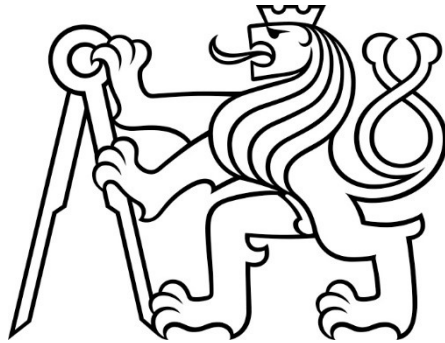


České vysoké učení technické
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



Teoretická část

Návrh stenového nosníku pomocou priehradovej
analógie

Bakalárska práca

Študijný program : Stavební inženýrství

Študijný obor : Konstrukce pozemních staveb

Vedúci bakalárskej práce : Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Akademický rok : 2021/2022

Praha 2022

Jakub Molčan

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: MOLČAN Jméno: Jakub Osobní číslo: 477163
Zadávací katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb



II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Konstrukční řešení objektu vysokoškolských kolejí, Praha - Holešovice
Název bakalářské práce anglicky: Structural design of college dormitory, Prague - Holešovice
Pokyny pro vypracování:
Předběžný návrh nosných prvků vybrané části objektu v návaznosti na projekt 124P02C.
Schématické výkresy tvaru jednotlivých podlaží.
Podrobný návrh vybraného nosného prvku.
Výkres výztuže vybraného podrobně řešeného prvku.
Stručná technická zpráva ke statické části.

Seznam doporučené literatury:
běžná skripta a normy k řešené problematice,
A. Kohoutková; J. Procházka; J. Šmejkal: Modelování a vyztužování betonových prvků, Lokální modely železobetonových konstrukcí - Nakladatelství ČVUT
články v odborných časopisech případně další literatura související s danou problematikou


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

Datum zadání bakalářské práce: 14.2.2022 Termín odevzdání BP v IS KOS: 15.5.2022
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

 Podpis vedoucího práce  Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat 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“.

14.2.2022 
Datum převzetí zadání Podpis studenta(ky)

Čestné prehlásenie

Týmto čestne prehlasujem, že bakalársku prácu som vypracoval samostatne, pod odborným vedením pani Ing. Hany Hanzlovej, CSc. a že všetky zdroje a použitá literatúra je uvedená v zozname citovanej literatúry.

.....

Podakovanie

Chcel by som poďakovať predovšetkým vedúcej tejto práce, pani Ing. Hane Hanzlovej, CSc. za odborné vedenie, cenné rady, ústretovosť a ochotu pri konzultáciách a v neposlednom rade čas, ktorý mi počas semestru venovala.

Rovnako by som chcel poďakovať pánovi doc. Ing. Petrovi Bílýmu, Ph.D. za pomoc pri spracovávaní.

Návrh stenového nosníku pomocou priehradovej analógie

Abstract

This thesis deals with the problem of designing a vertical load-bearing elements in a building where a significant change in the structural system is present. These changes are causing discontinuities in the load bearing constructions and internal stress disturbances.

The strut-and-tie method is described together with its requirements in the theoretical part of this thesis. Moreover, the theoretical part includes the description of the building on which this method is applied.

The structural analysis is a separate part of the thesis, which includes the design of a deep beam based on the established information from the theoretical part.

The aim of this thesis is to present a technical drawing of the reinforcement of deep beam.

Keywords

Strut-and-tie method, deep beam, discontinuity, disturbance

Abstrakt

Práca sa zaoberá problémom návrhu zvislých nosných konštrukcií v objekte, kde je výrazná zmena konštrukčného systému. V dôsledku týchto zmien vznikajú v zvislých nosných konštrukciách tzv. diskontinuity a poruchové oblasti.

Ako návrhový prístup bola použitá metóda náhradnej priehradovej analógie. Táto metóda je popísaná spolu s jej požiadavkami v teoretickej časti práce. Zároveň je predstavený objekt, na ktorom je tento návrhový prístup aplikovaný.

Statický výpočet tvorí samostatnú časť práce, v ktorej je návrh stenového nosníku na základe informácií z teoretickej časti.

Hlavným výstupom tejto práce je výkres výstuže stenového nosníku.

Keywords

Priehradová analógia, stenový nosník, diskontinuita, poruchové oblasti

Obsah

1	Úvod	8
1.1	Stenový nosník	9
2	Popis metódy.....	10
2.1	Analýza konštrukcie.....	10
2.2	Idealizácia konštrukcie	11
2.3	Priehradová analógia.....	12
2.3.1	Vzpery.....	12
2.3.2	Tiahla	15
2.3.3	Styčnίky.....	15
2.3.4	Predpoklady riešenia modelov náhradnej priehradoviny	16
2.3.5	Obmedzenie šírky trhlín D - oblastí	16
2.4	Nelineárna analýza	17
2.5	Popis metódy a posúdenie	17
3	Riešený objekt	18
3.1	Popis objektu.....	18
3.2	Vstupné podklady.....	20
3.3	Základné technické riešenie objektu.....	20
3.4	Materiálové riešenie.....	20
3.5	Konštrukčný systém objektu	21
3.5.1	Konštrukčný systém 1.PP.....	21
3.5.2	Konštrukčný systém 1.NP.....	22
3.5.3	Konštrukčný systém TP.....	22
3.6	Schéma umiestnenia stenového nosníku.....	23
3.6.1	Pôdorysné umiestnenie.....	23
3.6.2	Umiestnenie v pozdĺžnom reze	23
3.6.3	Umiestnenie v priečnom reze	24
4	Zoznam zdrojov	25
5	Zoznam obrázkov	26
6	Použitý software.....	27

1 Úvod

Vo svojej bakalárskej práci sa budem venovať problematike stenových nosníkov, vhodnou voľbou výpočtových modelov pre ich návrh a ich aplikáciu na mnou riešený objekt. Na návrh stenového nosníku bude použitá priehradová analógia.

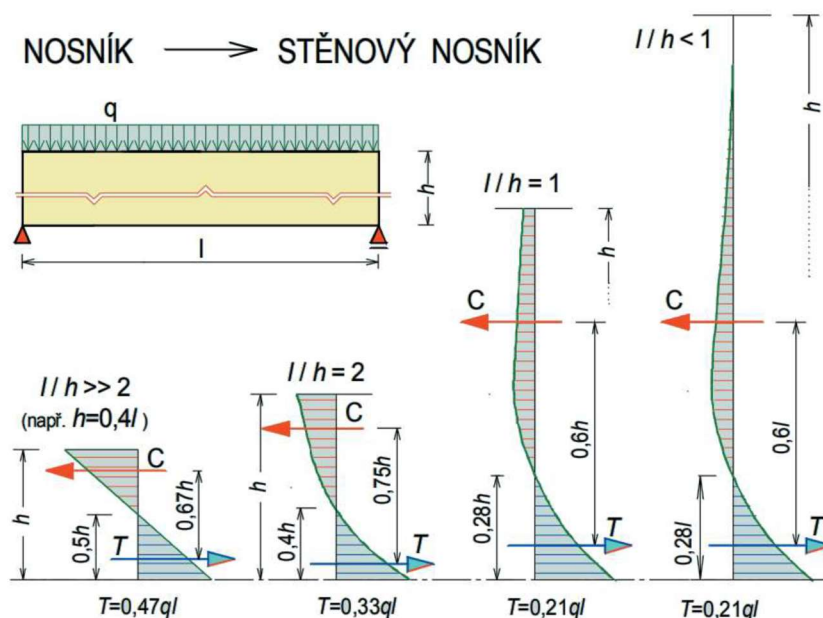
V dnešnej dobe sú stenové nosníky často využívané, hlavne pri prechodoch stĺpových systémov na stenové, pri potrebe uvoľnenia dispozície nižších poschodí, napríklad na komerčné využitie či garáže, pri vykonzolovaní časti objektu na základe dispozičných či architektonických požiadavok a podobne.

Mnou riešený objekt je typický príklad využitia stenového nosníku, kde konštrukčný systém prechádza z prevažne stĺpového v podzemnom a v prvom nadzemnom poschodí na stenový v ďalších poschodiach objektu. Konštrukčný systém je monolitický, teda môžeme uvažovať nosník ako stenový, s vlastnosťami a charakteristikami jeho chovania, ktoré sú predmetom ďalších kapitol tejto práce.

Stenový nosník je plošný rovinný prvok, uložený na lokálnych podporách tak, že je namáhaný v strednicovej rovine. Hrúbka stenového prvku je výrazne nižšia ako jeho dĺžka, výška nosníku spravidla predstavuje menej ako tretinu jeho dĺžky.

1.1 Stenový nosník

Stenové nosníky sú vysoké nosníky, pre ktoré je trojnásobok výšky h prierezu je väčšia než rozpätie nosníku l ($3h \geq l$). V odbornej literatúre sa niekedy uvádza hranica medzi nosníkom a stenovým nosníkom od pomeru 2 (2 pre prosté stenové nosníky a 2,5 pre spojité stenové nosníky) pre zaťaženie osamelým premenom až po 5 ($5h \geq l$) pre zaťaženie rovnomerným spojitým zaťažením. U stenových nosníkov neplatí Bernouliova hypotéza o zachovaní rovinnosti prierezu po deformácii, ktorá je základným predpokladom pri riešení nosníkov ako jednorozmerných prvkov. Stenové nosníky sú dvojrozmerné prvky. Na obrázku (Obrázok 1 – Rozdiel priebehu napätí na základe pomeru l/h) je schématicky zobrazený rozdiel v priebehu napätia medzi nosníkom ($l/h \gg 2$) a stenovým nosníkom o rôznych výškach prierezu. U nosníkov dochádza k zakrivenému priebehu vodorovných napätí σ_x už pri pomere $h/l = 0,4$ až $0,5$. [2]



Obrázok 1 – Rozdiel priebehu napätí na základe pomeru l/h [2]

Charakteristické vlastnosti stenových nosníkov [2]

- Priebeh napätí v ťahu je po celej dĺžke rozpätia približne rovnaký, tzn. Hodnota ťahového napätia v spodných vláknoch prierezu v strede rozpätia sa len veľmi málo líši od hodnoty u podpory
- Maximálna hodnota ťahového napätia prierezu je značne rozdielna od maximálnej hodnoty tlakového napätia
- Vzhľadom k chovaniu železobetónu je celý stenový nosník poruchovou D – oblasťou
- U stenových nosníkov nie je možné zanedbať šmykové deformácie

2 Popis metódy

2.1 Analýza konštrukcie

Pri analýze konštrukcie ako celku je dôležitá idealizácia konštrukcie, tj. voľba výpočtového modelu. Jednotlivé prvky konštrukcie môžeme idealizovať na prvky prúťové (pomocou ich strednice) a plošné prvky (pomocou ich rovinatej alebo zakrivenej plochy). Pri tvorbe modelu konštrukcie ako celku tieto prvky vzájomne spájame a vytvárame globálny model nosnej konštrukcie. Tento model môže byť jednorozmerný, dvojrozmerný poprípade trojrozmerný.

Pri tvorbe globálneho modelu je veľmi dôležitá voľba vhodného spojenia medzi prvkami v uzlových bodoch a výber podmienok podoprenia. Spojenie prvkov a podoprenie prvkov sa pohybuje medzi dvoma limitnými stavmi, ktoré môžeme zjednodušene označiť ako prosté podoprenie a votknutie.

U monolitických železobetónových konštrukcií obvykle uvažujeme votknutie medzi jednotlivými konštrukčnými prvkami. U prefabrikovaných konštrukcií sa väčšinou snažíme s prihliadnutím k jednoduchosti realizácie o kĺbové pripojenie (pevný alebo posuvný kĺb).

Ak uvažujeme votknutie konca prvku je nutné, aby uloženie neumožňovalo pootočenie. Ak v reálnej konštrukcii nie je možné zaistiť nulové pootočenie, presunie sa príslušná časť ohybového momentu z votknutia do poľa. Pri nerešpektovaní chovania reálnej konštrukcie by mohlo byť vystuženie prvku nedostatočné. Pre modelovanie vzájomného spojenia konštrukcie s podporami je nutné uvážiť, či je vhodné väzbu modelovať, alebo ju naopak zanedbať a potom jej vplyv pokryť vloženou prídavnou výstužou.

Pri celkovej analýze konštrukcie je možné stanoviť rozdelenie vnútorných síl, napätia, deformácií a reakcií konštrukcie. Celková analýza je obvykle nutná pre stanovenie, prípadne overenie rozmerov a výstuže, celkovej tuhosti a priestorovej stability konštrukcie. Pre jednotlivé konštrukčné detaily a dielčie oblasti je nutná nadväzujúca lokálna analýza.

Pri riešení globálneho aj lokálneho modelu konštrukcie je dôležitá okrem idealizácie geometrie aj uvažovaná idealizácia chovania konštrukcie. Chovanie konštrukcie môžeme v zásade idealizovať nasledovne:

- Lineárne pružné chovanie
- Lineárne pružné chovanie s obmedzenou redistribúciou
- Plastické chovanie
- Nelineárne chovanie

Lineárne pružná analýza prvkov je založená na teórii pružnosti, môžeme ju použiť ako v medzných stavoch únosnosti, tak v medzných stavoch použiteľnosti. Pri lineárne pružnej analýze sa predpokladá:

- Prierezy nie sú porušené trhlinami
- Závislosť napätia a pomerného pretvorenia je lineárna
- Moduly pružnosti majú priemerné hodnoty

Pre stanovenie účinkov teplotných deformácií, sadnutia podpor a zmršťovania v medzných stavoch únosnosti môžeme predpokladať redukované tuhosti odpovedajúce prierezom s trhlinami bez uvažovania ťahového spevnenia, avšak s prihliadnutím k účinkom dotvarovania. V medzných stavoch použiteľnosti má byť uvažovaný postupný vývoj trhlín.

Pri lineárne pružnej analýze s obmedzenou redistribúciou sa uvažuje vplyv prípadnej nožnej redistribúcie silových účinkov. Lineárnu analýzu s obmedzenou redistribúciou je možné použiť pri analýze nosných prvkov pri overovaní medzných stavov únosnosti, kde silové účinky stanovené lineárne pružnou analýzou môžeme redistribuovať za predpokladu, že výsledné rozdelenie silových účinkov zostane v rovnováhe s pôsobiacim zaťažením. Redistribúcia sa nemá používať v prípadoch, ak nie je možné spoľahlivo určiť schopnosť plastických pootočení.

Metódy založené na plastickej analýze môžu byť použité iba pri overovaní v medzných stavoch únosnosti. Pre vytvorenie predpokladaného mechanizmu porušenia musí byť dostatočná duktilita kritických oblastí. Plastická analýza má byť založená buď na metóde so spodným ohraničením (statická metóda), alebo na metóde s horným ohraničením (kinematická metóda). [1]

2.2 Idealizácia konštrukcie

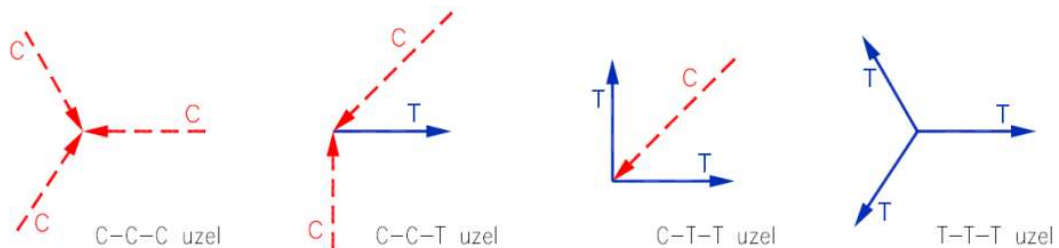
V súčasnej dobe sa pre celkovú analýzu nosného systému používajú dvojrozmerné, prípadne trojrozmerné modely konštrukcie. Väčšinou vo výpočtoch používame dvojrozmerné modely, ak však požadujeme vystihnúť priestorové chovanie konštrukcie ako celku, používame modely trojrozmerné.

Pri globálnej analýze vychádzame z predpokladu zachovania rovinnosti prierezu pred a po pretvorení. Tento predpoklad však neplatí vo všetkých oblastiach modelovanej konštrukcie. Preto nosné železobetónové konštrukcie rozdeľujeme na oblasti B a D. V oblasti typu B (Bernoulliové oblasti), kde je možné predpokladať zachovanie rovinnosti prierezu, môžeme výpočtom zistiť skutočné rozdelenie vnútorných síl v konštrukcii. V oblasti typu D (oblasti diskontinuity – poruchové oblasti) nemôžeme predpokladať lineárne rozdelenie. Tieto oblasti sú často vyznačované náhlou zmenou prierezu, pôsobením lokálneho zaťaženia a podobne. Medzi D oblasti patria aj časti stenového nosníku ktorý je predmetom tejto bakalárskej práce. [1]

2.3 Priehradová analógia

Priehradová analógia sa používa pri návrhu výstuže v medzných stavoch únosnosti, prevažne v nelineárnych oblastiach. Modely náhradnej priehradoviny sú tvorené z tlačných oblastí, ťahaných oblastí a styčníc. Sily v prútoch náhradnej priehradoviny sa stanovujú z podmienok zachovania rovnováhy od pôsobiaceho zaťaženia. Poloha a smer tiahy v modeli náhradnej priehradoviny musí zodpovedať smeru a polohe odpovedajúcej výstuže. Vzpery, naopak prenášajú tlakové napätie a nahrádzajú tlačné oblasti.

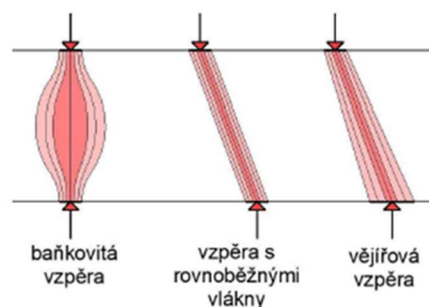
Styčnisky, v ktorých sa stýkajú tlačné a ťahané prvky náhradnej priehradoviny sa klasifikujú podľa pôsobiacich síl. Podľa síl smerujúcich do styčnisky rozoznávame 3 (resp. 4) druhy styčnisky – CCC, CCT, CTT, (TTT). Styčnisk, do ktorého sa zbierajú najmenej tri tlačné prúty označujeme CCC. Styčnisk, do ktorého sa zbierajú aspoň dve tlačné prúty a jeden ťahaný prút, označujeme CCT. Styčnisk, do ktorého sa zbierajú tlačné prúty a dva a viac ťahaných prútov, označujeme CTT. [1]



Obrázok 2 - Schéma typu styčníc [5]

2.3.1 Vzpery

Tlačné prúty sú základným prvkom modelov náhradnej priehradoviny. Tlačné prúty môžu mať rôzny tvar. Rozlišujeme tri základné typy vzper, a to podľa zmeny šírky po dĺžke vzpery (obrázok 2 – základné typy betónových vzper). Bankovité vzpery sa vyskytujú na miestach, kde dochádza k rozptýleniu napätia, a to vtedy, ak nie je vzpera namáhaná priečnym tlakom, alebo ak naopak, je namáhaná priečnym ťahom. Vzpery s rovnobežnými vláknami a vejárovitými vláknami sa objavujú u vzper, ktoré sú namáhané priečnym tlakom. Šírka týchto vzper je potom závislá na šírke styčnisky. [1]



Obrázok 3 – Základné typy vzper [1]

Napätie v prúte sa stanoví podľa vzťahu

$$\sigma_c = \frac{N_c}{d_c \cdot b} \quad (1)$$

Kde

N_c - normálová sila v tlačennom prúte

d_c - hrúbka tlačeného prútu

b - šírka nosníku (šírka tlačeného prútu)

Tlačené betónové prúty priehradovej analógie sa rozlišujú podľa pôsobiaceho priečného napätia. Uvažujú sa tlačené prúty s pôsobiacim priečnym tlakovým napätím, bez priečného napätia a s priečnym ťahovým napätím. V oblastiach bez priečného napätia sa návrhové napätie na medzi únosnosti stanovuje zo vzťahu

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (2)$$

Kde

f_{cd} - návrhová pevnosť betónu v tlaku

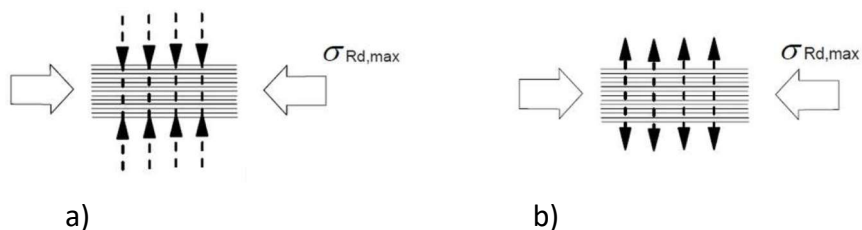
V oblastiach s priečnym ťahovým napätím, teda v oblastiach s trhlinami sa dá návrhové napätie na medzi únosnosti uvažovať zo vzťahu

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (3)$$

Kde

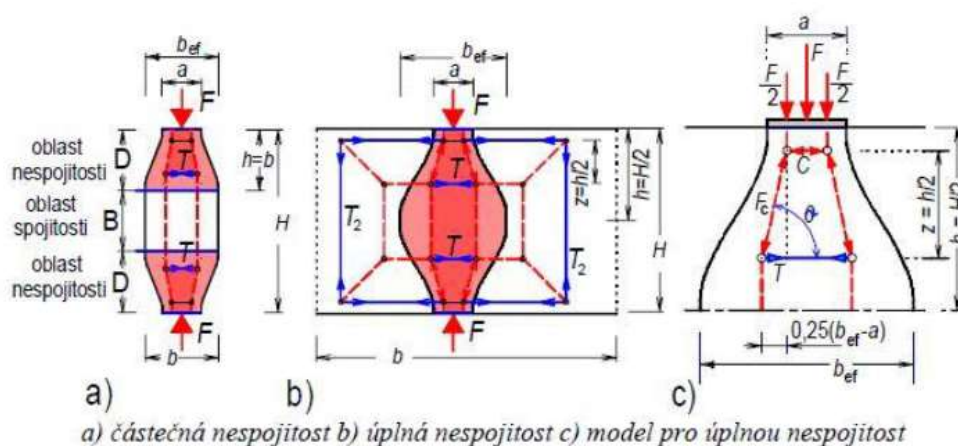
$$v = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

f_{ck} - charakteristická pevnosť betónu



Obrázok 4 – a) priečne tlakové napätie, b) priečne ťahové napätie [3]

Ak nie je betónová diagonála po celej dĺžke namáhaná priečnym tlakovým napätím, je nutné zväziť veľkosť vznikajúcich priečných ťahov. Priečnu ťahovú silu môžeme stanoviť z nasledujúcich vzťahov. Ťahová sila T pôsobí v štvrtinách oblastí s úplnou nespojitosťou. Staticky nutná výstuž, ktorá odoláva sile T , môže byť rozptýlená po príslušnej dĺžke oblasti nespojitosti.



Obrázok 5 – Schéma priečných ťahových síl [1]

Pre čiastočne nespojité oblasti, kde $b \leq H/2$ a $b_{ef} = b$

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (4)$$

Pre úplne nespojité oblasti, kde $b \geq H/2$ a $b_{ef} = 0,5H + 0,65a$

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h}\right) F \quad (5)$$

Pre konštrukcie pozemných stavieb je možné uvažovať zjednodušenie, a to na približnú hodnotu priečného ťahu definovanú ako $T = 0,22F$. To platí pre oblasti, kde šírka vzpery v mieste styčného je pomerne malá oproti dĺžke vzpery. Pri vytváraní modelu náhradnej priehradoviny je možné využiť skutočnosť, že diagonálne vzpery sú obecné rovnobežné s očakávaným priebehom trhlin v betóne daného prvku. Vzpery by nemali križovať trhliny, pretože by model náhradnej priehradoviny neodpovedal skutočnému chovaniu betónu a výstuže v oblasti. Únosnosť betónovej vzpery s trhlinami sa počíta podľa vyššie uvedeného vzťahu, ale len pre aspoň konštrukčne vystužené oblasti. Ak nie je oblasť aspoň konštrukčne vystužená v smere pôsobenia priečných ťahov, musí všetky ťahové sily prenášať betón. V tomto prípade sa doporučuje obmedziť únosnosť vzpery na 60% únosnosti vychádzajúcej z vyššie uvedeného vzťahu. [1]

2.3.2 Tiahla

Tiahlo v modeli náhradnej priehradoviny predstavuje výstuž. Výstuž v tiahle musí byť v niekoľkých vrstvách. Šírka tiahla sa počíta tak, že ku krajnému prútu sa pripočíta krycia vrstva betónu, alebo polovica vzdialenosti medzi prútmi výstuže.

Výstuž musí byť vždy odpovedajúcim spôsobom zakotvená. Pri návrhu tiahla sa počíta s dosiahnutím medze kluzu vo výstuži a ťahové sily v betóne sa až na výnimky zanedbávajú.

Pri návrhu tiahla obvykle nie je vhodné koncentrovať tiahlo iba do osy teoretického tiahla, ale využiť celú šírku tiahla. Model predstavuje iba náhradu skutočného prenosu síl v oblasti. Výstuž tiahla sa teda snažíme rovnomerne rozdeliť do celej šírky tiahla. [1]

2.3.3 Styčníky

V modeloch náhradnej priehradoviny styčníky predstavujú oblasti styku vzper a tiahel. Styčníky sú betónové. Všetky sily pôsobiace v styčníku musia byť v rovnováhe. Styčníky uvažujeme v miestach pôsobenia lokálneho zaťaženia, v miestach stykov prútov, v ohyboch výstužných prvkov a v podporách.

Pri posudzovaní styčníc je dôležitá ich veľkosť. U styčníc s tlačenými diagonálami predpokladáme, že v styčníku je dosiahnutá únosnosť betónu v tlaku. Tieto styčníky označujeme CCC. Tiež predpokladáme rovnaké napätie v celej oblasti styčníc. U styčníc s tiahlymi, ktoré označujeme CCT a CTT je veľkosť styčníc daná dĺžkou tiahla, na ktoré sa preniesie sila z tiahla do styčníc. Tým sa rozširuje oblasť styčníc, ktorú nazývame rozšírená styčnicová zóna.

Návrhové hodnoty pre tlakové napätia v styčnícach na medzi únosnosti môžeme určiť následovne [1]

a) Styčník s tlakovými silami (CCC)

$$\sigma_{Rd,max} = 1,0 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (6)$$

Kde

$\sigma_{Rd,max}$ - maximálne napätie, ktoré môže pôsobiť na hranách styčníc

- b) Styčník s tlakovými a ťahovými silami, tiahla kotven  v jednom smere (CCT)
- najčastejšie oblasť uloženia

$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (7)$$

- c) Styčník s tlakovými aj ťahovými silami, tiahla kotven  vo viacerých smeroch (CTT)
- najčastejšie r amov  rohy

$$\sigma_{Rd,max} = 0,75 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (8)$$

2.3.4 Predpoklady riešenia modelov náhradnej priehradoviny [1]

- Vo výstuži tiahla je dosiahnut  medz kluzu pred vyčerpaním pevnosti betónu vzper
- Sily v tiahlach a vzper ch sú len osov 
-  ahov  sily v betóne sú zanedban 
- Vo všetkých styčníkoch je zaisten  rovnováha sil
- K aktivácii výstuže v tiahle dochádza po vzniku trhlín v betóne
- Vzpery sú prevažne rovnobe n  s o ak van m smerom trhlín, ktor  vznikajú od priečnych ťahových s l

2.3.5 Obmedzenie  irky trhlín D – oblastí [1]

Pre obmedzenie  irky trhlín v betóne je d le it  dodržať

- Vloženie minimálne konštrukčnej ortogonálnej výstuže s plochou najmenej $A_s \geq 0,003 A_c$ pri oboch povrchoch.
- Maximálna vzdialenosť prútov nesmie byť väčšia ako 250 mm.

2.4 Nelineárna analýza

Nelineárna analýza je vhodná na posúdenie konštrukcie ako v medznom stave únosnosti, tak aj v medznom stave použiteľnosti. Nelineárnu analýzu môžeme použiť pre návrh D - oblastí železobetónových konštrukcií. Pri aplikácii tejto analýzy sa zohľadňuje nelineárne chovanie materiálov pri náraste zaťaženia. Ďalej sa zohľadňuje zmena tuhosti prvku pri rozvoji trhlin, vďaka čomu u staticky neurčitých konštrukcií dochádza k prerozdeleniu vnútorných síl do únosnejších častí. Pre správny výpočet je potrebné poznať skutočnú polohu výstuže, nelineárne diagramy použitých materiálov, miesta podpor a zaťaženie. Pri výpočte zahrňujeme geometrické, fyzikálne a lokálne typy nelinearity. Geometricky sa nelineárna analýza zaoberá vplyvom II. radu, s ktorého pomocou sa počítajú vnútorné sily na deformovanej konštrukcii, ktoré u štíhlych konštrukcií nie je možné zanedbať. Vo výpočte sa taktiež berie do úvahy zmršťovanie a dotvarovanie. U medznej únosnosti sa posudzuje kritický prierez, u ktorého je prekročené medzné pretvorenie betónu alebo výstuže, prípadne kedy prvok dosiahne stratu stability. [1]

Nelineárna analýza nie je súčasťou tejto práce. Je to ďalší, nadväzujúci výpočet pre podrobnejší posúdenie.

2.5 Popis metódy a posúdenie

Pre návrh výstuže a posúdenie stenového nosníku ho musíme nahradiť priehradovou analógiou. Táto konštrukcia by mala nahradiť najviac namáhané časti stenového nosníku, teda tlačene a ťahané časti. Najprv si vytvoríme odhad, ako by daná konštrukcia mohla vyzeráť, ktoré časti budú namáhané tlakom a ktoré ťahom. Potom v niektorom z dostupných softwaroch na výpočet vnútorných síl vytvoríme model stenového nosníku na ktorý vnesieme zaťaženie a zrealizujeme výpočet. Z výsledkov môžeme zistiť základné hodnoty, ako napríklad priebehy tlakových napätí a ich trajektórie.

Na základe trajektórie môžeme odhadnúť, ako by mala vyzeráť priehradová analógia, ktorou nahradíme stenový nosník. V smere týchto trajektórií budú tlačene prúty a kolmo na trajektórie budú prúty ťahané. V oblastiach, kde sa trajektórie zbiehajú či rozchádzajú vzniknú styčníky. [1]

3 Riešený objekt

3.1 Popis objektu

Riešený objekt je navrhnutý ako vysokoškolské koleje vyššieho štandardu pre zahraničných študentov, nazvaný Student House Holešovice. Nachádza sa v Holešoviciach, v mestskej časti Praha 7. Objekt mal pôvodne jedno podzemné poschodie a osem nadzemných poschodí. V rámci úprav, v predošlom štúdiu na predmete Projekt 2 (124P02C) [6], bolo z dôvodu neznámej dispozície vynechané jedno poschodie, konkrétne 2.NP. Objekt má teda po úprave jedno podzemné a sedem nadzemných poschodí. V podzemnom poschodí sa nachádzajú parkovacie miesta a technické zázemie objektu. V prvom nadzemnom poschodí sa nachádzajú spoločenské priestory, vrátnica a sociálne zariadenia. V ďalších, typických poschodiach, sa nachádzajú hlavne jednotlivé bunky ale aj spoločné priestory ako študovňa, práčovňa a podobne.

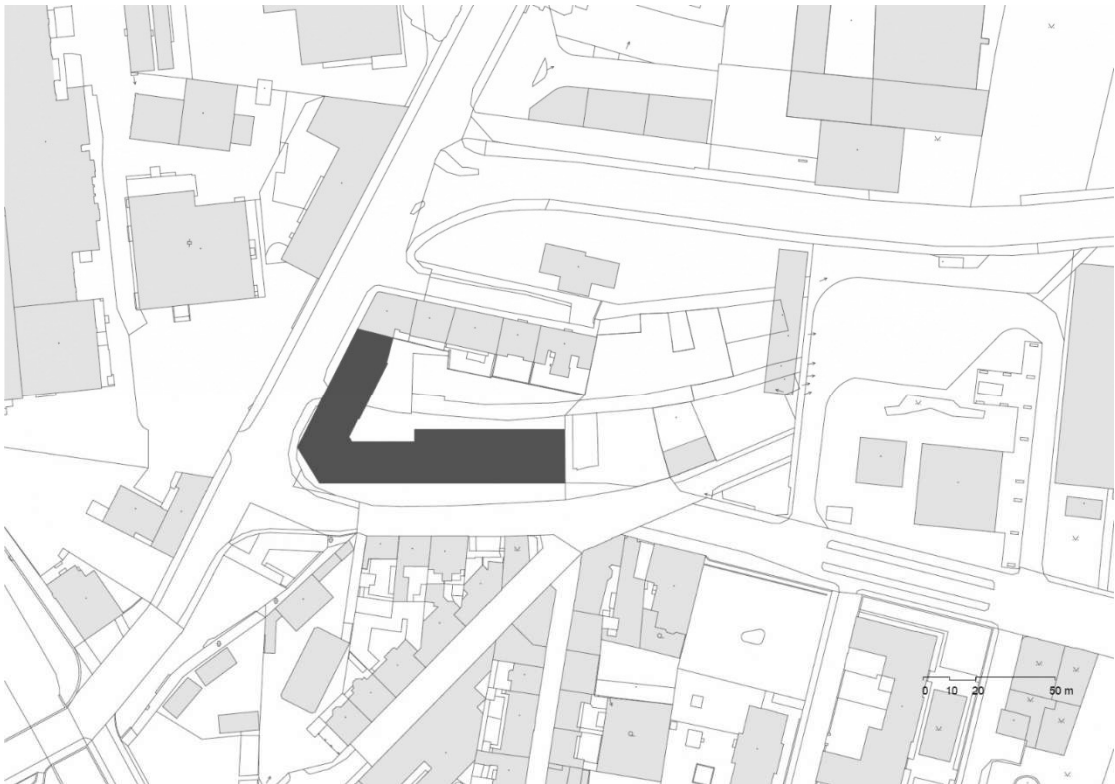
Objekt bude napojený na inžinierske siete, ktoré sa nachádzajú v príľahlej komunikácii. Umiestnenie objektu nadväzuje na stávajúce objekty a rešpektuje uličnú čiaru, čím zapadá do celkového charakteru územia. Objekt kopíruje hranice stávajúcej infraštruktúry a pôdorysne pripomína písmeno V.



Obrázok 6 – Vizualizácia exteriéru-pohľad na vstup [7]



Obrázok 7 – Vizualizácia exteriéru-pohľad zhora [7]



Obrázok 8 – Schéma umiestnenia objektu [7]

3.2 Vstupné podklady

Pre spracovanie bakalárskej práce bola využitá architektonická štúdia daného objektu. Celková koncepcia objektu, statické riešenie, návrh materiálov, detailov a profesné časti objektu bolo súčasťou semestrálnej práce na predmete Projekt 2C (124P02C) [6]. Výstupom tohto projektu je konštrukčné, materiálové a profesné riešenie objektu, ktoré zodpovedá v súčasnosti platným požiadavkám na objekty a technickým normám [3],[4]. V tejto fázy projektu bol vybraný ako kritický prvok stenový nosník, ktorý bude predmetom bakalárskej práce. Ako ďalšie kritické miesta boli vybrané napojenia stenového nosníku na kruhové stĺpy a napojenie stĺpov rôznych prierezov.

3.3 Základné technické riešenie objektu

Objekt je založený na základovej doske. Nosný systém objektu je priečny kombinovaný. V 1.PP a 1.NP sú to prevažne monolitické stĺpy v kombinácii s obvodovými, resp. suterénnymi nosnými stenami. V 2.NP sú to prevažne stenové nosníky v priečnom nosnom systéme, doplnené o obvodové steny v pozdĺžnom smere, ktoré zároveň fungujú ako pozdĺžne stuženie objektu. Stropné dosky sú navrhnuté monolitické železobetónové s hrúbkou 180mm. Schodište objektu je riešené ako monolitické železobetónové.

3.4 Materiálové riešenie

Základová doska, suterénne steny

C 25/30 XC2 C10,2 D_{max} 16 S3

Nosné vnútorné steny, stĺpy, stropné konštrukcie

C 30/37 XC1 C10,2 D_{max} 16 S3

Obvodové steny

C 30/37 XC3 C10,2 D_{max} 16 S3

Výstuž

B500B

Vnútorné medzibytové steny

Murivo POROTHERM 19 AKU

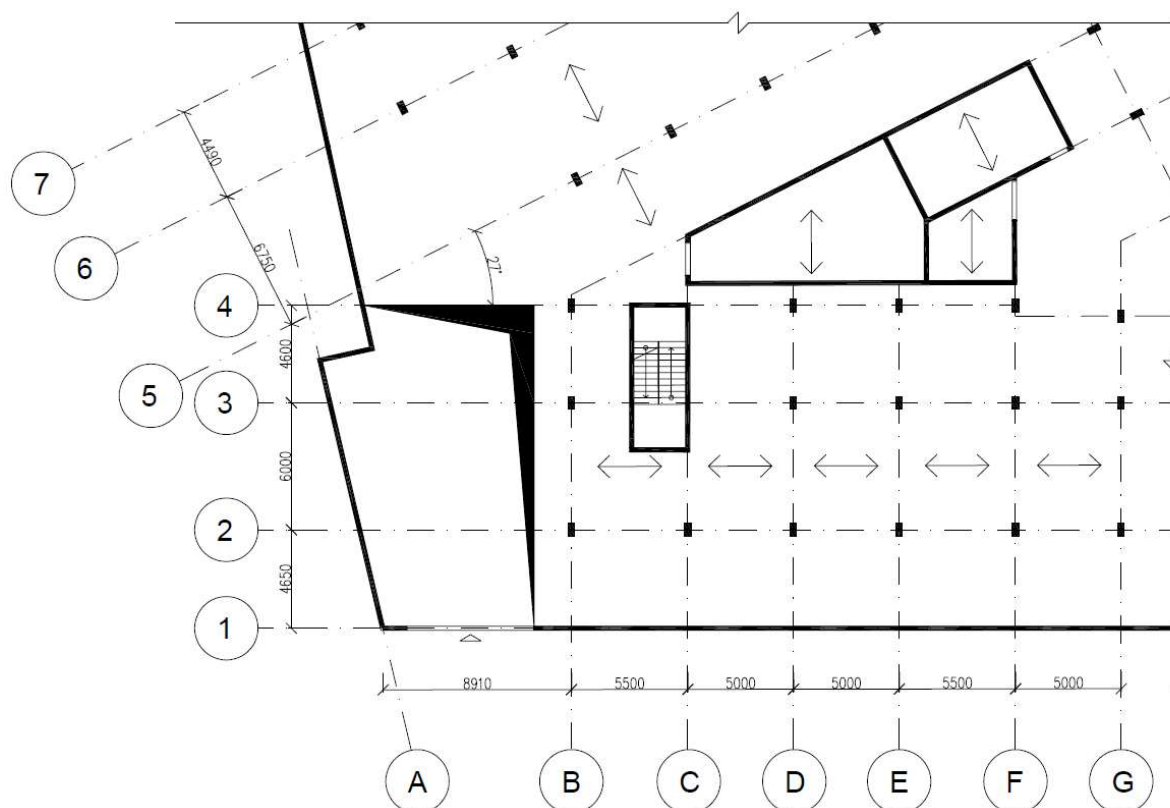
Vnútorné priečky

Murivo POROTHERM 11,5 AKU

3.5 Konštrukčný systém objektu

3.5.1 Konštrukčný systém 1.PP

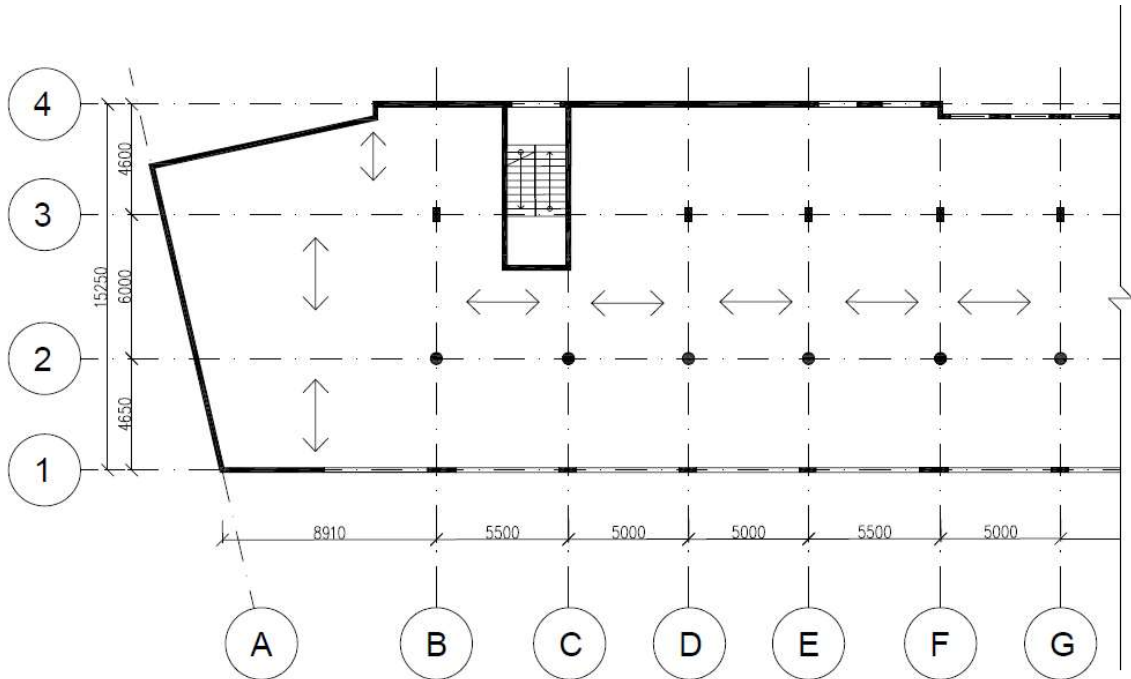
- Schéma výkresu tvaru 1.NP



Obrázok 9 – Konštrukčný systém 1.PP

3.5.2 Konštrukčný systém 1.NP

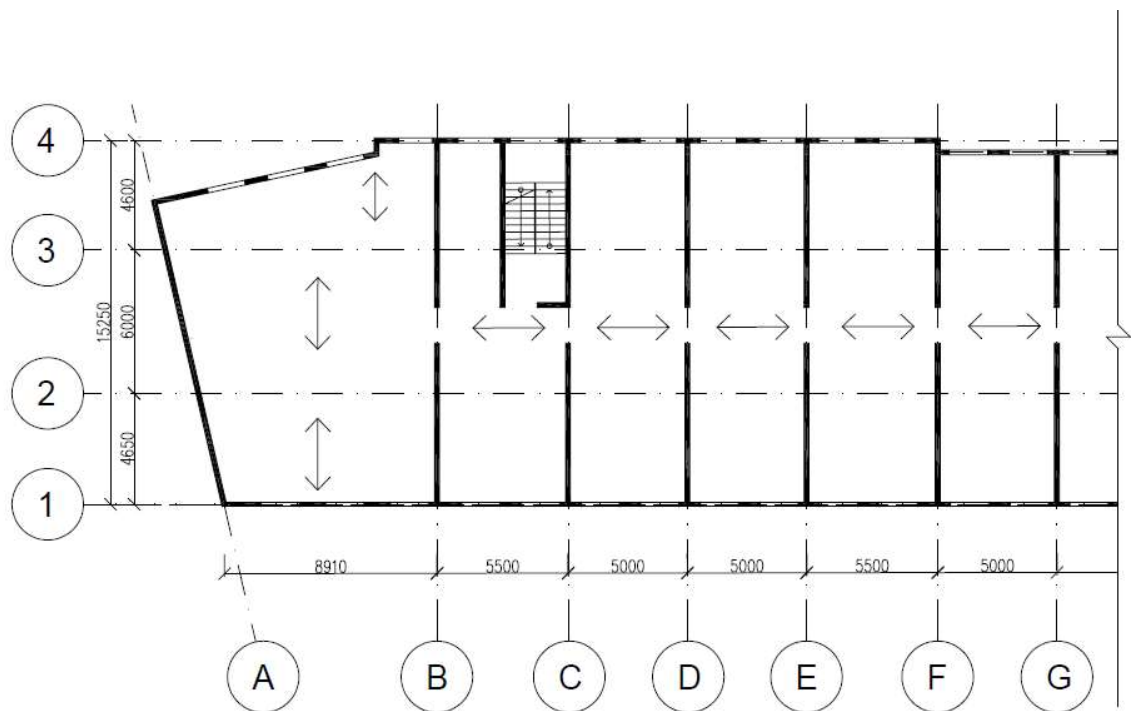
- Schéma výkresu tvaru 2.NP



Obrázok 10 – Konštrukčný systém 1.NP

3.5.3 Konštrukčný systém TP

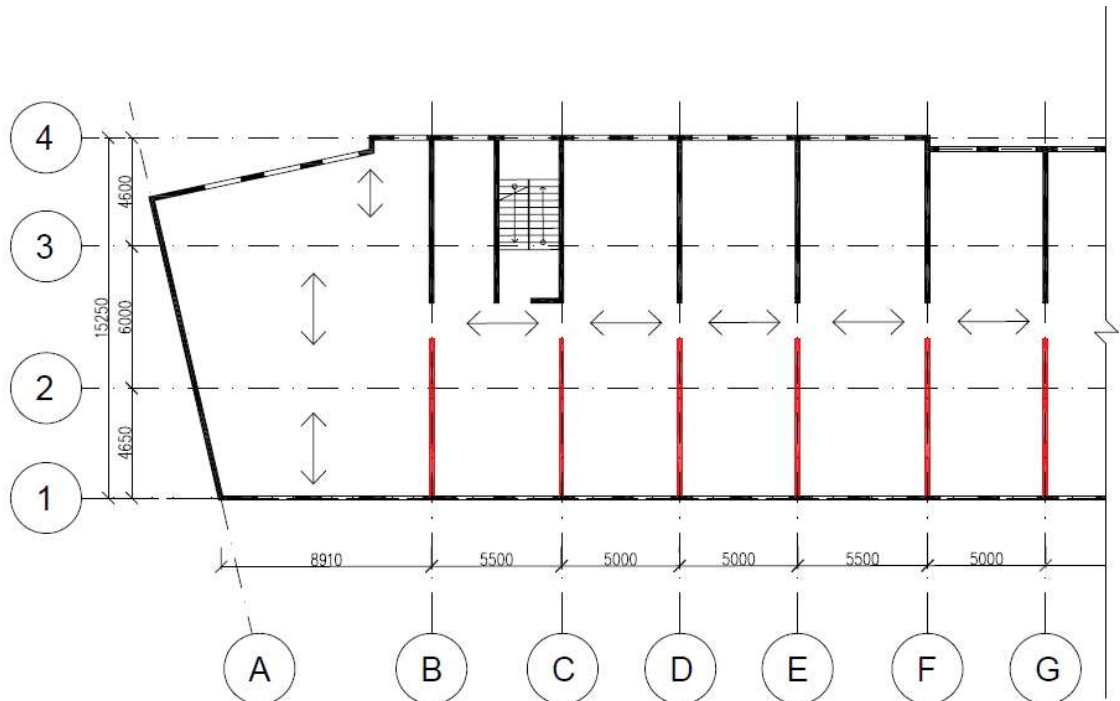
- Schéma výkresu tvaru TP



Obrázok 11 – Konštrukčný systém TP

3.6 Schéma umiestnenia stenového nosníku

3.6.1 Pôdorysné umiestnenie



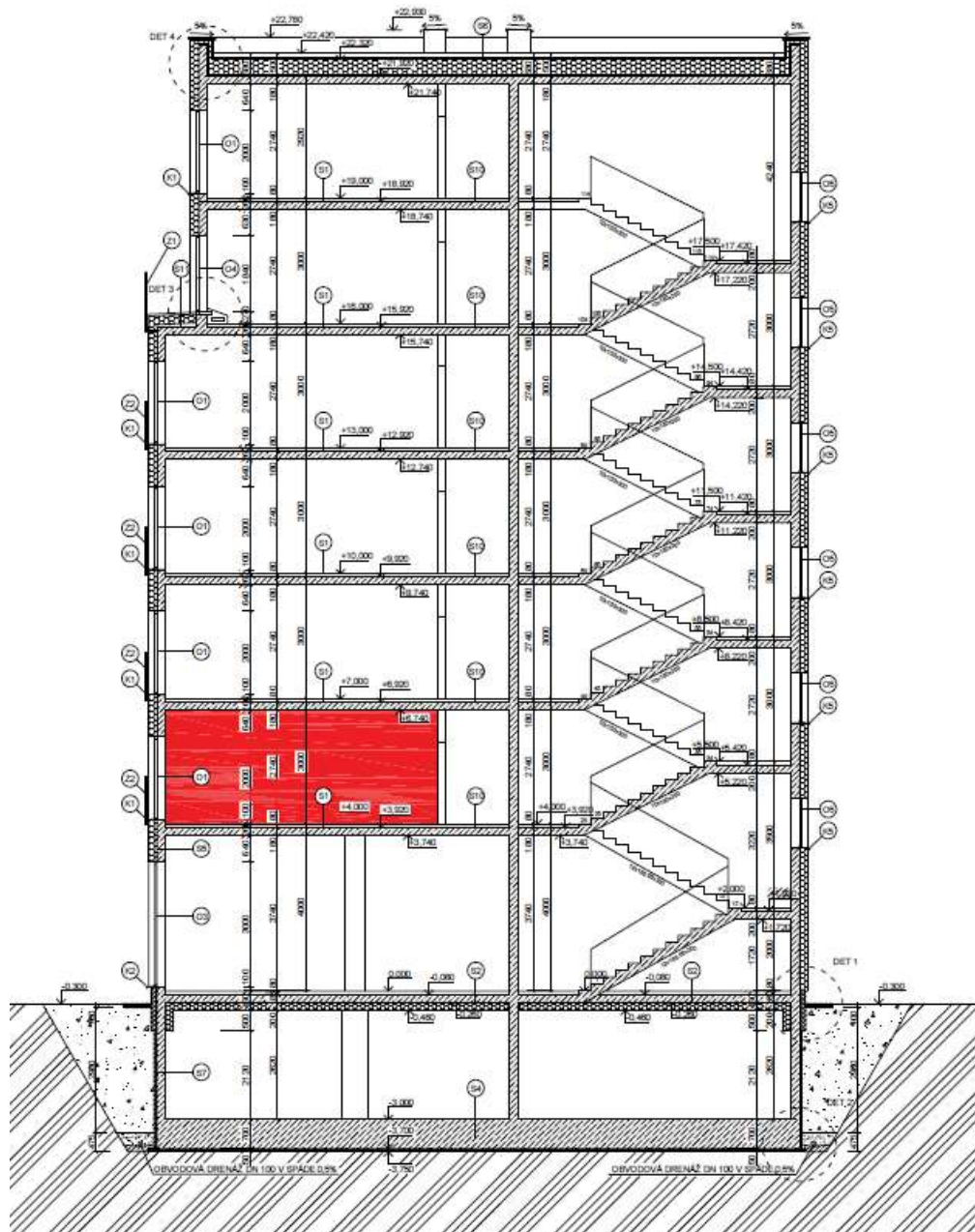
Obrázok 12 – Pôdorysné umiestnenie stenového nosníku

3.6.2 Umiestnenie v pozdĺžnom reze



Obrázok 13 – Umiestnenie stenového nosníku v pozdĺžnom reze

3.6.3 Umiestnenie v pričnom reze



Obrázok 14 – Umiestnenie stenového nosníku v pričnom reze

4 Zoznam zdrojov

- [1] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jiří ŠMEJKAL. Modelování a vyztužování betonových prvků: lokální modely železobetonových konstrukcí. V Praze: České vysoké učení technické, 2013. ISBN 9788001053294.
- [2] ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. Navrhování stěnových nosníků s použitím modelů náhradní příhradoviny: Design of deep beams using strut-and-tie models. Beton – Technologie, Konstrukce, Sanace. 2010, 10(6), 52-59.
- [3] Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby: ČSN EN 1992-1-1 (73 1201). Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [4] Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí: ČSN EN 1990 (73 0002). Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [5] SEMRÁD, Karel a Csaba SZÜCS. Řešené příklady betonových konstrukcí pomocí příhradový analogie: v rámci projektu FRVŠ 2311/2009/G1 [online]. Praha, 2009 [cit. 30.4.2022]. Dostupné z:
https://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/frvs2009/Prihradova_analogie_a_resene_priklady.pdf
- [6] Student House Holešovice. Praha, 2022. Projekt. Fakulta stavební ČVUT. Vedúci práce prof. Ing. Martin Jiránek, CSc.
- [7] Novostavba Student House Holešovice. Archiweb.cz [online]. Praha, 2015. Dostupné z:
<https://www.archiweb.cz/b/novostavba-student-house-holesovice>

5 Zoznam obrázkov

Obrázok 1 – Rozdiel priebehu napätí na základe pomeru l/h [2]

Obrázok 2 – Schéma typu styčníc [5]

Obrázok 3 – Základné typy vzper [1]

Obrázok 4 – a) priečne tlakové napätie, b) priečne ťahové napätie [3]

Obrázok 5 – Schéma priečných ťahových síl [1]

Obrázok 6 – Vizualizácia exteriéru-pohľad na vstup [4]

Obrázok 7 – Vizualizácia exteriéru-pohľad zhora [5]

Obrázok 8 – Schéma umiestnenia objektu [6]

Obrázok 9 – Konštrukčný systém 1.PP

Obrázok 10 – Konštrukčný systém 1.NP

Obrázok 11 – Konštrukčný systém TP

Obrázok 12 – Pôdorysné umiestnenie stenového nosníku

Obrázok 13 – Umiestnenie stenového nosníku v pozdĺžnom reze

Obrázok 14 – Umiestnenie stenového nosníku v priečnom reze

6 Použitý software

AutoCAD Autodesk, AutoCAD 2022

Licencia: Študentská

Office Microsoft, Office 365

Licencia: Komerčná

Scia Scia engineer 21.1

Licencia: Študentská

České vysoké učení technické
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



Konštrukčná analýza

Návrh stenového nosníku pomocou priehradovej
analógie

Bakalárska práca

Študijný program : Stavební inženýrství

Študijný obor : Konstrukce pozemních staveb

Vedúci bakalárskej práce : Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Akademický rok : 2021/2022

Praha 2022

Jakub Molčan

1 Obsah

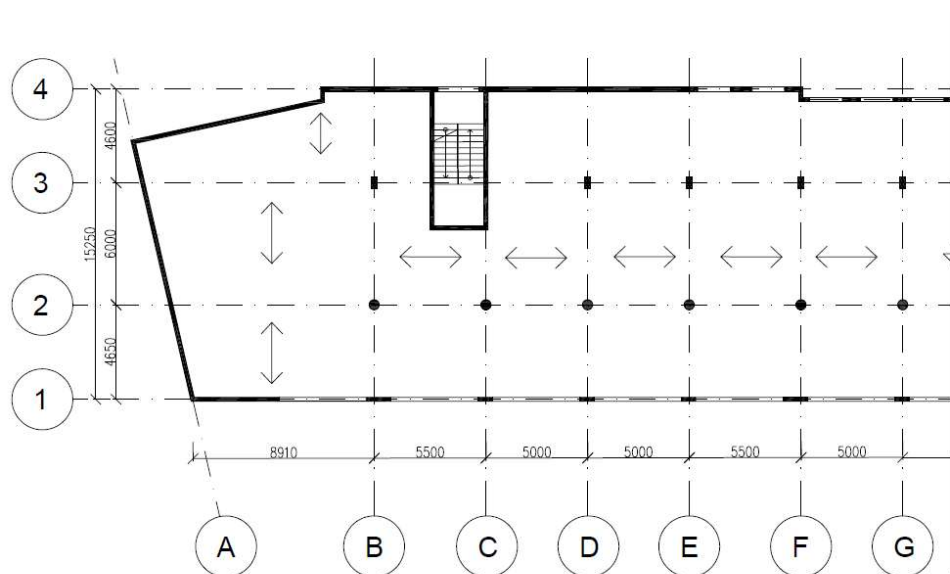
2	Konstrukčný systém.....	5
2.1	Konstrukčný systém 2.NP	5
2.2	Konstrukčný systém 3.NP	5
3	Prehľad zaťaženia	6
3.1	Premenné zaťaženie	6
3.1.1	Strecha.....	6
3.1.2	Typické poschodie	6
3.1.3	Zaťaženie vetrom.....	7
3.1.4	Zaťaženie priečkami.....	7
3.2	Stále zaťaženie.....	9
3.2.1	Návrh hrúbky stropnej dosky	9
3.2.2	Skladba strešného plášťa.....	10
3.2.3	Zaťaženie podlahy	10
3.2.4	Celkové zaťaženie na 1m ² strešného plášťa	12
3.2.5	Celkové zaťaženie na 1m ² stropnej konštrukcie.....	12
3.3	Predbežné overenie rozmerov základných nosných prvkov	13
3.3.1	Overenie rozmeru suterénnej steny.....	13
3.3.2	Overenie rozmerov vnútorných stĺpov.....	14
4	Stenový nosník	17
4.1	Schéma zaťaženia stenového nosníku.....	18
4.2	Zaťažovacia plocha stenového nosníku.....	18
4.3	Návrhové líniové a bodové zaťaženie.....	19
4.3.1	Líniové zaťaženie f1	19
4.3.2	Líniové zaťaženie f2	19
4.3.3	Líniové zaťaženie f3	19
4.3.4	Bodové zaťaženie F1.....	20
4.4	Zjednodušený statický model.....	20
4.4.1	Hodnoty zaťaženia zjednodušeného statického modelu	20
4.4.2	Vnútorné sily na zjednodušenom nosníku	21
4.5	Predbežné zjednodušené overenie šmykovej únosnosti stenového nosníku.....	22
4.5.1	Overenie šmykovej únosnosti nad podporou	22
4.5.2	Overenie šmyku v podpore	24
4.6	Náhradný priehradový model A	27
4.6.1	Vnútorné sily na náhradnom priehradovom modeli A	27
4.7	Náhradný priehradový model B	30

4.7.1	Vnútorne sily na náhradom modele B.....	30
4.8	Návrh tiahel	33
4.9	Kapacita vzper a uzlov	33
4.10	Overenie styčnícov	34
4.10.1	Styčníc 1 – Uzol N2 - CCT	34
4.10.2	Styčníc 2 – Uzol N2 - CCT	35
4.10.3	Styčníc 3 – Uzol N6 - CTT	37
5	Zoznam zdrojov	38
6	Zoznam obrázkov	39
7	Použitý software.....	40

2 Konštrukčný systém

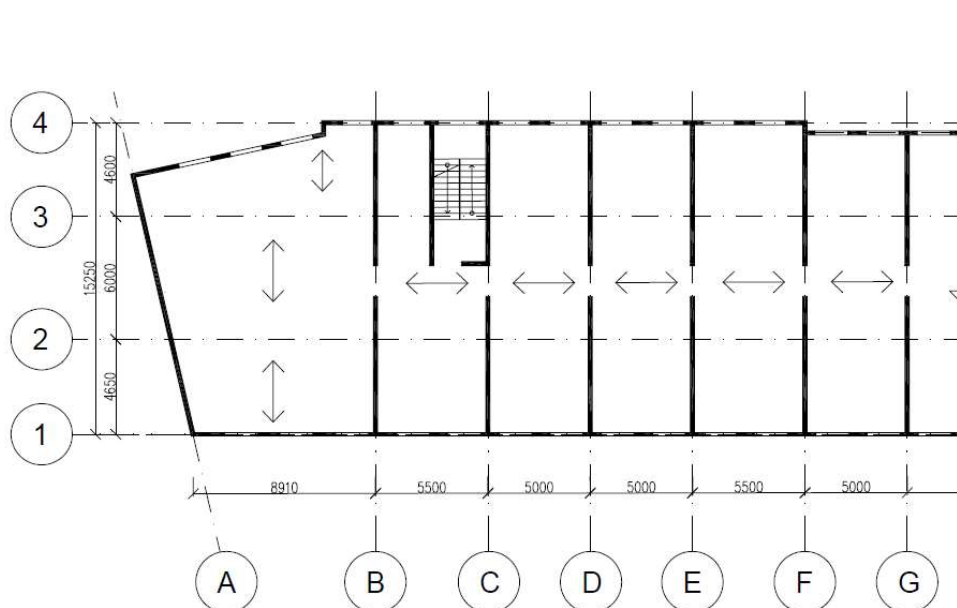
Konštrukčný systém, ako je uvedený v teoretickej časti práce (Kapitola 3), bol spracovaný v rámci Projektu 2 (K124P02C)[6]. V rámci projektu bolo spracované základné stavebné, technické a konštrukčné riešenie objektu, na ktoré nadväzuje táto práca a je bližšie venovaná jednému, pravidelne sa opakujúcemu nosnému prvku – stenovému nosníku.

2.1 Konštrukčný systém 2.NP



Obrázok 1 – konštrukčný systém 2.NP

2.2 Konštrukčný systém 3.NP



Obrázok 2 – konštrukčný systém 3.NP

3 Prehľad zaťaženia

Všetky zaťaženia sú určené v súlade s ČSN EN 1991

3.1 Premenné zaťaženie

3.1.1 Strecha

- Zaťaženie snehom – určené na základe ČSN EN 1991-1-3.

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \quad (1)$$

$\mu_i = 0,8$ ($0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$) – súčiniteľ tvaru strechy

$C_e = 1,0$ – súčiniteľ expozície

$C_t = 1,0$ – súčiniteľ tepla

$S_k = 0,7$ – snehová oblasť I (Praha, Holešovice)

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = \underline{0,56 \text{ kN/m}^2}$$

- Užité zaťaženie

$$\underline{q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2}$$

Uvažovaná hodnota podľa ČSN EN 1991-1-1 (kategória H) pre nepochôdnú strechu s výnimkou bežnej údržby a opráv.

3.1.2 Typické poschodie

Uvažované hodnoty podľa ČSN EN 1991-1-1 (kategória A).

- Obytné priestory

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

- Balkóny a schodiská

$$\underline{q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2}$$

3.1.3 Zaťaženie vetrom

Hodnota zaťaženia vetrom nie je súčasťou bakalárskej práce. Táto hodnota nijak neovplyvňuje problematiku riešenú v tejto práci. Účinky vetru sa prejavujú najmä pri návrhu kompletačných konštrukcií. Priaznivý účinok zaťaženia vetrom nie je možné uvažovať pri návrhu nosných častí konštrukcie.

V konštrukčnom systéme objektu prevažujú monolitické železobetónové konštrukcie, hlavne stenové nosníky, obvodové steny a stropné dosky. V objekte sa takisto nachádzajú štyri schodišťové jadra (obr. 3), ktoré sú priebežné po celej výške budovy. Na základe týchto skutočností je možné predpokladať dostatočnú priestorovú tuhosť objektu.



Obrázok 3 – schodišťové jadra

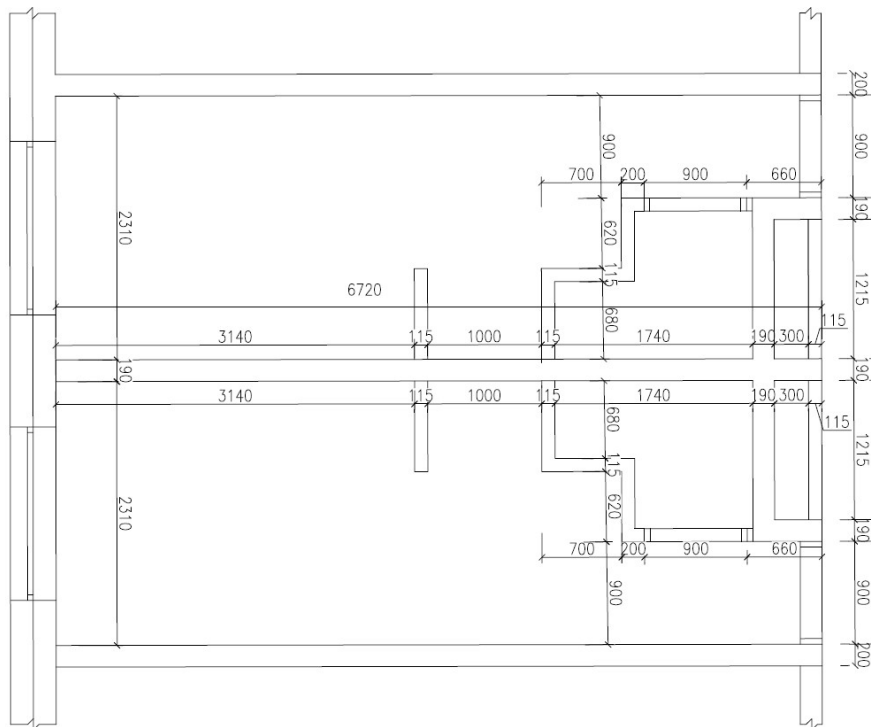
3.1.4 Zaťaženie priečkami

Vzhľadom na to, že dispozícia sa môže v budúcnosti zmeniť, a tým aj rozmiestnenie, typ a zaťaženie od priečok, je toto zaťaženie uvažované ako premenné.

Medzibytové priečky budú vymurované z tvárnic Porotherm hrúbky 190mm. Deliace priečky v rámci jednotlivých buniek budú tvárnice Porotherm hrúbky 115mm. Vzhľadom na pravidelné umiestnenie týchto priečok, môžeme zjednodušene uvažovať ich plošné zaťaženie. Hodnota plošného zaťaženia je stanovená na základe prepočtu tiaže priečok na náhradné rovnomerné plošné zaťaženie.

Objemová hmotnosť Porothermu je uvažovaná 1000 kg/m^3 .

Schéma rozmiestnenia priečok – typický výsek



Obrázok 4 – schéma typického výseku pôdorysu

- Podlahová plocha typického výseku

$$6,72 \cdot (2 \cdot 2,31 + 0,19) = 32,32 \text{ m}^2$$

- Zaťaženie typického výseku od priečok

$$(6,72 + 2 \cdot 1,215 + 2 \cdot 0,66) \cdot 0,19 \cdot 1050 + 2 \cdot (0,795 + 0,68 + 0,7 + 0,62 + 1,15 + 1,215) \cdot 0,115 \cdot 1050 = 3334,91 \text{ kg}$$

- Prepočet na rovnomerné zaťaženie

$$\frac{\text{Zaťaženie typ.výseku}}{\text{Plocha typ.výseku}} = \frac{3334,91}{32,32} = 103,18 \text{ kg/m}^2 = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

Uvažované náhradné spojité zaťaženie

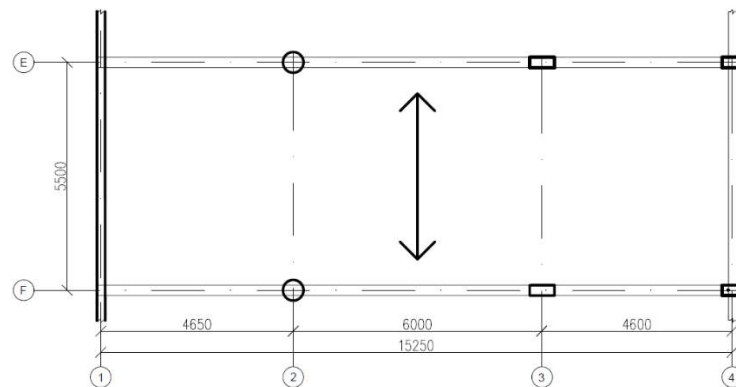
$$\rightarrow g_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

3.2 Stále zaťaženie

3.2.1 Návrh hrúbky stropnej dosky

Všetky stropné dosky v objekte sú navrhnuté ako železobetónové monolitické, jednosmerne, prípadne obojsmerne pnuté.

Schéma konštrukcie



Obrázok 5 – schéma konštrukcie stropnej dosky

- Návrh na základe ohybovej štíhlosti

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = K_{c1} * K_{c2} * K_{c3} * \lambda_{d,TAB} \quad (2)$$

$K_{c1} = 1$ obdĺžnikový prierez

$K_{c2} = 1$ rozhodujúce rozpätie dosky $L \leq 7m$ (D1)

$K_{c2} = 1,2$...odhad súčiniteľa napätia ťahovej výstuže

Predpokladaný stupeň vystuženia dosky $\rho \leq 0,5\%$

Predpokladaný profil výstuže – 10 mm

Predpokladané krytie výstuže – 20mm

Typ	L [m]	$\lambda_{d,TAB}$	λ_d	d [mm]	h_d [mm]
Jednosmerne pnutá doska D1	5,5	30,8	36,96	149	180

- Empirický návrh hrúbky dosky

D1 :

$$h_d = \left(\frac{1}{35} \sim \frac{1}{30}\right) * L = \left(\frac{1}{35} \sim \frac{1}{30}\right) * 5500 = 157 \sim 183 \text{ mm} \quad (3)$$

→ Návrh hrúbky dosky

Vzhľadom na podobné rozpätia a zaťaženia v rámci celého objektu, môžeme uvažovať jednotnú hrúbku stropnej dosky

$$h_{D1} = h_d = 180 \text{ mm}$$

3.2.2 Skladba strešného pláštá

Stále zaťaženie	h [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ [-]	g_d [kN/m ²]
Vnútoraná sádrová omietka	10	1350	0,14	1,35	0,19
Železobetónová doska	180	-	-	1,35	-
Asfaltová penetrácia - Dekprimer	-	-	-	1,35	-
Asfaltový pás Elastodek 50 – parotesniaca vrstva	5	1200	0,06	1,35	0,08
Tep. izolácia Isover Lam 30 – spádová vrstva	100	160	0,16	1,35	0,22
Tep. Izolácia Isover Lam 30	300	160	0,48	1,35	0,65
Asfaltový pás Derbigum SP –2 vrstvy hr. 5 mm	10	1200	0,12	1,35	0,16
Geotextília min 300g/m ²	-	-	-	-	-
Urbanscape fólia proti prerastaniu korieňkov	-	-	-	-	-
Vegetačná vrstva	100	1000	1,0	1,35	1,35
			Σ		Σ
			1,8		2,65

3.2.3 Zataženie podlahy

3.2.3.1 Skladba podlahy v obytných miestnosťach

Stále zaťaženie	h [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ [-]	g_d [kN/m ²]
Vnútoraná sádrová omietka	10	1350	0,14	1,35	0,19
Železobetónová doska	180	-	-	1,35	-
Kročajová izolácia Knauf PTS	20	150	0,03	1,35	0,04
Separáčná vrstva – ľahká PE fólia	-	-	-	1,35	-
Roznášacia vrstva – cementový poter	45	2000	0,9	1,35	1,22
Vyrovnávacia vrstva – penová podložka	5	250	0,01	1,35	0,017
Nášľapná vrstva – plávajúca podlaha	10	-	0,05	1,35	0,068
			Σ		Σ
			1,13		1,54

3.2.3.2 Skladba podlahy v sociálnych zariadeniach

Stále zaťaženie	h [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ [-]	g_d [kN/m ²]
Vnútoraná sádrová omietka	10	1350	0,14	1,35	0,19
Železobetónová doska	-	-	-	1,35	-
Kročajová izolácia Knauf PTS	20	150	0,03	1,35	0,04
Separáčna vrstva – ľahká PE fólia	-	-	-	1,35	-
Roznášacia vrstva – cementový poter	40	2000	0,8	1,35	1,08
Vyrovňavacia vrstva – samonivelačná stierka	5	1850	0,09	1,35	0,12
Penetrácia pod hydroizoláciu	-	-	-	1,35	-
Tekutá hydroizolácia	-	-	-	1,35	-
Lepidlo pod keramickú dlažbu	7	1400	0,10	1,35	0,13
Nášľapná vrstva – keramická dlažba	8	2200	0,18	1,35	0,24
			Σ 1,34		Σ 1,80

3.2.3.3 Skladba podlahy v spoločných priestoroch

Stále zaťaženie	h [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ [-]	g_d [kN/m ²]
Vnútoraná sádrová omietka	10	1350	0,14	1,35	0,19
Železobetónová doska	-	-	-	1,35	-
Kročajová izolácia Knauf PTS	20	150	0,03	1,35	0,04
Separáčna vrstva – ľahká PE fólia	-	-	-	1,35	-
Roznášacia vrstva – cementový poter	45	2000	0,9	1,35	1,22
Nášľapná vrstva – liate Teraco	15	2200	0,33	1,35	0,45
			Σ 1,40		Σ 1,90

Pre ďalší výpočet bola zvolená skladba stropnej konštrukcie s najnepriaznivejším, teda najväčším zaťažením ($g_k = 1,40$ kN/m²), ktorá je v rámci výpočtu uvažovaná v celom objekte.

3.2.3.4 Skladba obvodovej steny

Stále zaťaženie	h [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ [-]	g_d [kN/m ²]
Železobetónová stena	200	2500	5	1,35	6,75
Tepelná izolácia Isover TF Profi	200	100	0,2	1,35	0,27
Vnútoraná sádrová omietka (2x)	10	1350	0,27	1,35	0,36
			Σ 5,47		Σ 7,38

3.2.3.5 Skladba vnútornej nosnej steny

Stále zaťaženie	h [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ [-]	g_d [kN/m ²]
Železobetónová stena	200	2500	5	1,35	6,75
Vnútoraná sádrová omietka (2x)	10	1350	0,27	1,35	0,36
			Σ 5,27		Σ 7,11

3.2.4 Celkové zaťaženie na 1m² strešného plášťa

Stále zaťaženie	h [mm]	ρ [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]	γ [-]	g _d [kN/m ²]
Vnútorná sádrová omietka	10	1350	0,14	1,35	0,19
Železobetónová doska	180	2500	4,5	1,35	6,08
Asfaltová penetrácia - Dekprimer	-	-	-	1,35	-
Asfaltový pás Elastodek 50 – parotesniaca vrstva	5	1200	0,06	1,35	0,08
Tep. izolácia Isover Lam 30 – spádová vrstva	100	160	0,16	1,35	0,22
Tep. izolácia Isover Lam 30	300	160	0,48	1,35	0,65
Asfaltový pás Derbigum SP –2 vrstvy hr. 5 mm	10	1200	0,12	1,35	0,16
Geotextília min 300g/m ²	-	-	-	-	-
Urbanscape fólia proti prerastaniu korenkov	-	-	-	-	-
Vegetačná vrstva	100	1000	1,0	1,35	1,35
		Σ	6,3	Σ	8,73
Premenné zaťaženie					
Užitné – strecha			0,75	1,5	1,13
Sneh			0,56	1,5	0,84
		Σ	1,31	Σ	1,97
		Σ	7,61	Σ	10,7

3.2.5 Celkové zaťaženie na 1m² stropnej konštrukcie

Stále zaťaženie	h [mm]	ρ [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]	γ [-]	g _d [kN/m ²]
Vnútorná sádrová omietka	10	1350	0,14	1,35	0,19
Železobetónová doska	180	2500	4,5	1,35	6,08
Kročajová izolácia Knauf PTS	20	150	0,03	1,35	0,04
Separáčna vrstva – ľahká PE fólia	-	-	-	1,35	-
Roznášacia vrstva – cementový poter	45	2000	0,9	1,35	1,22
Nášľapná vrstva – liate Teraco	15	2200	0,33	1,35	0,45
		Σ	5,9	Σ	7,98
Premenné zaťaženie					
Užitné – poschodie			2,0	1,5	3,0
Priečky			1,0	1,5	1,50
		Σ	3,0	Σ	4,50
		Σ	8,9	Σ	12,48

3.3 Predbežné overenie rozmerov základných nosných prvkov

3.3.1 Overenie rozmeru suterénnej steny

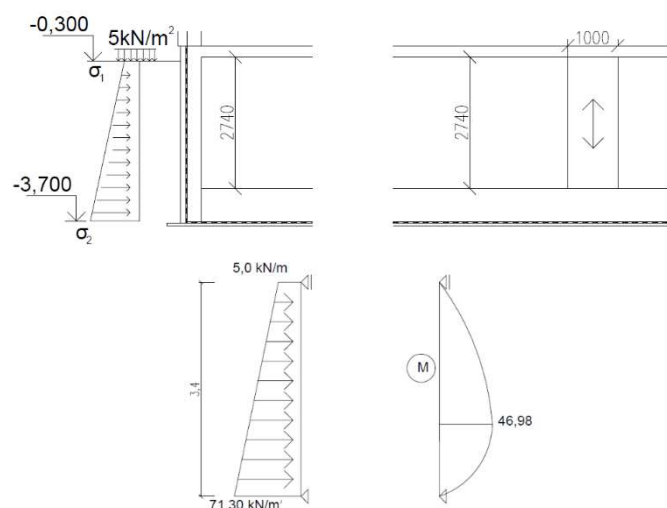
Železobetónová suterénna stena v 1.PP objektu je navrhnutá hrúbky 200 mm, jej únosnosť nie je potrebné v rámci bakalárskej práce podrobne preukazovať.

Podzemná časť objektu je navrhnutá systémom monolitických železobetónových suterénnych stien, ktoré sú z vonkajšej časti opatrené povlakovou hydroizoláciou so spätným spojom. Zásyp podzemnej časti objektu bude realizovaný nenamrzavou zeminou. Hladina podzemnej vody nebola pri hydrogeologickom prieskume zistená.

Suterénne steny sú pnuté výhradne v jednom smere, a to zvislo, medzi podlahovou časťou 1.PP a stropnou doskou 1.PP. Neposuvnosť v päte steny je zabezpečená vystuženou základovou doskou.

Príťaženie zanedbávame a posudzujeme iba na ohyb.

Zjednodušené statické schéma suterénnej steny pre predbežné posúdenie



Obrázok 6 – statické schéma steny

	t [mm]	d [mm]	M _{MAX} [mm]	μ	ξ	ζ	a _{s,rqd} [mm ²]	ρ [%]
Stena	200	170	46,98	0,0975	0,128	0,949	669,44	0,33

→ Hodnota ξ vyhovuje

$$\xi \leq \xi_{\max} = 0,45$$

→ Hodnota ρ vyhovuje

$$\rho \approx 0,5\%$$

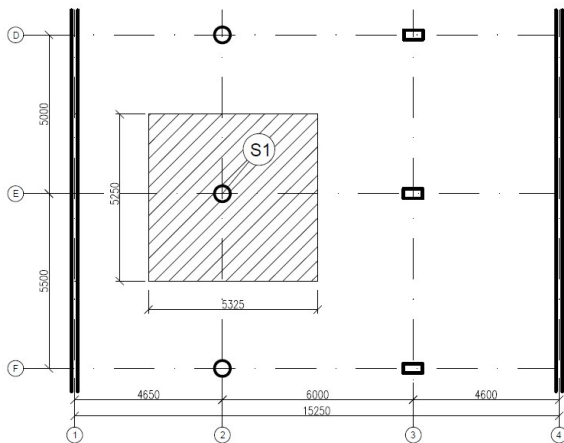
→ Je možné predpokladať, že navrhnuté rozmery suterénnej steny v podrobnom výpočte vyhovujú

3.3.2 Overenie rozmerov vnútorných stĺpov

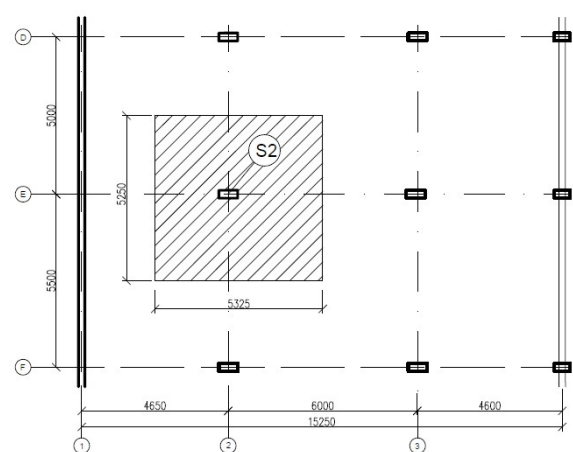
Stĺpy sú v objekte navrhnuté ako železobetónové monolitické, s obdĺžnikovým prierezom 300x600mm, ktoré sa nachádzajú ako v 1.PP objektu tak aj v 1.NP, a stĺpy s kruhovým prierezom $d = 500\text{mm}$, ktoré sa nachádzajú výhradne v 1.NP objektu. V tejto fázy navrhujeme stĺpy predbežne a zjednodušene na centrický tlak.

Zaťažovacia plocha stĺpov

– vzhľadom na umiestnenie stĺpov nad sebou je zaťažovacia plocha pre obe stĺpy rovnaká $A_{S1} = A_{S2} = 5,325 \cdot 5,25 = 27,96\text{m}^2$.

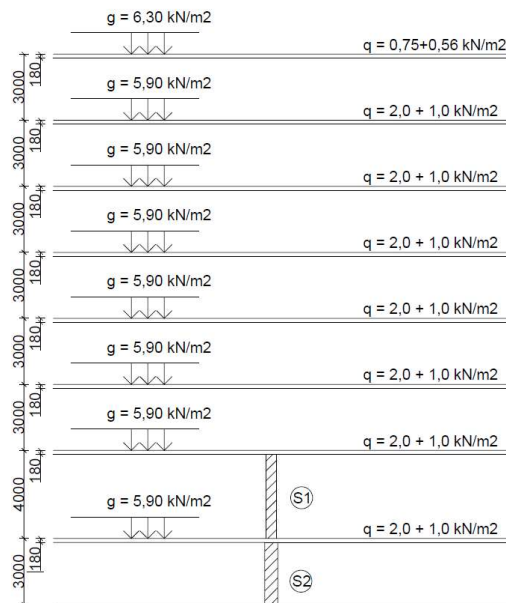


Obrázok 7 – zaťažovacia plocha stĺpu S1



Obrázok 8 – zaťažovacia plocha stĺpu S2

- Výška stĺpov 1.PP, 2.NP – 8.NP
 $3,0 - 0,18 = 2,82\text{m}$
- Výška stĺpov 1.NP
 $4,0 - 0,18 = 3,82\text{m}$
- Výška stien 2.NP – 8.NP
 $3,0 - 0,18 = 2,82\text{m}$



Obrázok 9 – schéma zaťaženia stĺpov-rez

Zaťaženie stĺpu S1

Stále zaťaženie	Počet	Výpočet	f_k [kN]	γ [-]	f_d [kN]
Železobetónová doska	7	25.0,18.27,96.7	880,74	1,35	1189,0
Železobetónový stĺp d = 500	1	25.π.0,25 ² .3,82.1	18,75	1,35	25,31
Vnútoraná železobetónová stena, h = 2,82 m	6	5,27.2,82.5,325.6	474,82	1,35	641,01
Podlahy	6	1,4.27,96.6	234,86	1,35	317,07
Strešný plášť	1	1,8.27,96.1	50,33	1,35	67,94
		Σ	1659,5		2240,33
Premenné zaťaženie					
Priečky	6	1,0.27,96.6	167,76	1,5	251,64
Užitné zaťaženie 1.NP-8.NP	6	2,0.27,96.6	335,52	1,5	503,28
Užitné zaťaženie strecha	1	0,75.27,96.1	20,97	1,5	31,46
		Σ	524,25		786,38
		Σ	2183,75		3026,71

- Návrhové normálové zaťaženie v päte stĺpu S1

$$N_{Ed,max} = 3026,71 \text{ kN}$$

- Normálová únosnosť pre centricky zaťažený stĺp

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s = N_{Ed,max} \quad (4)$$

$$\rho = (N_{Ed,max} - 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd}) / (A_c \cdot \sigma_s)$$

$$\rho = (3026,71 \cdot 10^3 - 0,8 \cdot \pi \cdot 250^2 \cdot 20) / (\pi \cdot 250^2 \cdot 400)$$

$$\rho = 0,15\% \rightarrow \text{postačí konštrukčná výstuž}$$

→ Navrhnutý rozmer stĺpu môžeme akceptovať (dostatočná rezerva na vplyv ohybových momentov aj štíhlosti)

Zaťaženie stĺpu S2

Stále zaťaženie	Počet	Výpočet	f_k [kN]	γ [-]	f_d [kN]
Železobetónová doska	8	25.0,18.27,96.8	1006,56	1,35	1358,86
Železobetónový stĺp 300x600mm	1	25.0,3.0,6.2,82.1	12,69	1,35	17,13
Železobetónový stĺp d = 500	1	25.π.0,25 ² .3,82.1	18,75	1,35	25,31
Vnútoraná železobetónová stena, h = 2,82 m	7	5,27.2,82.5,325.7	553,96	1,35	747,84
Podlahy	7	1,4.27,96.7	274,0	1,35	369,91
Strešný plášť	1	1,8.27,96.1	50,33	1,35	67,94
		Σ	1916,29		2587,0
Premenné zaťaženie					
Priečky	7	1,0.27,96.7	195,72	1,5	293,58
Užitné zaťaženie 1.NP-8.NP	7	2,0.27,96.7	391,44	1,5	587,16
Užitné zaťaženie strecha	1	0,75.27,96.1	20,97	1,5	31,46
		Σ	608,13		912,2
		Σ	2524,42		3499,2

- Návrhové normálové zaťaženie v päte stĺpu S2

$$N_{Ed,max} = 3499,2 \text{ kN}$$

- Normálová únosnosť pre centricky zaťažený stĺp

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s = N_{Ed,max} \quad (4)$$

$$\rho = (N_{Ed,max} - 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd}) / A_c \cdot \sigma_s$$

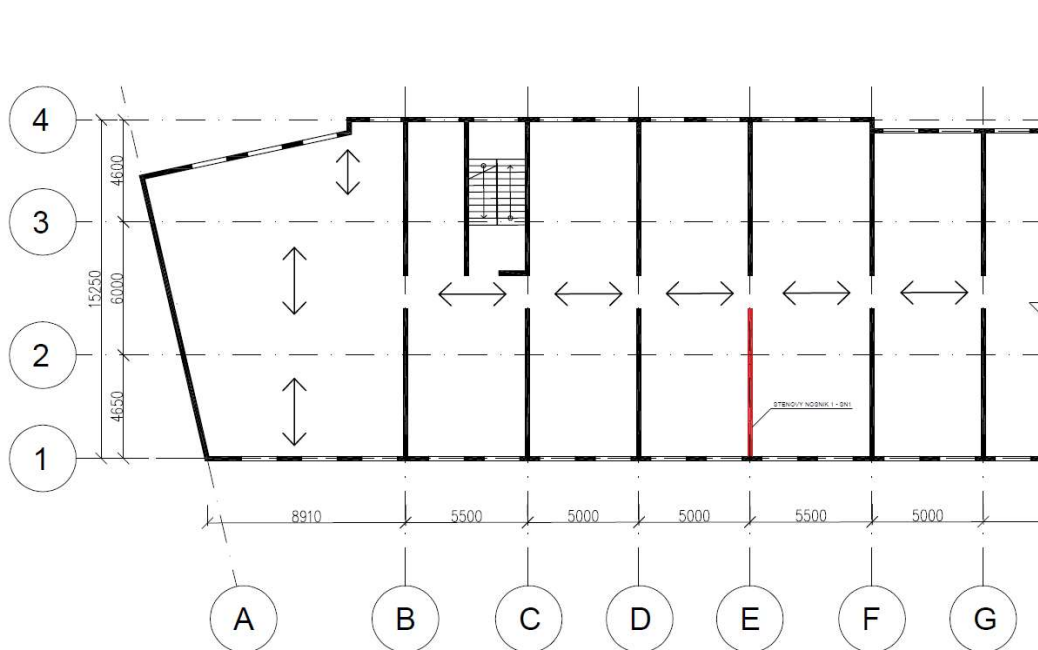
$$\rho = (3499,2 \cdot 10^3 - 0,8 \cdot 300 \cdot 600 \cdot 20) / (300 \cdot 600 \cdot 400)$$

$$\rho = 0,86\% \text{ - minimálny požadovaný stupeň vystuženia}$$

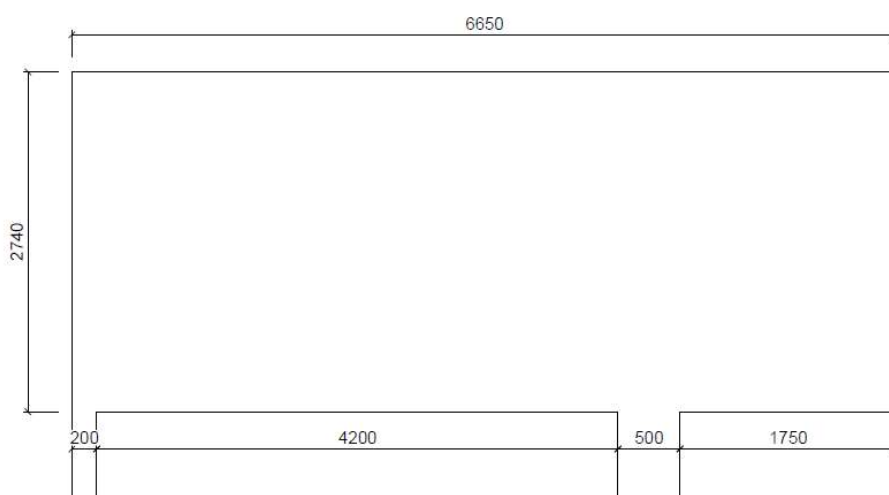
→Navrhnutý rozmer stĺpu môžeme akceptovať (dostatočná rezerva na vplyv ohybových momentov aj štíhlosti)

4 Stenový nosník

V objekte sa nachádza viacero stenových nosníkov, ktoré sa od seba rozlišujú predovšetkým geometriou, ale aj typom a zaťaženie. Vybraný stenový nosník vyznačený na obrázku sa nachádza v modulovej ose E v 3.NP objektu a jedná sa o prostý nosník s previslým koncom, podporovaný obvodovou stenou a vnútorným kruhovým stĺpom v 2.NP objektu. Tento stenový nosník je typickým prvkom priečneho konštrukčného systému objektu a pravidelne sa opakuje. Vodorovnému posunu v úrovni jednotlivých poschodí bráni tuhá stropná doska.

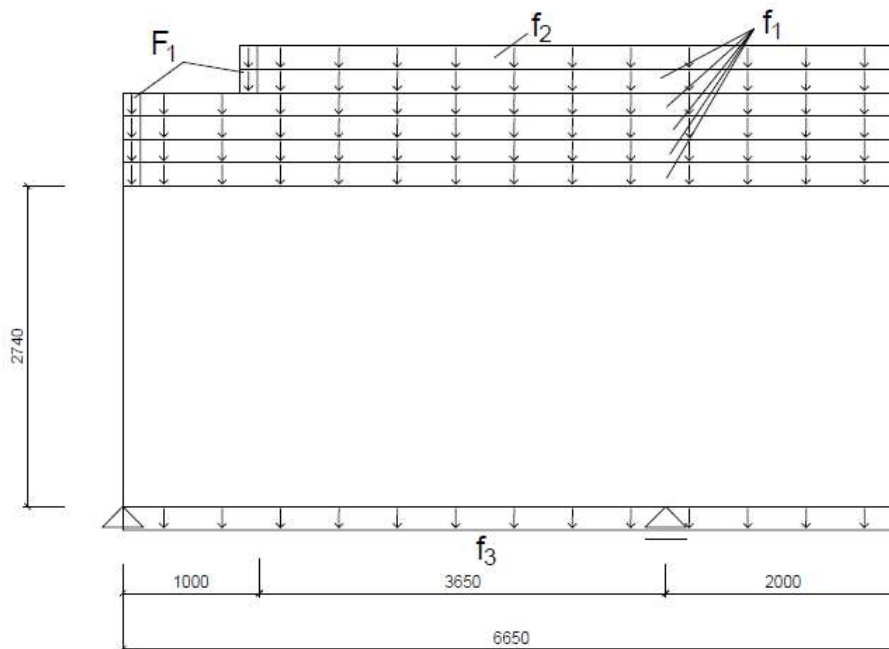


Obrázok 10 – vyznačenie stenového nosníku v objekte



Obrázok 11 - schéma stenového nosníku

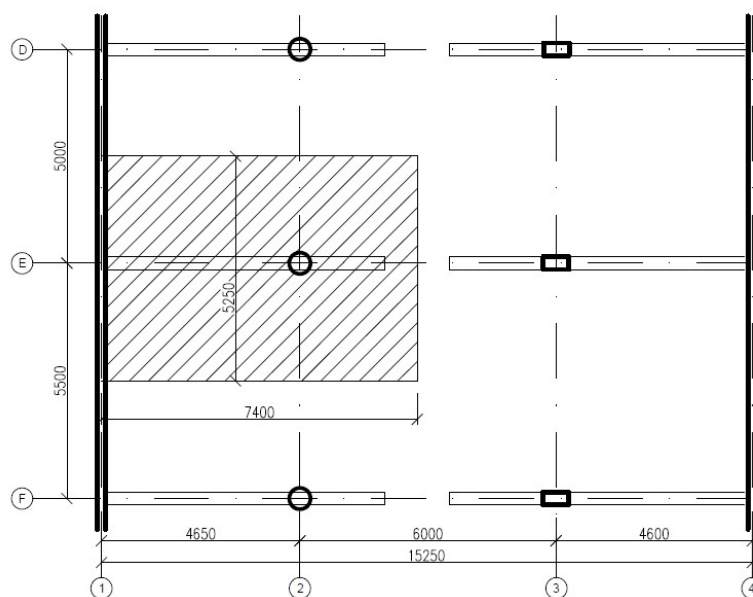
4.1 Schéma zaťaženia stenového nosníku



Obrázok 12 – statické schéma zaťaženia stenového nosníku

4.2 Zaťažovacia plocha stenového nosníku

Na výpočet zaťaženia bola stanovená zaťažovacia plocha o rozmeroch 7,40x5,25m. Celková zaťažovacia plocha teda predstavuje rozmer 38,85 m². Prepočet zaťaženia na stenový nosník bol realizovaný z návrhových hodnôt zaťaženia a výsledné hodnoty sú líniové zaťaženia v kN/m a bodové zaťaženia v kN.



Obrázok 13 – zaťažovacia plocha stenového nosníku

4.3 Návrhové líniové a bodové zaťaženie

4.3.1 Líniové zaťaženie f1

Stále zaťaženie	h [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	Zaťažovacia šírka [m]	Zaťažovacia výška [m]	g_k [kN/m]	γ [-]	g_d [kN/m]
Železobetónová doska	180	2500	4,5	5,25	-	23,63	1,35	31,89
Vnútna nosná železobetónová stena	-	-	5,27	-	2,74	14,44	1,35	19,49
Skladba typickej podlahy	-	-	1,40	5,25	-	7,35	1,35	9,92
Σ						45,42	Σ	61,3
Premenné zaťaženie								
Priečky	-	-	1,0	5,25	-	5,25	1,5	7,88
Užité - poschodie	-	-	2,0	5,25	-	10,50	1,5	15,75
Σ						15,75	Σ	23,63
Σ						61,17	Σ	84,93

4.3.2 Líniové zaťaženie f2

Stále zaťaženie	h [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	Zaťažovacia šírka [m]	Zaťažovacia výška [m]	g_k [kN/m]	γ [-]	g_d [kN/m]
Železobetónová doska	180	2500	4,5	5,25	-	23,63	1,35	31,89
Vnútna nosná železobetónová stena	-	-	5,27	-	2,74	14,44	1,35	19,49
Skladba strešného plášťa	-	-	1,8	5,25	-	9,45	1,35	12,76
Σ						47,52	Σ	64,14
Premenné zaťaženie								
Sneh	-	-	0,56	5,25	-	2,94	1,5	4,41
Užité - strecha	-	-	0,75	5,25	-	3,94	1,5	5,91
Σ						6,88	Σ	10,32
Σ						54,4	Σ	74,46

4.3.3 Líniové zaťaženie f3

Stále zaťaženie	h [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	Zaťažovacia šírka [m]	Zaťažovacia výška [m]	g_k [kN/m]	γ [-]	g_d [kN/m]
Železobetónová doska	180	2500	4,5	5,25	-	23,63	1,35	31,89
Skladba typickej podlahy	-	-	1,40	5,25	-	7,35	1,35	9,92
Σ						30,98	Σ	41,81
Premenné zaťaženie								
Priečky	-	-	1,0	5,25	-	5,25	1,5	7,88
Užité - poschodie	-	-	2,0	5,25	-	10,50	1,5	15,75
Σ						15,75	Σ	23,63
Σ						46,73	Σ	65,44

4.3.4 Bodové zaťaženie F1

Stále zaťaženie	h [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	Zaťažovacia šírka [m]	Zaťažovacia výška [m]	g_k [kN/m]	γ [-]	g_d [kN/m]
Obvodová nosná železobetónová stena	-	-	5,47	5,25	2,74	82,57	1,35	111,47
Σ						82,57	Σ	111,47

4.4 Zjednodušený statický model

Pre potreby overenia šmykových síl nad podporami a podporových reakcií zavedieme nasledujúci statický model prostého nosníku s previslým koncom. Stenový nosník je možné z praktického hľadiska považovať za prostý nosník, ak pomer $l/h \leq 2$

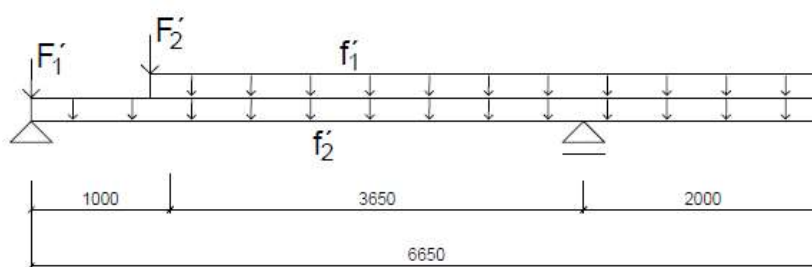
kde

l – rozpätie stenového nosníku, za ktoré sa považuje menšia z hodnôt

- osová vzdialenosť medzi podporami l
- 1,5 násobok svetlosti podpor l_n

h – celková výška stenového nosníku

V našom prípade je pomer $l/h = 1,7$ čím spĺňa túto podmienku.



Obrázok 14 – zjednodušené statické schéma

4.4.1 Hodnoty zaťaženia zjednodušeného statického modelu

4.4.1.1 Líniové zaťaženie f_1'

Popis	g_d [kN/m]	Počet	g_d [kN/m]
Líniové zaťaženie f_1	84,93	1	84,93
Líniové zaťaženie f_2	74,46	1	74,46
Σ			159,39

4.4.1.2 Líniové zaťaženie f2'

Popis	g_d [kN/m]	Počet	g_d [kN/m]
Líniové zaťaženie f1	84,93	4	339,72
Líniové zaťaženie f3	65,44	1	65,44
		Σ	405,16

4.4.1.3 Bodové zaťaženie F1'

Popis	g_d [kN/m]	Počet	g_d [kN/m]
Bodové zaťaženie F1	111,47	4	445,88
		Σ	445,88

4.4.1.4 Bodové zaťaženie F2'

Popis	g_d [kN/m]	Počet	g_d [kN/m]
Bodové zaťaženie F1	111,47	2	222,94
		Σ	222,94

4.4.2 Vnútorne sily na zjednodušenom nosníku

1. Výslednice reakcií; R_y

Hodnoty: R_y
 Lineárni výpočet
 Kombinace: MSU
 Extrém: Globální
 Výběr: B1
 Systém: Globální
 Samostatné dílce

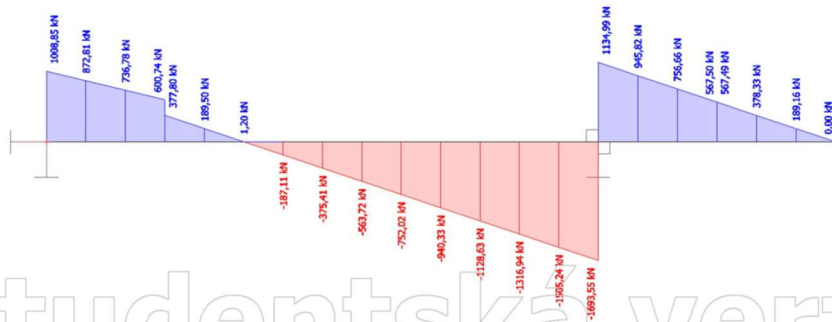
Studentská verze



Studentská verze

2. 1D vnitřní síly; V_y

Hodnoty: V_y
Lineární výpočet
Kombinace: MSU
Souřadný systém: Dílec
Extrem 1D: Řez
Výběr: B1



Studentská verze

4.5 Predbežné zjednodušené overenie šmykovej únosnosti stenového nosníku

4.5.1 Overenie šmykovej únosnosti nad podporou

Nad podporou nosníku musí byť splnená podmienka

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (5)$$

kde V_{Ed} – návrhová hodnota posúvajúcej sily vyvolaná návrhovým zaťažením, stanovená v priereze nad podporou.

- V našom prípade
- pre krajnú podporu $V_{Ed} = 1008,85$ kN
 - pre vnútornú podporu $V_{Ed} = 1693,55$ kN

V_{Rd} – šmyková únosnosť stanovená podľa vzťahu

$$V_{Rd} = 0,1 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd} \quad (6)$$

kde b - hrúbka steny

k – menšia z hodnôt l a h

f_{cd} – návrhová pevnosť betonu v tlaku

Ak je stenový nosník zaťažený bremenami nad podporami, je návrhová hodnota V_{Ed} zväčšená o hodnotu

$$\Delta V_{Ed} = \frac{k-2c}{2k} F_d \quad (7)$$

kde c – šírka podpory

F_d – zaťaženie nad podporou

V prípade krajnej podpory je táto hodnota zväčšená o $2 \Delta V_{Ed}$

4.5.1.1 Overenie šmykovej únosnosti nad krajnou podporou

$$V_{Ed} + 2 \frac{k-2c}{2k} V_{Ed} \leq 0,1 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd}$$

$$1008,85 + 2 \frac{2,74-2 \cdot 0,2}{2 \cdot 2,74} \cdot 445,88 \leq 0,1 \cdot 0,2 \cdot 2,74 \cdot 20 \cdot 10^3$$

$$1389,64 \leq 1096 \quad [kN]$$

→ Nosník z hľadiska šmyku nevyhovuje, navrhujem upraviť geometriu

Na základe toho, že stenový nosník nesplňuje túto podmienku, je nutné upraviť geometriu nosníku. Navrhujem rozšírenie stenového nosníku z $b = 200$ mm na $b = 250$ mm. Zároveň navrhujem zvýšiť triedu betónu na C 40/50 (návrhová pevnosť $f_{cd} = 26,66$ MPa).

$$V_{Ed} + 2 \frac{k-2c}{2k} F_d \leq 0,1 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd}$$

$$1008,85 + 2 \frac{2,74 - 0,2}{2 \cdot 2,74} * 445,88 \leq 0,1 * 0,25 * 2,74 * 26,66 * 10^3$$

$$1389,64 \leq 1826,21 \text{ [kN]}$$

→ Nosník VYHOVUJE z hľadiska šmyku po navrhutej zmene geometrie a zvýšení triedy betónu

4.5.1.2 Overenie šmykovej únosnosti nad vnútornou podporou

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

$$V_{Ed} \leq 0,1 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd}$$

$$1693,55 \leq 0,1 * 0,25 * 2,74 * 26,66 * 10^3$$

$$1693,55 \leq 1826,21 \text{ [kN]}$$

→ VYHOVUJE

4.5.2 Overenie šmyku v podpore

V podporách stenového nosníku musia byť splnené tieto podmienky

V krajnej podpore

$$A_{Ed} \leq 0,8 \cdot b \cdot (c + d) \cdot f_{cd} \quad (8)$$

Vo vnútornej podpore

$$A_{Ed} \leq 1,2 \cdot b \cdot (c + d) \cdot f_{cd} \quad (9)$$

kde A_{Ed} – návrhová hodnota reakcie vyvodená návrhovým zaťažením

b – hrúbka steny

c – šírka podpory

d – rozšírenie podpory

V našom prípade uvažujeme s hodnotami reakcii v krajnej podpore $A_{Ed} = 1454,73$ kN, vo vnútornej podpore $A_{Ed} = 2828,53$ kN.

4.5.2.1 Overenie šmykovej únosnosti v krajnej podpore

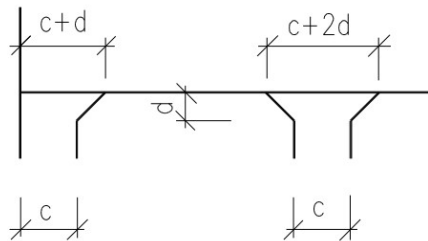
$$A_{Ed} \leq 0,8 \cdot b(c + d) \cdot f_{cd}$$

$$1454,73 \leq 0,8 \cdot 0,25(0,2 + 0)26,66 \cdot 10^3$$

$$1454,73 \leq 1066,40 \text{ [kN]}$$

→Nosník nevyhovuje z hľadiska šmyku v podpore, nutné zmeniť geometriu

Navrhujem zmenu geometrie vytvorením nábehu podľa obrázku s šírkou $d = 150$ mm



Obrázok 15 – zmena geometrie podpor

$$A_{Ed} \leq 0,8 \cdot b(c + d) \cdot f_{cd}$$

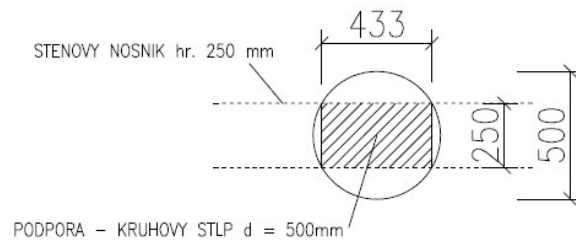
$$1454,73 \leq 0,8 \cdot 0,25(0,2 + 0,15)26,66 \cdot 10^3$$

$$1454,73 \leq 1866,20 \text{ [kN]}$$

→Nosník VYHOVUJE z hľadiska šmyku po navrhnutej zmene geometrie

4.5.2.2 Overenie šmykovej únosnosti vo vnútornej podpore

- šírka vnútornej podpory c kruhového stĺpu s priemerom $d = 500 \text{ mm}$ redukovaná podľa obrázku na hodnotu $d = 433 \text{ mm}$.



Obrázok 16 – efektívna styčná plocha stĺpu

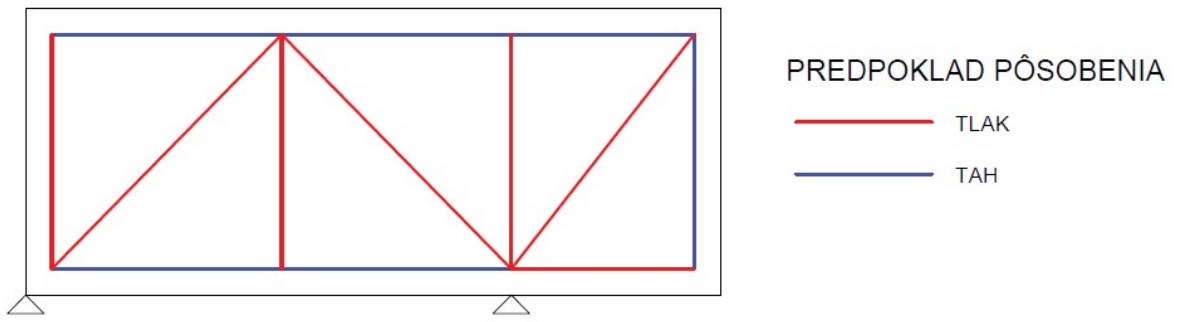
$$A_{Ed} \leq 1,2 \cdot b \cdot (c + d) \cdot f_{cd}$$

$$2828,53 \leq 1,2 \cdot 0,25 \cdot (0,433 + 0)26,66 \cdot 10^3$$

$$2828,53 \leq 3463,13 \quad [kN]$$

→VYHOVUJE

4.6 Náhradný priehradový model A

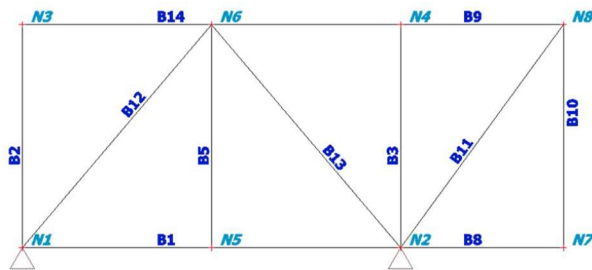


Obrázok 17 – náhradný priehradový model A

4.6.1 Vnútorne sily na náhradnom priehradovom modeli A

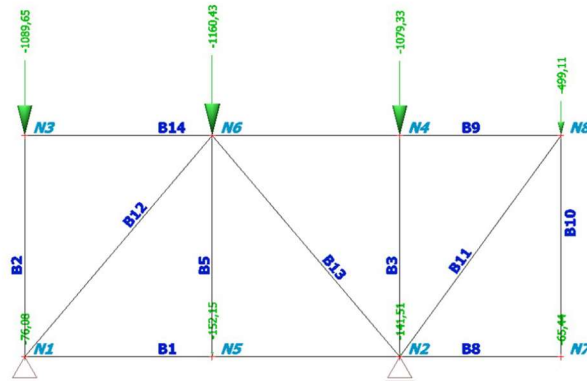
1. Výpočtový model

Studentská verze



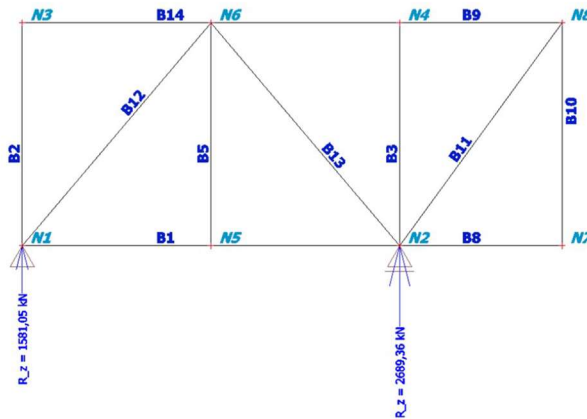
Studentská verze

2. ZS2 / Hodnota pro výpočet



3. Výslednice reakcí; R_z

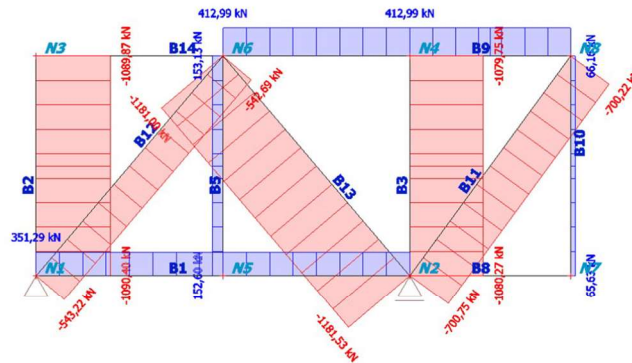
Hodnoty: R_z
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSU
 Extrém: Globální
 Výběr: Vše
 Systém: Globální
 Samostatné dílce



Studentská verze

4. 1D vnitřní síly; N

Hodnoty: N
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSU
 Souřadný systém: Dílec
 Extrém 1D: Dílec
 Výběr: Vše



Studentská verze

5. 1D vnitřní síly

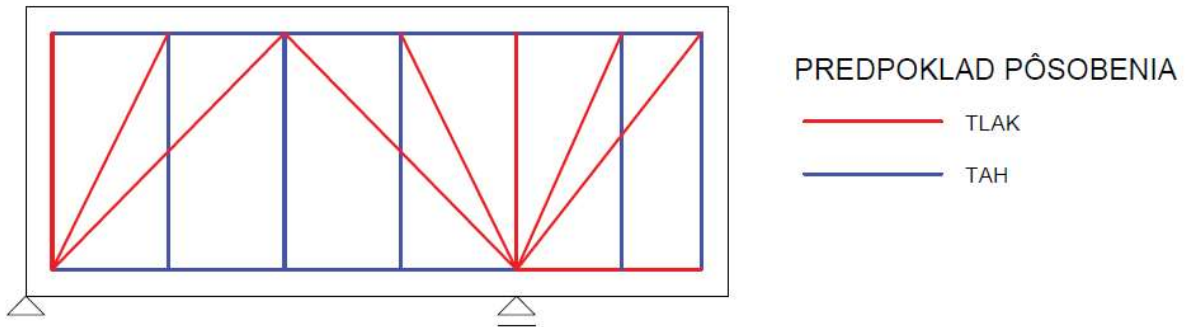
Lineární výpočet
 Kombinace: MSU
 Souřadný systém: Dílec
 Extrém 1D: Dílec
 Výběr: Vše

Jméno	dx [m]	Stav	N [kN]
B1	0,000	MSU/1	351,29
B2	0,000	MSU/1	-1090,40
B2	2,740	MSU/1	-1089,87
B3	0,000	MSU/1	-1080,27
B3	2,740	MSU/1	-1079,75
B5	0,000	MSU/1	152,60
B5	2,740	MSU/1	153,13
B8	0,000	MSU/1	0,00
B9	0,000	MSU/1	412,99
B10	2,740	MSU/1	65,63
B10	0,000	MSU/1	66,16
B11	0,000	MSU/1	-700,75
B11	3,392	MSU/1	-700,22
B12	3,593	MSU/1	-543,22
B12	0,000	MSU/1	-542,69
B13	0,000	MSU/1	-1181,53
B13	3,593	MSU/1	-1181,00
B14	0,000	MSU/1	0,00
B14	2,325+	MSU/1	412,99

Jméno	Klíč kombinace
MSU/1	ZS1 + ZS2

4.7 Náhradný priehradový model B

Vzhľadom na skutočnosť, že osovú silu v modeli A vyšli pomerne značné a model by tak neodpovedal reálnemu chovaniu konštrukcie, je nutné pridať do modelu ďalšie vzpery a tiahla. Pri veľkých osových silách je rovnako riziko, že nasledujúcom kroku by boli napätia v styčníkoch nevyhovujúce.

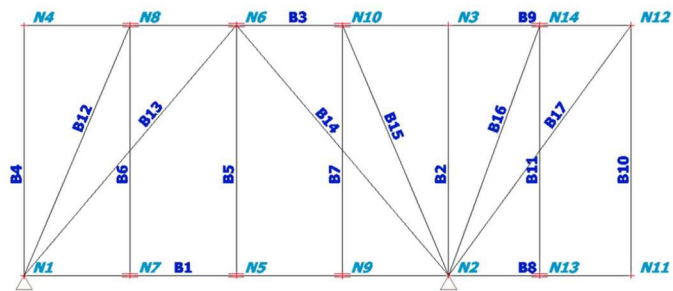


Obrázok 18 – náhradný priehradový model B

4.7.1 Vnútorne sily na náhradom modele B

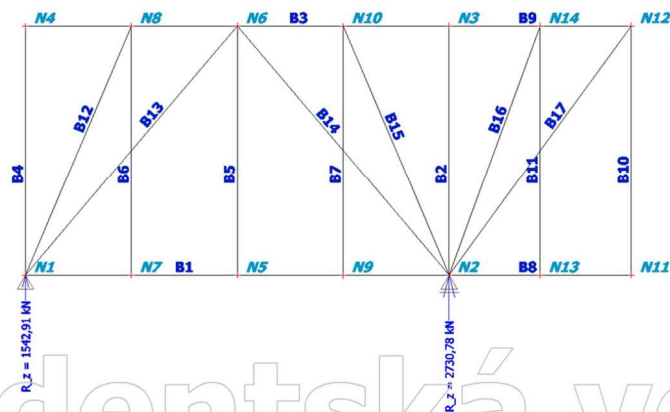
1. Výpočtový model

Studentská verze



2. Výslednice reakcí; R_z

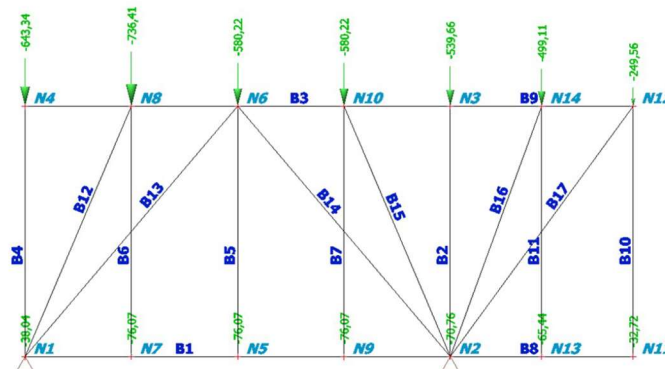
Studentská verze



Studentská verze

3. ZS2 / Hodnota pro výpočet

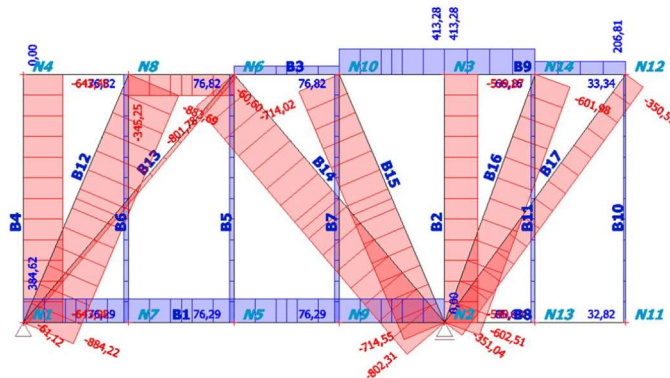
Studentská verze



Studentská verze

4. 1D vnitřní síly; N

Hodnoty: N
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSU
 Souřadný systém: Dílec
 Extrém 1D: Lokální
 Výběr: Vše



5. 1D vnitřní síly

Lineární výpočet
 Kombinace: MSU
 Souřadný systém: Dílec
 Extrém 1D: Lokální
 Výběr: Vše

Jméno	dx [m]	Stav	N [kN]
B1	0,000	MSU/1	384,62
B2	0,000	MSU/1	-540,40
B2	2,740	MSU/1	-539,87
B3	0,000	MSU/1	413,28
B3	3,488-	MSU/1	-345,25
B3	4,650	MSU/1	0,00
B4	0,000	MSU/1	-643,98
B4	2,740	MSU/1	-643,45
B5	0,000	MSU/1	76,29
B5	2,740	MSU/1	76,82
B6	0,000	MSU/1	76,29
B6	2,740	MSU/1	76,82
B7	0,000	MSU/1	76,29
B7	2,740	MSU/1	76,82
B8	0,000	MSU/1	0,00
B9	0,000	MSU/1	413,28
B9	2,000	MSU/1	206,81
B10	0,000	MSU/1	32,82
B10	2,740	MSU/1	33,34
B11	0,000	MSU/1	65,63
B11	2,740	MSU/1	66,16
B12	0,000	MSU/1	-883,69
B12	2,976	MSU/1	-884,22
B13	0,000	MSU/1	-60,60
B13	3,593	MSU/1	-61,12
B14	0,000	MSU/1	-801,78
B14	3,593	MSU/1	-802,31
B15	0,000	MSU/1	-714,02
B15	2,976	MSU/1	-714,55
B16	0,000	MSU/1	-601,98
B16	2,917	MSU/1	-602,51
B17	0,000	MSU/1	-350,51
B17	3,392	MSU/1	-351,04

Jméno	Klíč kombinace
MSU/1	ZS1 + ZS2

4.8 Návrh tiahel

Potrebná plocha výstuže sa spočíta zo vzťahu:

$$A_{s,rqd} = \frac{F}{f_{yd}} \quad (10)$$

kde – F – osová sila v prute náhradnej priehradoviny

– f_{yd} – návrhová pevnosť ocele

Minimálna osová vzdialenosť prútov je stanovená na základe konštrukčných zásad:

$$s_{min} = \max(20mm; 1,2\Phi; D_{max} + 5) \quad (11)$$

kde – Φ – profil prutu

– D_{max} – maximálna zrnitosť kameniva

Potrebná kotevná dĺžka je určená zo vzťahov: (12)

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \mu_1 \mu_2 \cdot f_{ctd}$$

kde – μ – súčinitele súdržnosti, uvažované hodnoty 1,0

– f_{ctd} – návrhová pevnosť betonu v ťahu

$$l_{b,rqd} = \frac{\Phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (13)$$

kde – Φ – profil výstuže

– σ_{sd} – návrhová pevnosť ocele v ťahu, uvažujem 435 MPa

4.9 Kapacita vzper a uzlov

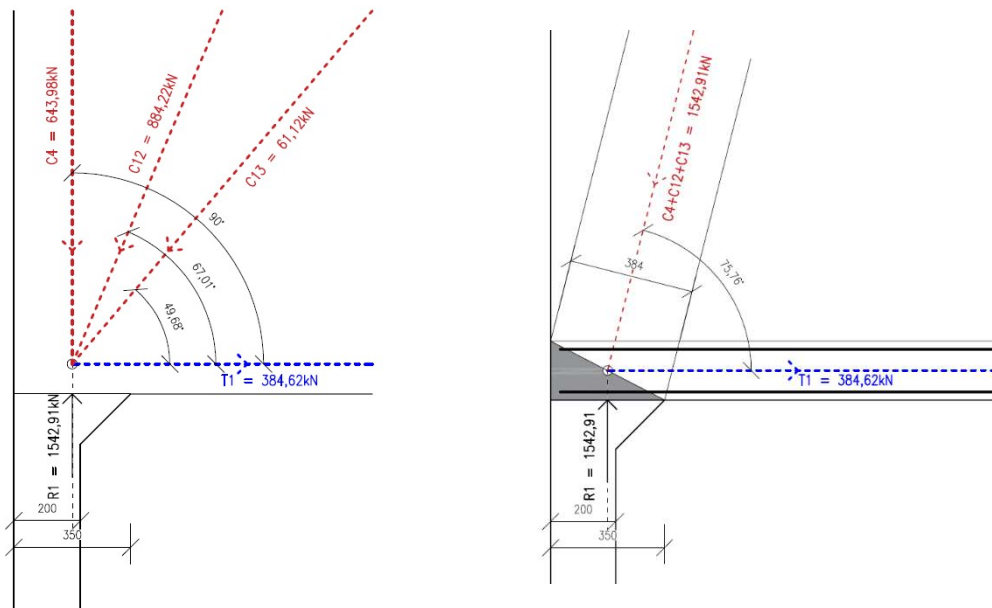
$$\sigma_{Rd,CCC} = v \cdot f_{cd} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} = \left(1 - \frac{40}{250}\right) \frac{40}{1,5} = 22,40 \text{ MPa} \quad (14)$$

$$\sigma_{Rd,CCT} = 0,85v \cdot f_{cd} = 0,85 \left(1 - \frac{40}{250}\right) \frac{40}{1,5} = 19,04 \text{ MPa} \quad (15)$$

$$\sigma_{Rd,CTT} = 0,75v \cdot f_{cd} = 0,75 \left(1 - \frac{40}{250}\right) \frac{40}{1,5} = 16,80 \text{ MPa} \quad (16)$$

4.10 Overenie styčnícov

4.10.1 Styčník 1 – Uzol N2 - CCT



Obrázok 19 – redukcia vnútorných síl v styčníku 1

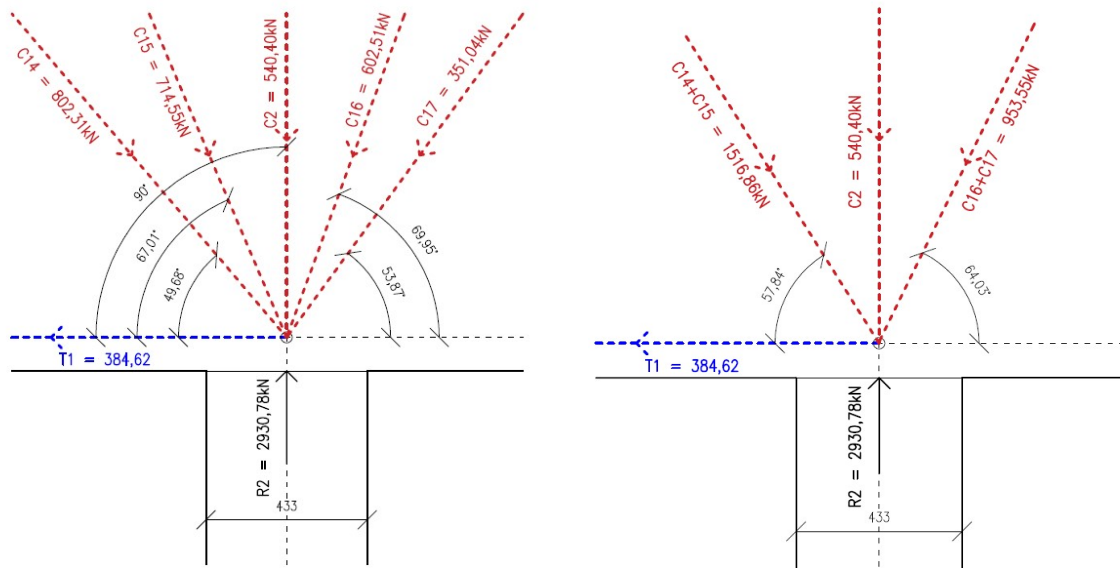
Posúdenie styčníku

$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{40}{250}\right) \cdot \frac{40}{1,5} = 19,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{R1} = \frac{1542,91 \cdot 10^3}{350 \cdot 250} = 17,63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\sigma_{C4+C12+C1} = \frac{1589,32 \cdot 10^3}{384 \cdot 250} = 16,56 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

4.10.2 Styčník 2 – Uzol N2 - CCT



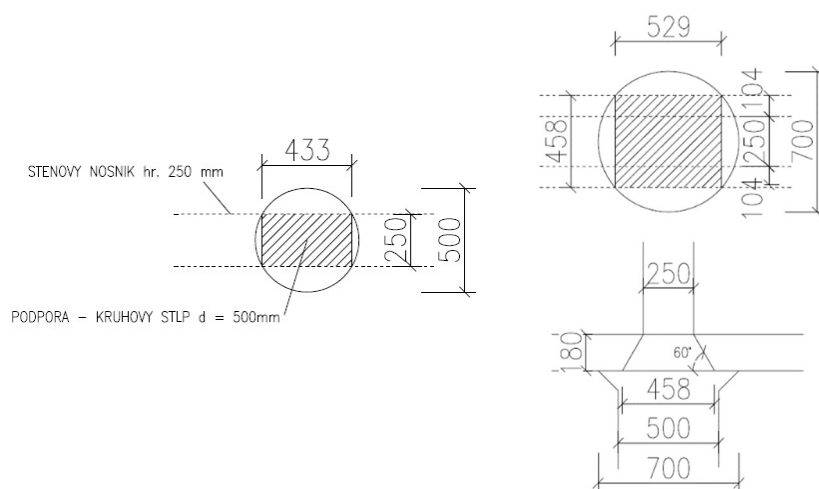
Obrázok 20 – redukcia vnútorných síl v styčníku 2

Posúdenie styčníku

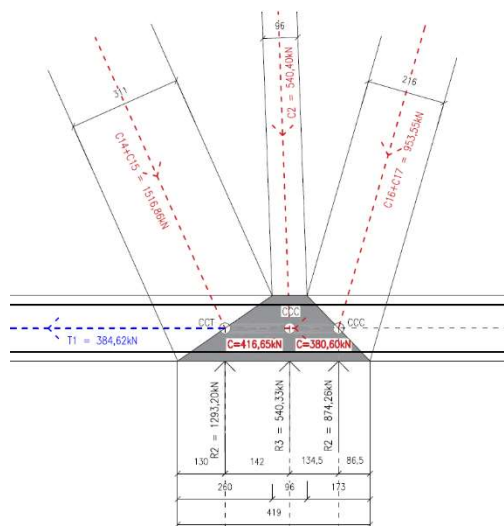
$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{40}{250}\right) \cdot \frac{40}{1,5} = 19,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{R2} = \frac{2730,78 \cdot 10^3}{433 \cdot 250} = 25,23 \text{ MPa}$$

→ Nevyhovuje, je potrebné zväčšiť prierezovú plochu stĺpu a započítať roznášanie pod uhlom 60°, čím sa zväčší efektívna plocha a zmenší napätie. Navrhujem hlavicu s priemerom $d = 700\text{mm}$ a výškou 100mm.



Obrázok 21 – zväčšenie uvažovanej efektívnej plochy



Obrázok 22 – výsledný model styčníku 2

Posúdenie styčníku

$$a_{14+15} = \frac{1516,86 \cdot \sin(57,84^\circ)}{2730,78} \cdot 529 = 248,76 \rightarrow 260 \text{ mm} \quad \left[\frac{260}{2} = 130 \text{ mm} \right]$$

$$a_2 = \frac{540,40 \cdot \sin(90^\circ)}{2730,78} \cdot 529 = 88,62 \rightarrow 96 \text{ mm} \quad \left[\frac{260}{2} + \frac{96}{2} = 178 \text{ mm} \right]$$

$$a_{16+17} = \frac{953,55 \cdot \sin(64,03^\circ)}{2730,78} \cdot 529 = 156,37 \rightarrow 173 \text{ mm} \quad \left[\frac{96}{2} + \frac{173}{2} = 134,5 \text{ mm} \right]$$

Vľavo – CCT

$$\sigma_{R2} = \frac{1293,20 \cdot 10^3}{260 \cdot 458} = 10,86 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\sigma_{C14+C15} = \frac{1516,86 \cdot 10^3}{311 \cdot 458} = 10,65 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Uprostred - CCC

$$\sigma_{R3} = \frac{540,33 \cdot 10^3}{86 \cdot 458} = 12,29 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\sigma_{C2} = \frac{540,40 \cdot 10^3}{86 \cdot 458} = 12,29 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

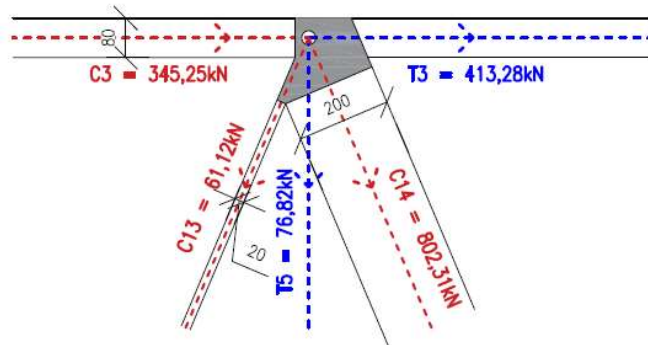
$$\sigma_H = \frac{(416,65 + 380,60) \cdot 10^3}{180 \cdot 458} = 9,67 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Vpravo - CCC

$$\sigma_{R4} = \frac{874,26 \cdot 10^3}{173 \cdot 430} = 11,75 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\sigma_{C6+C17} = \frac{953,55 \cdot 10^3}{216 \cdot 458} = 9,64 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

4.10.3 Styčník 3 – Uzol N6 - CTT



Obrázok 23 – výsledný model styčníku 3

Posúdenie styčníku

$$\sigma_{Rd,max} = 0,75 \cdot \left(1 - \frac{40}{250}\right) \cdot \frac{40}{1,5} = 16,80 \text{ MPa}$$

$$a_3 = \frac{345,25 \cdot 10^3}{16,80 \cdot 250} = 82,20 \rightarrow 84 \text{ mm}$$

$$a_{13} = \frac{61,12 \cdot 10^3}{16,80 \cdot 250} = 14,55 \rightarrow 20 \text{ mm}$$

$$a_{14} = \frac{802,31 \cdot 10^3}{16,80 \cdot 250} = 191,03 \rightarrow 200 \text{ mm}$$

$$\sigma_3 = \frac{345,25 \cdot 10^3}{80 \cdot 250} = 16,44 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\sigma_{13} = \frac{61,12 \cdot 10^3}{20 \cdot 250} = 2,91 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\sigma_{14} = \frac{802,31 \cdot 10^3}{200 \cdot 250} = 16,05 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Návrh a posúdenie výstuže | Vzpery

	Materiály	Výstuž
B500B	$f_{yk} =$ 500,00 MPa	Ø14
	$f_{yd} =$ 434,78 MPa	
C 40/50	$f_{ck} =$ 40,00 MPa	
	$f_{cd} =$ 26,67 MPa	
	$f_{ctk,0,05} =$ 2,50 MPa	
	$f_{ctd} =$ 1,67 MPa	

Prút	F	b_{min}	ϕ_i	T_i	$A_{s,rqd}$
	[kN]	[mm]	[°]	[kN]	[mm ²]

Vzpery

B2	540,4	161	90	118,89	273,44
B4	643,98	192	90	141,68	325,85
B12	884,22	263	67,01	194,53	447,42
B13	61,12	18	49,68	13,45	30,93
B14	802,31	239	49,68	176,51	405,97
B15	714,55	213	67,01	157,20	361,56
B16	602,51	179	69,95	132,55	304,87
B17	651,04	194	53,87	143,23	329,43

Vertikálna výstuž							Horizontálna výstuž							
$T_{i,v}$	$A_{s,rqd}$	ϕ	n_{rqd}	n_{prov}	$A_{s,prov}$	Využitie	$T_{i,h}$	$A_{s,rqd}$	ϕ	n_{rqd}	n_{prov}	$A_{s,prov}$	Využitie	
[kN]	[mm ²]	[mm]	[-]	[-]	[mm ²]	[%]	[kN]	[mm ²]	[mm]	[-]	[-]	[mm ²]	[%]	
0	0	14	0,00	0	0	0	118,89	273,44	14	1,78	2	307,80	89	
0	0	14	0,00	0	0	0	141,68	325,85	14	2,12	3	461,70	71	
75,98	174,75	14	1,14	2	307,80	57	179,08	411,88	14	2,68	3	461,70	89	
8,70	20,01	14	0,13	1	153,90	13	10,25	23,58	14	0,15	1	153,90	15	
121,10	278,52	14	1,81	2	307,80	90	134,58	309,53	14	2,01	3	461,70	67	
61,40	141,22	14	0,92	1	153,90	92	144,72	332,84	14	2,16	3	461,70	72	
45,44	104,52	14	0,68	1	153,90	68	124,52	286,39	14	1,86	2	307,80	93	
84,45	194,24	14	1,26	2	307,80	63	115,68	266,07	14	1,73	2	307,80	86	

Návrh a posúdenie výstuže | Tiahlá

Materiály

B500B	$f_{yk} =$	500,00 MPa
	$f_{yd} =$	434,78 MPa
C 40/50	$f_{ck} =$	40,00 MPa
	$f_{cd} =$	26,67 MPa
	$f_{ctk_{0,05}} =$	2,50 MPa
	$f_{ctd} =$	1,67 MPa

Prút	F	$A_{s,rqd}$	\emptyset	n_{rqd}	n_{prov}	$A_{s,prov}$	Využitie
	[kN]	[mm ²]	[mm]	[-]	[-]	[mm ²]	[%]

Tiahlo

B1	384,62	885	14	2,50	4,00	615,56	0,62
B3	413,28	951	14	2,69	4,00	615,56	0,67
B9	413,28	951	14	2,69	4,00	615,56	0,67
B5	76,82	177	10	0,98	2,00	157	0,49
B6	76,82	177	10	0,98	2,00	157	0,49
B7	76,82	177	10	0,98	2,00	157	0,49
B10	33,34	77	10	0,42	2,00	157	0,21
B11	66,16	152	10	0,84	2,00	157	0,42

Návrh kotvenia

μ	f_{bd}	$l_{b,rqd}$	$0,3 \cdot l_{b,rqd}$	10 \emptyset	100	$l_{b,min}$	l_{bd}
[-]	[MPa]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]

1,0	3,75	406	122	140	100	120	406
1,0	3,75	406	122	140	100	120	406
1,0	3,75	406	122	140	100	120	406
1,0	3,75	290	87	100	100	120	290
1,0	3,75	290	87	100	100	120	290
1,0	3,75	290	87	100	100	120	290
1,0	3,75	290	87	100	100	120	290
1,0	3,75	290	87	100	100	120	290

5 Zoznam zdrojov

- [1] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jiří ŠMEJKAL. Modelování a vyztužování betonových prvků: lokální modely železobetonových konstrukcí. V Praze: České vysoké učení technické, 2013. ISBN 9788001053294.
- [2] ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. Navrhování stěnových nosníků s použitím modelů náhradní příhradoviny: Design of deep beams using strut-and-tie models. Beton – Technologie, Konstrukce, Sanace. 2010, 10(6), 52-59.
- [3] Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby: ČSN EN 1992-1-1 (73 1201). Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [4] Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí: ČSN EN 1990 (73 0002). Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [5] SEMRÁD, Karel a Csaba SZÜCS. Řešené příklady betonových konstrukcí pomocí příhradový analogie: v rámci projektu FRVŠ 2311/2009/G1 [online]. Praha, 2009 [cit. 30.4.2022]. Dostupné z:
https://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/frvs2009/Prihradova_analogie_a_resene_priklady.pdf
- [6] Student House Holešovice. Praha, 2022. Projekt. Fakulta stavební ČVUT. Vedúci práce prof. Ing. Martin Jiránek, CSc.
- [7] Novostavba Student House Holešovice. Archiweb.cz [online]. Praha, 2015. Dostupné z:
<https://www.archiweb.cz/b/novostavba-student-house-holesovice>

6 Zoznam obrázkov

- Obrázok 1 – konštrukčný systém 2.NP
- Obrázok 2 – konštrukčný systém 3.NP
- Obrázok 3 – schodišťové jadra
- Obrázok 4 – schéma typického výseku pôdorysu
- Obrázok 5 – schéma konštrukcie stropnej dosky
- Obrázok 6 – statické schéma steny
- Obrázok 7 – zaťažovacia plocha stĺpu S1
- Obrázok 8 – zaťažovacia plocha stĺpu S2
- Obrázok 9 – schéma zaťaženia stĺpov – rez
- Obrázok 10 – vyznačenie stenového nosníku v objekte
- Obrázok 11 – schéma stenového nosníku
- Obrázok 12 – statické schéma zaťaženia stenového nosníku
- Obrázok 13 – zaťažovacia plocha stenového nosníku
- Obrázok 14 – zjednodušené statické schéma
- Obrázok 15 – zmena geometrie podpor
- Obrázok 16 – efektívna styčná plocha stĺpu
- Obrázok 17 – náhradný priehradový model A
- Obrázok 18 – náhradný priehradový model B
- Obrázok 19 – redukcia vnútorných síl v styčníku 1
- Obrázok 20 – redukcia vnútorných síl v styčníku 2
- Obrázok 21 – zväčšenie uvažovanej efektívnej plochy
- Obrázok 22 – výsledný model styčníku 2
- Obrázok 23 – výsledný model styčníku 3

7 Použitý software

AutoCAD Autodesk, AutoCAD 2022

Licencia: Študentská

Office Microsoft, Office 365

Licencia: Komerčná

Scia Scia engineer 21.1

Licencia: Študentská

České vysoké učení technické
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



Technická správa

Návrh stenového nosníku pomocou priehradovej
analógie

Bakalárska práca

Študijný program : Stavební inženýrství

Študijný obor : Konstrukce pozemních staveb

Vedúci bakalárskej práce : Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Akademický rok : 2021/2022

Praha 2022

Jakub Molčan

Obsah

1	Uvod	3
2	Zoznam dokumentácie	3
3	Základna charakteristika konštrukčného riešenia	3
3.1	Urbanistické, architektonické a dispozičné riešenie	3
3.2	Technické riešenie	3
3.3	Materiálové riešenie.....	4
4	Zaťaženie	4
4.1	Stále zaťaženie.....	4
4.2	Zaťaženie priečkami.....	5
4.3	Užitné zaťaženie	5
4.4	Zaťaženie snehom	5
4.5	Zaťaženie vetrom.....	5
4.6	Ďalšie zaťaženia	5
5	Základové konštrukcie	6
6	Nosné konštrukcie	6
6.1	Zvislé nosné konštrukcie	6
6.2	Vodorovné nosné konštrukcie.....	6
6.3	Zvislé komunikačné prvky	7
7	Vodorovné stuženie objektu	7

1 Uvod

Predmetom tejto práce je novostavba objektu. Objekt je navrhnutý ako vysokoškolské koleje a nachádza sa v Prahe 7, Holešovičiach. Objekt má 1 podzemné poschodie, a 7 nadzemných poschodí. V podzemnom poschodí sa nachádzajú parkovacie miesta a technické zázemie objektu. V 1.NP sa nachádzajú spoločenské priestory, vrátnica a sociálne zariadenia. V ďalších, typických poschodiach, sú situované prevážne jednotlivé kolejné bunky, ale aj spoločné priestory ako študovňa, práčovňa či kultúrna miestnosť.

2 Zoznam dokumentácie

1. Statický výpočet
2. Výkres výstuže stenového nosníku
3. Výkres tvaru 1.NP
4. Výkres tvaru 2.NP
5. Výkres tvaru 3.NP

3 Základna charakteristika konštrukčného riešenia

3.1 Urbanistické, architektonické a dispozičné riešenie

Hranica objektu kopíruje stávajúcu komunikáciu a pôdorysne pripomína písmeno V. V tejto práci bola vybraná časť objektu, a to menšie, západné krídlo s pôdorysnými rozmermi 50,23x15,25m. Strecha objektu je plochá, extenzívna. Najvyšší bod nosnej konštrukcie sa nachádza vo výške 22,78m. Konštrukčná výška poschodí je 3,0m, okrem poschodia 1.NP, kde bola na základe požiadavkou pre vedenie inštalácií konštrukčná výška zväčšená na 4,0m. Vstup do objektu sa nachádza v 1.NP.

3.2 Technické riešenie

Objekt je založený na základovej doske hrúbky 700mm. Nosný systém objektu je kombinovaný, prevážne priečny stenový, doplnený o obdĺžnikové stĺpy v 1.PP a 1.NP objektu, a o kruhové stĺpy v 1.NP objektu. Stropné konštrukcie sú realizované ako železobetonové monolitické. Schodište objektu sa nachádza v schodišťovom jadre a je rovnako železobetonové monolitické, vrátane stupňov a na hlavnú podestu je uložené systémovým prvkom (Schock tronsole typ Z).

3.3 Materiálové riešenie

Základová doska, suterénne steny

C 25/30 XC2 C10,2 D_{max} 16 S3

Vnútorne nosné steny, stĺpy, stropné konštrukcie

C 30/37 XC1 C10,2 D_{max} 16 S3

Obvodové steny

C 30/37 XC3 C10,2 D_{max} 16 S3

Výstuž

B500B

Vnútorne medziytové steny

Porotherm 19 AKU – lepené na tenkovrstvú maltu M10, murované podľa pokynu výrobcu

Vnútorne deliace priečky

Porotherm 11,5 AKU – lepené na tenkovrstvú maltu M10, murované podľa pokynu výrobcu

4 Zaťaženie

Uvedené sú charakteristické hodnoty zaťaženia. Pre získanie návrhových hodnôt je nutné tieto hodnoty prenásobiť dielčimi súčiniteľmi bezpečnosti, ktoré sú uvažované 1,35 pre stále zaťaženie a 1,5 pre zaťaženie premenné.

4.1 Stále zaťaženie

Vlastná tiaž stropných dosiek je uvažovaná 4,5 kN/m². Plošná tiaž murovaných medziytových priečok Porotherm 19 AKU je uvažovaná 1,9 kN/m². Vlastná tiaž podláh bola uvažovaná jednotná v celom objekte, na základe skladby podlahy s najvyššou objemovou hmotnosťou, a to 1,4 kN/m². Vlastná tiaž strešnej konštrukcie bola stanovená 1,8 kN/m².

4.2 Zaťaženie priečkami

Bol realizovaný výpočet náhradného plošného zaťaženia priečok na typický výsek pôdorysu. Výsledná hodnota zaťaženia priečkami je uvažovaná 1,0 kN/m².

4.3 Užité zaťaženie

V obytnej časti objektu je uvažované užité zaťaženie 2,0 kN/m² pre stropné konštrukcie a 3,0 kN/m² pre schodište (kat A podľa ČSN EN 1991-1-1).

Strecha je nepochôdzna, s výnimkou bežnej údržby a opráv. Uvažované zaťaženie je 0,75 kN/m² (kat H podľa ČSN EN 1991-1-1).

4.4 Zaťaženie snehom

Objekt sa nachádza v Prahe (snehová oblasť I), má plochú strechu a je situovaný v teréne s normálnou topografiou, kde nebude dochádzať k významným presunom snehu vplyvom vetru. Stanovená hodnota zaťaženie snehom je 0,56 kN/m².

4.5 Zaťaženie vetrom

Objekt sa nachádza vo veternej oblasti II, v oblasti rovnomerne pokrytou budovami a vegetáciou (kategória IV). Orientačná hodnota zaťaženia je 0,96 kN/m². Vzhľadom na riešenu problematiku a na to, že pri nej nemôžeme uvažovať s priaznivými účinkami vetru, podrobný výpočet zaťaženia vetrom nie je súčasťou tejto práce.

4.6 Ďalšie zaťaženia

Pre danú konštrukciu neboli uvažované žiadne ďalšie typy zaťaženia.

5 Základové konštrukcie

Základová konštrukcia objektu je navrhnutá ako čierna vaňa. Železobetónové suterénne steny hrúbky 200mm sú založené na železobetónovej základovej doske hrúbky 700mm. Do konštrukcie základovej dosky je nutné osadiť nadväzujúcu výstuž pre suterénne steny.

Hydroizolácia základovej konštrukcie je riešená hydroizolačnými povlakovými asfaltovými pásmi v dvoch vrstvách. V mieste napojenie zvislej a vodorovnej základovej konštrukcie je realizovaný spätný spoj. Vodorovná hydroizolácia je natavená na podkladný betón hrúbky 100mm.

6 Nosné konštrukcie

6.1 Zvislé nosné konštrukcie

V suteréne sa nachádzajú monolitické železobetónové suterénne steny hrúbky 200mm. V rámci dispozície 1.PP sa nachádzajú aj vnútorné nosné steny ako súčasť schodišťového jadra. Ďalej sa tam nachádzajú obdĺžnikové stĺpy s rozmerom 300x600mm. V dispozícii 1.NP sa nachádzajú kruhové stĺpy s priemerom $d = 500\text{mm}$.

Hlavným nosným zvislým prvkom v objekte sú stenové nosníky. Hrúbka typického stenového nosníku ktorý sa v objekte vyskytuje a ktorý bol predmetom tejto práce bola stanovená výpočtom na 250mm. Výstuž stenového nosníku ale aj ostatným monolitických železobetonových prvkov je realizovaná výstužou B500B. Bližšia špecifikácia profilov a rozmiestnenia je uvedená vo výkrese výstuže.

Obvodové nosné steny sú navrhnuté taktiež železobetónové monolitické s hrúbkou 200mm. Poloha otvorov a ich veľkosť je určená výkresom tvaru.

6.2 Vodorovné nosné konštrukcie

Všetky vodorovné nosné konštrukcie sú monolitické železobetonové. Vzhľadom na podobné rozpätia a zaťaženie jednotlivých stropných dosiek bola zjednotená ich hrúbka na 180mm.

Preklady vo vnútorných medzibytových a deliacich priečkach sú navrhnuté systémové Porotherm, dĺžky na základe veľkosti otvoru, s minimálnym vyložením 125mm.

6.3 Zvislé komunikačné prvky

Schodište je dvojramenné monolitické železobetónové. Ramená sú uložené do ozubov v hlavnej podeste (systémový prvok Schock tronsole typ F). Medzipodesta je uložená na isoboxoch (Schock tronsole typ Z). Schodište je oddilatované od ostatným zvislých konštrukcií akustickým systémovým prvkom (Schock typ L).

7 Stúženie objektu

Nosný systém objektu je kombináciou železobetónových monolitických stien a stílpov. Celou výškou budovy sú vedené aj schodištvé jadra. Vodorovnému posunu je bránené stropnými železobetónovými doskami. Vzhľadom na tvar, charakter a materiálové riešenie je možné prepokladať dostatočnú priestorovú tuhosť objektu.

8 Podklady pre zhotovenie projektu

- Architektonická štúdia riešeného objektu
- ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce
- ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část : Obecná pravidla
- ČSN EN 206+A2 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- ČSN 73 1201 – Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb
- ČSN 73 0202 – Geometrická přesnost ve výstavbě. Základní ustanovení
- ČSN 73 0210-1 - Geometrická přesnost ve výstavbě. Podmínky provádění. Část 1 : Přesnost osazení
- ČSN 73 0212-3 - Geometrická přesnost ve výstavbě. Kontrola přesnosti. Část 3: Pozemní stavební objekty
- ČSN EN 13670 – Provádění betonových konstrukcí
- ČSN EN 10080 – Ocel pro výztuž do betonu