

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



KONSTRUKČNÍ NÁVRH ŠROUBOVICOVÉHO
BETONOVÉHO SCHODIŠTĚ
STRUCTURAL DESIGN OF HELICAL CONCRETE
STAIRCASE

Bakalářská práce

Autor práce: Ludvík Málek

Vedoucí práce: Ing. Josef Novák, Ph.D.

Praha 2023

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Ludvík</u>	Jméno: <u>Málek</u>	Osobní číslo: <u>494114</u>
Zadávací 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 návrh šroubovicového betonového schodiště</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Structural design of helical concrete staircase</u>	
Pokyny pro vypracování: Souhrn základních informací k řešení železobetonových schodišť s důrazem na šroubovicové schodiště. Návrh konstrukčního systému zadaného objektu - zpracování předběžného návrhu a výkresů tvaru. Podrobný konstrukční návrh šroubovicového schodiště zadaného objektu - návrh výztuže, zpracování výrobní dokumentace. Seznam doporučené literatury: A simple design approach for helicoidal stair slabs, Zia Wadud Betonové stropní a schodišťové konstrukce, prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc. Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>Ing. Josef Novák, Ph.D.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>20.2.2023</u>	Termín odevzdání BP v IS KOS: <u>22.5.2023</u>
<small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>	

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>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“.</i>
<u>20.2.2023</u>
Datum převzetí zadání

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci vypracoval samostatně pod odborným vedením Ing. Josefa Nováka, Ph.D. a veškeré použité zdroje informací jsou uvedeny v seznamu literatury na závěr této práce.

V Praze dne 22. 5. 2023

Ludvík Málek

Poděkování

Tímto bych chtěl poděkovat především Ing. Josefu Novákovi, Ph.D. za čas věnovaný konzultacím této práce, klidný a trpělivý přístup a důležité věcné připomínky a rady pro vznik této práce. Dále bych chtěl poděkovat pracovníkům katedry betonových a zděných konstrukcí, kteří vyučují základní předměty navrhování betonových konstrukcí a také modelování betonových konstrukcí na počítači, díky jejichž dobré práci jsem našel zalíbení v této oblasti stavebního inženýrství.

Anotace

Bakalářská práce se zabývá konstrukčním návrhem železobetonového šroubovicového schodiště pro budovu hotelu. Pro objekt je zpracován předběžný návrh a návrh konstrukčního systému. Následně je provedena analýza vnitřních sil schodiště, návrh a zpracování potřebné výrobní dokumentace výztuže schodiště.

Klíčová slova

Šroubovicové schodiště, železobeton, konstrukční návrh schodiště, kombinace ohybu s tahem, výztuž deskového schodiště

Annotation

The bachelor's thesis deals with the structural design of a reinforced concrete helical staircase for a hotel building. A preliminary design and design of the construction system are prepared for the object. Subsequently, an analysis of the internal forces of the staircase, design and processing of the necessary production documentation of the staircase reinforcement is carried out.

Keywords

Helical staircase, reinforced concrete, structural design of the staircase, combination of bending and tension, slab staircase reinforcement

Obsah

1	Úvod	3
2	Třídění betonových schodišť	4
3	Příklady realizace	7
4	Zásady navrhování schodišť	9
4.1	Zásady specifické pro zakřivená schodiště	10
4.2	Stavebně fyzikální požadavky	11
5	Zjednodušené návrhové přístupy	13
5.1	Zjednodušující předpoklady v přístupech	13
6	Objekt s řešeným schodištěm	14
6.1	Charakteristika objektu	14
6.2	Nutné úpravy objektu	14
6.3	Konstrukční systém objektu	15
6.4	Navržené materiály	15
6.5	Uvažovaná zatížení	16
6.5.1	Zatížení vlastní tíhou nosných prvků	16
6.5.2	Zatížení od střešní konstrukce	16
6.5.3	Zatížení od podlah	17
6.5.4	Zatížení od stěn	18
6.5.5	Zatížení od výplní otvorů	18
6.5.6	Užitná zatížení	18
6.5.7	Klimatická zatížení	19
6.6	Ověření rozměrů hlavních konstrukčních prvků	19
7	Konstrukční návrh schodiště	20
7.1	Variety konstrukčního systému schodiště	20
7.2	Geometrie schodiště	21
7.3	Zatížení schodiště	22
7.4	Porovnání jednotlivých variant	23
7.5	Návrh vybrané varianty konstrukčního systému	25
7.5.1	Analýza vnitřních sil	26
7.5.2	Návrh hlavní nosné výztuže	30
7.5.3	Posouzení výztuže v kombinaci ohybu s tahem	31
7.5.4	Posouzení mezního stavu použitelnosti	33
8	Závěr	35
	Reference	37
	Seznam obrázků	39
	Seznam tabulek	40
	Seznam příloh	41

1 Úvod

Tato práce se zabývá konstrukčním návrhem šroubovicového železobetonového schodiště. Motivací pro výběr tohoto tématu je všeobecný zájem o schodiště a navrhování méně obvyklých konstrukcí. Stejně tak možnost prohloubit znalosti v navrhování a modelování konstrukcí na počítači.

V první, teoretické části práce jsou shrnuty základní informace o návrhu schodišť a jejich třídění a řešení se zaměřením na šroubovicová schodiště. Pro získání představy o vývoji návrhů šroubovicových schodišť jsou uvedeny ukázky v minulosti realizovaných schodišť. Dále jsou základně představené zjednodušené metody výpočtu vnitřních sil, umožňující snadný výpočet bez použití moderních softwarových metod. Tato část vychází především z odborných publikací a shrnuje dostupné informace.

V druhé, praktické části je práce nejdříve zaměřena na konstrukční návrh objektu, ve kterém je schodiště umístěno. Z něj vychází samotný návrh schodiště, ale nejdříve jsou porovnávány různé konstrukční varianty provedení schodiště a jejich vhodnost. Při analýze vnitřních sil schodiště je porovnáván vliv zvoleného výpočetního modelu na výsledky. Návrh výztuže je proveden pro předpokládanou nejpřesnější variantu. Následně je návrh ověřen na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti. Pro návrh je zpracován výkres výztuže schodiště.

Cílem práce bylo analyzovat průběhy vnitřních sil se zaměřením na kombinaci ohybového momentu s normálovou silou. Po analýze těchto vlivů přichází na řadu návrh hospodárné a realizačně jednoduché varianty vyztužení.

2 Třídění betonových schodišť

Schodiště obecně slouží jako hlavní komunikační prostor umožňující pohyb ve svislém směru ve stavebních objektech, a proto je jednou ze základních a nepostradatelných konstrukcí. Jako většina jiných konstrukcí, i tato se dá třídit podle mnohých obecných specifikací, např. materiálu, umístění vzhledem k budově nebo podle funkce schodiště. Pro tuto práci jsou podstatná pouze některá z nich, která jsou dále uvedena, ostatní je možné podrobně a přehledně nalézt v normě ČSN 73 4130 [2] nebo v učebnici pro SPŠ stavební [3].

Třídění podle počtu ramen:

- jednoramenné - jedno rameno bez podesty,
- dvouramenné - dvě ramena přerušena jednou podestou,
- tříramenné - tři ramena přerušena dvěma podestami,
- víceramenné - více ramen přerušeno podestami.

Třídění podle půdorysného tvaru ramen:

- přímé,
- zakřivené,
- smíšené.

Konkrétně pro betonová schodiště je důležité rozdělení podle konstrukčního provedení, tzn. způsobu podepření a tvaru nosné konstrukce schodiště.

Konstrukce je obvykle tvořena nosnými stupni, nebo stupni nesenými deskou. Tento základní princip je možné nalézt u všech konkrétních konstrukčních typů. Za mezistupeň mezi těmito dvěma principy je možné považovat schodiště s průběžnými nosnými stupni, které jsou přímo spojeny jako monolit, nebo vzájemně propojeny maltou [1].

Hlavní konstrukční principy:

- oboustranně podporované stupně,

Základní princip, kde jednotlivé stupně působí jako prosté nosníky. Podporou může být stěna, schodnice nebo i táhlo.

- konzolové schodiště,

Stupně jsou podepřeny pouze na jedné straně, kde mohou být vetknuty do nosné stěny. V případě uložení železobetonového trámu na zdivo je označováno za částečné vetknutí.

- vřetenové schodiště točité,

Jedná se v podstatě o předchozí variantu. Hlavním nosným prvkem je namísto stěny svislý sloup, který propojuje jednotlivá podlaží a jsou z něj vřetenovitě umísťované jednotlivé stupně šroubovicovitě umístěné kolem dokola.

- zavěšené schodiště,
Jednotlivé stupně jsou vynášeny pomocí táhel. Častá je kombinace konzolového stupně vynášeného ze stěny na jedné straně a táhly vynášeného na druhé straně. Díky tomu vznikne oboustranně podporovaný stupeň.
- schodnicové schodiště,
Systém, kde hlavní nosný trám, schodnice, podporuje jednotlivé stupně, se dá označit za obdobu deskového schodiště, ve kterém jsou ale vnitřní síly sjednoceny právě do tohoto trámu. Výhodou pro nosné stupně je, že jsou navrhovány na poměrně krátké rozpětí. Výhodně lze schodnice například využít jako plnostěnné zábradlí.
- deskové schodiště.
Stupně jsou celoplošně podporovány a propojeny s železobetonovou deskou, která tvoří hlavní nosnou konstrukci schodiště. Je možné je rozdělit podle počtu ramen a dle toho se také odvíjí způsob podepření. Podle podepření se následně dá říci, zda je schodiště pnuté jednosměrně nebo dvousměrně.

Vzhledem k tomu, že se tato práce zaměřuje na desková schodiště, bude zde podrobněji popsáno i jejich dělení.

Třídění deskových schodišť podle počtu ramen:

- jednoramenné deskové schodiště,
Deska podporující stupně, je nosná ve směru podélném, tzn. kolmo na schodišťové stupně. Deska může být buď jen pod schodišťovými stupni, nebo může tvořit jednu či obě podesty. V tom případě, kdy je deska zalomená, je třeba dbát na správné vyztužení, protože se jedná o rámový roh a tažená výztuž nesmí být u taženého líce ohýbána, aby nehrozilo její vytržení z betonu [1].
- dvouramenné deskové schodiště s podestami.
Deska u tohoto typu může být nosná v příčném i podélném směru. Podpory se dají dělit na vnitřní a vnější, vzhledem k jejich umístění. Častá je i kombinace, kdy je např. podesta podporována vnějšími podporami a schodišťové rameno je uloženo na podestu a ta je tak zároveň i vnitřní podporou.

Třídění deskových schodišť podle směru pnutí:

- jednosměrně nosné schodiště,
Směr podepření je u jednoramenných i dvouramenných schodišť v podélném směru, tzn. kolmo na schodišťové stupně. Tyto konstrukce je možné vyšetřovat zjednodušeně jako vodorovné nosníky při uvažování půdorysného rozpětí. Často se jedná o konstrukce, které jsou jednou či dvakrát zalomená deska.

- dvousměrně nosné schodiště,

Zjednodušeně je možné zanedbat prostorové působení a reakce od schodišťových ramen tudíž přebírají podesty. V dnešní době se z estetických důvodů snažíme konstrukčně vyhnout viditelnému podestovému nosníku, proto bývá nosník často skryt v podestě, kde hlavní zatížení od ramen přenáší 2,5 – 3násobek výšky desky podesty široký pruh, od místa uložení ramene. Je tak ale zanedbána spojitost, a proto je vhodné zavést ohybový moment v místě lomu desky [1].

- točitá schodiště s deskou ve tvaru šroubovice.

Vetknutá šroubovicová deska je 6x staticky neurčitá, tudíž je v každém bodě 6 výslednic. Výhodně lze užít symetrie, kdy jsou 4 staticky neurčité veličiny uprostřed rozpětí nulové. Pokud je toto schodiště navrženo jako hlavní schodiště budovy, je třeba dbát na umístění mezipodesty z důvodu maximálního počtu stupňů v jednom rameni. Umístěním mezipodesty je ale narušeno skořepinové chování konstrukce [1].

3 Příklady realizace

Od doby objevení železobetonu byly postupně zdokonalovány návrhy schodišť i jiných prvků z tohoto materiálu a vznikaly a stále vznikají působivější konstrukce. Díky schopnostem materiálu bylo možné konstrukce tvarovat do složitějších tvarů a tím jsou i schodiště oblouková a točitá. Velkým omezením pro návrh těchto schodišť ovšem byla složitost návrhu a množství výpočtů. Proto se zdokonalováním výpočetních metod je možné zaznamenat i efektivnější a odvážnější návrhy, které naplno využívají schopností železobetonu.

Pro točitá schodiště, která se klenou volně nad prostorem, je typická jejich přirozená elegance. Proto je velmi časté užití v reprezentativních prostorách, kde není kladen obvyklý důraz na maximální využití prostoru, ale i více na estetiku. I v České republice je možné nalézt mnoho příkladů, kde je užito železobetonové točité schodiště. Níže jsou uvedeny ukázky, kde je konkrétně typ deskového železobetonového schodiště podporovaného pouze na začátku a konci schodišťových ramen, obdobně jako navrhované deskové schodiště v této práci.

První ukázkou je deskové schodiště jedenkrát zatočené, umístěné v Brněnské kavárně ERA. Realizace v letech 1927 - 1929 podle návrhu Josefa Kranze, současný stav kavárny je po rekonstrukci z roku 2011, kde se tuto dominantu podařilo obnovit. Nejedná se ovšem pouze o deskové schodiště, ale je zde využito i funkce schodnic ve formě plnostěnného zábradlí [5].



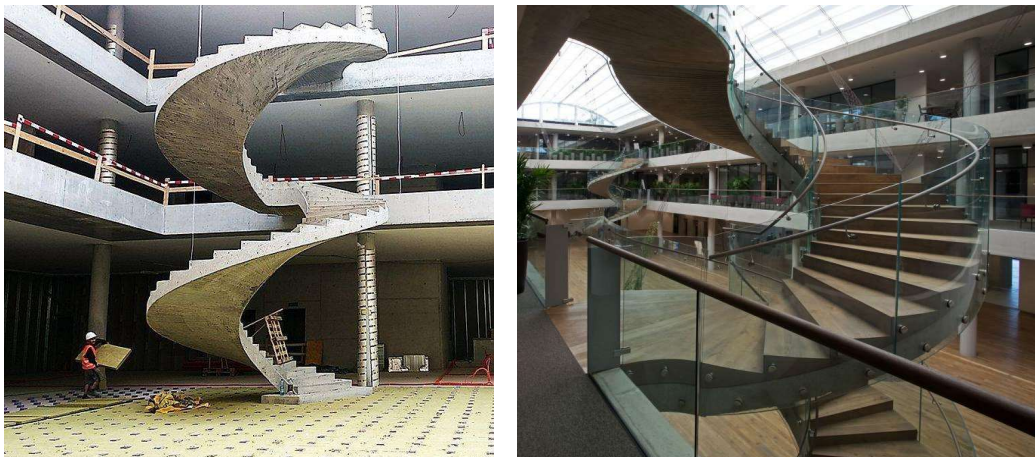
Obrázek 1: Schodiště v kavárně ERA [5, 10]

Druhá ukázka se svým tvarem a konstrukcí nejvíce přibližuje navrhovanému schodišti v této práci. Je to schodiště v bankovním domě Raiffeisenbank v Brně, Česká 12. Autorem statické části je František Marek a realizace proběhla v letech 1993 - 1995. Konstrukce samonosného železobetonového schodiště je kotvena vždy do stropních průvlaků jednotlivých pater. Uprostřed schodiště se nachází mezipodesta a ramena v místě nástupu a výstupu jsou nejdříve pro několik stupňů přímá a až následně vytvářejí oblouk. V tomto případě je prostor zrcadla zaplněn celoproskleným tubusem výtahu, ten ale nijak neovlivňuje statické působení schodiště [5].



Obrázek 2: Schodiště v bankovním domě Raiffeisenbank v Brně

Poslední ukázka je nejmodernějším příkladem železobetonového deskového schodiště, realizace proběhla v letech 2016 - 2019. Jde o několik šroubovicových schodišť v novém sídle ČSOB v Praze, Radlicích. Oproti předchozím příkladům, kde jsou schodiště spíše oblouková, se toto schodiště otáčí téměř o 360° a vytváří tak elegantní šroubovici, která je uchycena pouze v místě podest.



Obrázek 3: Schodiště v novém sídle ČSOB v Praze [8, 9]

4 Zásady navrhování schodišť

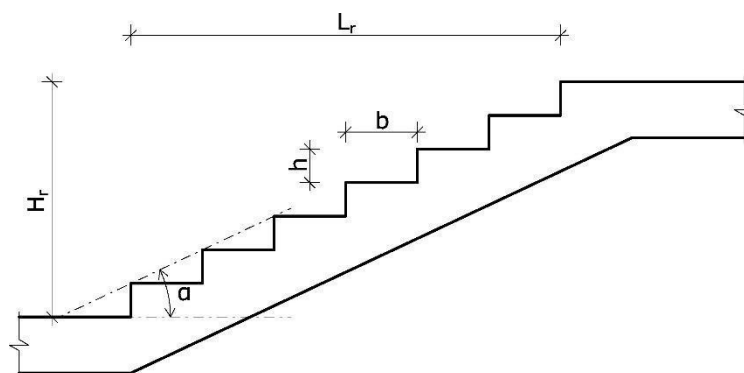
Zakřivená schodiště se navrhují ve velké míře podle stejných zásad, jako schodiště s přímými rameny. Základní z nich jsou zmíněné níže a zásady, které se pro zakřivená schodiště liší, jsou v následující podkapitole.

Výstupní čára je myšlená spojnice předních hran nástupního a výstupního stupně v teoretické ose výstupu pro každé schodišťové rameno. Od výstupní čáry se odvíjí první základní konstrukční parametr, a to sklon schodišťového ramene. To je úhel mezi vodorovnou rovinou a výstupní čárou. Pro bytové domy, prostory určené ke shromažďování osob a úniková schodiště by měl být, dle požadavků normy [2], v rozmezí $25^\circ - 35^\circ$. U bezbariérových staveb je stanoven požadavek, aby sklon byl nižší, než 28° .

Na výstupní čáře se také měří délka a výška ramene. Délka L_r je vodorovná vzdálenost hran začátku a konce ramene na výstupní čáře. Výška H_r je svislá vzdálenost výškových úrovní počátku a konce ramene.

Rozměry schodišťových stupňů jsou navrhovány podle poměru mezi výškou stupně h a šířkou stupně b , pro které platí vztah $2h + b = 630 \text{ mm}$. Vychází z průměrné délky lidského kroku. Jeho hodnota může být v odůvodněných případech i jiná, ale v rozmezí 600 až 650 mm.

Optimální výška h je udána v rozmezí 150 mm a 180 mm a nejmenší šířka stupně b na výstupní čáře je 210 mm. Počet stupňů v jednom rameni musí být nejvýše 18. Podrobnější specifikace jsou uvedené v normě [2].



H_r	výška schodišťového ramene
L_r	délka schodišťového ramene
b	šířka schodišťového stupně
h	výška schodišťového stupně

Obrázek 4: Výška a šířka stupně a ramene

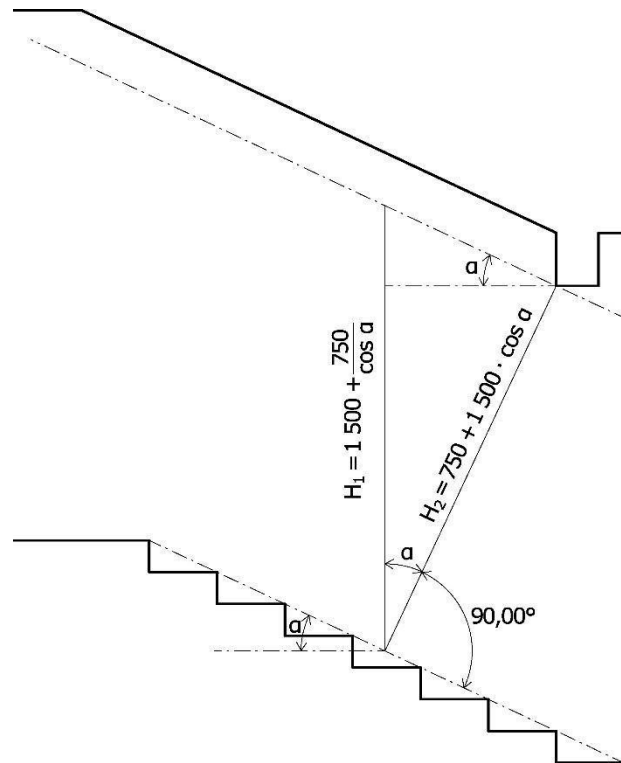
Průchodná šířka B se stanovuje na základě požadavků pro účel schodiště a je daná vodorovnou vzdáleností mezi svislými konstrukcemi na stranách ramene. Rozměr je daný násobky šířky průchodného pruhu pro jednoho člověka, která je 600 mm. Tento rozměr lze v odůvodněných případech snížit až na 550 mm. Dále je umožněno konstrukci zábradlí nebo madel, aby do průchodné šířky ramene B zasahovaly maximálně 100 mm.

Svislá vzdálenost mezi výstupní čárou a rovnoběžnou přímkou vedenou nejnižším lícem konstrukce nad schodištěm je označována jako podchodná výška H_l . Vzorec pro nejmenší dovolenou podchodnou výšku závisí na sklonu schodišťového ramene a vypočítá se podle následujícího vzorce.

$$H_{1\ min} = 1500 + \frac{750}{\cos \alpha}$$

Kolmá vzdálenost mezi výstupní čarou a rovnoběžnou přímkou vedenou nejnižším lícem konstrukce nad schodištěm je označována jako průchodná výška H_2 . Vzorec pro nejmenší dovolenou průchodnou výšku závisí na sklonu schodišťového ramene a vypočítá se podle následujícího vzorce.

$$H_{2\ min} = 750 + 1500 \cdot \cos \alpha$$



H_1	podchodná výška
H_2	průchodná výška
α	sklon schodišťového ramene

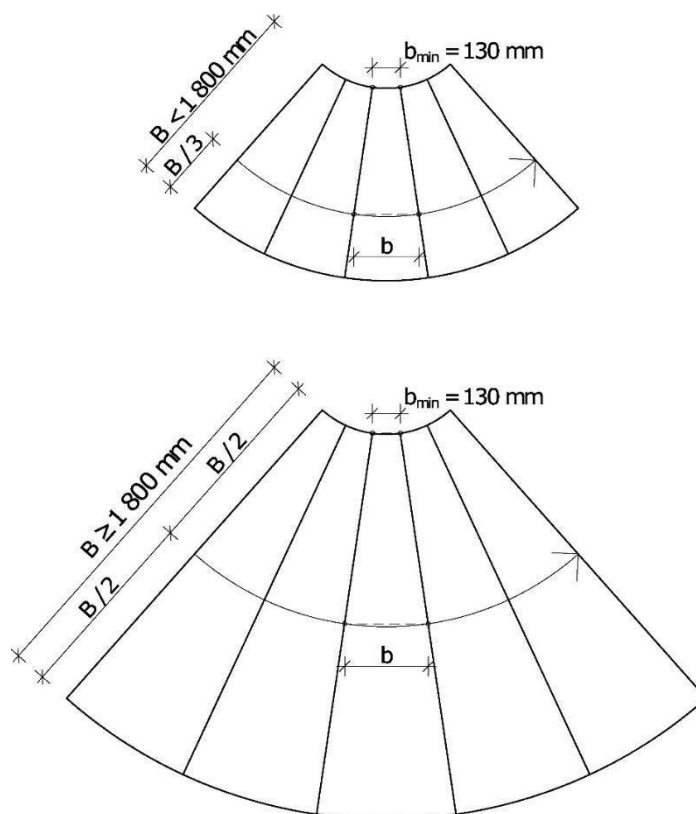
Obrázek 5: Podchodná a průchodná výška

Dále norma [2] určuje požadavky na protiskluzové úpravy, odolnost proti skluznosti nebo požadavky na zábradlí či podesty, to ale není považováno za důležité pro tuto práci.

4.1 Zásady specifické pro zakřivená schodiště

Výstupní čára u zakřivených a smíšených schodišť se umísťuje půdorysně do třetiny šířky ramene od vnější hrany oblouku jeho zakřivené části. U ramen s šířkou přesahující 1800 mm se výstupní čára umísťuje půdorysně do osy ramene.

Navržený rozměr schodišťového stupně je měřen na výstupní čáře, pro zakřivené výstupní čáry je šířka stupně měřena jako tětiva oblouku v místě průsečíku výstupní čáry s hranami stupňů, viz obrázek 6. Dále je nutné zachovat i minimální šířku stupně na vnitřní straně oblouku, která je 130 mm.



- B šířka schodišťového ramene
 b šířka schodišťového stupně
 b_{min} minimální šířka schodišťového stupně

Obrázek 6: Šířka stupně a umístění výstupní čáry na zakřiveném rameni

4.2 Stavebně fyzikální požadavky

Jeden z nejdůležitějších stavebně fyzikálních požadavků pro schodiště je zamezení přenosu hluku a vibrací z konstrukce schodiště do přilehlých konstrukcí. Vzhledem k tomu, že přilehlé konstrukce schodiště bývají současně i nosnými prvky pro toto schodiště, je řešení poměrně komplikované a zvolená metoda přímo závisí na způsobu uložení schodiště. Častá je kombinace více metod, které se vzájemně doplňují.

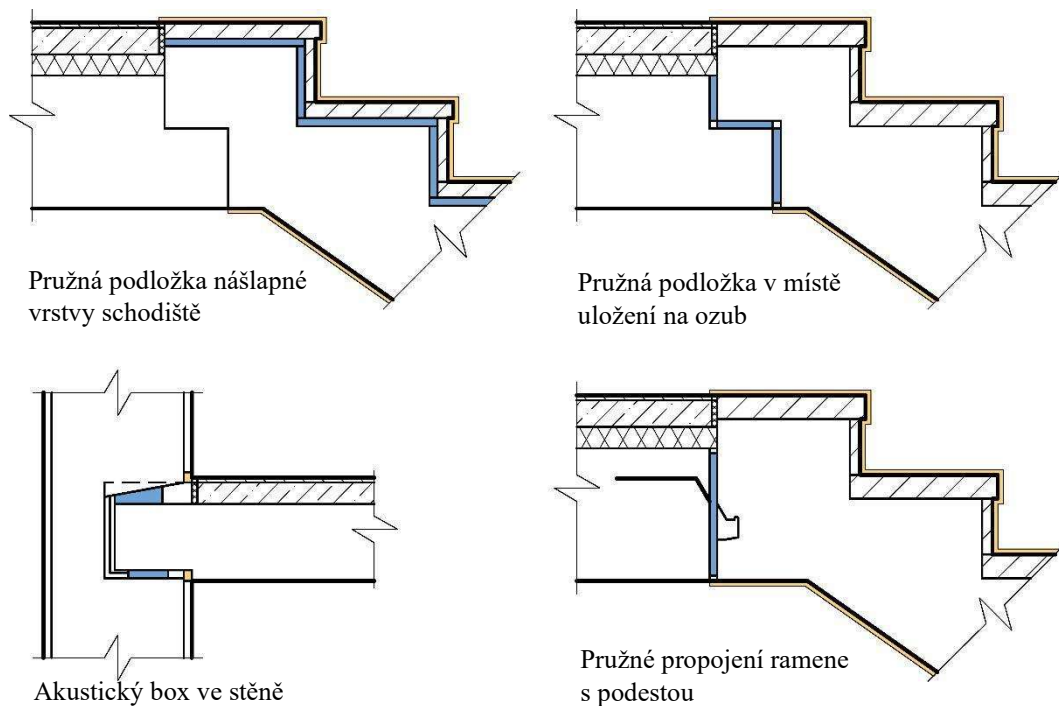
Velmi výhodně lze využít funkce tzv. plovoucí podlahy, kdy se zamezí přenosu hluku do samotné konstrukce schodiště pomocí pružných vrstev pod nášlapnou vrstvou. Toho ovšem není možné v řadě případů využít, např. z důvodu výškového navázání na podestu, kdy je nosná konstrukce zároveň i nášlapnou vrstvou.

Další možností je uložení konstrukce schodiště na pružnou podložku, která se vloží na ozub nebo přímo na stropní desku. Variantou je i možnost, kdy jsou takto uložena pouze ramena na podesty.

Na obdobném principu funguje metoda uložení konstrukce schodiště do speciálního odizolovaného boxu, ale je nutné ji provádět již během výstavby svislých nosných konstrukcí, kam se tento prvek uloží. V případě monolitických stěn je tento prvek vložen přímo do bednění, kde se následně zabetonuje. Obvykle je touto metodou uložena mezipodesta.

U předchozích dvou metod jsou konstrukce i přes vzájemné uložení v podstatě oddělené. Další metoda jednotlivé prvky propojuje jako neposuvný kloub, a i přesto je zde zabráněno přenosu hluku a vibrací. Konstrukce jsou propojeny speciálním prvkem, který je v nosné konstrukci přikotven k výztuži, mezi touto konstrukcí a schodištěm je pružná deska a v konstrukci schodiště je krátká konzola z vysokohodnotného betonu, která se zde zabetonuje. Při užití v prefabrikovaném schodišti je do konstrukce prvek již zabudován a celé schodiště je nutno umístit do správné polohy ještě před betonáží podpůrné konstrukce.

U všech těchto metod je nutné i vložení pružné vrstvy z boku schodiště, do spáry mezi konstrukcí, která se schodiště pouze dotýká, ač není touto konstrukcí přímo podporováno. V případě monolitického schodiště prováděného na stavbě je nutné tuto vrstvu uložit již před betonáží. Na obrázku níže je naznačena žlutě.



Obrázek 7: Varianty akustického řešení uložení schodiště

Pro šroubovicová schodiště není běžně možné užití uložení na ozub, z důvodu ztrát stability konstrukce ve směru výstupní čáry, kterému není bráněno jinou konstrukcí. Obdobně z geometrických důvodů není běžně uložení do akustických boxů v místě podest. Proto je výhodné vetknutí přímo do podpůrné konstrukce a akustické odizolování pomocí pružné podložky nášlapné vrstvy, nebo pružné propojení ramene s podestou pomocí speciálního prvku vytvářející neposuvný kloub.

5 Zjednodušené návrhové přístupy

Historicky byla snaha o vytvoření návrhových přístupů, které by podle daných vzorců a z nich vycházejících tabelovaných hodnot, umožnily zjednodušený výpočet vnitřních sil v konstrukci zakřivených schodišť. K tomu byly konstrukce schodišť analyzovány dvěma různými přístupy.

V prvním se konstrukce uvažuje jako horizontální zakřivený nosník s pevným koncem. Ve druhém je konstrukce uvažována jako trojrozměrný spirálový nosník. Při tom se ale zanedbává deskové působení šroubovice a předpokládá se, že ohybová a torzní tuhost zborceného nosníku jsou totožné, jako u přímého nosníku [4].

Obě varianty přístupu ale vedou ke konzervativním návrhům, protože nevyužívají strukturální účinnost šroubovicového tvaru schodiště a jejich velikou nevýhodou je, že takto není možné počítat vnitřní síly ve schodišti s mezipodestou.

Pro schodiště s mezipodestou byly následně také vytvořeny zjednodušené návrhové přístupy, které vycházejí z těchto předchozích variant.

5.1 Zjednodušující předpoklady v přístupech

Toto jsou základní předpoklady pro všechny metody a přístupy jednotlivých výzkumů, které se na toto téma prováděly a byly tak shrnuty v [4]. Je nutné podotknout, že každý přístup si dále určuje více předpokladů, kterými se liší od ostatních.

- Materiál je lineárně elastický a homogenní
- Ohybová a torzní tuhost šroubové plochy je definována přímým hranolovým prvkem
- Jednotkové zatížení je rovnoměrně rozloženo po šířce nosníku
- Je zanedbán efekt desky
- Průřez je považován za symetrický kolem dvou hlavních os
- Deformace způsobená smykovými a normálovými silami jsou zanedbatelné, protože jsou malé ve srovnání s deformacemi způsobenými kroutícími a ohybovými momenty

6 Objekt s řešeným schodištěm

6.1 Charakteristika objektu

Šroubovicové schodiště, řešené v rámci bakalářské práce, vychází z fotografií a základní architektonické dokumentace objektu [7]. Jedná se o Kiran Rest House, odpočinkový dům s vybavením podobným hotelu pro vysoko postavené představitele jedné z největších bangladéšských nadnárodních společností a jejich hosty.

Objekt se nachází v Trimohoni, Kushtia v západní části Bangladéše. Je umístěn v areálu společnosti jižně od velkoplošných skladovacích hal. Jižně od objektu jsou rozsáhlá pole a celý pozemek je ohraničený plnou zdí, proto je objem budovy vyzdvihnut nad terén, aby byl umožněn výhled. Terén se díky tomu přirozeně napojuje do otevřeného přízemí objektu.

Aby bylo umožněno toto otevření se okolí pomocí prvků s velkým rozponem, byl zvolen jako hlavní konstrukční materiál beton. Z toho taky vychází konstrukční systém kombinující sloupy a průvlaky. Podrobná schémata konstrukčních systémů jsou samostatnou přílohou bakalářské práce.



Obrázek 8: Fotografie objektu s řešeným schodištěm [6]

6.2 Nutné úpravy objektu

Tento objekt je pouze základní předlohou, z které tato práce vychází. Je zřejmé, že návrh takového objektu v podnebných podmínkách České republiky není vhodný. Velké prosklené plochy, nezateplené pohledové betonové stěny a stropy nebo společenské místnosti přístupné pouze přes exteriérovou část, jsou z hlediska tepelného řešení problémové. Vzhledem k zaměření práce na konstrukční návrh šroubovicového schodiště, který tím není téměř ovlivněn, to není považováno za podstatné.

Pro předběžný návrh konstrukčního systému budovy i schodiště, je objekt umístěn na území České republiky, konkrétně do Prahy. Proto jsou použity hodnoty zatížení dané normou ČSN, stejně tak je pro střechu uvažováno zatížení sněhem a skladby konstrukcí odpovídající lokálním standardům.

Jediná, ovšem podstatná úprava, která ovlivní návrh schodiště, je nutnost umístění mezipodesty z důvodu maximálního množství stupňů v jednom rameni pro hlavní schodiště. Tím je ale výrazně omezeno použití zjednodušených metod pro výpočet vnitřních sil schodiště, které je možné z velké části použít v případě bez mezipodesty.

6.3 Konstrukční systém objektu

Všechny hlavní nosné prvky jsou železobetonové. Svislé nosné konstrukce tvoří kombinace různě velkých sloupů s průvlaky a stěny tloušťky 200 mm. Ty podporují stropní konstrukci tloušťky 250 mm, většinou pnutou v obou směrech. Balkóny jsou ze stropní desky vykonzolované pomocí tepelně izolačního prvku společnosti Schöck.

Schodiště vnitřní hlavní je řešeno jako monolitické deskové, a zabývá se jím dále tato práce. Je vetknuto do stropní konstrukce v místě stropního trámu a je jím podporováno.

U schodiště vnitřního vedlejšího jsou podesty monolitické a ramena prefabrikovaná lomenicová, uložená na ozub. Hlavní podesta je součástí stropní konstrukce, mezipodesta je pomocí vylamovacích lišt vykonzolována z nosné stěny.

Schodiště venkovní, vedoucí pouze do 2. NP je také prefabrikované lomenicové, ale i s mezipodestou a hlavní podestou, uložené na ozub stropní konstrukce.

Výplňové a vnitřní nenosné zdivo je řešeno pórobetonovými tvárniciemi systému YTONG.

Základní návrh rozměrů hlavních nosných konstrukčních prvků byl proveden pomocí empirických vztahů nebo splněním podmínek ohybové štíhlosti desky. Ověření rozměrů bylo provedeno v globálním numerickém modelu celého objektu.

6.4 Navržené materiály

Beton:

Vnitřní svislé konstrukce	C30/37 XC1 - C1 0,2 - D _{max} 16 - S4
Vnější svislé konstrukce	C30/37 XC3 - C1 0,2 - D _{max} 16 - S4
Stropní a střešní desky	C30/37 XC3 - C1 0,2 - D _{max} 16 - S4
Balkóny	C25/30 XC3 - C1 0,2 - D _{max} 16 - S4
Schodiště venkovní	C25/30 XC3 - C1 0,2 - D _{max} 16 - S4
Schodiště vnitřní - hlavní a vedlejší	C25/30 XC1 - C1 0,2 - D _{max} 16 - S4

Ocel:

Betonářská výztuž B500B

6.5 Uvažovaná zatížení

V následujících podkapitolách jsou uvedeny uvažované skladby konstrukcí a pro ně typická charakteristická zatížení, stejně tak pro zatížení klimatická a užitná.

Z důvodu zjednodušení je pro ruční výpočty působícího zatížení uvažováno tíhové zrychlení o velikosti 10 m/s^2 , které je na straně bezpečné. Takto vypočítaná zatížení jsou následně uvažována při výpočtu vnitřních sil pomocí softwaru SCIA Engineer. Pouze pro vlastní tíhu nosných prvků se v softwaru uvažuje přesnější hodnota tíhového zrychlení o velikosti $9,81 \text{ m/s}^2$.

6.5.1 Zatížení vlastní tíhou nosných prvků

Toto zatížení je dáno objemovou hmotností materiálu prvku. Veškeré nosné konstrukce jsou železobetonové, pro které je dána objemová hmotnost 2500 kg/m^3 . Zjednodušeně uvažované tíhové zrychlení je 10 m/s^2 . Vlastní tíha železobetonových prvků je tedy 25 kN/m^3 . Dále v tabulce je vyčíslena vlastní tíha hlavních konstrukčních prvků objektu.

Tabulka 1: Zatížení od vlastní tíhy hlavních konstrukčních prvků

Prvek	Rozměry [mm]	Charakteristické zatížení
Plošně působící prvky		g_k [kN/m^2]
Stropní deska	250	6,25
Balkónová deska	160	4,00
Liniově působící prvky		g_k [kN/m]
Průvlak	500 x 250	3,13
Průvlak	500 x 200	2,50
Stěna	3 350 x 200	16,75
Bodově působící prvky		g_k [kN]
Kruhový sloup	3 350 x R 200	10,52
Obdélníkový sloup	3 350 x 500 x 250	10,47
Obdélníkový sloup	3 350 x 450 x 250	9,42
Čtvercový sloup	3 350 x 250 x 250	5,23

6.5.2 Zatížení od střešní konstrukce

Skladba nepochozí ploché střechy nad hlavní částí objektu i pochozí ploché střechy nad severním a jižním křídlem objektu vychází z deklarovaných systémových skladeb společnosti DEK [12]. Jednotlivé vrstvy obou skladeb a jejich charakteristické plošné zatížení je vypočteno v tabulkách dále:

Tabulka 2: Skladba nepochozí ploché střechy a zatížení od ní

Vrstva skladby	Tloušťka	Objemová tíha	Plošné charakteristické zatížení
-	d [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]
Hydroizolační fólie z PVC-P	1,5	1 300	0,020
Geotextilie 300 g/m ²	2,9	105	0,003
Tepelná izolace – EPS 100	180	20	0,036
Tepelná izolace – EPS 100	150	20	0,030
spádové klíny			
Parozábrana – asfaltový pás	4	1 200	0,048
Asfaltová penetrační emulze	-	-	-
Celkem			0,137

Tabulka 3: Skladba pochozí ploché střechy a zatížení od ní

Vrstva skladby	Tloušťka	Objemová tíha	Plošné charakteristické zatížení
-	d [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]
Betonová dlažba na terčích	40	2 500	1,000
Hydroizolační fólie z PVC-P	1,5	1 300	0,020
Tepelná izolace – EPS 100	180	20	0,036
Tepelná izolace – EPS 100	50	20	0,010
spádové klíny			
Parozábrana – asfaltový pás	4	1 200	0,048
Asfaltová penetrační emulze	-	-	-
Celkem			1,114

6.5.3 Zatížení od podlah

V konstrukčním návrhu je pro celý objekt, až na balkóny, zjednodušeně uvažována jednotná hodnota zatížení od souvrství podlah. Jednotlivé vrstvy skladby a její charakteristické plošné zatížení je vypočteno v tabulce níže:

Tabulka 4: Uvažovaná skladba podlahy a zatížení od ní

Vrstva skladby	Tloušťka	Objemová tíha	Plošné charakteristické zatížení
-	d [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]
Keramická dlažba	0,01	2 300	0,230
Flexibilní lepidlo	0,005	700	0,035
Podkladní nátěr	-	-	-
Litá anhydritová podlaha	0,055	2 200	1,210
Separální folie	0,0002	-	-
Akustická izolace z čedičových vláken	0,03	150	0,045
Celkem			1,520

Pro balkóny je uvažována skladba a její charakteristické plošné zatížení dle následující tabulky:

Tabulka 5: Uvažovaná skladba podlahy balkónu a zatížení od ní

Vrstva skladby	Tloušťka	Objemová tíha	Plošné charakteristické zatížení
-	d [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]
Keramická dlažba	0,01	2 300	0,230
Mrazuvzdorné lepidlo	0,01	600	0,060
Hydroizolační stěrka	0,002	1500	0,030
Spádová vrstva z cementové lité pěny	0,04	900	0,360
Celkem			0,680

6.5.4 Zatížení od stěn

Obvodové stěny objektu jsou mezi železobetonovými nosnými prvky vyplněny pórobetonovými tvárnici YTONG Klasik 200. Objemová hmotnost prvku deklarovaná výrobcem je 475 kg/m³. Při výšce výplňové stěny 2 850 mm (pod průvlak) a zanedbání hmotnosti omítek a zateplovacího systému ETICS, vychází charakteristické liniové zatížení od této stěny o velikosti 2,7 kN/m.

Vnitřní dělicí příčky mezi jednotlivými hotelovými pokoji jsou tvořené dvěma tvárnici YTONG Klasik 75 a minerální vláknitou izolací tloušťky 80 mm. Objemová hmotnost tvárnice deklarovaná výrobcem je 475 kg/m³. Objemová hmotnost izolace je 40 kg/m³. Při výšce stěny 2 850 mm (pod průvlak) a zanedbání hmotnosti omítek, vychází charakteristické liniové zatížení od této stěny o velikosti 2,1 kN/m. Při výšce stěny 3 350 mm (pod strop) a zanedbání hmotnosti omítek, vychází charakteristické liniové zatížení od této stěny o velikosti 2,5 kN/m.

6.5.5 Zatížení od výplní otvorů

Z důvodu velikosti okenních otvorů na celou výšku podlaží, může zatížení dosahovat poměrně vysoké hodnoty. Pro izolační trojskla je odhadnuta hmotnost 40 kg/m². Při orientační výšce otvoru 2 700 mm vychází charakteristické liniové zatížení od skleněné výplně o velikosti 1,1 kN/m.

6.5.6 Užité zatížení

Uvažovaná užité zatížení vychází z normy ČSN EN 1991-1-1 [11], kde je dle účelu pro jednotlivé konstrukce dána požadovaná hodnota zatížení.

Části objektu s účelem pro obytné plochy spadají do kategorie A, tudíž je pro stropní konstrukce dáno zatížení o velikosti 1,5 kN/m² a pro balkóny a schodiště 3 kN/m².

Části objektu se stoly s účelem restaurace a kavárny spadají do kategorie C1, kde je pro stropní konstrukce dáno zatížení o velikosti 3 kN/m².

Ostatní části objektu, kde může docházet ke shromažďování lidí, spadají do kategorie C3 a C5, pro které je dáno zatížení stropní konstrukce o velikosti 5 kN/m².

Pro střešní konstrukci v kategorii H, konkrétně pro střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav, je dáno zatížení o velikosti 0,75 kN/m². Střechy přístupné jsou kategorie I a velikost zatížení je dána dle konkrétního užití. Protože se u těchto teras

nepředpokládá velké shromažďování lidí, jsou zde uvažovány hodnoty zatížení jako pro kategorii C1, tedy 3 kN/m^2 .

6.5.7 Klimatická zatížení

Hodnoty velikosti zatížení jsou uvažovány z digitální mapy zatížení sněhem na zemi. Objekt je uvažován umístěním v Praze, viz kapitola 6. 2, pro kterou je dáno zatížení sněhem na ploché střeše o velikosti $0,56 \text{ kN/m}^2$. Protože je hodnota nižší než $0,7 \text{ kN/m}^2$, musí se do výpočtu zavést hodnota $0,7 \text{ kN/m}^2$.

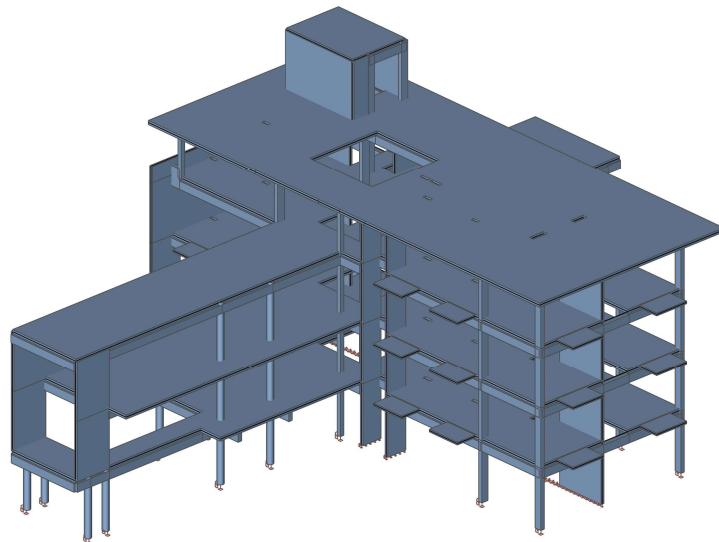
Ovšem pro střechy se neuvažuje současné působení klimatického zatížení sněhem a užitého zatížení, ale uvažuje se větší z těchto hodnot. Tudíž pro střešní konstrukci v kategorii H bude uvažovaná hodnota $0,75 \text{ kN/m}^2$ a pro pochozí střechu to bude hodnota 3 kN/m^2 , viz užité zatížení.

Zatížení větrem je zanedbáno.

6.6 Ověření rozměrů hlavních konstrukčních prvků

Pro ověření rozměrů navržených hlavních konstrukčních prvků byl vytvořen globální numerický model nosné konstrukce v softwaru SCIA Engineer. V případě nevyhovující geometrie byla konstrukce dle potřeb upravena a ověřena znovu.

Konstrukce vykazovala největší hodnoty normově závislých průhybů u stropních desek s největším rozponem, kde průhyb dosahoval hodnoty $16,4 \text{ mm}$. Při rozponu desky $7\,500 \text{ mm}$ je limitní hodnota stanovena jako $1/250$ rozpětí na 30 mm a pro tuto hodnotu vyhovuje. Oblast stropní konstrukce nejbližšího okolí schodiště navrhovaného dále v této práci a v místě vetknutí ramen do stropní desky vykazovala průhyb o velikosti 8 mm .



Obrázek 9: Globální numerický model hlavní nosné konstrukce objektu

7 Konstrukční návrh schodiště

Hlavní schodiště objektu, propojující 1. NP a 4. NP se nachází uprostřed hlavní hotelové haly. Vytváří reprezentativní prostor, který je prosvětlován shora velkoplošným střešním zasklením nad celou halou.

Schodiště je tvořeno přímými částmi ramen, které propojuje oblouková část. Jak již bylo zmíněno v podkapitole 6.2, je nutné oproti předloze na obrázku 10, upravit toto schodiště a do konstrukčního návrhu zahrnout mezipodestu, z důvodu maximálního množství stupňů v jednom rameni.



Obrázek 10: Fotografie hlavního schodiště z předlohy objektu [6]

Mezipodesta je navržena uprostřed rozpětí, aby byla zachována symetričnost konstrukce. Stále je tak možné pro výpočet vnitřních sil využít některé ze zjednodušených metod zmíněných v kapitole 5.

7.1 Varianty konstrukčního systému schodiště

Před samotným konstrukčním návrhem schodiště je vhodné se zamyslet a porovnat rozdílné působení schodišť při různých variantách konstrukčního provedení, jak z hlediska tvarového, tak z hlediska uložení v místě podpor.

První způsob tvarového provedení je takový, kdy je co nejvíce dodržena předloha a schodiště je tvořeno pouze deskou. Další možností by byla různá kombinace desky s plnostěnným nosným zábradlím pouze na vnitřní straně, pouze na vnější straně nebo na obou stranách zároveň. Tím je ovšem prostor schodiště ovlivněn z hlediska celkového estetického působení. Oproti elegantnímu a lehkému působení desky se skleněným zábradlím získá celé schodiště výrazně větší objem.

Z hlediska uložení v místě podpor jsou dvě varianty. První varianta řeší akustické přenášení hluku pomocí prvku společnosti Schöck, který je uvažovaný jako neposuvný kloub. Druhou variantou je vetknutí přímo do stropní konstrukce a řešení akustiky v rámci skladeb podlahy a dlažby schodiště.

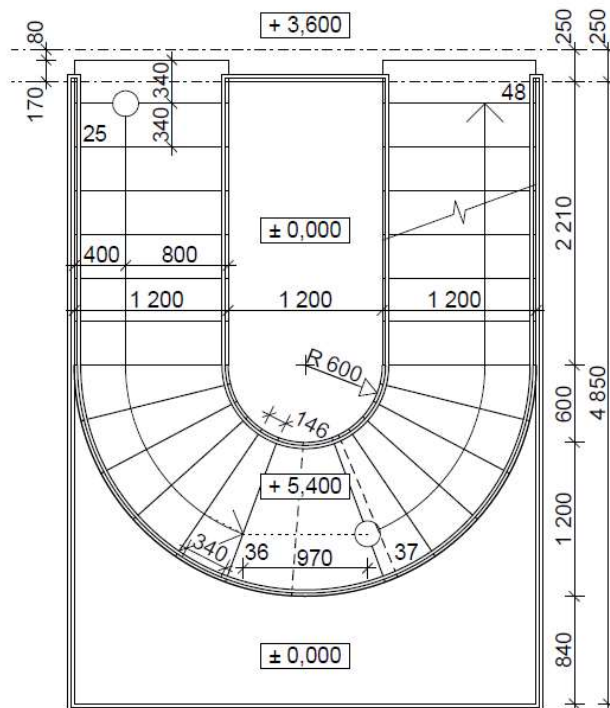
Tyto varianty jsou porovnány v jedné z následujících podkapitol, poté co je definována geometrie a zatížení schodiště.

7.2 Geometrie schodiště

Návrh geometrie schodiště z hlediska tvarových požadavků na rozměry stupňů vypadá na první pohled složitý. Nejobtížnější se zdá zachování stejného tvaru stupně na výstupní čáře v přímé i obloukové části ramen. Ovšem při volbě šířky stupně 340 mm vychází první a poslední stupeň obloukové části přesně na její okraj a může lehce navázat na přímou část ramene. Délka mezipodesty je dána vzorcem $630 + b = 630 + 340 = 970$ mm.

Pro konstrukční výšku podlaží 3 600 mm vychází pro 24 stupňů jejich výška 150 mm. Při ověření vhodnosti návrhu podle vzorce $2h + b = 630$ vyjde hodnota 640, která je v normou udávané toleranci, viz. kapitola 4. Sklon schodišťového ramene na výstupní čáře proto vychází $23,8^\circ$.

Velikost otvoru ve stropní desce určeného pro schodiště je 3 600 mm na 4 850 mm. Při šířce ramene schodiště 1 200 mm vychází šířka zrcadla také 1 200 mm. Vnitřní poloměr zaoblené části schodiště je tedy 600 mm a vnější 1 800 mm. Orientační rozměry schodiště jsou znázorněny na obrázku 11.



Obrázek 11: Schéma půdorysu schodiště 2.NP

Volba vhodné tloušťky desky schodiště není zřejmá. Základní odhad vychází z empirických vztahů pro desku působící v jednom směru. Jako délka L je uvažována délka schodiště měřená na výstupní čáře, která je 8 790 mm.

Tabulka 6: Orientační tloušťka desky schodiště

Způsob uložení desky	Empirický vztah	Tloušťka desky
Kloubové uložení	$\left(\frac{1}{25} \sim \frac{1}{20}\right) * L$	352 ~ 440 mm
Vetknutí	$\left(\frac{1}{35} \sim \frac{1}{30}\right) * L$	251 ~ 293 mm

Pro porovnání jednotlivých variant v podkapitole 7.4 je tedy zvolena hodnota tloušťky desky 250 mm, která odpovídá tloušťce desky ve vetknutí podle empirického vzorce pro přímé rameno. Zda je takovýto odhad možný není jisté, ale to bude následně ověřeno při návrhu a posouzení výztuže.

7.3 Zatížení schodiště

Vlastní tíha hlavních nosných částí schodiště vychází z jejich rozměrů a je do výpočtu automaticky zahrnuta použitým softwarem SCIA Engineer. Hodnoty ostatních stálých zatížení i proměnné zatížení jsou pro zadání do softwaru přepočítány na šikmou plochu podle sklonu schodiště, tzn. je jejich hodnota vynásobena $\cos \alpha$. Veškeré hodnoty jsou shrnuty v tabulce 7 níže.

Jako povrchová úprava schodiště je uvažována keramická dlažba o objemové hmotnosti $2\,300\text{ kg/m}^3$ a tloušťce 20 mm. Na mezipodestě je její vodorovné zatížení tedy $0,46\text{ kN/m}^2$. Při uvažování obložení podstupnice je na schodišťovém rameni hodnota zvýšena na $0,63\text{ kN/m}^2$.

Hmotnost schodišťových stupňů je přepočítána na náhradní vrstvu betonu. Pro stupně výšky 150 mm má tato deska poloviční výšku, tedy 75 mm. Při tíze betonu 25 kN/m^3 je velikost náhradního zatížení od schodišťových stupňů $1,88\text{ kN/m}^2$.

Liniové zatížení schodiště od skleněného zábradlí je pro výpočet zanedbáno.

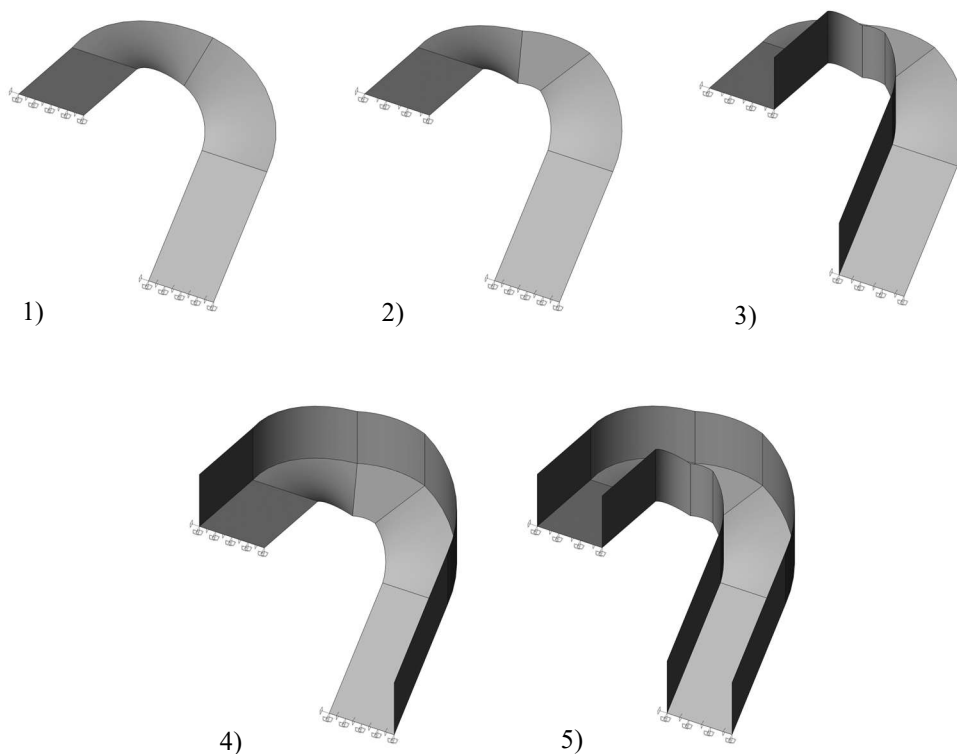
Tabulka 7: Přepočet zatížení schodiště na šikmou plochu

Zatížení	Charakteristické zatížení na vodorovnou plochu	Charakteristické zatížení na šikmou plochu
-	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Povrchová úprava ramene	0,63	0,58
Povrchová úprava mezipodesty	0,46	-
Schodišťové stupně	1,88	1,72
Užitné zatížení	3,00	2,75

Celkové ostatní stálé zatížení na schodišťovém rameni uvažované na šikmou plochu je tedy $2,3\text{ kN/m}^2$.

7.4 Porovnání jednotlivých variant

V softwaru SCIA Engineer byly vymodelovány jednotlivé varianty konstrukčního provedení schodiště a následně vzájemně porovnány hodnoty jejich normově závislých průhybů, které zohledňují vliv trhlin, dotvarování a smršťování. Díky tomu lze získat lepší představu o chování jednotlivých variant.



Obrázek 12: Varianty konstrukčního provedení schodiště

Výpočet průhybů byl proveden pro nutnou výztuž při kvazistálé kombinaci zatížení. Díky tomu byly jednoduše a rychle odhadnuty reálné průhyby, aniž by byla do konstrukce navržena konkrétní výztuž.

V rámci porovnání byla vytvořena i varianta deskového schodiště s obdobnou geometrií, ale nezahrnující mezipodestu (varianta 1). Velikosti jednotlivých průhybů jsou uvedeny v tabulce 8.

Tabulka 8: Porovnání normově závislých průhybů pro různé konstrukční varianty

Číslo varianty	Konstrukční varianta	Normově závislý průhyb [mm]	
		Kloubové uložení	Vetknutí
-	-		
1	Deskové schodiště bez mezipodesty	8,1	4,4
2	Deskové schodiště s mezipodestou	8,6	4,7
3	Deskové schodiště s mezipodestou a zábradelním nosníkem na vnitřní straně	5,4	4,1

4	Deskové schodiště s mezipodestou a zábradelním nosníkem na vnější straně	8,5	6,4
5	Deskové schodiště s mezipodestou a zábradelními nosníky na obou stranách	6,4	4,7

Z hlediska velikosti průhybů je zřejmé, že kloubové uložení je pro toto schodiště méně vhodné než vetknutí. Nejlepších hodnot dosahuje varianta 3, ale v případě vetknutí není rozdíl oproti variantě 2 veliký. Zajímavé je zjištění, že užití zábradelního nosníku ve variantě 4 a 5, má horší vliv, respektive žádný, na hodnoty průhybů než samotná deska ve variantě 2.

Pro deskové schodiště bez mezipodesty ve variantě 1 vychází průhyby menší pouze o velmi malou hodnotu oproti variantě 2. Je to překvapující vzhledem k tvrzení v [1], že mezipodesta uprostřed rozpětí šroubovicového schodiště narušuje skořepinové chování konstrukce, a proto byl očekáván výrazný rozdíl. Příčinou je zřejmě poměrně malá délka mezipodesty.

Předpoklad byl, že různé varianty zábradelních nosníků deskovému schodišti pomohou a ne naopak. Lepších hodnot průhybů by tyto varianty dosahovaly až při zvětšení tloušťky zábradelního nosníku. Výrazný vliv na průhyby má také způsob uložení zábradelního nosníku. V uvažovaných modelech není zábradelní nosník na koncích nijak podepřen. Při reálném provedení by byl zábradelní nosník zřejmě vetknut do navazujícího železobetonového zábradlí kolem otvoru. Při uvažování modelu tímto způsobem, kdy jsou vetknuty i zábradelní nosníky a je zachována stejná geometrie, dochází k výraznému snížení průhybů, jejich hodnoty jsou uvedeny v tabulce níže.

Číslo varianty	Konstrukční varianty s vetknutým zábradelním nosníkem i deskou	Normově závislý průhyb [mm]
3	Deskové schodiště s mezipodestou a zábradelním nosníkem na vnitřní straně	2,2
4	Deskové schodiště s mezipodestou a zábradelním nosníkem na vnější straně	2,6
5	Deskové schodiště s mezipodestou a zábradelními nosníky na obou stranách	1,4

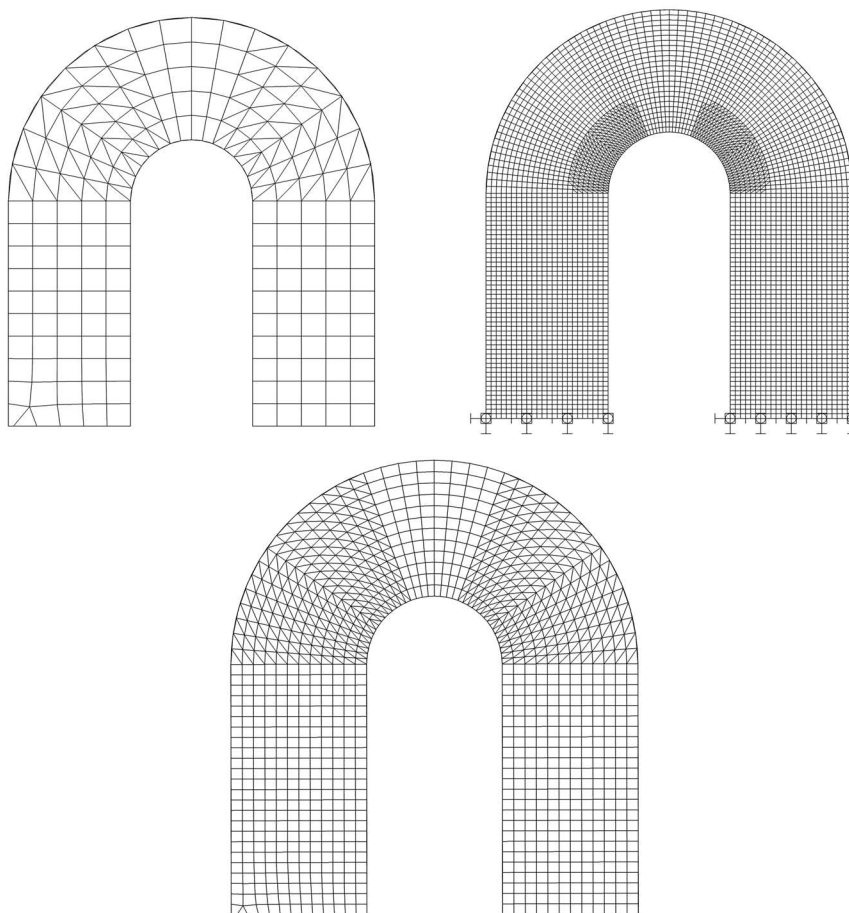
Takto uvažovaná varianta konstrukce je tedy mnohem výhodnější než pouze deskové schodiště. To ovšem není z geometrických ani estetických důvodů vhodné, proto je pro konkrétní konstrukční návrh vybrána základní varianta 2, kde schodiště tvoří pouze deska vetknutá do průvlaku stropní konstrukce a nejvíce tvarem odpovídá schodišti v zadaném objektu.

7.5 Návrh vybrané varianty konstrukčního systému

Návrh vychází z globálního numerického modelu objektu. Jeho nevýhodou je ovšem množství dat, které činí práci s modelem obtížnější a doba výpočtů není pro práci s výsledky ideální. Ta je ovlivněna průměrnou velikostí konečných prvků, kterou je vhodné volit alespoň jako tloušťku desky, v tomto případě 0,25. Ovšem takto vypočtené hodnoty nejsou pro návrh schodiště příliš přesné.

Proto byl zvolen přístup, kdy je jejich velikost v globálním modelu snížena na 0,1. Výpočet je sice náročný a zdlouhavý, ale stále zvládnutelný. Pro porovnání rozdílů je ale proveden i výpočet na globálním modelu s průměrnou velikostí konečných prvků 0,25.

Stejně tak je proveden výpočet na vybraném lokálním modelu schodiště z předchozí podkapitoly, kde byly porovnávány jednotlivé konstrukční varianty schodiště. Je tak umožněno výrazně zjemnit síť i při rozumných výpočetních časech. Proto je v lokálním modelu zvolena průměrná velikost konstrukčních prvků 0,05. Nevýhodou v lokálním modelu je uvažované vetknutí schodiště, které nezahrnuje pokles podpor, tzn. již zmíněný průhyb stropní desky v místě napojení schodiště o 8 mm a jeho vliv na schodiště. Možným řešením by bylo upravení pružnosti liniových podpor. Z důvodu nulové zkušenosti s touto funkcí ale tato úprava zvolena nebyla. Přesto je vhodné porovnat výsledky této metody s výsledky z globálního modelu a ověřit, k jak velkému rozdílu by došlo při užití tohoto zjednodušení.

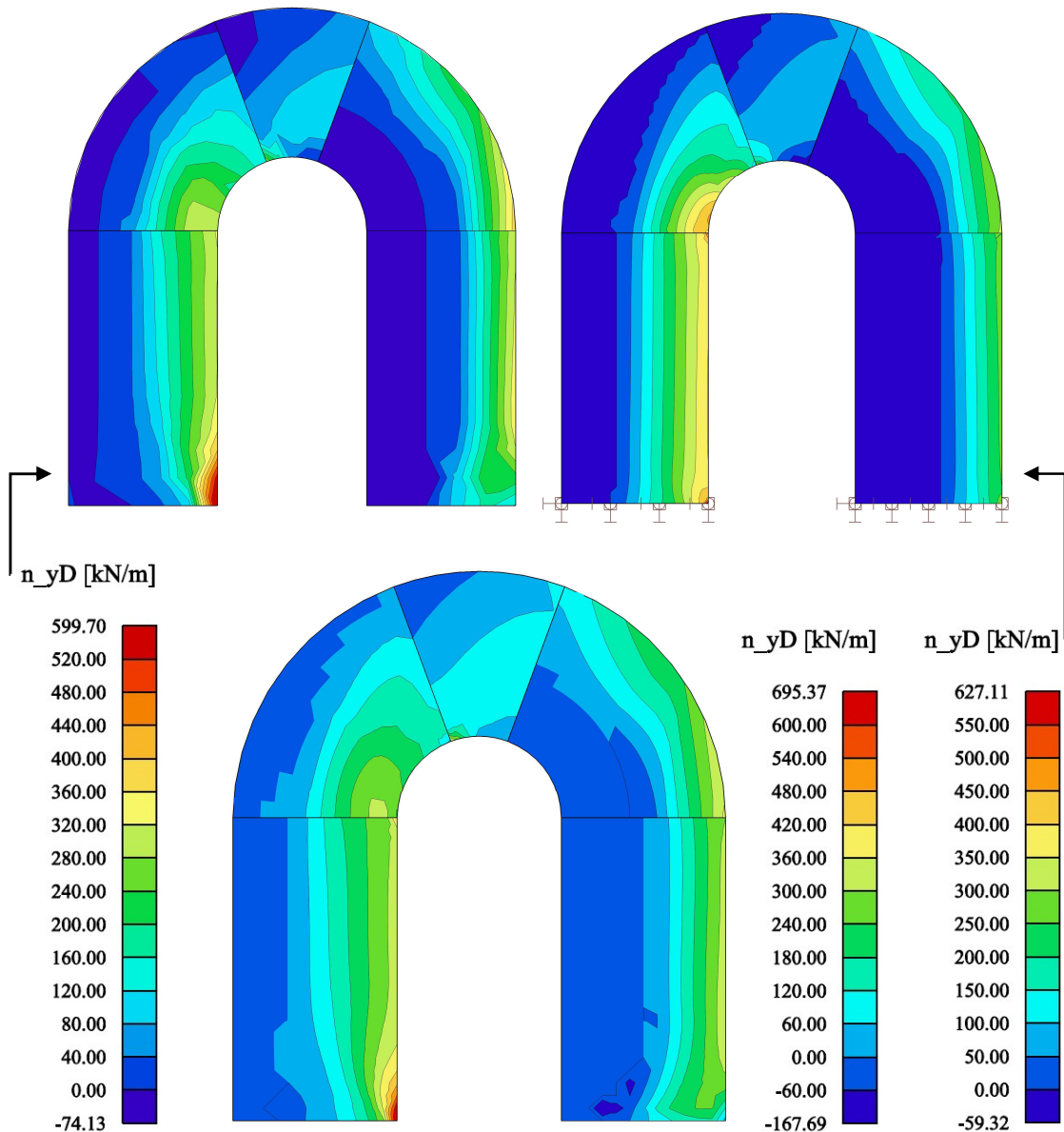


Obrázek 13: Velikost sítě konečných prvků jednotlivých variant

7.5.1 Analýza vnitřních sil

V analýze vnitřních sil jsou tedy porovnávány hodnoty jednotlivých variant. Levý horní obrázek je vždy globální model s velikostí sítě 0,25, pravý horní je lokální model s velikostí sítě 0,05 a spodní je globální model s velikostí sítě 0,1, pro který je následně proveden konstrukční návrh výztuže.

Pro běžný návrh deskového schodiště je základní veličinou ohybový moment ve směru pnutí desky. Ovšem při návrhu šroubovicového schodiště je nutné uvědomění si prostorového působení schodiště, proto je při následném návrhu nutné navrhovat desky nejen na ohybové momenty, ale také na normálové síly [1].

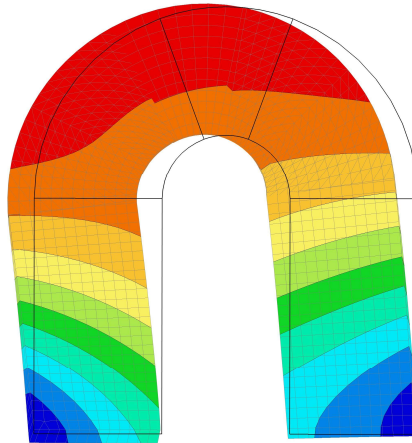


Obrázek 14: Průběh návrhové normálové síly [kN/m]

Průběh normálové síly v desce odpovídá deformacím schodiště viz. obrázek 15. Schodiště má tendenci se ve vodorovném směru posouvat směrem doleva. Tím vzniká na vnitřní straně horního ramene a vnější straně spodního ramene tahová normálová síla. V oblasti mezipodesty je tahová síla nejmenší a přechází z vnitřní strany na vnější. Jejich velikost je na okraji obou ramen téměř shodná, výjimka je v místě napojení horního

ramene na hlavní podestu schodiště, kde se nachází lokální extrém, který není ale pro návrh příliš odpovídající. Je vhodné jeho hodnotu snížit pomocí průměrovacího pásu. Ten musí být ovšem zadán pouze na část tažené části ramene, aby nedošlo k chybnému průměrování s tlačnými hodnotami.

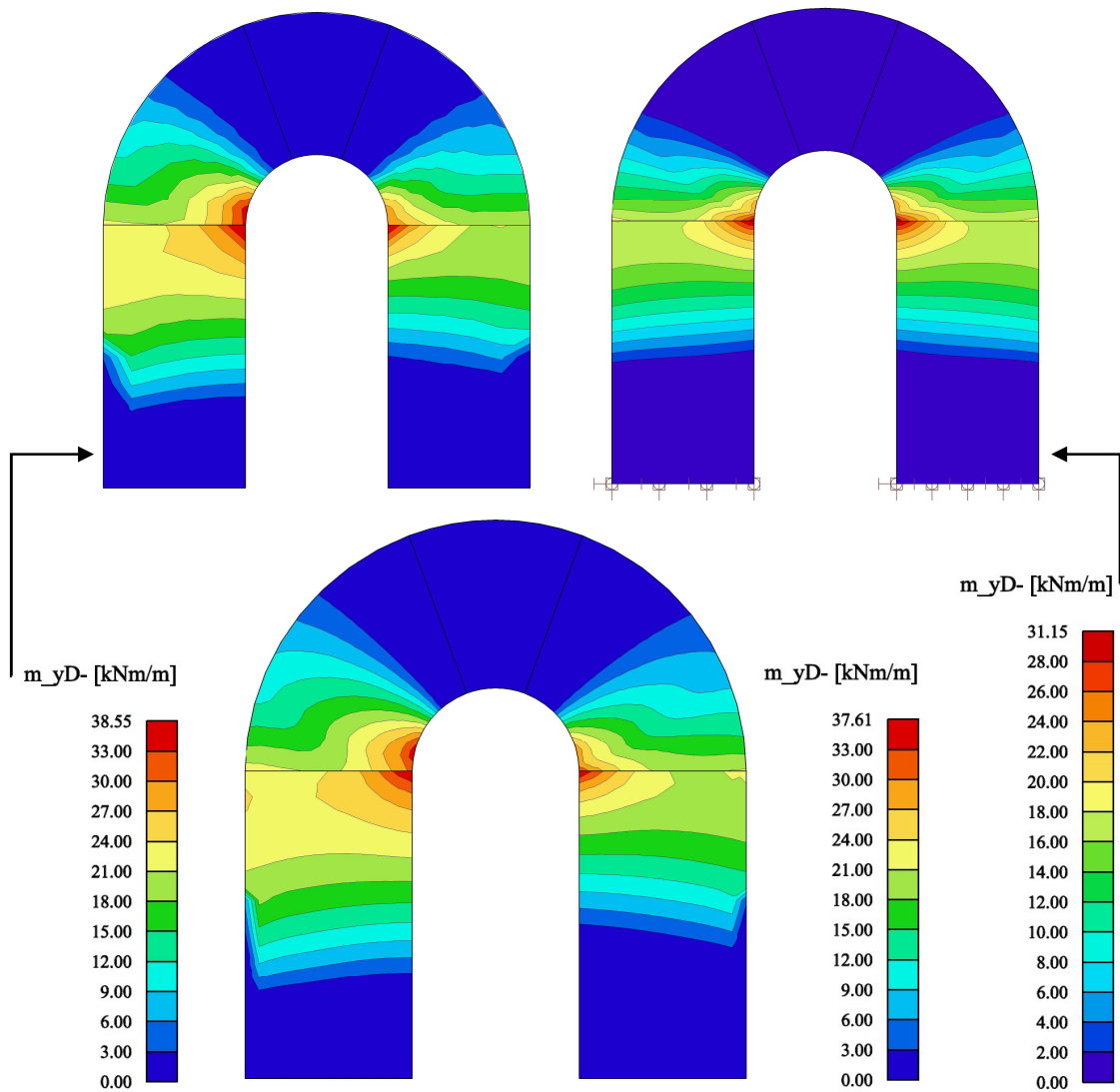
V porovnání s variantami modelů je vidět, že pro globální model s řídkou sítí nabývají tahy výrazně nižších hodnot na stranu nebezpečnou. Obdobně lokální model, rozdíl zde ale není tak markantní. Ve všech variantách ale vyplývá, že vliv na celkové chování schodiště působením normálové síly je zásadní a návrh výztuže mu musí odpovídat.



Obrázek 15: Celková deformace konstrukce při pohledu shora

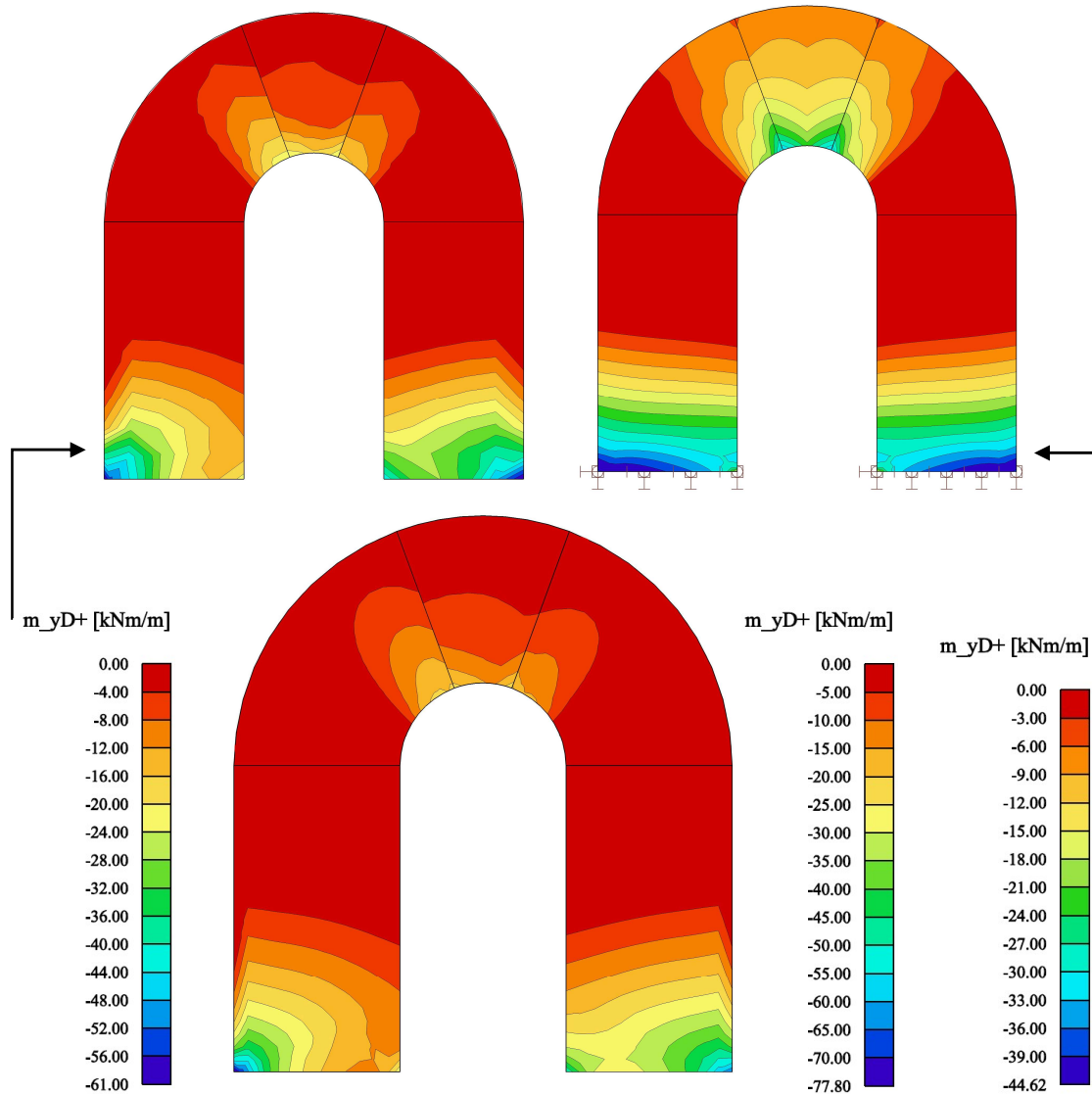
Ohybový moment na spodním povrchu se velikostí ve všech variantách příliš neliší, pouze v řádu jednotek. V lokálním modelu je jeho průběh naprosto symetrický, zatímco v globálních modelech dochází k většímu plošnému působení na horním rameni. Vliv na to má zřejmě způsob uložení. V globálním modelu je stropní konstrukce mírně jinak deformovaná v místě napojení horního a spodního ramene.

V porovnávaných konstrukčních variantách v předchozí podkapitole 7.4 byla zmíněna varianta 3, která byla opatřena zábradelním nosníkem na vnitřní straně. Ta jako jediná dosahovala lepších hodnot než samotná deska. Zde je patrný důvod. Je to koncentrace větších ohybových momentů právě na vnitřní straně schodiště, které vysoký prvek nosníku lépe přenášel.



Obrázek 16: Průběh návrhového ohybového momentu na spodním povrchu [kNm/m]

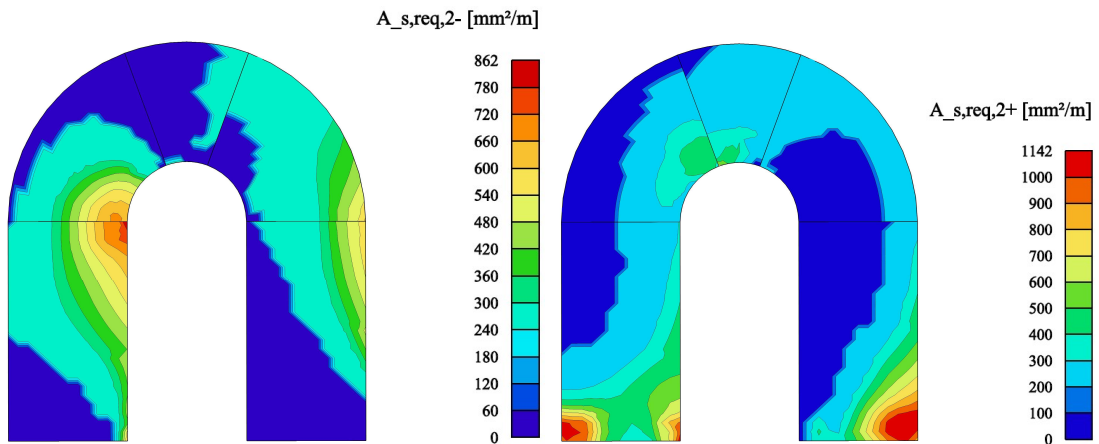
Obdobný závěr platí i pro ohybový moment na horním povrchu. Rozdíl je pouze v lokálních maximech, které jako u normálové síly vznikají v místě podpor, kde dochází ke koncentraci napětí při přenosu sil do stropní desky. Velikost ohybového momentu v poli je pro všechny 3 varianty modelů obdobná a rozdíl je opět v řádu jednotek. V globálním modelu s řídkou sítí je to ale na stranu nebezpečnou. Proto je důležité se zamyslet nad správností jednotlivých variant pro výpočet a jako nejvhodnější je stále považován globální model s velikostí konečných prvků 0,1.



Obrázek 17: Průběh návrhového ohybového momentu na horním povrchu $[\text{kNm/m}]$

7.5.2 Návrh hlavní nosné výztuže

Návrh vychází z vykreslení průběhů požadované nosné výztuže na horním a spodním povrchu. Nejedná se pouze o požadovanou výztuž z hlediska ohybu, ale je zde zahrnut i vliv normálové síly. Maxima dosažená v lokálních oblastech ale příliš neodpovídají reálnému působení a je tedy vhodné užití funkce průměrovacích pásů, které zohlední hodnoty vnitřních sil na určité šířce ramene. Ten však nesmí být příliš široký, aby nedošlo k chybnému průměrování i s úplně opačnými hodnotami vnitřních sil.



Obrázek 18: Průběh požadované plochy výztuže na spodním (vlevo) a horním (vpravo) povrchu bez průměrovacích pásů

Požadovaná výztuž při spodním povrchu dosahuje maxima $862 \text{ mm}^2/\text{m}$ v místě přechodu z přímého na obloukovou část výstupního ramene. Při užití průměrovacího pásu šířky $0,2 \text{ m}$ se hodnota sníží na $684 \text{ mm}^2/\text{m}$ a je vhodnější pro hospodárny návrh.

Požadovaná výztuž při horním povrchu dosahuje maxima $1142 \text{ mm}^2/\text{m}$ v místě napojení ramen na stropní konstrukci. Je ovlivněna lokálními maximy ohybového momentu i normálové síly. Při užití průměrovacích pásů je hodnota snížena na $1050 \text{ mm}^2/\text{m}$. Tato hodnota také více odpovídá reálnému působení i vzhledem k redistribuci momentů nad podporou, kde dojde k přesunu ohybových momentů do míst s větší tuhostí a moment v podpoře tak bude snížen.

Při návrhu výztuže je uvažovaná vždy stejná výztuž po celé šířce ramene, ač je na vnitřní a vnější straně ramene výrazně jiná požadovaná výztuž. Je to vzhledem k zamezení chybovosti při provádění a možné záměně ramen a nízké možnosti ušetřit materiál na malém lokálním prvku.

Problémem při provádění je vytvarování výztuže ramen do oblouku ve 2 rovinách, navíc se zalomením v místě mezipodesty. Tvar výztuže se takto velmi špatně definuje, a proto je vhodným řešením zvolení malého profilu výztuže, který umožní ohnutí do požadovaného tvaru oblouku až při realizaci. Nevýhodou je vysoká hustota prutů a možné problémy s dobrým probetonováním.

Navržená hlavní výztuž:

Spodní povrch	$\varnothing 8$ po 70 mm $A_{s, \text{prov-}} = 718 \text{ mm}^2/\text{m}$
Horní povrch ramen a mezipodesty	$\varnothing 8$ po 70 mm $A_{s, \text{prov-}} = 718 \text{ mm}^2/\text{m}$
Horní povrch u podpor	$\varnothing 14$ po 140 mm $A_{s, \text{prov+}} = 1100 \text{ mm}^2/\text{m}$

Zajímavé je i zjednodušené porovnání s požadovanou výztuží vypočtenou ručně přímo z ohybového momentu bez vlivu normálové síly. Pro spodní povrch, kde je maximum ohybového momentu $m_{ed-} = 37,61$ kNm/m vychází $a_{s,req-} = 451$ mm. Pro horní povrch, kde je $m_{ed+} = -77,8$ kNm/m vychází $a_{s,req+} = 933$ mm. Rozdíl oproti požadované výztuží vypočtené pomocí softwaru SCIA engineer, kde je uvažován i vliv normálové síly, je poměrně značný a bylo by zásadní chybou zanedbání vlivu normálových sil.

7.5.3 Posouzení výztuže v kombinaci ohybu s tahem

Posouzení je provedeno pomocí interakčního diagramu, který posuzuje kombinaci ohybu s tahem v průřezu. K výpočtu byl využit online program InDiOn [13]. Do něj byly zadány uvažované charakteristiky průřezu, materiály a vnitřní síly pro vybrané body nejvíce zatížené kombinací ohybu a tahu. Jejich výpis i s hodnotami vnitřních sil jsou uvedeny dále. Jedná se o hodnoty snižené pomocí průměrovacího pásu, a ne o maximální hodnoty. Byly posuzovány dva body u podpor a čtyři body v rameni a mezipodestě.

Bod A - Spojení horního ramene a hlavní podesty na vnitřním okraji

$$N_{ed} = 545,24$$

$$M_{ed} = -19,07$$

Bod B - Spojení spodního ramene a hlavní podesty na vnějším okraji

$$N_{ed} = 346,81$$

$$M_{ed} = -57,39$$

Bod C - Spojení přímé a obloukové části horního ramene na vnitřním okraji

$$N_{ed} = 291,62$$

$$M_{ed} = 34,36$$

Bod D - Spojení přímé a obloukové části spodního ramene na vnějším okraji

$$N_{ed} = 379,72$$

$$M_{ed} = 21,42$$

Bod E - Mezipodesta uprostřed na vnitřním okraji

$$N_{ed} = 0$$

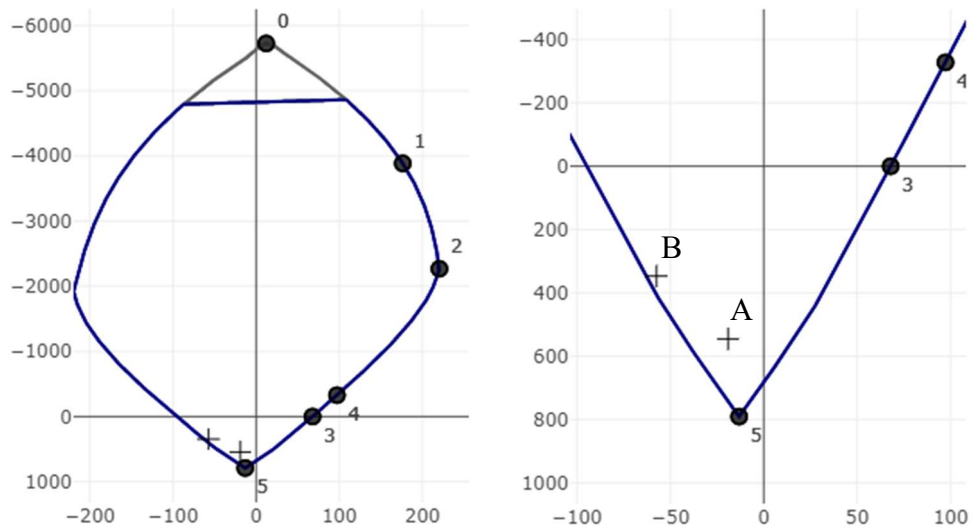
$$M_{ed} = -15,65$$

Bod F - Mezipodesta ve spojení s horním ramenem na vnitřním okraji

$$N_{ed} = 377,36$$

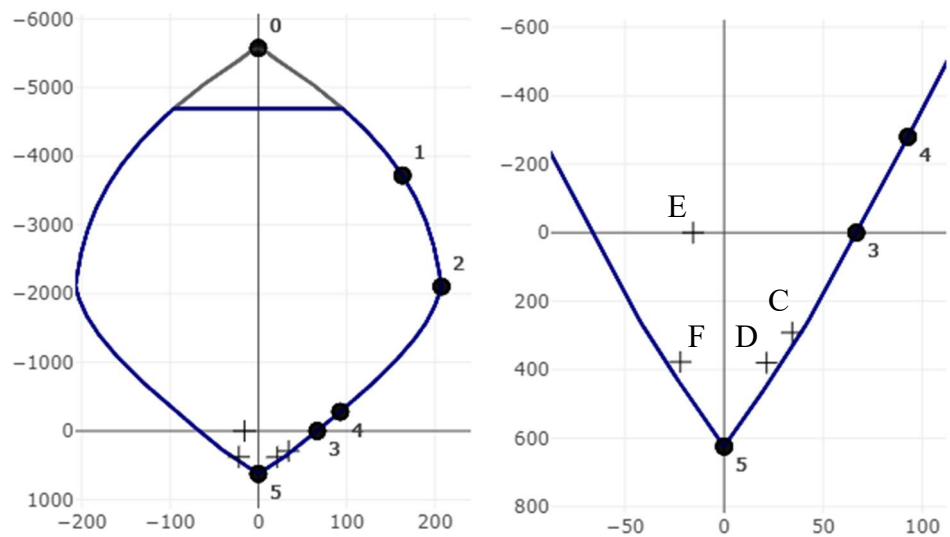
$$M_{ed} = -22,08$$

Pro body A a B je v interakčním diagramu uvažována výztuž $\varnothing 8$ po 70 mm u spodního povrchu a $\varnothing 14$ po 140 mm u horního povrchu. Je zřejmé, že body leží uvnitř platné oblasti, a tedy vyztužení průřezu v místě podpor vyhovuje.



Obrázek 19: Interakční diagram pro body A a B [13]

Pro body C až F je v interakčním diagramu uvažována výztuž $\varnothing 8$ po 70 mm u obou povrchů. Je zřejmé, že body leží uvnitř platné oblasti, a tedy vyztužení průřezu v ramenech a mezipodestě vyhovuje.



Obrázek 20: Interakční diagram pro body C až F [13]

Z diagramů je vidět, že body B, C, D a F jsou docela blízko hranice platné oblasti. Názorně to ukazuje vhodnost návrhu výztuže, který není zbytečně předimenzován. Pro zvětšení rezervy, protože se jedná o tahovou část interakčního diagramu, by bylo možné zvětšit plochu výztuže.

7.5.4 Posouzení mezního stavu použitelnosti

Posouzení šířky trhlin:

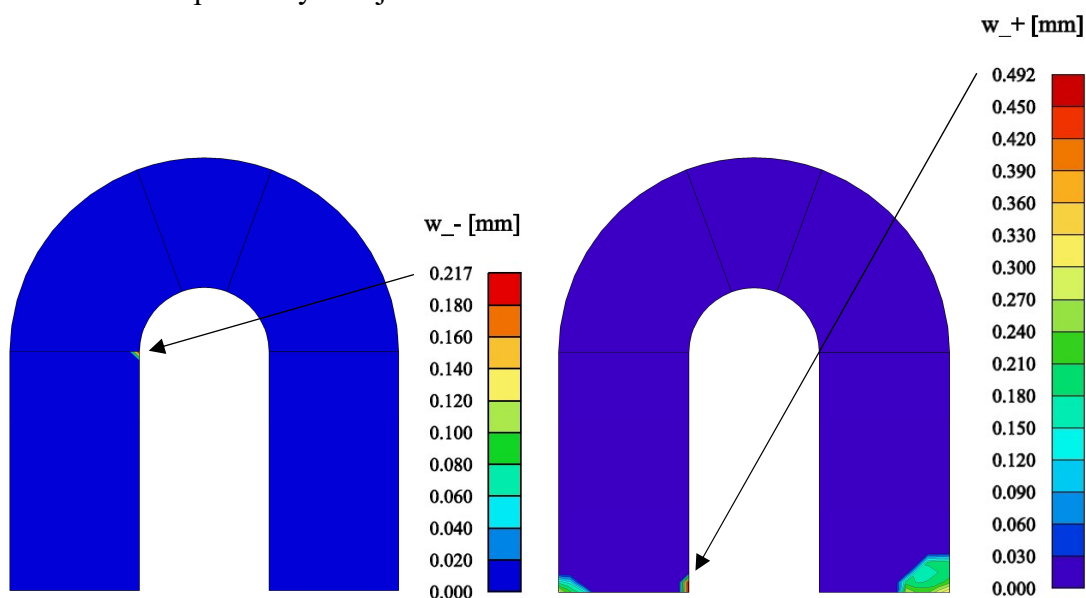
Posouzení trhlin v softwaru SCIA engineer umožňuje stanovit šířky trhlin. Řídí se postupem dle Eurokódu 2, při kterém vychází z maximální vzdálenosti trhlin a rozdílu poměrného přetvoření výztuže a poměrného přetvoření betonu na mezi trhlin. Jedná se o kvazilineární odhad na základě ideálního průřezu po vzniku trhlin a hodnot uvažovaného namáhání [15].

Limitní hodnota se dle normy ČSN EN 1992-1-1 [14] stanoví na základě zvolné třídy prostředí. Pro navrhované schodiště v interiéru to je XC1 a pro to platí limitní hodnota šířky trhlin 0,4 mm.

Výpočet šířky trhlin byl proveden pro kvazistálou kombinaci zatížení a pro teoreticky nutnou výztuž spočtenou softwarem. Byla tak rychle odhadnuta šířka trhlin bez zadání uživatelské výztuže do softwaru. Výsledky pro jednotlivé povrchy je možné nalézt na obrázku níže.

Na spodním povrchu je vidět, že dojde ke vzniku trhlin v místě lokálního extrému, v místě přechodu z obloukové na přímou část horního ramene. Velikost trhlin je ale menší než limitní hodnota, proto šířka trhlin na spodním povrchu vyhovuje.

Na horním povrchu je situace obdobná, až na jednu výjimku. V místě, kde působí největší vnitřní síly, vzniknou trhliny. Jejich velikost je ale menší, než limitní hodnota 0,4 mm, a tudíž splňují požadavek. V případě napojení horního ramene na hlavní podestu schodiště na vnitřní straně, je hodnota ovšem nevyhovující. Jedná se ale o lokální singularitu vzniklou napojením schodiště na podporu. Velikost působících sil zde nebude tak veliká a je možné využít průměrovacího pásu. Při jeho užití je hodnota šířky trhlin v tomto místě naprosto vyhovující.

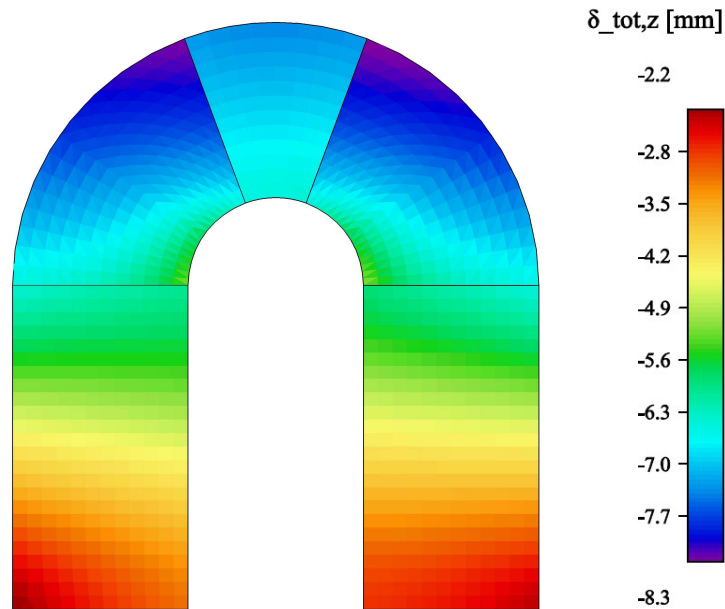


Obrázek 21: Šířka trhlin na spodním (vlevo) a horním (vpravo) povrchu

Následně byla pro další ověření v místech největších trhlin v softwaru navržena a umístěna výztuž odpovídající ručnímu návrhu. Tato volba výpočtu šířky trhlin je nejpřesnější, a protože šířka trhlin byla ještě nižší, stále splňuje limitní hodnotu a je možné prohlásit, že tento mezní stav použitelnosti navržené schodiště splňuje.

Posouzení průhybů:

Výpočet byl proveden pro kvazistálou kombinaci zatížení a nutnou výztuž uvažovanou softwarem. Byly stanoveny celkové hodnoty průhybů i hodnoty od jednotlivých variant zatížení. Jejich hodnoty jsou uvedeny níže. Při uvažované délce schodiště na výstupní čáře 8 790 mm, je limitní hodnota uvažovaná jako 1/250 rozpětí 35,16 mm. Pro tuto hodnotu průhyb 8,3 mm vyhovuje.



Obrázek 22: Celkové průhyby pro kvazistálou kombinaci zatížení

Celkový průhyb	8,3 mm
Lineární průhyb	2,7 mm
Okamžitý průhyb	2,7 mm
Krátkodobý průhyb	2,7 mm
Dotvarování	2,2 mm
Smršťování	3,5 mm
Přídavný průhyb	5,6 mm

8 Závěr

Cílem bakalářské práce byl konstrukční návrh šroubovicového železobetonového schodiště v zadaném objektu. Proto byla nejdříve zpracována teoretická část, která shrnuje poznatky z oblasti navrhování a konstrukčního řešení schodišť. Důraz byl kladen na šroubovicová schodiště a jejich specifické požadavky. Byly zde zmíněny i historické zjednodušené metody výpočtu vnitřních sil šroubovicových schodišť, u kterých se následně předpokládalo, že vybrané z nich budou použity pro porovnání s vnitřními silami získanými užitím výpočetního softwaru SCIA engineer.

V praktické části byl nejdříve navrhnout konstrukční systém budovy. Návrh vycházel ze shrnutí informací o zatíženích. Dále byl vytvořen globální model celého objektu, který sloužil k ověření navržených rozměrů a posouzení vhodnosti konstrukčního systému. Při nevyhovujících rozměrech byla konstrukce mírně upravena a znovu ověřena.

Hlavní část praktické části ale tvoří samotné schodiště. Poté co byla definována geometrie, která musela být oproti předloze mírně změněna a doplněna o mezipodestu, a spočítáno působící zatížení na schodiště, byla vytvořena série konstrukčních variant pro vzájemné porovnání vhodnosti těchto provedení. Závěrem z porovnání byla volba klasického schodiště nejvíce podobnému předloze bez jakýchkoliv úprav. Důvodem byl nízký vliv úprav na celkové působení či příliš velká změna schodiště z hlediska působení.

Pro vybranou variantu byla provedena analýza vnitřních sil v softwaru SCIA engineer. Bylo zvoleno více metod pro výpočet, globální model s jemnou sítí konečných prvků, globální model s řidší sítí konečných prvků a lokální model s jemnou sítí konečných prvků. Hodnoty z jednotlivých metod byly vzájemně srovnávány a následně bylo poukazováno na jejich rozdíly. Hlavní nevýhodou globálního modelu s jemnou sítí se ukázala být velmi dlouhá doba výpočtů v softwaru a obtížné pracování s modelem. Místo toho by bylo vhodné najít adekvátní zjednodušenou náhradu modelu. Nabízí se řešení lokálního modelu s upravenou rozdílnou tuhostí podpor. Tato varianta nebyla zvolena z důvodu nulové zkušenosti s touto funkcí.

Součástí analýzy mělo být i srovnání s výsledky vnitřních sil spočtených pomocí historických zjednodušených metod. Ukázalo se, že shromážděné podklady k metodám nejsou úplně jednoznačné a k získání výsledku je potřeba provést výpočet několika koeficientů. V jednom ze tří případů není z podkladů zřejmý výpočet, tudíž nebylo možné dobrat se použitelného výsledku. Možností by bylo čerpat z graficky znázorněných hodnot koeficientů. Při volení koeficientu z grafu dochází k poměrně velkým nepřesnostem a změna velikosti koeficientu o desetiny ovlivní vnitřní síly o jednotky až desítky kNm. Proto se snaha o výpočet vnitřních sil touto metodou dále nerozvíjela. Je otázkou, zda má vůbec smysl se v analýze vnitřních sil vracet k těmto a podobným historickým metodám, v době, kdy jsou poměrně jednoduše získány průběhy vnitřních sil softwarem s metodou konečných prvků. Aby se tyto metody daly jednoduše aplikovat, bylo by nejdříve nutné shromáždit dostatečné podklady a vytvořit jednoznačný postup výpočtu.

Dále byla dle požadované plochy výztuže ze softwaru SCIA engineer navržena vhodná výztuž schodiště. Takto vyztužené schodiště bylo, ve vybraných místech s největším působením kombinace momentu a normálové tahové síly, posouzeno pomocí interakčních diagramů.

Následně bylo provedeno posouzení na mezní stav použitelnosti. Byla ověřena šířka trhlin a hodnoty průhybů. V případě trhlin byly hodnoty, až na lokální singularity, vyhovující. Průhyb splňoval požadavky také. Dále by bylo ještě vhodné ověřit mezní stav omezení napětí, zda nedochází ke vzniku podélných trhlin.

Pro vyztužení schodiště byl zhotoven podrobný výkres výztuže. Při volbě vhodných tvarů výztuže bylo dbáno na co možná nejjednodušší prvky, které v procesu realizace zabrání možné chybě a prohození výztuže za jinou. Tento přístup není ale příliš hospodárný, ovšem pro lokální prvek není dopad v měřítku celé stavby příliš veliký. Bylo by zajímavé se zaměřit na tento způsob vyztužování a ověřit, jaký vliv na hospodárnost stavby má lokální, méně hospodárné řešení.

Reference

- [1] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. Betonové stropní a schodišťové konstrukce. V Praze: České vysoké učení technické, 2017. ISBN 978-80-01-06323-1.
- [2] ČSN 73 4130 Schodiště a šikmé rampy - Základní požadavky. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
- [3] HÁJEK, Petr. Pozemní stavitelství II: pro 2. ročník SPŠ stavebních. 3., přeprac. vyd. Praha: Sobotáles, 2007. ISBN 978-80-86817-22-4.
- [4] WADUD, Zia. A simple design approach for helicoidal stair slabs. 2002. Thesis-MSc. Department of Civil Engineering (CE), BUET.
- [5] EICHLER, Břetislav. Betonová schodiště: [konstrukce, návrh, příklady realizací]. Brno: ERA, 2006. Technická knihovna (ERA). ISBN 80-7366-040-7.
- [6] Kiran Rest House [online]. Trimohoni, Kushtia (Bangladesh): Sthapotik, 2021 [cit. 2023-03-27].
Dostupné z: <https://sthapotik.com/project/details/kiren-rest-house1663518195>
- [7] Kiran Rest House: Sthapotik [online]. ArchDaily, 2022 [cit. 2023-03-28].
Dostupné z: https://www.archdaily.com/986021/kiran-rest-house-sthapotik?ad_source=search&ad_medium=projects_tab
- [8] Praha, Centrála ČSOB [online]. HOCHTIEF CZ [cit. 2023-03-28].
Dostupné z: <https://www.hochtief.cz/nase-projekty/referenci-projekty/obcanske-administrativni/praha-centrala-csob>
- [9] Centrála pro ČSOB v pražských Radlicích [online]. Business Media One, 2020 [cit. 2023-03-28].
Dostupné z: <https://www.stavbaweb.cz/centrala-pro-sob-v-prazskych-radlicich-23528/clanek.html>
- [10] ERA CAFE: Interiér [online]. Brno [cit. 2023-04-12].
Dostupné z: <https://www.eracafe.eu/fotogalerie/architektura/>
- [11] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [12] Stavební knihovna DEK [online]. Praha: DEK, 2023 [cit. 2023-05-09].
Dostupné z: <https://www.dek.cz/obsah/technicka-podpora/ploche-strechy>

- [13] InDiOn - Interakční Diagram Online [online]. Holan, Štefan, 2018 - 2023 [cit. 2023-05-20]. Dostupné z: <https://people.fsv.cvut.cz/~holanjak/software/indion/>
- [14] 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.
- [15] Návrh stropní desky v programu SCIA Engineer: Podklad pro předmět Navrhování betonových konstrukcí na počítači (133YBKC) [online]. Bílý, 2023 [cit. 2023-05-22].
Dostupné z: <https://people.fsv.cvut.cz/www/holanjak/vyuka/YBKC/>
- [16] WADUD a AHMAD. Simple Design Charts for Helicoidal Stair Slabs with Intermediate Landings. Journal of the Institution of Engineers (India) [online]. India, 2005, February, (85), 269 - 275 [cit. 2023-05-22].
Dostupné z: <https://www.semanticscholar.org/paper/Simple-Design-Charts-for-Helicoidal-Stair-Slabs-Wadud-Ahmad/31ffdcf67280128c27ff20a6b4a0f18de3baddfa>

Seznam obrázků

Obrázek 1: Schodiště v kavárně ERA [5, 10]	7
Obrázek 2: Schodiště v bankovním domě Raiffeisenbank v Brně	8
Obrázek 3: Schodiště v novém sídle ČSOB v Praze [8, 9]	8
Obrázek 4: Výška a šířka stupně a ramene	9
Obrázek 5: Podchodná a průchodná výška	10
Obrázek 6: Šířka stupně a umístění výstupní čáry na zakřiveném rameni	11
Obrázek 7: Varianty akustického řešení uložení schodiště	12
Obrázek 8: Fotografie objektu s řešeným schodištěm [6]	14
Obrázek 9: Globální numerický model hlavní nosné konstrukce objektu	19
Obrázek 10: Fotografie hlavního schodiště z předlohy objektu [6]	20
Obrázek 11: Schéma půdorysu schodiště 2.NP	21
Obrázek 12: Varianty konstrukčního provedení schodiště	23
Obrázek 13: Velikost sítě konečných prvků jednotlivých variant	25
Obrázek 14: Průběh návrhové normálové síly [kN/m]	26
Obrázek 15: Celková deformace konstrukce při pohledu shora	27
Obrázek 16: Průběh návrhového ohybového momentu na spodním povrchu [kNm/m] ..	28
Obrázek 17: Průběh návrhového ohybového momentu na horním povrchu [kNm/m] ..	29
Obrázek 18: Průběh požadované plochy výztuže na spodním (vlevo) a horním (vpravo) povrchu bez průměrovacích pásů	30
Obrázek 19: Interakční diagram pro body A a B [13]	32
Obrázek 20: Interakční diagram pro body C až F [13]	32
Obrázek 21: Šířka trhlin na spodním (vlevo) a horním (vpravo) povrchu	33
Obrázek 22: Celkové průhyby pro kvazistálou kombinaci zatížení	34

Seznam tabulek

Tabulka 1: Zatížení od vlastní tíhy hlavních konstrukčních prvků	16
Tabulka 2: Skladba nepochozí ploché střechy a zatížení od ní	17
Tabulka 3: Skladba pochozí ploché střechy a zatížení od ní	17
Tabulka 4: Uvažovaná skladba podlahy a zatížení od ní.....	17
Tabulka 5: Uvažovaná skladba podlahy balkónu a zatížení od ní.....	18
Tabulka 6: Orientační tloušťka desky schodiště.....	22
Tabulka 7: Přepočítání zatížení schodiště na šikmou plochu	22
Tabulka 8: Porovnání normově závislých průhybů pro různé konstrukční varianty	23

Seznam příloh

- A Schémata konstrukčního systému
- B Výkres tvaru 2.NP
- C Výkres výztuže schodiště