek 19–23: Návrhové momenty 1.PP

Nejvíce namáhaná místa jsou dle předpokladu v místech nad sloupem u přechodu na vykonzolovanou část v horních vláknech desky. V dolních vláknech desky vychází návrhové momenty poměrně malé a ve většině plochy stačilo navrhnout výztuž na minimální plochu výztuže, pouze v kritických místech bylo třeba upravit rozteč prutů. Na konstrukci byl v místě sloupu u vykonzolované části desky zadán obousměrný průměrovací pás šířky 1 450 mm, tj. 2x tloušťka desky + šířka sloupu. Průměrovací pás byl zadán pro pokrytí nereálných špiček momentů.

Návrh ohybové výztuže

V programu MS Excel jsem navrhla ohybovou výztuž na maximální moment.

Návrh hlavní ohybové výztuže desky 1.PP pro horní a dolní povrch ve směru x a y je v příloze 1.

NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE STROPNÍ DESKY NAD 1.PP - horní výztuž ve směru y

Materiály			
BETON C 30/37			
char. pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} =$	30 MPa	VÝZTUŽ B500B
návrh. pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} =$	20 MPa	char. mez kluzu výztuže
střední pevnost betonu v tlaku	$f_{ctm} =$	2,9 MPa	návrhová mez kluzu výztuže
			$f_{yk} =$ 500 MPa
			$f_{yd} =$ 434,78 MPa
Geometrie		Návržená výztuž	
výška	$h =$	350 mm	profil výztuže
šířka	$b =$	1000 mm	rozteč výztuže
krycí vrstva	$c =$	30 mm	plocha výztuže
účinná výška průřezu	$d =$	311 mm	$A_{s,prov} =$ 2544,69 mm ²
Únosnost průřezu			
výška tlačené oblasti	$x =$	69,15 mm	
rameno vnitřních sil	$z =$	283,34 mm	
moment únosnosti	$M_{Rd} =$	313,48 kNm	$M_{Ed} =$ 289,99 kNm
		>	VYHOVUJE
$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$		$z = d - 0,4x$	$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$

KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

poměrná výška tlačené oblasti	$\xi =$	0,22	<	$\xi_{max} =$	0,45	VYHOVUJE
min. plocha výztuže	$A_{s,min} =$	468,99 mm ²	<	$A_{s,prov} =$	2544,69 mm ²	VYHOVUJE
max. plocha výztuže	$A_{s,max} =$	12440 mm ²	>	$A_{s,prov} =$	2544,69 mm ²	VYHOVUJE
min. světlá vzdálenost výztuže	$s_{l,min} =$	27 mm	<	$s_l =$	82 mm	VYHOVUJE
max. osová vzdálenost výztuže	$s_{max} =$	250 mm	>	$s =$	100 mm	VYHOVUJE
$A_{s,min} = \max \left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_y} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d \right)$		$s_l = \max (1,2 \cdot \varnothing; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$		$\xi = \frac{x}{d}$		
$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d$		$s_{mac} = \min (2 \cdot h; 250 \text{ mm})$				

Tabulka 3: Návrh výztuže desky 1.PP

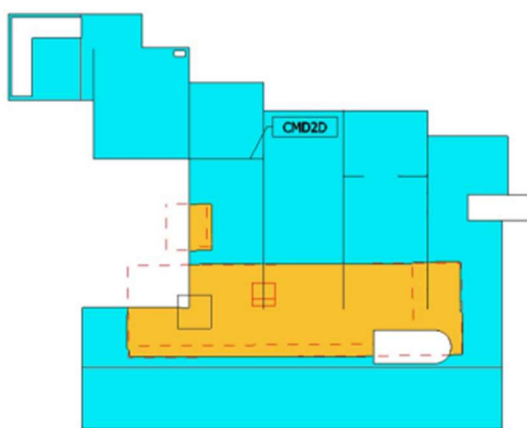
NÁVRH: Výztuž $\varnothing 18$ mm á 100 mm; $A_{s,prov} = 2544,69$ mm²

Schéma vyztužení v programu SCIA

Na maximální moment $M_{Ed}=289,99\text{kNm}$ jsem si navrhla výztuž $\varnothing 18\text{ mm}$ á 100 mm . Ale vyztužit touto výztuží celou desku by bylo neekonomické řešení.

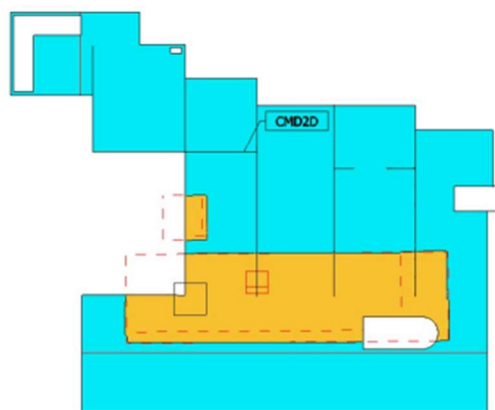
Na obrázcích 24-27 je vidět schéma vyztužení desky nad 1.PP, kdy základní výztuží jsou $\varnothing 10\text{ mm}$ po 150 mm , které jsou navrženy na minimální plochu vyztužení. Dále jsem v problémových místech přidávala výztuž, aby byla splněna požadovaná plocha na pokrytí daného momentu. Dolní výztuž desky obsahuje $\varnothing 10\text{ mm}$ po 150 mm a v jednom více namáhaném místě ve směru x jsou $\varnothing 10\text{ mm}$ po 100 mm . V horní výztuži jsou $\varnothing 18\text{ mm}$ á 100 mm popřípadě $\varnothing 18\text{ mm}$ á 125 mm dle potřeby.

Horní výztuž ve směru x



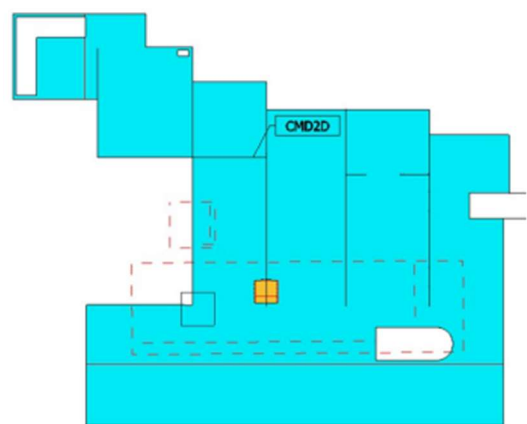
ReinfProv,1+	
$\varnothing 18,0/125$	Yellow
$\varnothing 10,0/150$	Cyan

Horní výztuž ve směru y



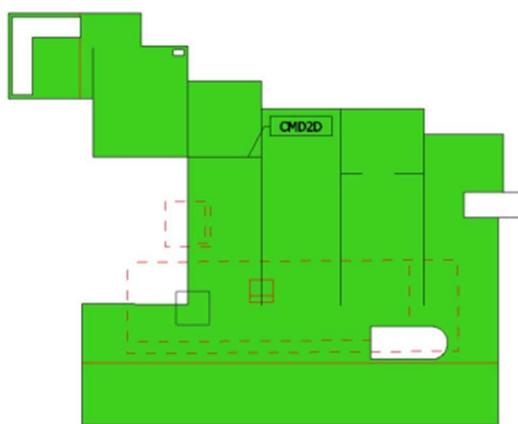
ReinfProv,2+	
$\varnothing 18,0/100$	Yellow
$\varnothing 10,0/150$	Cyan

Spodní výztuž ve směru x



ReinfProv,1-	
$\varnothing 10,0/100$	Yellow
$\varnothing 10,0/150$	Cyan

Spodní výztuž ve směru y



ReinfProv,2-	
$\varnothing 10,0/150$	Green

Obrázek 24–27: Navržená výztuž desky 1.PP

Posouzení

MSP – šířka trhlin

Deska vyhovuje z hlediska šířky trhlin. Maximální velikost trhliny pro desku nad 1.PP je $w = 0,0751$ mm a limitní $w_{lim} = 0,3$ mm. Celkový posudek z programu SCIA je v příloze číslo 2.

Normově závislý průhyb

Normově závislý průhyb zohledňuje celkový δ_{tot} průhyb a přídavný průhyb δ_{add} .

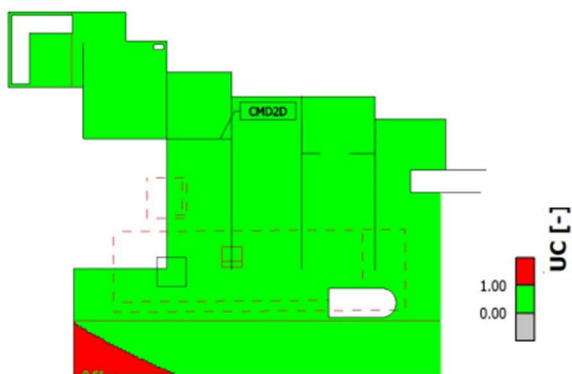
Celkový průhyb – vzhled a obecná funkčnost konstrukce mohou být narušeny, pokud spočtená deformace nosníku, desky nebo konzoly zatížených kvazistálým zatížením přesáhne poměr rozpětí/250. Celkový průhyb zohledňuje krátkodobý průhyb, průhyb od smršťování a průhyb od dotvarování.

Přídavný průhyb – průhyb, který by mohl způsobit poškození sousedních částí konstrukce. Pro průhyb po dokončení výstavby je obvykle dostatečným omezením pro kvazistálé zatížení hodnota rozpětí/500. V závislosti na citlivosti sousedních částí lze uvažovat i jiné limitní hodnoty. Přídavný průhyb je rozdíl mezi celkovým průhybem a okamžitým průhybem. [10]

Typ průhybu	δ_{add} [mm]	$\delta_{add,lim}$ [mm]	UC _{add} [-]	δ_{tot} [mm]	$\delta_{tot,lim}$ [mm]	UC _{tot} [-]	UC [-]	Limit: [-]	Stav
z	-22,18	-10,20	2,17	-24,98	-20,40	1,22	2,17	1	Nevyh.

Tabulka 4: Posouzení Normově závislého průhybu 1.PP

Z tabulky 3 vyplývá, že konstrukce nevyhovuje z hlediska Normově závislého průhybu ani na jeden posuzovaný průhyb. Přídavný průhyb, který je o 156 % větší, než povolená hodnota a celkový průhyb nevychází o 22 %. Kritické místo zobrazuje obrázek 28. Celkové posouzení Normově závislého průhybu desky 1.PP je v příloze číslo 3.

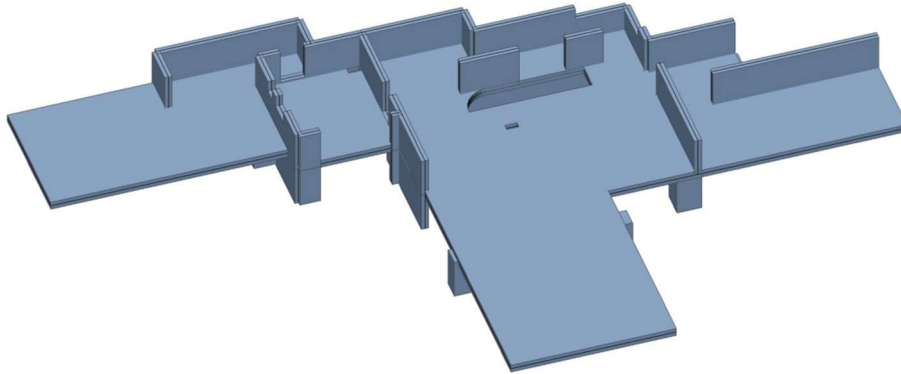


Obrázek 28: Normově závislý průhyb 1.PP

3.8. Model desky 1.NP

3.8.1. Nosná konstrukce pouze deska

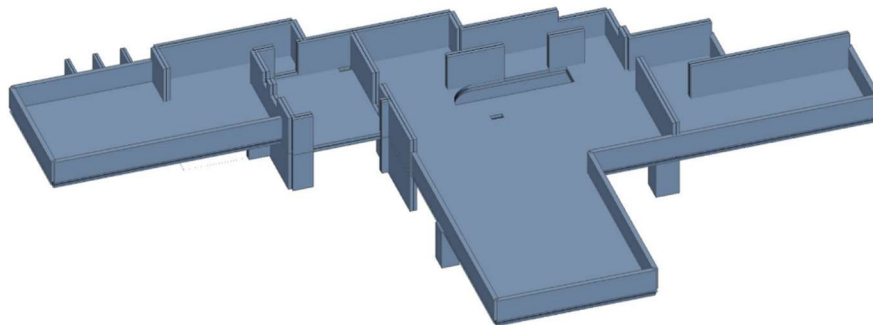
Výpočtový model, u kterého je uvažovaná monolitická železobetonová deska jedné tloušťky po celé ploše.



Obrázek 29: Schéma první varianty výpočtového modelu 1.NP

3.8.2. Nosná konstrukce desky ztužená nosníkem

Výpočtový model, u kterého je monolitická železobetonová deska ztužená nosníkem, který bude mít zároveň funkci zábradlí a parapetu v místě oken. Na levé části je zábradlí vetknuté do skály pomocí „žeber“ (viz obrázek 31). Tloušťka nosníku je uvažovaná 200 mm a výška 1000 mm.



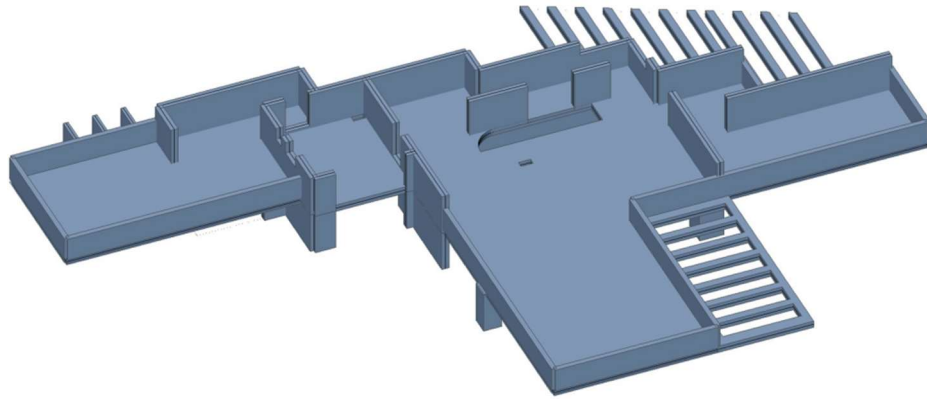
Obrázek 30: Schéma druhá varianty výpočtového modelu 1.NP



Obrázek 31: Vetknutí zábradlí do skály [6]

3.8.3. Nosná ztužená konstrukce doplněná stínícími prvky

Poslední varianta výpočtového modelu zohledňuje přidání architektonických prvků, které mají funkci architektonickou a stínící, prvek u vstupu do vily (obrázek 33) je vetknutý do skály a z hlediska konstrukčního nemá žádný velký vliv na konstrukci, vzhledem k tomu, že skála (pensylvánský pískovec) na které je vila postavena vizuálně nevypadá nějak zvětrale, takže z hlediska smyku a stability konstrukce nemá prvek žádnou funkci. Prvek nejspíše slouží především k ochraně před padajícími větvemi z okolních stromů. Architektonický prvek (obrázek 34) slouží k prosvětlení vnitřních prostorů a stínění terasy. Tento prvek má velký vliv na deformace konstrukce, protože je vykonzolovaný a pro desku to je další zátěž. Na obrázku 33 a 34 jsou fotografie architektonických prvků. Tloušťka prvků je uvažovaná dle tloušťky desky, tedy 300 a 350 mm.



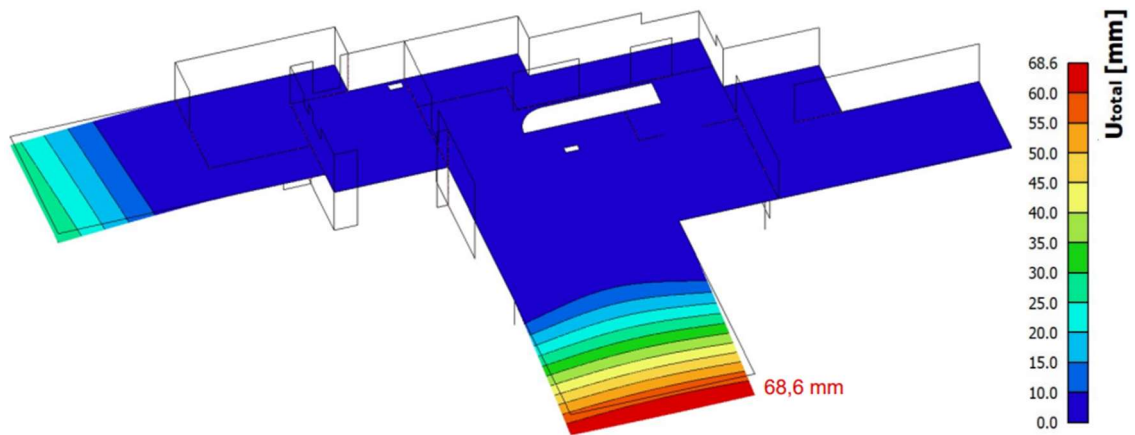
Obrázek 32: Schéma třetí varianty výpočtového modelu 1.NP



Obrázek 33 a 34: Fotografie architektonických prvků 1.NP [6]

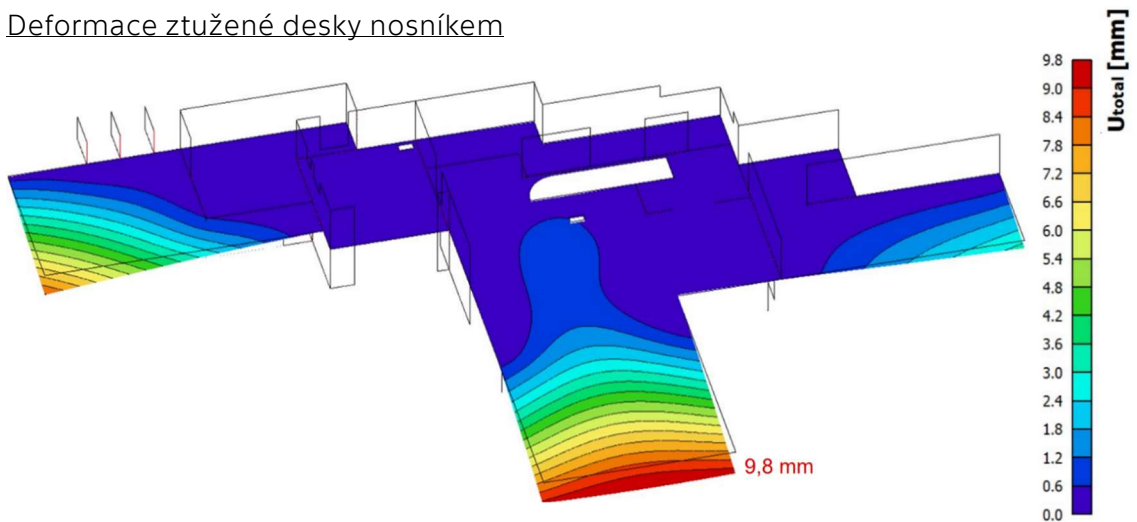
Deska tloušťky 300 mm

Deformace neztužené desky



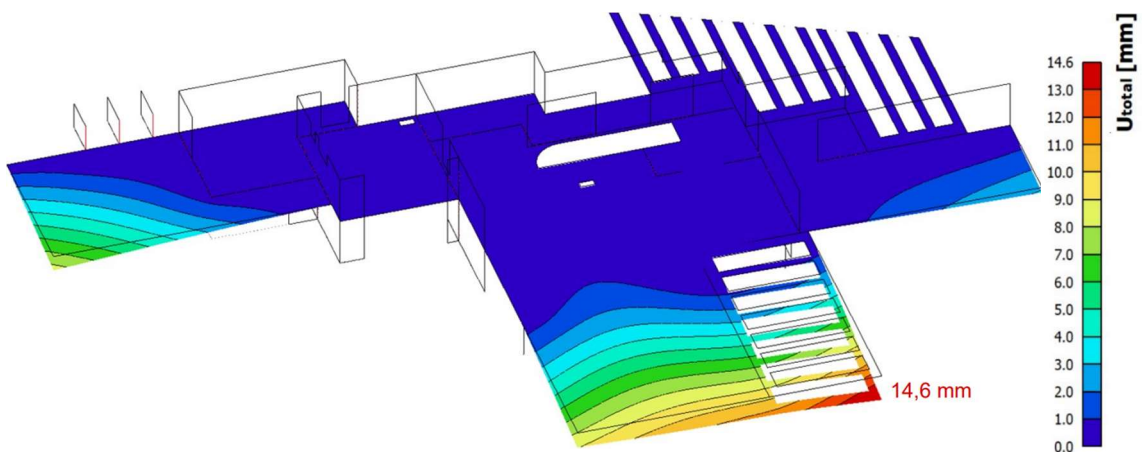
Obrázek 35: Lineární průhyb první varianty výpočtového modelu 1.NP – 300 mm

Deformace ztužené desky nosníkem



Obrázek 36: Lineární průhyb druhé varianty výpočtového modelu 1.NP – 300 mm

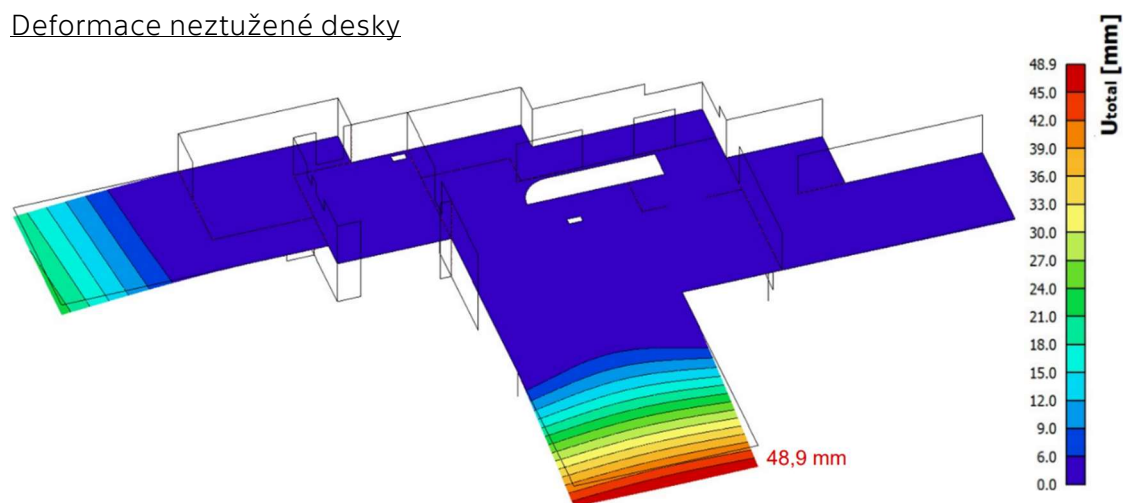
Deformace ztužené desky nosníkem s přidáním architektonickými prvky



Obrázek 37: Lineární průhyb třetí varianty výpočtového modelu 1.NP – 300 mm

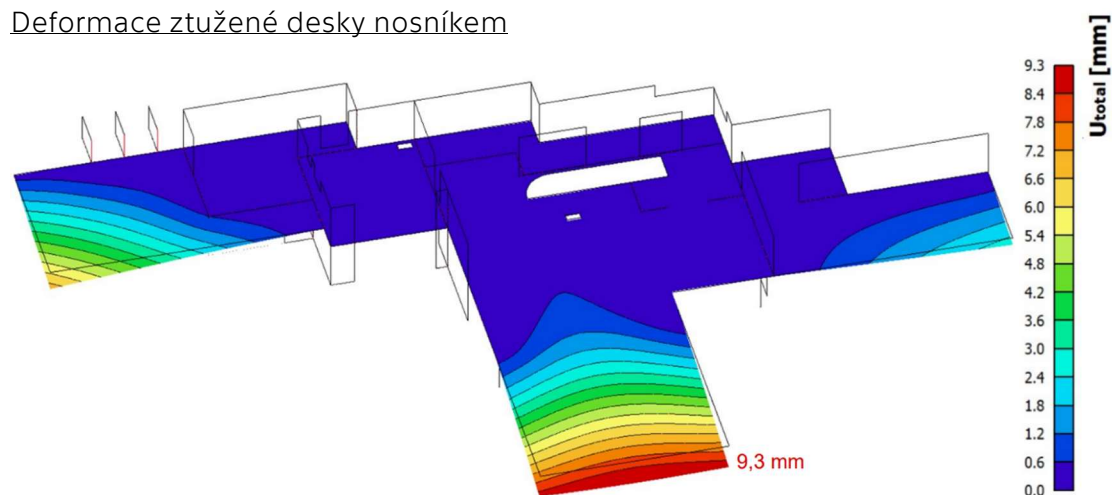
Deska tloušťky 350 mm

Deformace neztužené desky



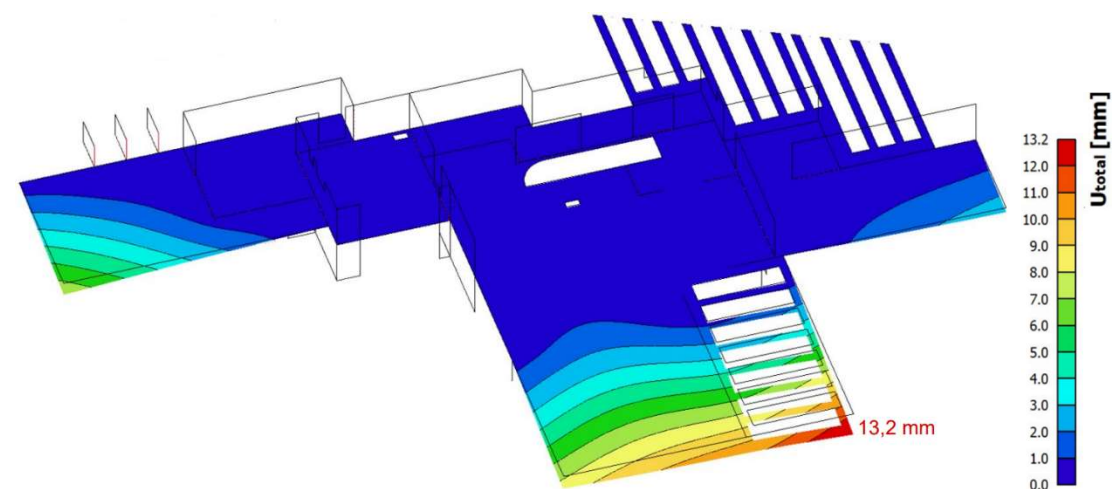
Obrázek 38: Lineární průhyb první varianty výpočtového modelu 1.NP – 350 mm

Deformace ztužené desky nosíkem



Obrázek 39: Lineární průhyb druhé varianty výpočtového modelu 1.NP – 350 mm

Deformace ztužené desky nosíkem s přidánými architektonickými prvky



Obrázek 40: Lineární průhyb třetí varianty výpočtového modelu 1.NP – 350 mm

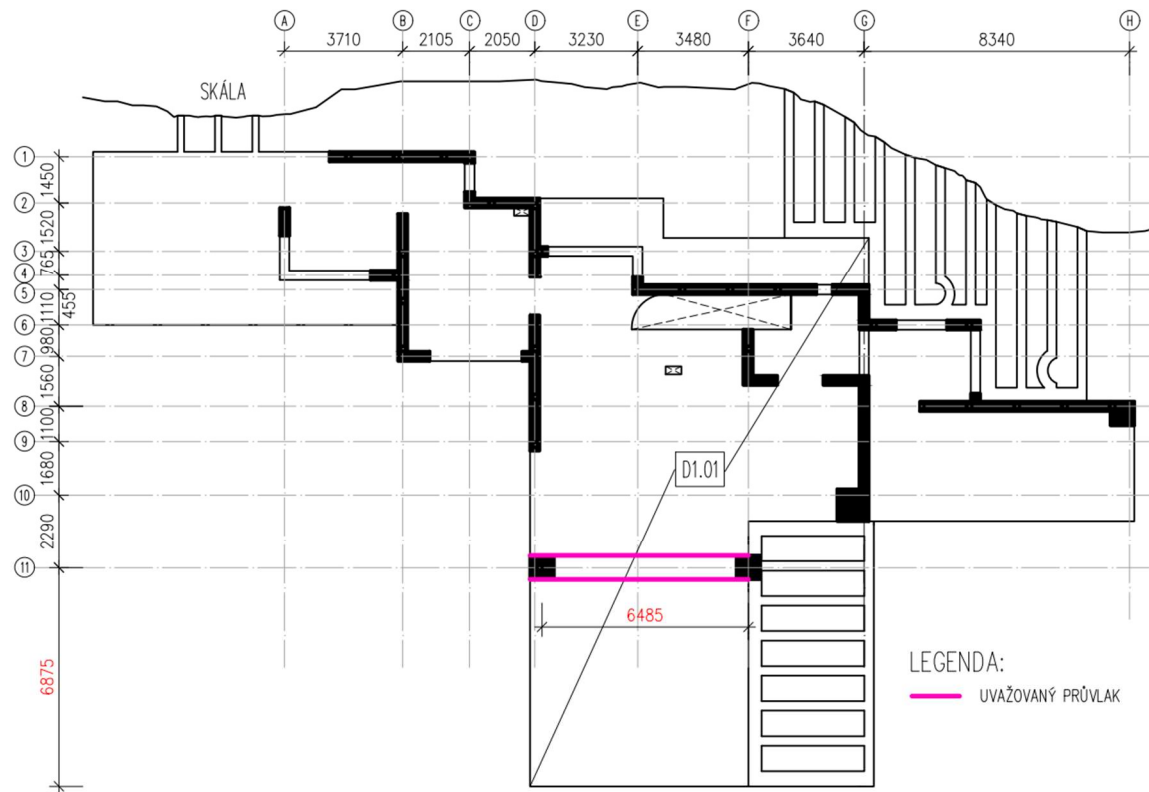
Na jednotlivých obrázcích jsou vidět lineární průhyby desky pro kvazi-stálou kombinaci zatížení pro druhou desku nad 1.NP. Stejně jako u předchozí desky je z výsledků patrné rozdílné chování jednotlivých typů konstrukcí. Pro neztuženou desku průhyby vychází nadměrně velké a nespĺňují požadavky na konstrukci. Je ale vidět, že zvětšení tloušťky desky o 50 mm zmírnilo lineární průhyb o 19,7 mm a ztužení pomocí nosníku pomohlo desce s průhybem o více než 190 %. Dle předpokladu třetí model ukazuje, že přidání architektonických prvků konstrukci jako celku nepomůže, ale naopak pohorší celkový průhyb o 5–4 mm. Průhyb na vykonzolované části desky bude stále stejný, jako u druhého výpočetního modelu. Velký vliv má tloušťka prvku, díky které se zvětší tuhost. Tloušťka je uvažovaná dle desky, proto u desky tloušťky 350 mm je výsledek trochu lepší.

Stejně jako u desky nad 1.PP vychází tlustší varianta desky nejpříznivěji, ale rozdílově to vychází pouze o 1,4 mm příznivěji pro variantu s tloušťkou 350 mm.

3.8.4. Navržení průvlaku

Další možností, jak ztužit a zmírnit tím deformace desky je vložení průvlaku mezi sloupy na ose 11.

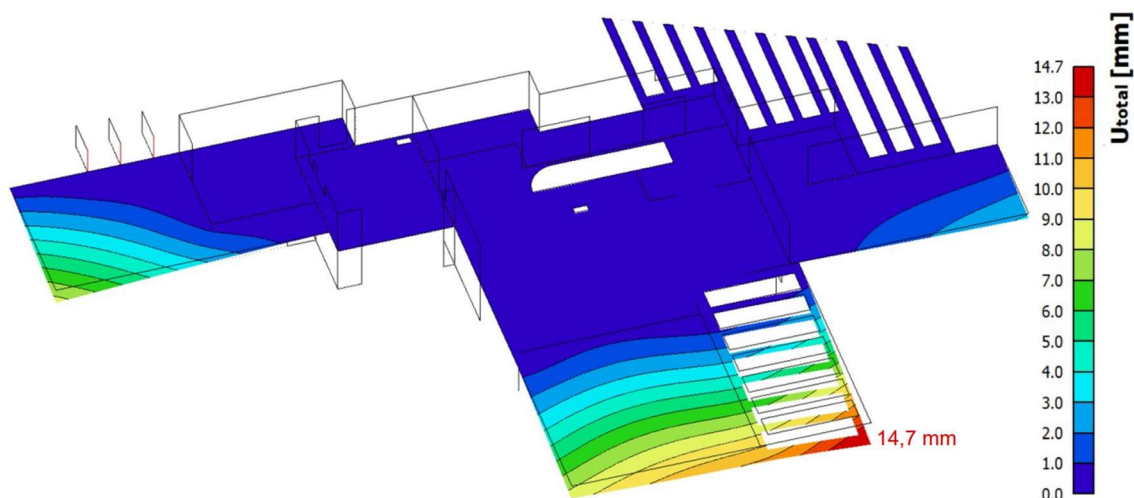
Schéma průvlaku



Obrázek 41: Schéma uvažovaného průvlaku

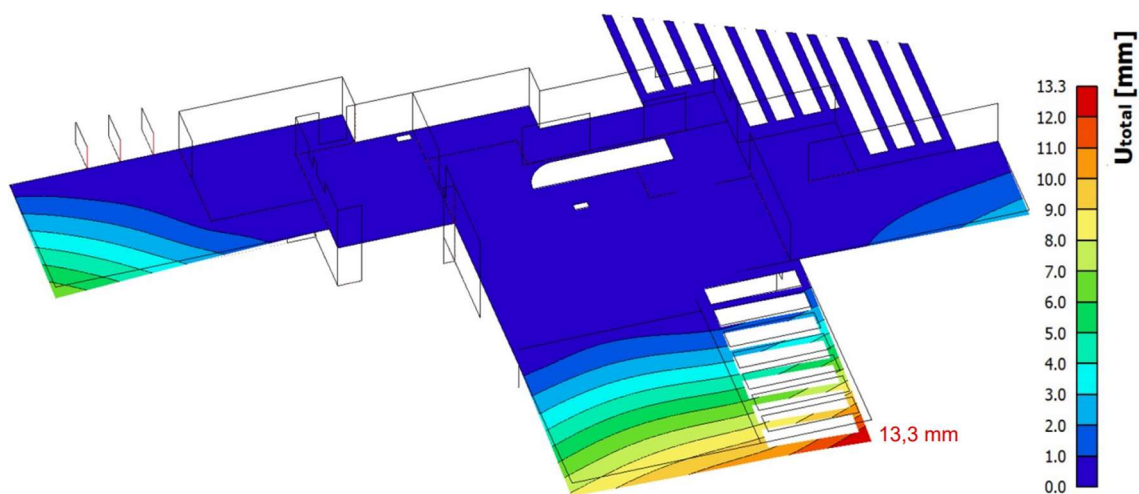
Šířka průvlaku byla zvolena dle šířky sloupu, tj. 750 mm, aby byl zajištěn plynulý přechod mezi sloupem a průvlakem. Výška průvlaku vychází z jedné desetiny až dvanáctiny rozponu průvlaku. Rozpon průvlaku je 6 485 mm, tedy výška průvlaku vychází na 550 mm i s deskou. Viditelná část průvlaku pod deskou je pouze 200 mm a zbytečně nenarušuje pohled stropu.

Deformace desky 300 s průvlakem



Obrázek 42: Lineární průhyb desky 300 mm s průvlakem

Deformace desky 350 s průvlakem



Obrázek 43: Lineární průhyb desky 350 mm s průvlakem

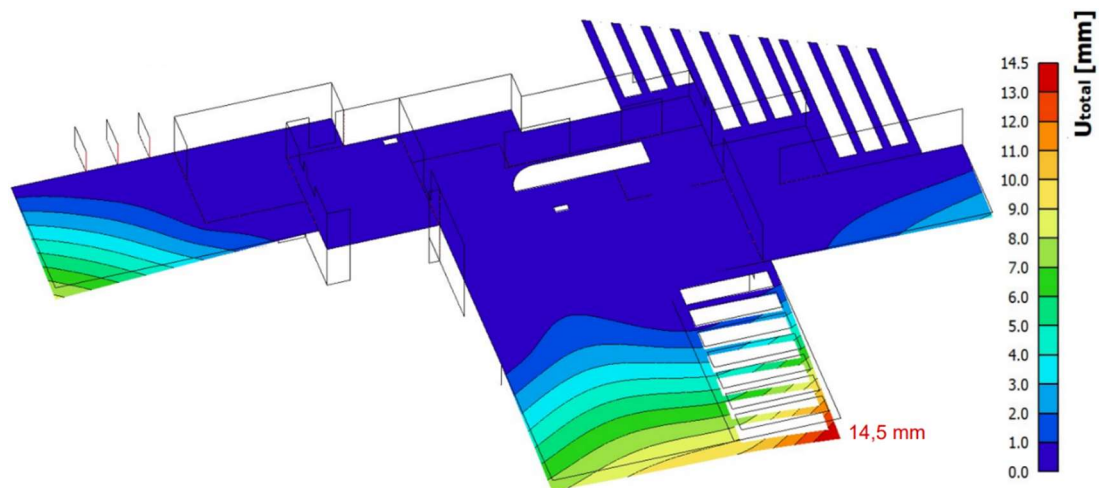
Lineární deformace desky s průvlakem pro obě varianty ukazují, že vložený průvlak nepomůže průhybu na konci desky, ale průhyb se o 0,1 mm ještě zvětší. Nejspíš je to způsobeno tím, že průvlak desku ztuží v místě, kde to není zas tak potřeba a u vykonzolované části už nemá žádné působení a desce jen přidá na váze.

Navržený průvlak nebyl nějak masivní, takže možná varianta by byla ho zvětšit, ale tato varianta se mi nelíbí z hlediska vnitřní vizualizace, takže se jí zabývat nebudu.

3.8.5. Zvýšení zábradlí desky 1.NP

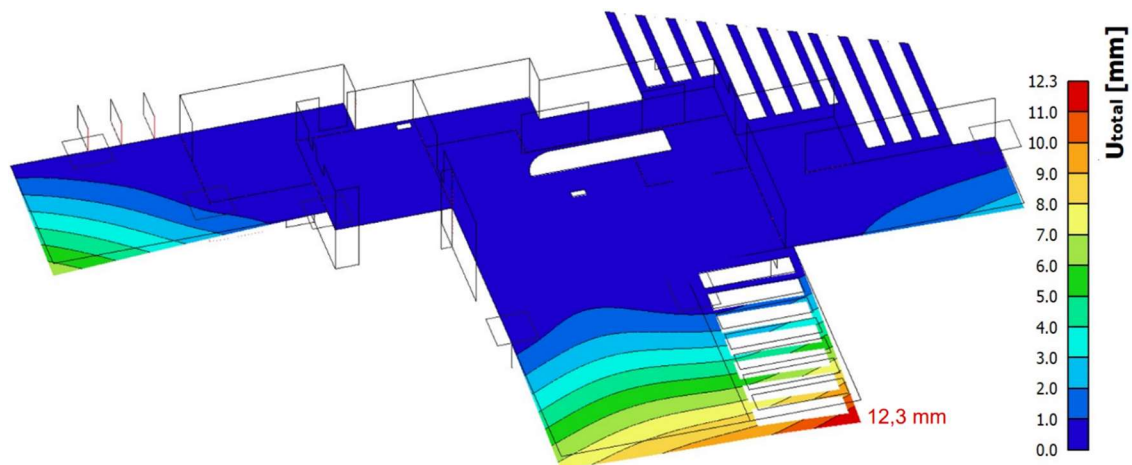
Další možností úpravy je zvýšení zábradlí a parapet o 100 mm na celkovou výšku 1100 mm, která bude mít příznivý vliv z hlediska konstrukce a i bezpečnosti.

Deformace deska 300 mm se zvýšeným zábradlím



Obrázek 44: Lineární průhyb desky 300 mm se zvýšeným zábradlím

Deformace deska 350 mm se zvýšeným zábradlím



Obrázek 45: Lineární průhyb desky 350 mm se zvýšeným zábradlím

Zvýšení zábradlí mělo vliv pouze u desky tloušťky 350 mm, kde se lineární průhyb snížil o 0,9 mm na 12,3 mm. Není to nějak nějak velký vliv, ale těmito malými úpravami nelze dosáhnout žádných velkých výsledků. Tato varianta se zdála neoptimálnější, a proto jsem se s ní nadále zabývala. U desky tloušťky 300 mm se lineární průhyb na kvazistálou kombinaci prakticky nezlepšil, rozdíl o 0,1 mm.

Dalším krokem bylo vyztužení a posouzení poslední varianty desky 350 mm se zvýšeným zábradlím v programu Scia Engineer.

3.8.6. Podrobný návrh desky 1.NP

Návrhové momenty

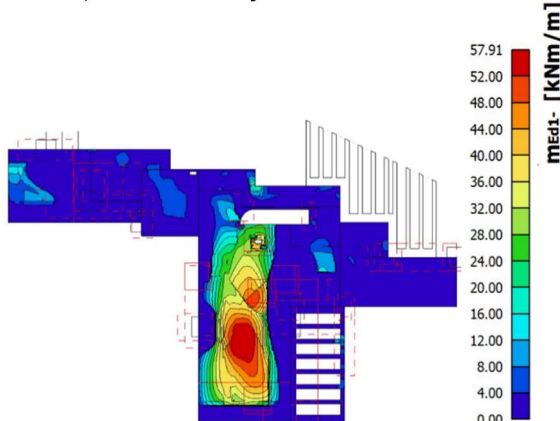
Horní povrch desky ve směru x



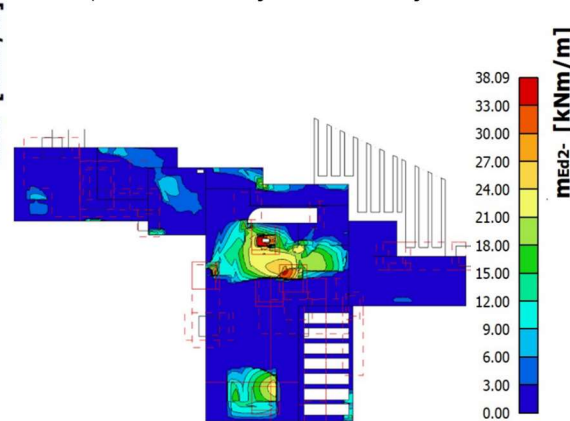
Horní povrch desky ve směru y



Dolní povrch desky ve směru x



Dolní povrch desky ve směru y



Obrázek 46–49: Návrhové momenty 1.NP

Návrhové momenty ukazují, že nejvíce namáhaná místa jsou opět v horních vláknech desky. A to ve směru x nad sloupem a u přechodu mezi deskou a stíněním, dále vzniká ještě větší namáhání u stěny, která podporuje vykonzolovanou terasu vlevo. Největší extrém vzniká ve směru y v rohu mezi deskou a stíněním. V dolních vláknech desky vychází návrhové momenty opět poměrně malé a ve většině plochy bylo dostačující, navrhnou výztuž na minimální plochu výztuže. Ve směru x u dolních vláken desky vychází moment v ploše trochu větší, ale vzhledem k tomu, že deska je tlustá 350 mm a výztuž tak vychází na minimální plochu výztuže, zase postačí pouze zmenšit rozteč prutů.

Pro pokrytí špiček momentů byly opět vloženy na konstrukci průměrovací pásy.

Návrh ohybové výztuže

V programu MS Excel jsem si navrhla ohybovou výztuž na maximální moment $M_{Ed}=182,16\text{kNm}$ viz příloha 4.

NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE

Materiály					
BETON C 30/37					
char. pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} =$	30 MPa	VÝZTUŽ B500B		
návrh. pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} =$	20 MPa	char. mez kluzu výztuže	$f_{yk} =$	500 MPa
střední pevnost betonu v tlaku	$f_{ctm} =$	2,9 MPa	návrhová mez kluzu výztuže	$f_{yd} =$	434,78 MPa
Geometrie		Návržená výztuž			
výška	$h =$	350 mm	profil výztuže	\emptyset	16 mm
šířka	$b =$	1000 mm	rozteč výztuže	\acute{a}	100 mm
krycí vrstva	$c =$	30 mm	plocha výztuže	$A_{s,prov} =$	2010,62 mm ²
účinná výška průřezu	$d =$	312 mm			
Únosnost průřezu					
výška tlačené oblasti	$x =$	54,64 mm			
rameno vnitřních sil	$z =$	290,145 mm			
moment únosnosti	$M_{Rd} =$	253,64 kNm	>	$M_{Ed} =$	182,16 kNm
					VYHOVUJE
$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$		$z = d - 0,4x$		$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$	

KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

poměrná výška tlačené oblasti	$\xi =$	0,18	<	$\xi_{max} =$	0,45	VYHOVUJE
min. plocha výztuže	$A_{s,min} =$	470,50 mm ²	<	$A_{s,prov} =$	2010,62 mm ²	VYHOVUJE
max. plocha výztuže	$A_{s,max} =$	12480 mm ²	>	$A_{s,prov} =$	2010,62 mm ²	VYHOVUJE
min. světlá vzdálenost výztuže	$s_{l,min} =$	27 mm	<	$s_l =$	84 mm	VYHOVUJE
max. osová vzdálenost výztuže	$s_{max} =$	250 mm	>	$s =$	100 mm	VYHOVUJE
$A_{s,min} = \max \left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_y} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d \right)$		$s_l = \max (1,2 \cdot \emptyset; D_{max} + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$		$\xi = \frac{x}{d}$		
$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d$		$s_{mac} = \min (2 \cdot h; 250 \text{ mm})$				

Tabulka 5: Návrh výztuže desky 1.NP

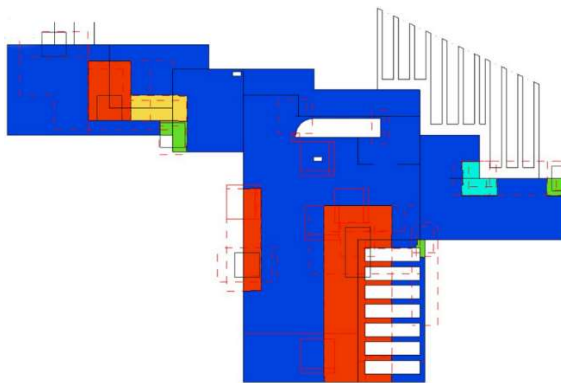
NÁVRH: Výztuž $\emptyset 16$ mm \acute{a} 100 mm; $A_{s,prov} = 2010,62$ mm²

Schéma vyztužení v programu SCIA

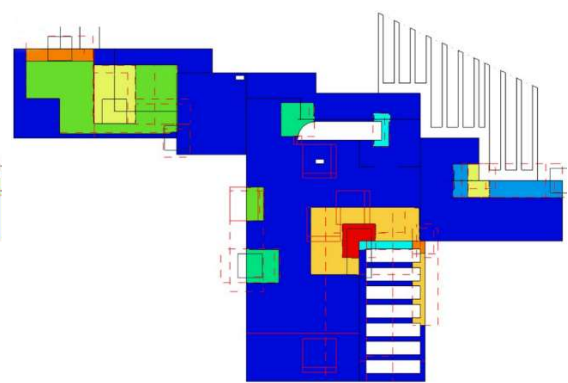
Ručním výpočtem byla na maximální moment navržena výztuž $\emptyset 16$ mm \acute{a} 100 mm. Ale tato navržená výztuž v programu Scia na posouzení nevyhovovala. Takže v místě největšího namáhání byla navržena nová výztuž **$\emptyset 18$ mm \acute{a} 100 mm; $A_{s,prov} = 2544,69$ mm²**

Na obrázcích je vidět schéma vyztužení desky nad 1.NP, kdy základní výztuží jsou $\emptyset 10$ mm \acute{a} 150 mm, které vychází z minimální plochy vyztužení. Dále byla přidána plocha výztuže na pokrytí daného momentu.

Horní výztuž ve směru x



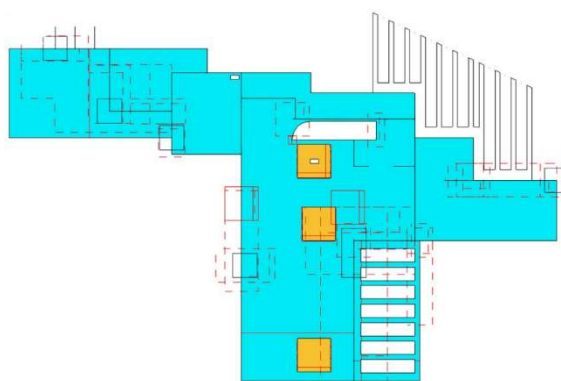
Horní výztuž ve směru y



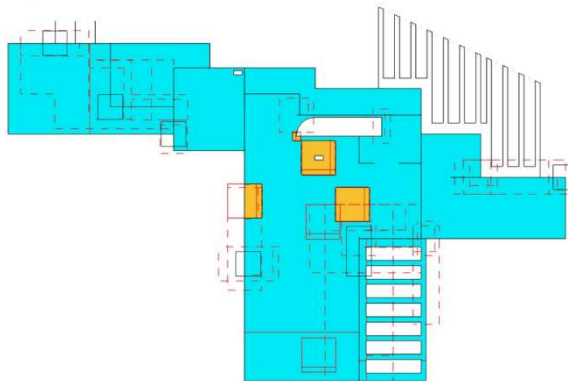
Reinf _{Prov,1+}	
φ14,0/100	Red
φ12,0/125	Orange
φ10,0/100	Yellow
φ12,0/150	Light Green
φ10,0/150	Dark Green

Reinf _{Prov,2+}	
φ18,0/100	Red
φ16,0/100	Orange
φ16,0/125	Yellow
φ14,0/100	Light Green
φ14,0/125	Dark Green
φ14,0/150	Light Blue
φ10,0/100	Dark Blue
φ12,0/150	Light Blue
φ10,0/150	Dark Blue

Spodní výztuž ve směru x



Spodní výztuž ve směru y



Reinf _{Prov,1-}	
φ10,0/100	Orange
φ10,0/150	Light Blue

Reinf _{Prov,2-}	
φ10,0/100	Orange
φ10,0/150	Light Blue

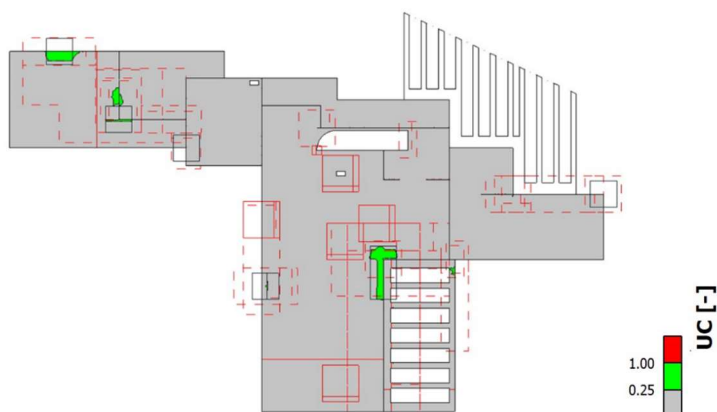
Obrázek 50–53: Navržená výztuž desky 1.NP

Posouzení

MSP – šířka trhlin

Deska vyhovuje z hlediska šířky trhlin. Maximální velikost trhliny pro desku 1.NP je $w = 0,166$ mm. Na obrázku 54 jsou zeleně vykreslená místa s většími trhlinami.

Celkový posudek z programu Scia je v příloze číslo 5.



Obrázek 54: Šířka trhlin (MSP) 1.NP

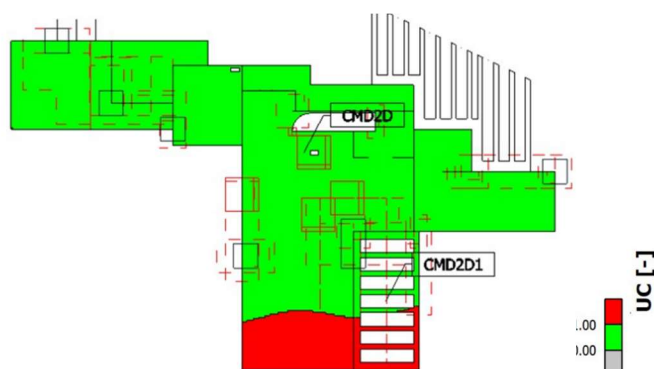
Normově závislý průhyb

Celkové posouzení Normově závislého průhybu desky 1.NP je v příloze číslo 6.

Typ průhybu	δ_{add} [mm]	$\delta_{add,lim}$ [mm]	UC_{add} [-]	δ_{tot} [mm]	$\delta_{tot,lim}$ [mm]	UC_{tot} [-]	UC [-]	Limit: [-]	Stav
z	-35,23	-13,75	2,56	-48,49	-27,50	1,76	2,56	1	Nevyh.

Tabulka 6: Posouzení Normově závislého průhybu 1.NP

Z tabulky 5 vyplývá, že konstrukce nevyhovuje z hlediska Normově závislého průhybu. Přídavný průhyb je o 156 % větší a celkový průhyb nevychází o 76 %. Kritické místo zobrazuje obrázek 55.



Obrázek 55: Normově závislý průhyb 1.NP

4. VYHODNOCENÍ JEDNOTLIVÝCH VARIANT

Vyhodnocení jednotlivých úprav pro obě desky ze železobetonu. Obě desky byly navrženy na tloušťku 350 mm, ztuženy nosníkem a dále ještě upraveny, aby výsledný průhyb byl co nejmenší. Porovnání maximálního lineárního průhybu na kvazistálou kombinaci zatížení pro jednotlivé úpravy desek je v tabulce 7 a 8.

1.PP - MAXIMÁLNÍ HODNOTY LINEÁRNÍHO PRŮHYBU

tl. desky	Pouze deska	Ztužená deska	Zvýšení zábradlí
300	34,1	11,0	8,1
350	22,0	7,5	5,9

Tabulka 7: Souhrn maximálních průhybů pro deku 1.PP

1.NP - MAXIMÁLNÍ HODNOTY LINEÁRNÍHO PRŮHYBU

tl. desky	Pouze deska	Ztužená deska	Doplnění arch. prvků	Přidání průvlastku	Zvýšení zábradlí
300	68,6	9,8	14,6	14,7	14,5
350	48,9	9,3	13,2	13,3	12,3

Tabulka 8: Souhrn maximálních průhybů pro deku 1.NP

V tabulce 8 je také vidět, že ne všechny úpravy vedly ke zlepšení průhybu. Jak už jsem zmiňovala, přidání architektonického prvku vedlo k zhoršením celkových deformací a přidání průvlastku nebyl efektivní.

Nejlepší varianty byly vyztuženy a poté posouzeny v programu Scia Engineer. Ani jedna deska nevyhověla na Normově závislý průhyb.

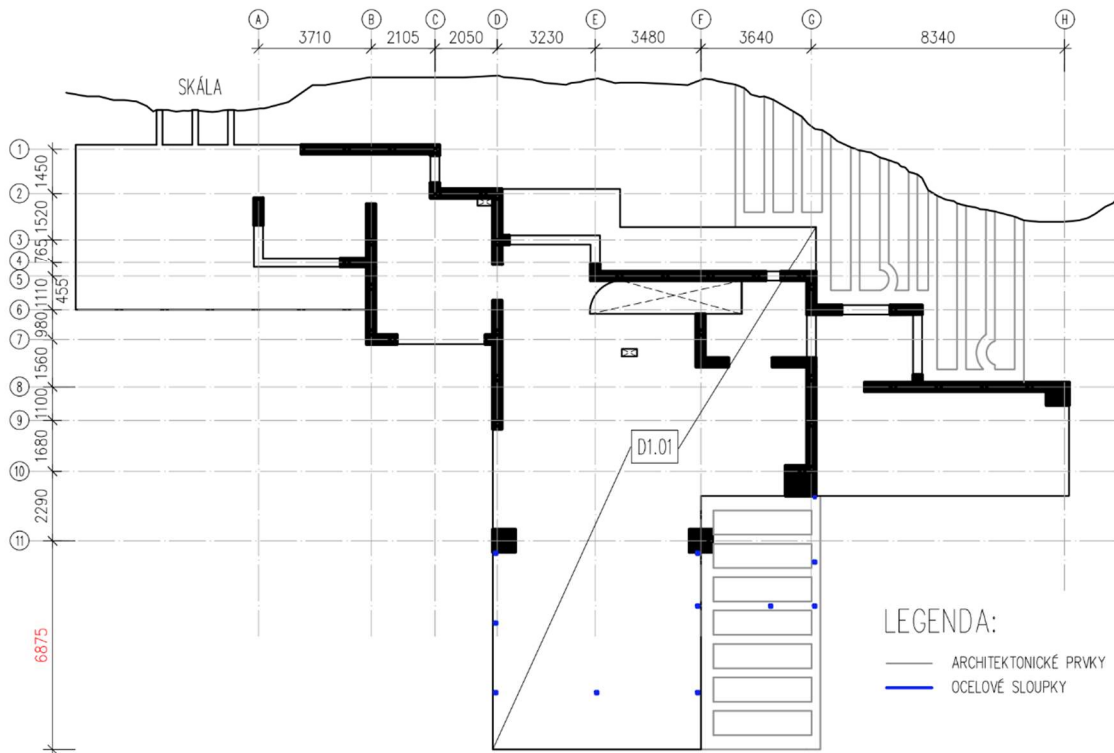
4.1. Návrh opatření

Jedním z opatření je zvýšit tloušťku desek na masivní konstrukci, to ale vede k většímu zatížení a desky nejsou příliš efektivní. Lepší varianta jsou pak žebrové nebo trámové stropy u kterých je možné udělat rovný podhled. Na stejném principu funguje vylehčení desek, kterým jsem se dále zabývala – viz další kapitola. Je také možné počítat s průhybem konstrukce a navrhnout nadvýšení vykonzolované části o potřebný průhyb.

U desky nad 1.NP by bylo možné ještě navrhnout nosné ocelové sloupky mezi jednotlivými okny. Toto řešení by pomohlo s průhybem architektonického prvku (viz obrázek 34), ale musel by být zohledněn průhyb desky 1.PP a vnesená bodová síla od sloupků do desky. Z hlediska tepelné ztráty budovy to není ideálním řešením.

Posledním opatřením, kterým se v této práci budu věnovat je již zmiňované předpětí konstrukce.

4.1.1. Možné rozmístění ocelových sloupků

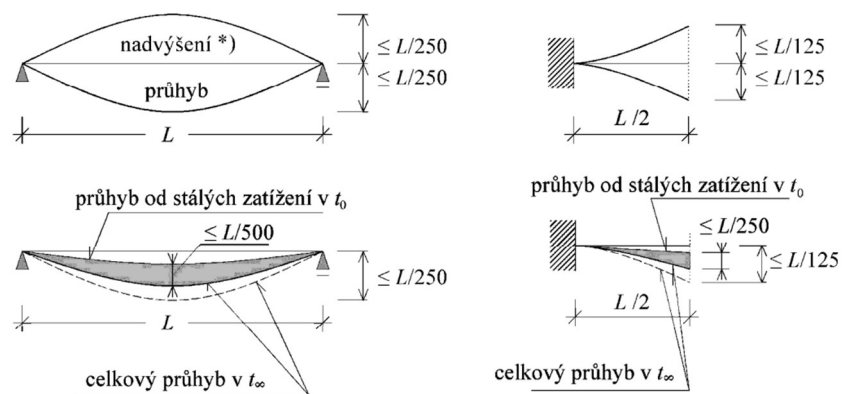


Obrázek 56: Rozmístění ocelových sloupků

4.1.2. Nadvýšení desky

Dalším řešením zmenšení průhybu je desku ještě uměle nadvýšit při betonáži a zabránit tak překročení požadovaného průhybu. Vzhledem k obecné použitelnosti konstrukce musí splňovat podmínku, že při kvazi-stálém zatížení nesmí průhyb desky či konzoly překročit $1/250$ rozpětí. Pro kompenzaci celého průhybu nebo jeho části lze použít nadvýšení, avšak nadvýšení bednění nemá překročit hodnotu $1/250$ rozpětí. [2]

Deformace konstrukce nesmí nepříznivě ovlivnit jejich funkci nebo vzhled.



Obrázek 57: Omezení nadvýšení a průhybů [8]

5. VYLEHČENÉ KONSTRUKCE

Další možností pro zmenšení průhybu stropní desky je ji vylehčit, kdy snížíme vlastní hmotnost při zachování účinné výšky. Vzhledem k tomu, že největší zatížení stropní desky je její vlastní hmotnost a tím ztrácí efektivnost pro velká rozpětí. Princip vylehčení stropní desky spočívá v tom, že se do desky vloží ztracené bednění, které je z lehkého a levného materiálu (většinou plast) ve tvaru bedniček nebo koule. V desce je tak vynecháno značné množství betonu v jádře průřezu, který nijak významně nepřispívá k ohybové únosnosti. Vznikne tak žebírkový strop s rovným podhledem, který může být buď s žebírky v jednom směru (např. systém od firmy VELOX, systém U-Boot od firmy Daliform), nebo s žebírky v obou směrech (např. systém U-Boot a Cobiax). Po obvodu desky a v místech uložení se deska nevylehčuje, aby byl zajištěn přenos smykových sil.

Vylehčená monolitická stropní deska je hospodárná z hlediska úspory materiálu může se tak snížit zatížení až o 35 %. Oproti plné desce má lepší protipožární a akustické vlastnosti a umožňuje provádět konstrukce na velké rozpory (až 20 m [7]). Velkou výhodou je maximální možné otevření dispozice, prostor není narušen podpůrnými svislými prvky (sloupy, stěny) ani horizontálními (průvlaky).

Mezi nevýhody patří vyšší konstrukční výška stropní konstrukce a náročnost provádění. Náročnější betonáž, kdy je potřeba zajistit dostatečné probetonování spodní desky pod bedničkami. Betonuje se většinou ve dvou krocích, kdy v prvním kroku se vytvoří spodní část desky, zároveň se musí zabránit nadzvedávání vylehčujícího prvku a v druhém kroku se dobetonuje deska do konečné tloušťky.



Obrázek 58 a 59: Systém vylehčení monolitické desky U-Boot, Cobiax [8], [7]

5.1. Možnosti modelování vylehčené desky ve Scia Engineer

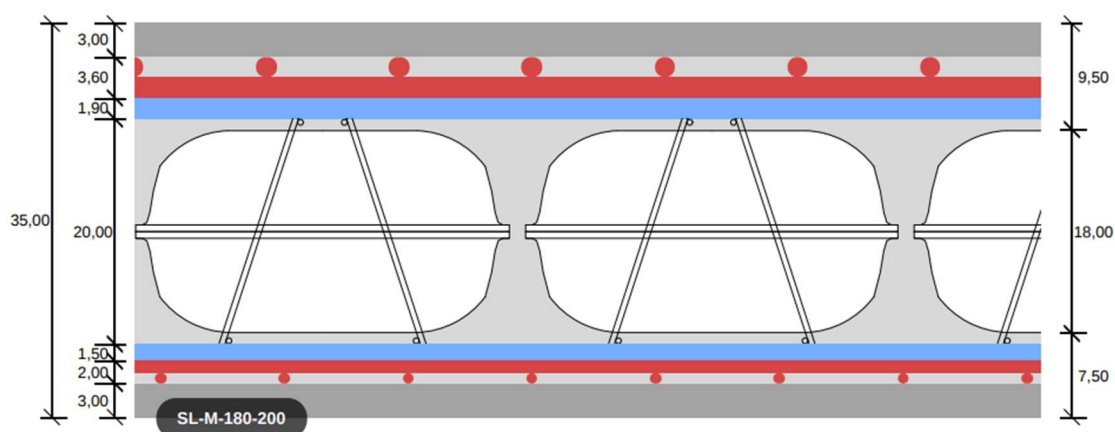
V programu Scia Engineer 21 nelze zadat do desky dutiny, které by simulovaly tvarovky ztraceného bednění, je potřeba provést jiné úpravy konstrukce nebo materiálu, které by vedly ke snížení tuhosti jako u vylehčené desky.

Pro výběr nejvhodnějšího výpočetního modelu jsem si vybrala systémem Cobiax SL – M–180–200. Cobiax nabízí program Cobiax Quick and Light pro návrh vhodného vylehčujícího prvku a vypočtení jednotlivých vlastností pro vylehčenou desku viz příloha 7. V příloze 8 jsou shrnuty obecné informace ke konkrétnímu produktu.

Jednotlivé modely byly porovnány pouze na desce 1.PP.

Parametry vylehčené desky:

- | | |
|------------------------------|-------------------------------------|
| • Tloušťka desky | 350 mm |
| • Typ vylehčení | Cobiax SL-M-180-200 |
| • Průměr vylehčujícího prvku | 315 mm |
| • Osová vzdálenost prvků | 350 mm |
| • Vlastní tíha | 6,35 kN/m ² |
| • Beton | C30/37 |
| • Objem betonu | 0,25 m ³ /m ² |
| • Poměr tuhostí | 93 % |
| • Poměr smykové únosnosti | 50 % |



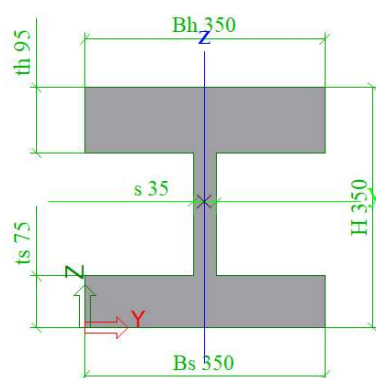
Obrázek 60: Řez vylehčenou deskou Cobiax SL-M-180-200

Z parametrů vylehčené desky vyplývá, že zatížení od vlastní váhy se sníží o 2,4 kN/m². Nevýhodou vylehčené desky je smyková únosnost, která se sníží až o 50 %, je tedy třeba kontrolovat smykovou únosnost desky.

5.1.1. Vytvoření rastru z prutových prvků

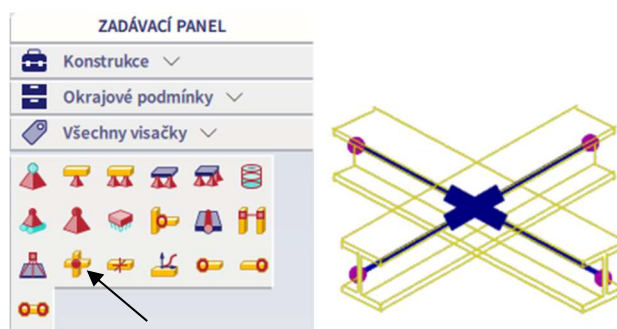
Při návrhu vylehčené desky lze použít prutový model. Vylehčující prvky v desce v podstatě vytvoří žebírkový strop s deskami na dolním i horním povrchu. Žebírka je možné modelovat pomocí prutových prvků a zatížení zadat jako spojité na prutu. Nevýhodou naopak je to, že spolupůsobení žebírek je omezeno pouze na propojení v křížení prutových prvků.

Z parametrů desky se navrhne náhradní I průřez, který se vymodeluje pomocí prutového prvku, po rozkliknutí ikonky se upraví průřez na požadované rozměry (obrázek 61).



Obrázek 61: Úprava prutového prvku průřezu I (zdroj Scia Engineer 21)

Vymodelované pruty je třeba propojit pomocí příkazu křížení, tak se zajistí jejich spolupůsobení a zároveň zůstanou nerozděleny.



Obrázek 62: Příkaz křížení (zdroj Scia Engineer 21)

Tento postup by se dal aplikovat u tvarově jednoduchých desek. Vzhledem k tomu, že řešené desky jsou tvarově složitější a ztužené nosníky, tak by vytvoření modelu bylo pracné a nosníky by neplnily funkci ztužení, protože jejich efektivní šířka by už nebyla využita.

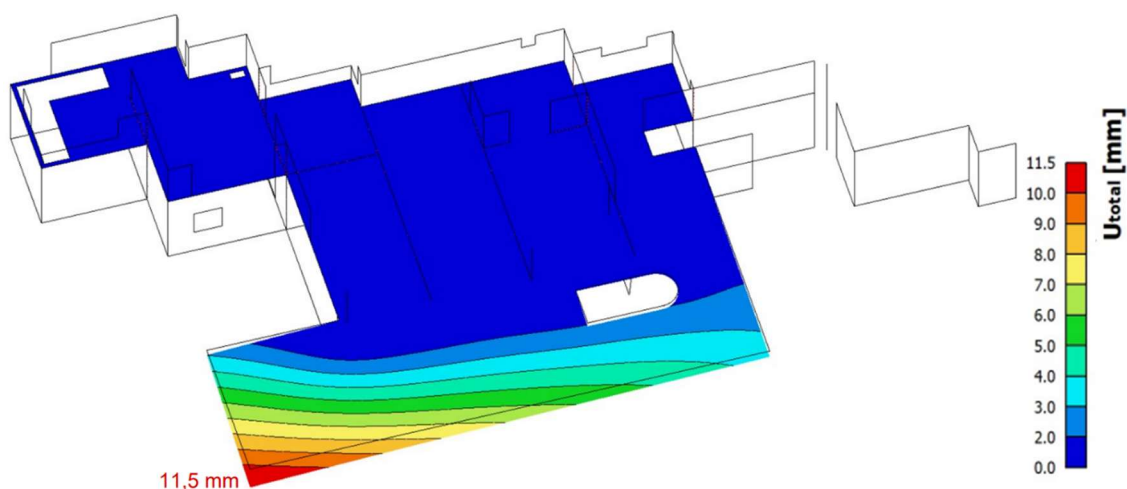
5.1.2. Deska s náhradní tloušťkou

Modelem desky o náhradní tloušťce se sníží její hmotnost a modul pružnosti, dosáhne se tak stejných hodnot jako u desky vylehčené. Náhradní výška byla stanovena na 250 mm z objemu betonu.

Plná deska: $h_{pl} = 350 \text{ mm}; V_{pl} = 0,35 \text{ m}^3/\text{m}^2$

Vylehčená deska: $V_{vyl} = 0,25 \text{ m}^3/\text{m}^2$

$$\Rightarrow h_{n\acute{a}h} = 250 \text{ mm}$$



Obrázek 63: Lineární průhyb modelu s náhradní výškou

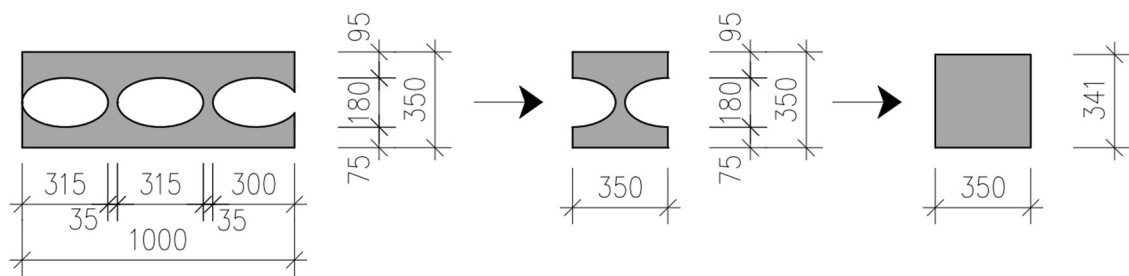
Snížením výšky desky se sníží moment setrvačnosti a účinná výška, což způsobí mnohem menší únosnost a větší průhyby.

5.1.3. Deska se stejným momentem setrvačnosti

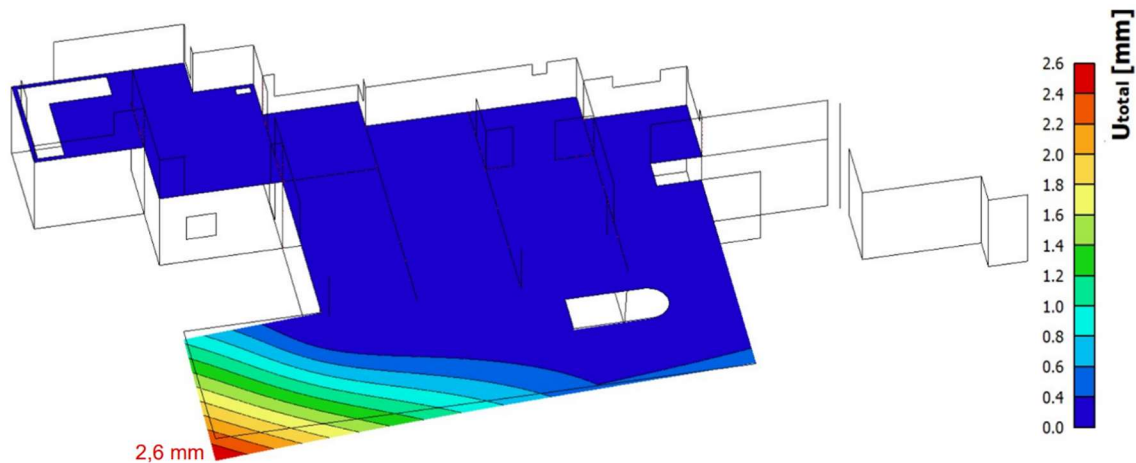
Vytvořením modelu plné desky se stejným modelem setrvačnosti, jako u desky vylehčené se dosáhne všech požadovaných vlastností, kromě vlastní tíhy. Vlastní tíha se upraví pomocí nadlehčujícího zatížení, které bude působit proti. Po výpočet momentu setrvačnosti jsem uvažovala, že vylehčující tvarovky jsou plynulé elipsy. Moment setrvačnosti byl spočítán programem AutoCad na zjednodušeném průřezu (obrázek 64) $I_y = 1\,153\,346\,684 \text{ mm}^4$.

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \Rightarrow h_t = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_y}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 1,15335 \cdot 10^9}{350}} = 341 \text{ mm}$$

Vlastní tíha konstrukce s výškou 341 mm vychází na $8,525 \text{ kN/m}^2$ z toho vyplývá, že nadlehčující zatížení bude $2,175 \text{ kN/m}^2$.



Obrázek 64: Zjednodušení průřezu vylehčené desky



Obrázek 65: Lineární průhyb modelu desky se stejným momentem setrvačnosti

Vykreslený lineární průhyb desky na obrázku 65 ukazuje maximální hodnotu 2,6 mm. Tento výsledek je optimálnější, než jaký by byl ve skutečnosti, protože vylehčující tvarovky nebudou všude. U podpor a v místech zábradlí a parapetu být nemůžou.

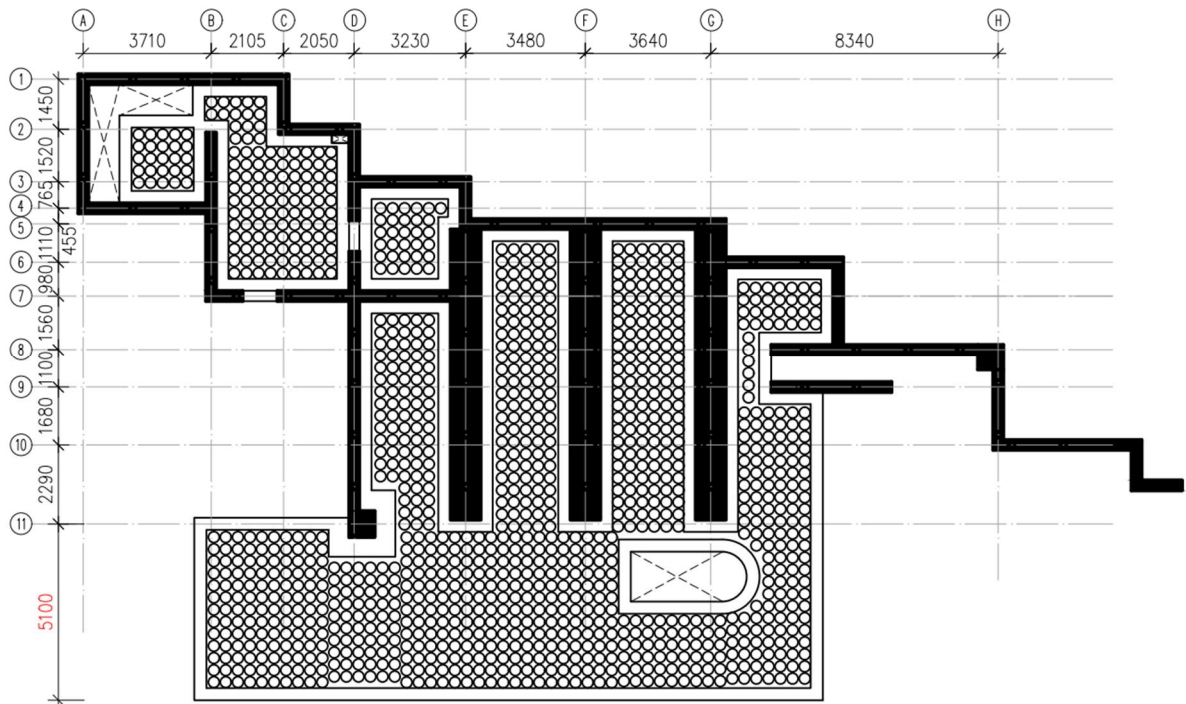
5.1.4. Využití podoblasti

V programu Scia je možné využít funkci podoblast pro vytvoření desky o různé tloušťce. Je možné tedy vymodelovat desku, která bude mít plnou tloušťku v oblasti podpor, tj. místa kde deska nebude vylehčená. A v poli bude plná deska se stejným momentem setrvačnosti, jako u desky vylehčené. Takto je možné vymodelovat desku, která se bude chovat nejpodobněji desce vylehčené.

Pro vytvoření podoblasti je třeba znát rozmístění bedniček. Schéma rozmístění je na obrázku 66, bedničky budou odsazené od steny a volného okraje 350 mm, v případě sloupu to je $2d = 565$ mm.

V programu Scia není možné namodelovat žebro na podoblast, takže tímto modelem se dále zabývat nebudu.

Vzhledem k tomu, že rozdíl mezi plnou deskou o náhradní výšce a deskou vylehčenou je pouze 9 mm, nebude v průhybu zas takový rozdíl, jako u předcházející varianty.



Obrázek 66: Schéma rozmístění vylehčujících tvarovek v desce 1.PP

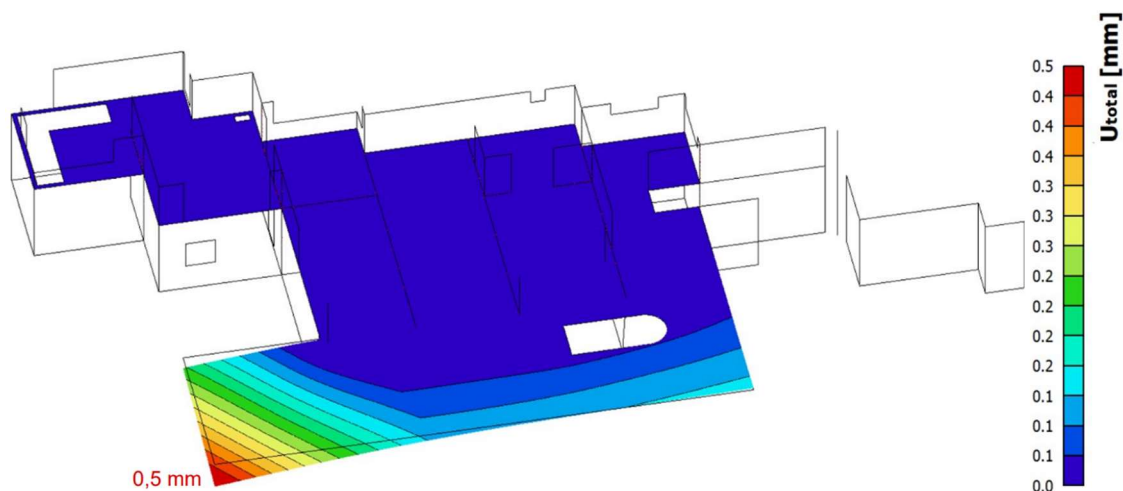
5.1.5. Snížení modulu pružnosti

Deska je plná tl. 350 mm, modul pružnosti betonu $E=30,25$ GPa. V programu Scia Engineer jsem si vytvořila nový materiál betonu, který má sníženou pevnost na 93 % z původního betonu C30/37 a upravený modul pružnosti E . Takto zadaná deska má stejnou ohybovou tuhost jako vylehčená monolitická deska.

Vzhledem k tomu, že deska plná tl. 350 mm má vlastní tíhu $8,75$ kN/m² a vylehčená deska $6,35$ kN/m², je třeba snížit hmotnost o $2,4$ kN/m². Nadlehčující zatížení je zadáno po celé desce, takže průhyby opět vycházejí menší.

$$EI = 32,8 \cdot 10^3 \cdot 1,15335 \cdot 10^9 = 3,783 \cdot 10^{13} \text{ N/mm}^2$$

$$E_{att} = \frac{EI}{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3} = \frac{3,783 \cdot 10^{13}}{\frac{1}{12} \cdot 350 \cdot 350^3} = 30,25 \text{ GPa}$$



Obrázek 67: Línání průhyb desky s alternativním modulem pružnosti

5.2. Porovnání aplikovaných variant vylehčení konstrukce

Na konkrétní desku bylo možné použít pouze tři varianty z pěti, tedy varianta s náhradní výškou desky, desky se stejným momentem setrvačnosti a snížení modulu pružnosti. Z toho druhá varianta náhradní tloušťky desky není vhodná z důvodů popsaných výše.

VARIANTY VYLEHČENÍ	$U_{tot,max}$ [mm]
Náhradní toušťka desky	11,5
Deska o stejném momentu setrvačnosti jako vylehčená	2,6
Snížený modul pružnosti desky	0,5

Tabulka 9: Porovnání lineárního průhybu možnosti vylehčení

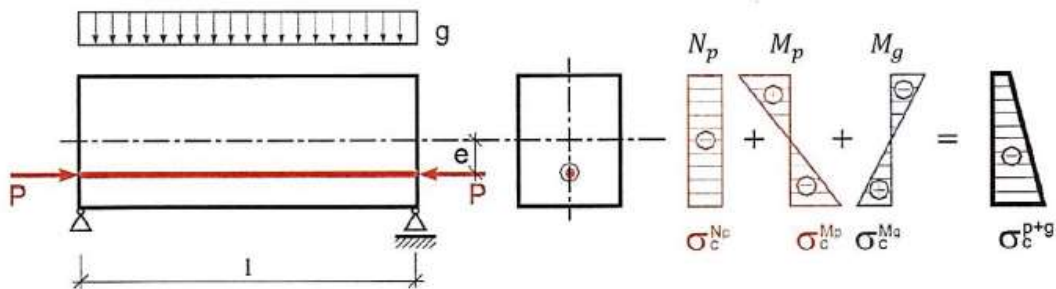
Lineární průhyby u varianty modelu se stejným momentem setrvačnosti jako u desky vylehčené a sníženým modulem pružnosti desky nevyšly dle předpokladu stejně, ale s 1,9 mm rozdílem. Rozdíl v průhybu byl nejspíše vyvolán od zaokrouhlení a rozdílné tuhosti obou variant modelů. Obě varianty návrhu vylehčené desky jsou jednoduché na modelování a úpravu ve Scie.

6. PŘEDPJATÉ KONSTRUKCE

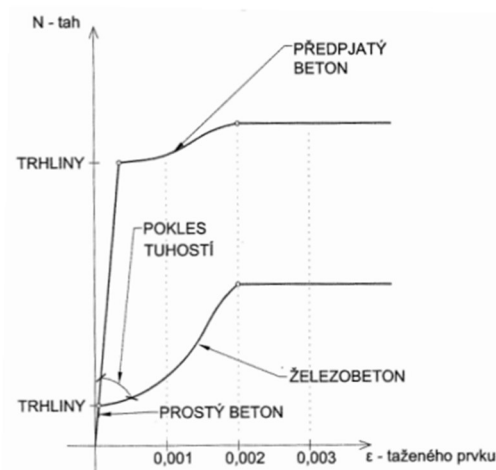
6.1. Podstata předpjatého betonu

Podstata železobetonových prvků spočívá v tom, že výztuž přenáší tahová zatížení a beton tlaková zatížení, která jsou výsledkem působení vnějšího zatížení.

Největší nedostatek betonových konstrukcí z prostého betonu nebo železobetonových konstrukcí je v nízké pevnosti betonu v tahu. Předpjatý beton se tento nedostatek vyrovnává vneseným tlakovým napětím. Při zatížení ohybem nebo tahem se nejdříve odčerpává tlakové napětí vnesené do prvku od předpětí. To má za následek menší trhliny a průhyb oproti klasickému železobetonovému prvku, při stejném zatížení i výztužení. Důsledkem menších trhlin si prvek mnohem déle zachovává svoji tuhost. Tužší prvek může být štíhlejší, což vede k úspoře materiálu nebo k zvětšení rozpětí při zachování stejného průřezu. Zvýšená tuhost prvku a menší trhliny vedou k houževnatějším prvkům s vyšší tažností. [3]



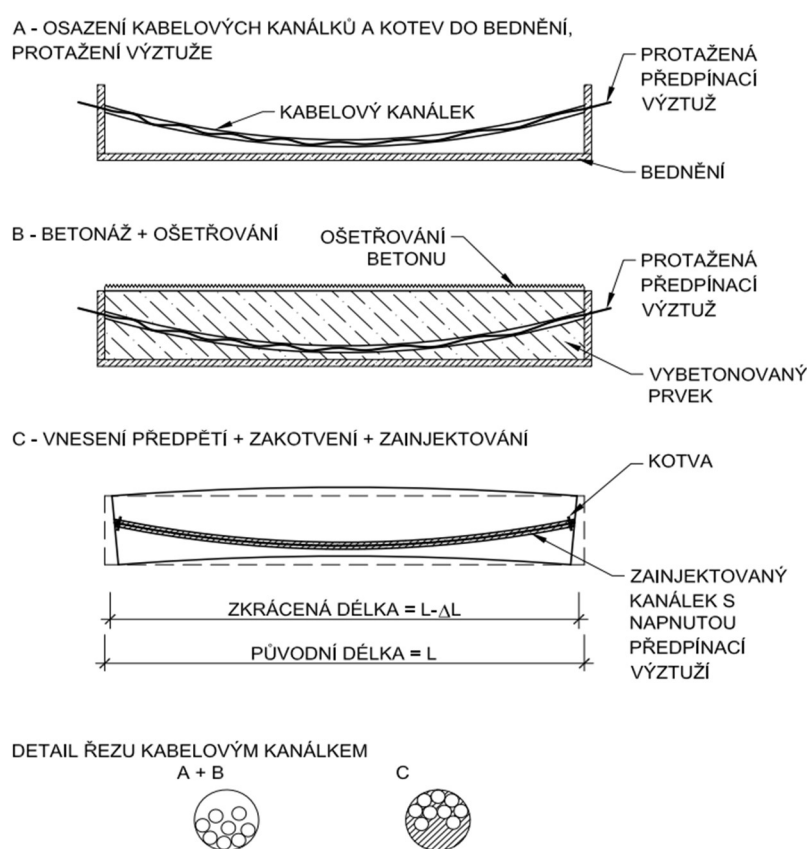
Obrázek 68: Rozložení napětí po mimostředně předpjatém průřezu [3]



Obrázek 69: Působení železobetonového a předpjatého betonu v tahu [4]

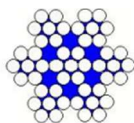
6.2. Dodatečné předpětí

U dodatečného předpínání konstrukce se před betonáží vloží do bednění nejprve betonářská výztuž, poté kanálky, kterými se protáhne předpínací výztuž, která bude zakotvena kotevními prvky. V případě jednoduchého vedení předpínací výztuže je možné výztuž protáhnout až po betonáži. Následně proběhne betonáž a ošetřování prvku. Po dosažení požadovaných vlastností se předpínací výztuž napne a tím do prvku vnese předpětí. Předepnuté kabelové kanálky se zainjektují cementovou maltou, která zajistí soudržnost předpínací výztuže s betonem. Princip dodatečného předpětí je popsán na obrázku 70.



Obrázek 70: Princip dodatečného předpětí [4]

Předpínací výztuž u dodatečného předpětí je z tzv. kabelů o 1 až 37 sdružených lanech. Výztuž je vedena v tzv. kabelových kanálcích.



Obrázek 71: Schéma předpínacího kabelu složeného z šesti lan

Kabelové kanálky mají průměr odpovídající počtu lan, která předpínací kabel obsahuje. Kabelové kanálky jsou z tenkostěnného plechu anebo plastové (PVC).

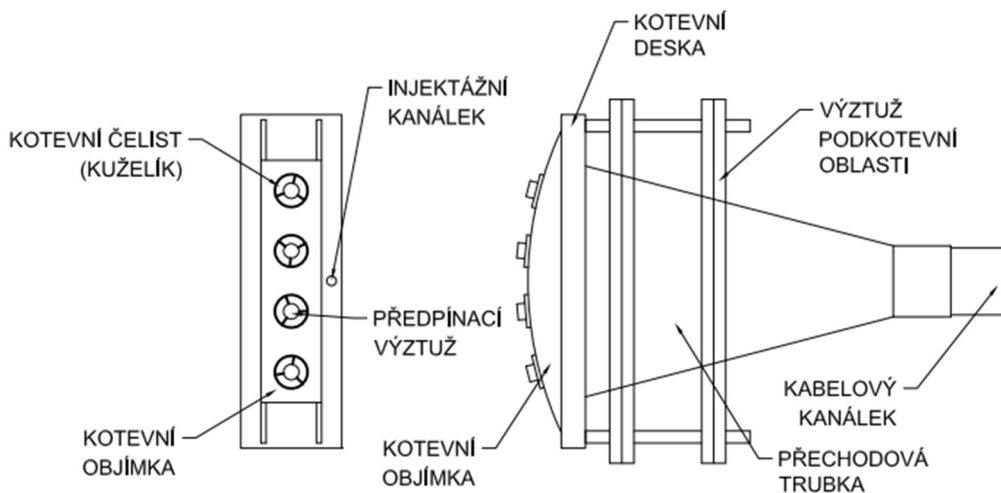
Kabelové kanálky z tenkostěnného plechu se lépe tvarují a jsou lehčí. Plastové kanálky mají silnější stěny, obtížněji se tvarují, ale poskytují výztuži ochranu proti korozi.

Kabelové kanálky podporuje betonářská výztuž.



Obrázek 72: Předpínací kanálky [3]

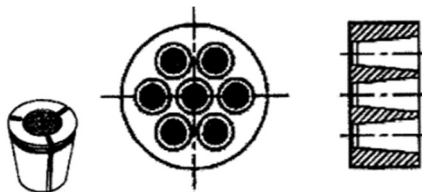
Předpínací síla se vnáší do konstrukce přes kotvy. Kotvy jsou vyrobené z vysokopevnostní oceli a mohou být tvořené ocelovou deskou, přes kterou se předpínací síla vnáší do konstrukce, popřípadě mohou mít výčnělky pro přenos tlakového napětí do betonu. Tvar kotev se liší dle jednotlivých předpínacích systémů. U předpínání stropních desek je vhodné soustředit předpětí do jedné vrstvy tak, aby byla maximálně využita malá statická výška konstrukce. Proto se navrhují ploché kanálky a ploché kabelové kotvy.



Obrázek 73: Schéma ploché kotvy [2]

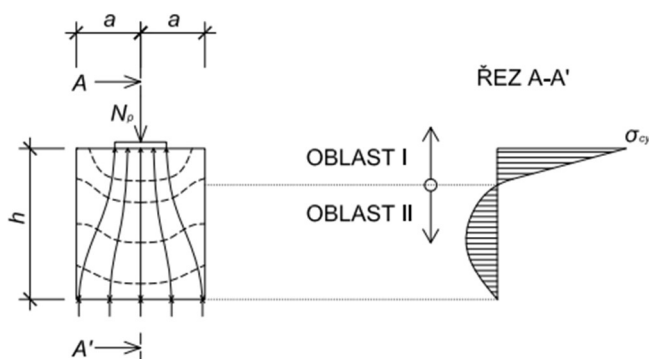
Do kotvy se předpínací síla vnáší z kotevní objímky, ve které jsou otvory, kterými je protažena předpínací výztuž. Na předpínací výztuž se nasadí kuželíky. Kuželíky jsou vyrobené z vysokopevnostní oceli, aby odolávaly vysokému tlaku od zatížení. Kuželíky mají kónický tvar odpovídající tvaru otvorů v kotevní objímce, uvnitř mají zazubený povrch pro lepší soudržnost s předpínacím lanem. Po dokončení

předpínání se kuželíky zatlačí do objímky. Po uvolnění napětí má předepnuté lano snahu se zkrátit a tím zakotví kuželíky do kotevní objímky. Tím se zvyšuje tlak kotevní objímky a svírání předpínací výztuže v kotvě. Výztuž je zakotvena v momentě, kdy už se dále nemůže posunout.



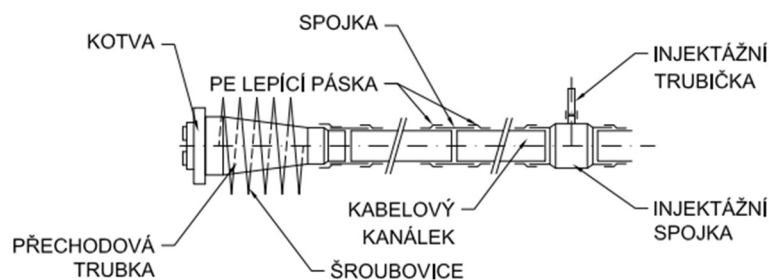
Obrázek 74: Dělený kotevní kuželík a objímka [1]

V místě kotvy je do betonu vneseno obrovské lokální napětí. Vlivem příčné roztažnosti materiálu vyvolá toto napětí významné příčné tahy, které mohou vést k porušení podkotevní oblasti. Proto je nutné tyto tahy zachytit. Roztržení betonu pod kotvou se zamezuje jeho ovinutí spirálou, případně mříží z betonářské výztuže. Toto opatření brání betonu v jeho příčném roztažení, uvádí ho do stavu trojosé napjatosti, ve kterém je jeho tlaková pevnost vlivem zabránění příčného roztažení řádově vyšší. Napjatost v podkotevní oblasti je popsána na obrázku 75, přímo pod kotevní deskou převládá tlak, dále směrem do betonu převládá příčný tah.



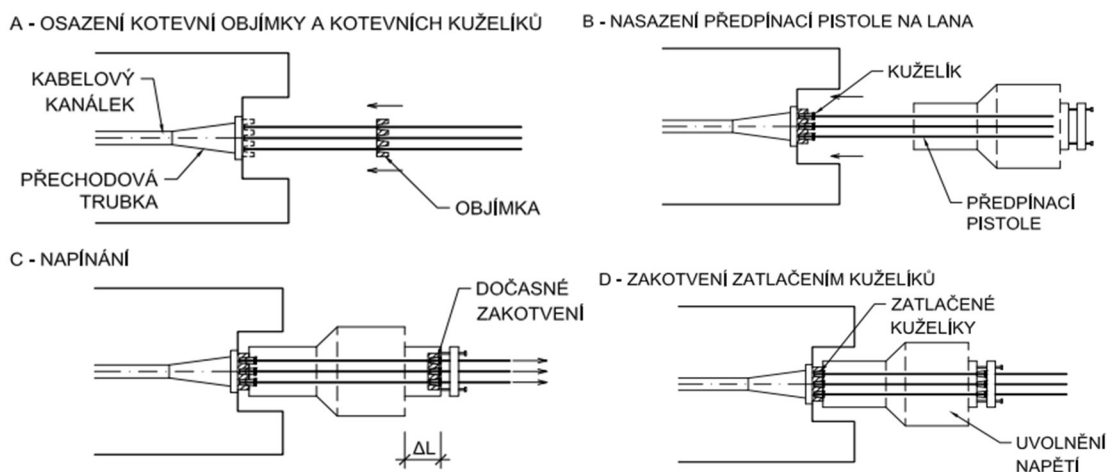
Obrázek 75: Napjatost v podkotevní oblasti [2]

V kotevní objímce jsou předpínací lana umístěna dále od sebe, než je tomu v kabelovém kanálku. Zmenšení vzájemné vzdálenosti lan probíhá v přechodové trubce, která plynule navazuje na těleso kotvy. Přechodová trubka je na kabelový kanálek napojena PE lepicí páskou. Stejným způsobem se při větších vzdálenostech spojuje kabelový kanálek.



Obrázek 76: Kotva a napojení kabelového kanálku [4]

Předpínací výztuž se napíná předpínacími pistolemi. Jedná se o hydraulická zařízení, která jsou schopna napnout všechnu předpínací výztuž na stejné napětí a následně ji ukotvit. Předpínací pistole se uvažují podle počtu napínaných lan na kotvě. Princip vnesení předpínací síly do betonu je uveden na obrázku 77. [4]



Obrázek 77: Princip vnesení předpínací síly do betonu [4]

6.3. Výhody a nevýhody předpjatých konstrukcí

Největší výhodou předpjatých konstrukcí je větší nosnost a pevnost. Použitím předpínací výztuže aktivně měníme průběh napětí v průřezu prvku, zabraňujeme tedy vzniku tahových napětí v betonu. K tahovému porušení betonu je potřeba mnohem větší zatížení, konstrukční prvky déle využívají celý svůj průřez, v betonu je nižší pravděpodobnost vzniku trhlin a snížení tuhosti konstrukce. Použitím předpětí je možné zeštíhlit či snížit průřezy prvků při zachování stejné únosnosti, dochází tak k velké úspoře materiálu, snížení zatížení vlastní vahou a optickému „odlehčení“ konstrukce. Tím se konstrukce stává ekonomičtější a ekologičtější. Nevýhody jsou ztráty předpětí v průběhu času a chybně provedenou technologií. S tím se pojí i složitější montážní technologie než u železobetonu. Složitější je i návrh samotné předpjeté konstrukce.

6.4. Možnosti vedení předpínací výztuže

V této bakalářské práci jsem se nevěnovala konkrétnímu návrhu předpětí a jeho výpočtu. Ale pouze možnostem vedení předpínací výztuže pro řešené desky.

6.4.1. Vedení předpínací výztuže v nosnících

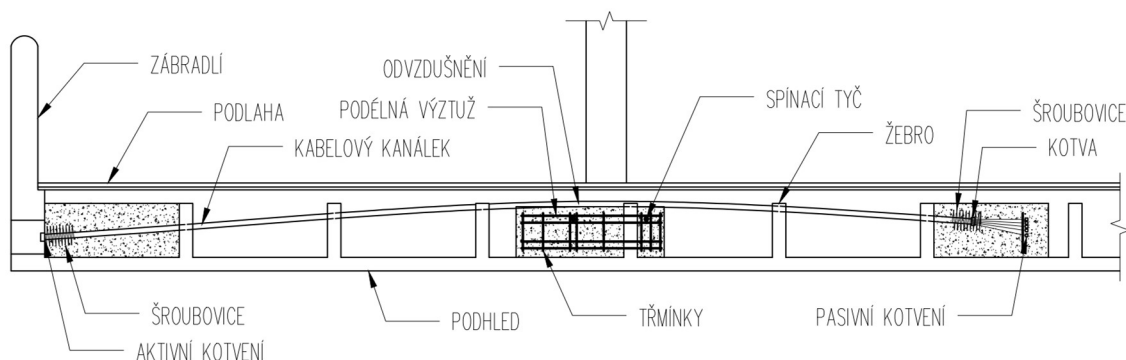
Obě desky jsou ve vyložených částech ztuženy nosníkem, takže se nabízí možnost vedení předpínací výztuže v nosnících. Vedení předpínací výztuže v nosnících by bylo možné jen za podmínky, že by nosníky byly masivní a nehrozilo by tak usmýknutí od desky.

6.4.2. Vedení předpínací výztuže v desce

Vedením předpínací výztuže v desce v místech vykonzolované části desky. Tímto řešením se u desky zvýší celková tuhost a omezí se vznik trhlin. Vedení výztuže v desce je výhodné u desky 1.NP, kde je zapotřebí ztuhit i architektonické prvky, u kterých vychází průhyb mimo požadované hodnoty.

Jak už bylo zmíněné v kapitole 2.2. Poruchy a rekonstrukce vily, vila prošla celkovou rekonstrukcí obou vyložených desek, kdy desky byly dodatečně předepnuty. Schéma skutečného provedení dodatečného předpětí vily je zobrazeno na obrázku číslo 80. Z obrázku je patrné, že deska byla původně navržena jako žebrová. Při rekonstrukci byla žebra provrtána a protáhla se jimi předpínací výztuž.

Schéma skutečného provedení dodatečného předpětí desky vily Fallingwater



Obrázek 80: Schéma dodatečného předpětí vily

Dalším řešením je kombinace vedení předpínací výztuže v desce i v nosníku.

7. ZÁVĚR

Hlavním cílem bakalářské práce bylo řešení vyložených desek vily Fallingwater, konkrétně desek nad 1.PP a 1.NP.

Vila Fallingwater mě zaujala svým vzhledem a harmonickým splynutím s přírodou. V bakalářské práci je popsána její hlavní nosná konstrukce a opravy, které v průběhu let nastaly. Vzhledem k tomu, že největší poruchy byly způsobeny nadměrnými průhyby desek, rozhodla jsem se zaměřit na řešení tohoto problému.

Konstrukce velkého vyložení jsou stále součástí velkého množství architektonických návrhů, a proto jsem se v rámci práce snažila navrhnout i varianty opatření, které by mohly pomoci předejít problémům s nadměrnými průhyby. Pro návrh desek bylo vytvořeno několik modelů v programu Scia Engineer, které byly upravovány a vyhodnoceny. Modely byly upravované na základě zlepšení tuhosti konstrukce a zmírnění průhybů desek v oblasti vykonzolování s ohledem na architektonické řešení a dispozici objektu. Nejoptimálnější varianty modelu z hlediska průhybu pro desku 1.PP a 1.NP byly vyztuženy a posouzeny v programu Scia Engineer. Podrobný návrh ukázal, že není možné navrhnout desky plného průřezu pouze ze železobetonu bez většího zásahu do architektury a dispozice.

Ve své bakalářské práci jsem narazila i na problematiku vylehčených desek. Jsou podrobně popsány jejich vlastnosti, výhody i nevýhody. Na desce 1.PP byly představeny a zhodnoceny varianty modelování vylehčené desky v programu Scia Engineer. Zároveň byl navrhnout konkrétní vylehčující prvek, pro získání potřebných parametrů a vlastností vylehčené desky

Vzhledem k dosavadnímu bakalářskému studiu jsem většinu opatření řešila s použitím běžného železobetonu a možnost předpínání stropních desek je zmíněna jen informativně v závěru práce.

V neposlední řadě měla práce i osobní přínos z hlediska získání nových znalostí v dané problematice. Z uvedených konstrukčních variant jsem získala zkušenosti týkající se vlivu jednotlivých prvků na desku. Celkově dokážu lépe zhodnotit výhody a nevýhody různých konstrukčních řešení a jejich důsledky. Velkým přínosem pro mě byl návrh vylehčené monolitické desky. S navrhováním této konstrukce jsem se v předchozím studiu ještě nesetkala. První problém byl

absence výpočetního modelu, který by zcela odpovídal skutečnosti. S touto problematikou jsem se dokázala popasovat v podobě vytvoření několika modelů, které jsem se snažila upravit tak, aby měly podobné vlastnosti vylehčené desky. Prohloubila jsem své znalosti týkající se předpjatých konstrukcí.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

Normy

[1] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: ČNÍ, 2004

[2] ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.

Publikace

[3] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2004 ISBN 80-214-2649-7

[4] FOGLAR, Marek a kolektiv. *Betonové konstrukce 3, Navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. Frantová, Michaela, Jiříček, Pavel, České vysoké učení technické v Praze

[8] PROCHÁZKA, J., ŠMEJKAL, J. 2021. *Betonové stropní a schodišťové kostrukce*. ČVUT. Praha. 240 s. ISBN 978-80-01-06323-1

Webové zdroje

[5] Fallingwater – Frank Lloyd Wright – *Tour the house today ...* [online] [cit. 01. 05. 2023] Dostupné z: <https://fallingwater.org/>

[6] Wikipedia, The Free Encyclopedia, 2023 [online], Wikipedia contributors. [cit. 25. 03. 2023]. Dostupné z: <https://en.wikipedia.org/wiki/Fallingwater>

[7] COBIAX | INTERNATIONAL. *A DEEP-DIVE INTO COBIAX – Technology and execution in detail*. <https://www.cobix.com> [online] [cit. 15. 04. 2023]. Dostupné z: <https://www.cobix.com/intl/en/downloads/>

[8] DALIFORM. *U-Boot beton, technické informace*. www.daliform.com [online] [cit. 31. 03. 2023]. Dostupné z: <https://www.daliform.com/en/disposable-formwork-for-two-way-lightened-voided-slabs/>

[9] *Great Buildings* [online]. [cit. 01. 05. 2023] Dostupné z: <http://www.artificeimages.com/buildings/Fallingwater.html>

[10] SCIA. Příručky. www.scia.net [online] [cit. 02. 05. 2023] Dostupné z:
<https://www.scia.net/cs/support/downloads>

POUŽITÉ SOFTWARE

Výpočetní program MKP:	SCIA Engineer 21.1
Výpočetní program:	Cobiax CQL
MS Office:	Word Excel
Program CAD:	AutoCAD 2023

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1: Fotografie vily Fallingwater [6]	9
Obrázek 2: Fotografie vily Fallingwater během rekonstrukce [9]	11
Obrázek 3: Konstrukční schéma 1.PP.....	12
Obrázek 4: Konstrukční schéma 1.NP	12
Obrázek 5: Konstrukční řez	13
Obrázek 6: Schéma ostatního stálého zatížení 1.PP.....	16
Obrázek 7: Schéma užitečného zatížení 1.PP.....	16
Obrázek 8: Schéma ostatního stálého zatížení 1.NP	17
Obrázek 9: Schéma užitečného zatížení 1.NP.....	17
Obrázek 10: Schéma první varianty výpočtového modelu 1.PP	21
Obrázek 11: Schéma druhé varianty výpočtového modelu 1.PP	21
Obrázek 12: Lineární průhyb první varianty výpočtového modelu 1.PP – 300 mm.	22
Obrázek 13: Lineární průhyb druhé varianty výpočtového modelu 1.PP – 300 mm	22
Obrázek 14: Lineární průhyb první varianty výpočtového modelu 1.PP – 350 mm.	23
Obrázek 15: Lineární průhyb druhé varianty výpočtového modelu 1.PP – 350 mm	23
Obrázek 16: Schéma sníženého zábradlí.....	24
Obrázek 17: Schématický řez sníženého zábradlí.....	24
Obrázek 18: Lineární průhyb upravené desky 1.PP.....	24
Obrázek 19–23: Návrhové momenty 1.PP	25
Obrázek 24–27: Navržená výztuž desky 1.PP	27
Obrázek 28: Normově závislý průhyb 1.PP	28
Obrázek 29: Schéma první varianty výpočtového modelu 1.NP	29
Obrázek 30: Schéma druhé varianty výpočtového modelu 1.NP.....	29
Obrázek 31: Vetknutí zábradlí do skály [6].....	29
Obrázek 32: Schéma třetí varianty výpočtového modelu 1.NP	30
Obrázek 33 a 34: Fotografie architektonických prvků 1.NP [6].....	30
Obrázek 35: Lineární průhyb první varianty výpočtového modelu 1.NP – 300 mm	31
Obrázek 36: Lineární průhyb druhé varianty výpočtového modelu 1.NP – 300 mm	31
Obrázek 37: Lineární průhyb třetí varianty výpočtového modelu 1.NP – 300 mm ..	31
Obrázek 38: Lineární průhyb první varianty výpočtového modelu 1.NP – 350 mm	32
Obrázek 39: Lineární průhyb druhé varianty výpočtového modelu 1.NP – 350 mm	32
Obrázek 40: Lineární průhyb třetí varianty výpočtového modelu 1.NP – 350 mm ..	32
Obrázek 41: Schéma uvažovaného průvzlaku	34
Obrázek 42: Lineární průhyb desky 300 mm s průvzlakem.....	35

Obrázek 43: Lineární průhyb desky 350 mm s průvlakem.....	35
Obrázek 44: Lineární průhyb desky 300 mm se zvýšeným zábradlím.....	36
Obrázek 45: Lineární průhyb desky 350 mm se zvýšeným zábradlím.....	36
Obrázek 46–49: Návrhové momenty 1.NP.....	37
Obrázek 50–53: Navržená výztuž desky 1.NP.....	39
Obrázek 54: Šířka trhlin (MSP) 1.NP.....	40
Obrázek 55: Normově závislý průhyb 1.PP.....	40
Obrázek 56: Rozmístěná ocelových sloupků.....	42
Obrázek 57: Omezení nadvýšení a průhybů [8].....	42
Obrázek 58 a 59: Systém vylehčení monolitické desky U-Boot, Cobiax [8], [7].....	43
Obrázek 60: Řez vylehčenou deskou Cobiax SL-M-180-200.....	44
Obrázek 61: Úprava prutového prvku průřezu I (zdroj Scia Engineer 21).....	45
Obrázek 62: Příkaz křížení (zdroj Scia Engineer 21).....	45
Obrázek 63: Lineární průhyb modelu s náhradní výškou.....	46
Obrázek 64: Zjednodušení průřezu vylehčené desky.....	47
Obrázek 65: Lineární průhyb modelu desky se stejným momentem setrvačnosti.....	47
Obrázek 66: Schéma rozmístění vylehčujících tvarovek v desce 1.PP.....	48
Obrázek 67: Línání průhyb desky s alternativním modulem pružnosti.....	49
Obrázek 68: Rozložení napětí po mimostředně předpjatém průřezu [3].....	50
Obrázek 69: Působení železobetonového a předpjatého betonu v tahu [4].....	50
Obrázek 70: Princip dodatečného předpětí [4].....	51
Obrázek 71: Schéma předpínacího kabelu složeného z šesti lan.....	51
Obrázek 72: Předpínací kanálky [3].....	52
Obrázek 73: Schéma ploché kotvy [2].....	52
Obrázek 74: Dělený kotevní kuželík a objímka [1].....	53
Obrázek 75: Napjatost v podkotevní oblasti [2].....	53
Obrázek 76: Kotva a napojení kabelového kanálku [4].....	54
Obrázek 77: Princip vnesení předpínací síly do betonu [4].....	54
Obrázek 80: Schéma dodatečného předpětí vily.....	55

SEZNAM TABULEK

Tabulka 1: Vliv tloušťky desky na lineární průhyb desky – 1.PP	19
Tabulka 2: Vliv tloušťky desky na lineární průhyb desky – 1.NP	20
Tabulka 3: Návrh výztuže desky 1.PP	26
Tabulka 4: Posouzení Normově závislého průhybu 1.PP	28
Tabulka 5: Návrh výztuže desky 1.NP	38
Tabulka 6: Posouzení Normově závislého průhybu 1.NP	40
Tabulka 7: Souhrn maximálních průhybů pro deku 1.PP	41
Tabulka 8: Souhrn maximálních průhybů pro deku 1.NP	41
Tabulka 9: Porovnání lineárního průhybu možnosti vylehčení	49

SEZNAM PŘÍLOH

Příloha 1: Návrh ohybové výztuže stropní desky 1.PP	4xA4
Příloha 2: Posouzení šířky trhlin (MSP) desky 1.PP	6xA4
Příloha 3: Normově závislý průhyb desky 1.PP	13xA4
Příloha 4: Návrh ohybové výztuže stropní desky 1.NP	4xA4
Příloha 5: Posouzení šířky trhlin (MSP) desky 1.NP	5xA4
Příloha 6: Normově závislý průhyb desky 1.NP	13xA4
Příloha 7: Cobiax CQL report	3xA4
Příloha 8: HOW TO COBIAX SL+EL	4xA4