

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**Fakulta stavební**

**Katedra betonových a zděných konstrukcí**



**Bakalářská práce**

**Konstrukční řešení schodiště administrativní budovy**

Vypracoval:

Martin Bárta

Vedoucí bakalářské práce:

Ing. Josef Novák Ph.D.

květen 2019



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE


Příjmení: <u>Bárta</u>	Jméno: <u>Martin</u>	Osobní číslo: <u>457624</u>
Zadávající katedra: <u>Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Konstrukční řešení schodiště administrativní budovy</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Structural Design of Staircase of Office Building</u>	
Pokyny pro vypracování: Pro zadaný objekt administrativní budovy bude proveden návrh konstrukčního systému a předběžný návrh základních nosných prvků. Podrobnější dokumentace bude obsahovat variantní řešení vnitřního schodiště s ohledem na zadané požadavky.	
Seznam doporučené literatury:	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>Ing. Josef Novák, Ph.D.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>20.2.2019</u>	Termín odevzdání bakalářské práce: <u>26.5.2019</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příštího 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“.*

<u>21.2.2019</u> Datum převzetí zadání	 Podpis studenta(ky)
---	--

## **Prohlášení:**

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci vypracoval samostatně pod vedením Ing. Josefa Nováka Ph.D a že jsem veškeré použité zdroje uvedl v seznamu použité literatury na konci této práce.

Dále prohlašuji, že souhlasím se zveřejněním této práce.

## **Poděkování**

Tímto bych chtěl poděkovat panu Ing. Josefu Novákovi Ph.D za konzultace, cenné rady a připomínky a trpělivost při vedení mé práce. Dále děkuji své rodině a přátelům, kteří mi jsou po celou dobu studia velkou oporou. V neposlední řadě děkuji svému zaměstnavateli, který mi v průběhu zpracování práce vždy vycházel vstříc a umožnil mi využívat některé z výpočetních programů.

## **Abstrakt**

Předmětem bakalářské práce je konstrukční návrh administrativní budovy a podrobná analýza vnitřního schodiště.

Teoretická část shrnuje základní poznatky týkající se obecně schodišť. Kromě vysvětlení pojmů a zatřídění schodišť jsou podrobněji popsány schodiště železobetonová desková včetně vysvětlení konkrétních metod výpočtů.

V praktické části práce je proveden předběžný návrh základních konstrukčních prvků a popsáno stavebně technické řešení navrhovaného objektu. Dále je proveden návrh schodiště dle předpokládaných architektonických požadavků a jeho podrobná analýza. Výpočty vnitřních sil jsou stanoveny užitím výpočetního programu SCIA Engineer. Následně jsou navrženy alternativní možnosti provedení daného schodiště. Součástí práce je výkres tvaru typického podlaží, výkres výztuže schodiště a technická zpráva statické části objektu.

## **Klíčová slova**

Administrativní budova, konstrukční návrh, posouzení, železobeton, monolitická konstrukce, schodiště

## **Abstract**

The subject of bachelor thesis is structural design of office building and detailed analysis of interior staircase.

The theoretical part summarizes basic information concerning staircases in general. Apart of explanation of terms and division of different types of staircase there are concrete monolithic staircases described in detail with explanation of computational methods included.

The practical part includes preliminary structural design of basic load-bearing structure elements and structure design. Consequently, there is the interior staircase designed in accordance with supposed architectural demands and this staircase is analysed in detail. Final elements software SCIA Engineer is used for calculation of internal forces. Moreover, there are designed two structural alternatives of interior staircase. Another part of bachelor work is layout drawing, reinforcement scheme of designed staircase and technical report.

## **Keywords**

Office building, structural design, assessment, reinforced concrete, monolithic structure, staircase

# Obsah

Úvod .....	10
Teoretická část .....	11
1    Obecná specifika schodiště .....	11
1.1    Termíny a definice .....	11
1.2    Rozdělení schodišť .....	13
2    Technické požadavky na návrh schodiště .....	14
3    Volba konstrukčního řešení schodiště .....	20
4    Schodiště desková železobetonová .....	21
4.1    Jednoramenné deskové schodiště .....	24
4.2    Dvouramenné deskové schodiště s podestami .....	27
4.2.1    Jednosměrně pnuté schodiště .....	27
4.2.2    Dvousměrně pnuté schodiště .....	28
4.2.3    Lomené deskové schodiště .....	30
Praktická část .....	32
5    Cíle praktické části .....	32
6    Popis objektu .....	32
6.1    Konstrukční řešení .....	32
6.1.1    Odlišnosti od referenční budovy .....	33
6.2    Stavebně technické řešení .....	34
7    Předběžný statický výpočet .....	35
7.1    Schéma a popis konstrukce .....	35
7.1.1    Konstrukční schémata .....	35
7.1.2    Použité materiály .....	37
7.2    Přehled zatížení .....	37
7.2.1    Stálé zatížení .....	37
7.2.1.1    Nosné konstrukce .....	37
7.2.1.2    Podlahy .....	38
7.2.1.3    Střešní plášť .....	38
7.2.1.4    Schodišťové stupně .....	39

7.2.2	Proměnné zatížení.....	39
7.2.2.1	Užitné zatížení .....	39
7.2.2.2	Zatížení sněhem .....	39
7.2.2.3	Přemístitelné příčky.....	40
7.3	Předběžný návrh dílčích prvků .....	40
7.3.1	Stropní deska .....	40
7.3.2	Typický ŽB sloup .....	41
7.3.3	Ověření únosnosti desky na protlačení.....	42
7.3.3.1	Stanovení krycí vrstvy betonu .....	42
7.3.3.2	Ověření únosnosti v protlačení bez smykové výztuže .....	43
7.3.3.3	Návrh výztuže na protlačení.....	44
8	Podrobná studie konstrukčního řešení schodiště .....	46
8.1	Navržené schodiště .....	46
8.1.1	Architektonické a konstrukční řešení schodiště.....	46
8.1.1.1	Návrh geometrie schodiště .....	47
8.1.2	Realizované typově podobné schodiště.....	48
8.1.3	Volba výpočetního modelu .....	49
8.1.4	Studie výsledků.....	53
8.1.4.1	Zatížení .....	53
8.1.4.2	Očekávané statické působení schodiště.....	54
8.1.4.3	Analýza vnitřních sil.....	54
8.1.4.4	Návrh nosné výztuže .....	57
8.1.4.5	Posouzení únosnosti.....	58
8.1.4.6	Ověření vzniku trhlin .....	60
8.1.5	Výhody a nevýhody navrženého řešení .....	63
8.2	Alternativní řešení .....	63
8.2.1	Architektonické a konstrukční řešení schodiště.....	63
8.2.2	Volba výpočetního modelu .....	64
8.2.3	Studie výsledků.....	64
8.2.3.1	Analýza vnitřních sil.....	64

8.2.3.2	Návrh nosné výztuže .....	66
8.2.3.3	Posouzení únosnosti.....	68
8.2.4	Výhody a nevýhody .....	70
8.3	Další možnosti konstrukčního řešení .....	70
8.3.1	Architektonické a konstrukční řešení .....	70
8.3.2	Typově obdobné realizované schodiště .....	71
	Závěr.....	73
	Bibliografie .....	75
	Seznam obrázků .....	77
	Seznam příloh.....	78



## Úvod

Bakalářská práce se zabývá konstrukčním návrhem administrativní budovy a podrobnou studií řešení vnitřního schodiště, které tvoří dominantní prvek objektu. Práce je rozdělena do dvou ucelených částí – teoretické a praktické. Teoretická část obsahuje souhrn základních poznatků týkajících se schodišť s důrazem na konstrukční řešení schodišť železobetonových. Jedná se zejména o technické požadavky na schodiště včetně vysvětlení základních pojmů a popsání různých typů schodišť, volbu konstrukčního řešení a dále jednotlivé typy deskových schodišť s ohledem na jejich řešení a statické působení. Popsány jsou také konkrétní metody, které lze při řešení schodišť pro výpočet využívat.

Praktická část se věnuje konstrukčnímu návrhu administrativní budovy. Zpracován je předběžný návrh základních konstrukčních prvků stejně jako návrh stavebně technického řešení. Součástí praktické části je rovněž podrobná studie schodiště zadaného objektu, které je z hlediska konstrukčního řešení velmi unikátní. Jedná se o standardní dvouramenné schodiště s mezipodestou, které spočívá pouze na přilehlé stropní konstrukci tak, že se v okolí podesty nevyskytuje žádná podpůrná nosná konstrukce. Takové schodiště lze přirovnat k prostorové konzole s komplexním způsobem chování. Právě unikátnost schodiště byla hlavním motivem výběru tématu bakalářské práce.

Podrobná studie navrženého schodiště zahrnuje podrobný statický výpočet včetně návrhu výztuže a analýzy vnitřních sil. Vnitřní síly byly získány z numerické simulace modelu schodiště metodou konečných prvků v programu SCIA Enginner. Pro analýzu schodiště bylo vytvořeno několik výpočetních modelů a provedeno jejich porovnání. Dále jsou navrženy konstrukční alternativy, které splňují předpokládané architektonicko-stavební požadavky. Výstupem bakalářské práce jsou výkresy tvaru a výztuže a technická zpráva statické části návrhu budovy.

# Teoretická část

## 1 Obecná specifika schodiště

Schodiště patří ke konstrukčním prvkům, na které se vztahují nejrůznější požadavky. Jedná se zejména o bezpečnost při pohybu osob po schodišti a zároveň také určitý pocit pohodlí. Právě z těchto požadavků vychází všechny normy a pravidla, která se při návrhu uplatňují. Jelikož se jedná o komunikaci, musí také co možná nejnadhěji a logicky spojovat všechny horizontální komunikace v budově, ze kterých by měl být zajištěn snadný přístup. Navržené schodiště musí být v první řadě únosné, což platí také pro případ požáru, ale také hospodárný, stejně jako zbytek objektu. Pouze v případech, kdy architekt klade na schodiště důraz jako na dominantu budovy, může být hospodárnost schodiště odsunuta na pozadí. I v běžných případech by ale schodiště mělo splňovat také určité estetické požadavky a se zbytkem budovy působit harmonicky. [1]

### 1.1 Termíny a definice

V celé práci se budou vyskytovat odborné termíny týkající se zejména schodišť. Proto budou v této kapitole všechny důležité termíny vysvětleny a definovány a to na základě normy ČSN 73 4130 Schodiště a šikmé rampy – Základní ustanovení. [2] Obdobné a v některých případech mírně odlišné definice lze nalézt v normě ČSN ISO 6007-1, která uvádí obecné termíny pro pozemní a inženýrské stavby. Definice, které se v normě nevyskytují, ale přesto jsou důležité pro další část práce, vycházejí z publikace Pavla Drábka Schodiště. [3]

#### **Schodiště**

*Schodiště je stupňovitá stavební konstrukce určená k překonávání rozdílu výškových úrovní chůzí. Jedná se o nejběžnější vertikální konstrukci, která nechybí v žádném vícepodlažním objektu. Schodiště sestává ze schodišťových ramen a podest.*

#### **Schodišťové rameno**

Schodišťové rameno je konstrukce, která spojuje jednotlivé výškové úrovně v objektu a skládá se z jednotlivých stupňů. Rameno musí obsahovat alespoň tři stupně, aby se za schodišťové rameno dalo považovat. Největší povolený počet stupňů v jednom rameni je 16, výjimkou jsou schodiště pomocná a schodiště v rodinných a mezonetových bytech, kde může být stupňů až 18.

#### **Stupeň**

Stupeň je základním stavebním prvkem všech schodišť a slouží k překonávání odlišných výškových úrovní lidskou chůzí. Jeho rozměr je odvozen z délky průměrného lidského kroku.

## **Podesta**

Podesta je vodorovná konstrukce spojující jednotlivá ramena schodiště. Dále umožňuje spojení schodiště s dalšími přístupnými prostory a může sloužit i k odpočinku, čímž přispívá k bezpečí osob při pohybu na schodišti. Rozlišujeme následující typy podest:

- Podesta hlavní (podlažní) – nachází se v úrovni podlaží
- Podesta vedlejší (mezipodesta) – spojuje jednotlivá schodišťová ramena a leží mimo výškovou úroveň podlaží

## **Schodnice**

*Schodnice je šikmý nosník, podporující schodišťové rameno nebo schodišťové stupně.*

## **Stupnice**

V normě označovaná stupnice se jindy nazývá také jako nástupnice a jde o vodorovnou část schodišťového stupně, na kterou člověk při výstupu nebo sestupu šlape.

## **Podstupnice**

*Podstupnice je přední, přibližně svislá plocha schodišťového stupně.*

## **Výstupní čára**

Výstupní čára je myšlená čára spojující přední hrany schodišťových stupňů v teoretické ose výstupu. Vede od nástupního stupně až po stupeň výstupní.

## **Schodišťové zrcadlo**

Jako zrcadlo se označuje prostor mezi jednotlivými rameny. Půdorysně tak vzniká určitá mezera.

## **Sklon schodišťového ramene**

Sklon je vyjádřen úhlem mezi výstupní čarou a vodorovnou rovinou. Jedná se o důležitý ukazatel, na kterém v konečném důsledku závisí pohodlnost výstupu a sestupu daného schodiště.

## **Podchodná výška**

*Podchodná výška schodišťového ramene se měří jako svislá vzdálenost mezi hranou schodišťového stupně na výstupní čáře a konstrukcí (podhledem) nad touto hranou.*

## **Průchodná výška**

*Průchodná výška se měří jako kolmá vzdálenost mezi výstupní čarou a konstrukcí (podhledem) nad výstupní čarou.*

## 1.2 Rozdělení schodišť

Schodiště lze rozdělovat podle mnoha různých kritérií. Protože se rozdělení v různých publikacích mírně liší, uvedeny jsou pouze ty nejdůležitější.

### Podle umístění:

- vnitřní – umístěno uvnitř budovy, kde je chráněno proti vnějším (klimatickým) vlivům
- vnější – umístěno mimo budovu, vystaveno povětrnostním vlivům

### Podle použití:

- hlavní – slouží jako hlavní vertikální spojení jednotlivých podlaží v daném objektu
- vedlejší – navrženo pouze pro občasné využívání, například z bezpečnostních nebo provozních důvodů
- vyrovnávací – spojuje různé výškové úrovně jednoho podlaží, případně podlaží s okolním terénem

### Podle půdorysného tvaru schodišťového ramene:

- přímé – výstupní čára je přímá, celé rameno je sestaveno z rovných stupňů
- zakřivené – výstupní čára je zakřivená, stupně mají proměnnou šířku nástupnice
- smíšené – kombinace přímého a zakřiveného ramene

### Podle počtu ramen:

- jednoramenné – jedno rameno spojuje dvě podlaží
- dvouramenné – dvě ramena propojena mezipodlažní podestou spojují dvě podlaží
- víceramenné – více ramen určených pro překonání výšky jednoho podlaží

### Podle smyslu výstupu:

- přímé – výstup je přímý
- pravotočivé – při výstupu se zatáčí doprava
- levotočivé – při výstupu se zatáčí doleva

### Podle materiálu:

- železobetonová
- ocelová
- dřevěná
- kamenná

### Podle konstrukčního uspořádání:

- desková – ramena jsou tvořena stupňovitými deskami, které jsou buďto nesené podestovými nosníky nebo společně s podestou tvoří zalomenou desku (právě tato varianta je v dnešní době nejpoužívanější)
- vřetenová – schodišťové stupně jsou oboustranně podepřena svislou stěnou nebo jinou podpůrnou konstrukcí, dále se dělí na točitá a s příkými rameny
- schodnicová – schodnice podepírá ramena a je vetknuta do podestových nosníků, další dělení závisí na počtu schodnic podírajících jedno schodišťové rameno
- pilířová – pilíře podepírají schodnice, případně podestové nosníky
- zavěšená – celé rameno, případně jednotlivé stupně, jsou zavěšeny na táhlech upevněných obvykle ve stropní konstrukci
- konzolová – jednotlivé stupně jsou vykonzolovány z jedné strany (obvykle z nosné stěny)
- visutá – jednotlivé stupně jsou vetknuty do stěny, působení je však jiné než u konzolového schodiště, v dnešní době se visutá schodiště už nenavrhují
- kombinovaná – jedná se o kombinaci více výše zmíněných variant konstrukčního uspořádání

### Podle sklonu:

- rampové – sklon 10- 20°, výška stupně 85-130 mm
- mírné - sklon 20-25°, výška stupně 130-150 mm
- běžné - sklon 25-35°, výška stupně 150-180 mm
- strmé - sklon 35-45°, výška stupně 180-210 mm
- žebříkové - sklon 45-58°, výška stupně 210-240 mm [4]

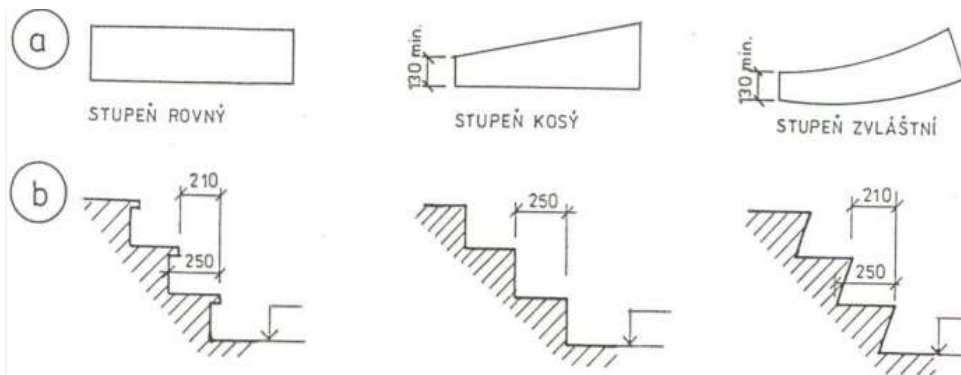
## 2 Technické požadavky na návrh schodiště

Existuje mnoho pravidel, na které je třeba při návrhu každého schodiště brát ohled. Ty nejdůležitější jsou uvedeny v normě ČSN 73 4130 [2], která se zabývá návrhem schodišť a šikmých ramp s funkcí komunikace pro pěší. Týká se zejména těch případů, kdy je schodiště trvalou součástí staveb. *Při změnách staveb tato norma platí pouze tehdy, je-li schodiště nebo šikmá rampa předmětem změny.* [2] Většina zásad pro návrh se týká rozměrů schodiště a obecně je lze rozdělit na požadavky týkající se schodišťového ramene, schodišťového stupně, podesty a zábradlí. Norma rovněž uvádí požadavky na žebříkové schodiště a šikmé rampy, které však přesahují rámec práce a nejsou proto podrobně rozebrány.

Vztahy pro určení základních rozměrů schodišťového stupně a celého schodiště vychází z průměrné délky lidského kroku. Výšku schodišťového stupně  $h$ , měřenou jako výškový (svislý) rozdíl nástupnic dvou po sobě následujících stupňů, a šířku schodišťového stupně  $b$ , která určuje *vodorovnou vzdálenost půdorysných průmětů předních hran dvou po sobě následujících stupňů na výstupní čáře*, lze stanovit z Lehmannova vzorce, který určuje vzájemný poměr výšky a šířky schodišťového stupně. [2]

$$2h + b = 630$$

Pouze v odůvodněných případech je možné tuto hodnotu snížit až na 600 mm, ale nesmí dojít k překročení nejvyššího dovoleného sklonu schodišťového ramene. Navržené rozměry schodišťového stupně musí být stejné po celé délce schodišťového ramene. Pokud se jedná o dvouramenné nebo víceramenné schodiště, měly by jednotlivé stupně všech ramen mít stejnou výšku. Výjimku tvoří stupně jalové a výstupní, u kterých nemusí být dodržena jednotná šířka jako u zbylých stupňů v daném rameni. U kosých stupňů musí být i v jejich nejužším místě zachována minimální šířka 130 mm (viz Obr.1). Minimální povolená šířka stupně je 210 mm, nástupnice však musí dosahovat alespoň šířky 250 mm. U bezbariérových staveb musí šířka stupně dosahovat alespoň hodnoty 310 mm, výška nesmí překročit 160 mm.



Obrázek 1 Typy schodišťových stupňů a zobrazení limitních rozměrů

Počet stupňů v jednom rameni je omezen na 16, respektive 18 v případě schodišť v rodinných domech nebo uvnitř bytů. V případě, že je potřeba k překonání výškového rozdílu více stupňů, musí se jednotlivá ramena oddělit podestou. Nástupnice musí být vždy vodorovná, sklon v podélném i příčném směru je tak vyloučen. Přední hrana nástupnice by měla být určitým způsobem upravena tak, aby zajišťovala pohodlí a nedocházelo snadno k jejímu mechanickému poškození nebo opotřebení. Nejčastěji je provedeno zkosení nebo zaoblení této hrany. Dalším významným aspektem nástupnice je její povrchová úprava, která musí zajistit dostatečnou bezpečnost proti uklouznutí. Toho je dosaženo aplikací materiálů s předepsanými koeficienty tření. Zvýšená pozornost se musí věnovat především okraji stupně, kde hrozí největší riziko uklouznutí. Nástupnice může být buďto rovná nebo kosá, kde se mění šířka stupně v půdorysném tvaru, případně zaoblená.

Povrchová úprava podstupnice by měla být upravena jinak než nástupnice, aby bylo možné bezchybně rozeznat jednotlivé stupně. Může být také lehce zasunuta pod přední hranu nástupnice, čímž se tento efekt ještě zvýrazní. Na rozdíl od nástupnic, podstupnice není bezpodmínečnou součástí každého schodiště. Chybět může především v případech žebříkových schodišť.

Průchodná šířka podest nesmí být v žádném případě menší, než je průchodná šířka napojených schodišťových ramen a také do ní nesmí zasahovat žádná další zařízení. Naopak podle doporučení normy ČSN 73 4130 (kapitola III, 37) by měla být jejich šířka nejméně o 100 – 200 mm zvětšena. U

vložené podesty, tedy mezipodlažní podesty, kde nedochází ke změně směru, nazývané také jako odpočívadlo, je nutné dodržet délku v násobcích 630 mm zvětšenou o šířku stupně přiléhajícího ramene. Pokud se na podestě vyskytují dveře, které se otevírají do prostoru podesty, nesmí v takovém případě dojít k omezení průchodné šířky v jakékoliv poloze dveří. U dveří, které se otevírají mimo prostor schodiště, musí být vzdálenost od vnitřní hrany zárubně k hraně prvního stupně alespoň 300 mm. Směr otevírání dveří obvykle vychází z požadavků na požární bezpečnost, kdy se dveře musí otevírat ve směru úniku. To však neplatí pro vstupní dveře do bytů v bytovém domě. Povrch podest musí být stejně jako povrch jednotlivých stupňů vodorovný, u vnějších schodišť ale může být použito podélného sklonu až 7% ve směru sestupu, případně zde může být podesta nahrazena šikmou rampou. Dále musí být povrch podest proveden z materiálu stejných mechanických vlastností jako povrch jednotlivých stupňů. Zároveň by však měly být tyto povrchy opticky odlišeny, aby bylo poznat, kde rameno začíná a končí.

*Průchozí šířka schodišťového ramene se měří jako vodorovná vzdálenost mezi:*

- a) Ohraničujícími konstrukcemi (např. stěnami), pokud mezera mezi schodišťovým ramenem a konstrukcí není větší než 50 mm*
- b) Ohraničující konstrukcí a myšlenou svislou rovinou vedenou vnějším okrajem ramene, pokud mezera mezi schodišťovým ramenem a konstrukcí není větší než 50 mm*
- c) Dvěma myšlenými svislými rovinami vedenými vnějším okrajem ramene. [2]*

Hodnota průchozí šířky závisí na využití schodiště a požární bezpečnosti, tedy jestli je schodiště zároveň také úniková cesta. Měla by také vycházet z násobků šířky 600 mm, což je průměrná šířka potřebná pro průchod jednoho dospělého člověka. Minimální hodnoty průchozí šířky pak dosahují 900 mm u rodinných domů, 1100 mm u bytových staveb a 1500 mm u bezbariérových staveb.

*Nejmenší dovolená podchodná výška  $h_1$  se určí v závislosti na sklonu schodišťového ramene podle vzorce:*

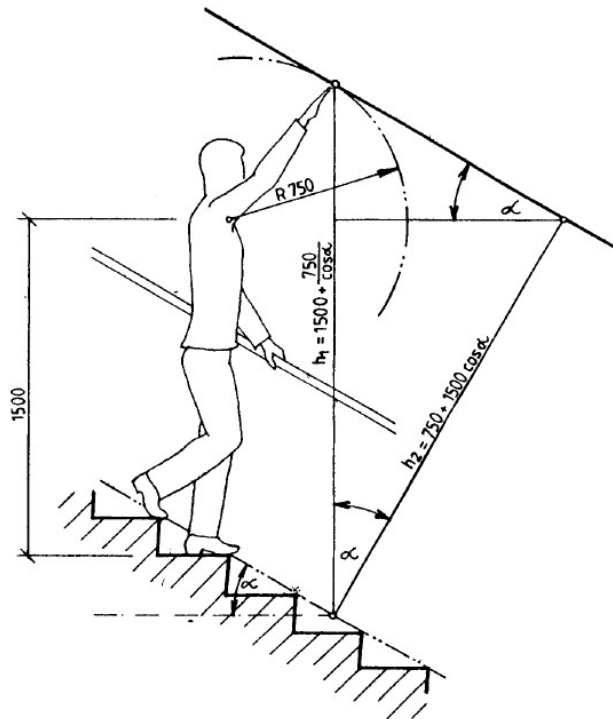
$$h_1 = 1500 + \frac{750}{\cos \alpha}$$

*kde  $\alpha$  je sklon schodišťového ramene. [2]*

Nejmenší podchodná výška může být v případě rodinných domů, mezonetových bytů a pomocných schodišť snížena maximálně na 2100 mm.

Průchodnou výšku spočteme podle následujícího vztahu:

$$h_2 = 1500 + 750 * \cos \alpha$$



Obrázek 2 Podchodná a průchodná výška [2]

Minimální povolená hodnota je 1900 mm. Jedinou výjimku tvoří schodiště do podkrovní, ale i v tomto případě je hodnota 1900 mm doporučena. V případě výrobních a provozních budov závisí nejmenší průchodná výška také na účelu daného schodiště a očekávaných rozměrech předmětů, které budou po tomto schodišti přepravovány. Nejmenší hodnoty podchodní a průchodní výšky nesmí být sníženy žádnými dalšími předměty ani konstrukcemi či zařízeními.

Další požadavky kladené na návrh schodiště se týkají zejména osvětlení a akustiky. Právě akustické požadavky jsou v dnešní době velmi zásadním kritériem a to přesto, že v minulosti se jednalo o velmi opomíjenou vlastnost.

Svoji podstatou jsou právě schodiště zásadním zdrojem šíření tzv. kročejového hluku. Zatímco běžný hluk se šíří vzduchem, ten kročejový se šíří konstrukcemi v závislosti na řešení akustických mostů. Zjednodušeně lze princip jeho šíření popsat jako vibrace (zvukové vlny), které se do konstrukce dostanou kontaktem jiných předmětů či osob s danou konstrukcí a šíří se do dalších napojených částí konstrukce. V případě schodiště je tento problém při pohybu člověka obzvláště znatelný, neboť dochází k většímu přenosu energie a schodiště spojuje více podlaží, čímž přibývá konstrukcí, kam se hluk může snadno přenést. Problematika šíření kročejového hluku nesmí zůstat opomenuta, jinak by žádný projektant nemohl docílit optimálního návrhu objektu, ve kterém se člověk bude cítit po všech stránkách v pohodě a příjemně.

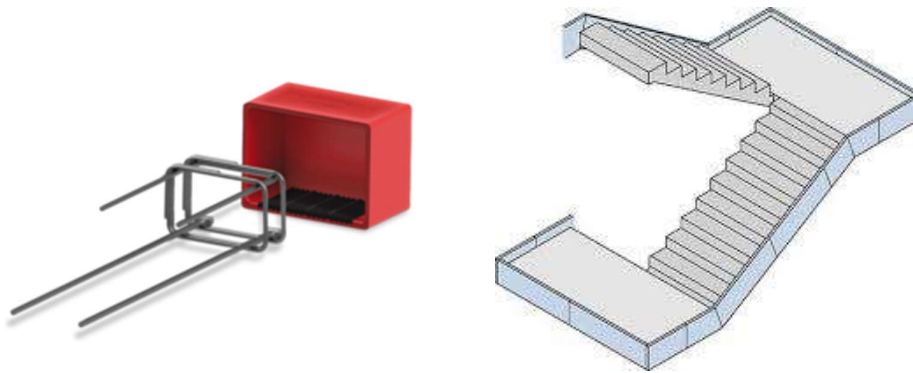


Princip řešení spočívá v přerušení akustických mostů, což se dá v zásadě provést dvěma způsoby. Buďto musí být omezeny pevné styky jednotlivých konstrukcí (zejména schodiště s ostatními konstrukcemi jako jsou dělící stěny) tak, jak jen je to za zachování statické únosnosti nutné, nebo musí být tyto konstrukce vzájemně spojeny pružně, dle možností statického řešení například pomocí pryžových ložisek nebo použitím speciálních produktů zaměřených na omezení šíření kročejového hluku. V dnešní době nabízí výrobci více takových výrobků, které se liší principem fungování a také svým uplatněním. Hlavní kritérium při rozhodování, který z výrobků bude pro daný případ nejvhodnější, je způsob technologického provedení železobetonové konstrukce (monolitické nebo prefabrikované řešení) a místo, kam můžeme izolaci umístit (například mezi rameno a podestu nebo do uložení podesty).

Jednou z možných variant jsou zvukově izolační boxy. Ty slouží pro lokální uložení podesty do nosné stěny pomocí speciálního ložiska v pryžovém boxu, do kterých se následně zasune připravená konzola prefabrikované podesty. Podobné zvukově izolační prvky se vyrábí také pro monolitické řešení schodiště, princip fungování je pak obdobný jako u prefabrikovaného. Zatímco u prefabrikovaného schodiště lze bez problému zamezit styku ramene s nosnou stěnou například ponecháním malé mezery, u monolitických schodišť je žádoucí využít i zde podélnou izolaci, například ve formě spárové desky. Spárové desky jsou vyrobeny z pěnového materiálu a lze je kombinovat také se všemi dalšími prvky, stejně jako spárové izolační pásy. Pro spojení ramene a podesty se využívají prvky HALFEN HTT nebo HTF, či Schöck Tronsole® typ F a typ T (viz obrázek 4). Při výběru vhodného produktu je zapotřebí zohlednit i jeho únosnost, která musí být větší než předpokládané zatížení. Kromě toho se u jednotlivých výrobků liší hodnoty zlepšení kročejové neprůzvučnosti. Alternativně je možné odizolovat jednotlivé stupně jejich povrchovou úpravou, toto řešení však není vždy žádoucí.



*Obrázek 3 Typický prvek vkládaný mezi podestu a rameno schodiště monolitického (vlevo) a prefabrikovaného (vpravo) [5]*



Obrázek 4 Typický prvek určený pro uložení podesty (vlevo) a izolační spárová deska jako obložení schodiště [6]

V neposlední řadě musí být při návrhu schodiště splněny také požadavky na zábradlí, které je zásadním prvkem zajišťující bezpečnost při pohybu na schodišti. Kromě toho se jedná o výrazný prvek, na kterém závisí celkové působení vzhledu schodiště a pomáhá spoluvytvářet charakter celého schodišťového prostoru. Pravidla a požadavky, kde a jakým způsobem je nutné zábradlí umístit, lze nalézt v ČSN 74 3305 Ochranná zábradlí. Alespoň na jedné straně schodiště se musí vždy vyskytovat madlo, pokud je průchodná šířka schodiště více než 1650 mm a také u všech bezbariérových schodišť. Pokud dosahuje rameno šířky přesahující 2650 mm, mělo by být šířkově rozděleno mezilehlým zábradlím. Důležitým kritériem návrhu zábradlí je jeho výška, která je závislá na hloubce volného prostoru vedle schodiště, případně zrcadla, pokud jeho šířka přesahuje 200 mm. Minimální hodnoty se pohybují od 900 do 1200 mm.

Další kritérium, které má vliv na návrh schodiště a pocit bezpečí při pohybu po schodišti je jeho osvětlení. Proto je z fyziologických důvodů vhodné, aby se jednotlivé stupně vzájemně odlišovaly kontrastem jasů. Problém vzniká často jako důsledek toho, že schodiště spojuje různé prostory, které se vyznačují také odlišnými světelnými poměry. Tato místa pak mohou působit buďto jako přesvětlená a oslňují chodce, nebo naopak příliš tmavá. Schodiště může být osvětleno více způsoby, a to světlem denním, umělým, případně jejich kombinací. Pokud je to možné, mělo by být upřednostňováno osvětlení denní. I v takovém případě ale musí být zohledněny situace, které mohou nastat. Zejména je nutné zabránit oslňení, což ovlivňuje kromě velikosti oken také koeficient odrazu vnitřních povrchů. Často ale není možné spoléhat na denní osvětlení a musí být navrženo osvětlení umělé. V tomto případě je zapotřebí věnovat zvýšenou pozornost nejen potřebné intenzitě světla, ale zejména jeho poloze. Ta musí být volena takovým způsobem, aby nedocházelo k oslňení chodce a byly zajištěny již výše zmíněné kontrasty mezi jednotlivými schodišťovými stupni. Přesto, že osvětlení je často navrhováno uprostřed stropu v podestě či mezipodestě, nejedná se o nejhodnější návrh, protože v takovém případě nejsou správně splněny základní podmínky. Výhodnější alternativou je umístit osvětlení na strop podesty nad posledním stupněm výstupního ramene v jeho ose. V každém případě je ale žádoucí, aby byl chodec předem upozorněn, bude-li výškové rozdíly překonávat.

Jelikož schodiště plní velmi často funkci únikové cesty, nesmí být při návrhu schodiště opomenuta také požární bezpečnost. Obzvláště u vyšších budov je schodiště často jedinou možnou únikovou cestou. Základní rozdělení únikových cest je na chráněné a nechráněné. Ve většině případů je schodiště navrženo jako chráněná úniková cesta. Tak se označuje úniková cesta, která směřuje k východu na volné prostranství a zároveň je od ostatních požárních úseků oddělena požárními dělícími konstrukcemi. Chráněné únikové cesty se dále dělí na 3 typy: A,B,C. Liší se od sebe zejména tím, jak dlouho je v takové únikové cestě zajištěn bezpečný pobyt a určení závisí na výšce objektu. Pro každý typ jsou pak předepsány konkrétní požadavky, které musí takové schodiště splňovat. Předepsány jsou především typy a způsoby, jak se zajišťuje větrání přirozené či umělé.

### 3 Volba konstrukčního řešení schodiště

Výše zmíněné požadavky na návrh schodiště shrnují zejména předpoklady, které musí být splněny s ohledem na stavebně technické řešení schodiště. Tyto požadavky musí vyhovovat danému účelu schodiště a zajišťují kromě bezpečnosti také to, že užívání schodiště bude pohodlné a chodce nebude pokud možno vůbec ničím omezovat. Schodiště musí dále vhodně plnit svůj účel v kontextu celého objektu. Následující kapitola je věnována konstrukčnímu řešení schodiště, které je nedílnou součástí celého návrhu.

Prvním kritériem ze statického hlediska je určení konstrukčního provedení schodiště, které je zásadní pro všechny další výpočty a celkové působení schodiště. Návrh konstrukčního řešení schodiště však musí být prováděn již v součinnosti s řešením stavebně technických požadavků. Pouze tak může být zajištěn správný návrh schodiště již od počátku jeho řešení. Prvním aspektem, který konstrukční provedení ovlivňuje, je konstrukční systém daného objektu a umístění schodiště. S tím je úzce spjata materiálové řešení nosných konstrukcí. V dnešní době se u rozsáhlejších objektů běžně používá železobetonové schodiště, které je umístěné do železobetonového jádra. Ve srovnání s případem, kdy jsou nosné stěny navrženy jako zděné, je toto řešení výhodnější zejména z důvodu lepší návaznosti a také celkově větší tuhosti schodišťového prostoru. Zásadním rozdílem nicméně zůstává to, jestli je železobetonová nosná konstrukce i schodiště provedeno jako monolitické, prefabrikované, případně kombinací obou zmíněných možností provedení.

Právě návrh prefabrikovaného schodiště v monoliticky provedeném objektu je v dnešní době velmi častým a oblíbeným řešením. Nespornou výhodou je technologické urychlení stavebního procesu na staveništi, protože v tomto případě odpadá náročná práce s bedněním a vyztužováním schodiště. Kromě toho se v takovém případě nemusí čekat na tuhnutí betonu, prefabrikované schodiště je únosné ihned po osazení do konečné polohy. Na druhou stranu vznikají u prefabrikovaného schodiště vyšší náklady na dopravu a logistiku zahrnující především umístění schodiště do konečné polohy na staveništi. Jednotlivé prefabrikované dílce schodiště mohou dosahovat podle konkrétního provedení hmotnosti až několik tun. Manipulace s takovými dílci se proto neobejde bez použití jeřábu.

Uložení prefabrikovaných schodišť musí být obvykle uvažováno jako kloubové. V běžných případech je takové provedení dostačující a jeho výhodou je snadné provedení kročejové izolace. Nutná je v tomto

případě přítomnost nosných stěn, kam bývá mezipodesta, případně samotné zalomené rameno, uložené. Přítomnost nosných stěn má rovněž další výhody. Nosné stěny ohraničující prostor schodiště splňují obvykle bez nutnosti dalších opatření akustické požadavky na dělicí konstrukce, což se uplatní zejména v případě bytových domů mezi jednotlivými byty a společnými prostory, požární požadavky a obzvláště v případě skeletových konstrukčních systémů plní také nepostradatelnou funkci ztužujícího jádra.

Další kritéria souvisí s konkrétním konstrukčním provedením železobetonové konstrukce. Konstrukční řešení schodiště se liší například u budovy s lokálně podepřenými stropními deskami nebo ve skeletu s železobetonovými rámy. Zásadní rozdíl, který z toho pro návrh schodiště vyplývá, je ve způsobu podepření schodišťových ramen a podest. Nejčastějším řešením jsou v dnešní době tvarově snadná dvouramenná schodiště se dvěma přímými rameny. Tento typ schodiště zabírá relativně malou půdorysnou plochu a je proto jednoduché jeho výhodné začlenění do budovy.

Zrcadla obvykle dosahují šířky 5-30 cm, případně je možné do jejich prostoru umístit výtahovou šachtu. U prefabrikovaných schodišť se zrcadlo a prostor mezi ramenem a stěnou může hodit jako manipulační prostor potřebný při umísťování prefabrikovaných dílců. Pokud to prostorové poměry dovolí, je možné provést schodiště také jako jednoramenné, což se uplatňuje spíše v bytových domech. Naopak víceramenná schodiště nejsou tak častá, protože mají zvýšené náklady a vyžadují složitější konstrukční řešení. Na druhou stranu však poskytují ideální prostor pro umístění výtahové šachty [7].

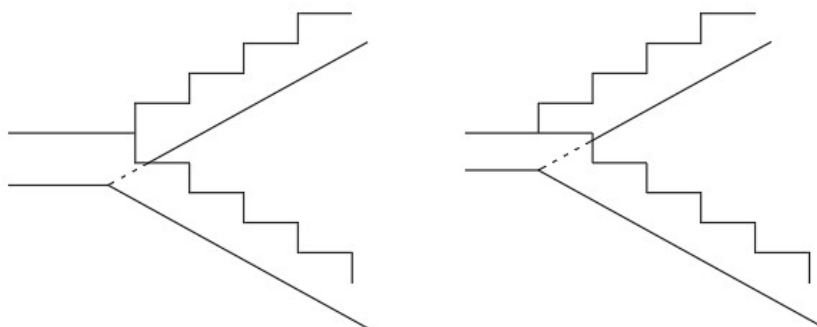
Problémem, který nastává ve skeletových konstrukčních systémech, je uložení mezipodesty. Ideálním řešením je situace, kdy je schodišťový prostor zároveň ztužujícím jádrem a mezipodesta se tak bez dalších komplikací uloží do nosné stěny. Přesto může nastat situace, kdy takové řešení není z určitých důvodů možné. Potom je třeba přistoupit k jednomu z následujících opatření. Často se tento problém vyřeší vložením podpůrné stěny, která vyplňuje pouze polovinu konstrukční výšky podlaží, kde tvoří podporu pro desku mezipodesty. V monolitickém provedení je výhodou, že taková stěna společně s deskou mezipodesty tvoří tuhý rám ve tvaru písmene „U“. Další variantou by byl obdoboň rám, kde ale nosná stěna vyplňuje pouze horní polovinu podlaží. Taková konstrukce by byla plně osově tažená, což je u železobetonových konstrukcí velmi nevýhodné a pouze v omezené míře aplikovatelné. Alternativním řešením je vložení mezipatrového průvlaku, ten však omezuje dispozici v přilehlých prostorech.

## 4 Schodiště desková železobetonová

V této kapitole je kladen důraz na desková železobetonová schodiště, jelikož právě v jejich návrhu spočívá praktická část bakalářské práce.

Základní charakteristikou železobetonových deskových schodišť je to, že jednotlivé stupně jsou podepřeny právě deskou. Nosná výztuž je kladena rovnoběžně s výstupní čarou a hlavní nosná výztuž je nejčastěji uložena při spodním povrchu, kde vznikají největší momentová namáhání. Výhodou deskových schodišť je jejich vysoká únosnost, kterou lze relativně snadno dále zvyšovat. Zvýšená

pozornost se však musí klást na provedení spoje ramene a podesty. Správné geometrické provedení je takové, kdy schodišťová ramena navazují na podestu v jedné průsečnici. Hrany stupňů pak mohou být buďto v jedné rovině, nebo posunuty půdorysně o šířku jednoho stupně. Žádná jiná varianta není přípustná. Obě varianty jsou zobrazeny na následujícím obrázku.



*Obrázek 5 Řešení detailu styku ramen a podesty: hrany stupňů v jedné rovině (vlevo) a hrany posunuty o šířku jednoho stupně (vpravo)*

Další výhodou deskových schodišť z provozního hlediska je to, že zde odpadá potřeba dalších nosníků či schodnic, které by jinak omezovaly podchozí i průchozí výšku. Důsledkem jsou mimo jiné zlepšené světelné podmínky schodišťového prostoru u deskových schodišť ve srovnání s jinými typy schodišť.

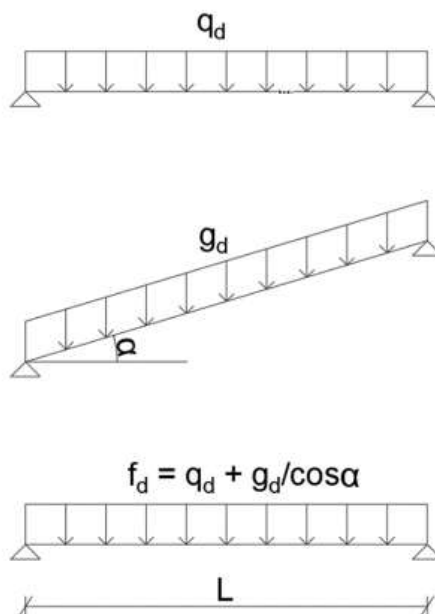
Nosné desky mohou být provedeny v různých tvarech a konstrukčních řešeních, ze kterých následně vyplývají také rozdílné způsoby podepření. Jako základní varianta může být označeno schodišťové rameno, které je na obou koncích kloubově uloženo na podestovém nosníku. Výhodou tohoto řešení je malý rozpon schodišťové desky, v důsledku čehož lze dosáhnout menších tloušťek desky. Dále může být deska provedena jako jednou zalomená, kdy je deska uložena do podestového nosníku na jedné straně a do nosné stěny na straně druhé. Řešením, které vyžaduje největší světlý rozpon je deska dvakrát zalomená, která kromě podepírání jednotlivých stupňů plní zároveň funkci obou podest a na svých koncích je pak uložena, případně vetknuta, do svislé nosné stěny ohraničující prostor schodiště.

Výrazně méně častou variantou je deska konzolovitě vyložená. Ve srovnání s předchozími variantami se jedná o méně efektivní a hospodárné řešení, avšak v určitých případech si ho architektonické požadavky žádají.

Pro návrh deskových schodišť je typické zjednodušování statického systému. Celá konstrukce schodiště se obvykle rozdělí na jednotlivé konstrukční prvky, které jsou následně řešeny jednotlivě. Nejčastěji využívaný je statický systém prostého nosníku, na který mohou být převedeny také ramena jednou nebo dvakrát zalomená. Nicméně následné vyztužení konstrukce musí odpovídat spojitosti jednotlivých prvků, které byly pro výpočet uvažovány samostatně.

U šikmých desek je potřeba převést zatížení působící kolmo na desku na zatížení udávané na 1 m<sup>2</sup> půdorysné plochy, respektive pro zjednodušený výpočet následně na běžný metr. Důležitým faktem,

který tyto zmíněné postupy umožňuje, je to, že ohybový moment na šikmé desce (působící kolmo na desku) bude ve výsledku stejný, jako ohybový moment působící na rovnou desku stejného půdorysného rozpětí. Toto je vysvětleno za pomoci následujících obrázků a přiložených rovnic.

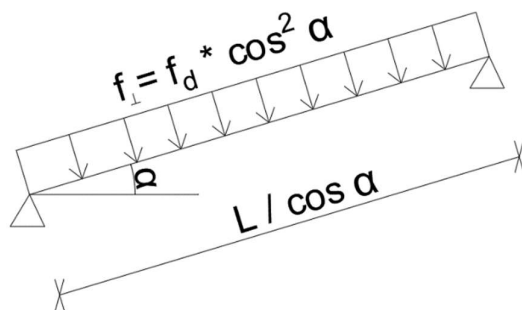


Obrázek 6 Schéma zatížení schodišťového ramene

Na obrázku číslo 6 jsou zobrazena typická zatížení, která působí na schodišťové desky. Zatímco proměnné zatížení je udáváno na půdorysnou jednotku plochy (respektive délky v 2D zjednodušeném modelu), vlastní tíha schodiště působí na šikmou plochu desky. Proto musí být s pomocí goniometrických funkcí přepočítána, aby mohla být uvažována stejně jako zatížení proměnné. V takovém případě se maximální ohybový moment, vyskytující se uprostřed rozpětí pole, vypočte dle následující rovnice:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} * f_d * L^2 = \frac{1}{8} * (q_d + g_d / \cos \alpha) * L^2$$

Bude-li počítán ohybový moment ze zatížení působícího na šikmou desku, tedy bez zjednodušení, kdy se deska uvažuje jako prostý nosník vodorovně umístěný, musí být uvažováno zatížení přepočtené kolmo na šikmou desku následujícím způsobem (viz obrázek 7).



Obrázek 7 Zatížení působící na šikmou desku

Maximální ohybový moment pak bude vypočítán podle následujícího vztahu:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} * f_{\perp} * \left(\frac{L}{\cos \alpha}\right)^2 = \frac{1}{8} * (f_d * \cos^2 \alpha) * \left(\frac{L}{\cos \alpha}\right)^2$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} * \left(q_d + \frac{g_d}{\cos \alpha}\right) * \cos^2 \alpha * \left(\frac{L}{\cos \alpha}\right)^2 = \frac{1}{8} * \left(q_d + \frac{g_d}{\cos \alpha}\right) * L^2$$

Z dvou předchozích rovnic tak jasně vyplývá, že maximální ohybový moment vzniklý na desce může být spočítán oběma popsány postupy a výsledek bude stejný. [8]

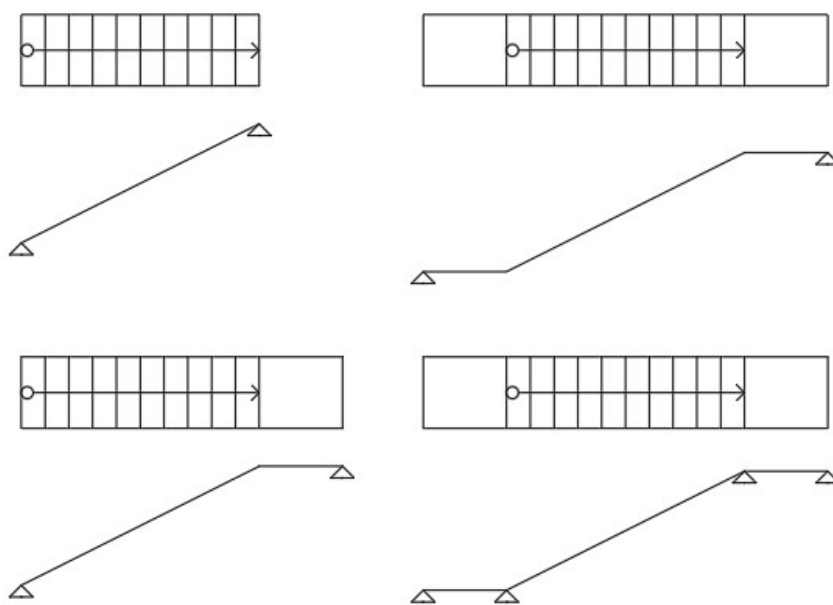
Desková schodiště lze dále dělit na jednoramenná a dvouramenná. Oběma typům jsou věnovány následující kapitoly.

#### 4.1 Jednoramenné deskové schodiště

Dle varianty provedení může být deska buďto pouze pod jednotlivými schodišťovými stupni anebo je spojena s jednou či oběma podestami. Právě na tomto rozhodnutí závisí celková hospodárnost a efektivita navrženého schodiště, jelikož rozhoduje o rozpětí nosné desky. Dále je nutno věnovat dostatečnou pozornost uložení schodišťové desky a uvědomit si, jaké posuny jsou v místě uložení umožněny, protože z toho vycházejí také vnitřní síly, které se v místě uložení budou přenášet. Aby mohl být jako výpočtový model uvažován prostý nosník, je nutné, aby byl v jedné podpoře umožněn vodorovný posun a obě podpory bylo možné uvažovat jako kloubové. Toto řešení se doslova nabízí v případě prefabrikovaných schodišť. V takovém případě se při výpočtu uvažuje pouze ohybový moment, u kterého extrémní hodnoty vznikají uprostřed rozpětí mezi podporami. Na tyto hodnoty se navrhuje ohybová výztuž. Obzvlášť v dnešní době lze díky rozšířené aplikaci protihlukových izolačních prvků celé schodiště rozdělit na jednotlivé konstrukční prvky s kloubovým uložením, které umožňuje vodorovný posun.

Konkrétní možnosti provedení jsou zobrazeny na obrázku 8 společně s příslušnými statickými modely. Nejedná se o všechny možné varianty, ale pouze o základní možnosti řešení, které se dají různými zásahy upravovat a přizpůsobovat konkrétním potřebám.

V určitých případech, kdy je deska podepřena dvěma neposuvnými klouby, je nutné řešit desku jako konstrukci staticky neurčitou. V takovém případě je možné stanovit návrhové vnitřní síly užitím silové nebo zjednodušené deformační metody. V případě jednoduše lomené desky může být ohybový moment ve zlomu desky určen jednoduše jako součet momentu stanoveného na prostém nosníku, jehož délku určíme jako půdorysné rozpětí desky, a momentu, který vyvolá vodorovná složka zatížení. Výsledný ohybový moment tak nezávisí pouze na rozpětí, zatížení a tuhosti desky, ale také na převýšení, tedy výškovém rozdílu dvou podpor.



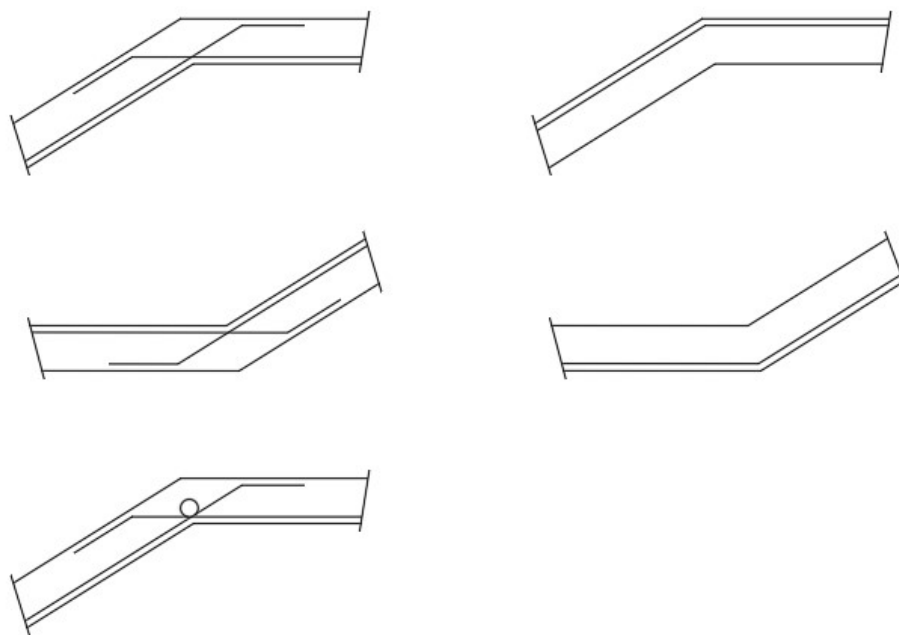
Obrázek 8 Jednoramenná desková schodiště se statickými modely

V obvyklých případech je možné zanedbat přetvoření střednice desky a v místě zlomu lze uvažovat kloub i přesto, že ve skutečnosti by v tomto místě došlo k určitému průhybu. Pokud se při návrhu uvažuje s poklesem této fiktivní podpory, bude výpočet více odpovídat reálnému působení desky. Tímto způsobem se získá menší hodnota ohybového momentu nad podporou, ale větší moment v obou polích tohoto lomeného trojkloubového nosníku. V místě vloženého kloubu je dále potřeba zatížit nosník danou reakcí, díky čemuž lze získat hodnoty normálových sil v obou částech nosníku. Tyto normálové síly obvykle nenabývají významných hodnot, a tak je možné pro dimenzování výztuže desky využít pouze ohybové momenty stanovené na spojitém nosníku a lomený nosník využít pouze pro určení normálových sil. Zatímco normálová tlaková síla při návrhu schodiště může zůstat opomenuta,



případné tahové síly nesmí být v žádném případě zanedbány, což vyplývá ze základních vlastností betonu, který dosahuje vysokých pevností v tlaku, a naopak řádově nižších hodnot pevnosti v tahu. Dále je možné uvažovat možnou redistribuci, čímž lze docílit mírně nižších hodnot momentu nad střední podporou, a naopak vyšších hodnot momentu v poli. [8].

Při návrhu vyztužení schodiště je zapotřebí se zaměřit také na vedení výztuže v problematických místech, ke kterým patří zalomení desky. Obecně se dá říct, že lze vycházet z principů platných pro rámový roh. *Tažená výztuž nesmí být u taženého líce ohýbána, jinak by došlo k jejímu vytržení z betonu* [8]. Příčinou je nedostatečná pevnost betonu v tahu v kombinaci s tím, že se jedná o výztuž obvykle krytou pouze minimální krycí vrstvou, která nemůže zajistit dostatečnou soudržnost se zbytkem desky. V důsledku hrozí vybočení výztuže s následným odtržením krycí vrstvy. U schodišťových ramen se obvykle jedná o spodní povrch v místě horního zlomu desky, respektive o horní povrch u spodního zlomu desky. Řešením je vedení tažené výztuže až k druhému povrchu. Konkrétní možnosti provedení jsou zobrazeny na obrázku 9.

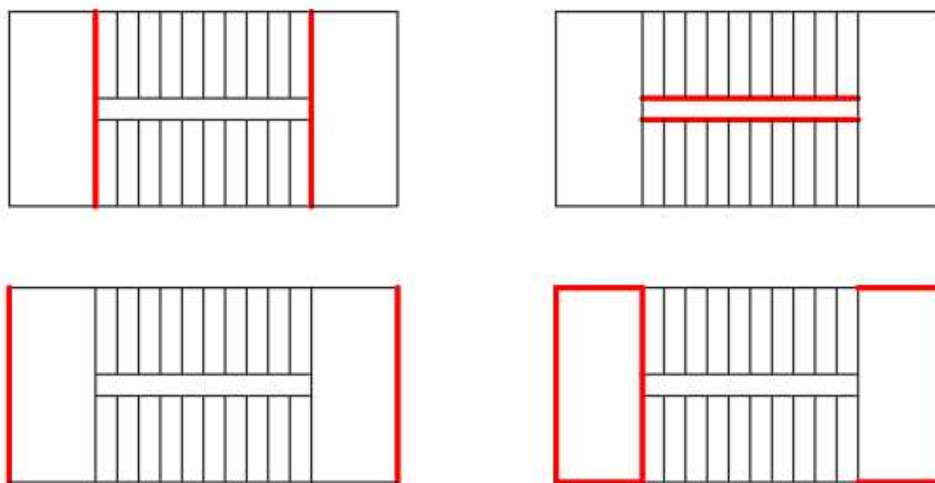


Obrázek 9 Vedení výztuže v zalomení desky

Pro správné fungování nesmí být opomenuta také dostatečná kotevní délka, která se počítá od místa křížení. Další, avšak méně častou variantou, je provedení výztuže se smyčkou v místě zlomu desky. Spolupůsobením s větší vrstvou betonu se zabrání vytržení výztuže, nevýhodou je ale to, že takové provedení výztuže je možné pouze s pruty maximálního průměru 6 mm, které nemusí ve všech běžných případech zajistit dostatečnou únosnost. Při druhém povrchu, kde výslednice sil příslušící tažené výztuži směřuje do betonu, je možné vést výztuž nepřerušovaně [7].

## 4.2 Dvouramenné deskové schodiště s podestami

Dvouramenná desková schodiště je možné dále dělit podle způsobu podepření na schodiště s podporami vnějšími a vnitřními, případně mohou kombinovat oba typy podpor. Pro obě varianty existuje mnoho způsobů podepření. Zásadní rozdíl ve vnějších a vnitřních podporách je to, jestli je deska podepřena z půdorysného pohledu na obvodu schodiště – v takovém případě se jedná o vnější podporu, nebo jestli je deska podepřena uvnitř. Právě toto rozdělení je zásadní pro další statické řešení. Ukázka možných řešení z hlediska umístění podpor je uvedena na následujícím obrázku.



Obrázek 10 Příklad schodiště s vnitřními podporami (nahore), s vnějšími podporami (dole vlevo) a s kombinací vnitřních i vnějších podpor (dole vpravo)

Vzhledem k tomu, že jednotlivé desky schodiště spolu tvoří lomenicovou soustavu desek, působí taková konstrukce prostorově. Účinky prostorového působení je však možné zanedbat a pro další výpočty se celá konstrukce schodiště rozděluje na jednotlivé desky. Musí se však nadále vycházet z deformačních podmínek, které jsou důsledkem prostorového působení schodiště. Důležité je také zamyslet se nad možným vodorovným posuvem v podporách, který by měl na výsledné vnitřní síly vliv. Konkrétně se jedná v první řadě o napojení schodišťových či podestových desek na okolní stěny a stropní desky, v druhé řadě o deformace samotného schodiště. V dnešní době se díky moderním softwarům umožňující výpočty metodou konečných prvků běžně uvažuje prostorové působení schodiště, a to bez zbytečného nárůstu časové náročnosti.

Nejprve však bude vysvětlena zjednodušená metoda výpočtu, pro kterou je potřebné dvouramenná schodiště rozdělit na jednosměrně a obousměrně pnutá.

### 4.2.1 Jednosměrně pnuté schodiště

Společným rysem jednosměrně pnutých schodišť je uložení ve směru rovnoběžném s jednotlivými stupni, tedy kolmé na schodišťové rameno. Uložení může být provedeno na kraji obou podest v místě

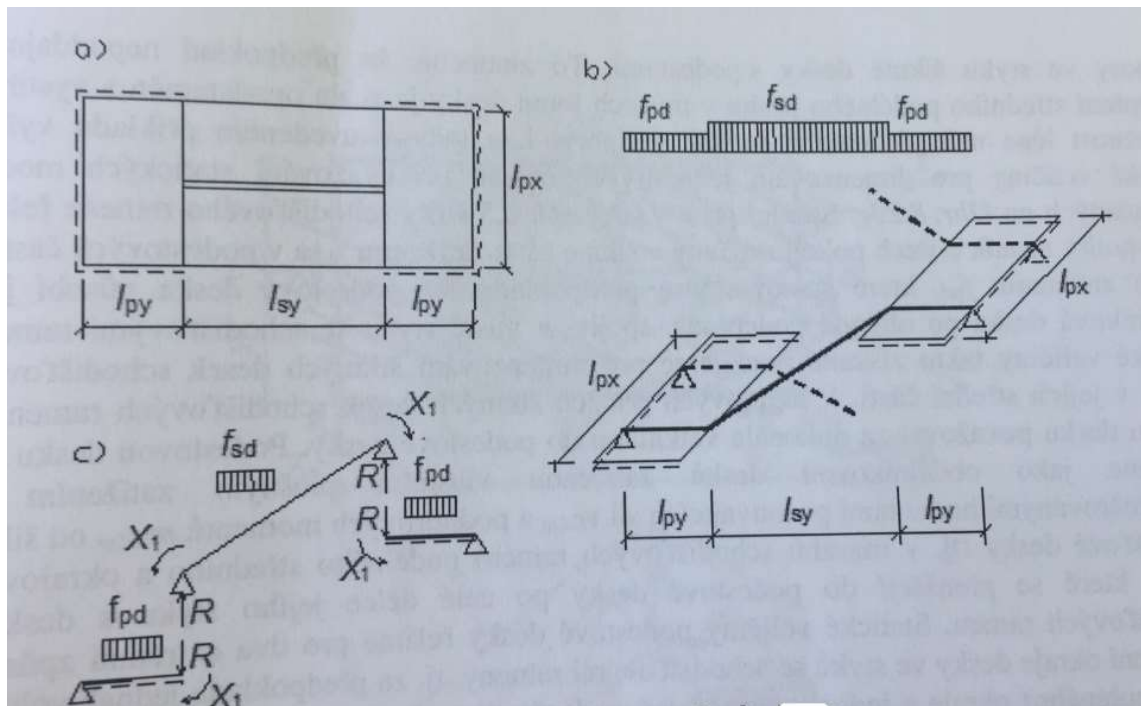
styku s nosnou obvodovou stěnou, případě také na styku podesty se schodišťovým ramenem. Také tyto konstrukce je možné pro výpočet uvažovat jako prosté či spojitě nosníky, případně nosníky s převislými konci. Rozpětí se uvažuje z půdorysného rozpětí schodišťového ramene, nikoliv z jeho skutečné délky. V krajních podporách je žádoucí zohlednit způsob uložení, v závislosti na provedení tak může být uložení považováno za částečné vetknutí. V dnešní době by se ale při navrhování spojitě nosníku mělo pokud možno vyhnout viditelným podestovým nosníkům, které působí neesteticky.

#### 4.2.2 Dvousměrně pnuté schodiště

Také u dvousměrně pnutých schodišť je možné zanedbat jejich prostorové působení za předpokladu, že podesty budou přebírat reakce ze schodišťového ramene. Při zjednodušeném výpočtu pak lze vycházet z předpokladu, že tyto reakce na podestě ze šikmé desky přebírá skrytý podestový nosník. Tím se stává část podesty přilehlá ke schodišťovým ramenům a jejíž šířka odpovídá zhruba 2,5 až 3násobku tloušťky podestové desky. Podestový nosník musí být následně dostatečně vyztužen, aby byl schopen přenést kompletní zatížení od schodišťových ramen. V konečném důsledku je tak tato část podestové desky vyztužena výrazně silněji než zbytek podesty. Přesto je důležité mít na paměti, že takové řešení neodpovídá skutečnému spolupůsobení schodišťového ramene s podestou, a to zejména s ohledem na jejich deformace.

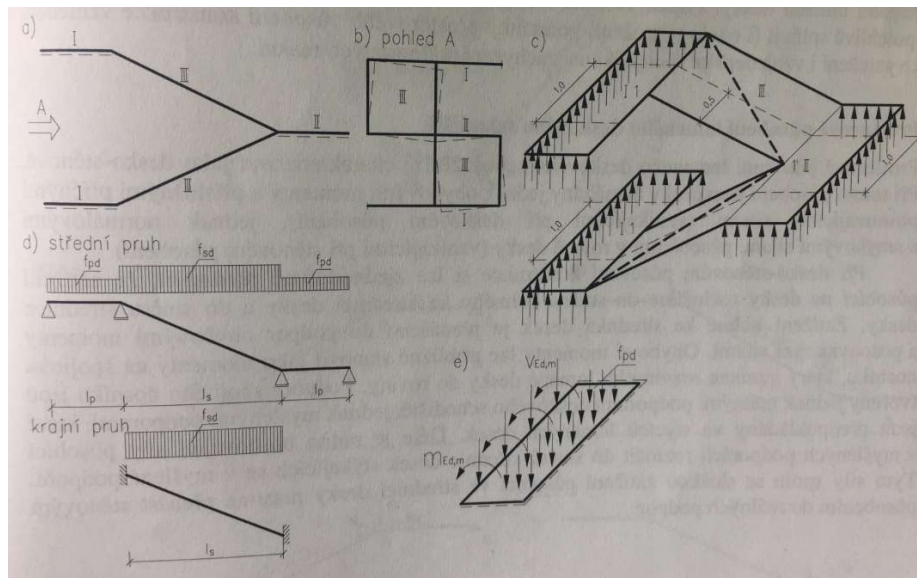
Pro dosažení přesnějších výsledků lze využít výpočet silovou metodou, čímž je lépe vystižena spojitost jednotlivých desek. S pomocí silové metody je možné stanovit velikost ohybového momentu ve zlomu desky. Při výpočtu se vychází z předpokladu, že schodiště, tedy včetně podest a působícího zatížení, je symetrické a podesta je uvažována s uložení do nosné stěny po třech stranách. Silovou metodou je pak řešen střední pruh schodišťového ramene. Díky tomu, že se jedná o symetrický statický systém, budou všechny vodorovné reakce nulové, a to i přesto, že budou styčníky uvažovány jako posuvné. Po určení základní soustavy tak bude získána jediná neznámá, která bude představovat pootočení na okraji podestové desky, viz příložený obrázek.

Přestože je toto řešení přesnější než řešení založené na předpokladu skrytého podestového nosníku, stále není tím nejideálnějším, které by odpovídalo skutečnému působení schodišťového systému. Skutečné průhyby v místě spojení jednotlivých desek by díky prostorovému působení byly pouze omezené.



Obrázek 11 Dvousměrně pnuté schodiště (půdorys, statické schéma, základní soustava) [8]

Bude-li působení desek uvažováno jako prostorové, vyvolá deformace schodišťového ramene v podestě také určitý vodorovný posun. Uložením podesty do nosných stěn je však obvykle těmto deformacím zabráněno. Znemožněním vodorovných posuvů v podestě vzniká v rameni soustava vzpěra-táhlo. Tímto působením vzniká další bod, ležící v místě styku jednotlivých ramen, na kterém je mezipodesta teoreticky podepřena. V konečném důsledku je tak pro návrh schodiště opět možné konstrukci řešit dvěma zjednodušenými statickými schématy. Střední pruh, který lze uvažovat o šířce odpovídající jedné polovině šířky ramene, lze řešit jako spojitý nosník o třech polích. Předpokladem zůstává podesta po obvodě podepřená a spojitě spojená se schodišťovými rameny. Na základě tohoto výpočtu získané veličiny mohou být využity pro návrh výztuže ve střední části schodišťového ramene, zatímco v okrajových částech ramene v blízkosti nosné stěny lze desku ramene považovat za vetknutou do podesty. Pro názornost jsou přiložena zobrazení statických schémat pro jednotlivé části (pruhy) schodiště.



Obrázek 12 Schéma prostorově působícího schodiště se zjednodušujícím rozdělením na pruhy [8]

Podestová deska je následně řešena celá jako jedna deska po třech obvodových stranách podepřená, zatížena příslušným plošným zatížením a reakcemi od schodišťových ramen. Ty musí kromě posouvacích sil zahrnovat také vliv momentu. Jednotlivé hodnoty reakcí odpovídají rozdělení desky na střední a okrajovou část. Aby návrh výztuže vycházel z maximálních možných hodnot vnitřních sil, je nutno uvažovat dva stavy, a to nepodepřený okraj a okraj nepoddajně podepřený, který neumožňuje svislé posuny v místě styku podesty s jednotlivými rameny schodiště. Pouze v případech, kdy schodiště kompletně splňuje podmínky umožňující prostorové působení, tedy zejména vyztužením a dostatečně spolehlivým podepřením umožňující přenos všech reakcí, je možné při dimenzování vycházet jen z jednoho stavu, kterým je okraj nepoddajně podepřený. V takovém případě není nutno uvažovat volný okraj pro výpočet podestové desky.

#### 4.2.3 Lomené deskové schodiště

Prostorové působení lomeného deskového schodiště lze charakterizovat jako desko-stěnové. Při tomto působení jsou desky namáhány ohybovými momenty, příslušnými příčnými posouvajícími silami (vznikajícími při deskovém působení), normálovými a smykovými silami působícími v rovině desky (vznikajícími při stěnovém působení). Pro výpočet takového schodiště je nutné nejprve rozložit všechny působící síly do dvou směrů – kolmo na střednicovou rovinu desky a rovnoběžné s touto rovinou. Zatížení kolmé k desce bude vyvolávat ohybové momenty a posouvající síly, zatímco zatížení rovnoběžné se střednicí bude vyvolávat síly normálové. Právě nutnost jejich zohlednění je základním rozdílem ve srovnání s ostatními, výše zmíněnými typy schodišť. Na druhou stranu ohybové momenty je možné i v tomto případě počítat zjednodušeně za pomoci náhradního spojitého nosníku, jehož podstata spočívá v rozvinutí lomené desky do roviny. Podpory tohoto lomeného nosníku nejsou jen reálné koncové podpory, ale také teoretické podpory v bodech styku ramene s podestou. Reakce

získané v těchto fiktivních podporách, musí být následně rozděleny do dvou směrů odpovídajícím rovinám střednic jednotlivých desek a takto musí být společně se složkou zatížení rovnoběžnou se střednicí přeneseny do skutečných podpor. Tento proces je možný hlavně díky předpokladu stěnového působení desek. V přiléhajících deskách vzniklé síly mohou být buďto tahové nebo tlakové a získány budou přepočtem s využitím goniometrických funkcí.

Pro zajištění správného prostorového působení je nutné dbát mimo jiné na to, aby byly všechny podporové reakce přeneseny do podpor. Zvýšené opatrnosti je třeba dbát zejména v případě uložení do zděné stěny, ale také v případě prefabrikovaných schodišť s využitím akustických izolantů, kterými dochází k určitému snížení celkové tuhosti. Spolehlivost přenesení sil je nutno prověřit především u zdí s velkými otvory nebo u vícepodlažních schodišť, které nejsou propojeny s jinými svislými konstrukcemi. Problém nastává u volně stojících schodišť, kde je nosný systém tvořen pouze rohovými sloupy. Pokud jsou obvodové stěny vyplněny pouze výplňovým zdivem, nebude takový systém pravděpodobně disponovat dostatečnou tuhostí nutnou pro přenesení těchto bočních sil a je nutno ji zajistit jiným způsobem.

# Praktická část

## 5 Cíle praktické části

Hlavním cílem praktické části bylo využití poznatků z teoretické části při návrhu a statické analýze schodiště zadaného objektu. Dále byl proveden předběžný statický návrh, jehož cílem bylo stanovení základní geometrie jednotlivých konstrukčních prvků a posouzení celkové proveditelnosti konstrukce. Problematika protlačení byla prozkoumána včetně návrhu konkrétního řešení a ověření jeho únosnosti. Následně byla zpracována podrobná studie konstrukčního řešení navrženého schodiště včetně návrhu a výkresu výztuže. Podrobná studie zahrnuje také rešerši obdobně provedených schodišť. Kromě hlavní varianty byly navrženy alternativní řešení schodiště. Pro jednu vybranou variantu byl v rámci statické analýzy proveden návrh nutné výztuže s následným ověřením únosnosti. Další varianta byla s ohledem na rozsah bakalářské práce pouze popsána bez následné analýzy.

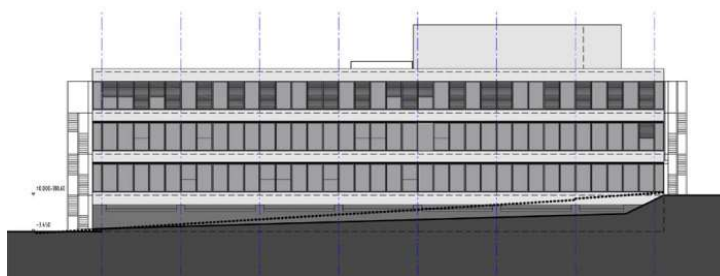
## 6 Popis objektu

Návrh objektu vychází z již postavené administrativní budovy v brněnském technickém areálu. Autorem návrhu je architektonická kancelář K4 a.s. a budova slouží jako administrativní sídlo nadnárodní společnosti IBM. [9]

Administrativní budova má celkem 4 podlaží a nachází se v mírně svažitém terénu. První podlaží je z části zapuštěné do země tak, že úroveň terénu plynule roste od přední strany k zadní části objektu, kde se celá výška podlaží nachází pod úrovní terénu. Toto podlaží je proto dále značeno jako první podzemní podlaží a vyskytují se v něm především prostory pro parkování a technické zázemí objektu. Půdorysné rozměry budovy, konkrétně 1. podzemního podlaží, jsou 50 x 57 m. Nadzemní podlaží mají tvar „U“, kde přístup k hlavnímu vchodu vede po pochozí střeše 1PP středem mezi oběma křídly budovy.

### 6.1 Konstrukční řešení

Objekt tvoří železobetonový monolitický skelet s nosnou obvodovou stěnou v 1PP, která je zde navržena z důvodu zatížení konstrukce okolním terénem. Ve střední části objektu poblíž vstupu se nachází ztužující jádro, které působí nejen jako přirozené ohraničení schodišťového a společného prostoru, ale v podstatě rozděluje objekt na dvě osově souměrné části. Stropní desky jsou navrženy jako monolitické, lokálně podepřené.



Obrázek 13 Čelní pohled na objekt (nahore) a podélný pohled na objekt (dole) [9]

### 6.1.1 Odlišnosti od referenční budovy

V referenční budově je uvnitř obou křídel budovy v nadzemních podlažích kromě dvou okrajových řad sloupů pouze jedna středová, zatímco v podzemním podlaží jsou středové řady sloupů dvě. Tento rastr v podzemním podlaží si žádá umístění podzemních garáží. Z dostupných podkladů však nejsou známy další detaily týkající se konstrukčního systému. Lze se domnívat, že v 1PP se nacházejí roznášecí trámy, které přenášejí zatížení z jednoho středového sloupu nadzemních podlaží do dvou sloupů vyskytujících se v podzemních podlažích. Vzhledem k rozpětí stropní desky v nadzemních podlažích lze očekávat, že je stropní konstrukce provedena jako trémová nebo byly případně použity další metody pro omezení průhybů. Možné by bylo využití odlehčené desky nebo desky dodatečně předpjaté, což by v případě takové administrativní budovy nebylo právě hospodárné.

Konstrukční řešení navržené v rámci bakalářské práce vychází v nadzemních podlažích ze stejného rastru nosných sloupů, který je v podzemním podlaží. Díky tomuto opatření lze stropní desku provést jako lokálně podepřenou za současného dodržení předepsaných maximálních průhybů. Výhodou navrženého řešení je menší pracnost při provádění na stavbě, zejména s ohledem na provádění bednění a vázání výztuže, čímž je možné dosáhnout nezanedbatelného snížení nákladů.





Obrázek 14 Zobrazení polohy sloupů v referenční budově v podzemním podlaží (vlevo) a nadzemních podlažích (vpravo) [9]

## 6.2 Stavebně technické řešení

V nadzemních podlažích je navržen lehký, z velké části prosklený, obvodový plášť. Konkrétně byl zvolen fasádní systém Curtain Wall® 50, který má pohledovou šířku profilů 50 mm a zajišťuje maximální průchod světla při současném zachování tvůrčí svobody při návrhu obvodového pláště. Tento systém zahrnuje zdvojená skla, díky kterým je možné vyhovět předepsaným maximálním hodnotám součinitele prostupu tepla. Nosná konstrukce fasádního systému je tvořena sloupko-příčnickovou konstrukcí, který je kotven do stropních desek [10].

Plochá střecha je navržena jako jednoplášťová, neprovětrávaná, s klasickým pořadím vrstev. Horní vrstva je tvořena plaveným kamenivem frakce 16 – 32 mm o tloušťce 120 mm a působí jako přitížení tepelné izolace. Od tepelné izolace je kamenivo odděleno ochrannou vrstvou (geotextilie) a hydroizolací – asfaltovým pásem typu S. Jako tepelná izolace je navržený expandovaný polystyren tloušťky 250 mm. Klíny z EPS tvoří zároveň také vrstvu spádovou. Pod tepelnou izolací se dále vyskytuje parotěsná zábrana a nosný železobeton opatřen penetračním nátěrem.

Vzhledem ke skutečnosti, že přístupová cesta ke hlavnímu vchodu vede po části střechy 1PP, byl proveden návrh skladby pochozí části střechy. Kromě přístupové cesty se jedná také o terasu v jejím okolí, kde mohou zaměstnanci trávit volný čas. Provozní střecha je navržena jako jednoplášťová, s klasickým pořadím vrstev (tedy s hydroizolační vrstvou nad tepelně izolační vrstvou). Jako pochozí vrstva jsou zvoleny velkoplošné kamenné dlaždice o rozměrech 700 x 700 mm, uložených do podsypu. Podsyp bude tvořen zhutněnou vrstvou z kačírku frakce 4 – 8 mm o tloušťce 60 mm, doplněných vrstvou kameniva frakce 2 – 4 mm tloušťky 20 mm. Pod vrstvou kameniva bude separační vrstva z měkčeného PVC a geotextilie, pod kterou bude hydroizolační asfaltový pás typu S. Další vrstvou bude vrstva tepelně izolační, která bude tvořena z extrudovaného polystyrenu z důvodu vyšší mechanické

odolnosti o tloušťce 220 mm. XPS bude ležet na parozábraně a asfaltovém penetračním nátěru, který bude proveden na železobetonové stropní konstrukci.

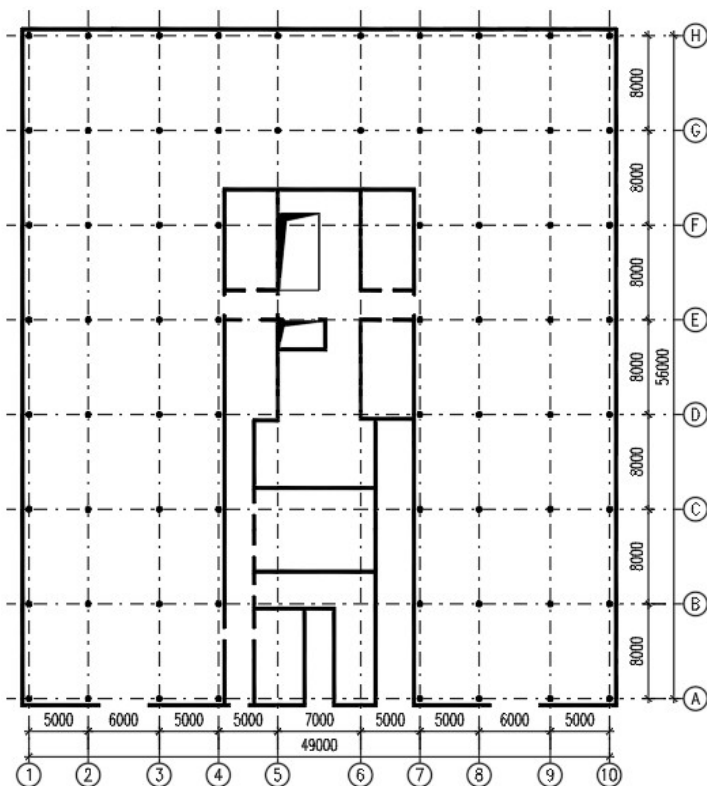
Uvnitř budovy se nachází pouze jediné schodiště, které je předmětem následné podrobné analýzy. Dále se v budově vyskytují dva výtahy, které se nachází naproti schodišti. Vzhledem k tomu, že je schodiště v otevřeném prostoru a nemůže tak být využito jako chráněná úniková cesta, muselo být s ohledem na splnění podmínek požární bezpečnosti navrženo jiné opatření. To zahrnuje 4 ocelová úniková schodiště, nacházející se po obvodu administrativní budovy. Toto řešení se shoduje s původním provedením zadaného objektu.

Příčky v kancelářských prostorech jsou provedeny jako lehké, sádkartonové, vyplněné minerální izolací s ohledem na akustické požadavky.

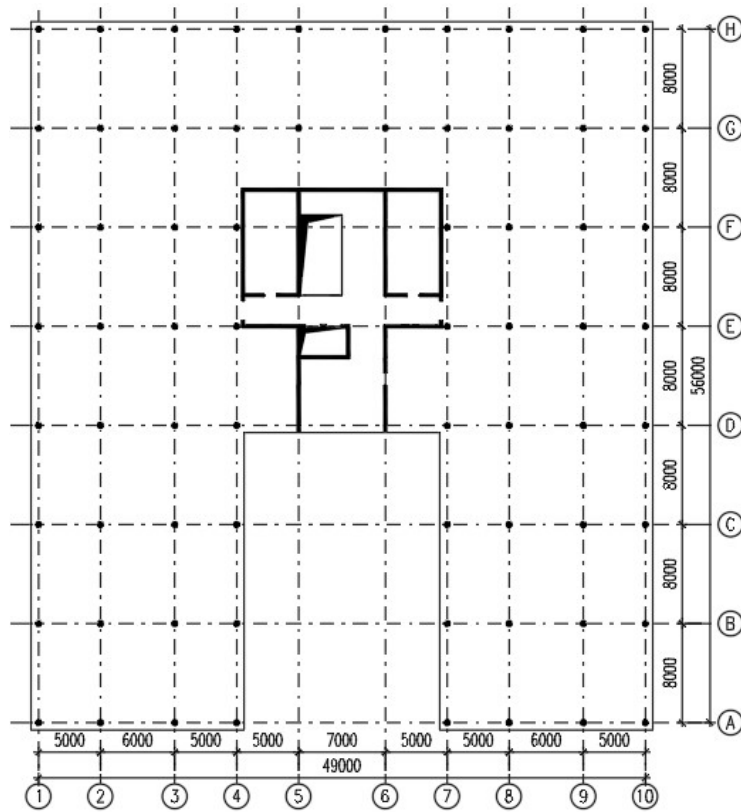
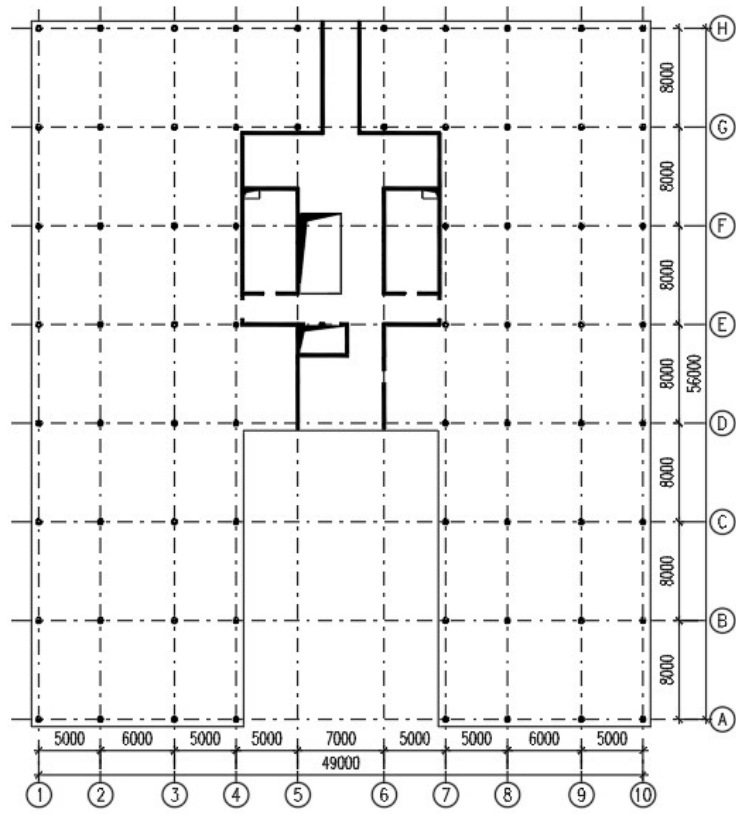
## 7 Předběžný statický výpočet

### 7.1 Schéma a popis konstrukce

#### 7.1.1 Konstrukční schémata



Obrázek 15 Konstrukční schéma 1PP



Obrázek 16 Konstrukční schéma 1 NP (nahore) a 2NP - shodné s 3NP (dole)

## 7.1.2 Použité materiály

Beton: suterénní stěny a základové konstrukce:	C30/37 XC2
Konstrukční prvky v podzemní garáži	C30/37 XC3 XF2 XD1
Ostatní nosné konstrukce:	C30/37 XC1
Ocel: B 500 B	

### Materiálové charakteristiky pro další výpočty:

Beton C30/37:

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 * \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$
- $\alpha_{cc} = 1,0$
- $\eta = 1,0$
- $f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$
- $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
- $f_{ctd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1,0 * \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$
- $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

Ocel B500B:

- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$
- $E_s = 200 \text{ GPa}$

## 7.2 Přehled zatížení

### 7.2.1 Stálé zatížení

#### 7.2.1.1 Nosné konstrukce

Vlastní tíha nosných konstrukcí bude určena dle výsledků předběžného návrhu prvků (viz níže)

### 7.2.1.2 Podlahy

Typická skladba podlahy

Vrstva	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kg/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
Nášlapná vrstva	25	1000	0,25
Roznášecí vrstva	40	2300	0,92
Izolace	40	30	0,01
			<b>1,18</b>

Poznámka:

Ačkoliv se v objektu nachází odlišné skladby podlahy, pro další výpočet bude uvažována pouze stanovená hodnota ostatního stálého zatížení, která je z hlediska velikosti rozhodující.

### 7.2.1.3 Střešní plášť

Plochá nepochozí střecha následující skladby:

Vrstva	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kg/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
Plavené kamenivo	120	2100	2,52
Asfaltový pás	5	1100	0,06
Tepelná izolace EPS	250	35	0,09
Parotěsná zábrana	3	1100	0,03
Asfaltový penetrační nátěr	1	1400	0,01
			<b>2,71</b>

Pochozí střecha v 1NP následující skladby:

Vrstva	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kg/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
Velkoplošné dlaždice	30	2800	0,84
Podsyp - kačírek	80	2100	1,68
PVC	1	1400	0,01
Asfaltový pás	5	1100	0,06
XPS	220	40	0,09
Parotěsná zábrana	1	1100	0,01
			<b>2,69</b>

#### 7.2.1.4 Schodišťové stupně

Stanovení náhradního plošného zatížení schodišťových ramen:

Vrstva	Výška [mm]	Obj. tíha [kg/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
Schodišťové stupně	0,5*162,5	2400	1,95
			<b>1,95</b>

#### 7.2.2 Proměnné zatížení

##### 7.2.2.1 Užitné zatížení

Stanovené použití	Kategorie (dle ČSN EN 1991-1-1)	Hodnota rovnoměrného zatížení q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
Kancelářské plochy	B	2,5
Společné prostory (např. jídelna)	C1	3,0
Garáže	F	2,5
Schodiště	A	5,0 *
Nepřístupné střechy	H	0,75

\* Hodnota q<sub>k</sub> pro schodiště je uvažována 5,0 kN/m<sup>2</sup> dle Eurokódu ČSN EN 1991-1-1, kapitoly 6.3.1.2 (2) [11]. V případě potřeby je možné normové hodnoty zatížení uvažovat v návrhu vyšší (např. pro schodiště v závislosti na způsobu používání a rozměrech). V tomto případě je vyšší hodnota zvolena z toho důvodu, že se jedná o hlavní vertikální komunikaci umístěnou v budově a v případě mimořádné situace (např. požár) zde může dojít k nadměrnému shromáždění osob.

##### 7.2.2.2 Zatížení sněhem

Zatížení sněhem

- plochá střecha:  $\alpha < 30^\circ$  →  $\mu_1 = 0,8$
- součinitel expozice:  $C_e = 1$
- součinitel tepla:  $C_t = 1$
- Brno – sněhová oblast I → charakteristické zatížení sněhem:  $s_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$

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

Pro další výpočty bude jako proměnné zatížení střechy uvažována větší z následujících hodnot:

- Užité zatížení střechy:  $0,75 \text{ kN/m}^2$
- Zatížení sněhem:  $0,70 \text{ kN/m}^2$

→ proměnné zatížení střechy  $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$

### 7.2.2.3 Přemístitelné příčky

Zatížení příčkami působí na desku jako liniové (spojité) zatížení. *Pokud umožňuje stropní konstrukce příčné rozdělení zatížení  $q_k$ , může se vlastní tíha přemístitelných příček uvažovat jako rovnoměrné zatížení  $q_k$ , které se přidá k užitným zatížením stropních konstrukcí.* [11]

Uvažovány jsou přemístitelné příčky o vlastní tíze  $\leq 2 \text{ kN/m}$  délky příčky.

$$\rightarrow q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

## 7.3 Předběžný návrh dílčích prvků

### 7.3.1 Stropní deska

Stropní desky budou v celém objektu provedeny jako monolitické, železobetonové. Vzhledem k tomu, že v převážné části objektu se jedná o desku lokálně podepřenou o stejném maximálním rozpětí, bude předběžný návrh proveden pro tuto nejexponovanější část desky. V ostatních částech objektu je rozpětí vždy menší, podepření je navíc liniové místo lokálního. Díky tomu lze v celé ploše navrhnout desku o jednotné tloušťce, která vzejde z předběžného návrhu na základě podmínky ohybové štíhlosti desky.

Předběžný návrh tloušťky stropní desky lze stanovit na základě podmínky ohybové štíhlosti desky.

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

- $\kappa_{c1} = 1,0$  (obdélníkový průřez)
- $\kappa_{c2} = 7/L = 7/8 = 0,875$  (rozpětí větší než 7 m)
- $\kappa_{c3} = 1,35$  (odhad součinitele napětí tahové výztuže)
- $\lambda_{d,tab} = 24,6$  ( $\rho=0,5\%$ , deska lokálně podepřená)

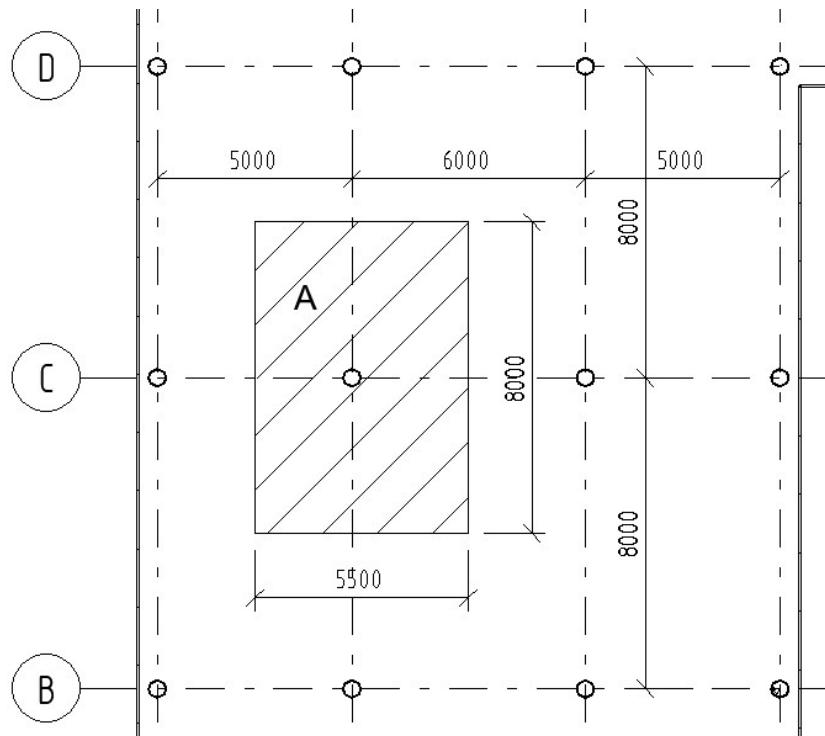
$$d \geq \frac{L}{\lambda_d} = \frac{8000}{1 * 0,875 * 1,35 * 24} = 282 \text{ mm}$$

$$h = d + c + \frac{\emptyset}{2} = 282 + 20 + 5 = 307 \text{ mm}$$

Z podmínky ohybové štíhlosti vychází deska o tloušťce 307 mm. Jedná se ovšem pouze o zjednodušenou metodu návrhu tloušťky stropní desky s ohledem na MSP, která nezohledňuje zatížení. V případě administrativní budovy je zatížení relativně nízké a získané výsledky konzervativní a nevhodné. Ve výpočtu navíc není zahrnuto rozpětí ve druhém směru, které je v tomto případě menší, díky čemuž budou výsledné průhyby příznivější. Proto byla za předpokladu dodatečného ověření průhybu v MSP navrhována deska tloušťky 250 mm.

### 7.3.2 Typický ŽB sloup

Schéma konstrukčního schématu s vyznačenou zatěžovací plochy:



Obrázek 17 Výsek konstrukčního systému - nejnamáhanější sloup

Výpočet zatěžovací plochy:

$$A = a * b = 8 * 5,5 = 44 \text{ m}^2$$

Odhad průřezu pro stanovení vlastní tíhy:

- Kruhový průřez o průměru  $d = 400 \text{ mm}$



Výpočet normálové síly v patě sloupu (v 1.PP):

Zatížení	výpočet	char. zat. [kN]	$\gamma_f$	návrh. zat. [kN]
ŽB stropní deska	4*44*0,25*25	1100	1,35	1485
Skladba podlahy	3*44*1,18	155,76	1,35	210,28
Skladba střechy	44* 2,7125	119,24	1,35	160,97
ŽB sloup	4*3,65*0,200 <sup>2</sup> * $\pi$ *25	45,87	1,35	61,92
<b><math>\Sigma</math> stálé</b>				<b>1 918,17</b>
Užitné zatížení 1-3NP	3*44*2,5	330	1,5	495
Příčky	3*44*0,8	105,6	1,5	158,4
Střecha	44*0,75	33	1,5	49,5
<b><math>\Sigma</math> proměnné</b>				<b>702,9</b>
<b><math>\Sigma</math> CELKEM</b>			<b><math>N_{Ed,max} =</math></b>	<b>2 621,07</b>

Potřebná průřezová plocha sloupu byla určena z přibližného vztahu pro dostředně zatížený sloup:

$$A_{c,req} \geq \frac{N_{Ed}}{0,8 * f_{cd} + \rho * \sigma_s} = \frac{2\,621\,070}{0,8 * 20 + 0,02 * 400} = 109\,211 \text{ mm}^2$$

Průřezová plocha sloupu o průměru  $d_s = 400$  mm:

$$A_{c,prov} = \pi * r^2 = \pi * 200^2 = 125\,664 \text{ mm}^2 > 109\,211 \text{ mm}^2 = A_{c,req}$$

Průřez  $d_s = 400$  mm vyhovuje a s největší pravděpodobností má dostatečnou rezervu na vliv ohybového momentu a štíhlosti.

### 7.3.3 Ověření únosnosti desky na protlačení

#### 7.3.3.1 Stanovení krycí vrstvy betonu

Stanovení krycí vrstvy betonu ve stropní desce:

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

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

Výchozí konstrukční třída S4, v tomto případě lze snížit o 2 stupně – jedná se o deskovou konstrukci a použitý beton je pevnostní třídy  $\geq$  C25/30 → výsledná třída S2

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

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

$c_{min,dur}; \Delta c_{dur,st}; \Delta c_{dur,add}$  uvažováno rovno nule

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

### 7.3.3.2 Ověření únosnosti v protlačení bez smykové výztuže

Základní charakteristiky potřebné pro výpočet:

- $h_d = 250 \text{ mm}$
- $f_d = 14,98 \text{ kN/m}^2$
- $d_s = 400 \text{ mm}$

Předpokládaný průměr výztuže desky v nadpodporové oblasti:

- $\emptyset = 10 \text{ mm}$

$$d_x = h - c - 1,5 * \emptyset = 250 - 20 - 1,5 * 10 = 215 \text{ mm}$$

$$d_y = h - c - 0,5 * \emptyset = 250 - 20 - 0,5 * 10 = 225 \text{ mm}$$

$$d = d_{eff} = 0,5 * (d_x + d_y) = 0,5 * (215 + 225) = 220 \text{ mm}$$

$$V_{Ed} = 44 * 14,98 = 658,12 \text{ kN}$$

Výpočet dle ČSN EN 1992-1-1:

Smyková odolnost desky bez smykové výztuže:

$$v_{Rd;c} = C_{Rd;c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} = 0,12 * 1,953 * (100 * 0,005 * 30)^{1/3} = 0,577 \text{ MPa}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{220}} = 1,953 < 2$$

$$\rho = 0,005 \text{ (předpokládaný stupeň vyztužení)}$$

Minimální ekvivalentní smyková pevnost při rovnoměrném rozdělení smykového napětí:

$$v_{1,min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,035 * 1,953^{3/2} * 30^{1/2} = 0,523 \text{ MPa} < v_{Rd;c} = 0,577 \text{ MPa}$$

Ověření maximální smykové únosnosti prvku v protlačení pro  $u_0$ :

$$u_0 = 2 * \pi * r = 2 * \pi * 200 = 1\,256 \text{ mm}$$

$$\beta = 1,15 \text{ (platí pro vnitřní sloup)}$$

$$v_{Ed,max} = \beta * \frac{V_{Ed}}{u_0 * d} = 1,15 * \frac{658\,120 \text{ N}}{1\,256 \text{ mm} * 220 \text{ mm}} = 2,38 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 * v * f_{cd} = 0,4 * 0,528 * 20 = 4,2 \text{ MPa}$$

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

$$v_{Rd,max} = 4,2 \text{ MPa} > v_{Ed,max} = 2,38 \text{ MPa} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Ověření maximální smykové únosnosti prvku v protlačení pro  $u_1$ :

$$u_1 = 2 * \pi * (r + 2d) = 2 * \pi * (200 + 2 * 220) = 4\,021 \text{ mm}$$

$$v_{Ed,1} = \beta * \frac{V_{Ed}}{d * u_1} = 1,15 * \frac{958\,720 \text{ N}}{220 \text{ mm} * 4\,021 \text{ mm}} = 0,856 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,1} = 0,856 \text{ MPa} > v_{Rd,c} = 0,577 \text{ MPa}$$

→ nevyhovuje (výztuž na protlačení je nutná) [12]

### 7.3.3.3 Návrh výztuže na protlačení

Navržené opatření: smykové trny Halfen HDB

$$k_{max} = 1,96 \text{ [13]}$$

Ověření podmínky maximální smykové únosnosti:

$$v_{Ed,1} \leq k_{max} * v_{Rd,c}$$

$$0,856 \leq 1,96 * 0,577 = 1,13$$

→ vyztužení smykovými trny je možné

Stanovení kontrolního obvodu, za kterým není nutná smyková výztuž:

$$u_{out} = \frac{\beta * V_{Ed}}{v_{Rd,c} * d} = \frac{1,15 * 658\,120}{0,577 * 220} = 5\,962 \text{ mm}$$

Minimální potřebná vzdálenost poslední smykové trny od líce sloupu ze vztahu pro kruhové průřezy, kde „c“ značí průměr průřezu sloupu: [13]

$$u_{out} = \pi * (2 * l_s + c + 3 * d)$$

$$l_s = 0,5 * \left( \frac{u_{out}}{\pi} - c - 3 * d \right) = 0,5 * \left( \frac{5962}{\pi} - 400 - 3 * 220 \right) = 419 \text{ mm}$$

$$\eta = 1,03 \text{ (získáno interpolací pro } d = 220 \text{ mm)}$$

Výpočet potřebného množství smykových trnů o průměru 12 mm v oblasti C:

$$A_{s,req} = \frac{V_{Ed} * \beta * \eta}{f_{yd}} = \frac{658 \ 120 * 1,15 * 1,03}{435} = 1792 \text{ mm}^2$$

$$n_{c,req} = \frac{A_{s,req}}{A_{ank}} = \frac{1792}{113} = 15,8$$

→ navrženo 16 smykových trnů

$$V_{Rd,sy} = \frac{m_c * n_c * A_{ank} * f_{yd}}{\eta} = \frac{8 * 2 * 113 * 435}{1,03} = 763,57 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} * \beta = 658 \ 120 * 1,15 = 756,84 \text{ kN} \leq 763,57 \text{ kN} = V_{Rd,sy}$$

→ vyhovuje

Návrh a kontrola předepsaných rozměrů a vzdáleností:

- vzdálenost prvního smykového trnu od líce sloupu:

$$0,35 * d \leq s_1 \leq 0,5 * d$$

$$77 \leq s_1 \leq 110$$

→ zvoleno  $s_1 = 90 \text{ mm}$

- maximální vzdálenost jednotlivých trnů v radiálním směru:

$$s_2 \leq 0,75 * d = 165 \text{ mm}$$

→ zvoleno  $s_2 = 150 \text{ mm}$

- maximální vzdálenost jednotlivých trnů v tangenciálním směru ve vzdálenosti  $1,0 * d$

$$s_3 \leq 1,7 * d = 374 \text{ mm}$$

$$s_{3,prov} = \frac{2 * \pi * (200 + 220)}{8} = 330 \text{ mm} \leq 374 \text{ mm} = s_3$$

→ podmínka splněna

- maximální vzdálenost jednotlivých trnů v tangenciálním směru ve oblasti D

$$s_4 \leq 3,5 * d = 770 \text{ mm}$$

$$s_{3,prov} = \frac{2 * \pi * (200 + 220 + 2 * 120)}{8} = 486 \text{ mm} \leq 770 \text{ mm} = s_3$$

→ podmínka splněna

Dále musí platit podmínka:

$$s_d = \frac{3 * d}{2 * n_c} * \frac{m_D}{m_C} = \frac{3 * 220}{2 * 2} * \frac{8}{8} = 165 \text{ mm} \leq 0,75 * d = 165 \text{ mm}$$

→ podmínka splněna

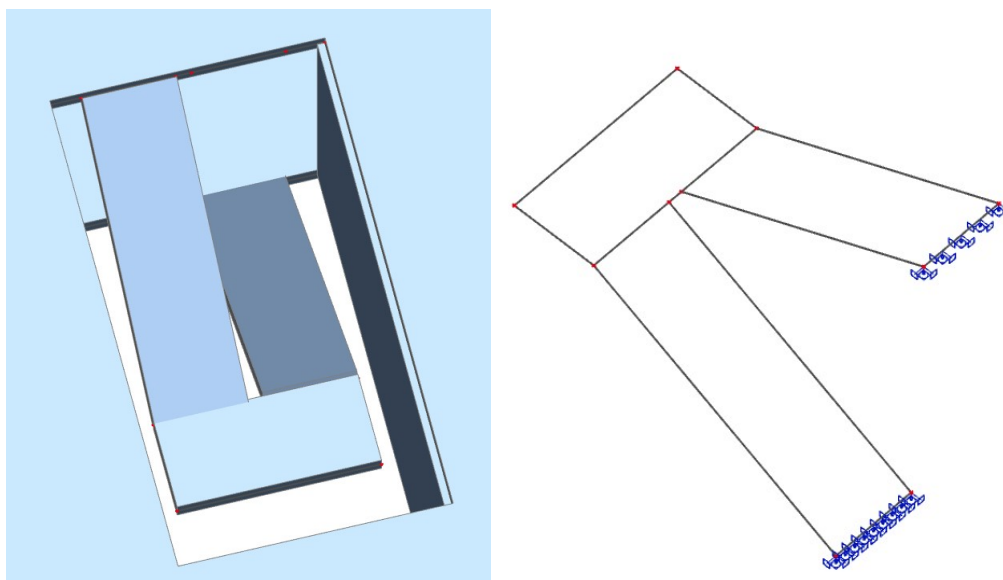
Navržený typ smykových trnů Halfen HDB-12/215-2/300 vyhovuje.

## 8 Podrobná studie konstrukčního řešení schodiště

### 8.1 Navržené schodiště

#### 8.1.1 Architektonické a konstrukční řešení schodiště

První navržená varianta konstrukčního řešení schodiště vychází z předlohy již realizovaného schodiště v referenční administrativní budově. Díky tomu se jedná o variantu, která nejlépe splňuje všechny předpokládané architektonické požadavky. Jednak se v oblasti mezipodesty nevyskytují žádné svíslé podpory ani další obdobné podpůrné konstrukce a rovněž je zachována vzdušnost a lehkost schodiště. Té je docíleno odstupem samotného schodiště od přilehlé nosné stěny a stropní desky. Se stropními deskami jsou obě ramena propojena vždy pouze v jednom místě u jalového stupně.



Obrázek 18 Schéma konstrukčního řešení schodiště (vlevo) a výpočetní model (vpravo)

### 8.1.1.1 Návrh geometrie schodiště

Výchozí uvažované rozměry:

- $h_{KV} = 3,9 \text{ m}$  (konstrukční výška podlaží)
- $h_d = 250 \text{ mm}$  (tloušťka stropní desky převzatá z předběžného výpočtu)
- $h_p = 105 \text{ mm}$  (tloušťka skladby podlahy stropních desek)
- $h_s = 0$  (tloušťka skladby podlahy schodišťových stupňů)

Požadovaná výška jednoho stupně  $h$  zvolena mezi 160 a 170 mm

$$\frac{h_{KV}}{h} = \text{počet stupňů}$$

$$\frac{3900}{160} = 24,4$$

$$\frac{3600}{170} = 22,9$$

→ zvoleno 24 stupňů (2 x 12 pro zachování stejné délky jednotlivých ramen)

Výsledná výška jednoho stupně:

$$h = \frac{3900}{24} = 162,5 \text{ mm}$$

Výpočet šířky stupně dosazením do Lehmannova vzorce:

$$b = 630 - 2h = 630 - 2 * 162,5 = 305 \text{ mm}$$

**Všechny další varianty návrhu schodiště budou vycházet z následujících rozměrů schodišťových stupňů:**

**$h = 162,5 \text{ mm}$**

**$b = 305 \text{ mm}$**

Šířka ramene zvolena 1200 mm, stejně jako šířka mezipodesty. Šířka zrcadla je 200 mm.

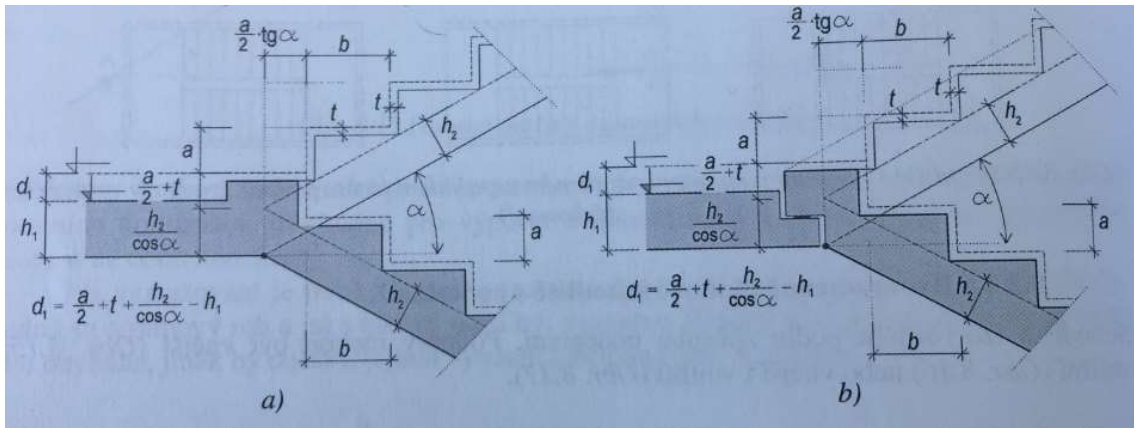
Výpočet sklonu schodiště:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h}{b}\right) = \arctan\left(\frac{162,5}{305}\right) = 28,05^\circ$$

Výpočet tloušťky desky schodišťového ramene byl řešen v souvislosti s detailem napojení schodišťových ramen na podestu. V takovém případě se nabízí obvykle dvě řešení – buďto jsou hrany stupňů v jedné rovině a lícují, nebo jsou posunuty o celou šířku jednoho stupně. U správně vyřešeného schodiště jsou pak spodní hrany desek (šikmé a vodorovné) v jedné přímce, což působí esteticky výrazně lépe než jakékoliv jiné řešení. Proto bylo při výpočtu tloušťky desky schodišťového ramene vycházeno z tohoto předpokladu a z navržených skladeb podlahy. Podle přiloženého obrázku se tloušťka desky vypočítá podle následujícího vztahu:

$$h_2 = \left( d_1 + h_1 - t - \frac{a}{2} \right) * \cos \alpha = \left( 105 + 250 - 0 - \frac{162,5}{2} \right) * \cos 28,05 = 241 \text{ mm}$$

Tloušťka schodišťové desky byla zaokrouhlena na  $h = 240 \text{ mm}$ .



Obrázek 19 Geometrie napojení ramene a podesty [8]

Na mezipodestě je stejně jako na schodišťových stupních navržena nulová tloušťka povrchové úpravy. Pro zachování správné geometrie schodiště tak musí být tloušťka mezipodesty zvýšena o tloušťku podlahy stropních desek. Výsledná tloušťka mezipodesty tak je  $h = 355 \text{ mm}$ .

### 8.1.2 Realizované typově podobné schodiště

Vzhledem k atypickému konstrukčnímu řešení schodiště byla v první fázi zpracována rešerše zaměřená na typově podobná schodiště z železobetonu.

Velmi podobné schodiště se nachází v budově knihovny Filozofické fakulty Masarykovy univerzity v Brně, která je postavena uprostřed městského bloku tvořeného zástavbou bytových domů z 19. a 20. stol. a doplňuje stávající proluku. Architektonický návrh této budovy lze charakterizovat jako kontrastní, avšak jednoduchý objekt. Nosnou konstrukci tvoří železobetonový monolitický skelet, který je dispozičně řešený jako jednotrakt s konzolami po stranách. Nosné konstrukce jsou ztvárněny pohledovým betonem v interiéru i exteriéru. Prostorově dominantní prvek interiéru zde tvoří monolitické dvouramenné schodiště, které je umístěno v kruhovém schodišťovém prostoru o poloměru 2550 mm a prochází přes všechna podlaží budovy. Rovněž schodiště, stejně jako ostatní konstrukce, je provedeno z pohledového železobetonu. Konstrukce schodiště se skládá ze dvou přímých ramen, která jsou spojena mezipodestou a na druhém konci vetknuta do stropních desek bez přidavných svislých nosných prvků. Tímto způsobem schodiště vytváří prostorovou konzolu. I přes atypické konstrukční řešení se v tomto případě podařilo navrhnout subtilní konstrukci tvořenou schodišťovými rameny o výšce 190 mm a mezipodestu výšky 227 mm. Odlehčení prostoru schodiště rovněž pomáhají i sekundární prvky. Jedná se zejména o zábradlí a jeho přichycení pomocí ocelových plechů na boční stranu schodišťového ramene. Tento plech je záměrně navržen ve výšce o 40 mm nižší,

než je samotná výška schodišťového nosníku. Do jeho spodní části jsou přivařeny profily, ke kterým jsou připevněny ocelové tyče tvořící výplň zábradlí. Také madlo je tvořeno stejným profilem jako spodní pásnice. Všechny zmíněné ocelové prvky mají tmavě stříbrnou barvu, která vhodně doplňuje přiléhající plochy pohledového betonu. Tato stavba byla nejednou oceněna odbornou veřejností, čehož se architektům podařilo docenit mimo jiné právě díky návrhu tohoto velmi originálního a neobvykle provedeného schodiště obdélníkového tvaru, umístěného do kruhového výřezu ve stropní desce.



Obrázek 20 Pohled na schodiště knihovny FF MU zepředu (vlevo) a z boční strany (vpravo) [14]

### 8.1.3 Volba výpočetního modelu

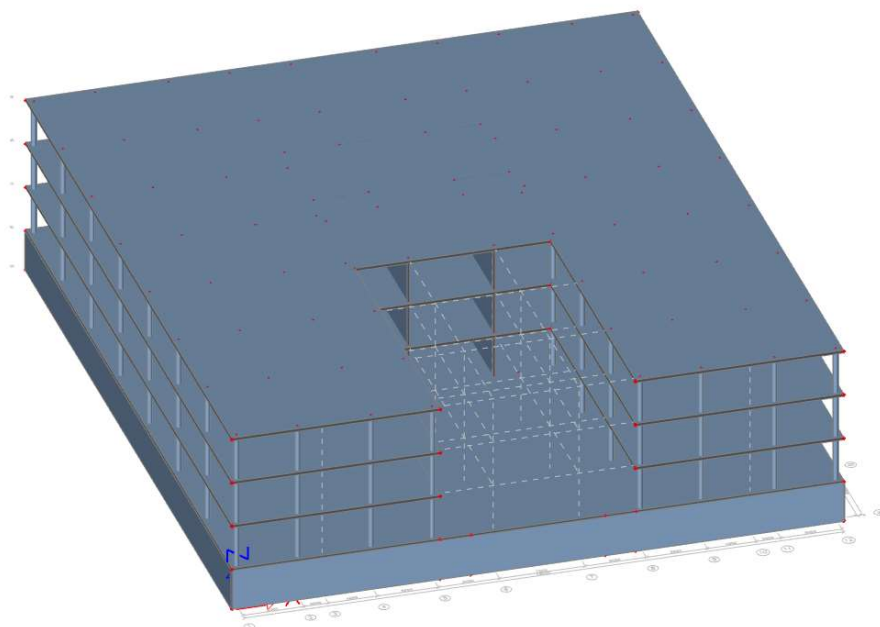
Přesnost výsledků podrobné studie konstrukčního řešení schodiště se úzce odvíjí od správné volby a konfigurace výpočetního modelu. Numerická analýza konstrukce byla provedena v programu SCIA Engineer metodou konečných prvků. Nejprve byl vytvořen celkový 3D model nosné konstrukcí celého objektu včetně zatížení. Tento model umožnil ověřit celkové chování navrženého objektu. Konkrétně model sloužil pro ověření průhybů stropních desek a stanovení vnitřních sil na konstrukci. Podrobné ověření průhybů konstrukce bylo nutné provést z důvodu návrhu tloušťky stropní konstrukce v předběžném návrhu, kdy stanovená tloušťka metodou ohybové štíhlosti nebyla respektována.

Důležitým aspektem výpočetního modelu je volba sítě konečných prvků. Podle obecného pravidla se doporučuje volit velikost konečného prvku stejnou jako je tloušťka desky. Při práci s velkými modely se ale běžně může využívat síť hrubší, která sice neposkytne tak přesné výsledky, avšak pro celkové posouzení konstrukce může být dostačující. Její výhodou je pak především rychlejší práce s celým modelem.

Hlavním cílem této práce je však detailní analýza schodiště. Během rozhodování ohledně použité velikosti konečných prvků je proto nutné zohlednit samotné rozměry schodišťových desek. Přestože pro celkový model byla využita síť o velikosti dílce 0,4 m, pro detailní analýzu schodišťové desky široké 1,2 m se dle očekávání projevila jako nepřesná. Deska byla na šířku rozdělena pouze na 3 dílce, což



vedlo k nepřesným výsledkům. Získání dostatečně přesných výsledků by patrně vyžadovalo zjemnit síť v oblasti schodiště na velikost konečného prvku v rozmezí 0,05 – 0,1 m. Uplatnění takto jemné sítě v celkovém modelu by však vedlo na časově náročnou analýzu a složitou práci se získanými výsledky. Možnost využití lokálního zjemnění sítě pouze schodišťových desek by mohlo být vhodnou variantou, avšak jeho použití se ukázalo být srovnatelně nevýhodné jako zjemnění sítě celého modelu.

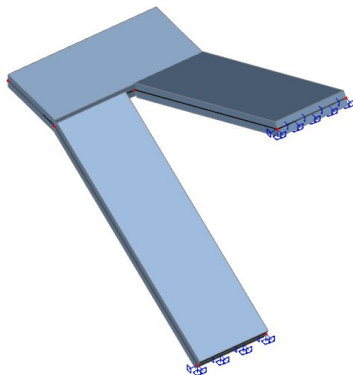


*Obrázek 21 Axonometrie globálního výpočetního modelu*

Vzhledem k tomu, že schodiště tvoří pouze malou dílčí část celkového výpočetního modelu, bylo vytvořeno několik výpočetních modelů konstrukce schodiště, které se liší svojí velikostí. Výpočet byl nejprve omezen na výseku jednoho podlaží a ten byl porovnán s lokálním výpočetním modelem, který obsahoval pouze samotné schodišťové desky. Jednotlivé varianty byly porovnávány především s ohledem na průhyby, které schodiště ve výpočetních modelech vykazují.

Dílčí výpočetní model byl vytvořen výřezem z celkového modelu tak, aby byl s dostatečnou přesností schopen simulovat chování konstrukce schodiště v návaznosti na okolní konstrukci, konkrétně stropní desku. Výřez se provedl ve vzdálenosti jednoho pole stropní desky od konstrukce schodiště, díky čemuž byly průhyby stropní desky v místě vetknutí schodiště takřka identické. V případě využití menšího modelu, který by byl ohraničen již prvními svislými nosnými prvky, by vypočtené průhyby byly výrazně větší, což je důsledkem odlišných průhybů u prostě uloženého nosníku a nosníku vetknutého. Stropní deska je v tomto případě průběžná a proto se její uložení ze statického hlediska shoduje přibližně s vetknutím.

U dílčího výpočetního modelu mohla být zvolena jemnější síť ve srovnání s globálním výpočetním modelem, stále se však objevovaly problémy související s velikostí modelu. Kvůli nedostatku paměti nebylo možné využít přímého výpočtu, který musel být nahrazen výpočtem iterativním. To se však projevilo výrazně delším časem výpočtu a ani následná práce s modelem nebyla dostatečně rychlá.



*Obrázek 22 Axonometrie lokálního výpočetního modelu*

Časově náročné výpočty předchozích modelů vyžadovaly zpracování lokálního výpočetního modelu, který je tvořen pouze samotnými schodišťovými deskami a spolupůsobení se stropní deskou je nahrazeno vetknutím v místě styku schodišťového ramene se stropní deskou. Tato varianta zahrnuje nejvíce zjednodušujících předpokladů, výhodou je ale výrazně rychlejší a také pohodlnější práce.

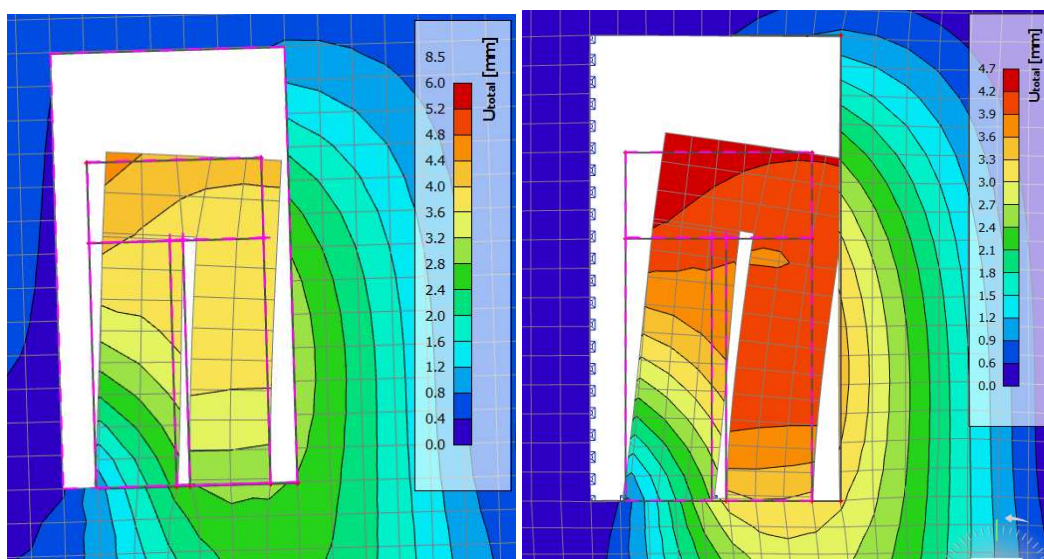
Na následujících obrázcích je možno porovnat průhyby jednotlivých stejně zatížených výpočetních modelů řešeného schodiště. U lokálního modelu se sice ukazuje, že schodiště dosahuje menších hodnot průhybů, jeho rozdíl ale odpovídá průhybu stropní desky, který se u obou větších modelů přičítá k průhybu samotného schodiště. Pokud by se k průhybu schodiště v lokálním výpočetním modelu přičetl průhyb stropní desky převzatý z modelu globálního či dílčího, bude výsledný průhyb téměř totožný s rozdílem v řádu desetin milimetru.

Nezanedbatelnou skutečností nicméně zůstává, že u všech variant vzniká také znatelný posun ve vodorovném směru, který je způsoben jednak nerovnoměrným poklesem stropní desky v místě styku s jednotlivými rameny, jednak tím, že každé rameno je v jiné výškové úrovni a celkový model tak není výškově symetrický. Právě druhý zmíněný důvod se ukazuje být tím převládajícím, o čemž svědčí jeho vliv také u varianty lokálního modelu.

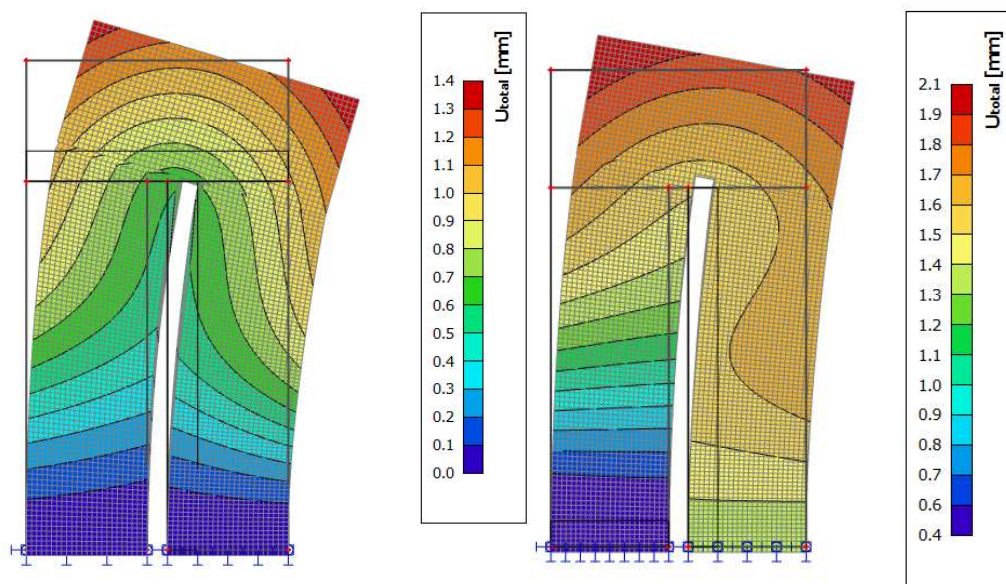
Nevýhodou lokálního modelu tak zůstává odlišný průběh průhybů, který je u lokálního modelu na rozdíl od ostatních modelů symetrický pro obě ramena. To je způsobeno deformací stropní desky v místě vetknutí, která se u obou ramen liší. Tato skutečnost byla do výpočetního modelu zahrnuta využitím uživatelské volby pružnosti liniových podpor. Hodnoty tuhosti určující svislý pokles podpor byly zvoleny iterativním postupem tak, aby průhyby na takto upraveném lokálním modelu přesněji odpovídaly skutečnosti. Protože u spodního (levého) ramene dochází k výrazně rozdílným průhybům v jednotlivých místech uložení, byla liniová podpora této desky rozdělena na čtvrtiny a každé byla

přiřazena odlišná tuhost. Jako nevhodnější se ukázaly hodnoty tuhosti  $Z$  mezi  $600$  a  $5 \text{ MN/m}^2$ . U horní (pravé) desky bylo cílem dosáhnout větších deformací než u spodního schodišťového ramene, proto byla zvolena konstantní tuhost  $Z = 50 \text{ MN/m}^2$ . Jelikož práce s tímto modelem je výrazně rychlejší a za použití velmi jemné sítě a jeho chování zahrnuje vlivy nerovnoměrného poklesu stropní desky, byl tento lokální model zvolen pro podrobnou analýzu schodiště.

Jedinou nevýhodou vybraného modelu se ukázaly být výrazně větší hodnoty ohybových momentů v místě uložení spodního ramene. To je způsobeno zejména tím, že pouze v části desky dochází v důsledku výrazně větší tuhosti ke koncentraci přenášených sil. Při následném výpočtu bude na tuto skutečnost brán ohled.



Obrázek 23 Zobrazení průhybů globálního (vlevo) a detailního (vpravo) výpočetního modelu



Obrázek 24 Zobrazení průhybů lokálního výpočetního modelu s tuhým vetknutím (vlevo) a s pružným uložením (vpravo)

## 8.1.4 Studie výsledků

### 8.1.4.1 Zatížení

#### Zatěžovací stav 1 (ZS1)

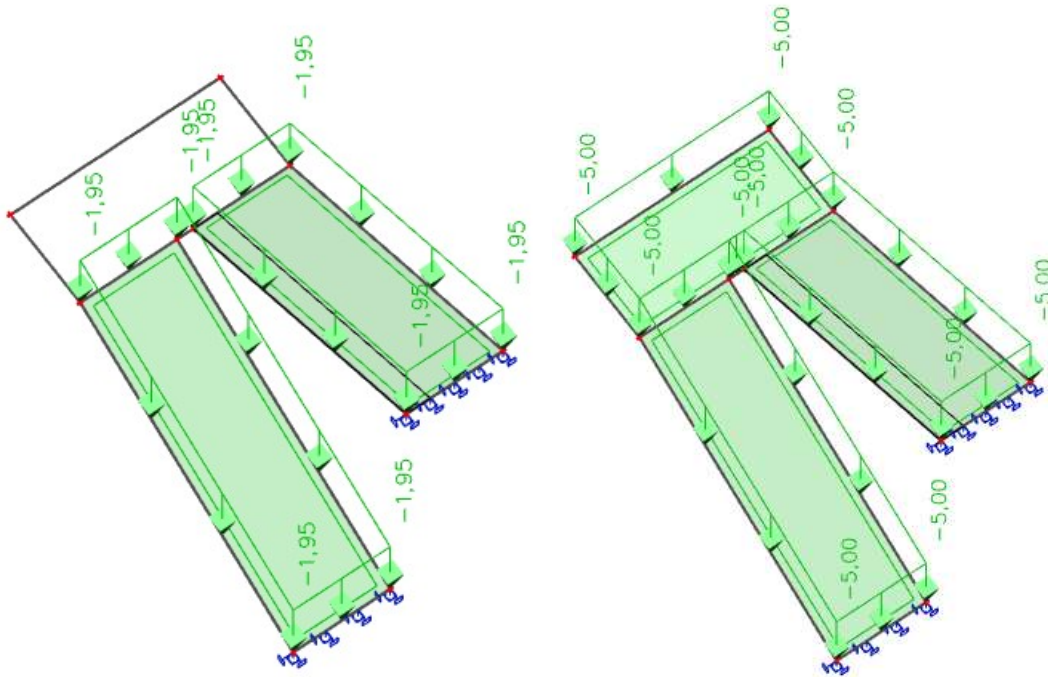
Vlastní tíha – automaticky vygenerováno výpočetním programem

#### Zatěžovací stav 2 (ZS2)

Ostatní stálé zatížení – konkrétní hodnoty jsou přebrány z kapitoly 7.2.1.4

#### Zatěžovací stav 3 (ZS3)

Užitné zatížení – konkrétní hodnoty jsou přebrány z kapitoly 7.2.2.1



Obrázek 25 Zatížení schodiště z výpočetního programu: ZS2 (vlevo) a ZS3 (vpravo)

#### Kombinace zatížení

Návrhová kombinace pro MSÚ vychází z ČSN EN 1990, rovnice 6.10 [15]

Klíč kombinace:

$$1,35 * ZS1 + 1,35 * ZS2 + 1,5 * ZS3$$

Charakteristická kombinace pro MSP vychází z ČSN EN 1990, rovnice 6.14a [15]

Klíč kombinace:

$$1,0 * ZS1 + 1,0 * ZS2 + 1,0 * ZS3$$

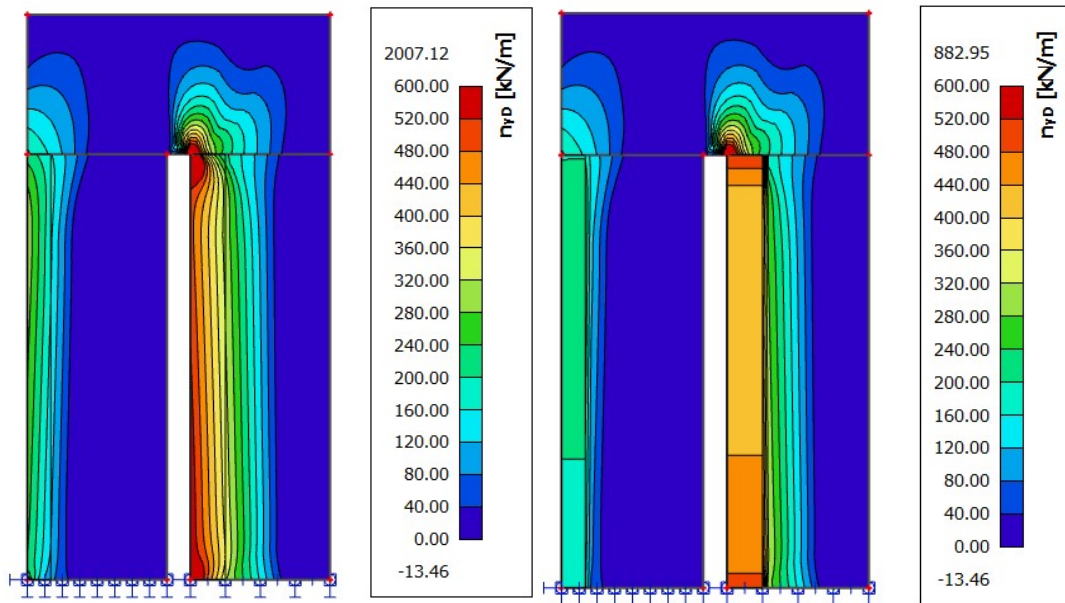
#### 8.1.4.2 Očekávané statické působení schodiště

Vzhledem k tomu, že celá konstrukce působí jako prostorová konzola, lze očekávat namáhání odlišná od všech standardních řešení konstrukcí schodišť. Běžně se při dimenzování schodiště vychází pouze z ohybových momentů a vliv normálových sil bývá zanedbatelný. Při tomto řešení však lze očekávat výrazný vliv normálových sil, zejména těch tahových. Vznikat budou především v horním schodišťovém rameni a budou způsobeny absencí jakýchkoliv podpor v oblasti mezipodesty. Právě tíha mezipodesty bude vyvolávat kromě tlakových sil ve spodním rameni také tah v horním schodišťovém rameni. Její přesný průběh bude vyšetřen pomocí výpočetního programu, který umožní detailní analýzu konstrukce. Právě z toho důvodu, že výrazné tahové namáhání není v železobetonových konstrukcích žádoucí, se jedná o řešení velmi neobvyklé. Namáhání osovým tahem vzniká i u běžných schodišť, kde schodišťové rameno působí například jako prostý nosník, a je vyvoláno poklesem podesty, na které je rameno uloženo. Tyto síly ale nebývají pro návrh schodiště rozhodující.

#### 8.1.4.3 Analýza vnitřních sil

V první řadě byl kladen důraz na vykreslení normálových sil v obou ramenech schodiště kvůli ověření, jestli zde opravdu mají normálové síly tak zásadní vliv. Pro porovnání jsou přiloženy dva obrázky průběhů normálových sil, kde jeden je bez průměrování a druhý s využitím průměrovacího pásu. Byly využity základní návrhové veličiny, které poskytují hodnoty vhodné pro ruční návrh výztuže.

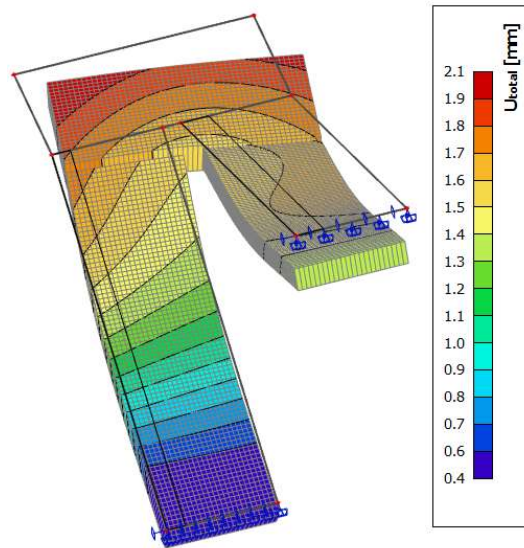
Z průběhu normálových sil je patrné, že zejména v horním (na obrázku v pravém) rameni vznikají tahové síly, jejichž vliv na chování konstrukce není zanedbatelný. Pro návrh výztuže se využily hodnoty normálových sil získaných přes průměrovací pásy, které jsou schopné určit rovnoměrné hodnoty sledované veličině na určité šířce pásu a eliminovat tak vliv extrémních hodnot v lokálních oblastech. Tím se získají relevantní hodnoty vnitřních sil, které umožní provést hospodárný návrh výztuže. Šířka průměrovacího pásu použitého v horním rameni je 0,3 m, což odpovídá jedné čtvrtině celkové šířky ramene a byla zvolena s ohledem na to, aby nezahrnovala vliv velmi nízkých tahových sil a už vůbec ne vliv tlakových sil. Tím by došlo ke zkreslení výsledků a zanedbání sil, které budou pro dimenzování výztuže zásadní. Ve spodním rameni je tažená oblast viditelně užší, proto zde byl použitý průměrovací pás široký pouze 0,2 m. Extrémů tahových sil je dosaženo zejména na rozhraní horního ramene a mezipodesty, kde se jedná ale pouze o bodové singularity, které jsou pro návrh konstrukce irelevantní. Ve skutečnosti bude v tomto místě schodišťové rameno zmonolitněno se stropní deskou.



Obrázek 26 Distribuce normálových sil na konstrukci: podrobné hodnoty (vlevo) a zprůměrované hodnoty (vpravo)

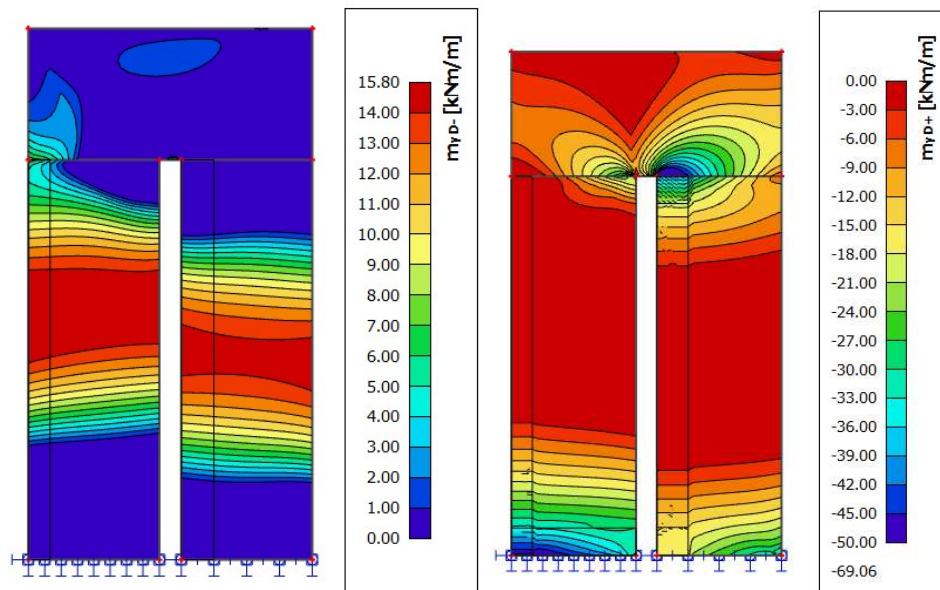
Návrhová normálová síla pro posouzení únosnosti byla určena ve dvou bodech. Uprostřed rozpětí, tedy v místě, kde se očekává vznik největších záporných ohybových momentů, bude dosahovat hodnot  $N_{ed} = 440 \text{ kN/m}$ . Tato návrhová hodnota je u okraje desky mírně překročena a dosahuje hodnot  $N_{ed} = 480 \text{ kN/m}$ . Jedná se o místo vetknutí schodišťového ramene do stropní desky, proto zde může být očekáván vznik maximálních ohybových momentů u horních vláken. Vyšetření ohybových momentů bude provedeno vzápětí.

Oproti očekávání se ukazuje, že určitě tahové normálové síly vznikají také ve spodním rameni. V tomto rameni však jejich hodnoty dosahují pouze zhruba polovičních hodnot, stejně tak jejich rozsah není zdaleka tak široký. Návrhová hodnota uprostřed rozpětí je  $N_{ed} = 240 \text{ kN/m}$ , v místě vetknutí do stropní desky  $N_{ed} = 200 \text{ kN/m}$ . Vysvětlení vzniku těchto sil lze hledat v deformacích, které na tomto schodišti budou vznikat. Na přiloženém obrázku celkových 3D přemístění je zřetelné, že kromě očekávaných svislých deformací zde vzniká také vodorovný posun, jehož maximální hodnoty dosahují přibližně dvou třetin hodnot svislého průhybu. Deformace konstrukce ve vodorovném směru již na první pohled ukazuje, kde lze očekávat tahové síly v každém rameni. Především ty ve spodním (levém) rameni jsou vyvolány právě vodorovnou deformací na rozdíl od horního ramene, kde má výrazný vliv také „zavěšení“ mezipodesty.



Obrázek 27 Výsledné 3D deformace (při charakteristickém zatížení)

Dále bylo zapotřebí nalézt maximální hodnoty ohybových momentů.



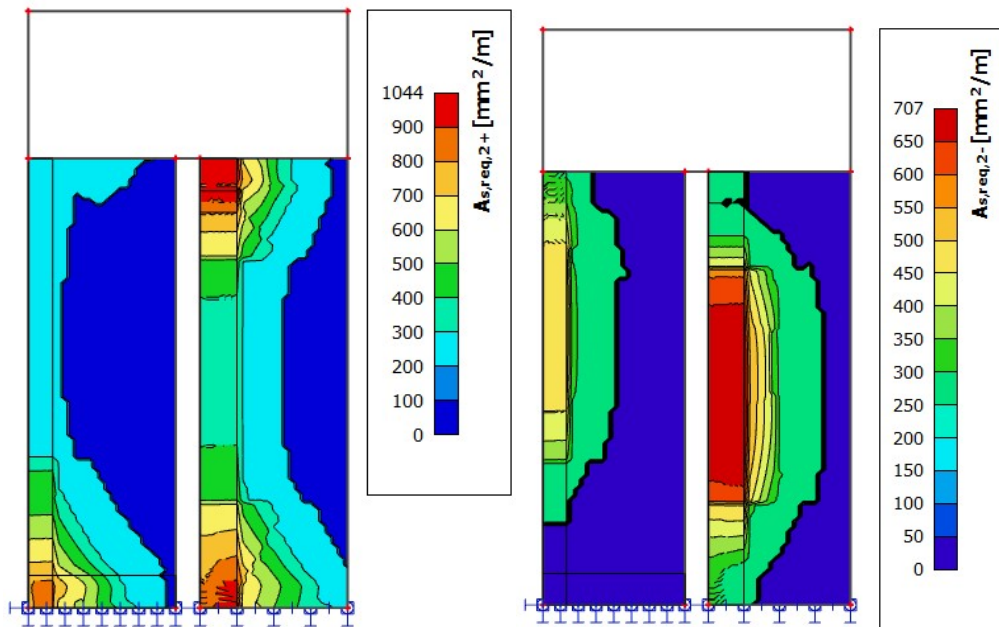
Obrázek 28 Distribuce ohybových momentů: kladné hodnoty (vlevo) a záporné hodnoty (vpravo)

Maximální návrhová hodnota momentu uprostřed rozpětí pole je  $M_{ed} = 15,80$  kNm/m, v místě vetknutí horního ramene do stopní desky  $M_{ed} = -18$  kNm/m a v případě spojení s mezipodestou  $M_{ed} = -36$  kNm/m. Pro spodní rameno byla určena návrhová hodnota  $M_{ed} = -39$  kNm/m. Extrémní hodnota neodpovídá reálnému působení konstrukce z důvodů zmíněných již při výběru vhodného výpočetního modelu. V důsledku volby rozdílné tuhosti vetknutí spodního ramene do stropní desky došlo ke

zvětšení hodnot ohybových momentů v tomto místě. Z distribuce momentů vyplývá, že maximální hodnoty ohybových momentů se vyskytují při horním povrchu v místech vetknutí. Právě v těchto místech dochází ke koncentraci přenášení napětí z celého schodiště do stropní desky a proto musí být při návrhu výztuže tento průřez zohledněn.

#### 8.1.4.4 Návrh nosné výztuže

Hlavní nosná výztuž je navržena shodně pro obě ramena a vychází z návrhu pro namáhanější, horní rameno. Přestože při spodním povrchu by mohlo být množství výztuže mírně sníženo (cca o 30%), bylo množství dolní výztuže zvoleno shodně s horní výztuží. Díky ponechané rezervě dojde ke zlepšení průřezových charakteristik, které budou následně potřebné pro posouzení v mezním stavu použitelnosti. Výkres výztuže se nachází v příloze bakalářské práce.



Obrázek 29 Vykreslení ploch nutné podélné výztuže ramen: horní (vpravo) a dolní (vlevo)

$$A_{S,req} = 1044 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Navržena výztuž  $d = 12 \text{ mm}$  á  $100 \text{ mm}$ :

$$A_{S,prov} = 1131 \text{ mm}^2/\text{m}$$

**Posouzení únosnosti průřezu namáhaného tahem za ohybu:**

Hodnoty návrhových sil:

- řez uprostřed rozpětí horního ramene („A“):

$$N_{ed} = 440 \text{ kN/m} = 528 \text{ kN}$$



$$M_{ed} = 15,8 \text{ kNm/m} = 18 \text{ kNm}$$

- řez na kraji rozpětí horního ramene (v oblasti vetknutí) („B“)

$$N_{ed} = 480 \text{ kN/m} = 576 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 18 \text{ kNm/m} = 21,6 \text{ kN}$$

- řez na kraji rozpětí spodního ramene (v oblasti vetknutí) („C“)

$$N_{ed} = 160 \text{ kN/m} = 192 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 39 \text{ kNm/m} = 46,8 \text{ kN}$$

- řez ve spojení horního ramene a mezipodesty („D“)

$$N_{ed} = 480 \text{ kN/m} = 576 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 36 \text{ kNm/m} = 43,2 \text{ kN}$$

#### 8.1.4.5 Posouzení únosnosti

Posouzení bude provedeno za pomoci interakčního diagramu, který zohledňuje interakci ohybového momentu a normálové síly. Jelikož je průřez v tomto případě namáhán pouze kladnými (tahovými) normálovými silami, budou vypočítány body pouze příslušné části diagramu. Každý bod je dán příslušnými hodnotami normálové síly a ohybového momentu. Vyšetřovaný průřez je vyztužen symetricky.

**Bod 1:** vyjadřuje případ, kdy je průřez namáhán pouze ohybovým momentem, bez působení normálových sil. Ve výpočtu je zahrnuta také tlačená výztuž, řešení proto spočívá v kvadratické rovnici.

$$b * \lambda * x^2 * \eta * f_{cd} + A_{s2} * \varepsilon_{cu3} * E_s * x - A_{s2} * \varepsilon_{cu} * E_s * d_2 - A_{s1} * f_{yd} * x = 0$$

$$1,2 * 0,8 * x^2 * 1,0 * 20 * 10^3 * +1356 * 10^{-6} * 0,0035 * 200 * 10^6 * x - 1356 * 10^{-6} * 0,0035 * 200 * 10^6 * 0,026 - 1356 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * x = 0$$

$$x = 30,7 \text{ mm}$$

*(druhý kořen kvadratické rovnice není pro tento případ reálný)*

$$\lambda = 0,8$$

$$\eta = 1,0$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 1356 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$$

$$d_1 = d_2 = 20 + 6 = 26 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = b * \lambda * x * \eta * f_{cd} * (h - \lambda * x) * 0,5 + A_{s2} * \varepsilon_{s2} * E_s * z_2 + A_{s1} * f_{yd} * z_1$$

$$M_{Rd} = 1,2 * 0,8 * 0,0307 * 1 * 20 * 10^3 * (0,24 - 0,0307) * 0,5 + 1356 * 10^{-6} * 0,536 * 10^{-3} * 200 * 10^6 * 0,094 + 1356 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * 0,094$$

$$M_{Rd} = 132,58 \text{ kNm}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} * (x - d_2) = \frac{3,5}{0,0307} * (0,0307 - 0,026) = 0,536 \leq \varepsilon_{yd} = 2,174\text{‰}$$

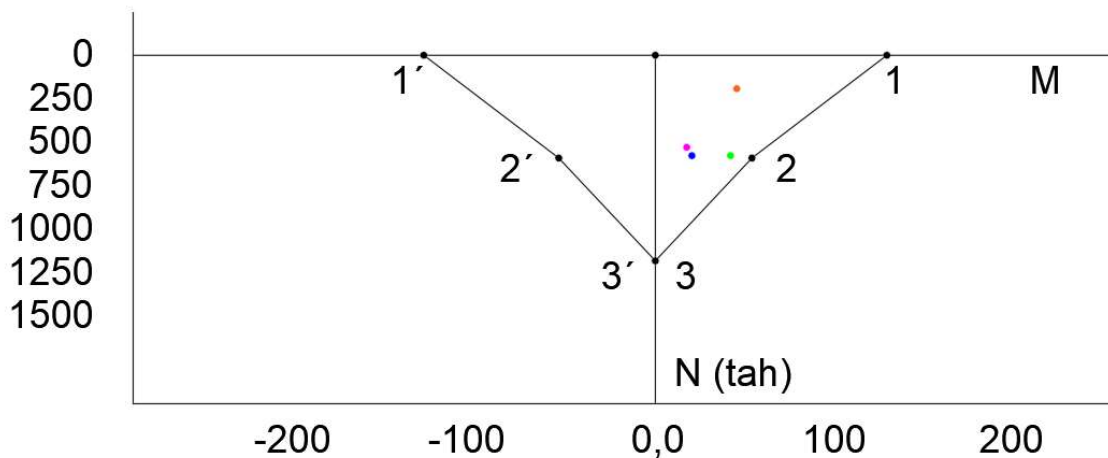
**Bod 2:** zahrnuje současné působení ohybového momentu a normálové síly. Působíště tahové síly je uvažováno v těžišti horní výztuže.

$$N_{Rd} = A_{s1} * f_{yd} = 1356 * 435 = 590,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = F_{s1} * z_1 = 590,4 * 0,094 = 55,5 \text{ kNm}$$

**Bod 3:** představuje případ, kdy je průřez centricky zatěžován normálovou silou, v jejíž důsledku vzniká namáhání pouze normálovými silami.

$$N_{Rd} = (A_{s1} + A_{s1}) * f_{yd} = (1356 + 1356) * 435 = 1180,8 \text{ kN}$$



Obrázek 30 Posouzení únosnosti v interakčním diagramu: bod A (fialová), bod B (modrá), bod C (oranžová), bod D (zelená)

Všechny body leží uvnitř diagramu, čímž je prokázáno, že průřez namáhaný návrhovými hodnotami vnitřních sil je dostatečně únosný.

#### 8.1.4.6 Ověření vzniku trhlin

Výše zmíněné výpočty, zejména stanovení vnitřních sil s využitím výpočetního softwaru SCIA Engineer, předpokládají lineárně pružné chování, tedy stav, kdy železobetonový průřez působí bez vzniku trhlin. Proto je nutné ověřit platnost tohoto předpokladu. Po vzniku první trhliny a rozvoji dalších trhlin dochází k výrazným změnám tuhosti a následné redistribuci vnitřních sil.

Výpočet průřezových charakteristik využívá tzv. ideálního průřezu, díky němuž je z nehomogenního průřezu vytvořen průřez homogenní. Ideální průřez totiž zohledňuje nejen vlastnosti betonu, ale také vlastnosti oceli – konkrétně její výrazně vyšší modul pružnosti. Jelikož ideálnímu průřezu je následně přiřazen modul pružnosti betonu, plocha výztuže se nahradí za pomoci součinitele vyjadřující poměr jednotlivých modulů pružnosti  $\alpha_e$  dle následujícího vzorce:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{33} = 6,06$$

*Plocha ideálního průřezu se stanoví jako součet plochy betonu a poměrné plochy výztuže přidané na úrovni těžiště výztuže, jak je patrné z následujícího vztahu [16]:*

$$A_i = A_c + (\alpha_e - 1) * A_s = 300 * 240 + (6,06 - 1) * 2 * 3 * 113 = 75\,430 \text{ mm}^2$$

Vzhledem k tomu, že maximální hodnoty se ve skutečnosti nevyskytují po celé šířce průřezu, ale pouze v krajním pruhu, byl ideální průřez stanoven pouze z dané části desky odpovídající šířce 0,3 m a příslušejícího množství výztuže.

Následujícím krokem je potřeba vypočítat polohu neutrálné osy. V tomto případě se jedná o symetricky vyztužený průřez, z čehož vyplývá, že neutrálná osa leží přímo ve středu průřezu (ve vzdálenosti  $x_i = 120$  mm od spodního i horního okraje průřezu). Přímý výpočet tak není nutné provádět. Pro výpočet momentu setrvačnosti je převzatý vzorec z odborné literatury. [17] Vynechán byl pouze člen, který představoval Steinerův doplněk k momentu setrvačnosti obdélníkového průřezu tak, aby byl výsledný moment setrvačnosti vztažen k těžišti ideálního průřezu a to z důvodu, že by se rovnal nule.

$$I_y = \frac{1}{12} * b * h^3 + \alpha_e * [A_{s1} * (d - a_i)^2 + A_{s2} * (a_i - d_2)^2]$$

$$I_y = \frac{1}{12} * 300 * 240^3 + 6,06 * [339 * (214 - 120)^2 + 339 * (120 - 26)^2]$$

$$I_y = 3,8191,53 * 10^8 \text{ mm}^4$$

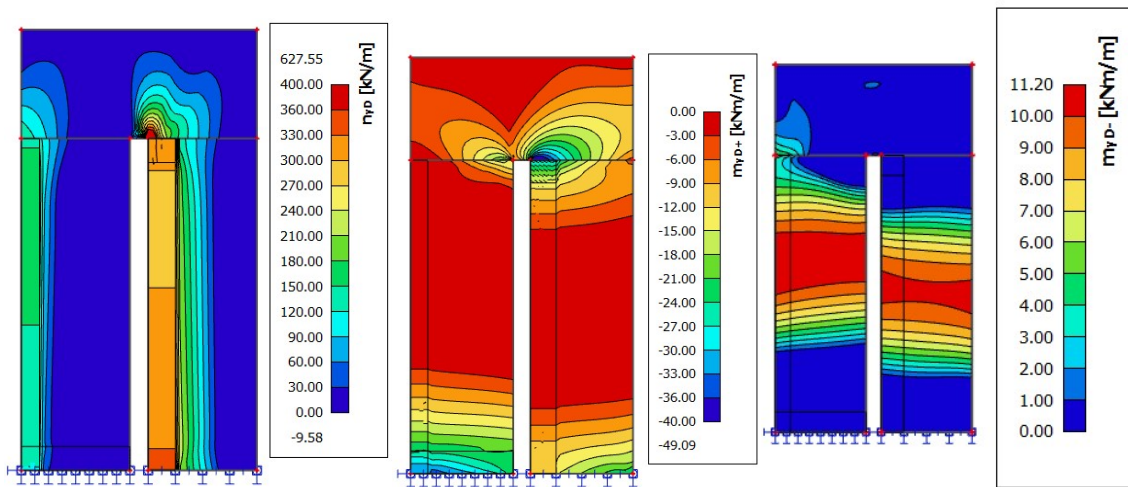
Rozhodující veličinou pro ověření vzniku trhlin v ohýbaném průřezu je napětí v tahu. Pokud hodnota tahu překročí pevnost betonu v tahu, lze očekávat vznik trhlin. U většiny konstrukčních prvků je napětí v tahu způsobené ohybovým namáháním prvku. Proto se v takových případech počítá hodnota kritického momentu  $M_{Cr}$ , při jehož překročení dochází ke vzniku prvních trhlin. Tento vzorec je odvozen z průřezového modulu ke krajním vláknům a střední hodnoty pevnosti betonu v tahu.

$$M_{Cr} = \frac{I_y}{h - x_i} * f_{ctm}$$

V navrženém průřezu se však vyskytuje kombinace tahu za ohybu. *Průměrná hodnota pevnosti v tahu za ohybu vyztužených betonových prvků závisí na průměrné hodnotě pevnosti v dostředném tahu a na výšce průřezu. Lze použít následující vztah: [18]*

$$f_{ctm,fi} = \max \left\{ \left( 1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm}; f_{ctm} \right\} = \max \{ (1,6 - 0,24) 2,9; 2,9 \} = \\ = \max \{ 3,89; 2,9 \} = 3,89 \text{ MPa}$$

Tato hodnota byla následně porovnána s maximálními hodnotami napětí v krajních vláknech průřezu. Pro určení průběhů napětí pro ověření vzniku trhlin (MSP) se používá charakteristická kombinace. Průběhy rozhodujících veličin pro výpočet normálového napětí jsou znázorněny na následujících obrázcích. Hodnoty v kritických průřezích byly přepočteny na desku šířky 0,3 m, pro kterou byly stanoveny také průřezové charakteristiky (ideální průřez a moment setrvačnosti). Výpočet hodnot napětí v kritických průřezích byl proveden vzápětí.

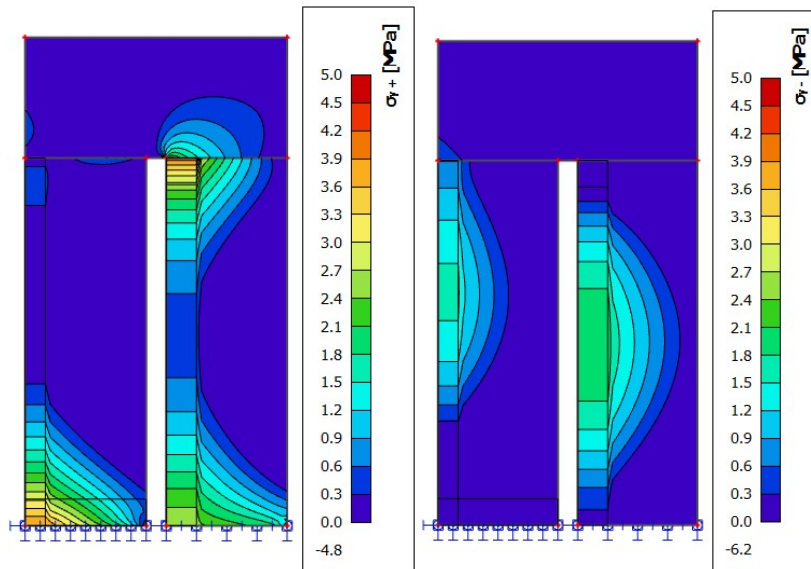


Obrázek 31 Distribuce vnitřních sil pro charakteristickou kombinaci: normálové síly (vlevo), záporné ohybové momenty (uprostřed) a kladné ohybové momenty (vlevo)

$$\sigma_y = \sigma_N + \sigma_{My} = \frac{99\,000}{75\,430} + \frac{7,2 \cdot 10^6}{3,81 \cdot 10^8} \cdot \frac{240}{2} = 3,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = \sigma_N + \sigma_{My} = \frac{108\,000}{75\,430} + \frac{3,6 \cdot 10^6}{3,81 \cdot 10^8} \cdot \frac{240}{2} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = \sigma_N + \sigma_{My} = \frac{45\,000}{75\,430} + \frac{9,9 \cdot 10^6}{3,81 \cdot 10^8} \cdot \frac{240}{2} = 3,71 \text{ MPa}$$



Obrázek 32 Distribuce normálových napětí pro charakteristickou kombinaci: hodnoty při horním (vlevo) a spodním povrchu (vpravo)

Pro ověření výpočtem získaných hodnot byly následně vykresleny také průběhy normálových napětí ve směru y (rovnoběžně s výstupní čarou schodišťových ramen). Pro lepší přehlednost a větší přesnost jsou zobrazeny pouze tahová napětí, které jsou pro vznik trhlin rozhodující. Hodnoty normálových napětí ve směru x dosahují výrazně nižších hodnot, proto nejsou pro výpočet dále uvažovány. Z distribuce normálových napětí je patrné, že největších hodnot napětí je dosaženo vždy při horním povrchu a jsou tak způsobeny zápornými ohybovými momenty. Maximální hodnoty napětí při spodním povrchu (2,1 MPa) zdaleka nedosahují hodnot pevnosti betonu v tahu, vznik trhlin zde tak nehrozí. Maximální vypočítané hodnoty normálového napětí (3,71 MPa) odpovídají také distribuci podle výpočetního programu, kde se extrém pohybuje v intervalu 3,6 – 3,9 MPa.

Dříve stanovená průměrná hodnota pevnosti betonu na řešeném konstrukčním prvku namáhaném tahem za ohybu, se kterou byly vypočítané hodnoty normálového napětí porovnány, je 3,89 MPa. Lze tedy říct, že tato hodnota není překročena a vznik trhlin nehrozí. Tím je ověřena platnost předpokladu, na jehož základě byl výpočet v programu SCIA Engineer prováděn.

V nejnamáhanějším průřezu je nicméně tahová pevnost betonu téměř vyčerpána. Maximální hodnoty napětí se v řešeném konstrukčním prvku nevyskytují v celé šířce, ale pouze v lokálních oblastech o maximální šířce 0,3 m, kde navíc dochází ke spojení dvou konstrukčních prvků. Na reálné konstrukci dojde ke spolupůsobení se zbylou částí desky, kde tahové napětí bude dosahovat nižších hodnot. Kromě toho bude deska v těchto oblastech vždy spolupůsobit také s mezipodestou, respektive stropní deskou. S ohledem na polohu kritických průřezů je krajní výztužný prut v obou ramenech nahrazen prutem o průměru 16 mm. Tím je zajištěno lokální zlepšení průřezových charakteristik, výpočet není nutné znovu opakovat. Tato výztuž plní zároveň funkci lemovací výztuže.

Na základě těchto předpokladů lze konečně stanovit, že trhliny krátkodobým působením vznikají nebudou. Provedený výpočet nezohledňuje dotvarování betonu. Řešení schodiště na konci životnosti zohledňující dotvarování betonu však přesahuje rámec této práce.

### 8.1.5 Výhody a nevýhody navrženého řešení

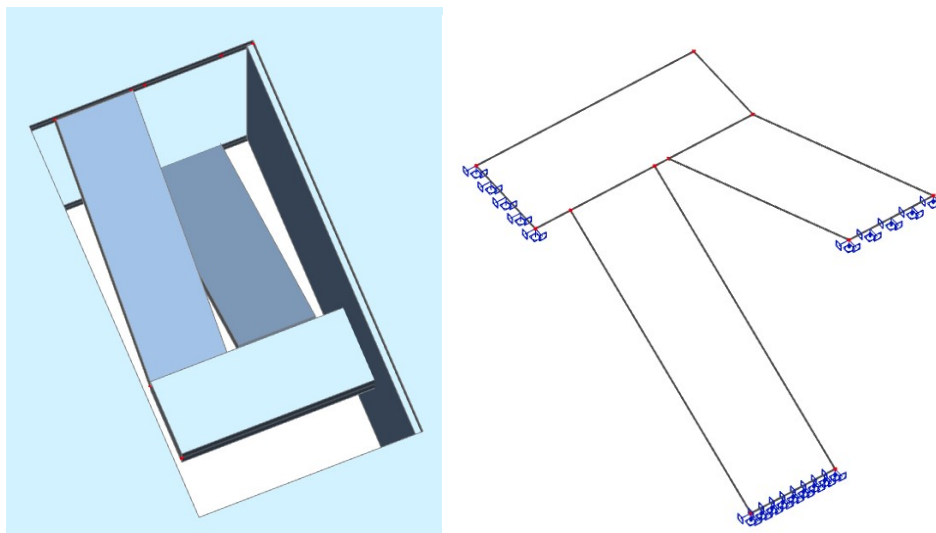
Nespornou výhodou navrženého řešení schodiště je to, že jsou zde naprosto splněny všechny předpokládané architektonické požadavky. S tím je úzce spojená estetická stránka schodiště, kterou lze v tomto případě hodnotit velmi pozitivně. Vzhledem k atypickému provedení tak může takové schodiště tvořit architektonickou dominantu společných prostor administrativní budovy.

Na druhou stranu je nutno podotknout, že atypické schodiště vyžaduje zvýšené nároky na jeho návrh a analýzu. Bylo třeba dbát na spoustu faktorů, které mají vliv nejen na samotný návrh, ale také na zvolený výpočetní model. Vzhledem k prostorově vykonzolovanému provedení zde také odpadá možnost využití prvků kročejové izolace. V okolí schodišťového prostoru je navržena akusticky výhodná plovoucí podlaha. V nejbližším okolí se také nevyskytují prostory určené pro dlouhodobý pobyt osob, které by případným vznikajícím kročejovým hlukem mohly být negativně ovlivněny.

## 8.2 Alternativní řešení

### 8.2.1 Architektonické a konstrukční řešení schodiště

Cílem alternativního návrhu schodiště bylo omezení vnitřních sil, které se u předchozí varianty ukázaly být pro dimenzování schodiště rozhodující, tedy především normálové tahové síly. Při návrhu také musely být zohledněny požadavky, které byly kladeny na schodiště již při prvním návrhu. Ani v tomto případě tak nebyly navrženy v oblasti mezipodesty žádné nové svislé podpory, ale bylo využito nosné stěny, která prostor schodiště ohraničuje. Prodloužením mezipodesty o 0,5 m došlo k jejímu spojení s nosnou stěnou a díky tomu mezipodesta slouží ze statického hlediska jako konzola, na které jsou následně uloženy obě schodišťová ramena. Ostatní rozměry zůstaly zachovány, stejně jako geometrie schodiště.



Obrázek 33 Schéma konstrukčního řešení schodiště (vlevo) a výpočetní model (vpravo)

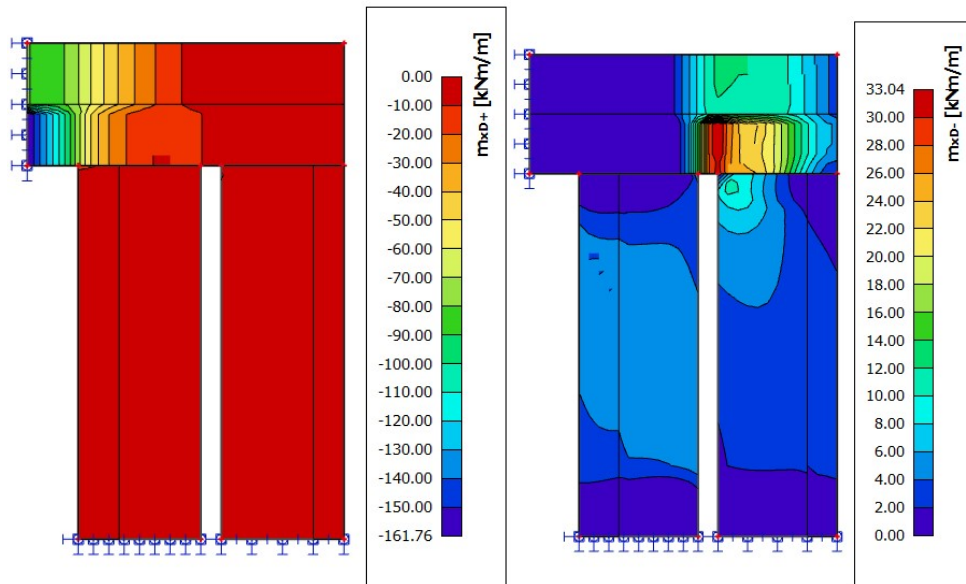
## 8.2.2 Volba výpočetního modelu

Velikost výpočetního modelu byla zvolena stejným způsobem jako u první navržené varianty schodiště. Podporám schodišťových ramen, které představují vetknutí do stropní desky, byla opět přiřazena pružnost, která nahrazuje vliv průhybů stropní desky v místě spojení s rameny. Pro vetknutí mezipodesty do nosné stěny bylo využito pevné podpory. Zatížení schodiště zůstalo nezměněné.

## 8.2.3 Studie výsledků

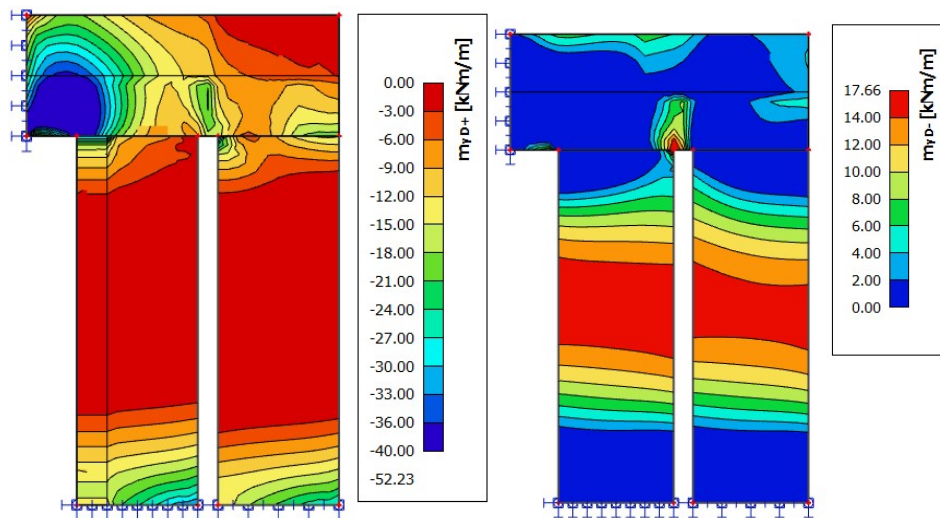
### 8.2.3.1 Analýza vnitřních sil

Vzhledem k vetknutí mezipodesty do nosné stěny výrazně stoupl její podíl na únosnosti schodiště a proto je důležité zaměřit se při dimenzování tohoto provedení schodiště právě na mezipodestu. Distribuce ohybových momentů potvrdila očekávání, dle kterého vznikají maximální hodnoty ohybového momentu při horním povrchu ve vetknutí do nosné stěny. Pro vykreslení ohybových momentů bylo využito průměrovacích pásů po délce mezipodesty, které eliminují vliv extrémních hodnot v lokálních oblastech. Zároveň bylo dodrženo rozdělení mezipodesty na část více a méně namáhanou, což je způsobeno nerovnoměrným zatížením ze schodišťových ramen na jedné straně mezipodesty. Jak je z přiložených obrázků patrné, mezipodesta nepůsobí klasicky jako konzola zatížená pouze vnějším zatížením, ale nezanedbatelný je vliv obou ramen, které mají také nosnou funkci. V důsledku se hodnoty ohybových momentů ve vyložené části mezipodesty blíží nule a naopak vznikají také určitě kladné momenty při spodním povrchu. Jejich hodnoty však pro návrh nejsou rozhodující.



Obrázek 34 Distribuce ohybových momentů  $m_x$ : záporné hodnoty (vlevo) a kladné hodnoty (vpravo)

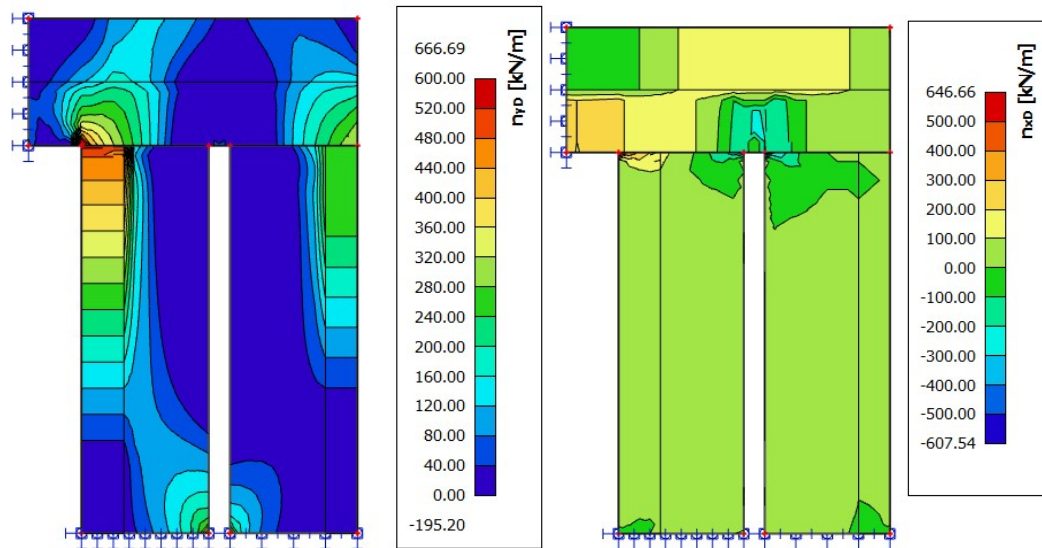
Pro návrh ramen byly logicky rozhodující momenty v druhém směru, tedy ty rovnoběžné s výstupní čarou schodiště. Z jejich hodnot je patrné, že i v tomto provedení vznikají maximální hodnoty ohybového momentu při horním povrchu v místě vetknutí ramen do stropní desky. Rozdíl těchto hodnot s maximálními hodnotami uprostřed rozpětí při spodním povrchu je však výrazně menší než jak tomu bylo u první navržené varianty. To potvrzuje očekávání, se kterými bylo takové provedení navrženo, jelikož se statické působení ramen více přibližuje standardnímu provedení schodiště, kdy ramena (případně i s podestou) působí jako prostý nosník jednosměrně pnutý s návrhovými momenty uprostřed rozpětí při spodním povrchu. Nicméně vliv vetknutí do stropní desky se významně projevuje i zde, proto musí být hodnoty záporných ohybových momentů zohledněny při návrhu výztuže.



Obrázek 35 Distribuce ohybových momentů  $m_y$ : záporné hodnoty (vlevo) a kladné hodnoty (vpravo)

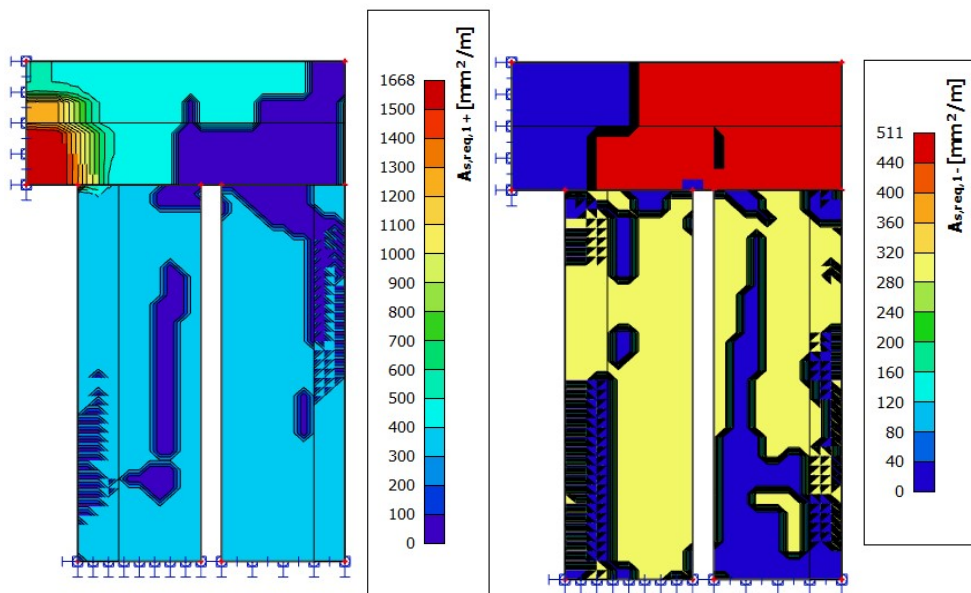


Vykreslení průběhů normálových sil ukázalo, že i zde je nutné vypořádat se s výraznými tahovými silami především ve spodním (levém) rameni. Jejich průběhy jsou ale odlišné, nepokrývají tak velké oblasti jako v předchozí variantě a také dosahují převážně nižších hodnot. Pro kontrolu hodnot normálových sil v mezipodestě byly vykresleny také průběhy v druhém směru kolmém k výstupní čáře schodišťových ramen. Z vykreslení je však jasné, že dosahují pouze nízkých hodnot a z hlediska návrhu výztuže tak neměly nijak zásadní vliv. Přesto byly při návrhu zohledněny, jelikož se oblast jejich maximálních hodnot shoduje s oblastí, kde se vyskytují také maximální ohybové momenty.



Obrázek 36 Distribuce normálových sil:  $n_y$  (vlevo) a  $n_x$  (vpravo)

### 8.2.3.2 Návrh nosné výztuže



Obrázek 37 Vykreslení ploch nutné výztuže (ve směru podélném pro mezipodestě): horní výztuž (vlevo) a dolní výztuž (vpravo)

### Návrh horní výztuže mezipodesty:

$$A_{S,req} = 1688 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (oblast u vetknutí)}$$

$$A_{S,req} = 500 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (převážná část mezipodesty)}$$

→ Navržena výztuž  $\varnothing 12 \text{ mm} / 200 \text{ mm}$  + příložky  $\varnothing 18 \text{ mm} / 200 \text{ mm}$ :

$$A_{S,prov} = 565 + 1272 = 1837 \text{ mm}^2/\text{m}$$

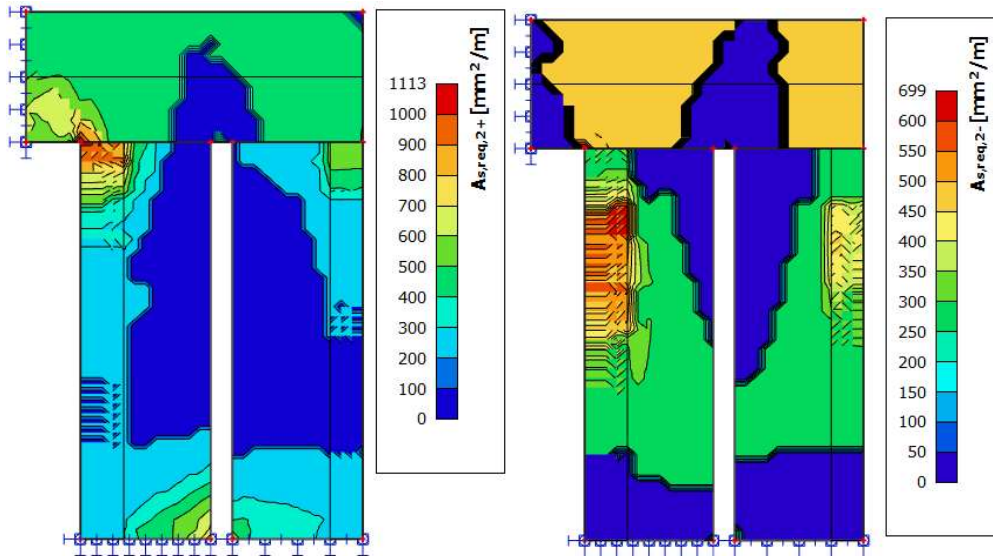
Příložky budou navrženy v celé šířce, jejich délka bude odpovídat oblasti dle vykreslení z výpočetního programu s přičtenou kotevní délkou.

### Návrh dolní výztuže mezipodesty:

$$A_{S,req} = 511 \text{ mm}^2/\text{m}$$

→ Navržena výztuž  $\varnothing 12 \text{ mm} / 200 \text{ mm}$ :

$$A_{S,prov} = 565 \text{ mm}^2/\text{m}$$



Obrázek 38 Vykreslení ploch nutné výztuže (ve směru podélném pro ramena): horní výztuž (vlevo) a dolní výztuž (vpravo)

### Návrh horní výztuže ramen:

Výztuž obou schodišťových ramen byla navržena stejně, čímž se sníží riziko chybného provedení na stavbě. Potřebné plochy výztuže se navíc nijak zásadně neliší, proto lze takový návrh stále považovat za hospodárný.

$$A_{S,req} = 1000 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (lokálně u spodního ramene, levá část spojení s mezipodestou)}$$

$$A_{S,req} = 600 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (více oblastí na obou ramenech)}$$

→ Navržena výztuž  $\emptyset$  10 mm / 100 mm:

$$A_{S,prov} = 785 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Navržená výztuž nevyhovuje pouze lokálně v jedné oblasti dolního ramene. Protože se jedná o krajní oblast, kde se vyskytuje průměrovací pás šířky 0,4 m, byl ověřen vliv lemovací výztuže, kdy je krajní podélná výztuž  $\emptyset$  10 mm nahrazena prutem  $\emptyset$  16 mm.

$$A_{S,req} = 1000 \text{ mm}^2/\text{m} * 0,4 \text{ m} = 400 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,prov} = 3 * \emptyset 10 + 1 * \emptyset 16 = 3 * 79 + 201 = 438 \text{ mm}^2$$

**Návrh dolní výztuže ramen:**

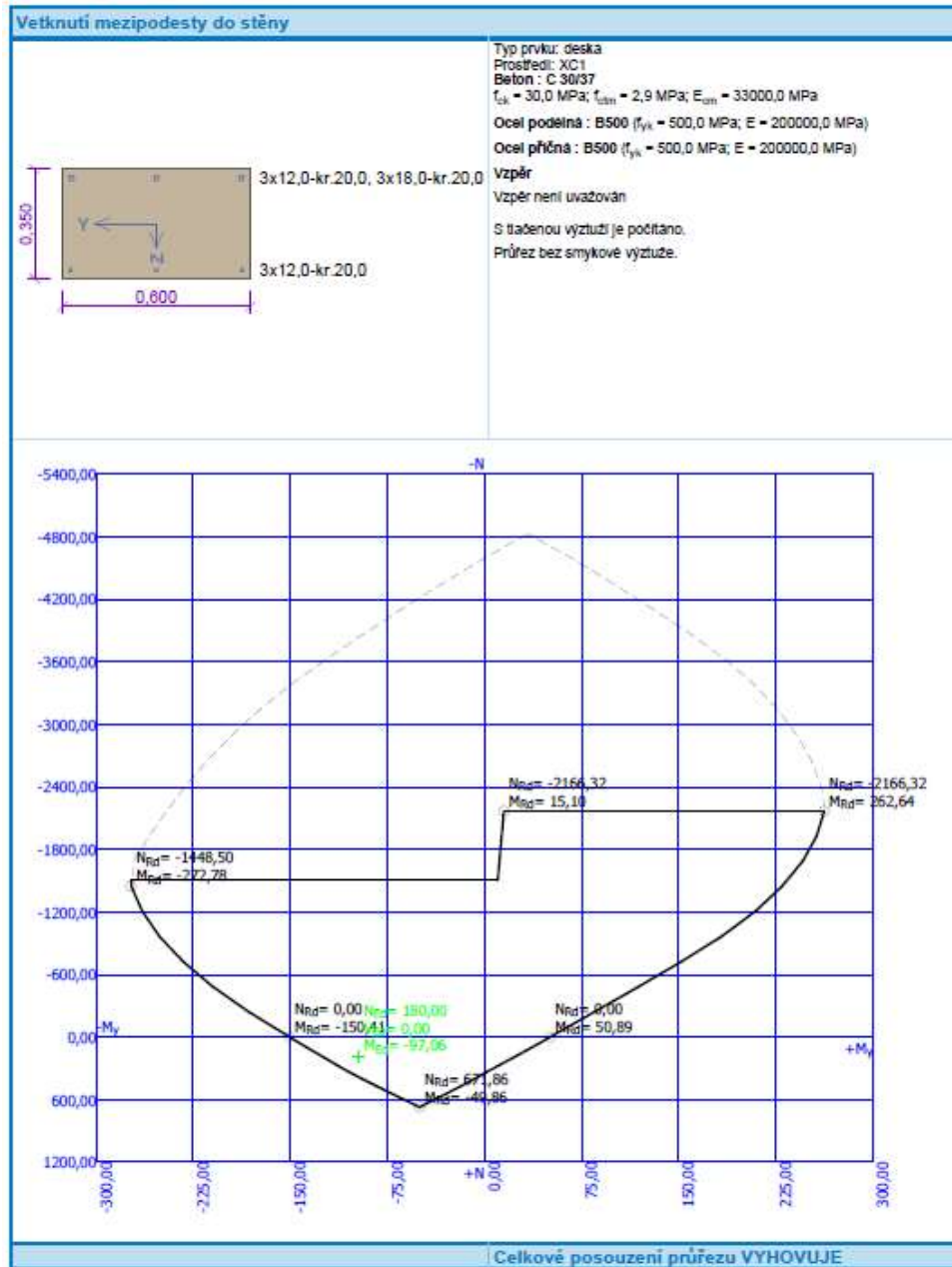
$$A_{S,req} = 699 \text{ mm}^2/\text{m}$$

→ Navržena výztuž  $\emptyset$  10 mm / 100 mm:

$$A_{S,prov} = 785 \text{ mm}^2/\text{m}$$

### 8.2.3.3 Posouzení únosnosti

Posouzení únosnosti nesymetricky vyztuženého průřezu namáhaného tahem za ohybu bylo provedeno ve výpočetním programu FIN EC – Beton 2D.



**Vetknuti mezipodesty do stěny**

Posouzení min. a max. stupně vyztužení  
 Deska (tažená vyztuž - minimum, celková vyztuž - maximum):  
 $P_{k1} = 0,00571 \geq P_{k,min} = 0,00151 \Rightarrow$  VYHOVUJE  
 $P_{k2} = 0,00687 \leq P_{k,max} = 0,04 \Rightarrow$  VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$M_{Rd}$ [kNm]	Posouzení
1		180,00	383,10	0,00	0,00	-97,06	-125,97	Vyhovuje

Mazní stav únosnosti (ohyby, smyky) VYHOVUJE

Celkové posouzení průřezu VYHOVUJE

Obrázek 39 Posouzení únosnosti desky schodišťového ramene v programu FIN EC

### 8.2.4 Výhody a nevýhody

Nespornou výhodou tohoto alternativního řešení je to, že se mezipodesta výrazně podílí na nosné funkci celého schodiště a díky tomu došlo k výraznému odlehčení schodišťových ramen. U alternativní varianty je v důsledku nižší riziko vzniku trhlin, které by se následně negativně projevilo na celkovém statickém působení konstrukce. Ve schodišťových ramenech se stále vyskytují nezanedbatelné tahové síly větší než u běžných schodišť, kde je schodišťové rameno uloženo jako prostý nosník, ale ve srovnání s první variantou nejsou hodnoty těchto sil tak vysoké. Výsledkem je menší množství nutné výztuže, díky čemuž se tato varianta jeví jako hospodárnější. Na druhou stranu však vyžaduje výrazně větší vyztužení mezipodesty. V důsledku proto není možné tuto variantu považovat za hospodárnější.

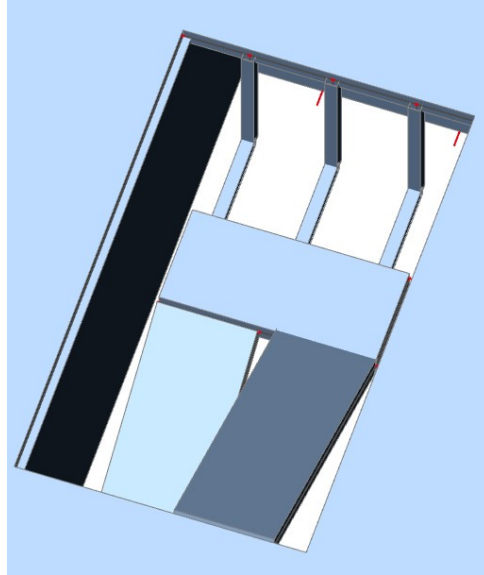
Na druhou stranu toto řešení umožňuje aplikaci akustických prvků. Nosný prvek pro izolaci proti kročejovému zvuku je možné vložit do napojení schodišťového ramene a mezipodesty, respektive stropní desky. Diskutabilní je však estetická stránka alternativního provedení, kdy prostor podesty svojí šířkou na jedné straně převyšuje šířku přilehlých ramen. Volný prostor mezi schodištěm a přilehlou stěnou je ponechán pouze vedle ramene, ale už ne mezi stěnou a mezipodestou.

## 8.3 Další možnosti konstrukčního řešení

Ve skutečnosti existuje mnohem více možností, jak lze dané schodiště navrhnout. V této podkapitole je stručná ukázka třetí alternativy možného provedení schodiště dle předpokládaných architektonických požadavků.

### 8.3.1 Architektonické a konstrukční řešení

Další navržené řešení vychází z první navržené varianty, tedy ze skutečného provedení schodiště v referenčním objektu. Rozdílem je však zavěšení mezipodesty do stropní desky za pomoci válcovaných ocelových profilů ve tvaru L. Díky tomu by došlo k výraznému omezení průhybů a tahových sil ve schodišťových ramenech. Statické působení by se tak výrazně přiblížilo běžným řešením schodišť a rozhodující namáhání ramen by více odpovídalo prostému nosníku. V podstatě by schodiště bylo tvořeno dvěma jednosměrně pnutými deskami jednou zalomenými, které by byly v oblasti mezipodesty vzájemně propojeny. Při podrobné statické analýze by musel být kladen důraz především na ocelové profily, které by mezipodestu podepíraly, a jejich spoj s mezipodestou. V závislosti na volbě konkrétního profilu a jeho únosnosti by také byl stanoven jejich počet, který je možné měnit dle potřeb. Pravděpodobný počet však lze očekávat mezi dvěma a čtyřmi profily. V ukázkovém schématu konstrukčního řešení byla zvolena varianta se třemi ocelovými profily. Z architektonického hlediska by díky využití ocelových profilů byla stále zachována lehkost schodiště, volný prostor v okolí schodiště by byl narušen pouze mírně.



Obrázek 40 Schéma konstrukčního řešení schodiště s využitím ocelových profilů

### 8.3.2 Typově obdobné realizované schodiště

Toto navržené řešení je inspirováno schodištěm, které bylo realizováno v projektu Filadelfie, což je výšková administrativní budova dokončena roku 2010 a tvoří dominantu komplexu BB Centrum v Praze. Zobrazené schodiště se nachází v obchodní pasáži v přízemním podlaží a architektonicky se jedná i v tomto případě o dominantní prvek. Dle provedení lze předpokládat, že svislé podpory v oblasti mezipodesty byly nežádoucí s ohledem na zachování průchodnosti v prostoru pod mezipodestou a jeho bezprostředním okolí. Z toho důvodu je mezipodesta zavěšena pomocí zalomených ocelových profilů do stropní desky. Mezipodesta je sice na jedné straně v kontaktu se stěnou, ta se však s největší pravděpodobností na nosné funkci nijak nepodílí. Zásadním rozdílem ve srovnání s navrženou variantou je ale materiálové provedení. Po bližším ohledání bylo zjištěno, že u referenčního schodiště se jedná o ocelové schodnicové schodiště opatřené kapotáží. Díky tomu schodiště působí lehčím dojmem a také výsledné zatížení vlastní tíhou bude výrazně nižší, než jak by tomu bylo u železobetonového provedení. Přesto je možné nechat se určitými konstrukčními prvky inspirovat.



*Obrázek 41 Ukázka zavěšení referenčního schodiště v pasáži objektu Filadelfie*

## Závěr

Bakalářská práce v teoretické části shrnuje základní poznatky týkající se návrhu schodišť především s ohledem na jejich rozměrové a geometrické řešení. Nedílnou součástí teoretické části je kapitola zabývající se konstrukčním řešením schodišť, důraz byl především kladen na schodiště desková železobetonová, která jsou řešena v navazující praktické části. Popsány byly konkrétní metody a způsoby, s jejichž pomocí se schodiště navrhují a dimenzují. Ačkoliv lze řada železobetonových schodišť navrhnout zjednodušenými metodami s dostatečnou přesností, probíhá v dnešní době naprostá většina výpočtů užitím výpočetních programů založených na řešení metodou konečných prvků. Právě tento způsob řešení byl vybrán pro podrobnou analýzu schodiště v praktické části.

Na úvod praktické části byl zpracován přehled zatížení a předběžný návrh základních konstrukčních prvků, který se týkal především nosných sloupů a stropní desky. Vzhledem k tomu, že konstrukční systém byl navržen jako sloupový, bylo nutné ověřit únosnost stropní desky na protlačení. Protože by v tomto případě deska bez dalších opatření nevyhověla, byl proveden návrh lišt se smykovými trny včetně výpočtu, který potvrdil dostatečnou únosnost navrženého opatření.

Hlavní náplň bakalářské práce spočívala v návrhu vnitřního schodiště s ohledem na předpokládané architektonické požadavky a v podrobné analýze základního navrženého řešení schodiště. Byla provedena rešerše, jejíž cílem bylo najít obdobně provedená železobetonová schodiště. Ačkoliv se z počátku zdálo, že navržené konstrukční řešení je zcela unikátní, podařilo se najít objekt s vnitřním železobetonovým schodištěm řešeným stejným způsobem.

V počáteční fázi konstrukčního návrhu schodiště bylo nutné najít vhodný výpočetní model, který bude časově nenáročný a zároveň dostatečně přesný. Myšlenka využití globálního modelu zpracovaného primárně pro podrobné ověření průhybu stropních desek byla zavržena z důvodu časové náročnosti výpočtu. Následně byl proveden výřez globálního modelu o takové velikosti, u které se předpokládalo zachování rozložení vnitřních sil v oblasti schodiště. Ačkoliv došlo k výraznému zrychlení výpočtu při relativně jemné síti konečných prvků, byl nakonec vytvořen lokální model schodiště. U lokálního modelu však bylo nutné nasimulovat deformace stropní desky v místě schodiště pružnými podporami. Zanedbání deformace stropní desky v místě uložení schodiště by mohlo vést k redistribuci vnitřních sil na prvcích schodiště. Takový model by nekorespondoval s reálným působením schodiště a celý návrh by tak byl nesprávně proveden.

Po výběru vhodného výpočetního modelu byla provedena podrobná analýza schodiště. V souladu s předpoklady se potvrdilo, že při tomto konstrukčním řešení budou vznikat významné tahové normálové síly. Kritické průřezy, dle kterých bylo zapotřebí navrhnout požadované množství výztuže, tak byly namáhány kombinací tahové síly a ohybového momentu. Vzhledem k celkovému působení schodiště, které lze přirovnat k prostorové konzole, se ukázalo, že maximální rozhodující kombinace se nachází v oblasti vetknutí schodiště do stropní desky při horním povrchu. Právě pro tuto oblast byl proveden návrh výztuže. Mezní stav únosnosti byl ověřen ručním výpočtem s využitím interakčního diagramu.



Analýza byla prováděna v programu SCIA Engineer za předpokladu lineárně-pružného chování železobetonu. Pro ověření tohoto předpokladu byl proveden výpočet ověření vzniku trhlin. Pokud by na konstrukci trhliny vznikly, došlo by ke zhoršení průřezových charakteristik a následné redistribuci vnitřních sil. Lze se domnívat, že by se vznik trhlin negativně projevil také na výsledných průhybech.

Výpočet však prokázal, že trhliny vznikat nebudou, respektive nebezpečí jejich vzniku hrozí pouze v malé lokální oblasti, kde se hodnota tahového napětí v krajních vláknech průřezu velmi přibližuje hodnotě tahové pevnosti betonu. Jednalo se o lokální oblast podél okraje ramen, kde byly navrženy výztužné pruty většího průměru. Podrobný způsob vyztužení první konstrukční varianty je patrný z výkresu výztuže, který je přílohou bakalářské práce. Ověření trhlin by bylo zapotřebí provést také pro stav na konci životnosti schodiště, kdy budou průřezové charakteristiky zhoršeny vlivem dotvarování. Tento výpočet přesahuje rámec bakalářské práce a zůstává podnětem pro další práci v budoucnosti. Opomenout nelze skutečnost, že navržené řešení může být problematické z hlediska šíření kročejevého hluku.

Dále bylo navrženo alternativní konstrukční řešení, ve kterém se mezipodesta stala nosnou konzolou vetknutou do nosné stěny. Na základě analýzy se ukázalo, že tímto provedením dojde k omezení rozhodujících namáhání v oblasti napojení schodiště na stropní desku z předchozí varianty, nicméně se výrazně zkomplikuje návrh mezipodesty, která si zde žádá výrazně silnější vyztužení a výsledný návrh tak není možné považovat za hospodárnější. Na druhou stranu by takové řešení umožnilo vložení akustických prvků do míst uložení schodišťových ramen.

Studie schodiště prokázala, že konstrukční řešení vycházející z referenčního realizovaného objektu je skutečně proveditelné v železobetonovém materiálovém řešení. Studie zároveň poukázala na hlavní body, kterým je zapotřebí věnovat patřičnou pozornost při konstrukčním návrhu podobných schodišť.

## Bibliografie

- [1] B. EICHLER, Betonová schodiště, Praha: Vydavatelství ERA, 2008.
- [2] ČSN 73 4130 Schodiště a šikmé rampy - základní ustanovení, Praha: Vydavatelství norem, 1990.
- [3] P. DRÁBEK, Schodiště, Praha: Grada, 1999.
- [4] P. HYKŠ, M. GIECOVÁ, Schodiště, rampy, žebříky, Praha: Grada, 2008.
- [5] „HALFEN,“ [Online]. Available: [https://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/catalogues/reinforcementsystems/ISI\\_18-D.pdf](https://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/catalogues/reinforcementsystems/ISI_18-D.pdf).
- [6] „Schöck,“ [Online]. Available: [https://www.schoeck-wittek.cz/view/3739/Technicke\\_informace\\_Schoeck\\_Tronsole\\_%5B3739%5D.pdf](https://www.schoeck-wittek.cz/view/3739/Technicke_informace_Schoeck_Tronsole_%5B3739%5D.pdf)
- [7] [http://concrete.fsv.cvut.cz/~kohouale/vyuka/bz2a/bz2a\\_sylaby/schodiste.pdf](http://concrete.fsv.cvut.cz/~kohouale/vyuka/bz2a/bz2a_sylaby/schodiste.pdf). [Online].
- [8] prof. Ing. J. PROCHÁZKA, CSc., Ing. Jiří ŠMEJKAL, CSc., Betonové stropní a schodišťové konstrukce, Praha: Nakladatelství ČVUT, 2017.
- [9] „<https://www.archiweb.cz/b/ibm-global-services-delivery>,“ [Online].
- [10] „Reynaers,“ [Online]. Available: <https://www.reynaers.cz/cs-CZ/produkty/fasady/cw-50>.
- [11] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí, Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [12] prof. Ing. J. PROCHÁZKA, CSc., Ing. Jiří ŠMEJKAL, CSc., doc. Ing. J. VAŠKOVÁ, CSc., NAVRHOVÁNÍ ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ - Příklady a postupy, Praha: Nakladatelství ČVUT, 2016.
- [13] Europäische Technische Bewertung ETA-12/0454, Berlín: Deutsches Institut für Bautechnik, 2017.
- [14] „<https://www.archiweb.cz/b/knihovna-filozoficke-fakulty-mu>,“ [Online].

- [15] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [16] Ing. doc. Marek FOGLAR, Ph.D a kol., BETONOVÉ KONSTRUKCE 3 Navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu, Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2012.
- [17] Ing. P. Bílý, Ph.D, „Návrh stropní desky v programu SCIA Engineer,“ 2017. [Online]. Available: [http://people.fsv.cvut.cz/~stefarad/vyuka/133YBKC/YBKC\\_Deska.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/~stefarad/vyuka/133YBKC/YBKC_Deska.pdf).
- [18] 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.

## Seznam obrázků

Obrázek 1 Typy schodišťových stupňů a zobrazení limitních rozměrů .....	15
Obrázek 2 Podchodná a průchodná výška [2] .....	17
Obrázek 3 Typický prvek vkládaný mezi podestu a rameno schodiště monolitického (vlevo) a prefabrikovaného (vpravo) [4] .....	18
Obrázek 4 Typický prvek určený pro uložení podesty (vlevo) a izolační spárová deska jako obložení schodiště [4] .....	19
Obrázek 5 Řešení detailu styku ramen a podesty: hrany stupňů v jedné rovině (vlevo) a hrany posunuty o šířku jednoho stupně (vpravo) .....	22
Obrázek 6 Schéma zatížení schodišťového ramene .....	23
Obrázek 7 Zatížení působící na šikmou desku .....	24
Obrázek 8 Jednoramenná desková schodiště se statickými modely .....	25
Obrázek 9 Vedení výztuže v zalomení desky .....	26
Obrázek 10 Příklad schodiště s vnitřními podporami (nahore), s vnějšími podporami (dole vlevo) a s kombinací vnitřních i vnějších podpor (dole vpravo) .....	27
Obrázek 11 Dvousměrně pnuté schodiště (půdorys, statické schéma, základní soustava) [6] .....	29
Obrázek 12 Schéma prostorově působícího schodiště se zjednodušujícím rozdělením na pruhy [6] ..	30
Obrázek 13 Čelní pohled na objekt (nahore) a podélný pohled na objekt (dole) [7] .....	33
Obrázek 14 Zobrazení polohy sloupů v referenční budově v podzemním podlaží (vlevo) a nadzemních podlažích (vpravo) [7] .....	34
Obrázek 15 Konstrukční schéma 1PP .....	35
Obrázek 16 Konstrukční schéma 1 NP (nahore) a 2NP - shodné s 3NP (dole) .....	36
Obrázek 17 Výsek konstrukčního systému - nejnamáhanější sloup .....	41
Obrázek 18 Schéma konstrukčního řešení schodiště (vlevo) a výpočetní model (vpravo) .....	46
Obrázek 19 Geometrie napojení ramene a podesty [6] .....	48
Obrázek 20 Pohled na schodiště knihovny FF MU zepředu (vlevo) a z boční strany (vpravo) [12] .....	49
Obrázek 21 Axonometrie globálního výpočetního modelu .....	50
Obrázek 22 Axonometrie lokálního výpočetního modelu .....	51
Obrázek 23 Zobrazení průhybů globálního (vlevo) a dílčího (vpravo) výpočetního modelu .....	52
Obrázek 24 Zobrazení průhybů lokálního výpočetního modelu s tuhým vetknutím (vlevo) a s pružným uložením (vpravo) .....	52
Obrázek 25 Zatížení schodiště z výpočetního programu: ZS2 (vlevo) a ZS3 (vpravo) .....	53

Obrázek 26 Distribuce normálových sil na konstrukci: podrobné hodnoty (vlevo) a zprůměrované hodnoty (vpravo).....	55
Obrázek 27 Výsledné 3D deformace (při charakteristickém zatížení) .....	56
Obrázek 28 Distribuce ohybových momentů: kladné hodnoty (vlevo) a záporné hodnoty (vpravo)...	56
Obrázek 29 Vykreslení ploch nutné podélné výztuže ramen: horní (vpravo) a dolní (vlevo) .....	57
Obrázek 30 Posouzení únosnosti v interakčním diagramu: bod A (fialová), bod B (modrá), bod C (oranžová), bod D (zelená) .....	59
Obrázek 31 Distribuce vnitřních sil pro charakteristickou kombinaci: normálové síly (vlevo), záporné ohybové momenty (uprostřed) a kladné ohybové momenty (vlevo) .....	61
Obrázek 32 Distribuce normálových napětí pro charakteristickou kombinaci: hodnoty při horním (vlevo) a spodním povrchu (vpravo) .....	62
Obrázek 33 Schéma konstrukčního řešení schodiště (vlevo) a výpočetní model (vpravo).....	64
Obrázek 34 Distribuce ohybových momentů $m_x$ : záporné hodnoty (vlevo) a kladné hodnoty (vpravo) .....	65
Obrázek 35 Distribuce ohybových momentů $m_y$ : záporné hodnoty (vlevo) a kladné hodnoty (vpravo) .....	65
Obrázek 36 Distribuce normálových sil: $n_y$ (vlevo) a $n_x$ (vpravo) .....	66
Obrázek 37 Vykreslení ploch nutné výztuže (ve směru podélném pro mezipodestu): horní výztuž (vlevo) a dolní výztuž (vpravo) .....	66
Obrázek 38 Vykreslení ploch nutné výztuže (ve směru podélném pro ramena): horní výztuž (vlevo) a dolní výztuž (vpravo) .....	67
Obrázek 39 Posouzení únosnosti desky schodišťového ramene v programu FIN EC .....	69
Obrázek 40 Schéma konstrukčního řešení schodiště s využitím ocelových profilů .....	71
Obrázek 41 Ukázka zavěšení referenčního schodiště v pasáži objektu Filadelfie.....	72

## Seznam příloh

Příloha 1 – Výkres tvaru 2NP

Příloha 2 – Výkres výztuže navrženého schodiště

Příloha 3 – Technická zpráva statické části objektu