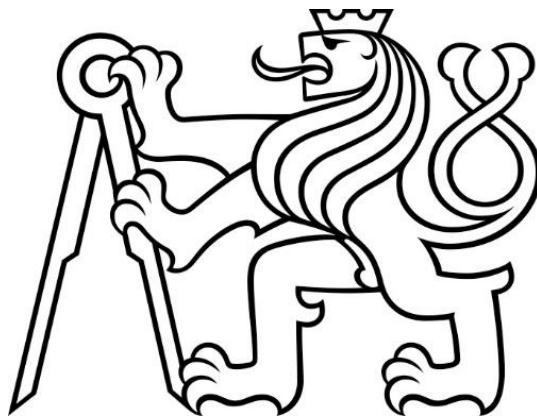


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



Bakalářská práce

OBSAH:

TEXTOVÁ ČÁST:

VÝKRESOVÁ ČÁST

PODKLADOVÁ ČÁST

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí





Bakalářská práce

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE



I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Řezníček</u>	Jméno: <u>Tomáš</u>	Osobní číslo: <u>477434</u>
Zadávací katedra: <u>betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Konstrukční řešení bytového domu, Malý mlýn</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Structural design of residential house, Malý mlýn</u>	
Pokyny pro vypracování: Předběžný návrh nosné konstrukce. Podrobný návrh vybraného nosného prvku. Schématické výkresy tvaru jednotlivých podlaží. Výkres výztuže podrobně dimenzovaného prvku. Stručná technická zpráva ke statické části.	
Seznam doporučené literatury: běžná skripta a normy k řešené problematice, články v odborných časopisech případně další literatura související s danou problematikou	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>Ing. Hana Hanzlová, CSc.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>15.2.2021</u>	Termín odevzdání bakalářské práce: <u>16.5.2021</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
 Podpis vedoucího práce	 Podpis vedoucího katedry

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>	
 Datum převzetí zadání	 Podpis studenta(ky)

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci vypracoval samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Dále prohlašuji, že veškeré podklady, ze kterých jsem čerpal, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

.....

podpis

Rád bych poděkoval vedoucí mé bakalářské práce Ing. Haně Hanzlové, CSc. za odbornou pomoc a vstřícné vedení této práce. A dále bych taky rád poděkoval Ing. Jiřímu Šmejkalovi, CSc. za konzultaci při tvorbě příhradové analogie na stěnový nosník a Ing. Lence Hanzalové, Ph. D. při konzultaci schématických detailů.

Konstrukční řešení bytového domu, Malý mlýn

Structural design of residential house, Malý mlýn

Abstrakt:

Bakalářská práce se zabývá předběžným návrhem bytového domu. Obsahuje výpočet vybraného prvku pomocí příhradové analogie, výkresy tvaru, výkres výztuže a stručnou technickou zprávu. Pro výpočet byl použit program SCIA Engineer.

Klíčová slova:

Předběžný výpočet, D-oblasti, příhradová analogie, stěnový nosník, beton, výztuž

Abstract:

The bachelor's thesis deals with the preliminary design of an apartment building. It contains the calculation of the selected element using strut-and-tie method, shape drawings, reinforcement drawing and a brief technical report. The SCIA Engineer program was used for the calculation.

Klíčová slova:

Preliminary calculation, D-regions, strut-and-tie method, beam, concrete, reinforcement

OBSAH TEXTOVÉ ČÁSTI:

TECHNICKÁ ZPRÁVA

STATICKÝ VÝPOČET

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Konstrukční řešení bytového domu

Malý mlýn

Structural design of residential house,

Malý mlýn



TECHNICKÁ ZPRÁVA D.1.2

Vypracoval: Řezníček Tomáš

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Hanzlová Hana, CSc.

Školní rok: 2020/2021

Obsah

1	Identifikační údaje.....	4
1.1	Údaje o stavbě	4
1.2	Údaje o stavebníkovi	4
1.3	Údaje o zpracovateli dokumentace.....	4
1.4	Použitý software	4
2	Základní charakteristika konstrukčního řešení	5
2.1	Obecný popis stavby.....	5
2.2	Podklady pro zhotovení projektu	5
2.3	Použitý software	5
2.4	Technické řešení stavby.....	6
2.5	Materiálové řešení stavby	6
3	Zatížení.....	7
3.1	Stálá zatížení	7
3.2	Zatížení příčkami.....	7
3.3	Užitná zatížení.....	7
3.4	Zatížení sněhem.....	7
3.5	Zatížení větrem	7
3.6	Montážní zatížení.....	7
4	Základové konstrukce	8
4.1	Výsledky inženýrsko-geologického průzkumu.....	8
4.2	Zemní práce	8
4.3	Základové konstrukce	8
5	Nosný systém	9
5.1	Svislé nosné konstrukce.....	9
5.2	Vodorovné nosné konstrukce.....	9
5.3	Svislé komunikační prvky.....	9
5.4	Zajištění vodorovného ztužení.....	9
6	Ochrana nosných konstrukcí proti nepříznivým vlivům	10
6.1	Ochrana proti požáru.....	10
6.2	Ochrana proti.....	10
7	Technologie a provádění stavby	10

7.1	Technologie betonáže	10
7.2	Bednění.....	11
7.3	Armování	12
7.4	Osazování prefabrikátů.....	12
7.5	Povrchové úpravy	13

1 Identifikační údaje

1.1 Údaje o stavbě

Název stavby: Bytový dům Malý Mlýn

Místo stavby: Karlická 1724/41, Praha – Radotín, 153 00

Katastrální území: Radotín [738 620]

Parc. č. pozemků: 1137/1, 1137/8

1.2 Údaje o stavebníkovi

Název společnosti: Fakulta stavební ČVUT v Praze

Adresa: Thákurova 7/2077, Praha 6 – Dejvice, 166 29

1.3 Údaje o zpracovateli dokumentace

Jméno a příjmení: Tomáš Řezníček

Jméno a příjmení vedoucího bak. práce: Ing. Hanzlová Hana, CSc.

1.4 Použitý software

Pro výpočtovou část dokumentace byl použit výpočetní program SCIA Engineer 20 a pro výkresovou část program AUTOCAD 2020.

2 Základní charakteristika konstrukčního řešení

2.1 Obecný popis stavby

Předmětem projektu je bytový dům půdorysného tvaru L s plochou střechou, se třemi nadzemními a jedním podzemním podlažím. Celkové půdorysné rozměry nosné konstrukce objektu jsou 31,7 x 16,75 m, výška atiky od úrovně terénu je 13,15 m. Konstrukční výška nadzemních podlaží je 3,05 m a konstrukční výška suterénu je 3,3 m. V podzemním podlaží jsou situovány technické zázemí objektu, sklepní kóje bytů a jeden byt, který je částečně podsklepen, v suterénu se nachází také vedlejší vstup z venkovních parkovacích stání. V 1.NP se nachází hlavní vstup do objektu bytového domu, komerční prostory a 4 bytové jednotky. Ve 2.NP a 3.NP se nachází 3 bytové jednotky.

2.2 Podklady pro zhotovení projektu

- Studie řešeného objektu
- ČSN ISO 2394 Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí
- 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 206 + A1 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

2.3 Použitý software

1. SCIA Engineer 20.0
2. Microsoft Office
3. AutoCAD 2020

2.4 Technické řešení stavby

Objekt je založen na ŽB patkách a pasech. Nosný systém budovy je kombinovaný, převážně stěnový se sloupy v suterénu. Stropní konstrukce jsou monolitické železobetonové převážně po obvodě podepřené. Hlavní schodiště je řešeno jako železobetonové prefabrikované deskové dvouramenné. Ztužení objektu je zajištěno železobetonovým jádrem. V jižní části je přechod ze stěnového systému na sloupový systém pomocí stěnových nosníků.

2.5 Materiálové řešení stavby

Konstrukce je navržena ze železobetonu.

Použitý beton na základech a suterénních stěnách:

C 25/30 – XC2 – Cl 0,2 – Dmax 16 – S3

Ostatní nosné konstrukce:

C 30/37 – XC1 – Cl 0,2 – Dmax 16 – S3

Výztuž železobetonových konstrukcí: ocel B500B

3 Zatížení

3.1 Stálá zatížení

Vlastní tíha železobetonových konstrukcí je uvažována hodnotou 25 kN/m^3 .

Vlastní tíhy jednotlivých skladeb jsou rozepsány ve statickém výpočtu, kapitola 3.1.

Pro skladby v interiéru je uvažována jednotná plošná tíha $2,10 \text{ kN/m}^2$.

Plošná tíha střechy je $3,31 \text{ kN/m}^2$ a jednotná plošná tíha balkonu a pavlače je $1,18 \text{ kN/m}^2$.

Suterénní stěny budou zatíženy zemním tlakem od zásypu provedeného z nenamrzavé zeminy o objemové hmotnosti 20 kN/m^3 se součinitelem zemního tlaku v klidu $0,63$.

3.2 Zatížení příčkami

Příčky jsou uvažovány jako přemístitelné s ekvivalentním rovnoměrným zatížením $0,8 \text{ kN/m}^2$.

3.3 Užitná zatížení

Užitné zatížení je převzato z normy ČSN EN 1991-1-1.

Pro komerční prostory je plošné zatížení $5,0 \text{ kN/m}^2$ z kategorie D1.

Pro bytovou část objektu je uvažované plošné zatížení pro stropní konstrukci $2,0 \text{ kN/m}^2$, pro schodiště $3,0 \text{ kN/m}^2$, pro $3,0 \text{ kN/m}^2$ z kategorie A.

Nepřístupná střecha s výjimkou běžné údržby a oprav je plošné zatížení $0,75 \text{ kN/m}^2$ z kategorie H.

3.4 Zatížení sněhem

Objekt se nachází v Praze část Radotín sněhová oblast I. Střecha budovy je plochá s charakteristickým zatížením sněhem $0,56 \text{ kN/m}^2$.

3.5 Zatížení větrem

Větrná oblast Praha-Radotín je I, v oblasti rovnoměrně pokryté budovami a vegetací – kategorie terénu III. Charakteristická hodnota zatížení je $0,63 \text{ kN/m}^2$.

3.6 Montážní zatížení

Stropní desky kromě desky střechy budou zatíženy při betonáži stropu vyšších podlaží bedněním a stojkami, deskou tl. 250 mm a montážním zatížením $0,75 \text{ kN/m}^2$. Tato hodnota je nižší, než hodnota ostatního stálého a užitného zatížení desky uvažovaného za provozu a v provedeném statickém výpočtu se neprojeví.

4 Základové konstrukce

4.1 Výsledky inženýrsko-geologického průzkumu

Pro výpočet byla použita geologická mapa. Z té bylo zjištěno, že se zde nachází břidlice.

Pro výpočet je uvažováno, že je do hloubky 5 m zvětralá a pod 5 m zdravou horninu. Hladina podzemní vody nebyla zjištěna.

4.2 Zemní práce

Vytyčení vnějších obrysů stavební jámy bude provedeno oprávněným geodetem, který vytyčí vzažné body objektu. Dále se provede vytyčení objektu pomocí laviček, které se umístí tak, aby nedošlo k jejich poškození během zemních prací. Všechny další vytyčovací práce budou prováděny z daných laviček.

Stavební jáma je situována ve svažitém terénu. Na území dané lokality je průměrná tloušťka ornice 0,2 m s třídou těžitelnosti I, do hloubky 5 m je zvětralá břidlice s třídou těžitelnosti II. Níže je skála se třídou těžitelnosti III.

Ornice bude sejmuta nakladačem a deponována na skládce v blízkosti stavby a použita pro pozdější terénní úpravy pozemku. Odvoz ornice bude zajištěn nákladními automobily.

Zvětralá břidlice bude odtěžena pomocí rypadla s hloubkovou lopatou. Dno hlavní figury se nachází v hloubce -3,65 m od srovnávací roviny a dna vedlejších figur v hloubkách -4,25 m (pasy), -4,55 m (patky) a -4,65 m (dojezd výtahu). Odvoz vytěženého materiálu mimo prostor staveniště budou zajišťovat nákladní automobily. Výjezd zajištěn pomocí rampy.

Figury budou ručně dočištěny (předpokládá se objem výkopu při ručním dotěžení bude cca 5 % objemu strojně odtěženého materiálu). Manipulace s ručním výkopem bude zajišťována pásovými dopravníky.

Z důvodu blízkosti stávající komunikace bude hlavní figura pažena záporovým pažením. Zápor budou zaberaněny 3 m pod úroveň dna výkopu a 2 m od sebe. Mezi zápor budou postupně zasouvány pažiny z dřevěných fošen 80/200 mm.

Odvodnění stavebních jam a celého staveniště bude provedeno pomocí odvodňovacích příkopů do jímek, kde budou umístěna kalová čerpadla s plovákovým spínačem. Odtok vody bude odveden do dešťové kanalizace.

Stavebním pozemkem neprocházejí žádné inženýrské sítě, není tedy nutno řešit ochranu ani přeložku sítí.

4.3 Základové konstrukce

ŽB sloupy budou založeny na ŽB patkách půdorysného rozměru 2,0x1,9 m a 1,5x1,2 m o výšce 0,9 m. Stěny budou založeny na pasech z prostého betonu o šířce 0,8 m a výšce 0,6 m. V místě dojezdu výtahu bude základová spára snížena v rozsahu daném požadavky použitého výtahu.

Mezi pasy bude provedena podkladní beton tl. 150 mm. Při betonáži je nutno osadit ocelové chráničky pro prostupy inženýrských sítí.

Hydroizolace a izolace proti radonu je provedena z modifikovaných asfaltových pásů.

5 Nosný systém

5.1 Svislé nosné konstrukce

ŽB stěny v 1.PP jsou monolitické tloušťky 200 mm. Dále v 1.PP jsou navrženy venkovní sloupy obdélníkového průřezu o rozměrech 1000x300; 500x300; 300x200 mm. Dalších patrech jsou navrženy nosné ŽB stěny tloušťky 200 mm a tloušťky 250 mm u stěnových nosníků dle statického výpočtu. Poloha otvorů je daná výkresy tvaru. Vyztužení ŽB prvků bude vyztuženo betonářskou výztuží B500B.

5.2 Vodorovné nosné konstrukce

Všechny stropní konstrukce jsou monolitické železobetonové. Tloušťky desek jsou 250 mm pro všechny desky kromě konzolové desky tloušťky 200 mm (pavlače a vykonzolované balkony). Pavlač a vykonzolované balkony jsou připojeny ISO nosníky o tloušťce izolantu 120 mm.

V 1.NP jsou navrženy průvlaky o rozměrech 200x1300 mm, ve 2.NP, 3.NP jsou navrženy průvlaky o rozměrech 200x1450 mm. V desce střechy jsou navrženy průvlaky o rozměrech 200x1250 mm.

Deskách se nachází prostupy pro rozvody TZB. Maximálních rozměrů 900x450 mm nevyžadují speciální statická opatření, postačí zhuštění výztuže v oblasti otvorů a olemování okrajů desky výztuží v souladu se zásady vyztužování.

Nosné i konstrukční vyztužení desek a trámů bude zajištěno betonářskou výztuží B500B v souladu se zásady vyztužování.

5.3 Svislé komunikační prvky

Schodiště budovy je prefabrikované železobetonové deskové dvouramenné. Jednotlivé desky jsou řešeny jako jednosměrně pnuté. Tloušťka hlavní podesty je shodná s tloušťkou stropních desek nadzemních podlaží 250 mm, tloušťka mezipodesty je 230 mm a tloušťka ramen je určena z detailu napojení na podesty tloušťka 235 mm. Rozměry schodišťových stupňů jsou 270x179,41 mm.

Schodišťová ramena jsou na podesty a mezi podestu uložena na ozuby s izolační vložkou od firmy SCHOCK TRONSOLE typ F. Jedno schodišťové rameno je součástí mezipodesty, která je uložena do stěn pomocí izolačních boxů od firmy SCHOCK TRONSOLE typ Q. Druhé rameno je uloženo kolmo na první rameno v mezipodestě na ozub. Mezi stěnami a stěnou ramene je vložena izolační vložka od firmy SCHOCK TRONSOLE typ L.

5.4 Zajištění vodorovného ztužení

Nosný systém objektu je tvořen ŽB stěn a ŽB sloupů se železobetonovými stropními deskami. Všemi podlažími prochází ŽB schodišťové jádro. Prostorová tuhost bude ověřena v modelu ve SCIE.

6 Ochrana nosných konstrukcí proti nepříznivým vlivům

6.1 Ochrana proti požáru

Požární odolnost železobetonových konstrukcí je v objektu zajištěna dostatečnými rozměry konstrukčních prvků a dále dostatečným krytím výztuže betonovou krycí vrstvou min. 25 mm.

6.2 Ochrana proti

Protikorozní odolnost železobetonových konstrukcí je zajištěna dostatečným krytím výztuže betonovou krycí vrstvou min. 25 mm.

7 Technologie a provádění stavby

7.1 Technologie betonáže

Ukládání betonu na staveništi bude probíhat pomocí bádíí a věžového jeřábu – max. rychlost ukládání 7 m³/h.

Doprava na staveniště z betonárny bude zajišťována pomocí třínápravových autodomíchávačů o objemu 4 m³.

Hutnění betonu bude probíhat pomocí ponorných vibrátorů.

Požadavky na kvalitu prováděných prací jsou dány ČSN 73 2400, zejména:

čl. 6 – Doprava betonové směsi: Doprava musí být taková, aby nedošlo k rozmísení či znehodnocení složek.

čl.7 – Bednění a jeho podpěrné konstrukce: Bednění musí být navrženo ve výrobní dokumentaci a musí být dostatečně spolehlivé. Účinek zatížení nesmí způsobit taková přetvoření, která by způsobila větší odchylky geometrických parametrů.

čl.8 – Betonářská výztuž: Na výztuž do betonu lze použít jen výztuž odpovídající příslušným normám a odpovídající požadavkům projektové dokumentace. Ocel pro výztuž musí být skladovaná odděleně dle druhů a velikosti prutů. Každé svařování smí být prováděno jen při důsledném dodržení podrobných technologických podmínek. Výztuž se musí uložit v poloze dle projektové dokumentace.

čl.10 – Zpracování betonové směsi a postup betonování: Betonová směs musí být zpracována co možná nejdříve po zamíchání. Betonová směs musí být ukládána plynule v souvislých a co možná nejvíce ve vodorovných vrstvách. Směs musí být ukládána tak, aby nedošlo k porušení či posunutí výztuže. Směs se nesmí volně házet či spouštět z výšky větší než 1,5 m. Pracovní spáry se provádějí dle projektové dokumentace.

čl.11 – Ošetřování betonu: Během tuhnutí a tvrdnutí musí být beton udržován v normálních tepelně vlhkostních podmínkách. Čerstvý beton nesmí být vystaven nárazům a otřesům a dalším škodlivým účinkům po dobu min. 7 dní. K ochraně proti vysychání se používá zakrytí betonu. S vlhčením je třeba začít hned po ztvrdnutí betonu.

čl.13 – Odbedňování a opravy vad betonových konstrukcí: Bednění musí být odstraňováno tak, aby nedošlo k poškození odbedňovaných ploch konstrukce i

bednění a aby byl vyloučen vznik nepřípustných napětí. Odbedňovat lze ve lhůtách stanovených v projektové dokumentaci.

Čl.18 – Kontrola a převímka hotové betonové konstrukce: Jakost povrchu se musí zkontrolovat co nejdříve, nejpozději však do 3 dnů po odbednění. Stanovení pevnosti v konstrukci lze provádět buď na tělesech vyjmutých z konstrukce nebo nedestruktivní metodou.

7.2 Bednění

Pro bednění svislých konstrukcí bude použito rámové systémové bednění Doka Frami Xlife, které se skládá z rámových prvků a velkoplošné desky. Betonáž jednotlivých podlaží bude s ohledem na malou plochu prováděna v jednom záběru. Návrh konkrétních bednicích prvků bude proveden dodavatelem bednění s ohledem na tlak betonu na bednění.

Pro bednění vodorovných konstrukcí bude použito systémové bednění Doka 1-2-4. Betonáž jednotlivých podlaží bude s ohledem na malou plochu prováděna v jednom záběru. Návrh konkrétních bednicích prvků a návrh typu a rozmístění stojek bude proveden dodavatelem bednění s ohledem na působící zatížení a únosnosti jednotlivých prvků.

Výškové pracovní spáry se budou provádět vždy pod a nad úrovní stropní konstrukce.

Výsledné rozměry ŽB konstrukcí se nesmějí lišit od rozměrů specifikovaných ve statickém výpočtu o více než 20 mm.

Montáž a demontáž bednění musí být proveden v souladu s technologickým manuálem dodavatele bednění. Zejména je nutné zabezpečit bednění jako celek i jednotlivé jeho části proti uvolnění, posunutí, vybočení nebo zborcení.

Nosné bednění se nesmí odstranit dříve, než beton dosáhne dostatečné pevnosti pro přenos uvažovaných namáhání. Tato pevnost je stanovena jako 70 % konečné předepsané krychelné pevnosti a ověří se nedestruktivně pomocí Schmidtova kladívka.

Stěnové nosníky je zapotřebí mít během stavby stále podepřené po dobu min. 28 dnu pro správné zmonolitnění k vyšším stěnám a stropním deskám. Vzhledem k podlažnosti to není problém v provádění.

7.3 Armování

Vyztužení konstrukce musí odpovídat údajům na výkresech výztuže. Zejména je nutno kontrolovat:

- druh oceli
- průměr jednotlivých prutů výztuže
- délky a tvary prutů výztuže
- počet prutů
- čistotu povrchu výztuže (mastnota či organické znečištění je nepřístupné, koroze povrchu výztuže není na závadu)
- správné umístění míst stykání a nastavování prutů

Poloha jednotlivých prutů výztuže jakož i vzdálenosti mezi nimi se nesmějí lišit od hodnot předepsaných v projektové dokumentaci o více než 20 %, nejvýše však o 30 mm. Změny oproti výkresům výztuže jsou možné pouze se souhlasem odpovědného statika.

Pro veškerou výztuž musí být zajištěno krytí betonem v minimální tloušťce 25 mm. K tomuto účelu budou použity certifikované distanční podložky.

Svařování výztuže lze provádět jen v případech přesně vymezených projektem. Svařované spoje smí provádět a kontrolovat pouze příslušně vyškolení svářeči, a to v souladu s příslušnými technickými normami.

Výztuž v navzájem kolmých směrech musí být pevně spojena vázacím drátem.

7.4 Osazování prefabrikátů

Výsledné rozměry ŽB konstrukcí se nesmějí lišit od rozměrů specifikovaných ve statickém výpočtu o více než 10 mm.

Prefabrikované konstrukce jsou uloženy do ozubů vyplněny izolačními prvky pro tlumení kročejového hluku.

Mezipodesta je uložena do otvorů bodově přerušující kročejový hluk. První prvek je zabetonovaný již továrně prefabrikátů, poté je na stavbě v úrovni otvoru pro uložení mezipodesty vložen druhý tyčový prvek, který je zasunut do pouzdra v prefabrikátu. Tyčový prvek je vložen do boxu a poté zabetonován.

Prefabrikované prvky musí být při přepravě zafixovány proti posunu a vzájemně zajištěny tak, aby nedošlo k poškození jejich povrchu.

Osazování dílců je pomocí autojeřábu přichycené čtyřmi body pomocí lana.

7.5 Povrchové úpravy

V konstrukci nejsou ŽB prvky, které by byly v architektonickém řešení navrženy jako pohledové. Betonové povrchy jsou z interiéru omítnuty a z exteriéru kontaktně zatepleny minerální vatou.

V technologických prostorech je ponechán beton bez krycího nátěru, musí být proveden protiprašný transparentní nátěr.

Kritéria kvality povrchu a jeho rovinnosti, pórovitosti, struktury a stejnobarevnosti a způsob jejich kvalitativního hodnocení budou sjednány mezi investorem a zhotovitelem na základě zkušebních ploch. Rovněž bude předložen a odsouhlasen vzorek vysprávký sanačním materiálem.

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Konstrukční řešení bytového domu

Malý mlýn

Structural design of residential house,

Malý mlýn



STATICKÝ VÝPOČET

Vypracoval: Řezníček Tomáš

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Hanzlová Hana, CSc.

Školní rok: 2020/2021

Obsah

1	STUDIE	5
1.1	ZÁKLADNÍ INFORMACE O OBJEKTU	5
1.2	VÝKRESY	5
1.2.1	PŮDORYS 1.PP	5
1.2.2	PŮDORYS 1.NP	6
1.2.3	PŮDORYS 2.NP	6
1.2.4	PŮDORYS 3.NP	7
2	SCHÉMA A POPIS KONSTRUKCE	8
2.1	VYZNAČENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	8
2.1.1	VYZNAČENÍ U 1.PP	8
2.1.2	VYZNAČENÍ U 1.NP	9
2.1.3	VYZNAČENÍ U 2.NP	10
2.1.4	VYZNAČENÍ U 3.NP	11
2.2	KONSTRUKČNÍ SCHÉMATA	12
2.2.1	Konstrukční schéma 1.PP	12
2.2.2	Konstrukční schéma 1.NP	13
2.2.3	Konstrukční schéma 2.NP	14
2.2.4	Konstrukční schéma střechy	15
2.2.5	Řez A-A	16
2.3	Použité materiály	17
3	ZATÍŽENÍ	18
3.1	Stálé zatížení	18
3.1.1	Podlahy	18
3.1.2	Střešní plášť a balkony	21
3.1.3	Zateplení stropu	22
3.1.4	Obvodový plášť	22
3.1.5	Zatížení od okenních parapetů	22
3.1.6	Schodišťové stupně	22
3.1.7	Zemní tlak	23
3.2	Proměnné zatížení	24
3.2.1	Užitné zatížení	24
3.2.2	Zatížení od příček	24
3.2.3	Zatížení sněhem	25
3.2.4	Zatížení větrem	26
4	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH A POSOUZENÍ PRVKŮ	27

4.1	Stropní desky	27
4.1.1	Schémata stropních desek.....	27
4.1.2	Ztotožnění desek, které se opakují nebo jsou si podobné	29
4.1.3	Návrh tloušťky dle empirie a ohybové štíhlosti.....	29
4.1.4	Ověření desek.....	31
4.2	ŽB průvlaky	38
4.2.1	VÝKRESY PRŮVLAKŮ („Parapety, zábradlí“)	38
4.2.2	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH:	40
4.2.3	ZATÍŽENÍ NA PRŮVLAKY.....	40
4.2.4	Předběžné posouzení	44
4.3	Svislé nosné konstrukce	46
4.3.1	ŽB sloupy	46
4.3.2	ŽB stěny	54
4.3.3	ŽB stěnové nosníky.....	56
4.3.4	ŽB suterénní stěny.....	77
4.4	Schodiště	80
4.5	Základy.....	81
4.6	Prostorová tuhost objektu	82
5	VYTVORENÍ 3D VÝPOČETNÍHO MODELU.....	83
5.1	Pohledy na modely:.....	83
5.2	3D deformace	83
5.3	Průhyb stropních desek.....	84
5.3.1	Průhyb desky 1.NP.....	84
5.3.2	Průhyb desky 2.NP.....	85
5.3.3	Průhyb desky 3.NP.....	85
5.3.4	Průhyb střešní desky.....	86
5.4	Momenty na stropních deskách	87
5.4.1	Momenty na desce 1.NP	87
5.4.2	Momenty na desce 2.NP	89
5.4.3	Momenty na desce 3.NP	91
5.4.4	Momenty na desce střechy	93
5.5	Porovnání vnitřních sil v průvlacích.....	95
5.5.1	Porovnání momentů.....	95
5.5.2	Porovnání smyku	95
5.6	Porovnání reakcí ve sloupech a stěně	96
5.7	Kontrola tuhosti objektu	98

6	PODROBNÝ NÁVRH VYBRANÉHO STĚNOVÉHO NOSNÉHO PRVKU	100
6.1	Vnitřní síly na stěnovém nosníku	101
6.2	Vytvoření příhradové analogie pro stěnový nosník	103
6.2.1	Varianta 1	104
6.2.2	Varianta 2	104
6.2.3	Varianta 3	104
6.3	Vnitřní síly na stěnovém nosníku s parapetem	108
6.3.1	Vytvoření příhradové konstrukce	110
6.4	Zpřesnění a opravování modelu	111
6.4.1	Kotevní a přesahová výztuž	122
7	Závěr	123

1 STUDIE

1.1 ZÁKLADNÍ INFORMACE O OBJEKTU

Jedná se o bytový dům s 13 bytovými jednotkami a 2 komerčními prostory. Objekt má tři nadzemní podlaží a jedno částečně podsklepené podlaží.

Je navržen v Praze – Radotín v ulici Karlická.

Svislá nosná konstrukce je kombinací stěnového a sloupového systému. Sloupy se nachází v suterénu a u vstupu v 1NP. V ostatních podlažích jsou navrženy pouze stěnový systém. Nosná konstrukce je ze železobetonu.

Stropní systém je navržen z monolitické železobetonové desky o konstantní tloušťce. Kromě části pavlače, kde bude deska snížena, aby vstup do bytové jednotky mohl být vyřešen bez schodu. Mezi desku stropu a pavlače je vložen ISO nosník SCHOCK Isokorb – [1], pro přerušení tepelného mostu.

Schodiště je navrženo z prefabrikované deskové schodiště. Jedno rameno je navrženo jako přímé, které je položeno na stropní konstrukci a na druhé rameno, které je jednou zalomené. Uložení ramen schodiště je pomocí ozubů s vložkami pro omezení kročejového hluku – SCHOCK Tronsole typ F – [2]. Mezipodesta je uložena bodově do stěny pomocí SCHOCK Tronsole typ Q – [3], který snižuje přenos hluku. Dále je mezi ramenem a stěnou vložena spárová deska SCHOCK Tronsole typ L – [4], pro zabránění akustických mostů.

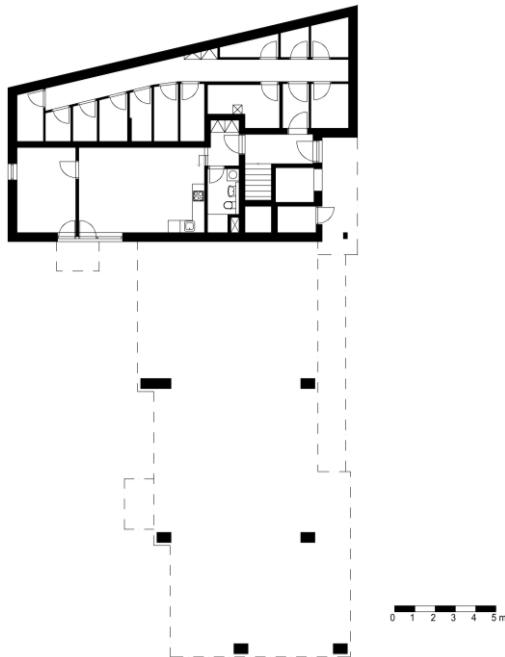
Střecha je navržena jako plochá s foliovou hydroizolací, přitížena kačírkem.

Objekt je založen na pasech pod stěnami a patkách pod sloupy, základy jsou vzájemně propojené pro jednotné sedání.

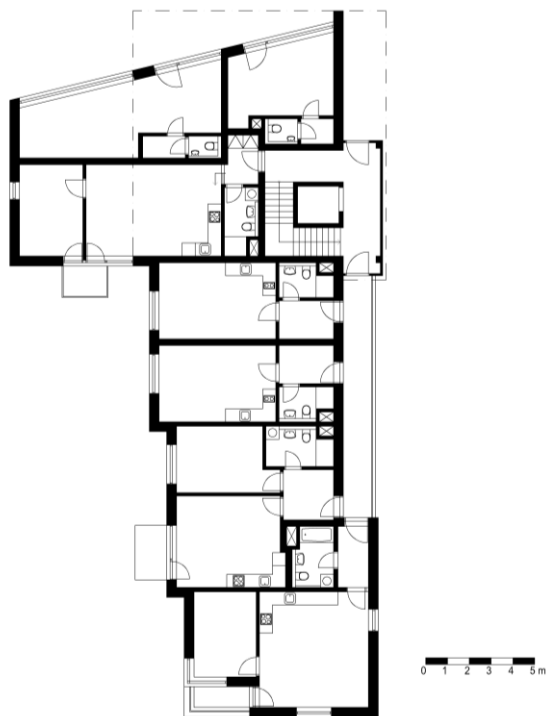
Celý objekt je kontaktně zateplen a omítnut. Jako finální nátěry jsou bílého a šedého odstínu. Část objektu u vstupu je omítnuta s imitací obložení.

1.2 VÝKRESY

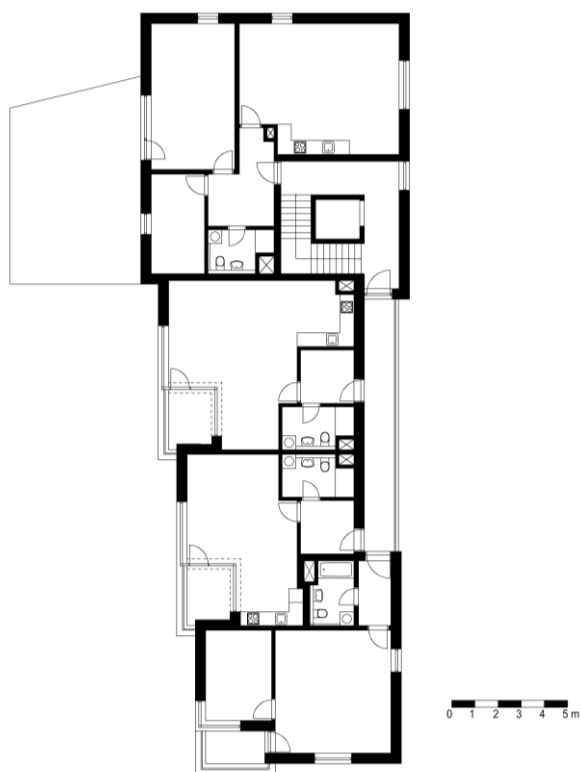
1.2.1 PŮDORYS 1.PP



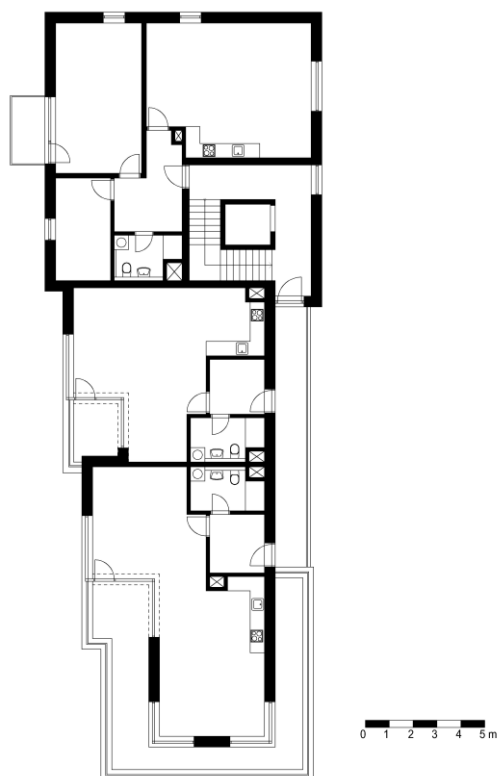
1.2.2 PŮDORYS 1.NP



1.2.3 PŮDORYS 2.NP



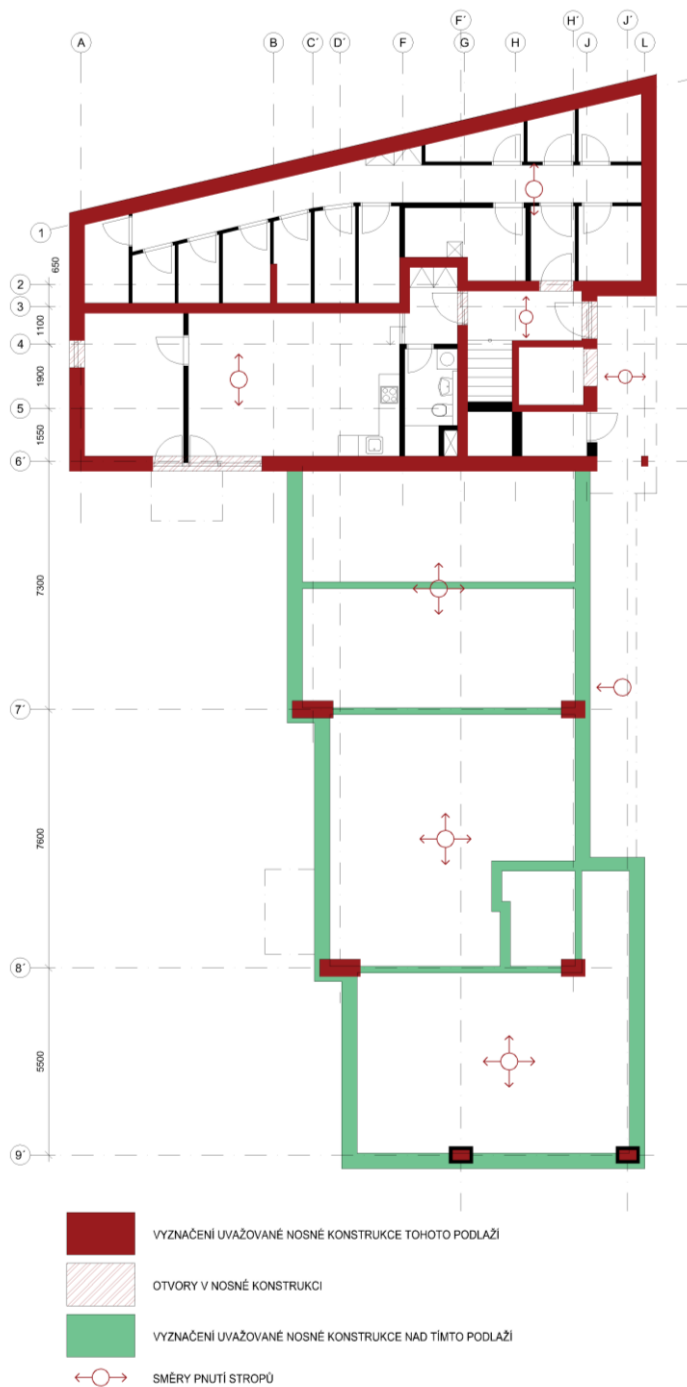
1.2.4 PŮDORYS 3.NP



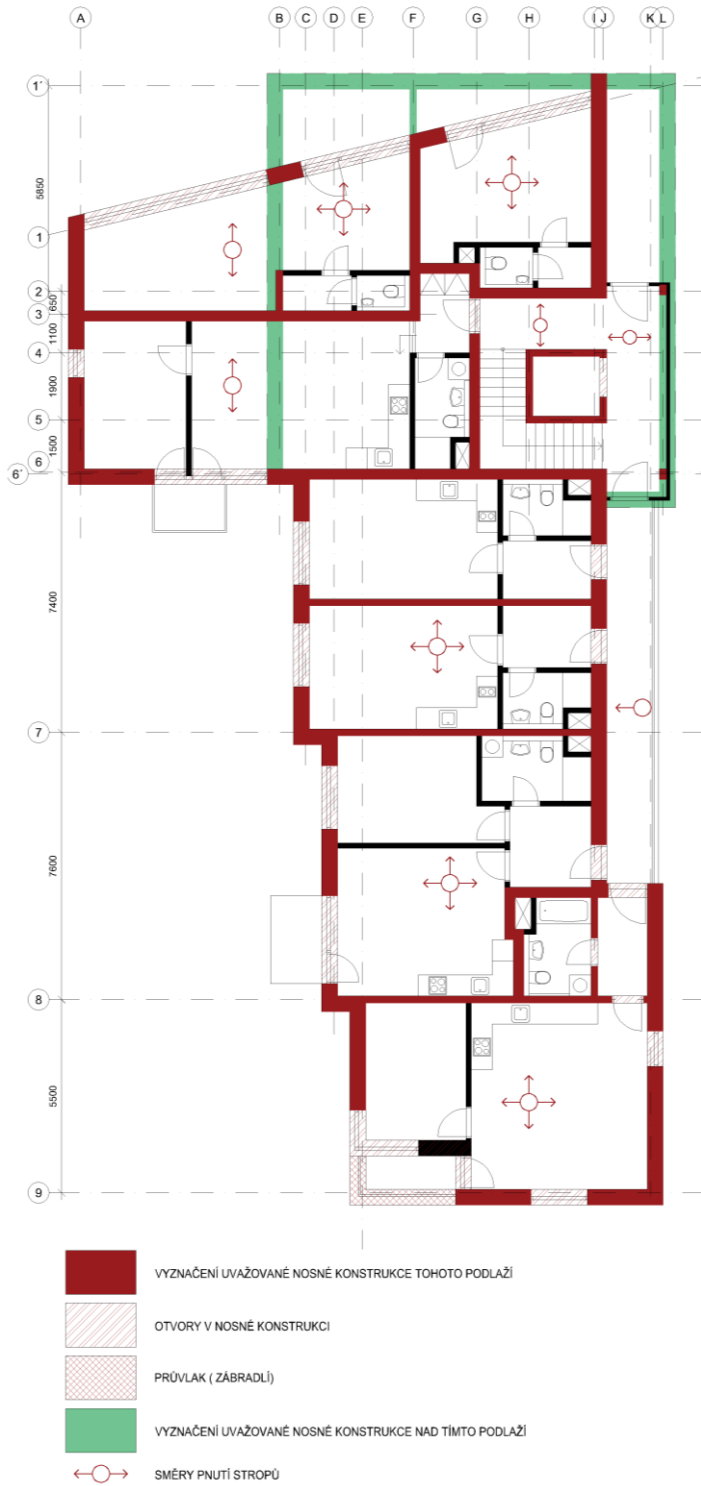
2 SCHÉMA A POPIS KONSTRUKCE

2.1 VYZNAČENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

2.1.1 VYZNAČENÍ U 1.PP



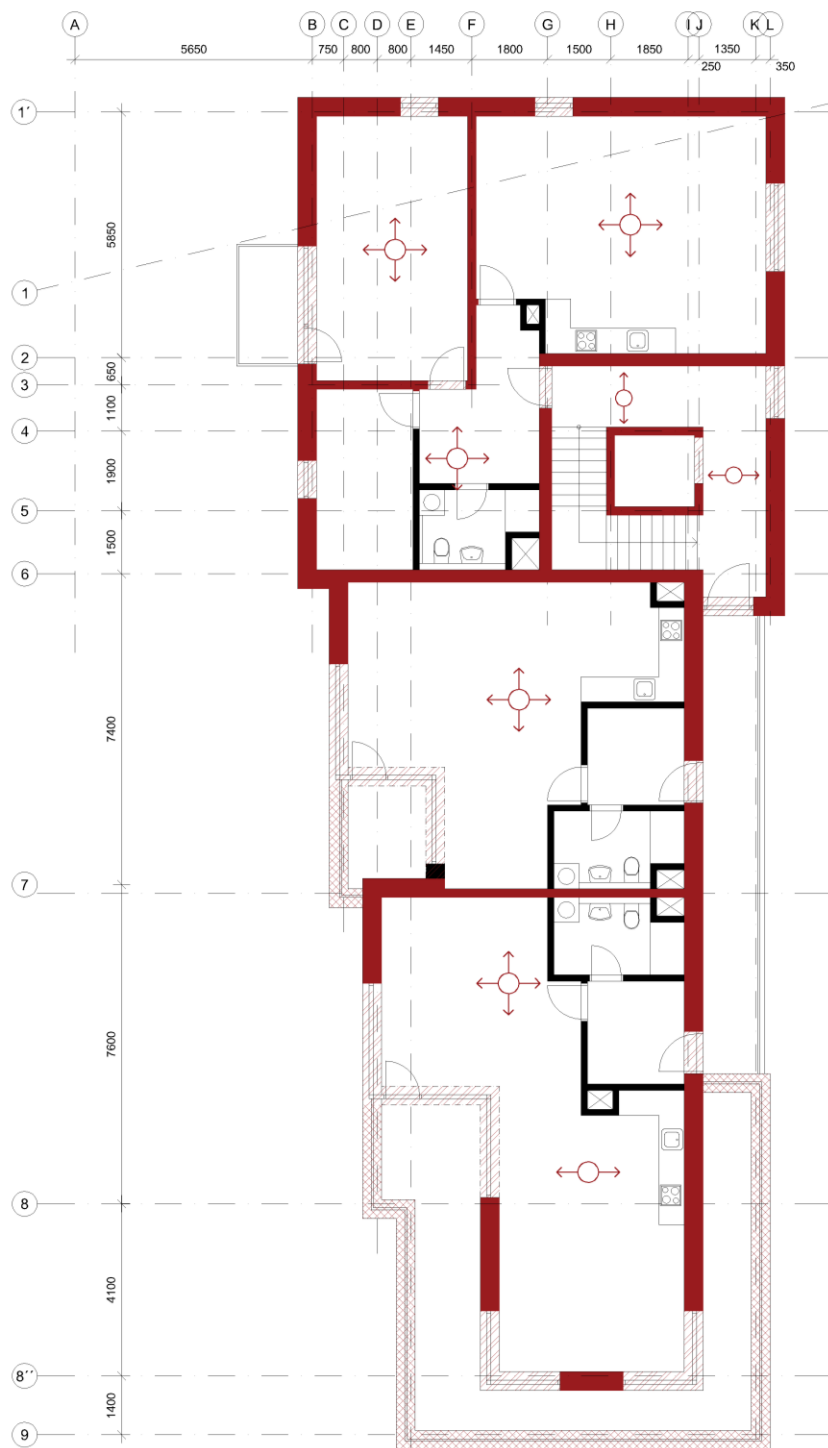
2.1.2 VYZNAČENÍ U 1.NP







2.1.3 VYZNAČENÍ U 2.NP



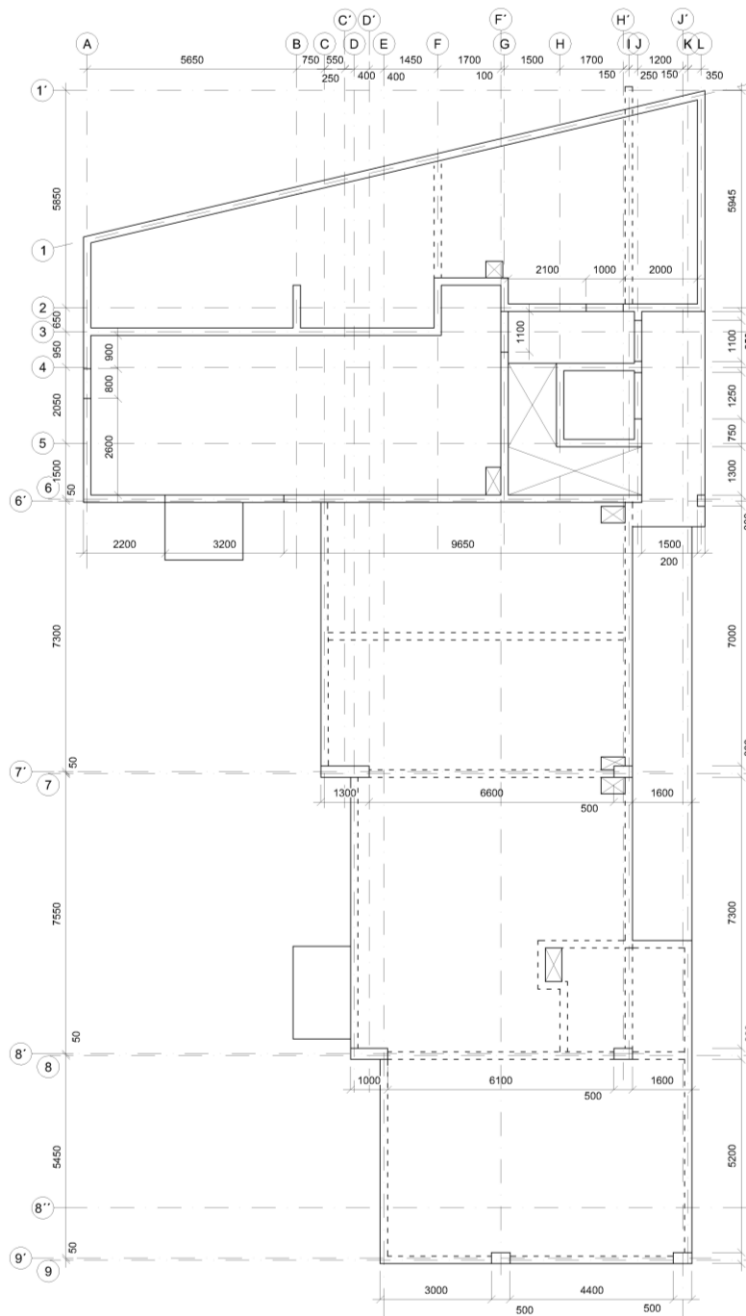
2.1.4 VYZNAČENÍ U 3.NP



-  VYZNAČENÍ UVAŽOVANÉ NOSNÉ KONSTRUKCE TOHOTO PODLAŽÍ
-  OTVORY V NOSNÉ KONSTRUKCI
-  PRŮVLAK (ZÁBRADLÍ)
-  SMĚRY PNUTÍ STROPŮ

2.2 KONSTRUKČNÍ SCHÉMATA

2.2.1 Konstruktivní schéma 1.PP



Konstruktivní výška podlaží: 3,3 m

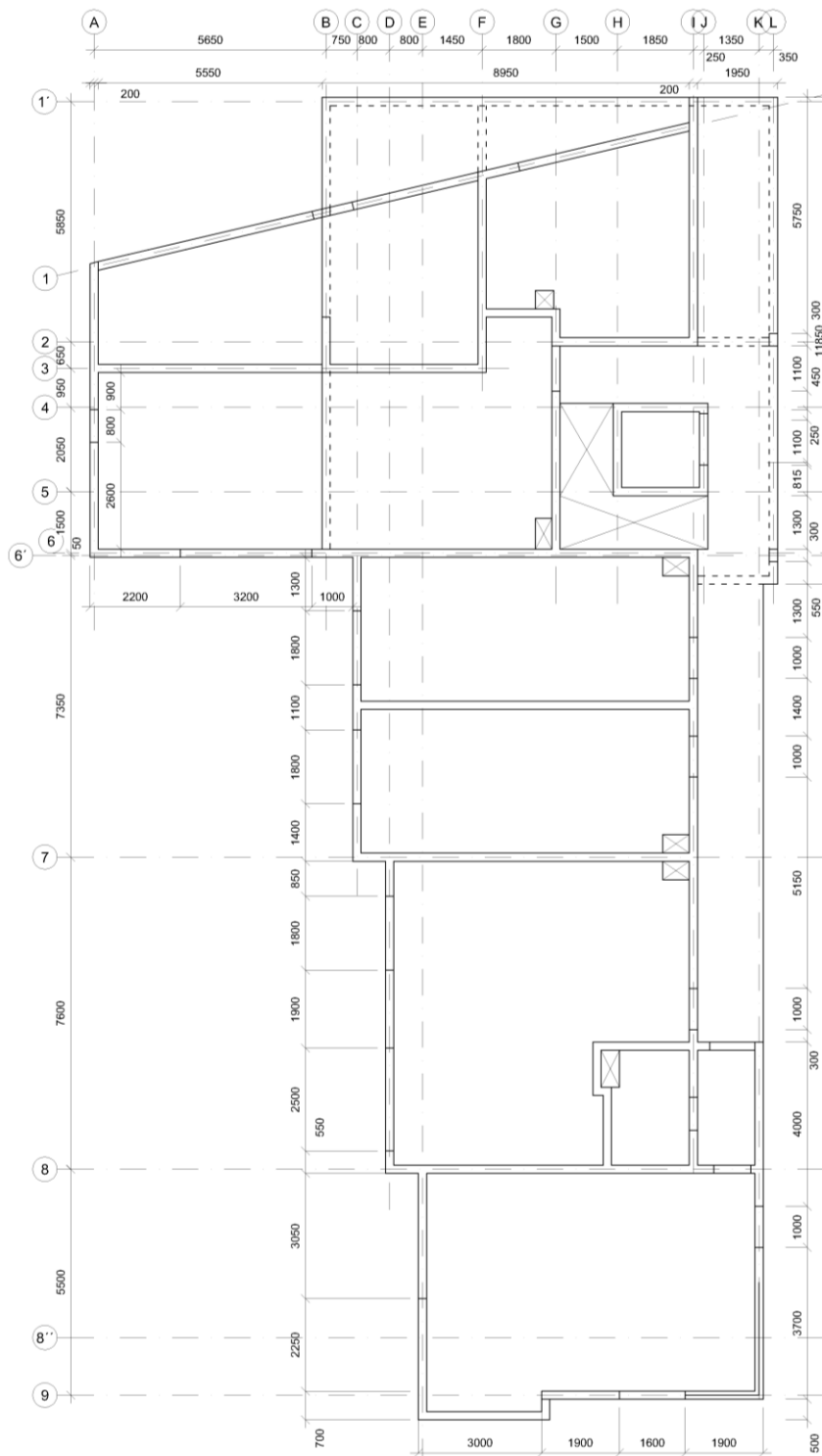
Účel využití podlaží: Vstupní část, technické zázemí, schodiště, bytový prostor

Vodorovné nosné konstrukce: plná ŽB monolitická deska, ŽB balkonové desky

Svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny (vnitřní i obvodové) a sloupy

Schodiště: dvouramenné, ŽB prefabrikované

2.2.2 Konstrukční schéma 1.NP



Konstrukční výška podlaží: 3,05 m

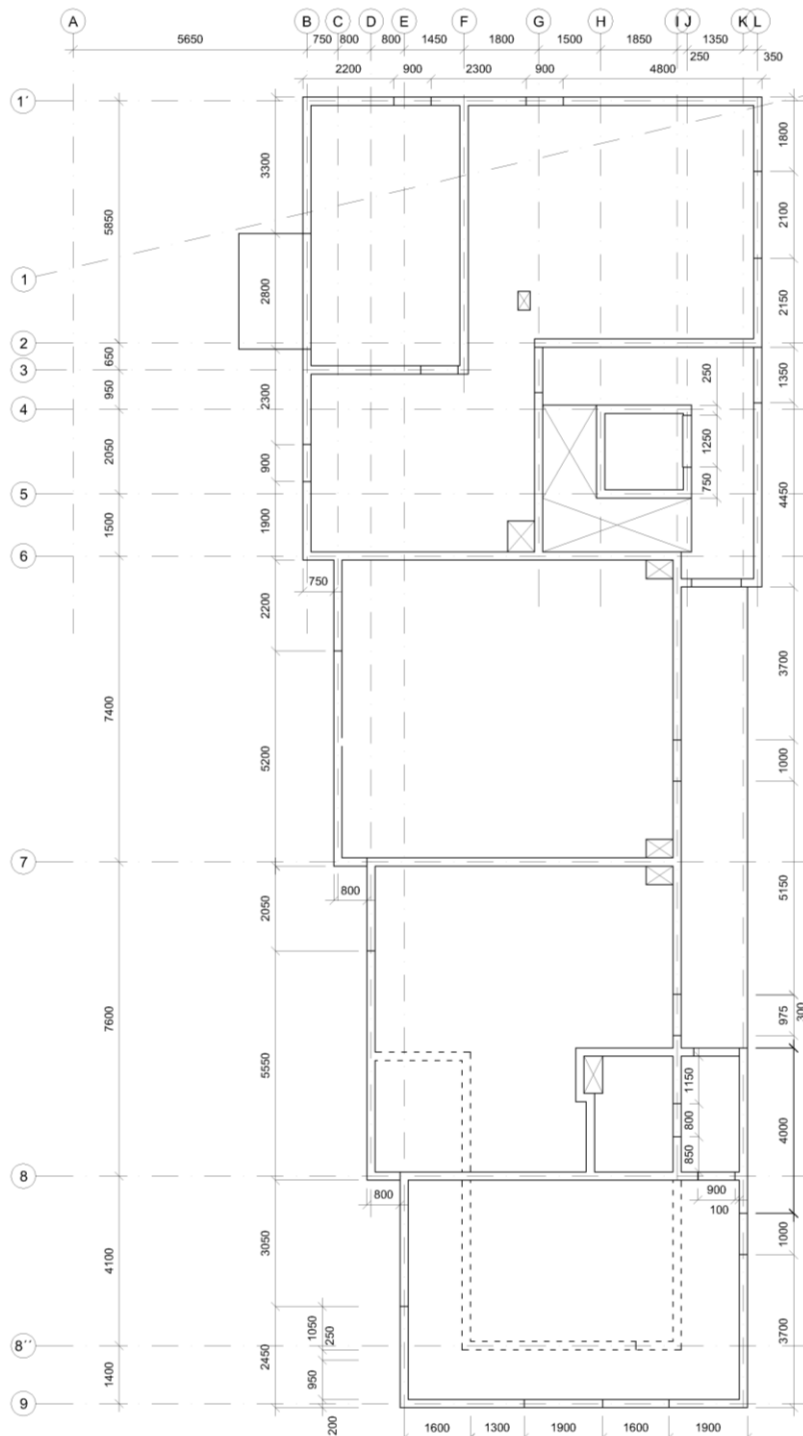
Účel využití podlaží: Vstupní část, komerční prostory, schodiště, bytové prostory

Vodorovné nosné konstrukce: plná ŽB monolitická deska, ŽB balkonové desky

Svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny (vnitřní i obvodové) a sloupy

Schodiště: dvouramenné, ŽB prefabrikované

2.2.3 Konstrukční schéma 2.NP



Konstrukční výška podlaží: 3,05 m

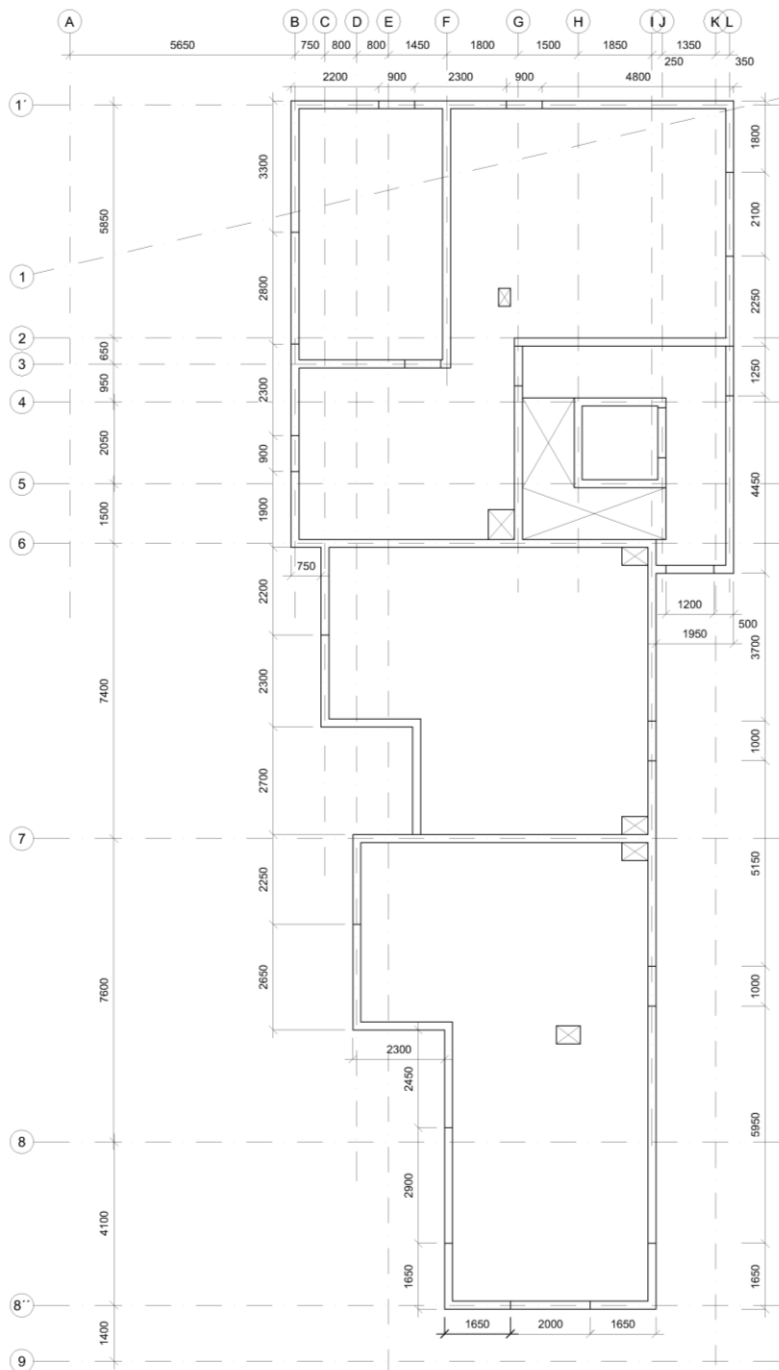
Účel využití podlaží: bytové prostory, schodiště

Vodorovné nosné konstrukce: plná ŽB monolitická deska, ŽB balkonové desky

Svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny (vnitřní i obvodové)

Schodiště: dvouramenné, ŽB prefabrikované

2.2.4 Konstrukční schéma střechy



Konstrukční výška podlaží: 3,05 m

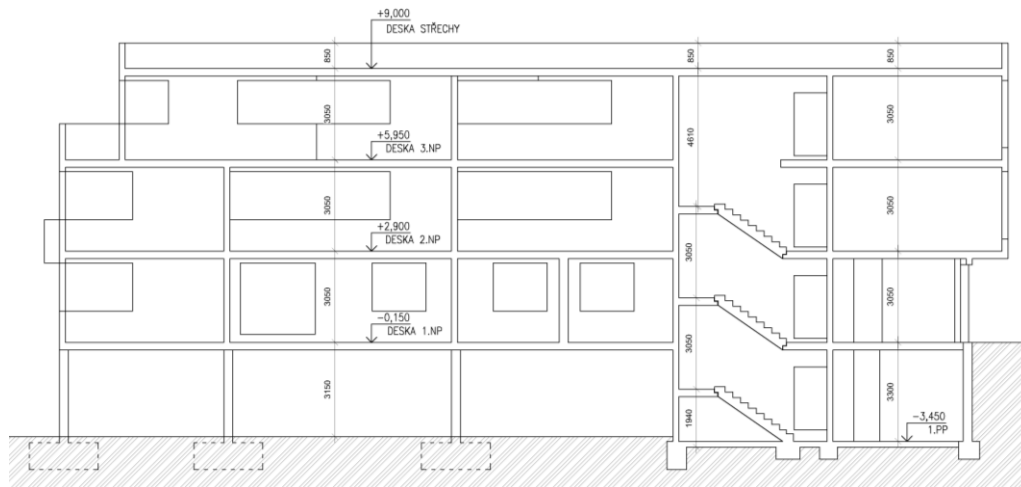
Účel využití podlaží: bytové prostory, schodiště

Vodorovné nosné konstrukce: plná ŽB monolitická deska, ŽB balkonové desky

Svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny (vnitřní i obvodové)

Schodiště: dvouramenné, ŽB prefabrikované

2.2.5 Řez A-A



Rozměry ve schématech jsou předběžné. Upřesnění bude v předběžném výpočtu a výkresech tvaru.

2.3 Použité materiály

Beton: suterénní stěny a základy: C 25/30 - XC2 – Cl 0,2 – Dmax 16 – S3
ostatní nosné konstrukce: C 30/37 – XC1 – Cl 0,2 – Dmax 16 – S3
obvodové nosné konstrukce: C 30/37 – XC3 – Cl 0,2 – Dmax 16 – S3

Použitá výztuž: B 500 B

Předběžné stanovení minimálního krytí výztuže:

Uvažovaná třída konstrukce S4

Použité vzorce:

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

$$c_{min} \geq (c_{min,b}; c_{min,dur}; 10)$$

Suterénní stěny – Stupeň vlivu prostředí XC2:

$$c_{min} \geq (15; 25; 10) \Rightarrow 25 \text{ mm}$$

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

Vnitřní stěny – Stupeň vlivu prostředí XC1:

$$c_{min} \geq (15; 15; 10) \Rightarrow 15 \text{ mm}$$

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

Stropní desky – Stupeň vlivu prostředí XC1:

$$c_{min} \geq (15; 15; 10) \Rightarrow 15 \text{ mm}$$

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

Střešní desky – Stupeň vlivu prostředí XC2 a obvodové konstrukce XC3:

$$c_{min} \geq (15; 25; 10) \Rightarrow 25 \text{ mm}$$

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

Obvodové konstrukce – Stupeň vlivu prostředí XC3:

$$c_{min} \geq (15; 25; 10) \Rightarrow 25 \text{ mm}$$

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

3 ZATÍŽENÍ

3.1 Stálé zatížení

3.1.1 Podlahy

Tab. Č. 3.1.1 - Podlaha chodeb bytu

Materiál	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
Ker. dlažba	10	28	0,28
Tmel + Nivelační stěrka	10	24	0,24
Bet. mazanina	65	24	1,56
EPS s nopy ^{*)}	35	0,3	0,01
Separáčnı́ PE folie	0,1	-	-
Minerálnı́ izolace	30	0,35	0,011
Celkové plošné zatížení			2,10

^{*)} Je uvažováno, že beton zaplnı́ 50 % místa s nopy. Proto je tloušťku možné rozdělit na dva stejné díly.

Tab Č. 3.1.2 – Podlaha obytných místností

Materiál	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
Laminátová podlaha	10	-	0,01
Mirelon	5	-	-
Nivelační stěrka	5	24	0,12
Bet. mazanina	65	24	1,56
EPS s nopy ^{*)}	35	0,3	0,01
Separáčnı́ PE folie	0,1	-	-
Minerálnı́ izolace	30	0,35	0,011
Celkové plošné zatížení			1,71

^{*)} Je uvažováno, že beton zaplnı́ 50 % místa s nopy. Proto je tloušťku možné rozdělit na dva stejné díly.

Tab. Č. 3.1.3 - Podlaha koupelen

Materiál	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
Ker. dlažba	10	28	0,28
Tmel + hydroiz. stěrka	10	24	0,24
Bet. mazanina	65	24	1,56
EPS s nopy ^{*)}	35	0,3	0,01
Separáčnı́ PE folie	0,1	-	-
Minerálnı́ izolace	30	0,35	0,011
Celkové plošné zatížení			2,10

^{*)} Je uvažováno, že beton zaplnı́ 50 % místa s nopy. Proto je tloušťku možné rozdělit na dva stejné díly.

Tab. Č. 3.1.4 – Podlaha na terénu – chodby bytu

Materiál	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
Ker. dlažba	10	28	0,28
Tmel + nivelační stěrka	10	24	0,24
Bet. mazanina	70	24	1,68
EPS s nopy ^{*)}	115	0,3	0,04
Separáční PE folie	0,1	-	-
Minerální izolace	30	0,35	0,011
Beto. deska s kari sítí	100	25	2,5
2xAsfaltový pás	8	-	-
Pod. bet. deska	200	25	5,0
Celkové plošné zatížení			9,75

^{*)} Je uvažováno, že beton zaplní 50 % místa s nopy. Proto je tloušťku možné rozdělit na dva stejné díly.

Tab. Č. 3.1.5 – Podlaha na terénu – obytné místnosti

Materiál	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
Laminátová podlaha	10	-	0,01
Mirelon	5	-	-
Nivelační stěrka	5	24	0,12
Bet. mazanina	70	24	1,68
EPS s nopy ^{*)}	115	0,3	0,04
Separáční PE folie	0,1	-	-
Minerální izolace	30	0,35	0,011
Beto. deska s kari sítí	100	25	2,5
2xAsfaltový pás	8	-	-
Pod. bet. deska	200	25	5,0
Celkové plošné zatížení			9,36

^{*)} Je uvažováno, že beton zaplní 50 % místa s nopy. Proto je tloušťku možné rozdělit na dva stejné díly.

Tab. Č. 3.1.6 – Podlaha na terénu – koupelny

Materiál	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
Ker. dlažba	10	28	0,28
Tmel + hydroiz. stěrka	10	24	0,24
Bet. mazanina	70	24	1,68
EPS s nopy ^{*)}	115	0,3	0,04
Separáční PE folie	0,1	-	-
Minerální izolace	30	0,35	0,011
Beto. deska s kari sítí	100	25	2,5
2xAsfaltový pás	8	-	-
Pod. bet. deska	200	25	5,0
Celkové plošné zatížení			9,75

^{*)} Je uvažováno, že beton zaplní 50 % místa s nopy. Proto je tloušťku možné rozdělit na dva stejné díly.

Tab. Č. 3.1.7 – Podlaha veřejných chodeb

Materiál	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
Ker. dlažba	10	28	0,28
Tmel + Nivelační stěrka	10	24	0,24
Bet. mazanina	50	24	1,20
EPS	50	0,3	0,02
Separáční PE folie	0,1	-	-
Minerální izolace	30	0,35	0,011
Celkové plošné zatížení			1,75

Tab. Č. 3.1.8 – Podlaha mezipodesty

Materiál	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
Ker. dlažba	10	28	0,28
Tmel	5	24	0,24
Bet. mazanina	50	24	1,20
Separáční PE folie	0,1	-	-
Minerální izolace	20	0,35	0,007
Celkové plošné zatížení			1,73

Tab. Č. 3.1.9 – Podlaha schodišťových ramen

Materiál	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
Ker. dlažba + tmel	15	28	0,42
Celkové plošné zatížení			0,42

Souhrn zatížení podlah:

Pro vnitřní prostory bytu uvažovaná jednotná vlastní tíha podlah.

=> g_k = 2,10 kN/m²
--

3.1.2 Střešní plášť a balkony

Tab. Č. 3.1.10 – Plochá střecha

Materiál	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
Kačírek	150	21	3,15
Hydroizolační folie	2	-	0,02
Separáční geotextílie	3	-	-
EPS 100 S	180	0,3	0,05
EPS ve sp�adu	50-200	0,3	0,04
Asfaltov� p�s	4	-	0,05
Celkov� plošn� zatížení			3,31

Tab. Č. 3.1.11 – Skladba „pavlače“

Materiál	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
Betonov� dlařba	40	23	0,92
Rektifikační terče	2	-	-
Hydroizolační folie	2	-	0,02
Separáční geotextílie	3	-	-
EPS ve sp�adu	70-100	0,3	0,03
Asfaltov� p�s	4	-	0,05
Celkov� plošn� zatížení			1,02

Tab. Č. 3.1.12 – Skladba balk n 

Materiál	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
Betonov� dlařba	40	23	0,92
Rektifikační terče	2	-	-
Hydroizolační folie	2	-	0,02
Separáční geotextílie	3	-	-
Kingspan	120	0,3	0,04
EPS ve sp�adu	50-100	0,3	0,02
Asfaltov� p�s	4	-	0,05
Celkov� plošn� zatížení			1,05

Tab. Č. 3.1.13 – Skladba balk n 

Materiál	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m ³]	g _k [kN/m ²]
Betonov� dlařba	40	23	0,92
Rektifikační terče	2	-	-
Hydroizolační folie	2	-	0,02
Separáční geotextílie	3	-	-
Kingspan	120	0,3	0,04
EPS ve sp�adu	50-100	0,3	0,02
Asfaltov� p�s	4	-	0,05
Tep. izol. pod řB deskou	160	0,8	0,13
Celkov� plošn� zatížení			1,18

3.1.3 Zateplení stropu

Deska 1.NP je kontaktně zateplena minerální vlnou o tloušťce 160 mm s objemovou hmotností 80 kg/m^3 . Plošné zatížení tepelné izolace je $g_k = \rho \cdot t = 0,16 \cdot 0,8 = \mathbf{0,13 \text{ kN/m}^2}$.

3.1.4 Obvodový plášť

Nosnou konstrukci tvoří železobetonové stěny s kontaktním zateplením z minerální vlny o tloušťce 200 mm s objemovou hmotností 80 kg/m^3 .

Plošné zatížení tepelné izolace je $g_k = \rho \cdot t = 0,20 \cdot 0,8 = \mathbf{0,25 \text{ kN/m}^2}$.

3.1.5 Zatížení od okenních parapetů

Parapety jsou vyzděny z Porotherm 24 Profi Dryfix – [5].

Náhradní liniové zatížení $f_k = \rho \cdot t \cdot h = 0,9 \cdot 0,24 \cdot 1,0 = 0,23 \text{ kN/m}$

3.1.6 Schodišťové stupně

Konstrukční výška podlaží: 3,05 m

Počet stupňů v podlaží: $8+9=17$

Výška schodišťového stupně: $v = 3050/17 = 179,41 \text{ mm}$

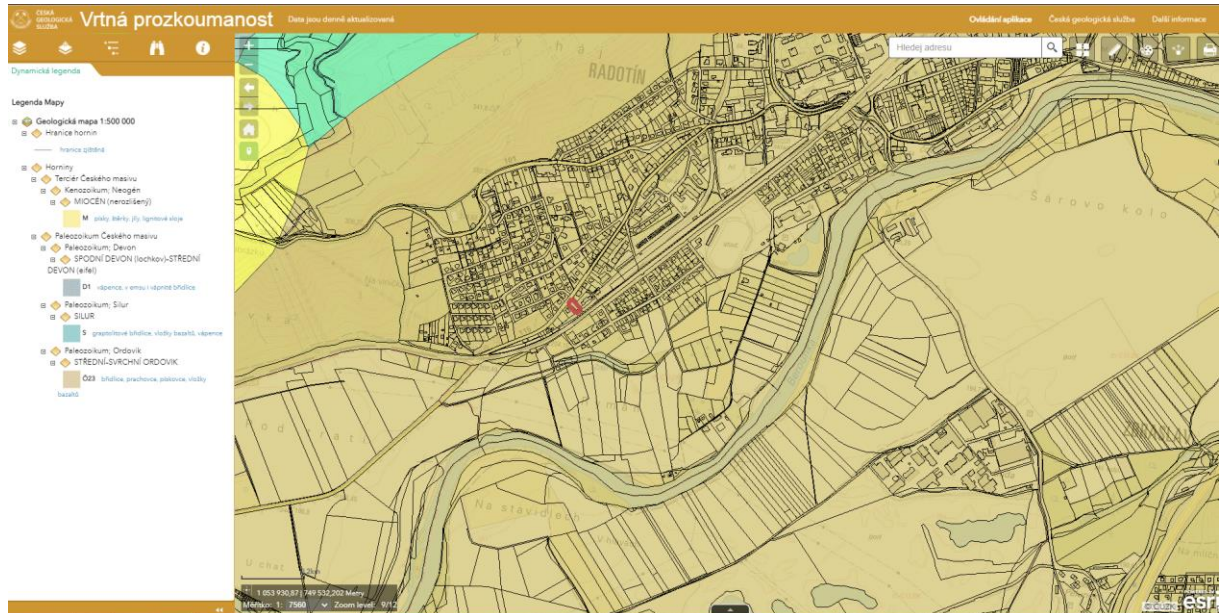
Šířka schodišťového stupně: $\check{s} = 630 - 2v = 630 - 2 \cdot 179,41 = 271,18 \Rightarrow 270 \text{ mm}$

Náhradní spojitě zatížení od schodišťových stupňů:

$$g_k = \frac{1}{2} \cdot v \cdot \rho = \frac{1}{2} \cdot 0,17941 \cdot 24 = 2,15 \text{ kN/m}^2$$

3.1.7 Zemní tlak

Pro předběžný výpočet byla použita geologická mapa. Z té byla zjištěna, že se zde nachází břidlice, kterou uvažují do hloubky 5 m zvětralou a hloubku přesahující 5 m uvažují zdravou.



Obrázek 1 - Geologická mapa – [6]

Charakteristická objemová tíha zeminy: $\gamma_{zem,k} = 20 \text{ kN/m}^3$

Návrhový efektivní úhel vnitřního tření: $\varphi_d = 22^\circ$

Užitné zatížení na terénu: $g_{o,k} = 10,0 \text{ kN/m}^2$

Součinitel zemního tlaku pro suterénní stěny (v klidu):

$$K_0 = 1 - \sin \varphi_d = 1 - \sin 22 = 0,63$$

Charakteristický zemní tlak: $\sigma_{i,k} = K_i \cdot (q_{o,k} + \gamma_{zem,k} \cdot h_i) = K_i \cdot (10,0 + 20 \cdot h_i)$

Hladina podzemní vody nebyla zjištěna.

3.2 Proměnné zatížení

3.2.1 Užité zatížení

Stanovené z tabulky 6.1 až 6.4 a 6.2 (CZ) ČSN 1991–1–1

1.NP – Komerční prostory – plochy v malých obchodech – kategorie D1:

$$q_k = 5 \text{ kN/m}^2$$

1.NP, 2NP, 3NP – Bytová část objektu – kategorie A:

- Stropní konstrukce: $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

- Schodiště: $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$

- Balkóny: $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Nepřístupná střecha s výjimkou běžné údržby a oprav – kategorie H:

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

Redukce užitého zatížení s ohledem na počet podlaží (1PP +3NP) není nutné v rámci předběžného návrh uvažovat.

3.2.2 Zatížení od příček

Příčky jsou uvažovány jako přemístitelné s ekvivalentním rovnoměrným zatížení,

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

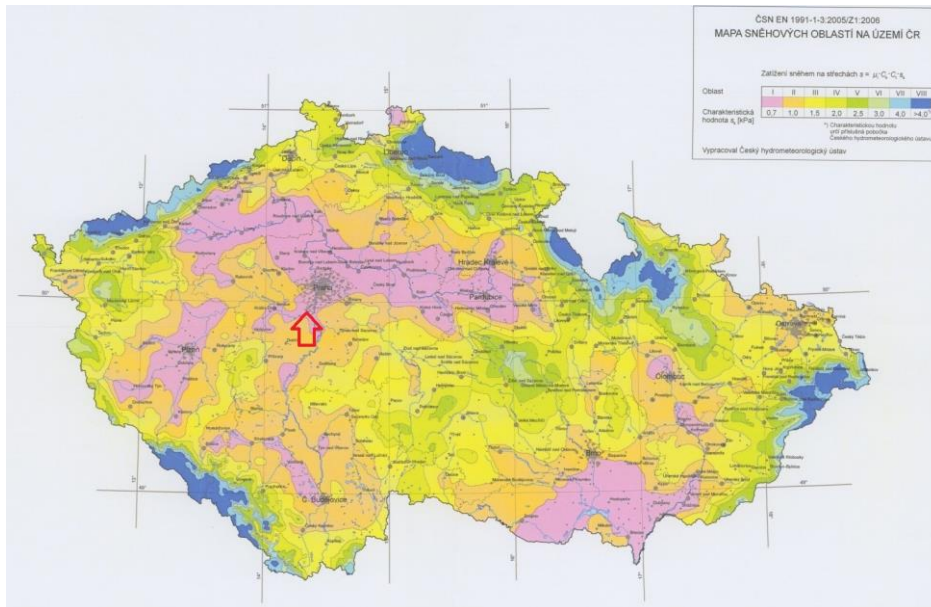
3.2.3 Zatížení sněhem

Plochá střecha: úhel sklonu střechy $\alpha < 30^0 \Rightarrow$ tvarový součinitel $\mu_1 = 0,8$

Součinitel expozice: $C_e = 1$

Součinitel teploty: $C_t = 1$

Praha – Radotín

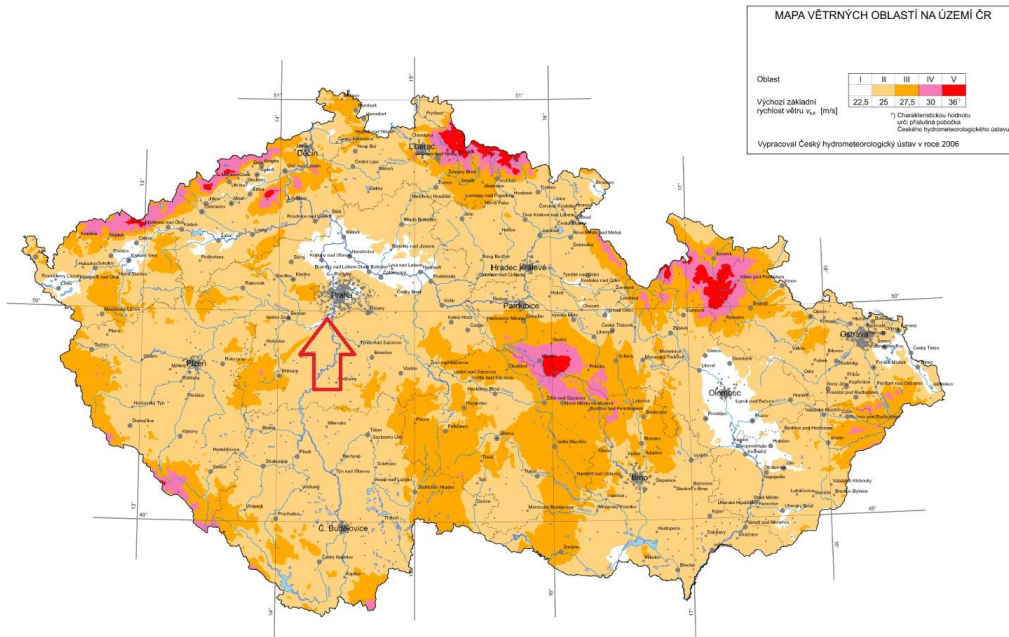


Obrázek 2 - Mapa sněhových oblastí – [7]

Sněhová oblast I \Rightarrow charakteristické zatížení sněhem: $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

Průměrné zatížení sněhem: $s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2$

3.2.4 Zatížení větrem



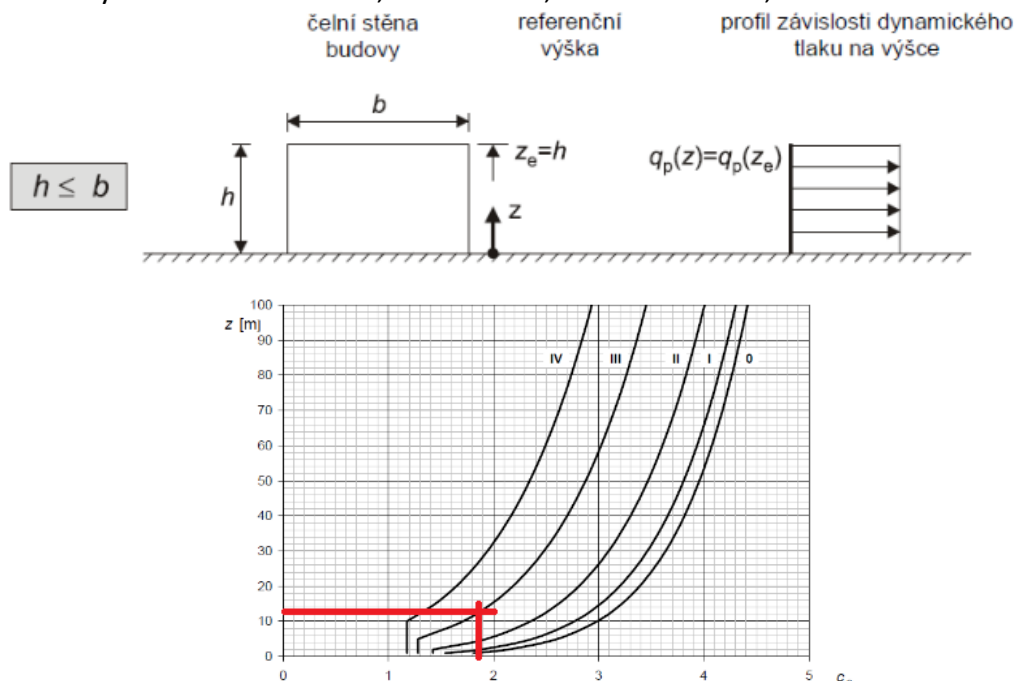
Obrázek 3 - Mapa větrných oblastí – [8]

Praha – Radotín – větrná oblast I => základní rychlost větru: $v_b = 22,5 \text{ m/s}$

=> základní rychlost větru: $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 22,5^2 = 316,4 \text{ N/m}^2$

Kategorie terénu III

Výška atiky nad terénem: $h = 12,9 \text{ m} < b = 17,15 \text{ m} \Rightarrow z = h = 12,9 \text{ m}$



=> součinitel expozice: $C_e(z) = 1,8$

=> tvarový součinitel: $C_{pe} = 1,1$

Charakteristická hodnota tlaku větru:

$$w_k = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_{pe} = 0,32 \cdot 1,8 \cdot 1,1 = 0,63 \text{ kN/m}^2$$

4 PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH A POSOUZENÍ PRVKŮ

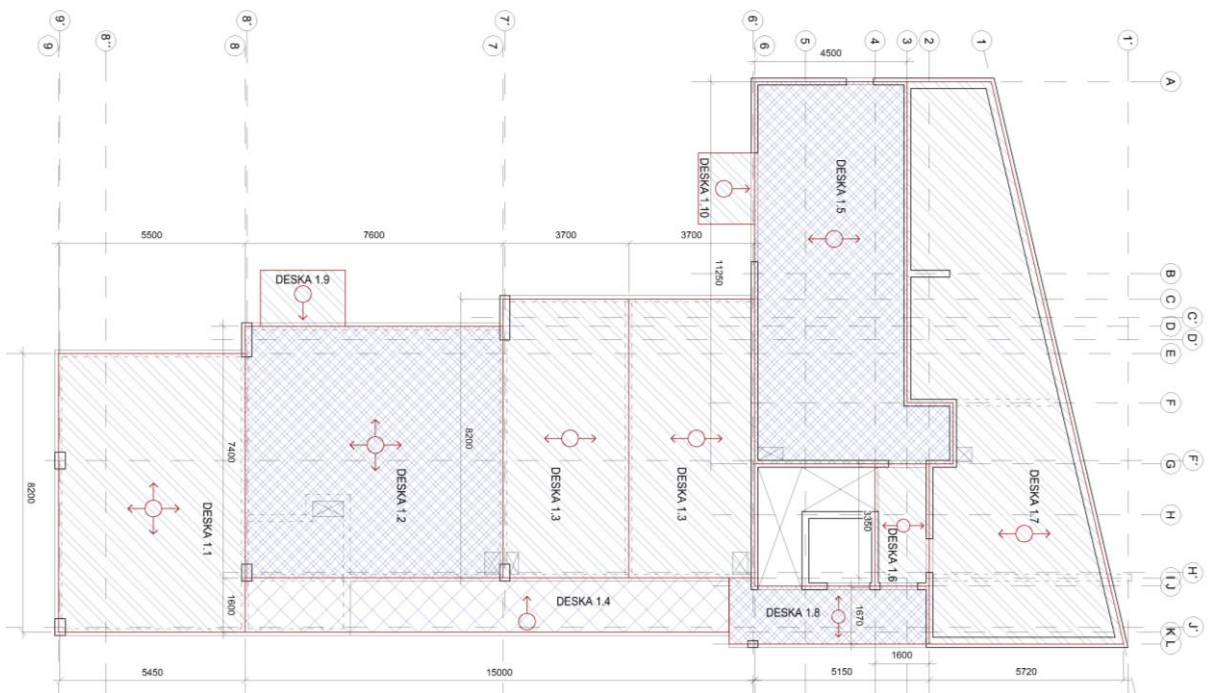
4.1 Stropní desky

Stropní desky budou provedeny v celém objektu jako monolitické železobetonové. Tloušťky desek navrženy v jednotné tloušťce, kromě vstupních balkonu do bytu.

Stropní desky navrženy z betonu C 30/37 $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$

4.1.1 Schémata stropních desek

4.1.1.1 Stropní deska 1.NP



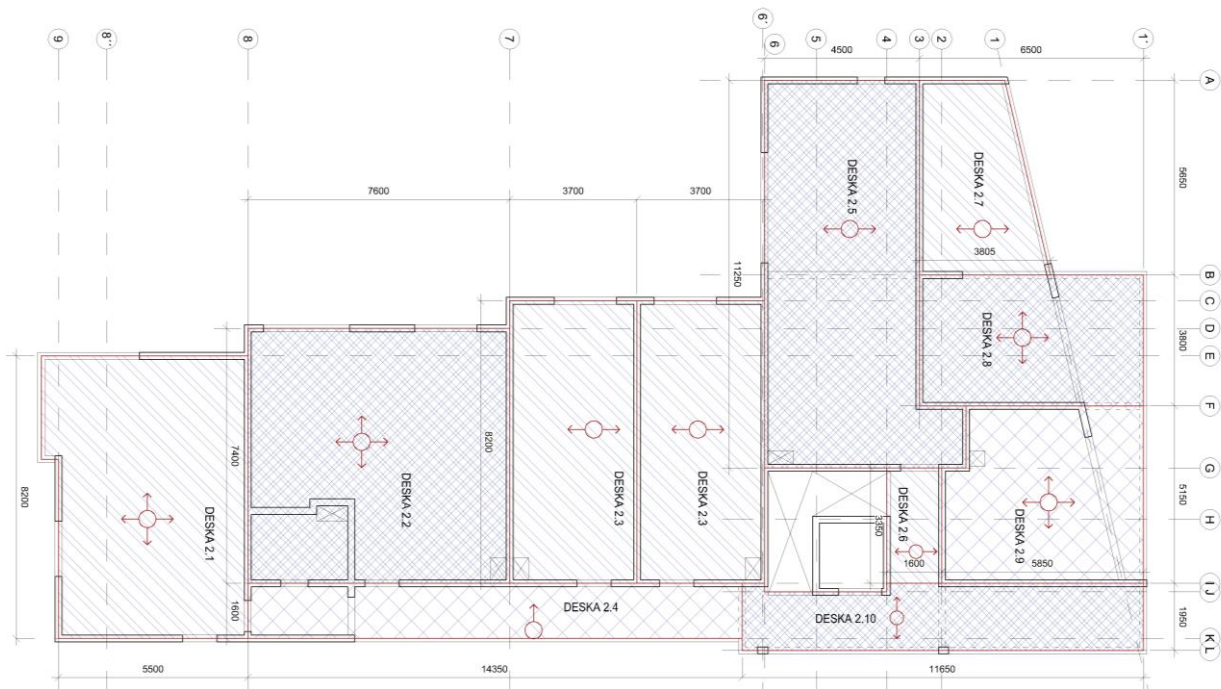
Desky ozn. 1.1; 1.2 jsou uvažovány jako po obvodě podepřené.

Desky ozn. 1.4; 1.9; 1.10 jsou uvažovány jako konzoly.

Desky ozn. 1.3; 1.5; 1.6; 1.7 jsou uvažovány jako jednosměrně pnuté.

Deska ozn. 1.8 je uvažovaná jako lokálně podepřená.

4.1.1.2 Stropní deska 2.NP



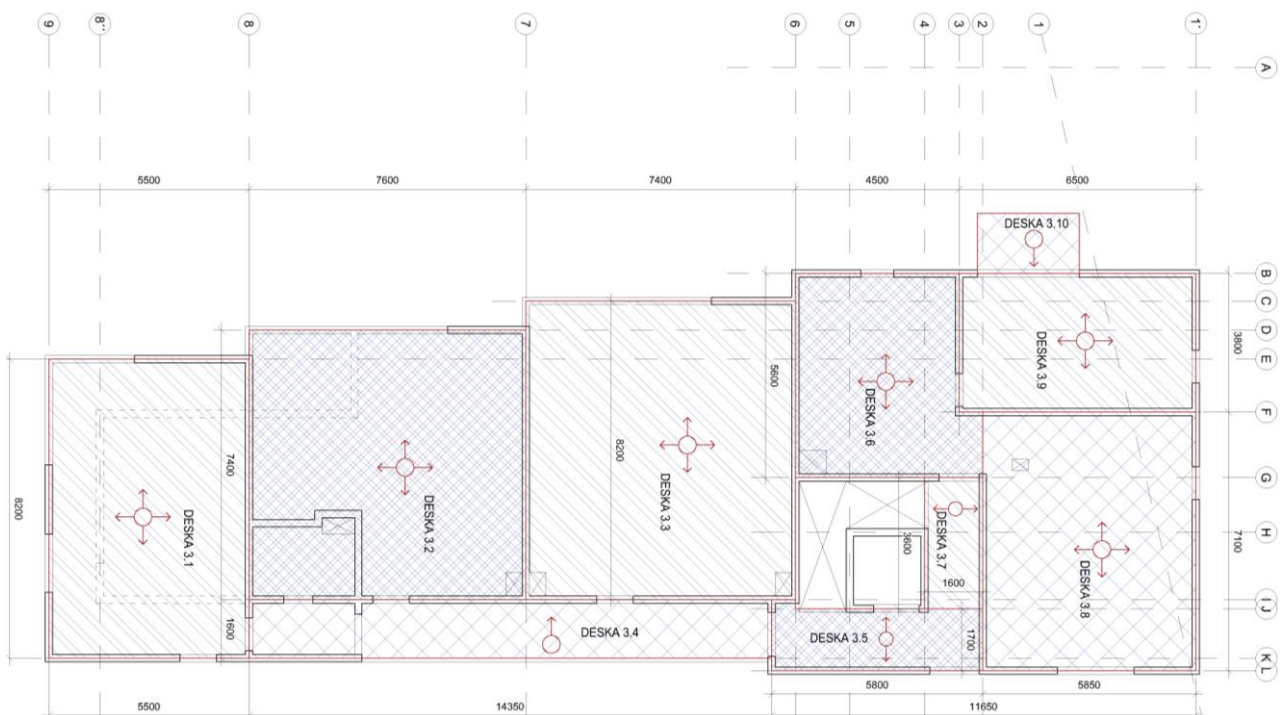
Desky ozn. 2.1; 2.2; 2.8; 2.9 jsou uvažovány jako po obvodě podepřené.

Deska ozn. 2.4 je uvažována jako konzola.

Desky ozn. 2.3; 2.5; 2.6; 2.7 jsou uvažovány jako jednosměrně pnuté.

Deska ozn. 2.10 je uvažovány jako lokálně podepřená.

4.1.1.3 Stropní deska 3.NP

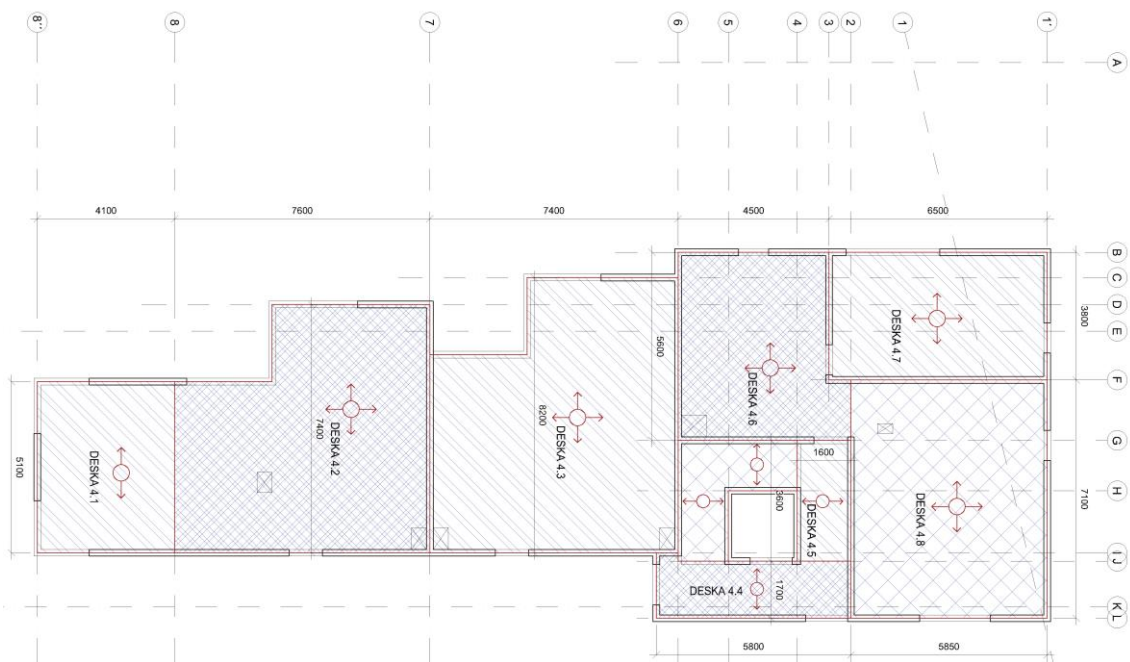


Desky ozn. 3.1; 3.2; 3.3; 3.6; 3.8; 3.9 jsou uvažovány jako po obvodě podepřené.

Deska ozn. 3.4 je uvažována jako konzola.

Desky ozn. 3.5; 3.7 jsou uvažovány jako jednosměrně pnutá.

4.1.1.4 Stropní deska střechy



Desky ozn. 4.2; 4.3; 4.6; 4.7; 4.8 jsou uvažovány jako po obvodě podepřené.
Desky ozn. 4.1; 4.4; 4.5 jsou uvažovány jako jednosměrně pnuté.

4.1.2 Ztotožnění desek, které se opakují nebo jsou si podobné

Desky ozn. 1.1; 2.1; 3.1 – dále označovány jako D 1.1

Desky ozn. 1.2; 2.2; 3.2 – dále označovány jako D 1.2

Desky ozn. 1.3; 2.3 – dále označovány jako D 1.3

Desky ozn. 1.4; 1.9; 1.10; 2.4; 3.4 – dále označovány jako D 1.4

Desky ozn. 1.5; 2.5 – dále označovány jako D 1.5

Desky ozn. 1.6; 2.6; 3.7 – dále označovány jako D 1.6

Desky ozn. 2.8; 3.9 – dále označovány jako D 2.8

4.1.3 Návrh tloušťky dle empirie a ohybové štíhlosti

Použité vzorce a předpoklady:

Tloušťka deska dle empirie:

Desky po obvodě podepřené:

$$h_d = \frac{L_1}{40}$$

Desky jednosměrně podepřené spojitě:

$$h_d = \frac{L_1}{30}$$

Konzola:

$$h_d = \frac{L_1}{14}$$

Deska lokálně podepřená:

$$h_d = \frac{L_1}{33}$$

Tloušťka deska dle ohybové štíhlosti:

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

$$d = \frac{L}{(k_{c1} \cdot k_{c2} \cdot k_{c3} \cdot \lambda_{d,tab})}$$

$$k_{c1} = 1,0 - \text{obdelníkový průřez}$$

$$k_{c2} = 1,0 - \text{rozpětí desky } L < 7m, \text{ při } L > 7m \Rightarrow k_{c2} = \frac{7}{L}$$

$$k_{c3} = 1,3 - \text{odhad součinitele napětí tahové výztuže}$$

Předpokládaný profil výztuže: 10 mm

Předpokládané krytí: 25 mm

Tabulka č. 4.1.1 – předběžný návrh tloušťky desky

Deska	Podepření	L [m]	$\lambda_{d,tab}$	λ_d	d [mm]	h_d [mm]	$h_{d,empirie}$ [mm]
D 1.1	po obvodě	5,5	26,7	34,71	158	193	138
D 1.2	po obvodě	7,4	30,8	37,88	195	230	185
D 1.3	po obvodě	3,7	26,7	34,71	107	140	185
D 1.4	konzola	1,6	8,2	10,66	150	185	114
D 1.5	jednosměrně	4,5	26,7	34,71	130	165	150
D 1.6	jednosměrně	1,6	26,7	34,71	46	81	53
D 1.7	jednosměrně	5,7	26,7	34,71	164	199	190
D 1.8	lokálně	5,15	24,6	31,98	161	196	156
D 2.7	jednosměrně	3,8	26,7	34,71	109	144	127
D 2.8	po obvodě	3,6	26,7	34,71	104	139	90
D 2.9	po obvodě	5,15	26,7	34,71	148	183	129
D 2.10	lokálně	5,82	24,6	31,98	182	217	176
D 3.3	po obvodě	7,4	30,8	37,88	195	230	185
D 3.6	po obvodě	4,8	26,7	34,71	138	173	120
D 3.8	po obvodě	5,85	26,7	34,71	169	204	146
D 4.1	jednosměrně	5,1	26,7	34,71	147	182	170
D 4.2	po obvodě	7,4	30,8	37,88	195	230	185
D 4.3	po obvodě	7,4	30,8	37,88	195	230	185
D 4.4	jednosměrně	1,7	26,7	34,71	49	84	57
D 4.5	jednosměrně	1,6	26,7	34,71	46	81	53
D 4.6	po obvodě	4,5	26,7	34,71	130	165	113
D 4.7	po obvodě	3,8	26,7	34,71	109	144	95
D 4.8	po obvodě	5,85	26,7	34,71	169	204	146

Pro objekt navržena jednotná tloušťka stropních desek: $h_d = 250$ mm

Balkóny pro přístup do bytu mají návrhovou tloušťku: $h_d = 200$ mm

4.1.4 Ověření desek

4.1.4.1 Zatížení působící na desky:

Tabulka č. 4.1.2 – zatížení na desku D 1.1, D 1.2, D 1.3, D 1.5, D 2.8, D 2.9, D 3.6, D 3.8

Zatížení – stálé					
Druh zatížení	tl. [m]	ρ [kN/m ³]	f_k [kN/m ²]	γ_f	f_d [kN/m ²]
Podlaha	viz tab č. 3.1.1		2,10	1,35	2,84
ŽB deska	0,25	25	6,25	1,35	8,44
$g_d =$					11,28
Zatížení – proměnné					
Druh zatížení	odkazy		f_k [kN/m ²]	γ_f	f_d [kN/m ²]
Příčky	viz část 3.2.2		0,8	1,5	1,2
Užitné	viz část 3.2.1		2,0	1,5	3,0
$q_d =$					4,2
$(g+q)_d =$					15,48

Tabulka č. 4.1.3 – zatížení na desku D 1.4

Zatížení – stálé					
Druh zatížení	tl. [m]	ρ [kN/m ³]	f_k [kN/m ²]	γ_f	f_d [kN/m ²]
Podlaha	viz tab č. 3.1.11		1,02	1,35	1,38
ŽB deska	0,20	25	5,00	1,35	6,75
$g_d =$					8,13
Zatížení – proměnné					
Druh zatížení	odkazy		f_k [kN/m ²]	γ_f	f_d [kN/m ²]
Užitné	viz část 3.2.1		3,0	1,5	4,5
$q_d =$					4,5
$(g+q)_d =$					12,63

Tabulka č. 4.1.4 – zatížení na desku D 1.6, D 1.8, D 2.10

Zatížení – stálé					
Druh zatížení	tl. [m]	ρ [kN/m ³]	f_k [kN/m ²]	γ_f	f_d [kN/m ²]
Podlaha	viz tab č. 3.1.1		2,10	1,35	2,84
ŽB deska	0,25	25	6,25	1,35	8,44
$g_d =$					11,28
Zatížení – proměnné					
Druh zatížení	odkazy		f_k [kN/m ²]	γ_f	f_d [kN/m ²]
Užitné	viz část 3.2.1		2,0	1,5	3,0
$q_d =$					3,0
$(g+q)_d =$					14,28

Tabulka č. 4.1.5 – zatížení na desku D 1.7

Zatížení – stálé					
Druh zatížení	tl. [m]	ρ [kN/m ³]	f_k [kN/m ²]	γ_f	f_d [kN/m ²]
Podlaha	viz tab č. 3.1.1		2,10	1,35	2,84
ŽB deska	0,25	25	6,25	1,35	8,44
$g_d=$					11,28
Zatížení – proměnné					
Druh zatížení	odkazy		f_k [kN/m ²]	γ_f	f_d [kN/m ²]
Příčky	viz část 3.2.2		0,8	1,5	1,2
Užitné	viz část 3.2.1		5,0	1,5	7,5
$q_d=$					8,7
$(g+q)_d=$					19,98

Tabulka č. 4.1.6 – zatížení na desku D 2.7, D 4.1, D 4.2, D 4.3, D 4.4, D 4.5, D 4.6, D 4.7 D 4.8

Zatížení – stálé					
Druh zatížení	tl. [m]	ρ [kN/m ³]	f_k [kN/m ²]	γ_f	f_d [kN/m ²]
Plochá střecha	viz tab č. 3.1.10		3,31	1,35	4,47
ŽB deska	0,25	25	6,25	1,35	8,44
$g_d=$					12,91
Zatížení – proměnné					
Druh zatížení	odkazy		f_k [kN/m ²]	γ_f	f_d [kN/m ²]
Sníh	viz část 3.2.2		0,63	1,5	2,13
Užitné	viz část 3.2.1		0,75	1,5	1,13
$q_d=$					3,26
$(g+q)_d=$					16,17

4.1.4.2 Výpočet momentů

4.1.4.2.1 Desky po obvodě podepřené

Pro desky po obvodě podepřené jsou použity tabulky pružnosti pro výpočet momentů.

Použité vzorce:

$$\text{Moment směru a: } m_a = \frac{1}{a_i} \cdot f \cdot l_a^2$$

$$\text{Moment směru b: } m_b = \frac{1}{b_i} \cdot f \cdot l_b^2$$

$$\text{Plošné zatížení směru a: } q_a = c_i \cdot f$$

$$\text{Plošné zatížení směru b: } q_b = (1 - c_i) \cdot f$$

$$\text{Koeficient } \alpha: \alpha = \frac{l_b}{l_a}$$

Tabulka č. 4.1.4.2.1 - výpočet momentů – desky po obvodě podepřené:

Deska	Zatížení [kN/m ²]	Rozpon a [m]	Rozpon b [m]	α	a ₆	b ₆	c ₆	V poli		q _a [kN/m ²]	q _b [kN/m ²]
								m _a [kNm/m]	m _b [kNm/m]		
D 1.1	15,48	8,2	5,5	0,67	161,66	32,17	0,17	6,44	14,56	2,61	12,87
D 1.2	15,48	7,4	7,6	1,03	53,29	59,16	0,53	15,91	15,11	8,13	7,35
D 2.8	15,48	6,5	3,8	0,58	261,09	29,33	0,11	2,50	7,62	1,66	13,82
D 2.9	15,48	5,85	5,15	0,88	74,55	44,79	0,37	7,11	9,17	5,79	9,69
D 3.3	15,48	8,2	7,4	0,9	70,14	46,82	0,4	14,84	18,10	6,14	9,34
D 3.6	15,48	5,6	4,5	0,80	93,99	38,84	0,29	5,17	8,07	4,55	10,93
D 3.8	15,48	7,1	5,85	0,82	88,20	40,23	0,32	8,85	13,17	4,89	10,59
D 4.2	16,17	7,4	7,6	1,03	53,29	59,16	0,53	16,61	15,79	8,50	7,67
D 4.3	16,17	8,2	7,4	0,90	70,14	46,82	0,40	15,50	18,91	6,41	9,76
D 4.6	16,17	5,6	4,5	0,80	93,99	38,84	0,29	5,40	8,43	4,75	11,42
D 4.7	16,17	6,5	3,8	0,58	261,09	29,33	0,11	2,62	7,96	1,73	14,44
D 4.8	16,17	7,1	5,85	0,82	88,20	40,23	0,32	9,24	13,76	5,11	11,06

4.1.4.2.2 Desky jednosměrně pnuté

Pro výpočet použity vzorce:

$$m_{Ed} = \frac{1}{12} \cdot (g + q)_d \cdot L^2$$

Tabulka č.4.1.4.2.2 – výpočet momentů – desky jednosměrně pnuté

Deska	Zatížení [kN/m ²]	Rozpon [m]	med [kNm/m]
D 1.3	15,48	3,7	17,66
D 1.5	15,48	4,5	26,12
D 1.6	14,28	1,6	3,05
D 1.7	19,98	5,7	54,10
D 2.7	16,17	3,8	19,46
D 4.1	16,17	5,1	35,05
D 4.4	16,17	1,7	3,89
D 4.5	16,17	1,6	3,45

4.1.4.2.3 Desky lokálně podepřené

Deska D 1.8, 2.10:

Maximální součtový moment – zatížení z tabulky č. 4.4:

$$M_{tot} = \frac{1}{8} \cdot (g + q)_d \cdot L_y \cdot L_{n,x}^2 = \frac{1}{8} \cdot 14,28 \cdot 1,7 \cdot (5,2 - 0,3)^2 = 72,85 \text{ kNm}$$

Šířka sloupového pruhu: $b_{sloup,pruh} = 0,43 \text{ m}$

Max. návrhový moment:

$$m_{ed} = \frac{M_{tot} \cdot \gamma \cdot \omega}{b_{sloup,pruh}} = \frac{72,85 \cdot 0,65 \cdot 0,6}{0,43} = 66,07 \text{ kNm/m}$$

4.1.4.2.4 Konzola

Deska č. 1.4:

Maximální moment v podpoře – zatížení z tabulky č. 4.1.3

$$\begin{aligned} m_{ed} &= \text{zatíž. plošné} + \text{zatíž. liniové} = \frac{(g + q)_d \cdot L^2}{2} = \\ &= \frac{12,63 \cdot 1,6^2}{2} = 16,17 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

4.1.4.3 Ověření desek z hlediska únosnosti v ohybu

Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ :

Použité vzorce:

$$\text{Poměrný ohybový moment: } \mu = \frac{m_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \Rightarrow \xi = \frac{0,8 - \sqrt{0,64 - 1,28 \cdot \mu}}{0,64}$$

$$\text{Potřebná plocha výztuže: } A_{s,req} = \frac{0,8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\text{Orientační stupeň vyztužení: } \rho = \frac{A_{s,req}}{b \cdot d} \cdot 100$$

Tabulka č. 4.1.7

Deska	h_d [mm]	d [mm]	m_{ed} [kNm/m]	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,req}$ [mm ²]	ρ [%]
D 1.1	250	215	14,56	0,01575	0,01984	156,93	0,07
D 1.2	250	215	15,91	0,01721	0,02170	171,60	0,08
D 1.3	250	215	18,1	0,01958	0,02472	195,46	0,09
D 1.4	200	165	16,17	0,02970	0,03769	228,74	0,14
D 1.5	250	215	26,12	0,02825	0,03583	283,34	0,13
D 1.6	250	215	3,05	0,00330	0,00413	32,67	0,02
D 1.7	250	215	54,1	0,05852	0,07542	596,45	0,28
D 1.8	250	215	66,07	0,07147	0,09277	733,67	0,34
D 2.7	250	215	19,46	0,02105	0,02659	210,31	0,10
D 2.8	250	215	7,62	0,00824	0,01035	81,81	0,04
D 2.9	250	215	9,17	0,00992	0,01246	98,54	0,05
D 2.10	250	215	66,07	0,07147	0,09277	733,67	0,34
D 3.6	250	215	8,07	0,00873	0,01096	86,67	0,04
D 3.8	250	215	13,17	0,01425	0,01794	141,84	0,07
D 4.1	250	215	35,05	0,03791	0,04832	382,15	0,18
D 4.2	250	215	16,61	0,01797	0,02266	179,22	0,08
D 4.3	250	215	18,91	0,02045	0,02583	204,30	0,10
D 4.4	250	215	3,89	0,00421	0,00527	41,68	0,02
D 4.5	250	215	3,45	0,00373	0,00467	36,96	0,02
D 4.6	250	215	8,43	0,00912	0,01145	90,55	0,04
D 4.7	250	215	7,96	0,00861	0,01081	85,48	0,04
D 4.8	250	215	13,75	0,01487	0,01873	148,13	0,07

Předpoklad stupně vyztužení ($\rho < 0,5\%$), použity při výpočtu vymezení štíhlosti desek, je splněn.

Šířka průřezu použitá pro výpočet je 1000 mm.

Z výsledných hodnot předběžného výpočtu je vidět, že pro návrh výztuže je rozhodující MSP. Desky budou vyztuženy s ohledem na konstrukční zásady.

4.1.4.4 Ověření lokálně podepřených desek z hlediska protlačení

V kontrolovaných obvodech se nenachází otvory. Tloušťka desek je konstantní $h_d = 250$ mm.

Předpokládaný rozměry sloupu: 200x300 mm

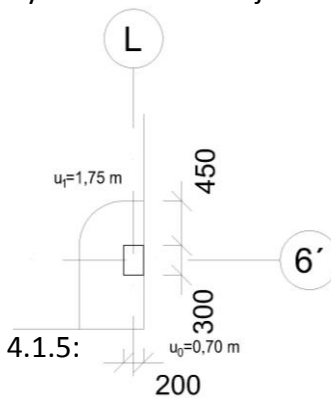
Ověření krajního sloupu:

Zatěžovací plocha sloupu:

$$A = 0,975 \times 2,9 = 2,83 \text{ m}^2$$

Návrhové zatížení stropní desky – z tabulky č. 4.1.5:

$$(g+q)_d = 14,73 \text{ kN/m}^2$$



Odhad max posouvající síly v desce:

$$V_{ed} = A \cdot (g + q)_d = 2,83 \cdot 14,73 = 41,69 \text{ kN}$$

Kontrolované obvody:

$$u_0 = 700 \text{ mm}$$

$$u_1 = 1750 \text{ mm}$$

Odhad součinitel β : $\beta = 1,50$

Únosnost tlakové diagonály:

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,528 \cdot 20 = 4,22 \text{ MPa}$$

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

Smyková únosnost desky bez smykové výztuže:

$$\begin{aligned} v_{Rd,c} &= C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \\ &= 0,12 \cdot 1,94 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 30)^{1/3} = 0,57 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{225}} = 1,94 < 2,0$$

Odhad stupně vyztužení 0,005

Účinek zatížení v kontrolovaném obvodě u_0 :

$$v_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,5 \cdot 41,69 \cdot 10^3}{700 \cdot 225} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,max} > v_{Ed,0}$$

4,22 > 0,40 MPa ... Vyhovuje

Účinek zatížení v kontrolovaném obvodě u_1 :

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,5 \cdot 41,69 \cdot 10^3}{1750 \cdot 225} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} > v_{Ed,1}$$

0,57 > 0,16 MPa ... nebude zapotřebí výztuž na protlačení

Sloup předběžně vyhovuje na protlačení.

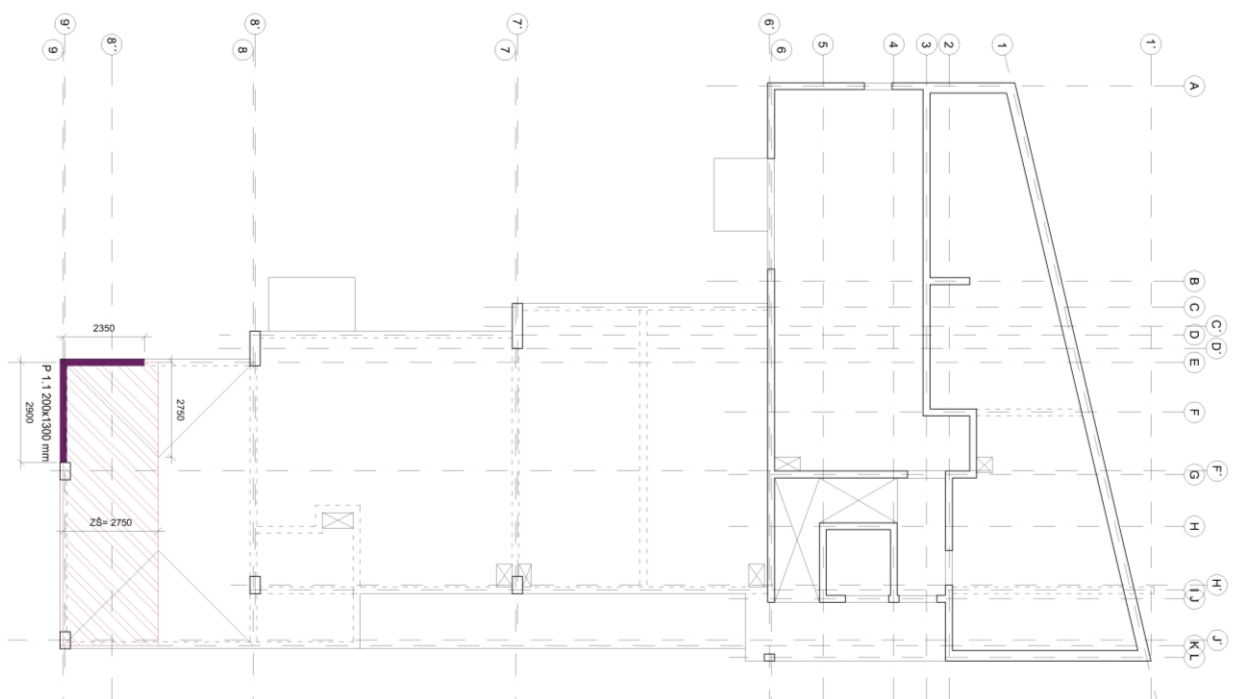
Navržené tloušťky v předběžném výpočtu vyhovují.

4.2 ŽB průvlaky

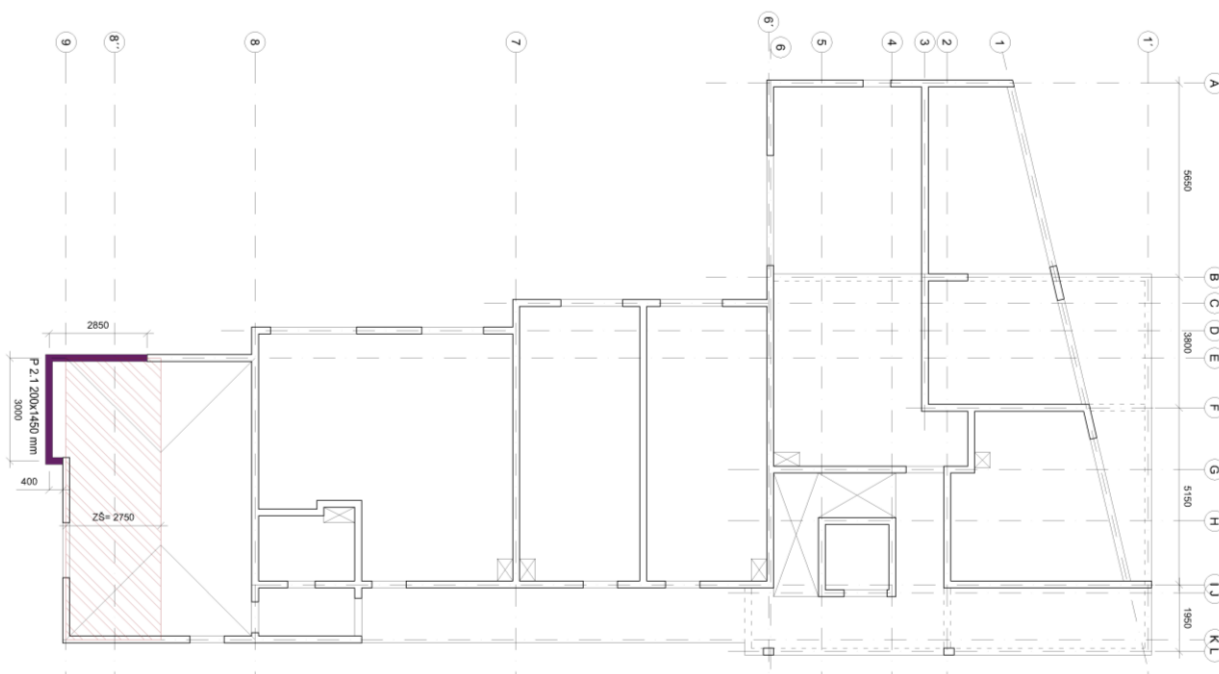
V objektu se nachází ŽB průvlaky u balkónů, kde mají funkci nosnou a jako zábradlí.

4.2.1 VÝKRESY PRŮVLAKŮ („Parapety, zábradlí“)

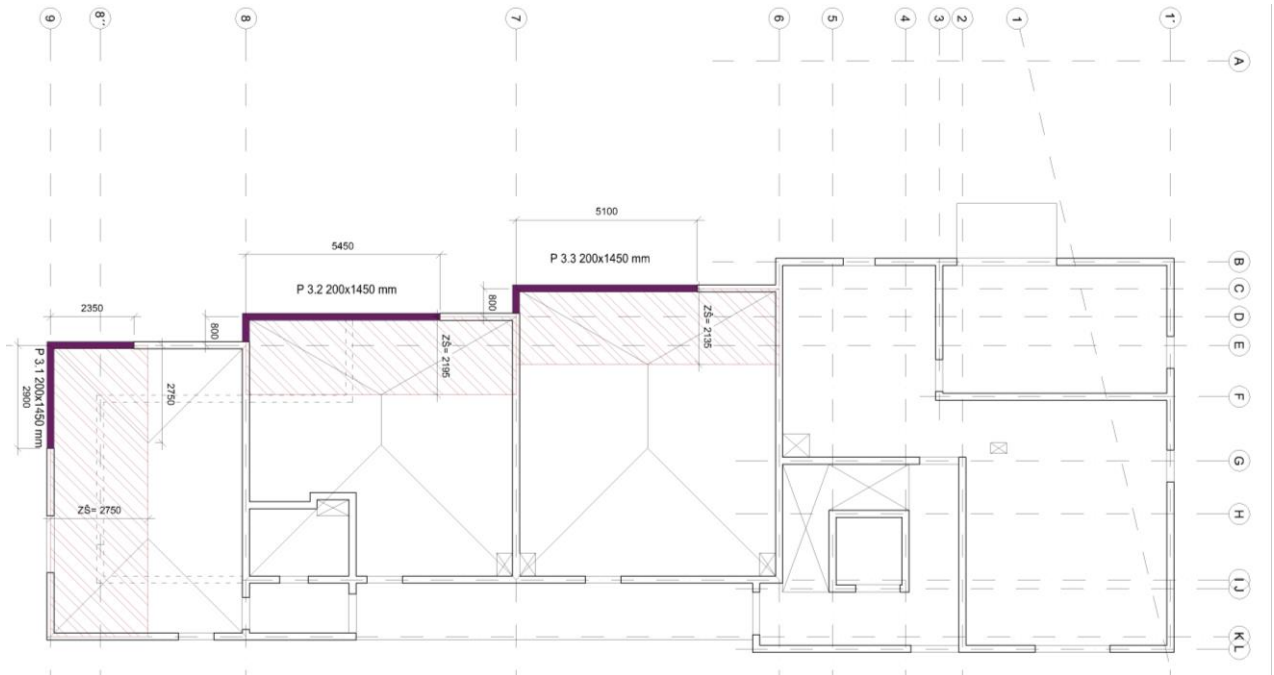
4.2.1.1 PRŮVLAKY DESKY 1.NP



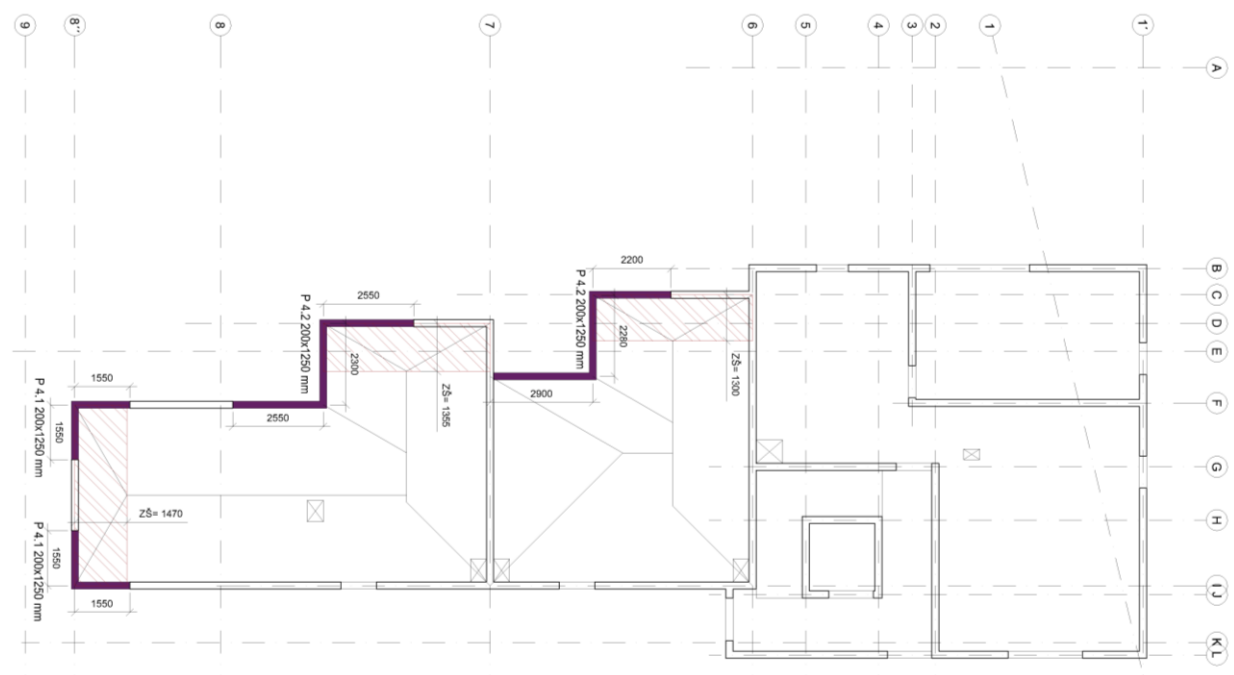
4.2.1.2 PRŮVLAKY DESKY 2.NP



4.2.1.3 PRŮVLAKY DESKY 3.NP



4.2.1.4 PRŮVLAKY STŘEŠNÍ DESKY



Vzhledem tvarů průvlaku je zatěžovací šířka určena zjednodušeně pomocí roznášecích úhlů.

4.2.2 PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH:

Vzorce použity na empirický návrh:

$$h_1 = \frac{L_1}{15}$$

$$b_1 = \frac{h_1}{3}$$

Tabulka č. 4.2.2.1 – rozměry průvlaků podle empirie

Průvlak	Rozpon [mm]	Výška [mm]	šířka [mm]
P 1.1	5250	350	117
P 2.1	6250	417	139
P 3.1	5250	350	117
P 3.2	6250	417	139
P 3.3	5900	394	132
P 4.1	3100	207	69
P 4.2	7400	494	165
P 4.3	7400	494	165

Rozhodující rozměry trámu jsou pro funkci zábradlí.

4.2.3 ZATÍŽENÍ NA PRŮVLAKY

Tabulka č. 4.2.3.1 – zatížení na průvlak P 1.1

ZŠ= 2,75 m

Zatížení – stálé				
Druh zatížení	výpočet	f_k [kN/m]	γ_f	f_d [kN/m]
Balkon	viz tab č. 3.1.13 – 1,18·2,75	3,25	1,35	4,38
ŽB deska	0,25·25·2,75	17,19	1,35	23,20
ŽB průvlak	0,2·1,05·25	5,25	1,35	7,09
$g_d =$				34,67
Zatížení – proměnné				
Druh zatížení	výpočet	f_k [kN/m]	γ_f	f_d [kN/m]
Užitné	viz část 3.2.1 – 3·2,75	8,25	1,5	12,38
Sníh	viz část 3.2.3 0,56·2,75	1,54	1,5	2,31
$q_d =$				14,69
CELKOVÉ ZATÍŽENÍ $(g+q)_d =$				49,36

Tabulka č. 4.2.3.2 – zatížení na průvlak P 2.1; P 3.1

ZŠ= 2,75 m

Zatížení – stálé				
Druh zatížení	výpočet	f_k [kN/m]	γ_f	f_d [kN/m]
Balkon	viz tab č. 3.1.13 – 1,18·2,75	3,25	1,35	4,38
ŽB deska	0,25·25·2,75	17,19	1,35	23,20
ŽB průvlak	0,2·1,20·25	6,00	1,35	8,10
$g_d=$				35,68
Zatížení – proměnné				
Druh zatížení	výpočet	f_k [kN/m]	γ_f	f_d [kN/m]
Užitné	viz část 3.2.1 – 3·2,75	8,25	1,5	12,38
Sníh	viz část 3.2.3 0,56·2,75	1,54	1,5	2,31
$q_d=$				14,69
CELKOVÉ ZATÍŽENÍ $(g+q)_d=$				50,37

Tabulka č. 4.2.3.3 – zatížení na průvlak P3.2

ZŠ= 2,20 m

Zatížení – stálé				
Druh zatížení	výpočet	f_k [kN/m]	γ_f	f_d [kN/m]
Balkon	viz tab č. 3.1.13 – 1,18·2,20	2,60	1,35	3,50
ŽB deska	0,25·25·2,20	13,75	1,35	18,56
ŽB průvlak	0,2·1,20·25	6,00	1,35	8,10
$g_d=$				30,16
Zatížení – proměnné				
Druh zatížení	výpočet	f_k [kN/m]	γ_f	f_d [kN/m]
Užitné	viz část 3.2.1 – 3·2,20	6,60	1,5	9,90
Sníh	viz část 3.2.3 0,56·2,20	1,23	1,5	1,85
$q_d=$				11,75
CELKOVÉ ZATÍŽENÍ $(g+q)_d=$				41,91

Tabulka č. 4.2.3.4 – zatížení na průvlak P3.3

ZŠ= 2,14 m

Zatížení – stálé				
Druh zatížení	výpočet	f_k [kN/m]	γ_f	f_d [kN/m]
Balkon	viz tab č. 3.1.13 – 1,18·2,14	2,53	1,35	3,41
ŽB deska	0,25·25·2,14	13,38	1,35	18,06
ŽB průvlak	0,2·1,20·25	6,00	1,35	8,10
$g_d=$				29,57
Zatížení – proměnné				
Druh zatížení	výpočet	f_k [kN/m]	γ_f	f_d [kN/m]
Užitné	viz část 3.2.1 – 3·2,14	6,42	1,5	9,63
Sníh	viz část 3.2.3 0,56·2,14	1,20	1,5	1,80
$q_d=$				11,43
CELKOVÉ ZATÍŽENÍ $(g+q)_d=$				41,00

Tabulka č. 4.2.3.5 – zatížení na průvlak P4.1

ZŠ= 1,47 m

Zatížení – stálé				
Druh zatížení	výpočet	f_k [kN/m]	γ_f	f_d [kN/m]
Střecha	viz tab č. 3.1.13 – 3,31·1,47	4,87	1,35	6,57
ŽB deska	0,25·25·1,47	9,19	1,35	12,40
ŽB průvlak	0,2·1,00·25	5,00	1,35	6,75
$g_d=$				25,72
Zatížení – proměnné				
Druh zatížení	výpočet	f_k [kN/m]	γ_f	f_d [kN/m]
Užitné	viz část 3.2.1 – 0,75·1,47	1,06	1,5	1,59
Sníh	viz část 3.2.3 0,56·1,47	0,82	1,5	1,23
$q_d=$				2,82
$(g+q)_d=$				28,54

Tabulka č. 4.2.3.6 – zatížení na průvlak P 4.2; P 4.3

ZŠ= 1,30 m

Zatížení – stálé				
Druh zatížení	výpočet	f_k [kN/m]	γ_f	f_d [kN/m]
Střecha	viz tab č. 3.1.13 – 3,31·1,30	4,3	1,35	5,81
ŽB deska	0,25·25·1,30	8,13	1,35	10,97
ŽB průvlak	0,2·1,00·25	5,00	1,35	6,75
$g_d=$				23,53
Zatížení – proměnné				
Druh zatížení	výpočet	f_k [kN/m]	γ_f	f_d [kN/m]
Užitné	viz část 3.2.1 – 0,75·1,30	0,98	1,5	1,46
Sníh	viz část 3.2.3 0,56·1,30	0,73	1,5	1,09
$q_d=$				2,55
$(g+q)_d=$				26,08

4.2.4 Předběžné posouzení

4.2.4.1 Ověření z hlediska momentu:

Průvlaky jsou uvažovány jako oboustranně vetknuté. Pro zjednodušení jsou uvažovány jako kdyby byly přímé bez změny směru. Celková délka průvlatku je součet všech délek dle schématu v části 4.2.1

Vzorce použity na maximální ohybový moment:

$$M_{ed} = \frac{(g + q)_d \cdot L^2}{12}$$

Tabulka č. 4.2.1 – Posouzení na ohyb

Průvlak	Zatížení [kN/m]	L [m]	h_d [mm]	d [mm]	M_{ed} [kNm]	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,req}$ [mm ²]	ρ [%]
P 1.1	49,36	5,250	1300	1265	113,38	0,0177	0,0223	207,90	0,08
P 2.1	50,37	6,250	1450	1415	163,96	0,0205	0,0259	269,16	0,10
P 3.1	50,37	5,250	1450	1415	115,69	0,0144	0,0182	189,33	0,07
P 3.2	41,91	6,250	1450	1415	136,43	0,0170	0,0215	223,57	0,08
P 3.3	41,00	5,900	1450	1415	118,93	0,0148	0,0187	194,67	0,07
P 4.1	28,54	3,100	1250	1215	22,86	0,0039	0,0048	43,34	0,02
P 4.2	26,08	7,400	1250	1215	119,01	0,0202	0,0255	227,49	0,09
P 4.3	26,08	7,400	1250	1215	119,01	0,0202	0,0255	227,49	0,09

Stupeň vyztužení vyhovuje <1 % a $\xi_{max} < 0,45$.

Vzorce pro výpočet použity z části viz 4.1.3.3.

4.2.4.2 Ověření z hlediska smyku:

Použité vzorce:

$$\text{Přibližná posouvající síla: } V_{Ed,max} = (g + q)_d \cdot L$$

Únosnost tlačené diagonály:

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

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

$$z = 0,9 \cdot d$$

$$\cot \theta = 1,5$$

Tabulka č. 4.2.2 – posouzení na smyk

Průvlak	Zatížení [kN/m]	Posouvající síla [kN]	únosnost tlač. diagonály [kN]
P 1.1	49,36	259,14	1109,98
P 2.1	50,37	314,81	1241,36
P 3.1	50,37	264,44	1241,36
P 3.2	41,91	261,94	1241,36
P 3.3	41,00	241,90	1241,36
P 4.1	28,54	88,47	1065,91
P 4.2	26,08	192,99	1065,91
P 4.3	26,08	192,99	1065,91

Průvlaky předběžně vyhovují na smyk.

4.2.4.3 Ověření z hlediska ohybové štíhlosti:

$$\lambda \leq \lambda_d$$

$$k_{c1} = 1,0 - \text{obdélníkový průřez}$$

$$k_{c2} = 1,0 - \text{rozpětí } L < 7m, \text{ při } L > 7m \Rightarrow k_{c2} = \frac{7}{L}$$

$$k_{c3} = 1,0 - \text{odhad součinitele napětí tahové výztuže}$$

$$\lambda_{d,tab} = 18,2$$

$$\lambda = \frac{L}{d} = \frac{5200}{1415} = 3,67$$

$$\lambda_d = k_{c1} \cdot k_{c2} \cdot k_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 18,2 = 5,6$$

$$\lambda \leq \lambda_d$$

3,67 ≤ 5,6 ... Vyhovuje

Tabulka č. 4.2.3 – posouzení na ohybovou štíhlost

Průvlak	L [mm]	d [mm]	kc1	kc2	kc3	λd	λ
P 1.1	5250	1265	1,0	1,0	1,0	18,2	4,15
P 2.1	6250	1415	1,0	1,0	1,0	18,2	4,42
P 3.1	5250	1415	1,0	1,0	1,0	18,2	3,71
P 3.2	6250	1415	1,0	1,0	1,0	18,2	4,42
P 3.3	5900	1415	1,0	1,0	1,0	18,2	4,17
P 4.1	3100	1215	1,0	1,0	1,0	18,2	2,55
P 4.2	7400	1215	1,0	0,95	1,0	17,3	6,09
P 4.3	7400	1215	1,0	0,95	1,0	17,3	6,09

Navržené rozměry průvlaků předběžně vyhovují.

4.3 Svislé nosné konstrukce

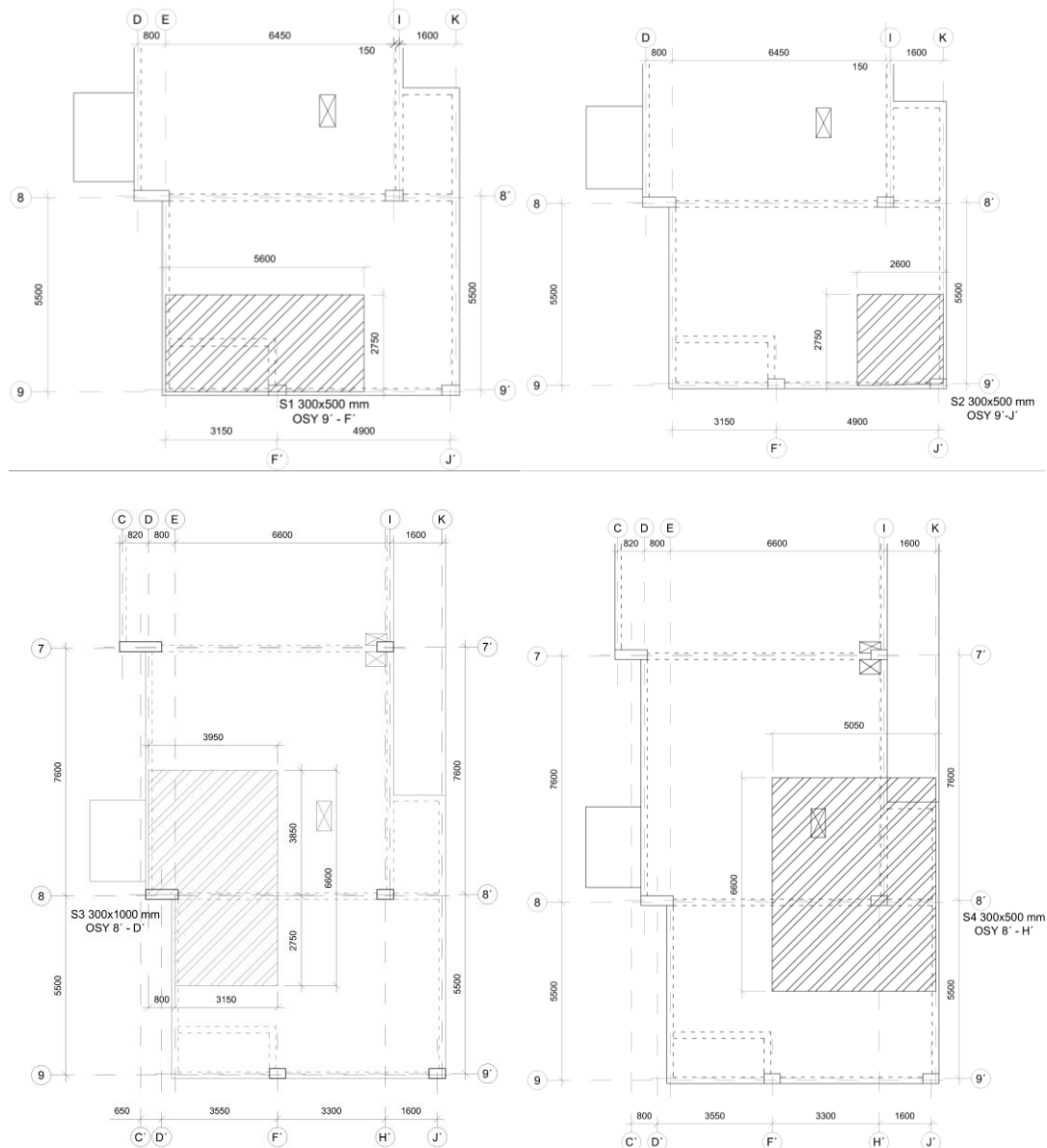
V 1PP jsou navrženy ŽB sloupy, ŽB suterénní stěny, ŽB vnitřní stěny a ŽB stěny schodišťového jádra.

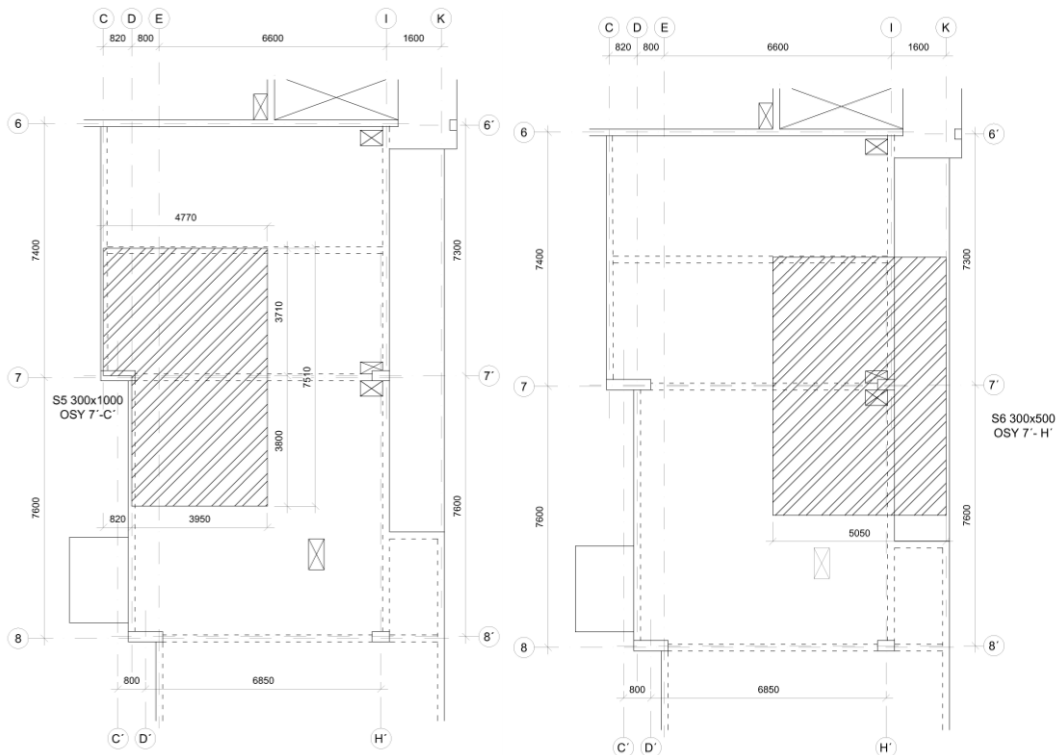
V 1NP, 2NP a 3NP jsou navrženy vnitřní a obvodové ŽB stěny. Stěny působící jako stěnové nosníky budou předběžně posouzeny v další části.

4.3.1 ŽB sloupy

Předběžný návrh proveden na centrický tlak v patě. Rozměry sloupů převzaty ze studie.

4.3.1.1 Schématické výseky sloupů z výkresu tvaru se zatěžovacími plochami





4.3.1.2 Zatížení na sloupy

Tabulka č. 4.3.1.1 – Sloup S1

Stálé zatížení					
Zatížení	Tabulka	Výpočet	Fk [kN]	γ_f	Fd [kN]
Podlahy 1.NP	3.1.1	$2,1 \cdot 11,67$	24,51	1,35	33,09
Podlahy 2.NP	3.1.1	$2,1 \cdot 11,67$	24,51		33,09
Podlahy 3.NP	3.1.1	$2,1 \cdot 5,54$	11,63		15,70
ŽB deska 1.NP		$0,25 \cdot 25 \cdot 16,25$	101,56		137,11
ŽB deska 2.NP		$0,25 \cdot 25 \cdot 17,85$	109,75		148,16
ŽB deska 3.NP		$0,25 \cdot 25 \cdot 16,25$	101,56		137,11
ŽB deska střechy		$0,25 \cdot 25 \cdot 5,67$	35,43		47,83
Balkon 1.NP	3.1.13	$1,18 \cdot 4,57$	5,39		7,28
Balkon 2.NP	3.1.13	$1,18 \cdot 6,18$	7,29		9,84
Balkon 3.NP	3.1.12	$1,05 \cdot 10,71$	11,25		15,19
Střecha	3.1.10	$3,31 \cdot 5,67$	18,77		25,34
Zateplení stropu	část 3.1.3	$0,13 \cdot 16,25$	2,11		2,85
ŽB stěny		$25 \cdot 0,2 \cdot 2,8 \cdot (4,05 \cdot 2 + 2)$	141,4		190,89
ŽB parapety		$25 \cdot 0,2 \cdot 1,0 \cdot (0,8 \cdot 2 + 2,55 \cdot 2 + 3,1)$	49,0		66,15
ŽB průvlak 1.NP		$25 \cdot 0,2 \cdot 1,05 \cdot 4,4$	23,1		31,19
ŽB průvlak 2.NP		$25 \cdot 0,2 \cdot 1,20 \cdot 5,4$	32,4		43,74
ŽB průvlak 3.NP		$25 \cdot 0,2 \cdot 1,35 \cdot 4,4$	29,7		40,10
ŽB průvlak střecha		$25 \cdot 0,2 \cdot 1,0 \cdot 3,1$	15,5	20,93	
Vlastní tíha		$25 \cdot 0,5 \cdot 0,3 \cdot 3,5$	13,13	17,73	
Celkové stálé			757,99		1023,29
Proměnné zatížení					
Zatížení	Část	Výpočet	Fk [kN]	γ_f	Fd [kN]
Užitné	3.2.1	$2,0 \cdot (11,67 \cdot 2 + 5,54)$	57,76	1,5	86,64
Balkóny	3.2.1	$3,0 \cdot (4,57 + 6,18 + 10,71)$	64,38		96,57
Příčky	3.2.2	$0,8 \cdot (11,67 \cdot 2 + 5,54)$	23,10		34,65
Střecha	3.2.1	$0,75 \cdot 5,67$	4,25		6,38
Sníh	3.2.3	$0,56 \cdot (4,57 + 6,18 + 10,71 + 5,67)$	15,19		22,79
Celkové proměnné			164,68		247,02
Celková síla			Fk= 922,67	Fd=	1270,31

Tabulka č. 4.3.1.2 – Sloup S2

Stálé zatížení					
Zatížení	Tabulka	Výpočet	Fk [kN]	γ_f	Fd [kN]
Podlahy 1.NP	3.1.1	$2,1 \cdot 7,69$	16,15	1,35	21,80
Podlahy 2.NP	3.1.1	$2,1 \cdot 7,69$	16,15		21,80
Podlahy 3.NP	3.1.1	$2,1 \cdot 1,35$	2,84		3,83
ŽB deska 1.NP		$0,25 \cdot 25 \cdot 7,69$	48,06		64,88
ŽB deska 2.NP		$0,25 \cdot 25 \cdot 7,69$	48,06		64,88
ŽB deska 3.NP		$0,25 \cdot 25 \cdot 7,69$	48,06		64,88
ŽB deska střechy		$0,25 \cdot 25 \cdot 1,35$	8,44		11,39
Střecha	3.1.10	$3,31 \cdot 1,35$	4,47		6,03
Balkon 3.NP	3.1.12	$1,05 \cdot 6,34$	6,66		8,99
Zateplení stropu	část 3.1.3	$0,13 \cdot 7,69$	1,00		1,35
ŽB stěny		$25 \cdot 0,2 \cdot 2,8 \cdot (4,55 \cdot 2)$	127,4		171,99
ŽB parapety		$25 \cdot 0,2 \cdot 1,0 \cdot (0,8 \cdot 2 + 3,1)$	23,5		31,73
ŽB průvlak střecha		$25 \cdot 0,2 \cdot 1,0 \cdot 3,1$	15,5		20,93
Vlastní tíha		$25 \cdot 0,5 \cdot 0,3 \cdot 3,5$	13,13		17,73
Celkové stálé			814,69		512,22
Proměnné zatížení					
Zatížení	Část	Výpočet	Fk [kN]	γ_f	Fd [kN]
Užitné	3.2.1	$2,0 \cdot (7,69 \cdot 2 + 1,35)$	33,46	1,5	50,19
Balkóny	3.2.1	$3,0 \cdot (6,34)$	19,02		28,53
Příčky	3.2.2	$0,8 \cdot (7,69 \cdot 2 + 1,35)$	13,38		20,07
Střecha	3.2.1	$0,75 \cdot 1,35$	1,01		1,515
Sníh	3.2.3	$0,56 \cdot (1,35 + 6,34)$	4,31		6,465
Celkové proměnné			71,18		
Celková síla			Fk= 450,6	Fd=	618,99

Tabulka č. 4.3.1.3 – Sloup S3

Stálé zatížení					
Zatížení	Tabulka	Výpočet	Fk [kN]	γ_f	Fd [kN]
Podlahy 1.NP	3.1.1	2,1·24,35	51,14	1,35	69,04
Podlahy 2.NP	3.1.1	2,1·22,93	48,15		65,00
Podlahy 3.NP	3.1.1	2,1·17,16	36,04		48,65
ŽB deska 1.NP		0,25·25·28,60	178,75		241,31
ŽB deska 2.NP		0,25·25·24,35	152,19		205,46
ŽB deska 3.NP		0,25·25·24,35	152,19		205,46
ŽB deska střechy		0,25·25·13,97	87,31		117,87
Balkon 1.NP	3.1.13	1,05·4,25	4,46		6,02
Balkon 2.NP	3.1.13	1,18·5,67	6,69		9,03
Balkon 3.NP	3.1.12	1,05·11,44	12,01		16,21
Střecha	3.1.10	3,31·13,97	46,24		62,42
Zateplení stropu	část 3.1.3	0,13·24,35	3,17		4,28
ŽB stěny		25·0,2·2,8·(2,9+0,7·2+3,25·2+1,25+0,9)	181,3		244,76
ŽB parapety		25·0,2·1,0·(2,65+2,45+2,7)	39,00		52,65
ŽB průvlak 2.NP		25·0,2·1,20·4,55	27,30		36,86
ŽB průvlak 3.NP		25·0,2·1,20·4,55	27,30		36,86
ŽB průvlak střecha		25·0,2·1,0·5,0	22,75	30,71	
Vlastní tíha		25·1,0·0,3·3,5	26,25	35,44	
Celkové stálé			1102,24		1488,02
Proměnné zatížení					
Zatížení	Část	Výpočet	Fk [kN]	γ_f	Fd [kN]
Užitné	3.2.1	2,0·(24,35+22,93+17,16)	128,88	1,5	193,32
Balkóny	3.2.1	3,0·(4,25+5,67+11,44)	64,08		96,12
Příčky	3.2.2	0,8·(24,35+22,93+17,16)	51,55		77,33
Střecha	3.2.1	0,75·13,97	10,48		15,72
Sníh	3.2.3	0,56·(4,25+5,67+11,44+13,97)	19,78		29,67
Celkové proměnné			274,77		
Celková síla			Fk= 1377,01		Fd= 1900,18

Tabulka č. 4.3.1.4 – Sloup S4

Stálé zatížení					
Zatížení	Tabulka	Výpočet	Fk [kN]	γ_f	Fd [kN]
Podlahy 1.NP	3.1.1	2,1·32,79	68,86	1,35	92,96
Podlahy 2.NP	3.1.1	2,1·32,79	68,86		92,96
Podlahy 3.NP	3.1.1	2,1·23,43	68,86		92,96
ŽB deska 1.NP		0,25·25·32,79	204,94		276,67
ŽB deska 2.NP		0,25·25·32,79	204,94		276,67
ŽB deska 3.NP		0,25·25·32,79	204,94		276,67
ŽB deska pavlačí		3·25·0,2·1,2	0,78		1,05
ŽB deska střechy		0,25·25·23,43	146,44		197,69
Pavlače	3.1.13	1,18·1,2	1,42		1,92
Balkon 3.NP	3.1.12	1,05·9,36	9,83		13,27
Střecha	3.1.10	3,31·23,43	77,55		104,69
Zateplení stropu	část 3.1.3	0,13·32,79	4,26		5,75
ŽB stěny	25·0,2·2,8·(4,0·2+3,95·2+5,99·2+5,95)	473,62			639,39
ŽB parapety	25·0,2·1,0·(1,0·2)	10,00			13,50
ŽB průvlak střecha	25·0,2·0,85·6,6	28,05			37,87
Vlastní tíha	25·0,5·0,3·3,5	13,13			17,73
Celkové stálé			1586,48		2141,75
Proměnné zatížení					
Zatížení	Část	Výpočet	Fk [kN]	γ_f	Fd [kN]
Užitné	3.2.1	2,0·(32,79·2+23,43)	178,02	1,5	267,03
Balkóny	3.2.1	3,0·(1,2·3+9,36)	38,88		58,32
Příčky	3.2.2	0,8·(32,79·2+23,43)	71,21		106,82
Střecha	3.2.1	0,75·23,43	17,57		26,36
Sníh	3.2.3	0,56·(23,43+9,36+3·1,2)	20,38		30,57
Celkové proměnné			326,06		
Celková síla			Fk= 1912,54		Fd= 2630,84

Tabulka č. 4.3.1.3 – Sloup S5

Stálé zatížení					
Zatížení	Tabulka	Výpočet	Fk [kN]	γ_f	Fd [kN]
Podlahy 1.NP	3.1.1	2,1·33,21	69,74	1,35	94,15
Podlahy 2.NP	3.1.1	2,1·27,54	57,83		78,07
Podlahy 3.NP	3.1.1	2,1·27,54	57,83		78,07
ŽB deska 1.NP		0,25·25·33,21	207,56		280,21
ŽB deska 2.NP		0,25·25·33,21	207,56		280,21
ŽB deska 3.NP		0,25·25·33,21	207,56		280,21
ŽB deska střechy		0,25·25·26,84	167,75		226,46
Balkon 2.NP	3.1.13	1,18·5,67	6,69		9,03
Balkon 3.NP	3.1.12	1,05·5,67	5,95		8,03
Střecha	3.1.10	3,31·26,84	88,84		119,93
Zateplení stropu	část 3.1.3	0,13·33,21	4,32		5,83
ŽB stěny		25·0,2·2,8·(4,8·2+0,6+1,3+2+3,95·2+2,15·2+0,7·4)	399,00		538,65
ŽB parapety		25·0,2·1,0·(2,1·2+1,6·2+4,42+1,8·2)	77,10		104,09
ŽB průvlak 3.NP		25·0,2·1,20·4,42	26,52		35,80
ŽB atika střecha		25·0,2·1,0·11,27	56,35	76,07	
Vlastní tíha		25·1,0·0,3·3,5	26,25	35,44	
Celkové stálé			1666,85		2250,25
Proměnné zatížení					
Zatížení	Část	Výpočet	Fk [kN]	γ_f	Fd [kN]
Užitné	3.2.1	2,0·(33,21+27,54·2)	176,58	1,5	264,87
Balkóny	3.2.1	3,0·(5,67·2)	34,05		51,075
Příčky	3.2.2	0,8·(33,21+27,54·2)	70,63		105,945
Střecha	3.2.1	0,75·26,84	20,13		30,195
Sníh	3.2.3	0,56·(26,84+5,67·2)	21,38		32,07
Celkové proměnné			322,77		484,16
Celková síla			Fk= 1989,62	Fd=	2734,40

Tabulka č. 4.3.1.4 – Sloup S6

Stálé zatížení					
Zatížení	Tabulka	Výpočet	Fk [kN]	γ_f	Fd [kN]
Podlahy 1.NP	3.1.1	2,1·26,44	55,52	1,35	74,95
Podlahy 2.NP	3.1.1	2,1·26,44	55,52		74,95
Podlahy 3.NP	3.1.1	2,1·26,44	55,52		74,95
ŽB deska 1.NP		0,25·25·26,44	165,25		223,09
ŽB deska 2.NP		0,25·25·26,44	165,25		223,09
ŽB deska 3.NP		0,25·25·26,44	165,25		223,09
ŽB deska pavlačí		3·25·0,2·11,92	178,80		241,38
ŽB deska střechy		0,25·25·26,44	165,25		223,09
Pavlače	3.1.13	1,18·11,92	14,07		18,99
Střecha	3.1.10	3,31·26,44	87,52		118,15
Zateplení stropu	část 3.1.3	0,13·26,44	3,44		4,64
ŽB stěny		25·0,2·2,8·(3,45·4+7,5·3)	508,2		686,07
ŽB atika střechy		25·0,2·0,85·7,5	31,88		43,04
Vlastní tíha		25·0,5·0,3·3,5	13,13		17,73
Celkové stálé			1664,6		2247,21
Proměnné zatížení					
Zatížení	Část	Výpočet	Fk [kN]	γ_f	Fd [kN]
Užitné	3.2.1	2,0·(26,44·3)	158,64	1,5	237,96
Balkóny	3.2.1	3,0·(11,92·3)	107,28		160,92
Příčky	3.2.2	0,8·(26,44·3)	63,46		95,19
Střecha	3.2.1	0,75·26,44	19,83		29,75
Sníh	3.2.3	0,56·(26,44+3·11,92)	34,83		52,25
Celkové proměnné			384,04		
Celková síla			Fk= 2048,64	Fd=	2823,27

4.3.1.3 Předběžné posouzení sloupů v patě

Použité vzorce:

$$\rho = \frac{N_{Ed} - 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{A_c \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} - \text{předpokládané napětí ve výztuži}$$

Tabulka č. 4.3.1.5 – Posouzení sloupů na minimální vyztužení

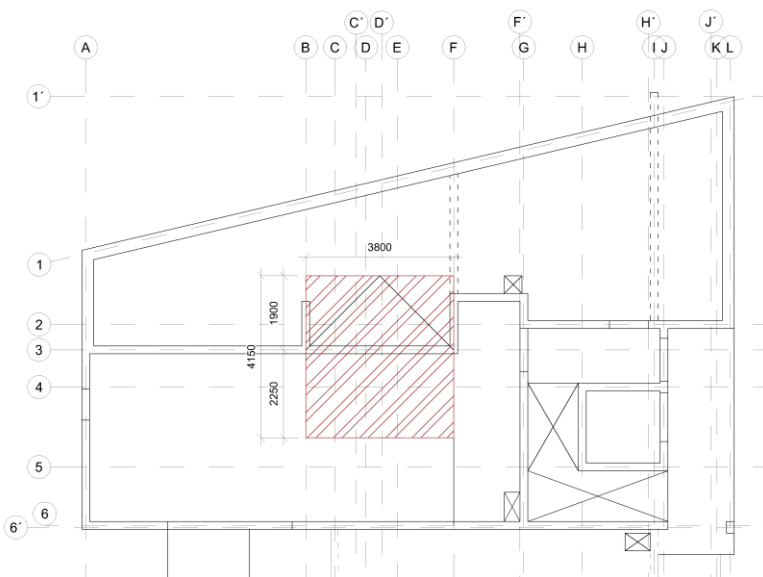
Sloup	Plocha sloupu [m ²]	N _{Ed} [kN]	ρ [-]
S1	0,3x0,5=0,15	1270,31	-0,019
S2	0,3x0,5=0,15	618,99	-0,030
S3	0,3x1,0=0,30	1900,18	-0,024
S4	0,3x0,5=0,15	2630,84	0,0038
S5	0,3x1,0=0,30	2734,4	-0,0172
S6	0,3x0,5=0,15	2823,27	0,0070

Nutný stupeň vyztužení je menší než maximální stupeň vyztužení 0,04. Sloupy je zapotřebí vyztužit s ohledem na konstrukční zásady s min. stupněm vyztužení 0,002. Sloupy předběžně vyhovují.

4.3.2 ŽB stěny

V objektu jsou navrženy železobetonové nosné stěny v jednotné tloušťce 200 mm.

Vlastní tíha stěny: $g_{0,k} = t \cdot \rho = 0,2 \cdot 25 = 5,0 \text{ kN/m}^2$



Tabulka č. 4.3.2 – Zatížení na stěnu

Stálé zatížení					
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]	γ_f	fd [kN/m]
Podlaha 1.NP	2,1	4,15	8,72	1,35	11,77
Podlaha 2.NP	2,1	4,15	8,72		11,77
Podlaha 3.NP	2,1	4,15	8,72		11,77
Střecha	3,31	4,15	13,74		18,55
ŽB deska	3·25·0,25	4,15	77,81		105,05
ŽB stěna	3·5,0·3,05+5,0·3,3	-	62,25		84,04
Celkové stálé zatížení			179,96		242,95
Proměnné zatížení					
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]	γ_f	fd [kN/m]
Užitné A – 1.NP	3,0	2,25	6,75	1,50	10,13
Užitné A – 2.NP	3,0	4,15	12,45		18,68
Užitné A – 3.NP	3,0	4,15	12,45		18,68
Užitné D1	5,0	1,9	9,50		14,25
Sníh	0,56	4,15	2,32		3,48
Příčky	3·0,8	4,15	9,96		14,94
Střecha	0,75	4,15	3,11		4,67
Celkové proměnné zatížení			56,54		84,81
Celkové zatížení			236,5		327,76

Výpočet únosnosti:

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,2 \cdot 20 + 1,0 \cdot 0,2 \cdot 0,002 \cdot 400 \\ = 3\,360 \text{ kN/m}$$

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ – předpokládané napětí ve výztuži

$\rho = 0,002$ – předpokládaný stupeň vyztužení (minimální)

Posouzení:

$$N_{Rd} > N_{Ed}$$

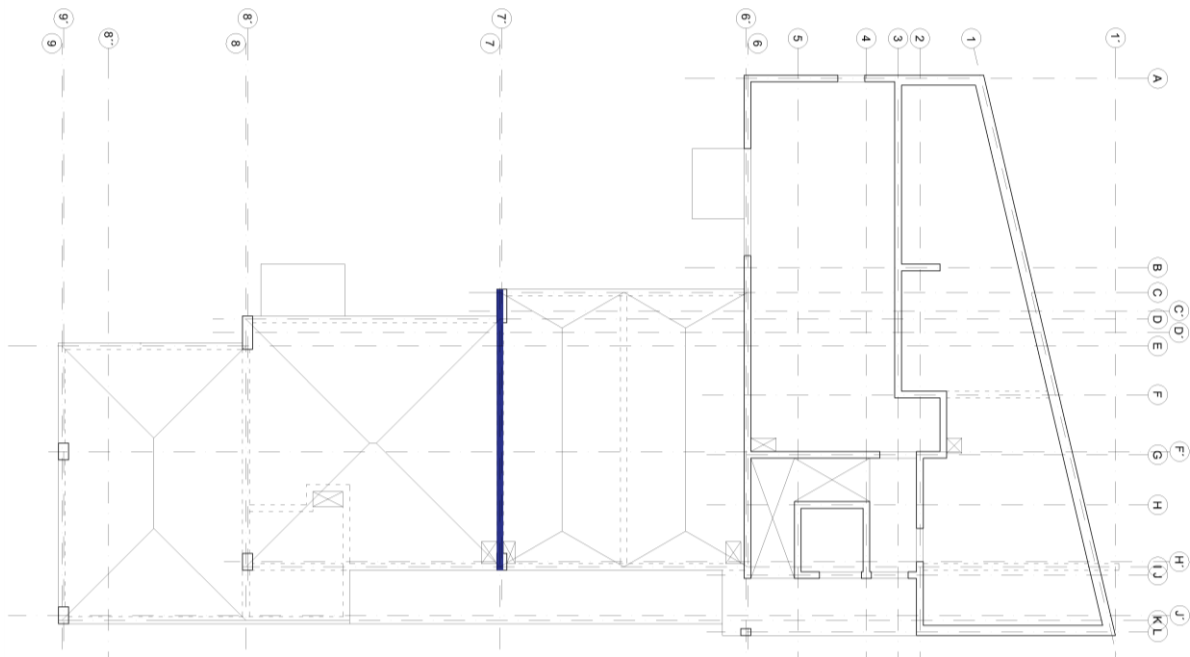
$$3360 > 327,76 \text{ kN...Vyhovuje}$$

Stěny předběžně vyhovují.

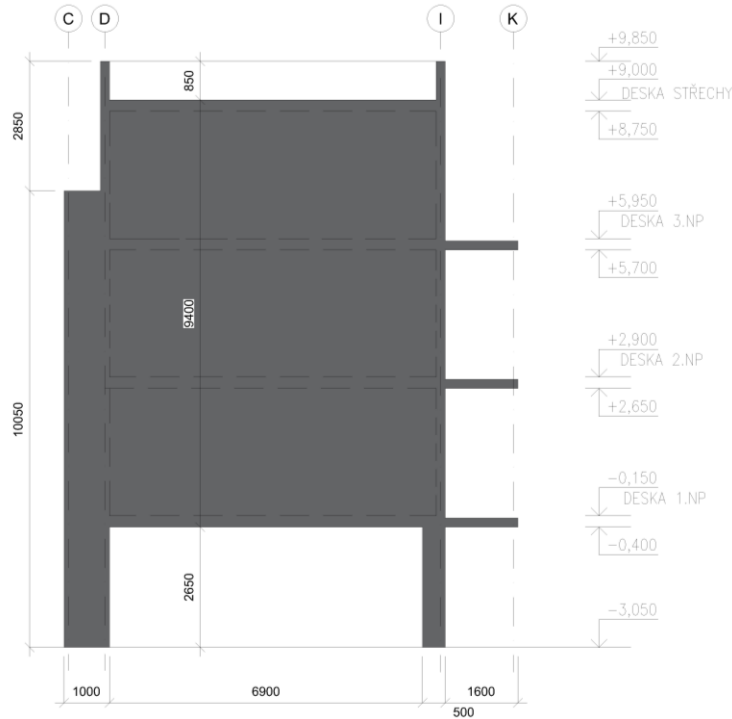
4.3.3 ŽB stěnové nosníky

4.3.3.1 Stěnový nosník N1 – osa 7

UMÍSTĚNÍ STĚNOVÉHO NOSNÍKU N1

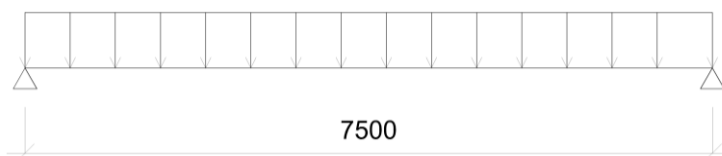


POHLED NA STĚNU OSY 7 - STĚNOVÝ NOSNÍK N1



Statické schéma:

ZATÍŽENÍ OD STROPNÍCH DESEK



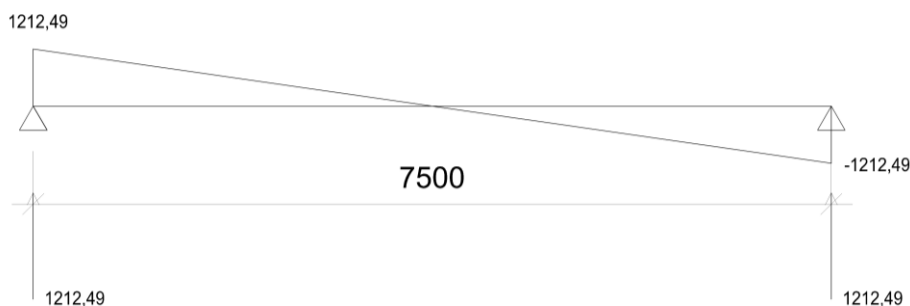
Tabulka č. 4.3.3.1.1 – Zatížení na stěnový nosník – N1

Stálé zatížení						
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]	γ _f	fd [kN/m]	
Podlaha 1.NP	2,1	3,50	7,35	1,35	9,92	
Podlaha 2.NP	2,1	3,50	7,35		9,92	
Podlaha 3.NP	2,1	5,05	10,61		14,32	
Střecha	3,31	5,05	16,72		22,57	
ŽB deska 1.NP	25·0,25	3,50	21,88		29,54	
ŽB deska 2.NP	25·0,25	3,50	21,88		29,54	
ŽB deska 3.NP	25·0,25	5,05	31,56		42,61	
ŽB deska střechy	25·0,25	5,05	31,56		42,61	
ŽB stěna	3·5,0·3,05	-	45,75		61,76	
Celkové stálé zatížení			194,66			262,79
Proměnné zatížení						
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]	γ _f	fd [kN/m]	
Užitné A – 1.NP	2,0	3,50	7,00	1,50	10,50	
Užitné A – 2.NP	2,0	3,50	7,00		10,50	
Užitné A – 3.NP	2,0	5,05	10,1		15,15	
Sníh	0,56	5,05	2,83		4,25	
Příčky 1.NP	0,8	3,50	2,80		4,20	
Příčky 2.NP	0,8	3,50	2,80		4,20	
Příčky 3.NP	0,8	5,05	4,04		6,06	
Střecha	0,75	5,05	3,79		5,69	
Celkové proměnné zatížení			40,36			60,54
Celkové zatížení			235,02			323,33

Výpočet reakce:

$$R = \frac{\sum f \cdot a \cdot L}{2} = \frac{323,33 \cdot 7,5}{2} = 1212,49 \text{ kN}$$

Posouvající síly a reakce na nosníku N1:



Ověření hodnot nad podporami:

Použité vzorce:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,1 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd}$$

$$k = \min(l, h)$$

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.2 – Ověření posouvající sil

Stěnový nosník	Strana	k [m]	Zatížení [kN]	Únosnost [kN]	Posouzení
N1	Levá	3,05	1212,49	1220	Vyhovuje
	Pravá	3,05	1212,49	1220	Vyhovuje

Ověření nosníku v podporách:

Použité vzorce:

Krajní podpora:

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

Vnitřní podpora

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

$$b = 0,2 \text{ m}$$

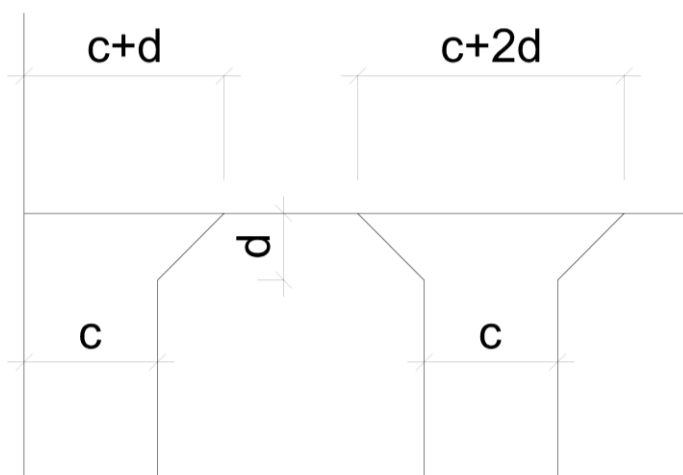
$$c = \min(0,2 \cdot l; \text{šířka sloupu})$$

$$d = \text{náběhy v hlavě sloupu}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.3 – Ověření reakcí v hlavě sloupu

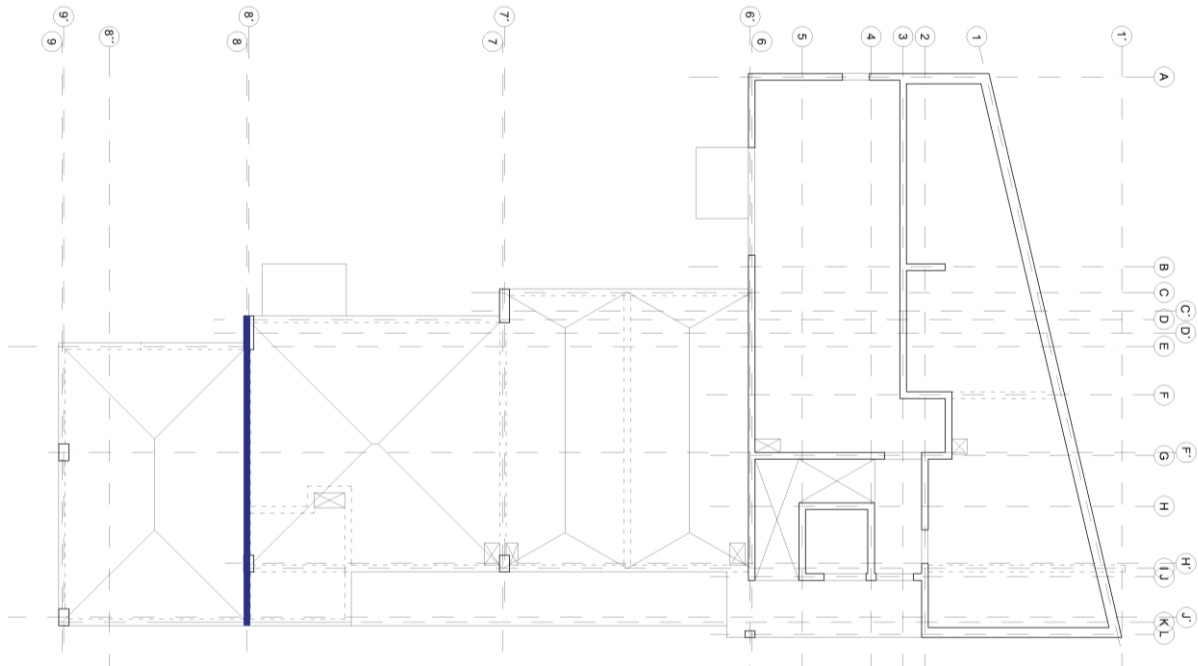
Stěnový nosník	Strana	A_{Ed} [kN]	c [m]	d [m]	A_{Rd} [kN]	Posouzení
N1	Levá	1212,49	1,0	0	3200	Vyhovuje
	Pravá	1212,49	0,5	0	1600	Vyhovuje

Schéma značení použité ve vzorcích:

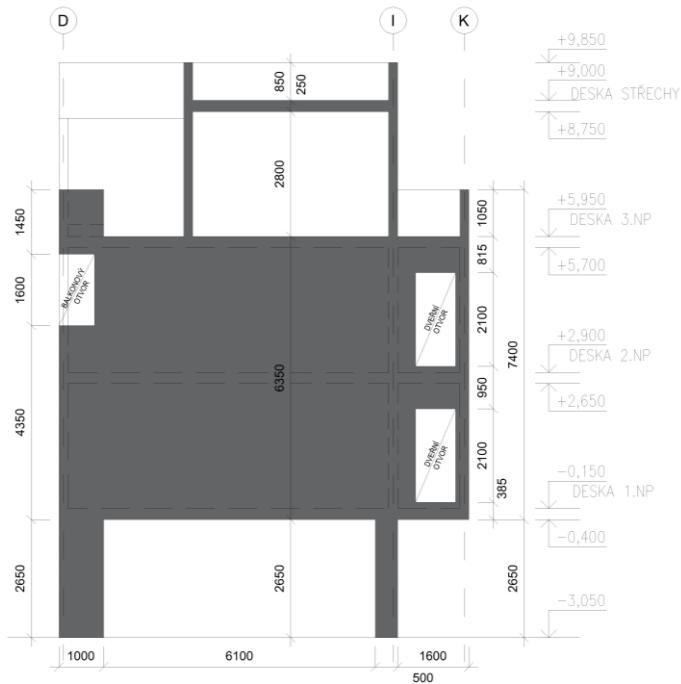


4.3.3.2 Stěnový nosník N2 – osa 8

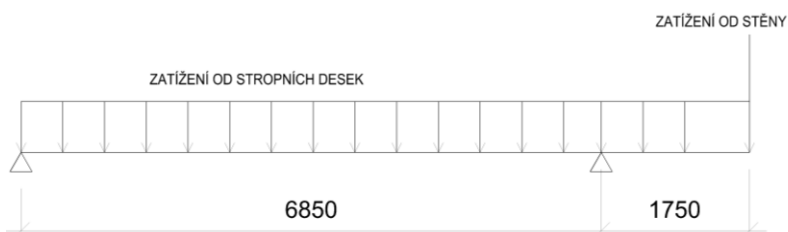
UMÍSTĚNÍ STĚNOVÉHO NOSNÍKU N2



POHLED NA STĚNU OSY 8 - STĚNOVÝ NOSNÍK N2



Statické schéma:



Tabulka č. 4.3.3.1.4 – Zatížení na stěnový nosník – N2

Stálé zatížení					
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]	γ _f	fd [kN/m]
Podlaha 1.NP	2,1	4,35	9,14	1,35	12,34
Podlaha 2.NP	2,1	4,35	9,14		12,34
Podlaha 3.NP	2,1	4,40	9,24		12,47
Střecha	3,31	4,40	14,56		19,66
ŽB deska 1.NP	25·0,25	4,35	27,19		36,71
ŽB deska 2.NP	25·0,25	4,35	27,19		36,71
ŽB deska 3.NP	25·0,25	4,40	27,50		37,13
ŽB deska střechy	25·0,25	4,40	27,50		37,13
ŽB stěna	2·5,0·3,05	-	30,50		41,18
Celkové stálé zatížení			181,96		
Proměnné zatížení					
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]	γ _f	fd [kN/m]
Užitné A – 1.NP	2,0	4,35	8,70	1,50	13,05
Užitné A – 2.NP	2,0	4,35	8,70		13,05
Užitné A – 3.NP	2,0	4,40	8,80		13,2
Sníh	0,56	4,40	2,46		3,69
Příčky 1.NP	0,8	4,35	3,48		5,22
Příčky 2.NP	0,8	4,35	3,48		5,22
Příčky 3.NP	0,8	4,40	3,52		5,28
Střecha	0,75	4,40	3,30		4,95
Celkové proměnné zatížení			42,44		
Celkové zatížení			224,40		309,31

Silové zatížení od stěny:

$$F_d = 2 \cdot 5,0 \cdot 5,85 \cdot 3,05 = 178,43 \text{ kN}$$

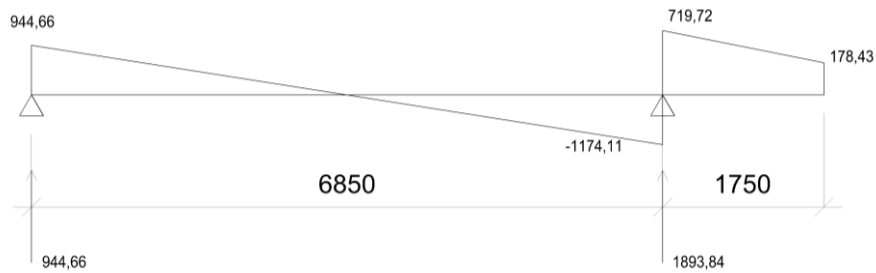
Výpočet levé reakce:

$$R_L = \left(\frac{\sum f_d \cdot L^2}{2} - \frac{\sum f_d \cdot L_p^2}{2} - F_d \cdot L_p \right) / L_L = \left(\frac{309,31 \cdot 6,85^2}{2} - \frac{309,31 \cdot 1,75^2}{2} - 178,43 \cdot 1,75 \right) / 6,85 = 944,66 \text{ kN}$$

Výpočet pravé reakce:

$$R_P = \left(\frac{\sum f_d \cdot L^2}{2} + F_d \cdot L \right) / L_L = \left(\frac{309,31 \cdot 8,6^2}{2} + 178,43 \cdot 8,6 \right) / 6,85 = 1893,84 \text{ kN}$$

Posouvající síly a reakce na nosníku N2:



Ověření hodnot nad podporami:

Použité vzorce:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,1 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd}$$

$$k = \min(l, h)$$

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.5 – Ověření posouvající sil

Stěnový nosník	Podpora	Strana	k [m]	Zatížení [kN]	Únosnost [kN]	Posouzení
N2	Levá	-	3,05	944,66	1220	Vyhovuje
	Pravá	Levá	3,05	1174,11	1220	Vyhovuje
		Pravá	3,05	719,72	1220	Vyhovuje

Ověření nosníku v podporách:

Použité vzorce:

Krajní podpora:

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

Vnitřní podpora

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

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$c = \min(0,2 \cdot l; \text{šířka sloupu})$$

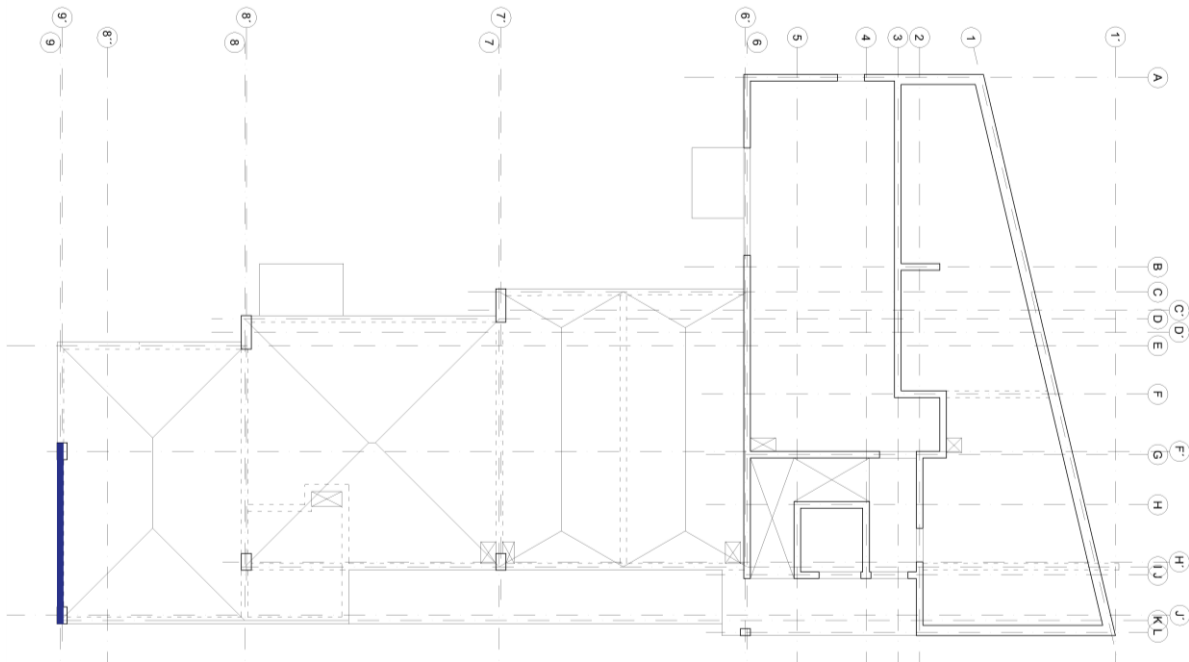
$$d = \text{náběhy v hlavě sloupu}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.6 – Ověření reakcí v hlavě sloupu

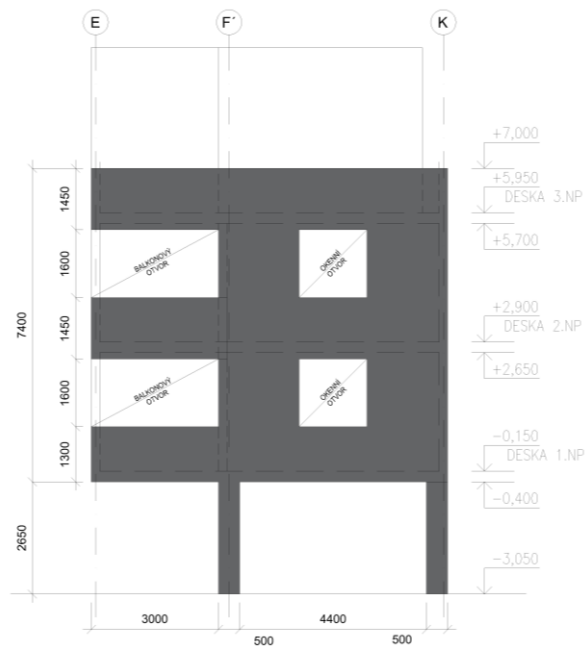
Stěnový nosník	Strana	A_{Ed} [kN]	c [m]	d [m]	A_{Rd} [kN]	Posouzení
N2	Levá	944,66	1,0	0	3200	Vyhovuje
	Pravá	1893,84	0,5	0	2400	Vyhovuje

4.3.3.3 Stěnový nosník N3 – ose 9

UMÍSTĚNÍ STĚNOVÉHO NOSNÍKU N3



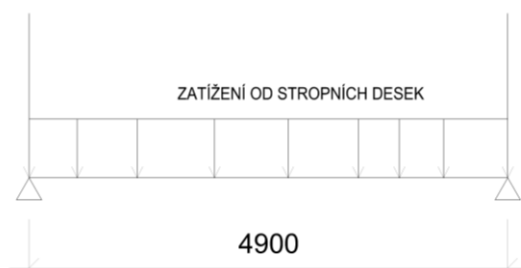
POHLED NA STĚNU OSY 9 - STĚNOVÝ NOSNÍK N3



Statické schéma:

SÍLA OD PRŮVLAKŮ

SÍLA OD STĚN



Tabulka č. 4.3.3.1.8 – Zatížení na stěnový nosník – N3

Stálé zatížení					
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]	γ _f	fd [kN/m]
Podlaha 1.NP	2,1	2,75	5,78	1,35	7,803
Podlaha 2.NP	2,1	2,75	5,78		7,803
Podlaha 3.NP	2,1	1,35	3,71		5,0085
Balkon	1,18	1,40	1,65		2,2275
Střecha	3,31	1,47	4,87		6,5745
ŽB deska	3·25·0,25	2,75	51,56		69,606
ŽB deska střechy	25·0,25	1,47	9,19		12,4065
ŽB stěna	3·5,0·3,05	-	45,75		63,7875
Celkové stálé zatížení			128,29		
Proměnné zatížení					
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]	γ _f	fd [kN/m]
Užitné A – 1.NP	2,0	2,75	5,50	1,50	8,25
Užitné A – 2.NP	2,0	2,75	5,50		8,25
Užitné A – 3.NP	2,0	1,35	2,70		4,05
Sníh	0,56	2,75	1,54		2,31
Sníh 3.NP	0,56	1,40	0,78		1,17
Příčky	2·0,8	2,75	4,40		6,60
Příčky 3.NP	0,8	1,35	1,08		1,62
Balkon	3,0	1,40	4,20		6,3
Střecha	0,75	1,47	1,10		1,65
Celkové proměnné zatížení			26,8		
Celkové zatížení			155,09		213,39

Silové zatížení od průvlaků:

Síly převzaty z části 4.2.4.2 z tabulky č. 4.2.2

Průvlak	Síla [kN]
P 1.1	259,14
P 2.1	314,81
P 3.1	264,44
Celková síla	838,39

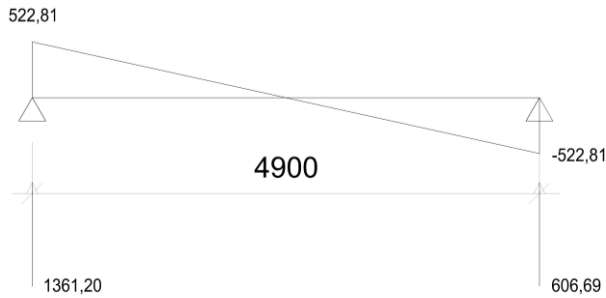
Silové zatížení od stěny.

$$F_d = 2 \cdot 5,0 \cdot 2,75 \cdot 3,05 = 83,88 \text{ kN}$$

Výpočet posouvající síly:

$$V = \frac{\sum f_d \cdot L}{2} = \frac{213,39 \cdot 4,9}{2} = 522,81 \text{ kN}$$

Posouvající vnitřní síly nosníků



Ověření hodnot nad podporami

Použité vzorce:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,1 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd}$$

$$k = \min(l, h)$$

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.9 – Ověření posouvající síl

Stěnový nosník	Podpora	k [m]	Zatížení [kN]	Únosnost [kN]	Posouzení
N3	Levá	3,05	522,81	1220	Vyhovuje
	Pravá	3,05	522,81	1220	Vyhovuje

Ověření nosníku v podporách

Použité vzorce:

Krajní podpora:

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

Vnitřní podpora

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

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$c = \min(0,2 \cdot l; \text{šířka sloupu})$$

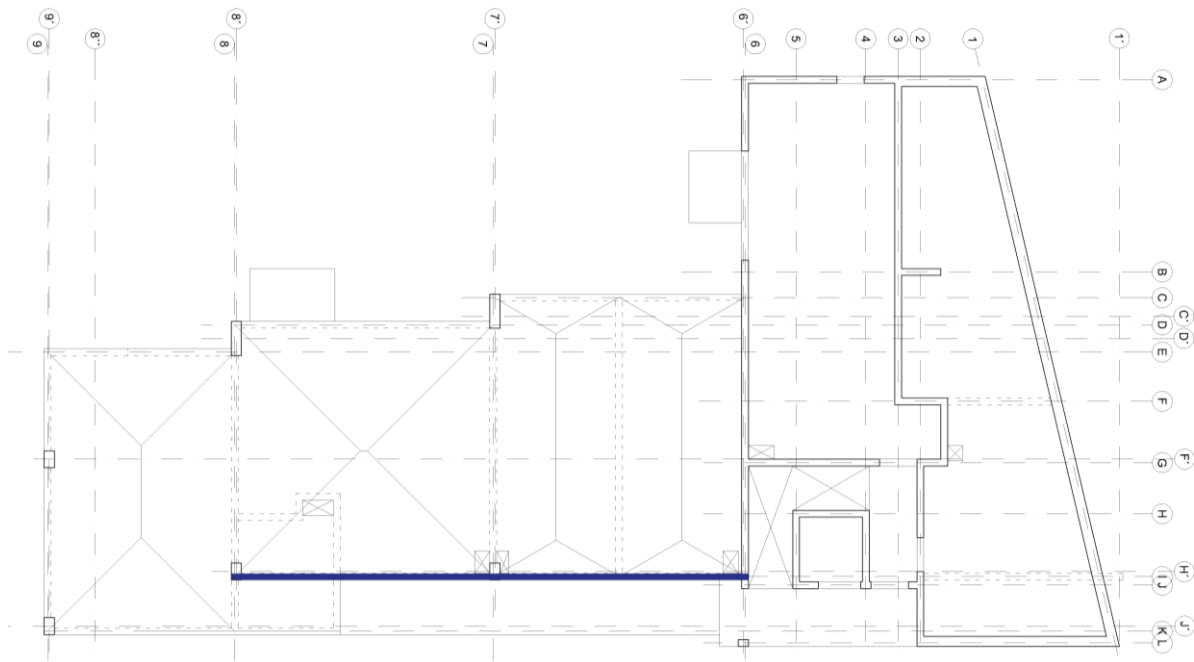
$$d = \text{náběhy v hlavě sloupu}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.6 – Ověření reakcí v hlavě sloupu

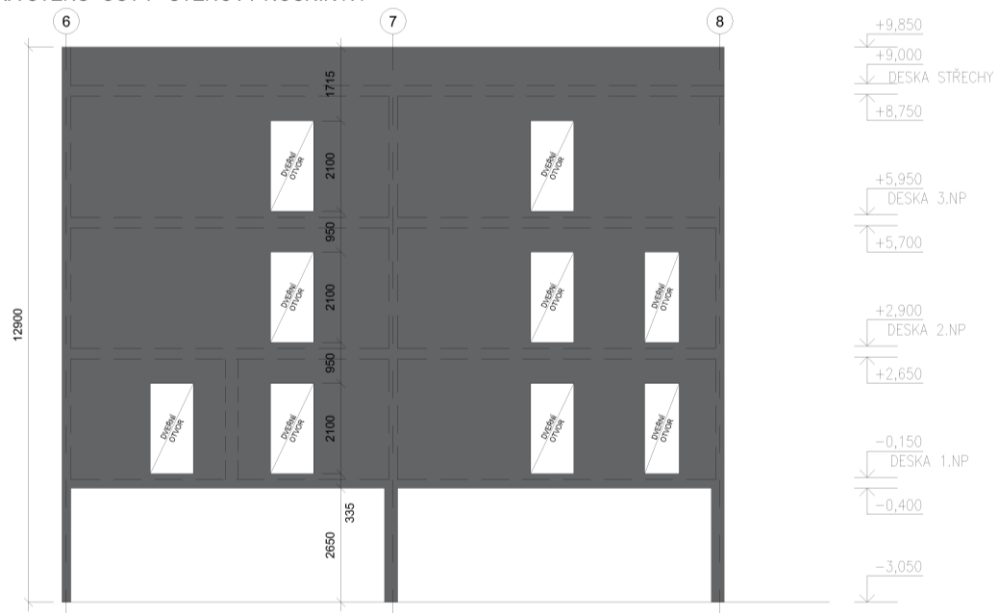
Stěnový nosník	Strana	A_{Ed} [kN]	c [m]	d [m]	A_{Rd} [kN]	Posouzení
N3	Levá	1361,20	1,0	0	1600	Vyhovuje
	Pravá	606,69	0,5	0	1600	Vyhovuje

4.3.3.4 Stěnový nosník N4 – na ose I

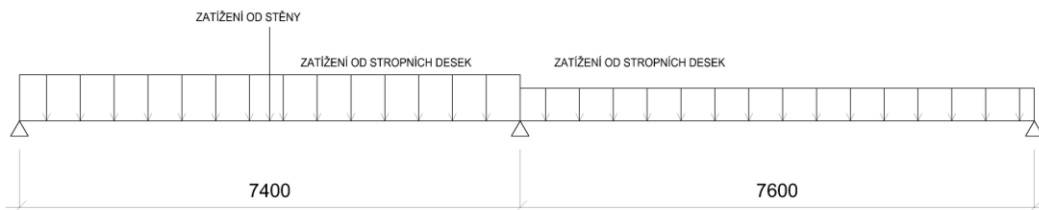
UMÍSTĚNÍ STĚNOVÉHO NOSÍKU N4



POHLED NA STĚNU OSY I - STĚNOVÝ NOSNÍK N4



Statické schéma:



Tabulka č. 4.3.3.1.11 – liniové zatížení pravé části

Stálé					
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]	γ _f	fd [kN/m]
Podlaha 1.NP	2,1	2,5	5,25	1,35	7,09
Podlaha 2.NP	2,1	2,5	5,25		7,09
Podlaha 3.NP	2,1	2,5	5,25		7,09
Střecha	3,31	2,5	8,28		11,18
ŽB deska	4·0,25·25	2,5	62,5		84,38
ŽB stěny	3·5,0·3,05	-	45,75		61,76
Balkony	1,02	1,7	1,73		2,34
ŽB desky balkony	0,2·25	1,7	8,50		11,48
Celkové zatížené stálé			142,51		
Proměnné					
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]	γ _f	fd [kN/m]
Užitné A – 1.NP	2,0	2,5	5,00	1,5	7,50
Užitné A – 2.NP	2,0	2,5	5,00		7,50
Užitné A – 3.NP	2,0	2,5	5,00		7,50
Balkony	3·3,0	1,7	15,30		22,95
Sníh	0,56	2,5	1,40		2,10
Sníh balkony	3·0,56	1,7	2,85		4,28
Střecha	0,75	2,5	1,88		2,82
Příčky	3·0,8	2,5	2,40		3,60
Celkové zatížení proměnné			38,83		
Celkové zatížení			181,34		250,63

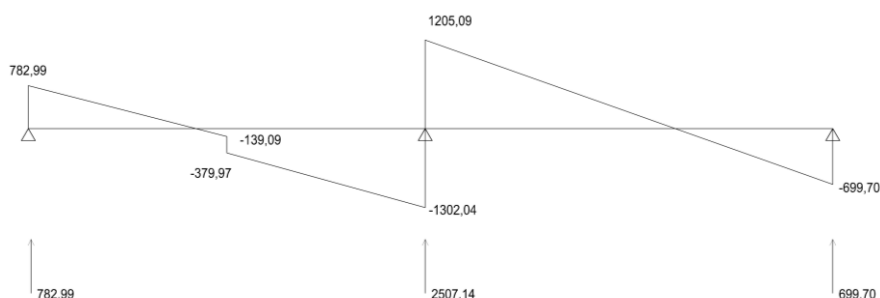
Tabulka č. 4.3.3.1.12 – liniové zatížení levé části

Stálé						
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]	γ _f	fd [kN/m]	
Podlaha 1.NP	2,1	0,71	1,49	1,35	2,01	
Podlaha 2.NP	2,1	0,71	1,49		2,01	
Podlaha 3.NP	2,1	4,10	8,61		11,62	
Střecha	3,31	4,10	13,57		18,32	
ŽB deska 1.NP	0,25·25	0,71	4,44		5,99	
ŽB deska 2.NP	0,25·25	0,71	4,44		5,99	
ŽB deska 3.NP	0,25·25	4,10	25,63		34,60	
ŽB deska střechy	0,25·25	4,10	25,63		34,60	
ŽB stěny	3·5,0·3,05	-	45,75		61,76	
Balkony	1,02	1,7	1,73		2,34	
ŽB desky balkony	0,2·25	1,7	8,50		11,48	
Celkové zatížené stálé			141,28			190,73
Proměnné						
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]		γ _f	fd [kN/m]
Užitné A – 1.NP	2,0	0,71	1,42	1,5	2,13	
Užitné A – 2.NP	2,0	0,71	1,42		2,13	
Užitné A – 3.NP	2,0	4,10	8,20		12,30	
Balkony	3·3,0	1,7	15,30		22,95	
Sníh	0,56	4,10	2,30		3,45	
Sníh balkony	3·0,56	1,7	2,85		4,28	
Střecha	0,75	4,10	3,08		4,62	
Příčky 1.NP	0,8	0,71	0,57		0,86	
Příčky 2.NP	0,8	0,71	0,57		0,86	
Příčky 3.NP	0,8	4,10	3,28		4,92	
Celkové zatížení proměnné			38,99			58,49
Celkové zatížení			180,38			249,21

Silové zatížení od stěny a zatížení přenášené stěnou:

$$\begin{aligned}
 F_d &= \frac{L}{2} \cdot (\text{vlastní tíha stěny} + \text{tíha desek} + \text{tíha podlahy} + \\
 &\text{proměnné zatížení}) = \\
 &= 4,1 \cdot (5,0 \cdot 3,05 + 0,25 \cdot 25 \cdot 2,5 \cdot 2 + 2,1 \cdot 2,5 + 2,0 \cdot 2,5 + 0,8 \cdot 2,5) \\
 &= 240,88 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Posouvající vnitřní síly nosníků



Ověření hodnot nad podporami

Použité vzorce:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,1 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd}$$

$$k = \min(l, h)$$

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.13 – Ověření posouvající síly

Stěnový nosník	Podpora	k [m]	Zatížení [kN]	Únosnost [kN]	Posouzení
N4	Krajní-stěna	3,05	782,99	1220	Vyhovuje
	vnitřní	3,05	1302,04		Nevyhovuje
		3,05	1205,09		Vyhovuje
	krajní	3,05	699,70		Vyhovuje

Ověření nosníku v podporách

Použité vzorce:

Krajní podpora:

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

Vnitřní podpora

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

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$c = \min(0,2 \cdot l; \text{šířka sloupu})$$

$$d = \text{náběhy v hlavě sloupu}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.14 – Ověření reakcí v hlavě sloupu

Stěnový nosník	Podpora	A_{Ed} [kN]	c [m]	d [m]	A_{Rd} [kN]	Posouzení
N4	krajní - stěna	782,99	0,2	0	640	Nevyhovuje
	vnitřní	2507,14	0,3	0	1440	Nevyhovuje
	krajní	699,70	0,3	0	960	Vyhovuje

Úprava tloušťky stěny z 200 na 250 mm a šířky vnitřního sloupu z 300 na 500 mm. Šířka sloupu bude řešena pomocí zkosení u hlavy sloupu z obou stran o 100 mm.

Ověření hodnot nad podporami:

Použité vzorce:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,1 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd}$$

$$k = \min(l, h)$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.15 – Ověření posouvajících sil

Stěnový nosník	Podpora	k [m]	Zatížení [kN]	Únosnost [kN]	Posouzení
N4	Krajní-stěna	3,05	782,99	1525	Vyhovuje
	vnitřní	3,05	1302,04		Vyhovuje
		3,05	1205,09		Vyhovuje
	krajní	3,05	699,70		Vyhovuje

Ověření nosníku v podporách

Použité vzorce:

Krajní podpora:

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

Vnitřní podpora

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

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$c = \min(0,2 \cdot l; \text{šířka sloupu})$$

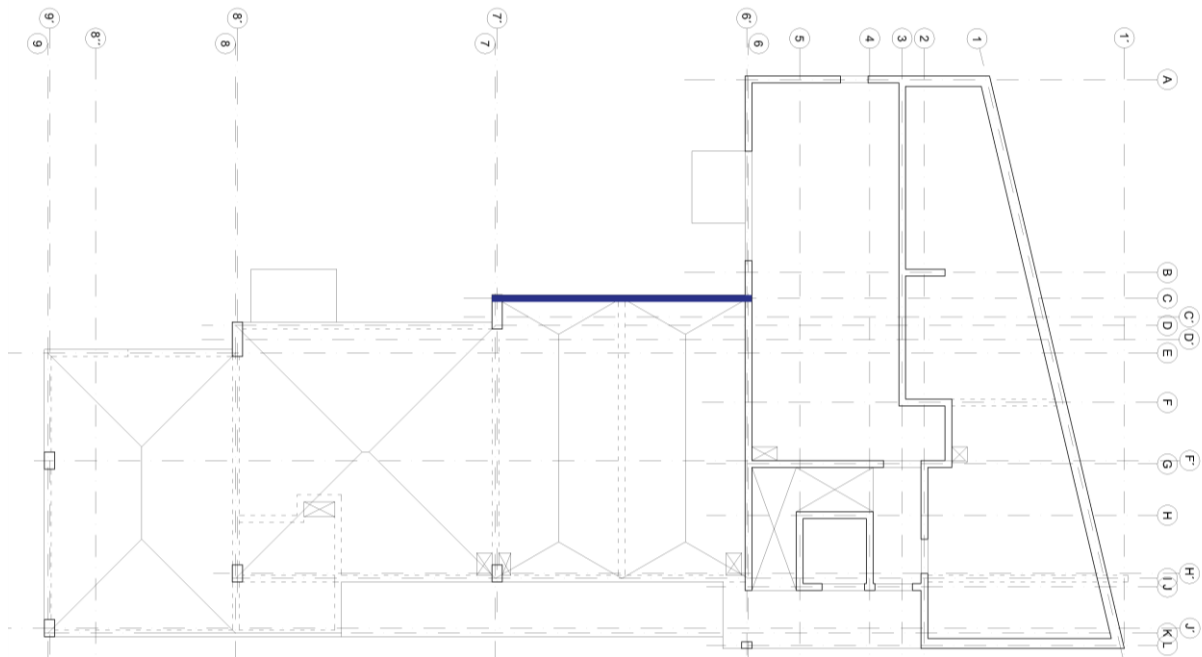
$$d = \text{náběhy v hlavě sloupu}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.16 – Ověření reakcí v hlavě sloupu

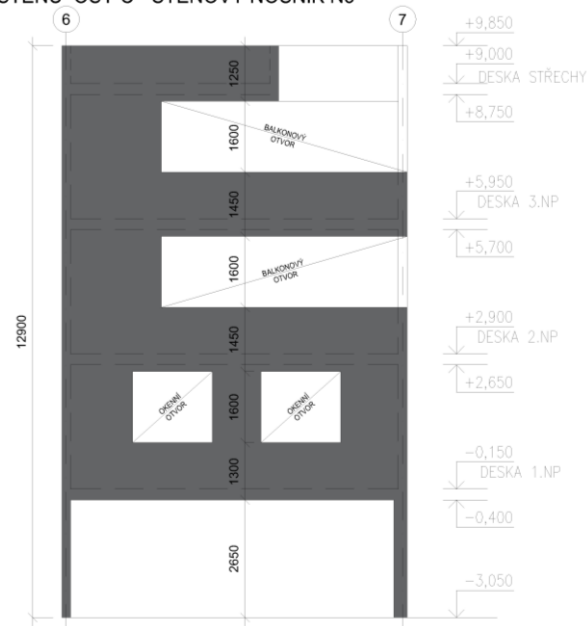
Stěnový nosník	Podpora	A_{Ed} [kN]	c [m]	d [m]	A_{Rd} [kN]	Posouzení
N4	krajní - stěna	782,99	0,2	0	800	Vyhovuje
	vnitřní	2507,14	0,5	0	3000	Vyhovuje
	krajní	699,70	0,3	0	1200	Vyhovuje

4.3.3.5 Stěnový nosník N5 – na ose C

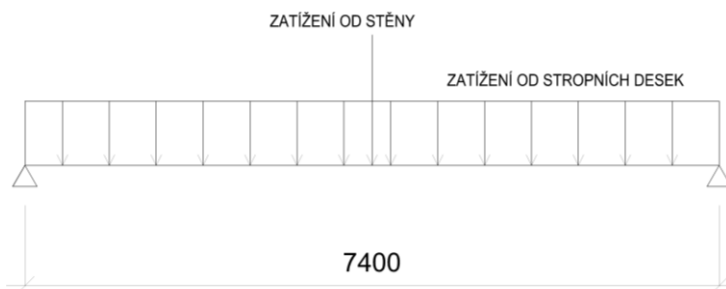
UMÍSTĚNÍ STĚNOVÉHO NOSÍKU N5



POHLED NA STĚNU OSY C - STĚNOVÝ NOSÍK N5



Statické schéma:



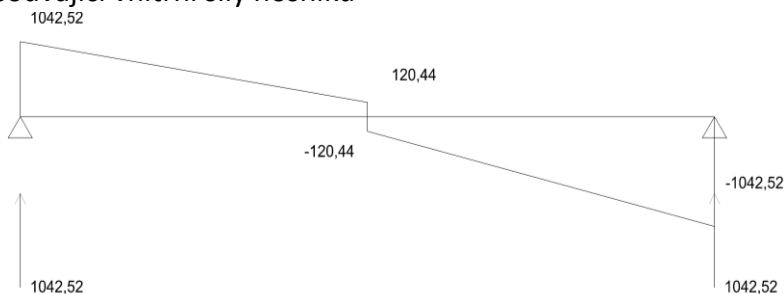
Tabulka č. 4.3.3.1.17 – liniové zatížení

Stálé						
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]	γ _f	fd [kN/m]	
Podlaha 1.NP	2,1	0,71	1,49	1,35	2,01	
Podlaha 2.NP	2,1	0,71	1,49		2,01	
Podlaha 3.NP	2,1	4,10	8,61		11,62	
Střecha	3,31	4,10	13,57		18,32	
ŽB deska 1.NP	0,25·25	0,71	4,44		5,99	
ŽB deska 2.NP	0,25·25	0,71	4,44		5,99	
ŽB deska 3.NP	0,25·25	4,10	25,63		34,60	
ŽB deska střechy	0,25·25	4,10	25,63		34,60	
ŽB stěny	3·5,0·3,05	-	45,75		61,76	
Balkony	1,02	1,7	1,73		2,34	
ŽB desky balkony	0,2·25	1,7	8,50		11,48	
Celkové zatížené stálé			141,28			190,73
Proměnné						
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]	γ _f	fd [kN/m]	
Užitné A – 1.NP	2,0	0,71	1,42	1,5	2,13	
Užitné A – 2.NP	2,0	0,71	1,42		2,13	
Užitné A – 3.NP	2,0	4,10	8,20		12,30	
Balkony	3·3,0	1,7	15,30		22,95	
Sníh	0,56	4,10	2,30		3,45	
Sníh balkony	3·0,56	1,7	2,85		4,28	
Střecha	0,75	4,10	3,08		4,62	
Příčky 1.NP	0,8	0,71	0,57		0,86	
Příčky 2.NP	0,8	0,71	0,57		0,86	
Příčky 3.NP	0,8	4,10	3,28		4,92	
Celkové zatížení proměnné			38,99			58,49
Celkové zatížení			180,38			249,21

Silové zatížení od stěny a zatížení přenášené stěnou:

$$\begin{aligned}
 F_d &= \frac{L}{2} \cdot (\text{vlastní tíha stěny} + \text{tíha desek} + \text{tíha podlahy} + \\
 &\text{proměnné zatížení}) = \\
 &= 4,1 \cdot (5,0 \cdot 3,05 + 0,25 \cdot 25 \cdot 2,5 \cdot 2 + 2,1 \cdot 2,5 + 2,0 \cdot 2,5 + 0,8 \cdot 2,5) \\
 &= 240,88 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Posouvající vnitřní síly nosníků



Ověření hodnot nad podporami

Použité vzorce:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,1 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd}$$

$$k = \min(l, h)$$

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.18 – Ověření posouvající síly

Stěnový nosník	k [m]	Zatížení [kN]	Únosnost [kN]	Posouzení
N5	3,05	1042,52	1220	Vyhovuje
	3,05	1042,52		Vyhovuje

Ověření nosníku v podporách

Použité vzorce:

Krajní podpora:

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

Vnitřní podpora

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

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$c = \min(0,2 \cdot l; \text{šířka sloupu})$$

$$d = \text{náběhy v hlavě sloupu}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.19 – Ověření reakcí v hlavě sloupu

Stěnový nosník	Podpora	A_{Ed} [kN]	c [m]	d [m]	A_{Rd} [kN]	Posouzení
N5	krajní	1042,52	0,3	0	960	Nevyhovuje
	krajní - stěna	1042,52	0,2	0	640	Nevyhovuje

Úprava tloušťky stěny z 200 na 250 mm a stěna v místě podpory rozšířena na tloušťku 300 mm.

Ověření hodnot nad podporami:

Použité vzorce:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,1 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd}$$

$$k = \min(l, h)$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.20 – Ověření posouvající sil

Stěnový nosník	k [m]	Zatížení [kN]	Únosnost [kN]	Posouzení
N5	3,05	1042,52	1525	Vyhovuje
	3,05	1042,52		Vyhovuje

Ověření nosníku v podporách:

Použité vzorce:

Krajní podpora:

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

Vnitřní podpora

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

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$c = \min(0,2 \cdot l; \text{šířka sloupu})$$

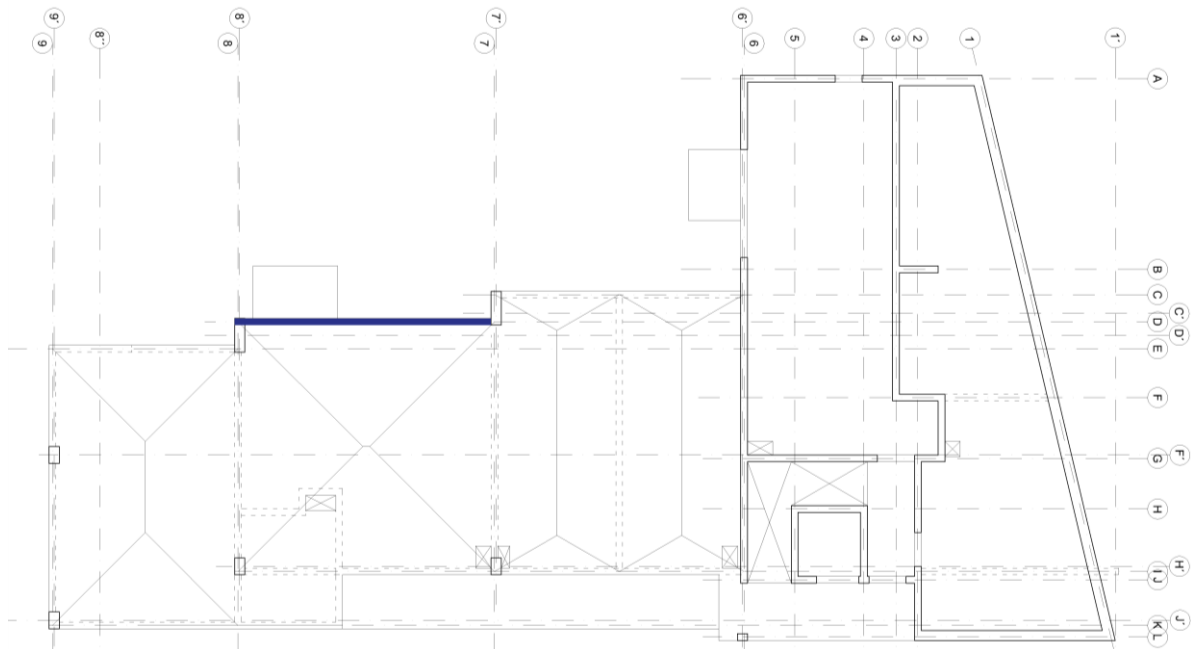
$$d = \text{náběhy v hlavě sloupu}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.21 – Ověření reakcí v hlavě sloupu

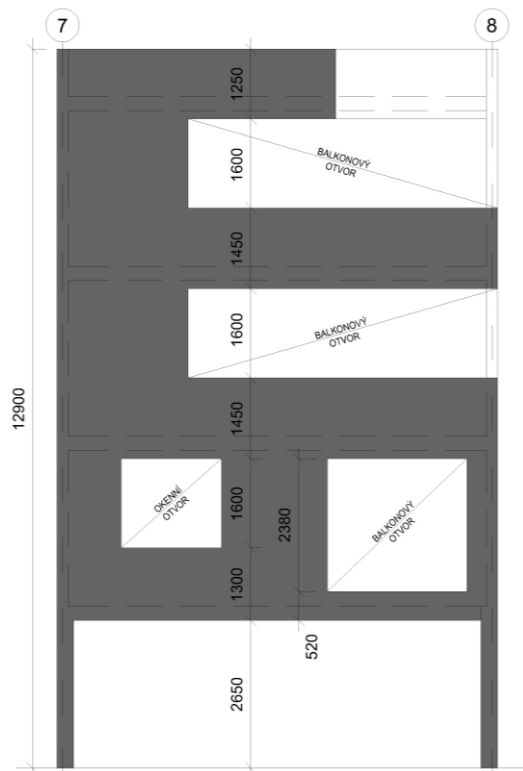
Stěnový nosník	Podpora	A_{Ed} [kN]	c [m]	d [m]	A_{Rd} [kN]	Posouzení
N5	krajní	1042,52	0,3	0	1200	Vyhovuje
	krajní - stěna	1042,52	0,3	0	1200	Vyhovuje

4.3.3.6 Stěnový nosník N6 – na ose D

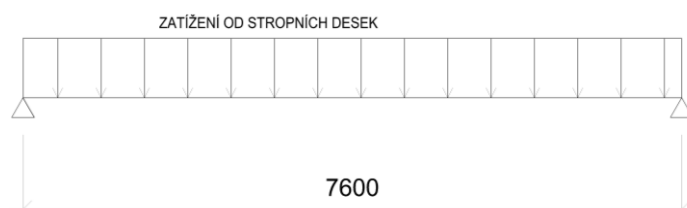
UMÍSTĚNÍ STĚNOVÉHO NOSÍKU N6



POHLED NA STĚNU OSY D - STĚNOVÝ NOSÍK N6



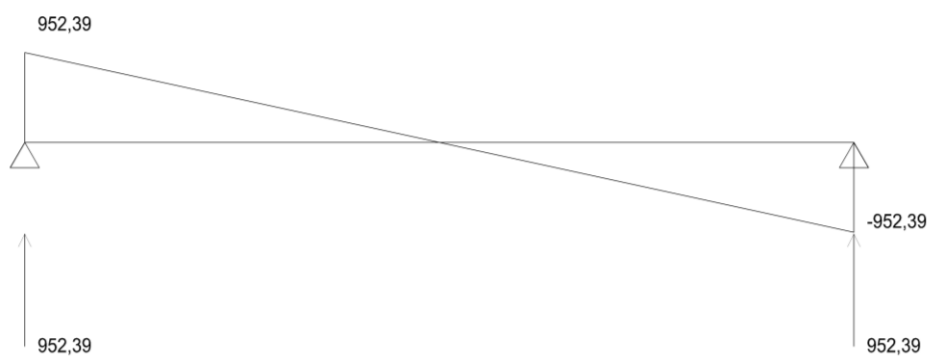
Statické schéma:



Tabulka č. 4.3.3.1.22 – liniové zatížení pravé části

Stálé					
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]	γ_f	fd [kN/m]
Podlaha 1.NP	2,1	2,5	5,25	1,35	7,09
Podlaha 2.NP	2,1	2,5	5,25		7,09
Podlaha 3.NP	2,1	2,5	5,25		7,09
Střecha	3,31	2,5	8,28		11,18
ŽB deska	4·0,25·25	2,5	62,5		84,38
ŽB stěny	3·5,0·3,05	-	45,75		61,76
Balkony	1,02	1,7	1,73		2,34
ŽB desky balkony	0,2·25	1,7	8,50		11,48
Celkové zatížené stálé			142,51		
Proměnné					
Zatížení	Plošné zat. [kN/m ²]	ZŠ [m]	fk [kN/m]	γ_f	fd [kN/m]
Užitné A – 1.NP	2,0	2,5	5,00	1,5	7,50
Užitné A – 2.NP	2,0	2,5	5,00		7,50
Užitné A – 3.NP	2,0	2,5	5,00		7,50
Balkony	3·3,0	1,7	15,30		22,95
Sníh	0,56	2,5	1,40		2,10
Sníh balkony	3·0,56	1,7	2,85		4,28
Střecha	0,75	2,5	1,88		2,82
Příčky	3·0,8	2,5	2,40		3,60
Celkové zatížení proměnné			38,83		
Celkové zatížení			181,34		250,63

Posouvající vnitřní síly nosníků



Ověření hodnot nad podporami

Použité vzorce:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,1 \cdot b \cdot k \cdot f_{cd}$$

$$k = \min(l, h)$$

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.23 – Ověření posouvající síly

Stěnový nosník	k [m]	Zatížení [kN]	Únosnost [kN]	Posouzení
N6	3,05	952,39	1220	Vyhovuje
	3,05	952,39		Vyhovuje

Ověření nosníku v podporách

Použité vzorce:

Krajní podpora:

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

Vnitřní podpora

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

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$c = \min(0,2 \cdot l; \text{šířka sloupu})$$

$$d = \text{náběhy v hlavě sloupu}$$

Tabulka č. 4.3.3.1.24 – Ověření reakcí v hlavě sloupu

Stěnový nosník	Podpora	A_{Ed} [kN]	c [m]	d [m]	A_{Rd} [kN]	Posouzení
N6	krajní	952,39	0,3	0	960	Vyhovuje
	krajní	952,39	0,3	0	960	Vyhovuje

4.3.4 ŽB suterénní stěny

Objekt je částečně podsklepen. Suterénní stěny jsou navrženy jako monolitické železobetonové s povlakovou hydroizolací. Stěna je kloubově uložená v patě do betonové desky v podlaže oboustranně vyztužená sítí.

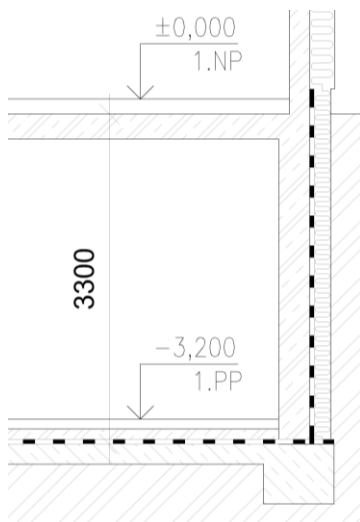
Beton použit na suterénní stěny: C 25/30 – XC2 – Cl 0,2 – Dmax 16 – S3

S uvažovaným minimálním krytím 35 mm.

Návrh tloušťky stěny: $t = 200$ mm

Ověření pro stěnu je provedeno na pruhu 1 m šířky stěny. V suterénní stěně se nenachází okna. Dále je zanedbáno přitížení od horních pater s ohledem pro bezpečnost, pro část objektu, kde je jen jedno podlaží. Stěna je počítaná zjednodušeně jako prostý nosník s posuvným kloubem v patě. Kde je zabráněno k posunu stěny pomocí betonové vrstvy v podlaže o tloušťce 100 mm, která je vyztužena při obou površích.

Schématický řez konstrukcí:



4.3.4.1 Zatížení na suterénní stěnu

Vlastní tíha stěny: $g_{0,d} = \gamma_G \cdot t \cdot b \cdot h \cdot \rho = 1,35 \cdot 0,2 \cdot 1,0 \cdot h \cdot 25 = 6,75 \cdot h$ [kN]

Zatížení zemním tlakem:

Zemní tlak v úrovni terénu:

$$\sigma_{i,k} = K_i \cdot (q_{0,k} + \gamma_{zem,k} \cdot h_i) = 0,63 \cdot (10 + 20 \cdot 0) = 6,3 \text{ kN/m}^2$$

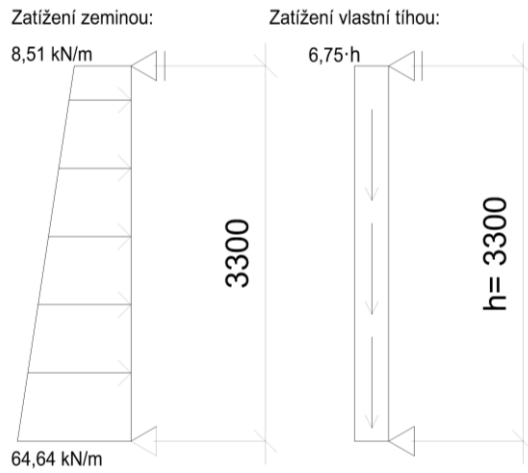
Zemní tlak v patě suterénní stěny:

$$\sigma_{i,k} = K_i \cdot (q_{0,k} + \gamma_{zem,k} \cdot h_i) = 0,63 \cdot (10 + 20 \cdot 3,3) = 47,88 \text{ kN/m}^2$$

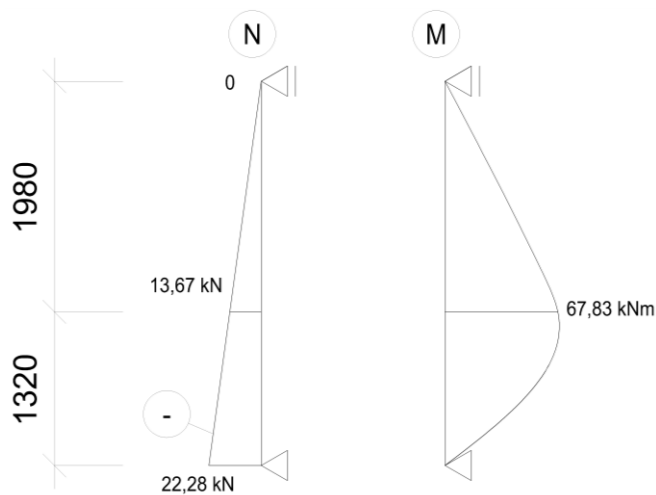
Tab. č. 4.3.4.1 – Zatížení na suterénní stěnu

	Charakteristické zatížení [kN/m ²]	Návrhové zatížení [kN/m ²]	Zatížení na 1m šířky [kN/m]
Zemní tlak v úrovni terénu	6,3	8,51	8,51
Zemní tlak v patě stěny	47,88	64,64	64,64

Statické schéma a zatížení:



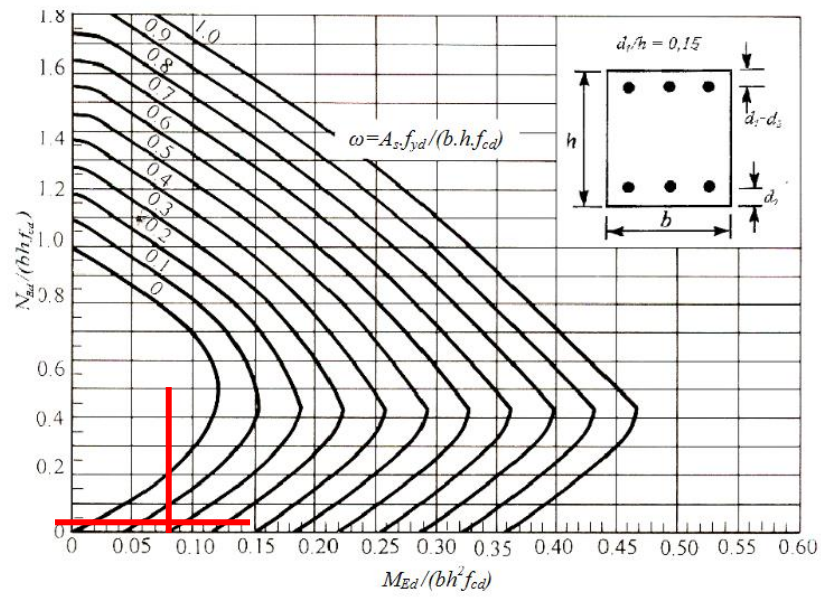
Vnitřní síly:



Ověření možnosti vyztužení

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot t \cdot f_{cd}} = \frac{19,67 \cdot 10^3}{1000 \cdot 200 \cdot 20} = 0,005$$

$$v = \frac{M_{Ed}}{b \cdot t^2 \cdot f_{cd}} = \frac{67,83 \cdot 10^6}{1000 \cdot 200^2 \cdot 20} = 0,084$$

Nomogram 12.3

Z nomogramu: $\omega = 0,1 \Rightarrow A_{s,rqd} = \frac{b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \omega}{f_{yd}} = \frac{1000 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 0,1}{400} = 1000 \text{ mm}^2$

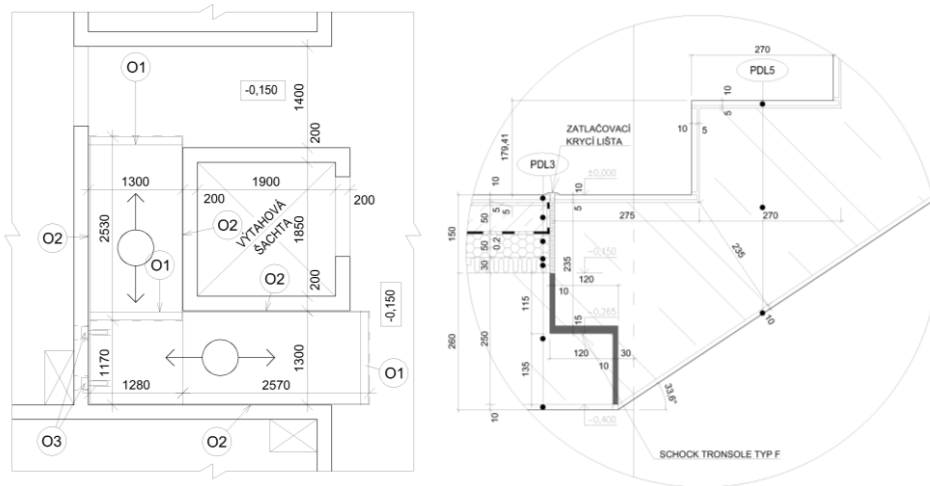
Při obou površích.

Dle výpočtu nemusí být navržena nosná výztuž, ale musí být minimálně konstrukční výztuž, která splňuje konstrukční zásady.

4.4 Schodiště

Schodiště v objektu je dvojramenné, železobetonové prefabrikované. Ramena jsou uložena na do ozubů na stropní desky s protihlukovou vložkou [2]. Jedno rameno je jednou zalomené a uloženo do stěny pomocí boxu [3], pro snížení kročejového hluku. Druhé rameno je uloženo na stropní desku a mezipodestu. Mezipodesta je součástí prvního ramene.

Půdorysné schéma a schéma uložení:



Parametry schodiště stejné pro každé patro:

Výška od čisté podlahy k čisté podlaze:	3,05 m
Šířka ramene, mezipodesty:	1,30 m
Šířka podesty:	1,40 m
Délka zalomeného ramene – půdorysná délka:	3,87 m
- teoretické rozpětí:	3,97 m
Délka přímého ramene – půdorysná délka:	2,53 m
- teoretické rozpětí:	2,73 m
Výška stupně:	179,41 mm
Šířka stupně:	270 mm
Úhel stoupání:	33,6°
Počet stupňů (přímé + zalomené):	8+9=17

Empirický návrh tloušťky ramene a mezipodesty:

Tloušťka podesty navržena z části 4.1 stropní desky.

Empirický návrh zalomeného ramene:

$$h_{ram} = \left(\frac{1}{30} - \frac{1}{25}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{30} - \frac{1}{25}\right) \cdot 3970 = 132 - 159 \text{ mm}$$

Návrh: Ramena schodiště: $h_{ram} = 235 \text{ mm}$

Mezipodesta schodiště: $h_{mezipodesta} = 230 \text{ mm}$

Podesta schodiště: $h_{podesta} = 250 \text{ mm}$

Návrh rozměrů vychází z geometrie napojení ramene na podestu a mezipodestu – viz výkres detailu schodiště.

4.5 Základy

Geologické mapy je objekt zakládán na hornině z břidlice stupně pevnosti R4.

Návrhová pevnost zeminy s malou diskontinuitou $R_{dt} = 800 \text{ kPa}$

Navržený druh základů jsou betonové pasy a železobetonové patky z betonu C25/30.

Návrhová pevnost betonu: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$

Návrh rozměrů železobetonové patky:

Maximální normálová síla v patě sloupu z části 4.3.1

$$N_{ed,0} = 2823,27 \text{ kN}$$

Odhadovaná vlastní tíha patky:

$$N_{g,0} = 0,05 \cdot N_{Ed,0} = 0,05 \cdot 2823,27 = 141,16 \text{ kN}$$

Požadovaná efektivní plocha základu:

$$A_{rqd} = \frac{N_{rd,0} + N_{g,0}}{R_{dt}} = \frac{2964,43}{800} = 3,70 \text{ m}^2$$

Návrh půdorysných rozměrů patky: 2,0x1,9 m

Posouzení vzdáleností patek:

$$b_{pat} = 2,0 \text{ m} < \frac{\Delta x}{2} = \frac{4,9 - 2,0}{2} = 1,5 \text{ m}$$

$$l_{pat} = 1,9 \text{ m} < \frac{\Delta y}{2} = \frac{5,5 - 1,9}{2} = 1,80 \text{ m}$$

Nevyhovuje -> úprava rozměrů patek pod sloupy 1 a 2

Normálová síla působící v patě sloupu 1:

$$N_{ed,0} = 1270,31 \text{ kN}$$

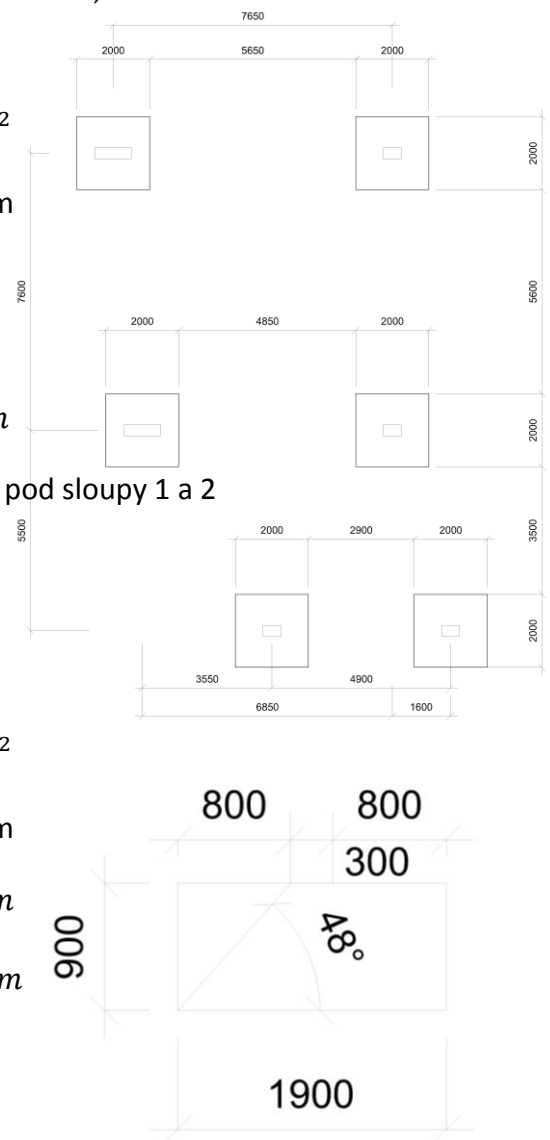
Požadovaná efektivní plocha základu:

$$A_{rqd} = \frac{N_{rd,0} + N_{g,0}}{R_{dt}} = \frac{1411,47}{800} = 1,76 \text{ m}^2$$

Návrh půdorysných rozměrů patky: 1,5x1,2 m

$$b_{pat} = 1,5 \text{ m} < \frac{\Delta x}{2} = \frac{4,9 - 1,5}{2} = 1,70 \text{ m}$$

$$l_{pat} = 1,9 \text{ m} < \frac{\Delta y}{2} = \frac{5,5 - 1,55}{2} = 1,98 \text{ m}$$



Návrh rozměrů pasu:

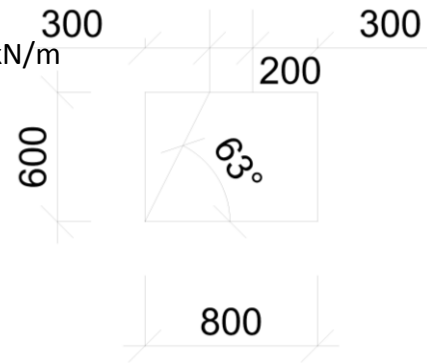
Normálová síla v patě stěny: $n_{Ed,0} = 327,76 \text{ kN/m}$

Požadovaná efektivní plocha základu:

$$A_{rqd} = \frac{N}{R_{dt}} = \frac{1,05 \cdot 327,76}{800} = 0,45 \text{ m}^2$$

Návrh šířky základového pasu: 0,8 m

Návrh výšky základového pasu: 0,6 m



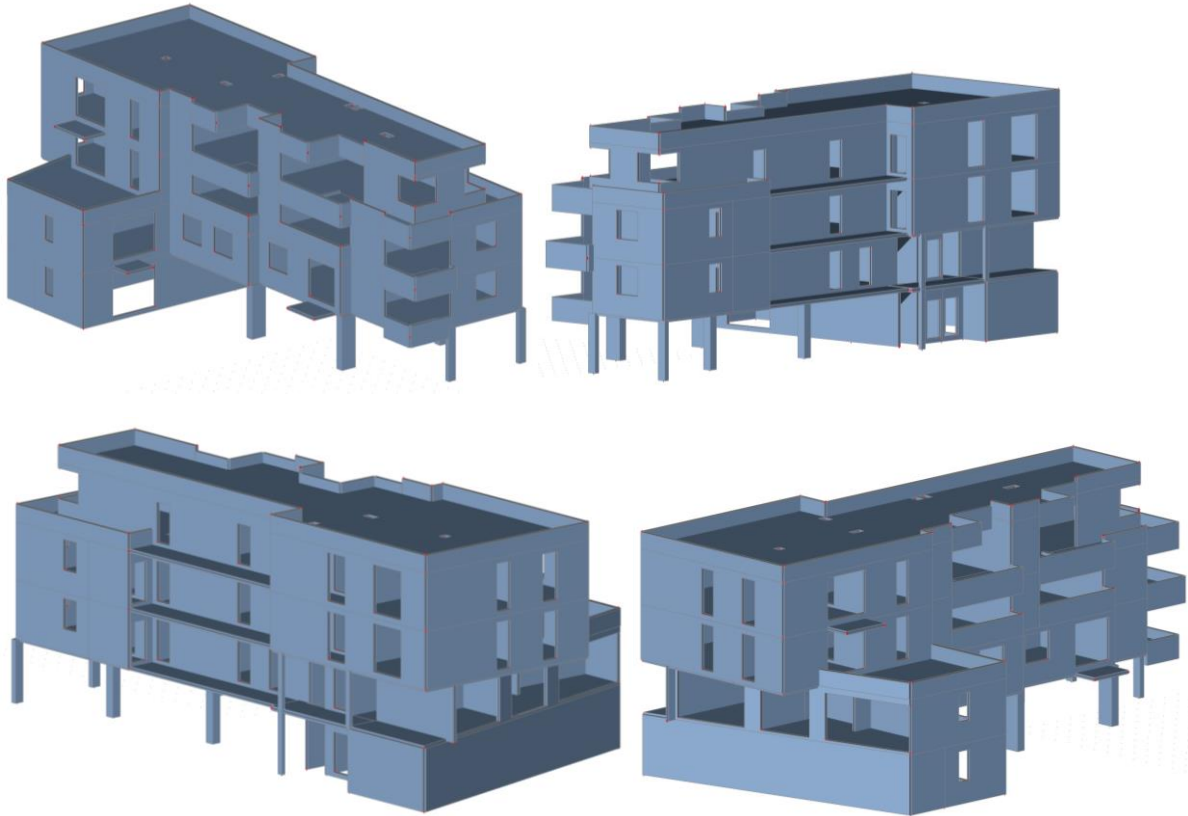
4.6 Prostorová tuhost objektu

Nosný systém objektu je tvořen kombinací ŽB stěna a ŽB sloupů s železobetonovými stropními deskami. Celým objektem prochází výtahové jádro. Prostorová tuhost se předpokládá jako dostačující a bude ověřena v další fázi projektu.

5 VYTVOŘENÍ 3D VÝPOČETNÍHO MODELU

Z předběžného výpočtu a studie byl vytvořen 3D model v programu SCIA Engineer. V modelu bylo vytvořené zatížení pro mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti charakteristické kombinaci. Pro MSU byly použity součinitele 1,35 pro stálá zatížení a 1,5 pro proměnná zatížení. Pro MSP byly použity součinitele 1,0 pro stálá zatížení a 1,0 pro proměnná zatížení.

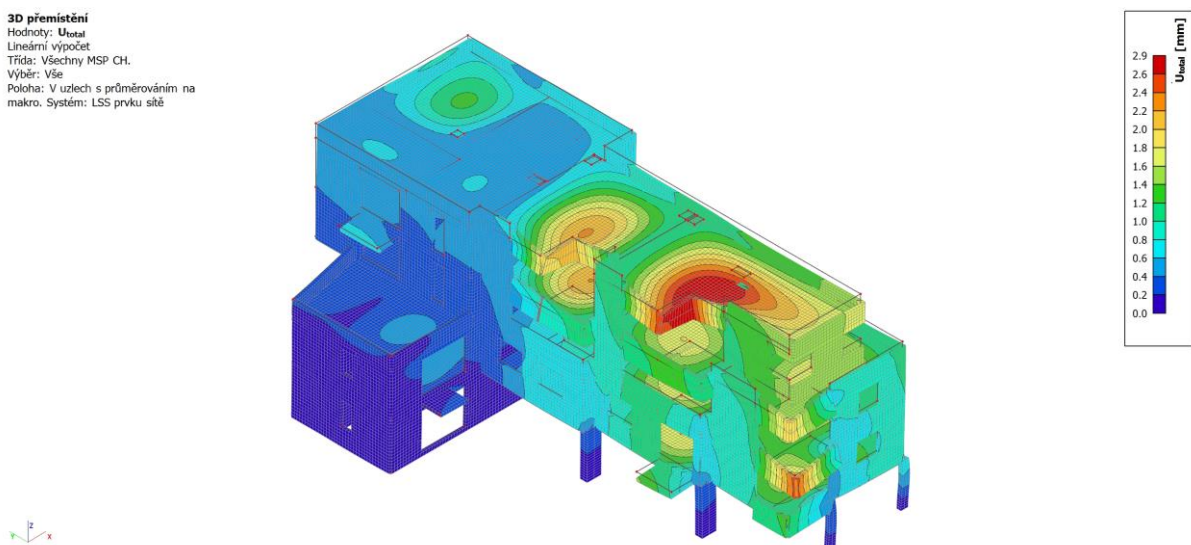
5.1 Pohledy na modely:



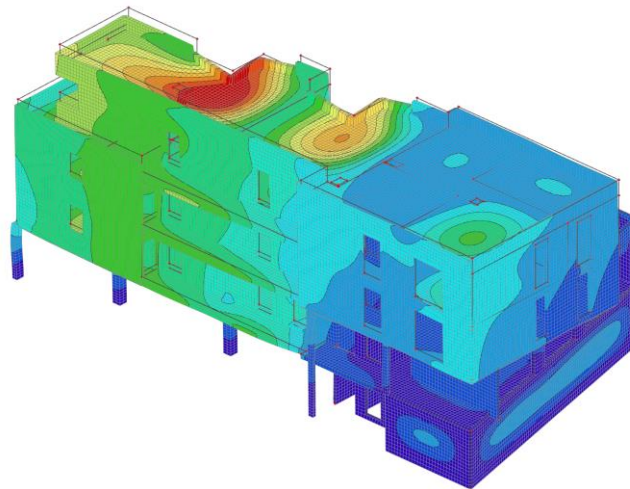
5.2 3D deformace

Zobrazované deformace jsou z charakteristické kombinace zatížení bez vlivu trhlin.

3D přemístění
 Hodnoty: U_{total}
 Lineární výpočet
 Třída: Všechny MSP CH.
 Výběr: Vše
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť



3D přemístění
 Hodnoty: U_{total}
 Lineární výpočet
 Třída: Všechny MSP CH.
 Výběr: Vše
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě

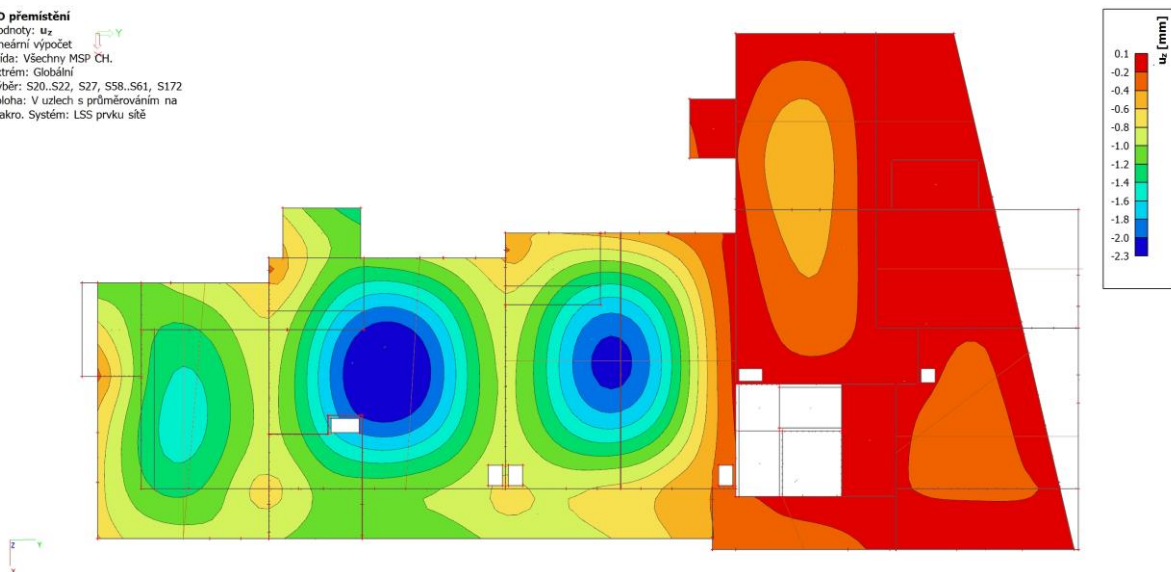


5.3 Průhyb stropních desek

Zobrazované deformace jsou z charakteristické kombinace zatížení bez vlivu trhlin.

5.3.1 Průhyb desky 1.NP

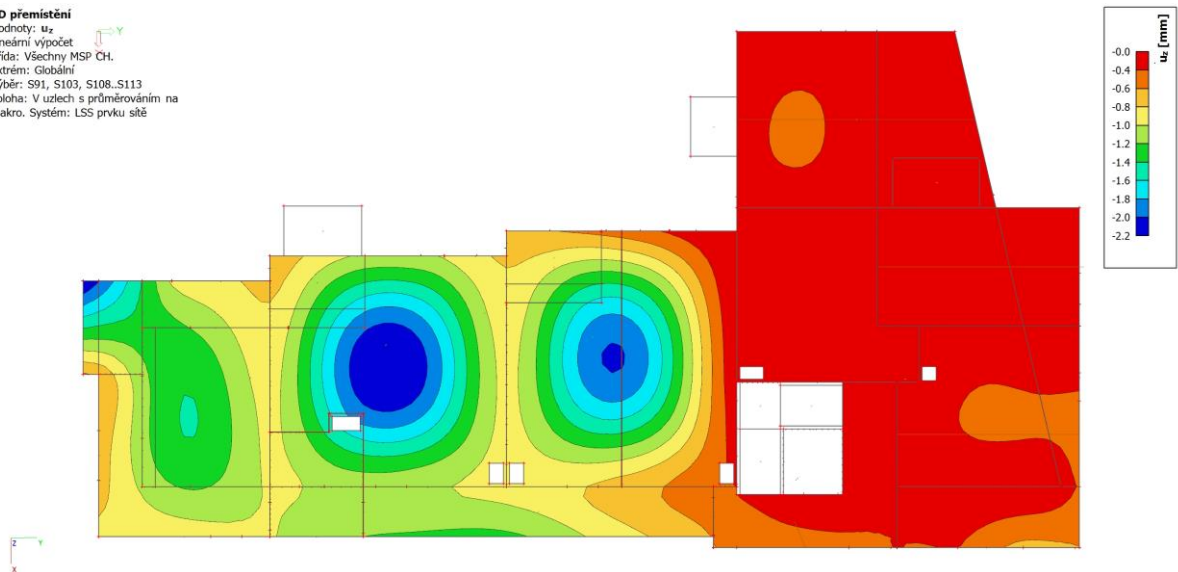
2D přemístění
 Hodnoty: u_z
 Lineární výpočet
 Třída: Všechny MSP CH.
 Extrém: Globální
 Výběr: S20..S22, S27, S58..S61, S172
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



5.3.2 Průhyb desky 2.NP

2D přemístění

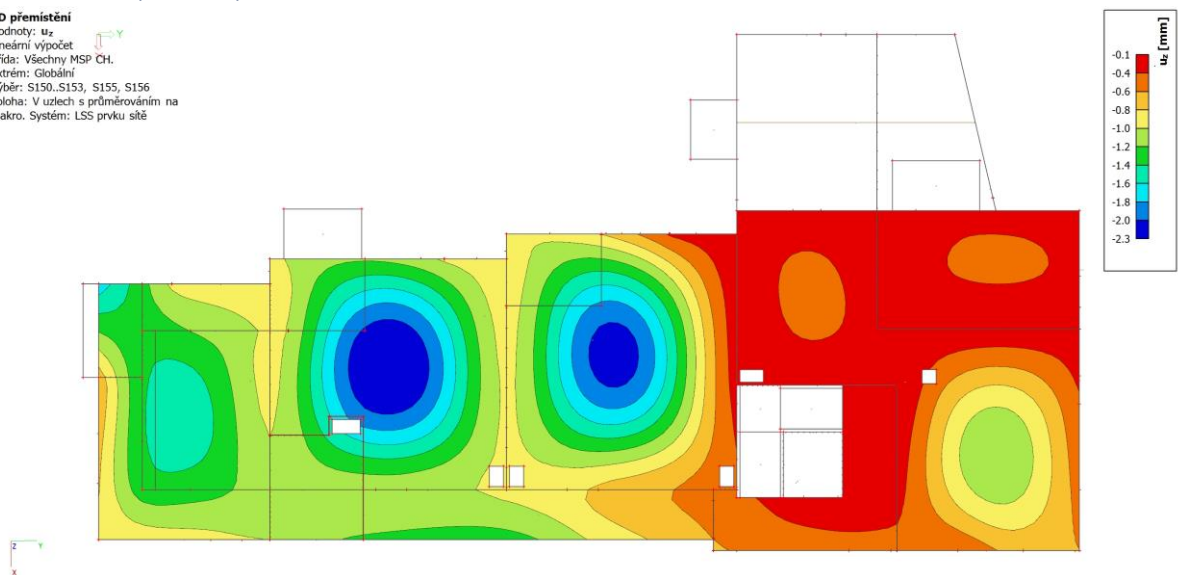
Hodnoty: u_z
Lineární výpočet
Třída: Všechny MSP CH.
Extrém: Globální
Výběr: S91, S103, S108, S113
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť



5.3.3 Průhyb desky 3.NP

2D přemístění

Hodnoty: u_z
Lineární výpočet
Třída: Všechny MSP CH.
Extrém: Globální
Výběr: S150, S153, S155, S156
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť



5.3.4 Průhyb střešní desky

2D přemístěníHodnoty: w_z

Lineární výpočet

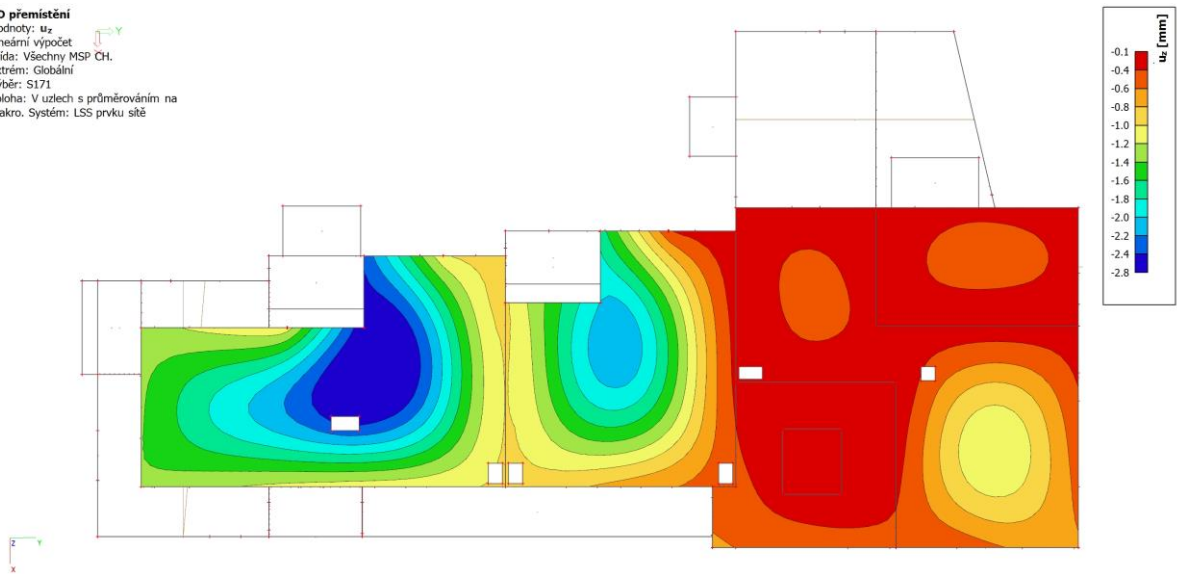
Třída: Všechny MSP CH.

Extrém: Globální

Výběr: S171

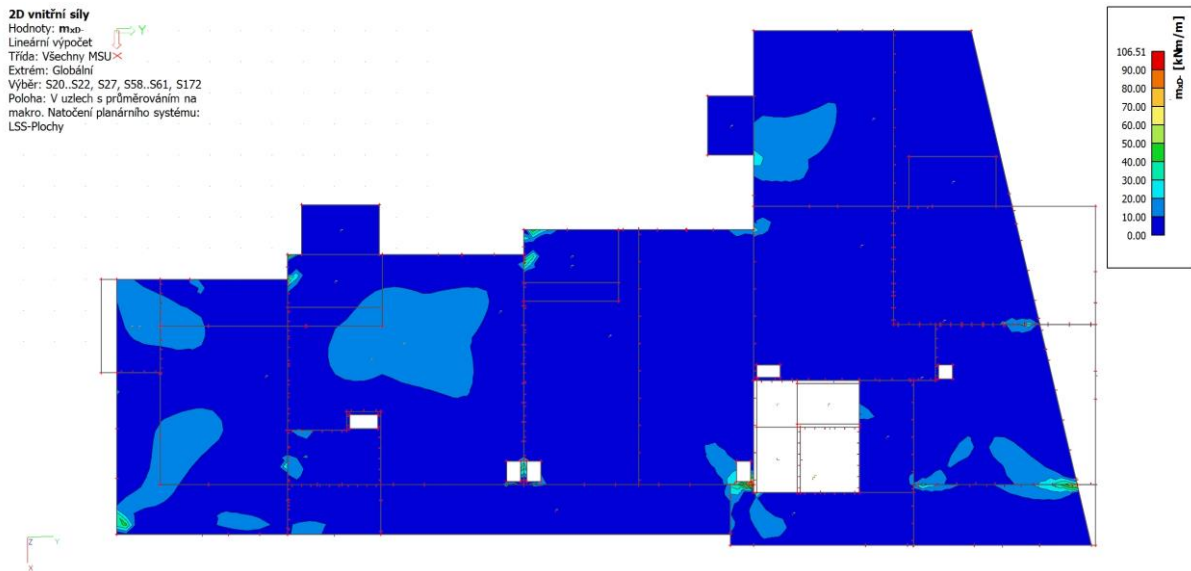
Poloha: V uzlech s průměrováním na

makro. Systém: LSS prvku síť



5.4 Momenty na stropních deskách

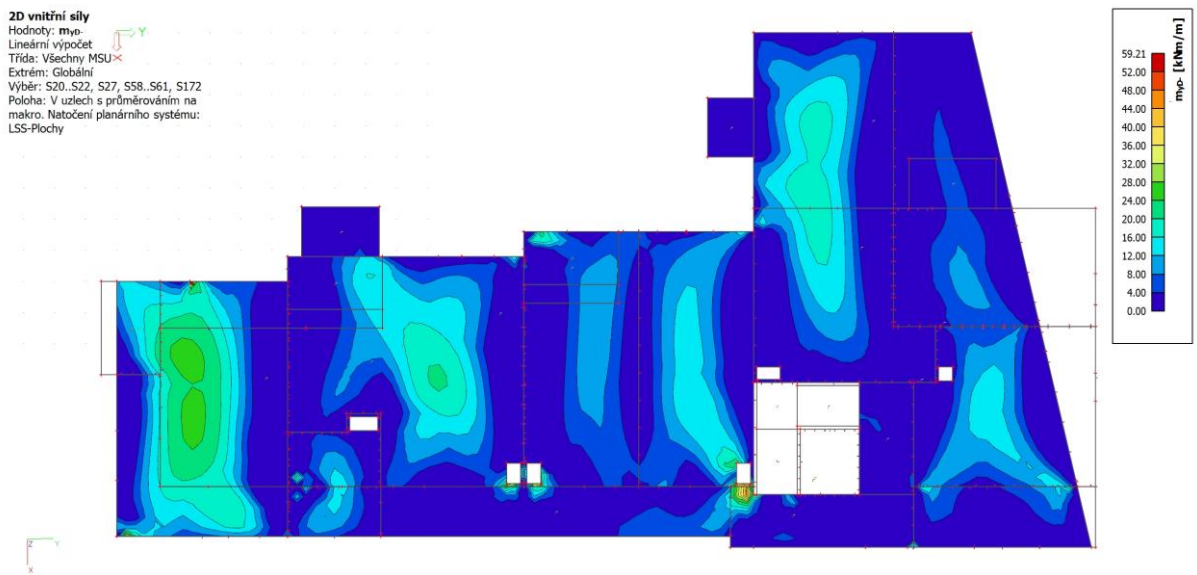
5.4.1 Momenty na desce 1.NP



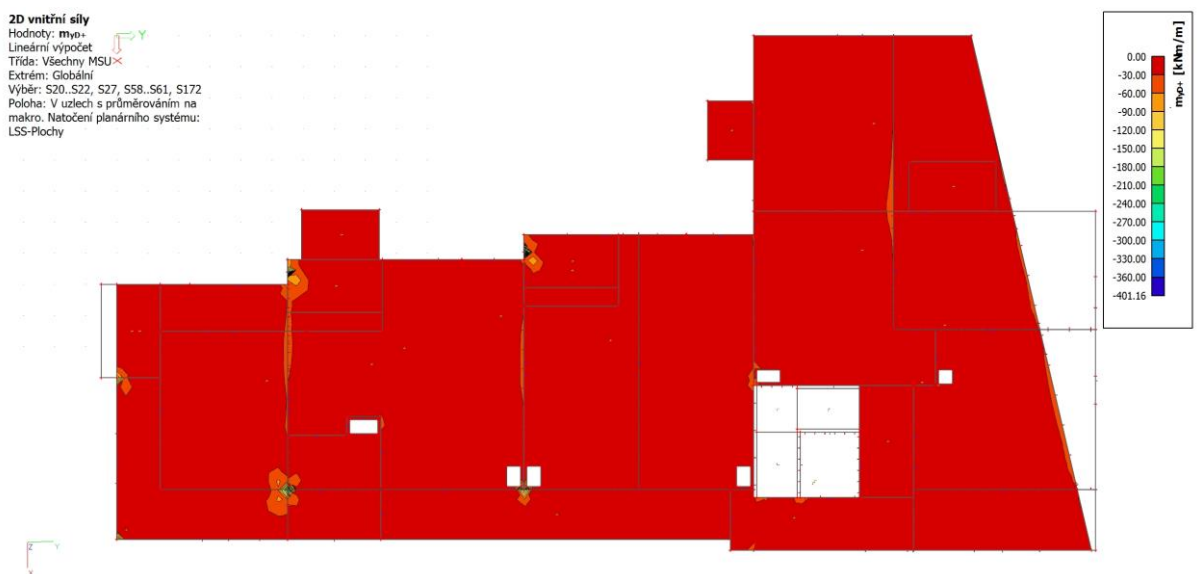
Návrhový moment m_x – mezipodporový



Návrhový moment m_x –podporový



Návrhový moment m_y – mezipodporový



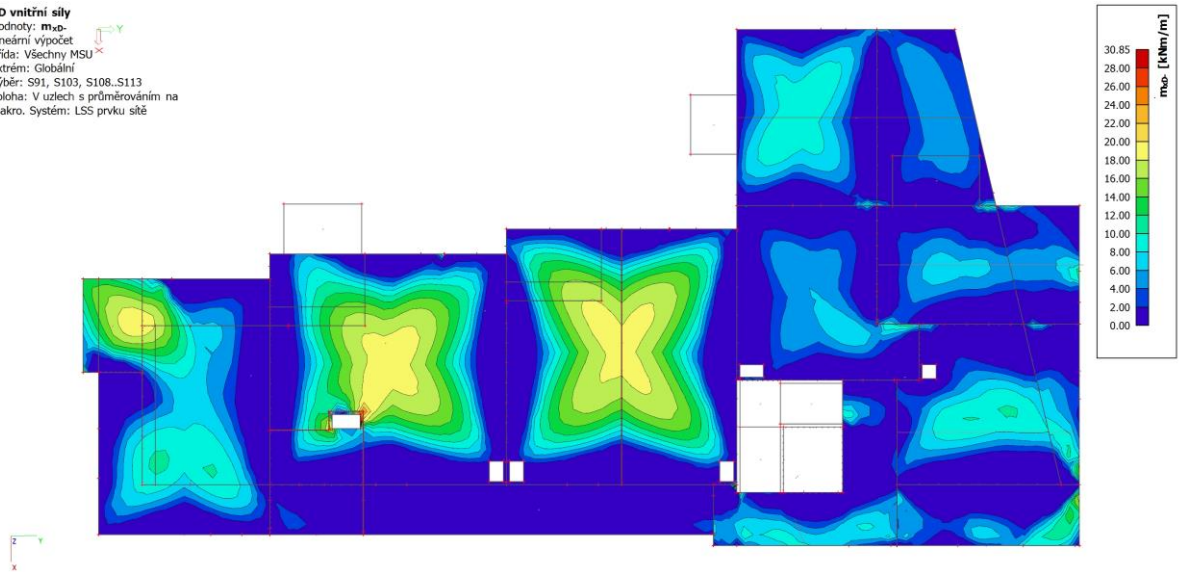
Návrhový moment m_y – podporový

Tabulka č. 5.4.1 – porovnání hodnot s předběžným výpočtem

Deska	Momenty předběžný výpočet [kNm/m]	Momenty SCIA [kNm/m]
D 1.1	6,44	11,16
	14,56	21,93
D 1.2	15,91	21,80
	15,11	19,10
D 1.3	14,84	18,50
	18,10	26,65
D 1.4	16,17	22,05
D 1.5	26,12	16,98
D 1.6	3,05	3,51
D 1.7	54,10	20,97
D 1.8	66,07	19,83

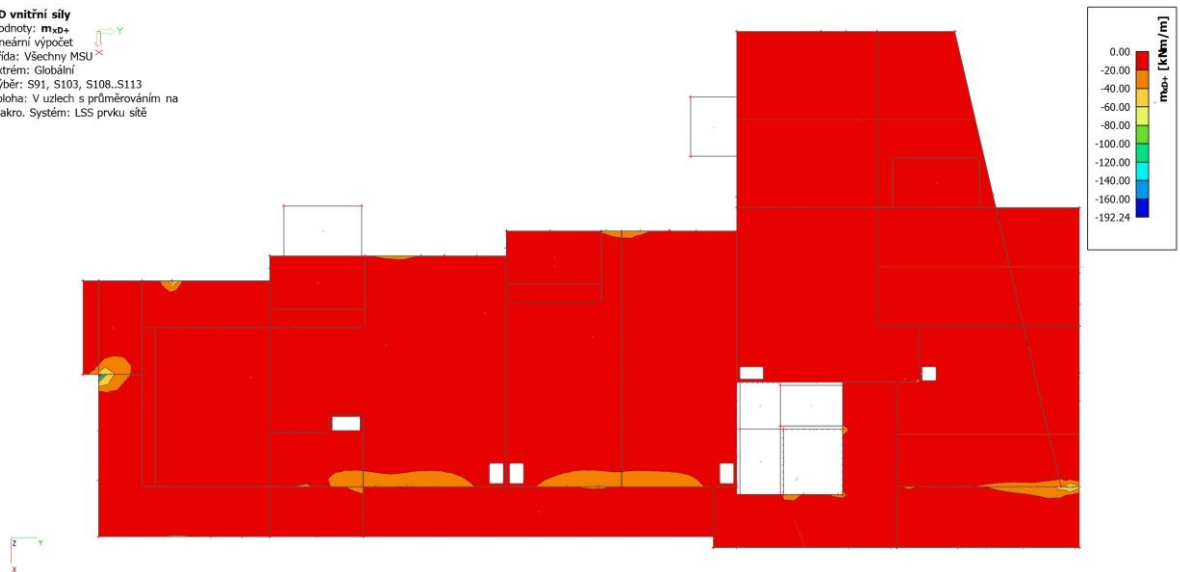
5.4.2 Momenty na desce 2.NP

2D vnitřní síly
 Hodnoty: m_x
 Lineární výpočet
 Třída: Všechny MSU
 Extrém: Globální
 Výběr: S91, S103, S108, S113
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě

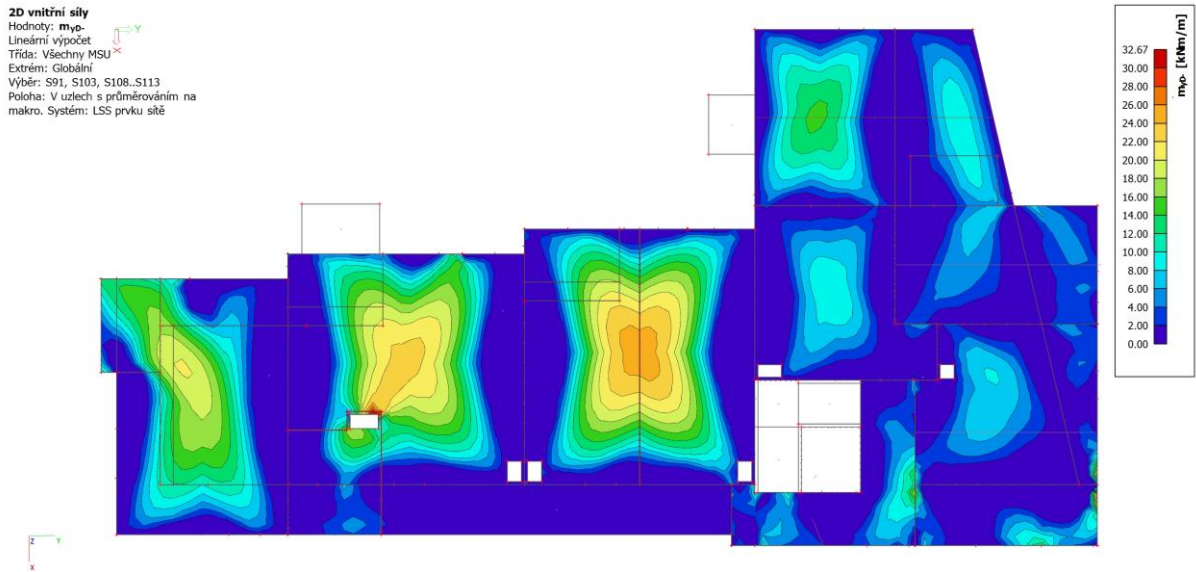


Návrhový moment m_x – mezipodporový

2D vnitřní síly
 Hodnoty: m_x
 Lineární výpočet
 Třída: Všechny MSU
 Extrém: Globální
 Výběr: S91, S103, S108, S113
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



Návrhový moment m_x – podporový

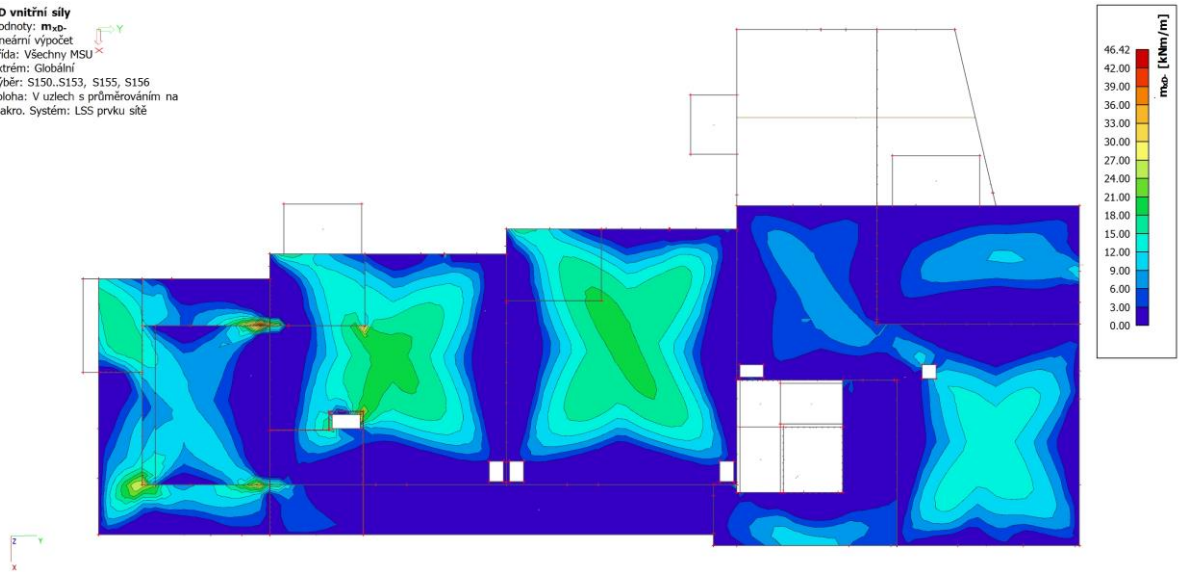
Návrhový moment m_y – mezpodporovýNávrhový moment m_y – podporový

Tabulka č. 5.4.2 – porovnání hodnot s předběžným výpočtem

Deska	Momenty předběžný výpočet [kNm/m]	Momenty SCIA [kNm/m]
D 2.7	19,46	9,51
D 2.8	2,50	5,76
	7,62	8,29
D 2.9	7,11	6,79
	9,17	9,20
D 2.10	66,07	8,18

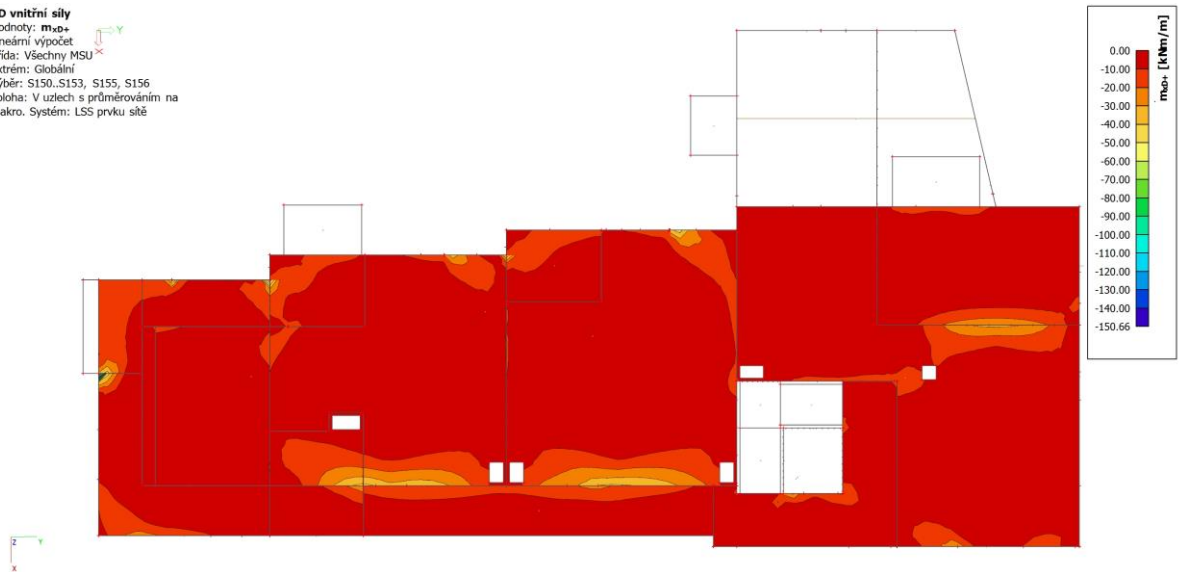
5.4.3 Momenty na desce 3.NP

2D vnitřní síly
 Hodnoty: m_x
 Lineární výpočet
 Třída: Všechny MSU
 Extrém: Globální
 Výběr: S150, S153, S155, S156
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě

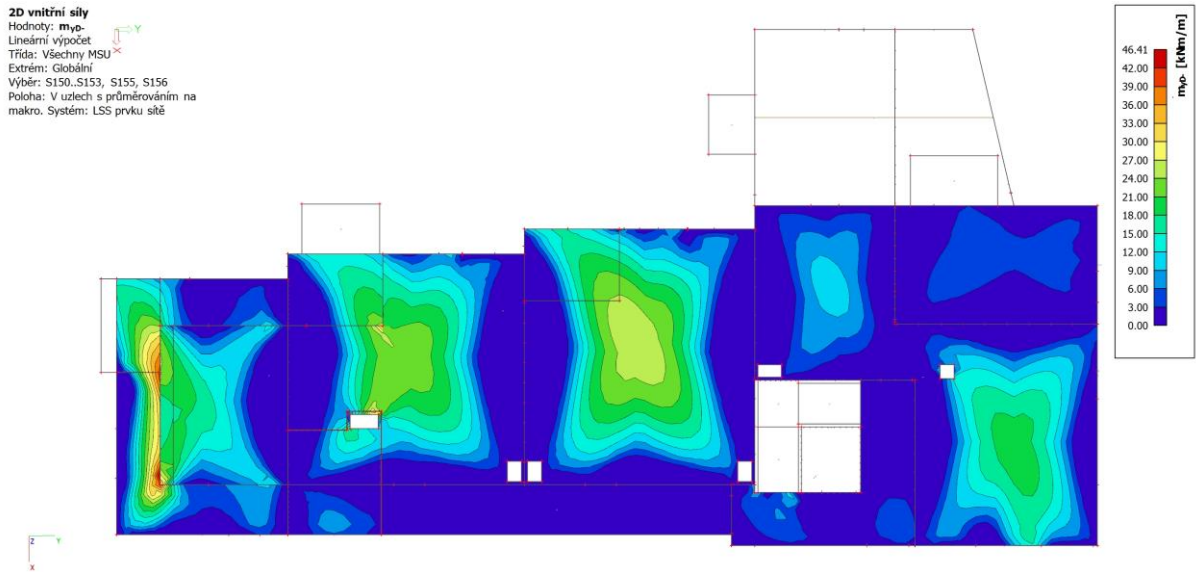


Návrhový moment m_x – mezipodporový

2D vnitřní síly
 Hodnoty: m_x
 Lineární výpočet
 Třída: Všechny MSU
 Extrém: Globální
 Výběr: S150, S153, S155, S156
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



Návrhový moment m_x – podporový

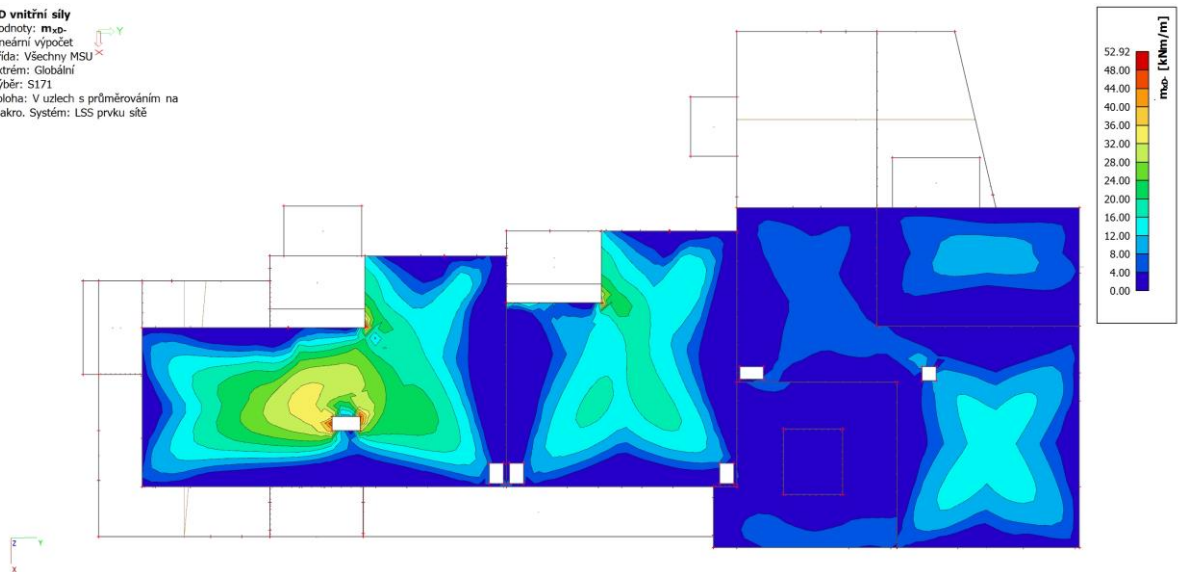
Návrhový moment m_y – mezipodporovýNávrhový moment m_y – podporový

Tabulka č. 5.4.3 – porovnání hodnot s předběžným výpočtem

Deska	Momenty předběžný výpočet [kNm/m]	Momenty SCIA [kNm/m]
D 3.6	5,17	7,07
	8,07	10,52
D 3.8	8,85	13,59
	13,17	19,20

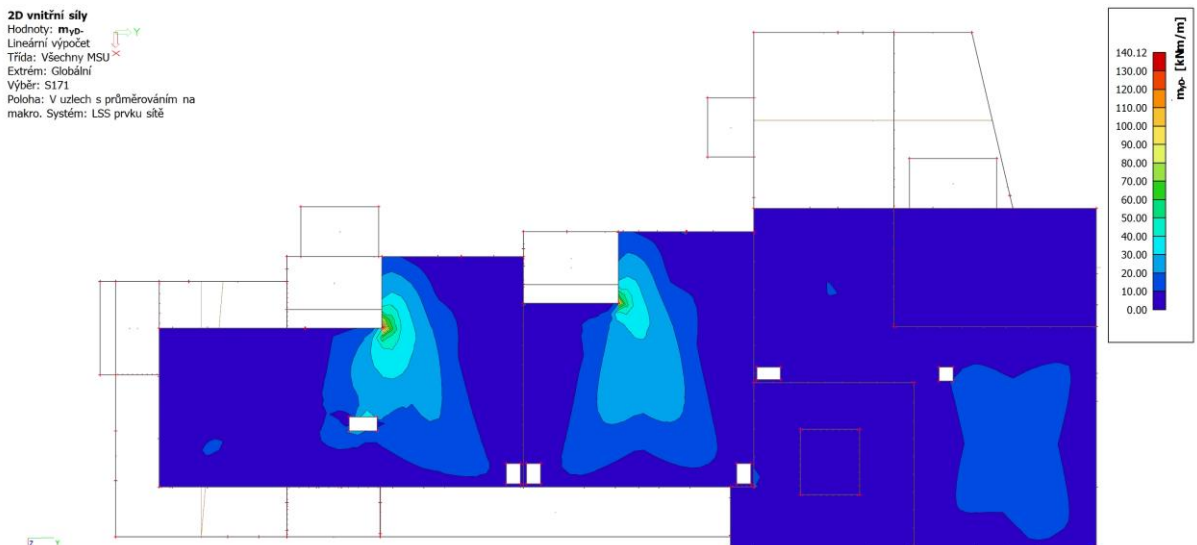
5.4.4 Momenty na desce střechy

2D vnitřní síly
Hodnoty: m_x
Lineární výpočet
Třída: Všechny MSU
Extrém: Globální
Výběr: S171
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě

Návrhový moment m_x – mezipodporový

2D vnitřní síly
Hodnoty: m_x
Lineární výpočet
Třída: Všechny MSU
Extrém: Globální
Výběr: S171
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě

Návrhový moment m_x –podporový



Návrhový moment m_y – mezipodporový



Návrhový moment m_y – podporový

Tabulka č. 5.4.1 – porovnání hodnot s předběžným výpočtem

Deska	Momenty předběžný výpočet [kNm/m]	Momenty SCIA [kNm/m]
D 4.1	35,05	42,00
D 4.2	16,61	21,04
	15,79	19,05
D 4.3	15,50	18,25
	18,91	27,31
D 4.4	3,89	7,16
D 4.5	3,45	3,60
D 4.6	5,40	6,45
	8,43	8,28
D 4.7	2,62	5,76
	7,96	9,41
D 4.8	9,24	13,39
	13,76	18,39

5.5 Porovnání vnitřních sil v průvlacích

5.5.1 Porovnání momentů

Tabulka č. 5.5.1 – Porovnání momentů

Průvlak	Med – předběžný výpočet [kNm]	Med – SCIA [kNm]
P 1.1	113,38	29,44
P 2.1	163,96	25,33
P 3.1	115,69	28,03
P 3.2	136,43	143,35
P 3.3	118,93	118,88
P 4.1	22,86	11,28
P 4.2	119,01	88,03
P 4.3	119,01	64,75

5.5.2 Porovnání smyku

Tabulka č. 5.5.2 – Porovnání momentů

Průvlak	Ved – předběžný výpočet [kN]	Ved – SCIA [kN]
P 1.1	259,14	56,36
P 2.1	314,81	41,01
P 3.1	264,44	56,46
P 3.2	261,94	79,18
P 3.3	241,90	77,41
P 4.1	88,47	55,48
P 4.2	192,99	73,48
P 4.3	192,99	36,46

Protože byl předběžný výpočet průvlaků zjednodušený nedá se předpokládat úplná shoda hodnot. S porovnáním hodnot se dá určit, že předběžný výpočet byl na straně bezpečnosti.

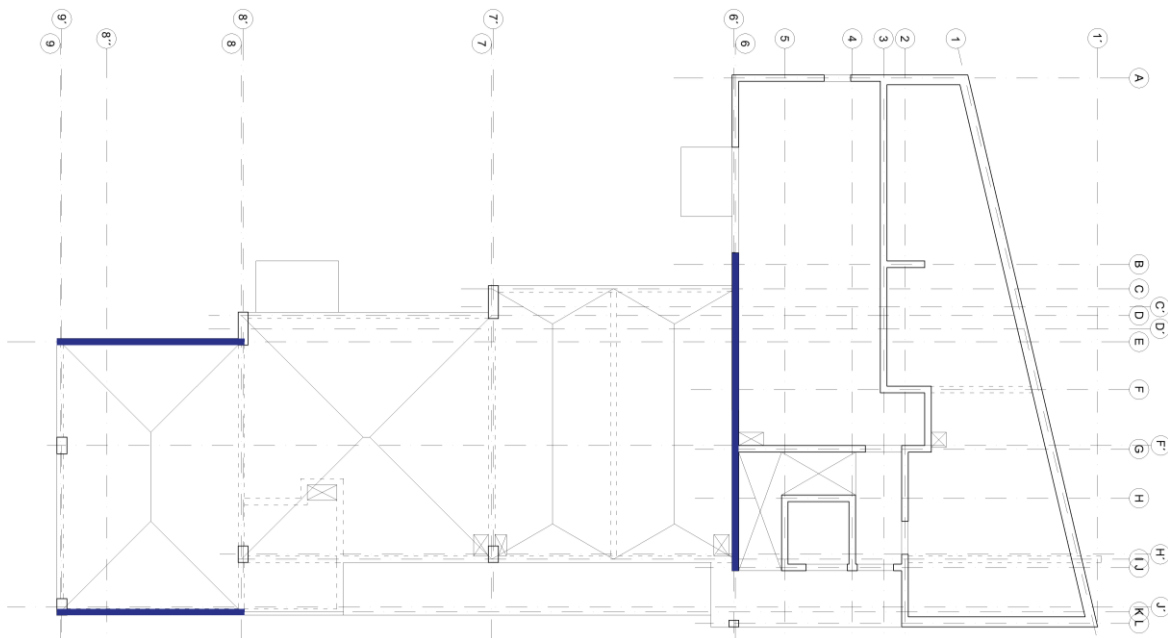
5.6 Porovnání reakcí ve sloupech a stěně

Tabulka č. 5.6.1 – Porovnání reakcí

Průvlak	Ved – předběžný výpočet [kN]	Ved – SCIA [kN]
S 1	1270,31	671,70
S 2	618,99	1287,78
S 3	1900,18	2123,39
S 4	2630,84	2450,18
S 5	2734,40	2575,28
S 6	2823,27	2497,45
Součet sil ve sloupech	11977,99	10721,42
Stěna [kN/m]	327,76	573,55

Pro zpřesnění reakcí ve sloupech je upraven modul pružnosti z původní hodnoty 32,8 GPa na 10,93 GPa ve stěnách v osách 6, E, K.

VYZNAČENÍ STĚN SE ZMĚNOU MODULU PRUŽNOSTI:



Tabulka č. 5.6.2 – Porovnání reakcí – změna tuhosti

Průvlak	Ved – předběžný výpočet [kN]	Ved – SCIA [kN]
S 1	1270,31	705,14
S 2	618,99	977,67
S 3	1900,18	2199,79
S 4	2630,84	2842,41
S 5	2734,40	2623,83
S 6	2823,27	2714,22
Celkové síly ve sloupech	11977,99	12063,06
Stěna [kN/m]	327,76	556,59

Třetí zpřesnění reakcí ve sloupech je změnění modulu pružnosti ve všech stěnách.

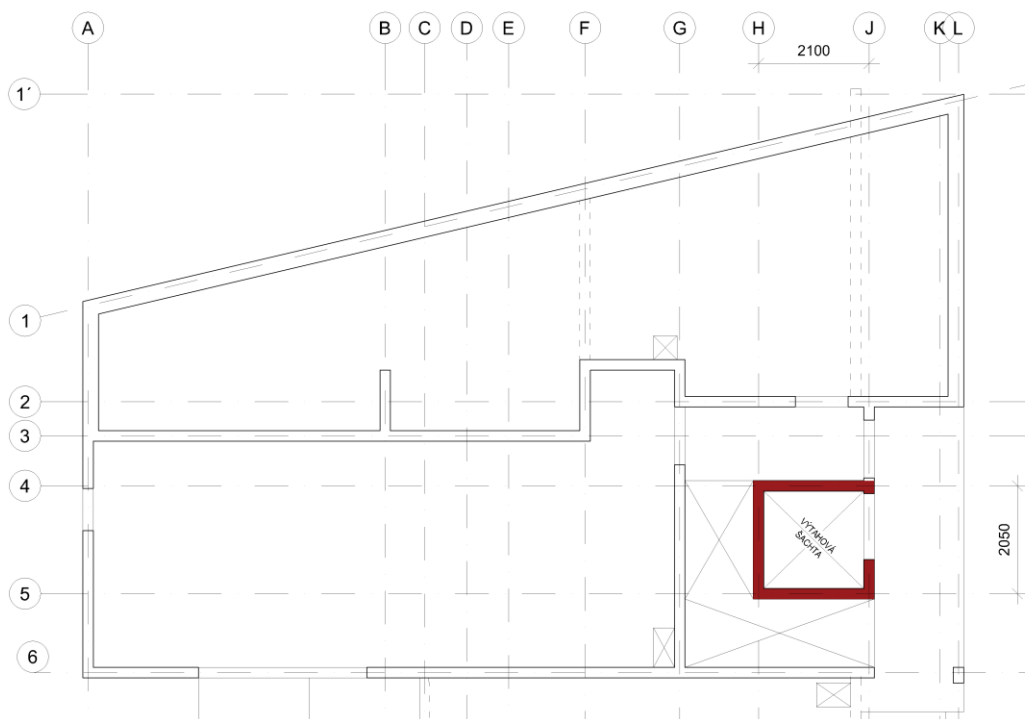
Tabulka č. 5.6.3 – Porovnání reakcí – změna tuhosti

Průvlak	Ved – předběžný výpočet [kN]	Ved – SCIA [kN]
S 1	1270,31	731,64
S 2	618,99	1174,59
S 3	1900,18	2128,06
S 4	2630,84	2620,10
S 5	2734,40	2349,33
S 6	2823,27	2568,45
Celkové síly ve sloupech	11977,99	11572,17
Stěna [kN/m]	327,76	521,42

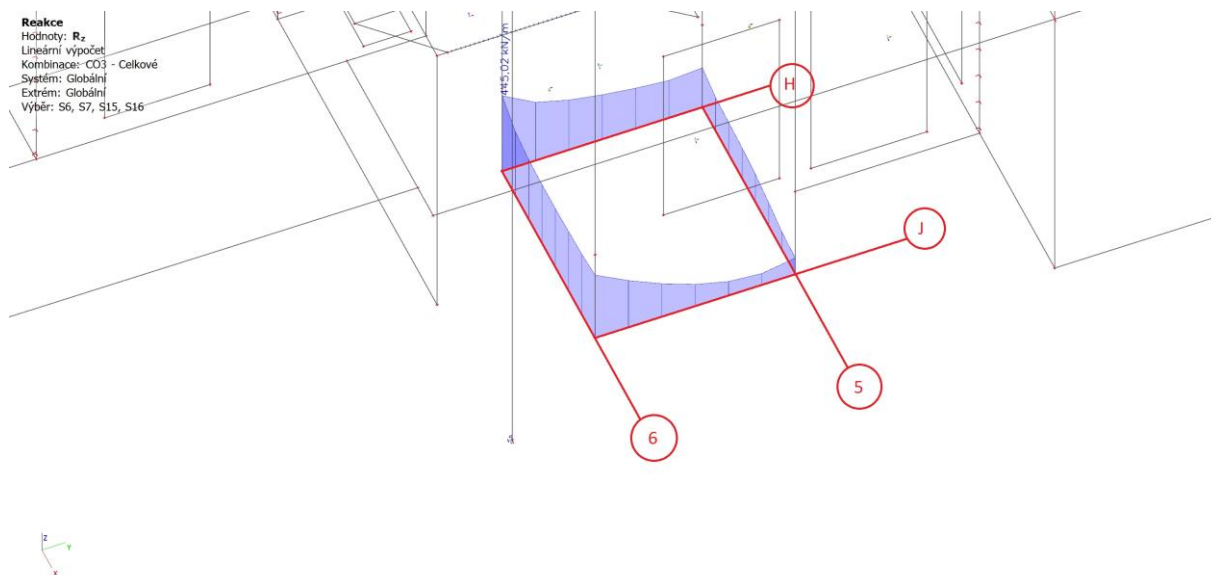
5.7 Kontrola tuhosti objektu

Výsek půdorys se ztužujícím jádrem:

ZTUŽUJÍCÍ JÁDRO

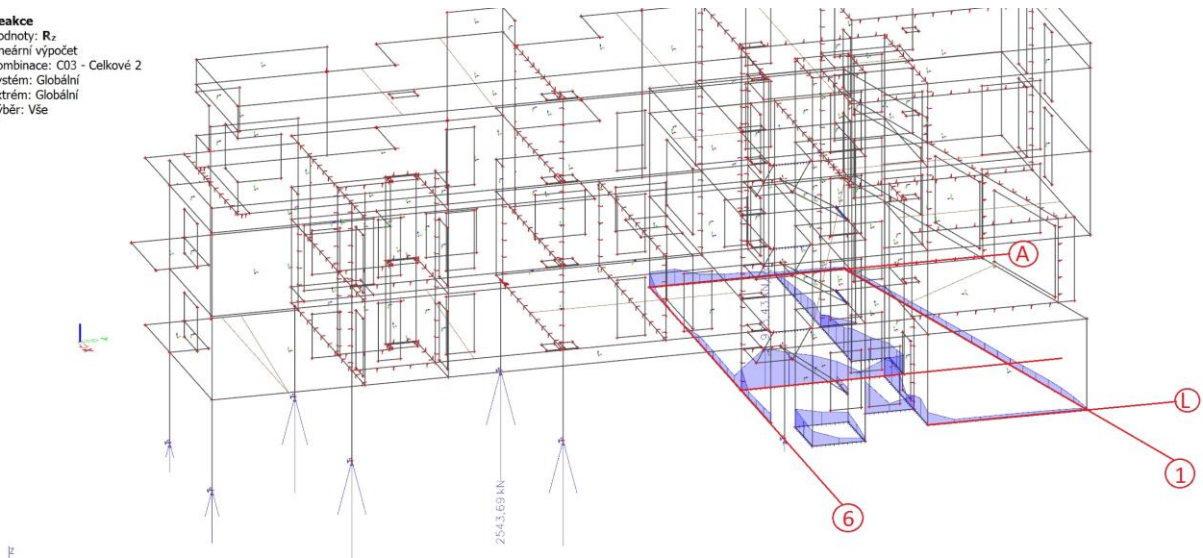


Výsledné reakce ve ztužujícím jádře:



Reakce celého objektu:

Reakce
Hodnoty: Rz
Lineární výpočet
Kombinace: C03 - Celkové 2
Systém: Globální
Extrém: Globální
Výběr: Vše



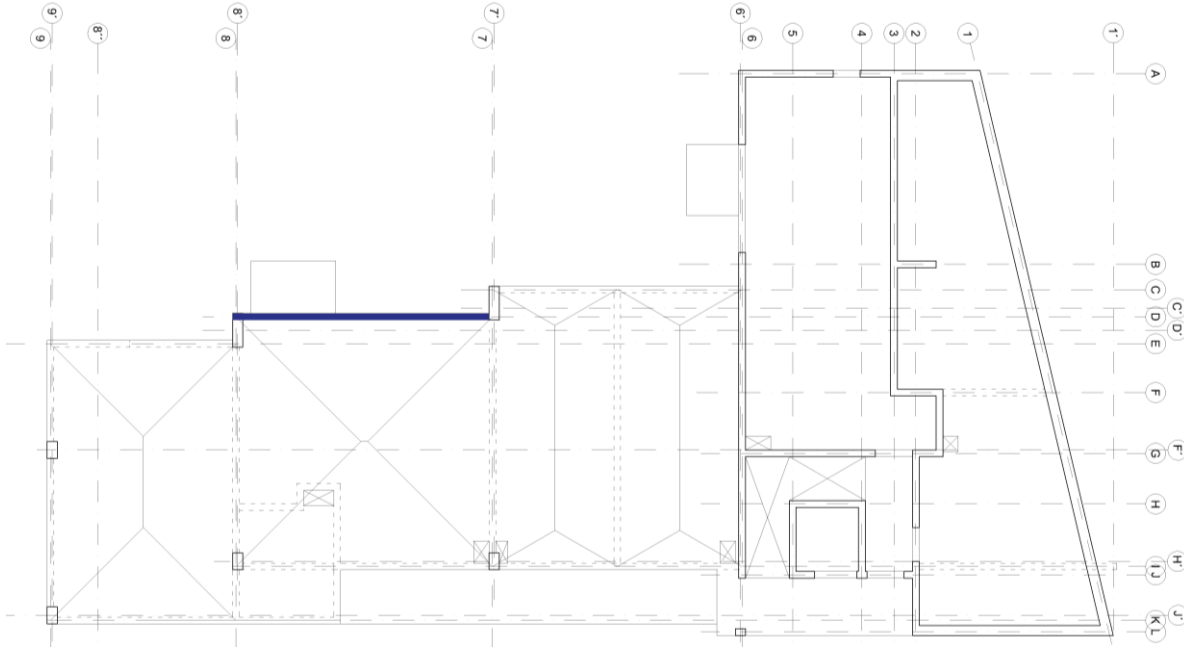
Reakce jsou z charakteristické kombinace zatížení.

V podporách nevzniká tah, a proto je prostorová tuhost dostačující.

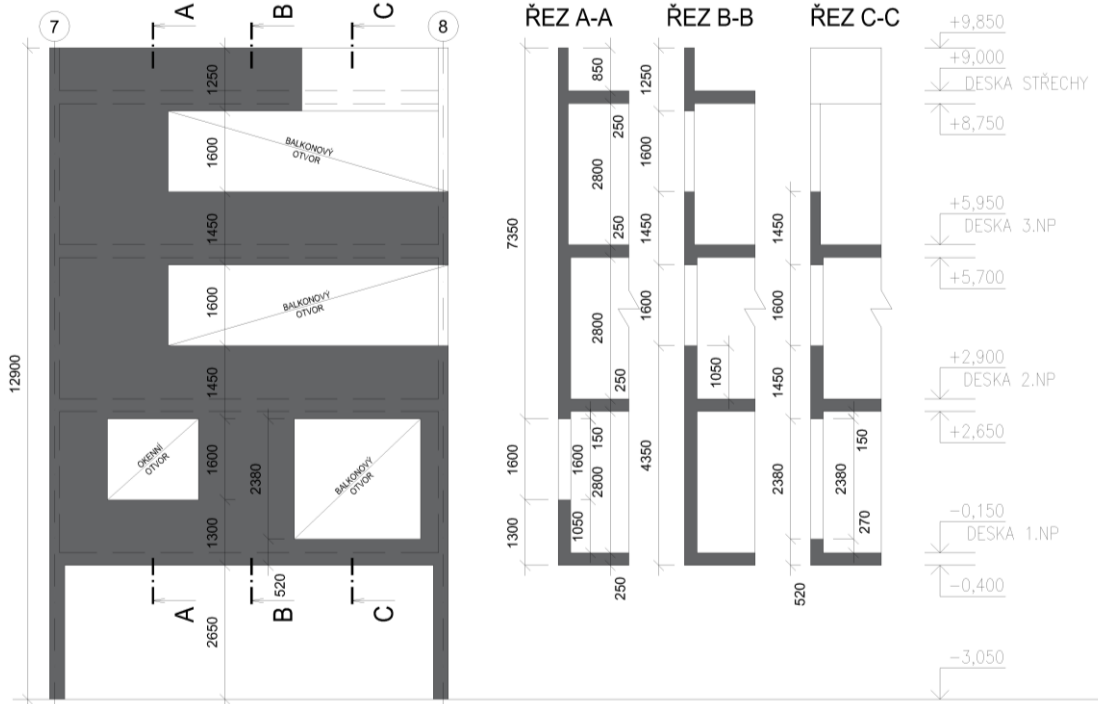
6 PODROBNÝ NÁVRH VYBRANÉHO STĚNOVÉHO NOSNÉHO PRVKU

V podrobném návrhu bude vyřešen stěnový nosník N6, který se nachází na ose D.

UMÍSTĚNÍ STĚNOVÉHO NOSNÍKU N6

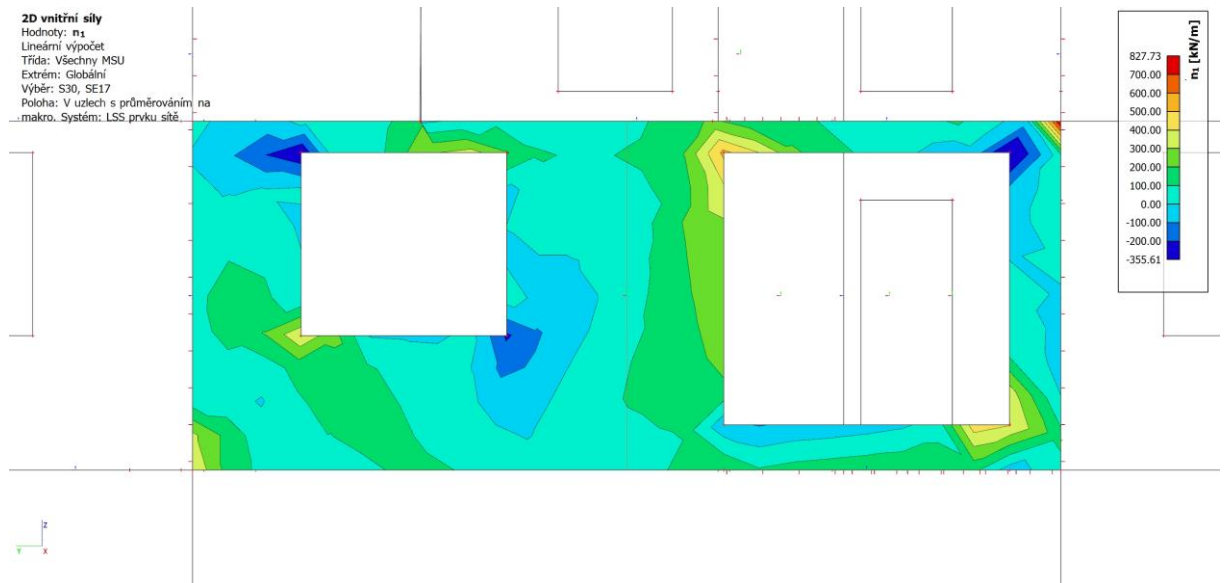


POHLED NA STĚNU OSY D - STĚNOVÝ NOSNÍK N6

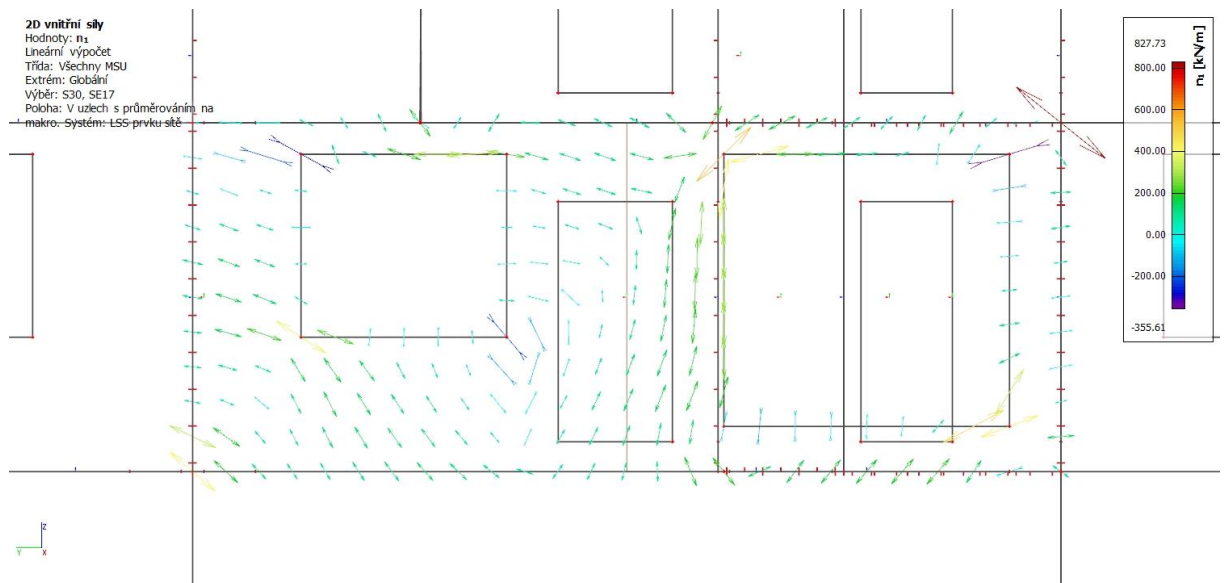


6.1 Vnitřní síly na stěnovém nosníku

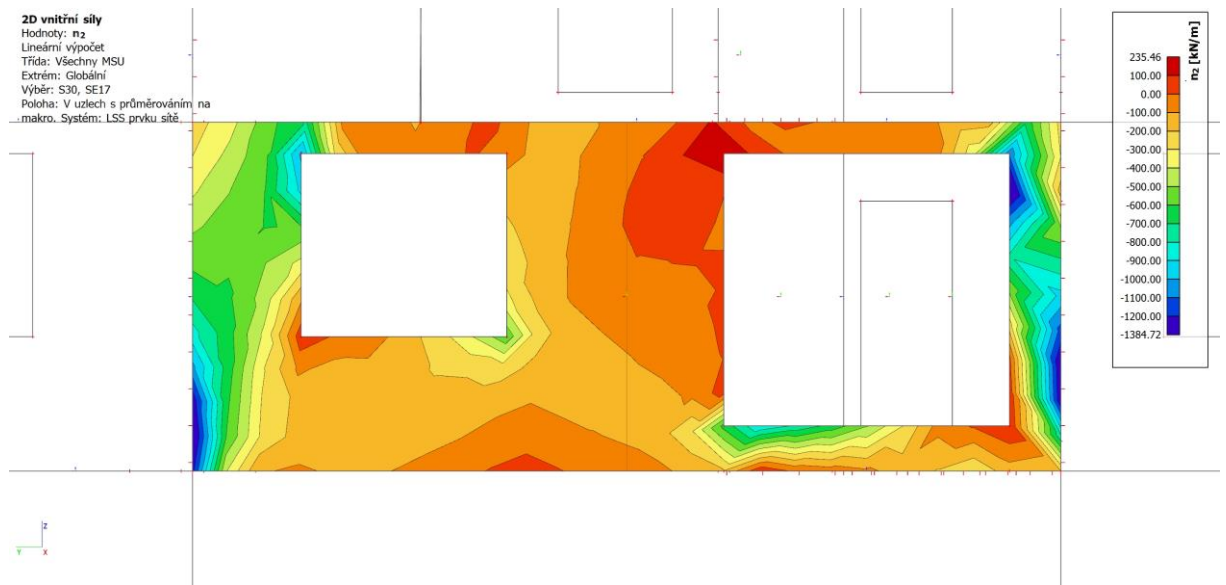
Hlavní tahy:



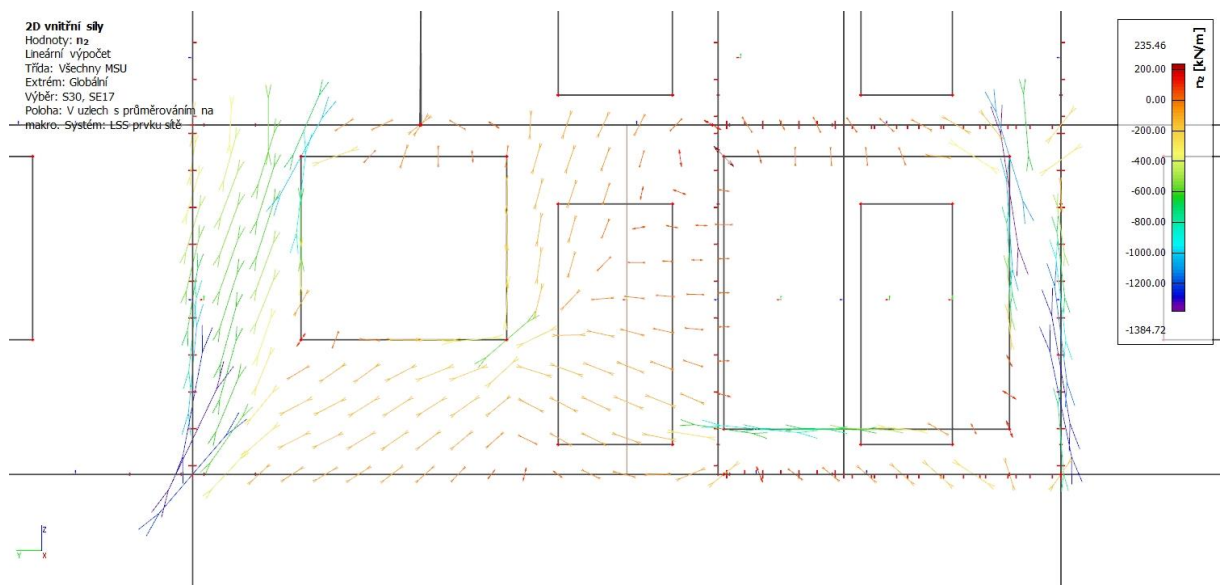
Trajektorie hlavních tahů:



Hlavní tlaky:

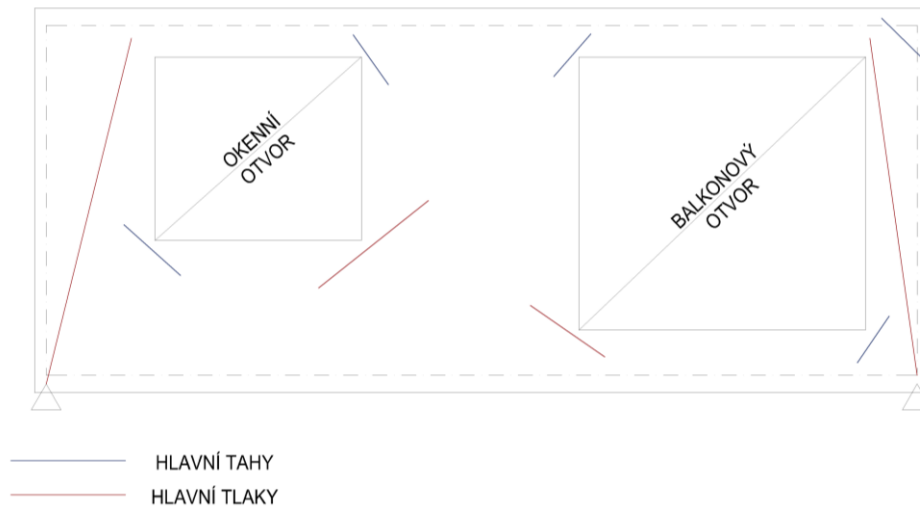


Trajektorie hlavních tlaků:



6.2 Vytvoření příhradové analogie pro stěnový nosník

VYZNAČENÍ EXTRÉMŮ:



Předběžný návrh táhel a vzpěr:

Minimální šířka vzpěr:

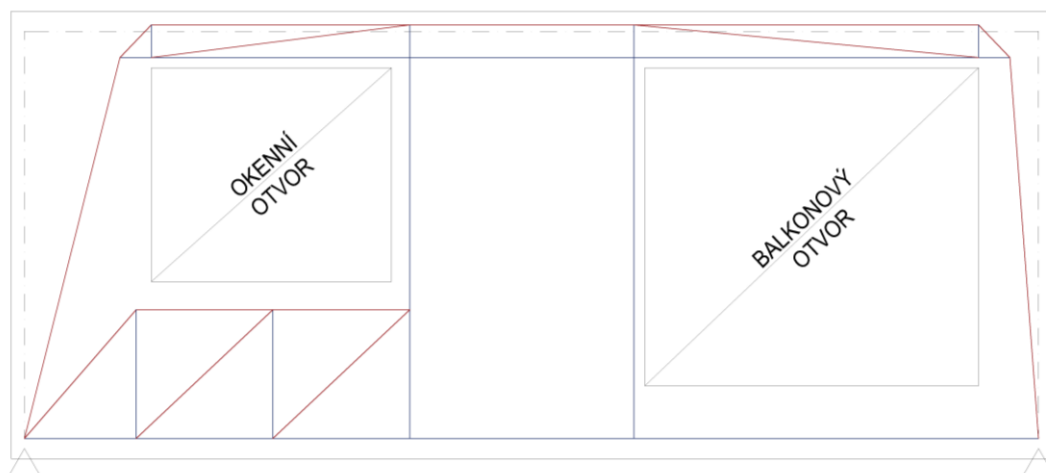
$$d_c = \frac{N_c}{\sigma_{cd} \cdot b} = \frac{1418,72 \cdot 10^3}{20 \cdot 200} = 354 \text{ mm}$$

Betonové vzpěry budou mít rozměr 200x360 mm.

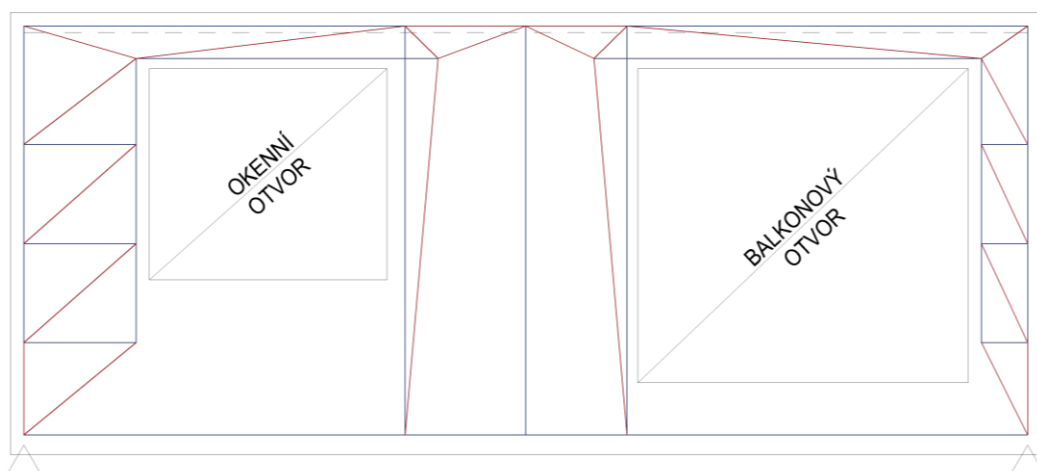
Minimální rozměry táhel:

$$A_{s,min} = \frac{N_y}{\sigma_{yd}} = \frac{836,61 \cdot 10^3}{435} = 1923,24 \text{ mm}^2$$

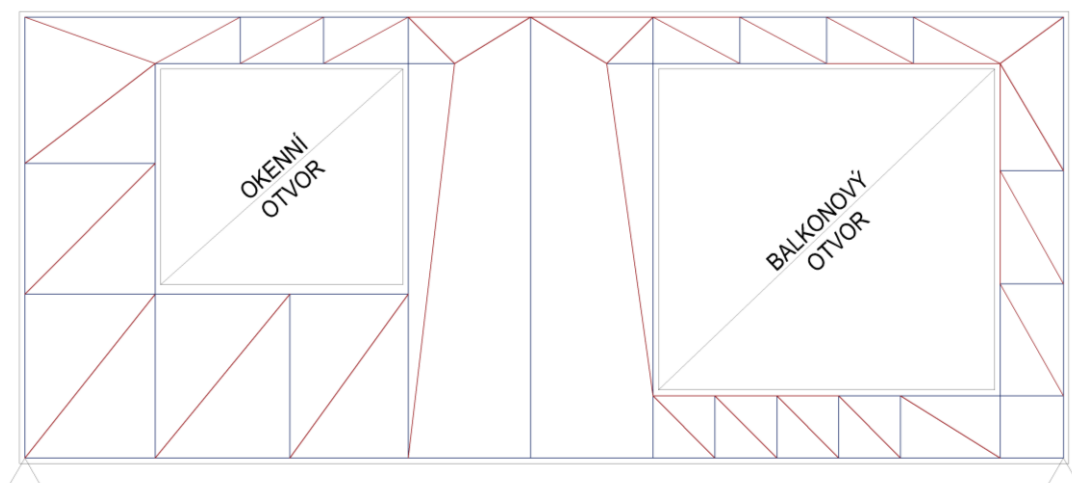
6.2.1 Varianta 1



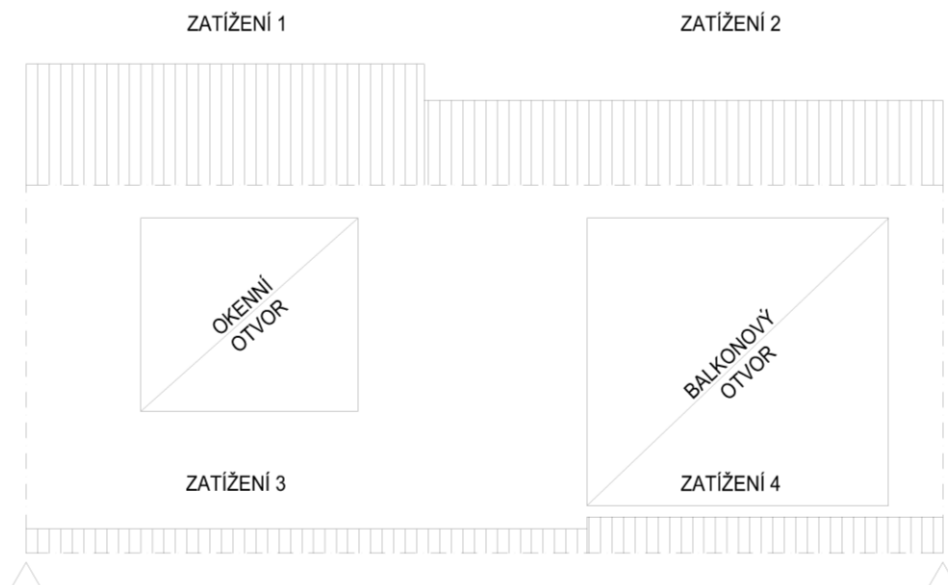
6.2.2 Varianta 2



6.2.3 Varianta 3



6.2.3.1 Liniové rozdělení zatížení



Liniové zatížení 1:

- konstrukce přenáší zatížení ze stropní desky 2.NP a konstrukcemi nad stropní deskou

Liniové zatížení 2:

- konstrukce přenáší zatížení ze stropní desky 2.NP a betonovým zábradlím

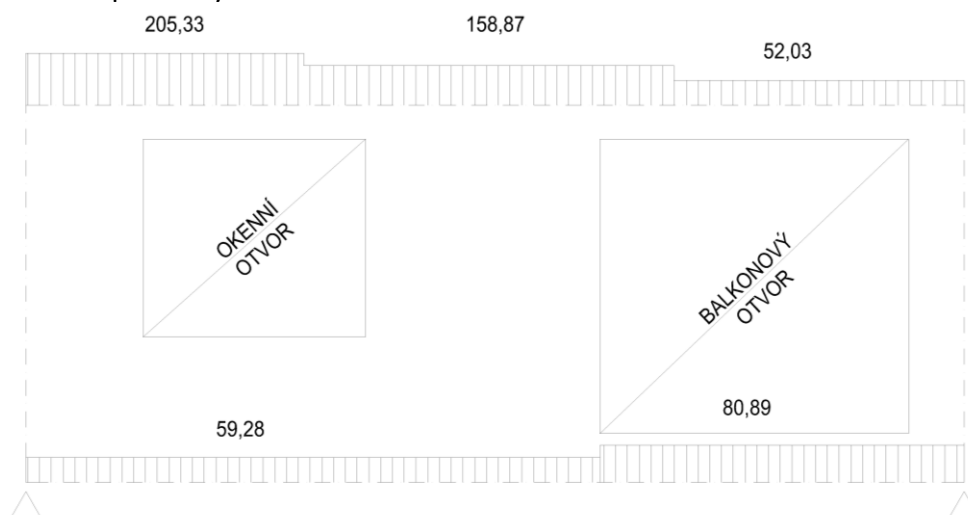
Liniové zatížení 3:

- konstrukce přenáší zatížení ze stropní desky 1.NP

Liniové zatížení 4:

- konstrukce přenáší zatížení ze stropní desky 1.NP a balkonu

Zatížení s hodnotami převzaté ze SCII a zjednodušeny na jednu hodnotu liniového zatížení pro daný úsek.

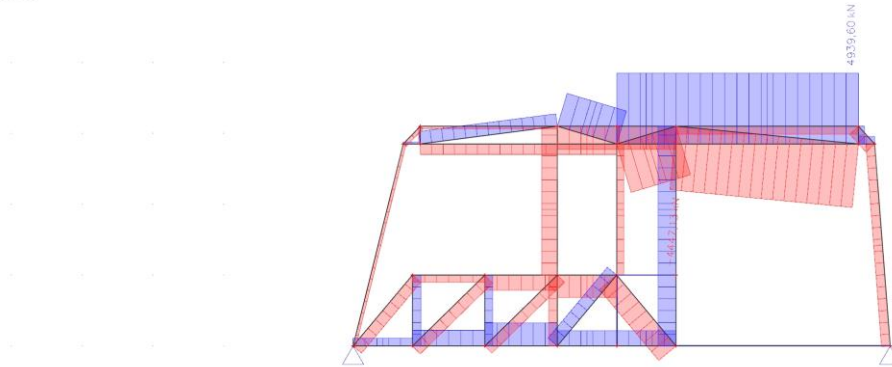


6.2.3.2 Vnitřní síly variant příhradové konstrukce

Liniové zatížení bylo převedeno do styčníků jako bodová síla.

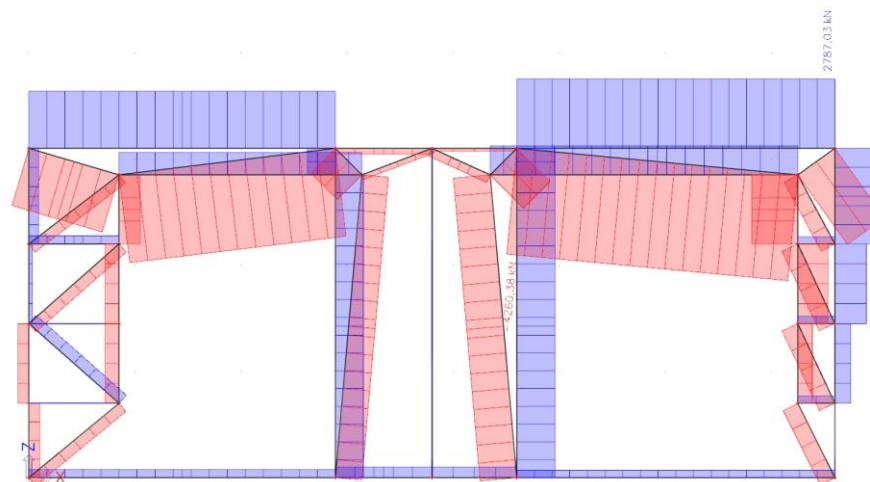
Varianta 1:

1D vnitřní síly
Hodnoty: **N**
Lineární výpočet
Zatěžovací stav: ZS2
Souřadný systém: DleC
Extrém 1D: Globální
Výběr: Vše



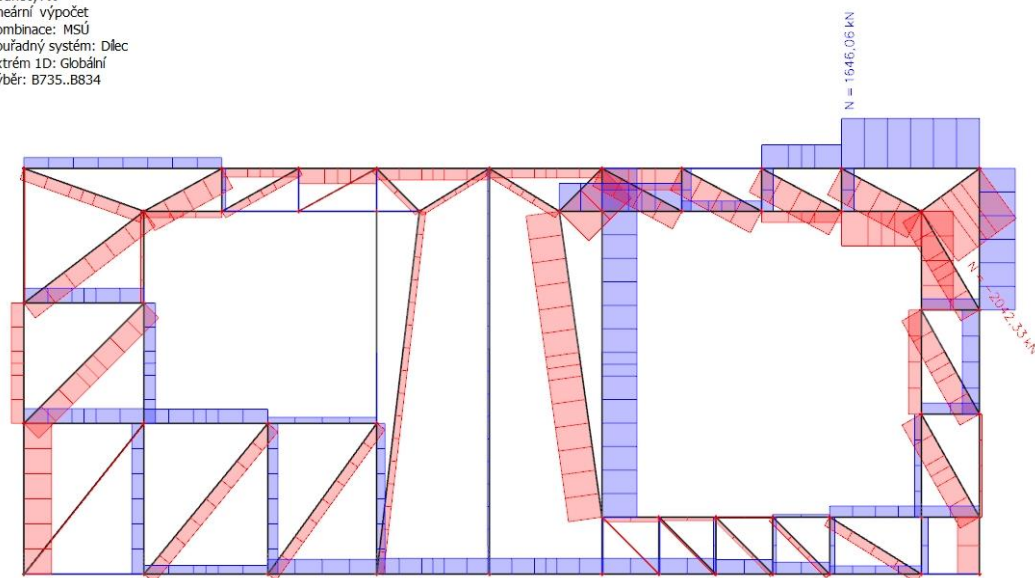
Varianta 2:

1D vnitřní síly
Hodnoty: **N**
Lineární výpočet
Zatěžovací stav: ZS2
Souřadný systém: DleC
Extrém 1D: Globální
Výběr: Vše



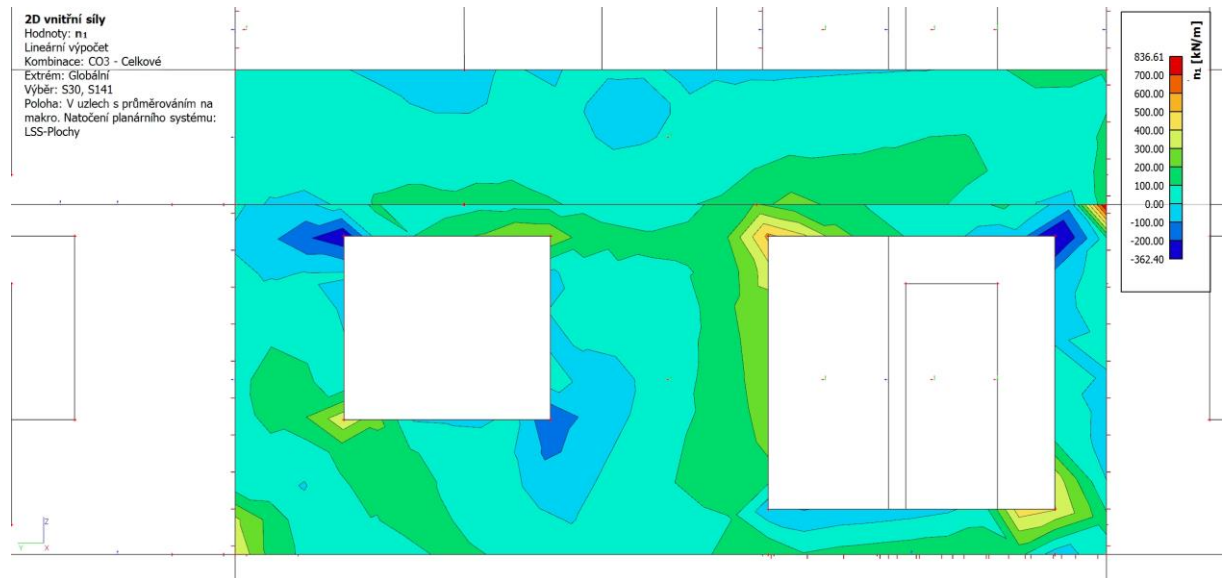
Varianta 3:

1D vnitřní síly
Hodnoty: N
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ
Souřadný systém: Dlec
Extrém 1D: Globální
Výběr: B735..B834

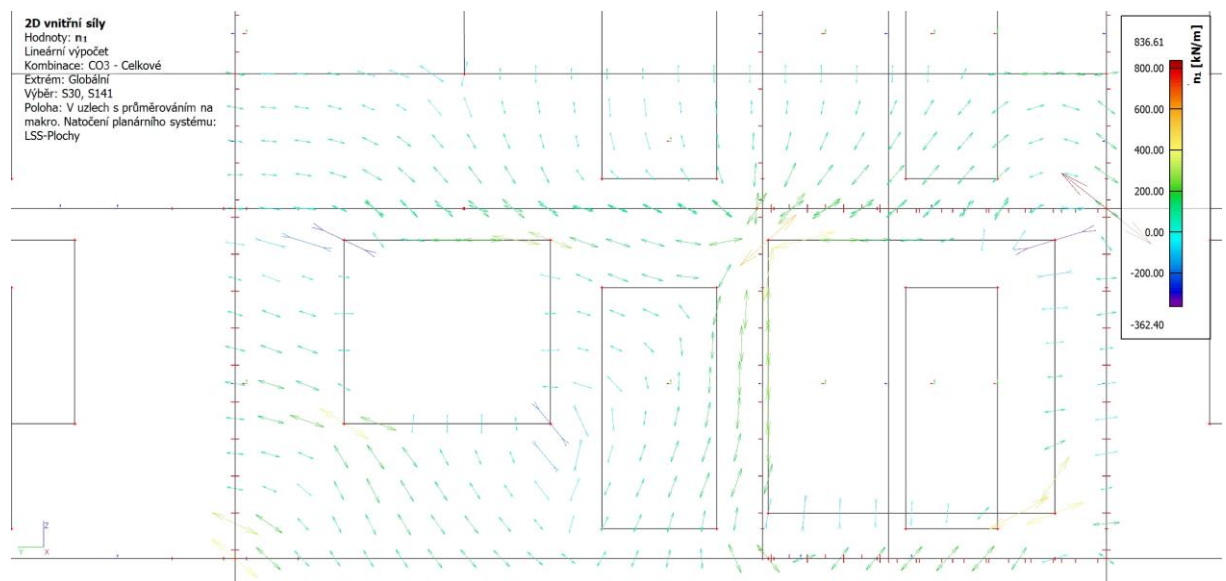


6.3 Vnitřní síly na stěnovém nosníku s parapetem

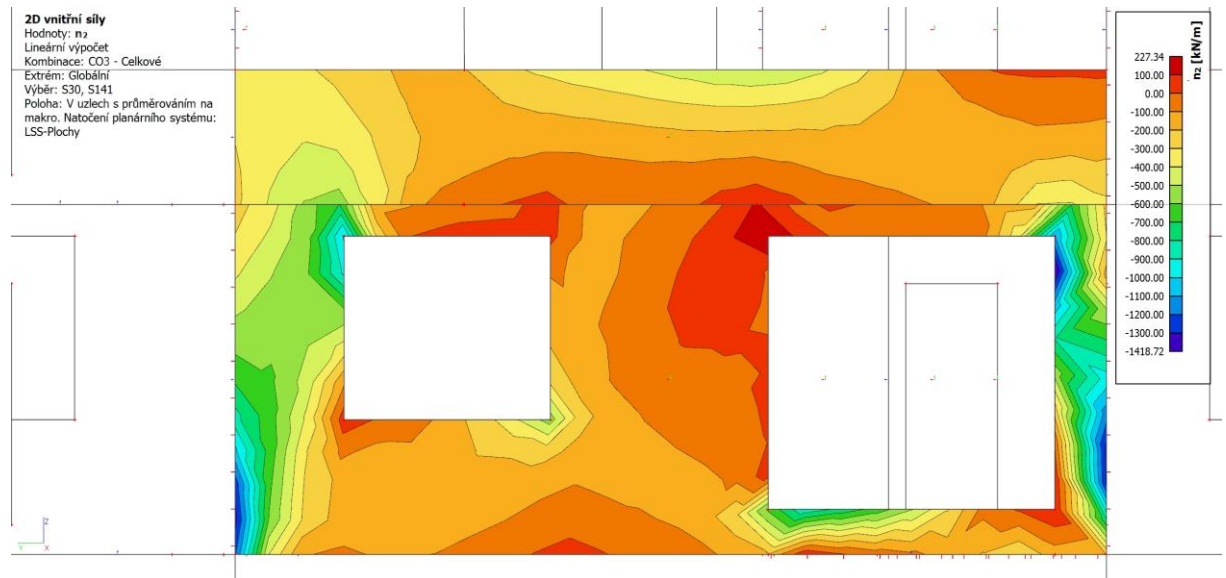
Hlavní tahy:



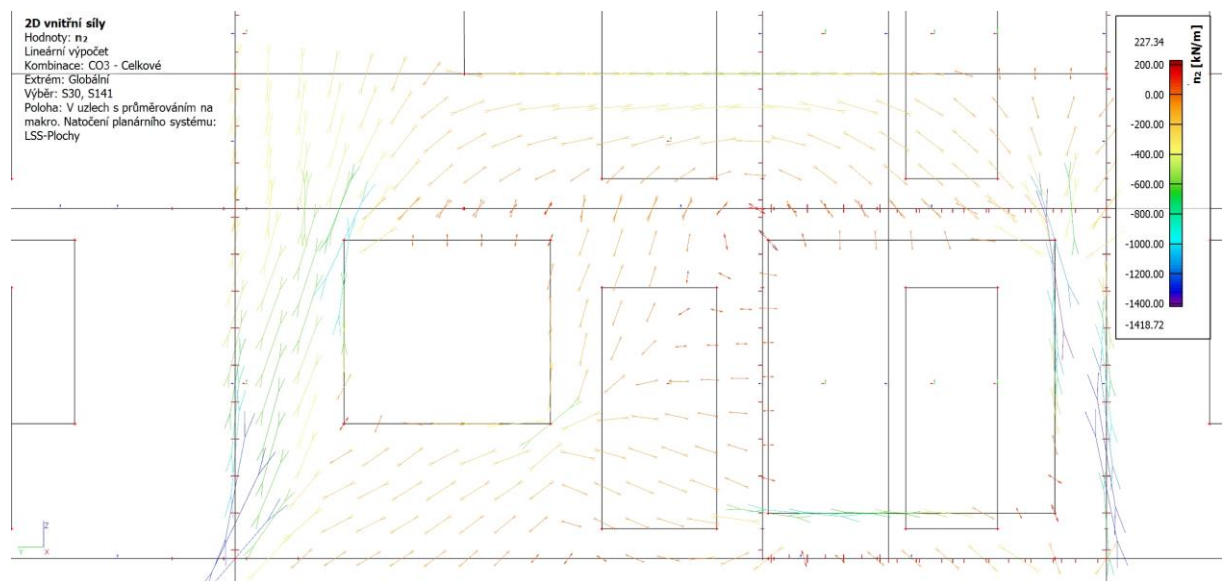
Trajektorie hlavních tahů:



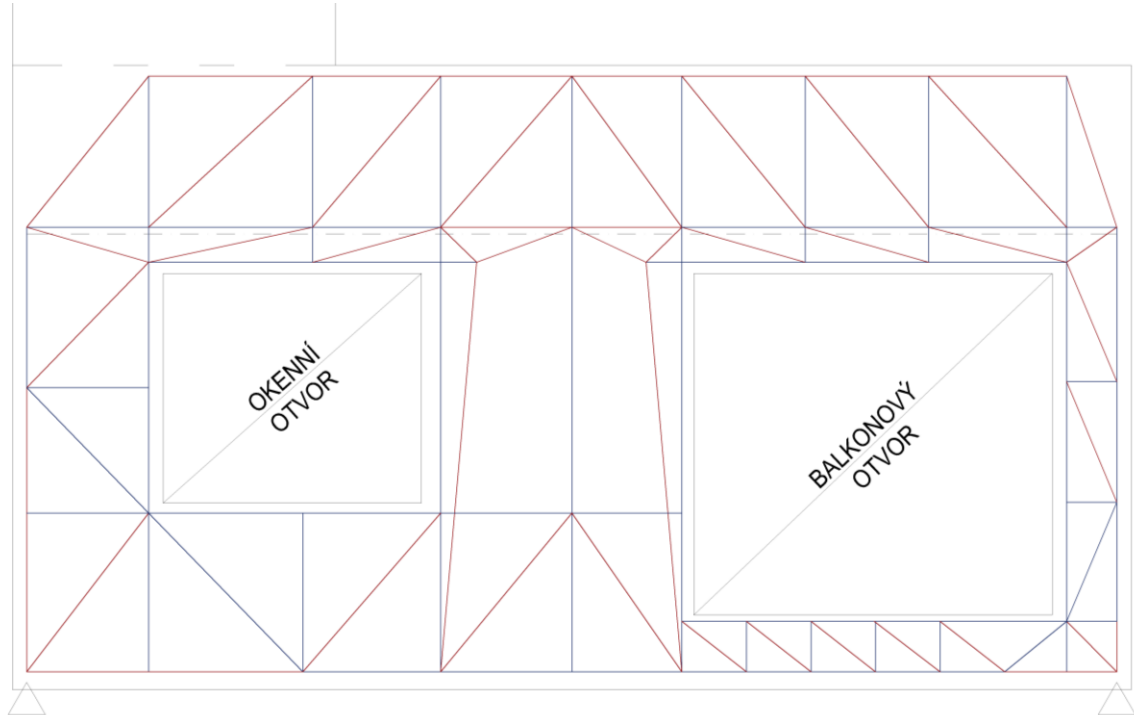
Hlavní tlaky:



Trajektorie hlavních tlaků:

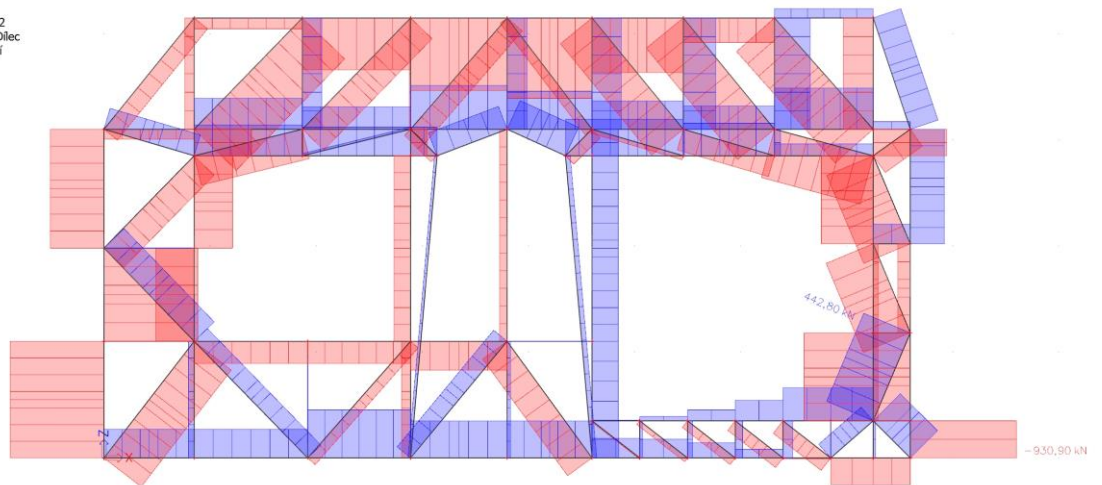


6.3.1 Vytvoření příhradové konstrukce



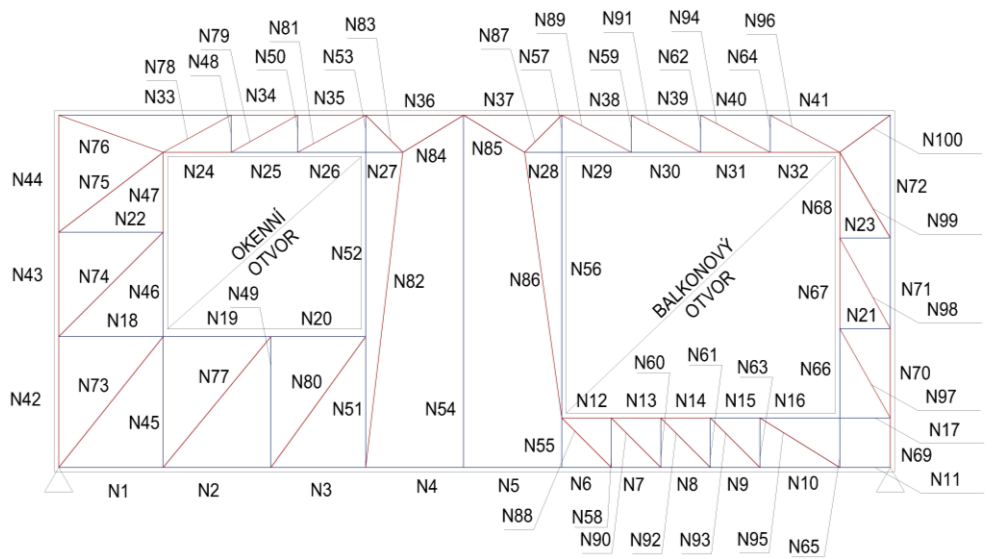
Vnitřní síly

1D vnitřní síly
Hodnoty: **N**
Lineární výpočet
Zatěžovací stav: ZS2
Souřadný systém: Dle c
Extrém 1D: Globální
Vyběr: Vše

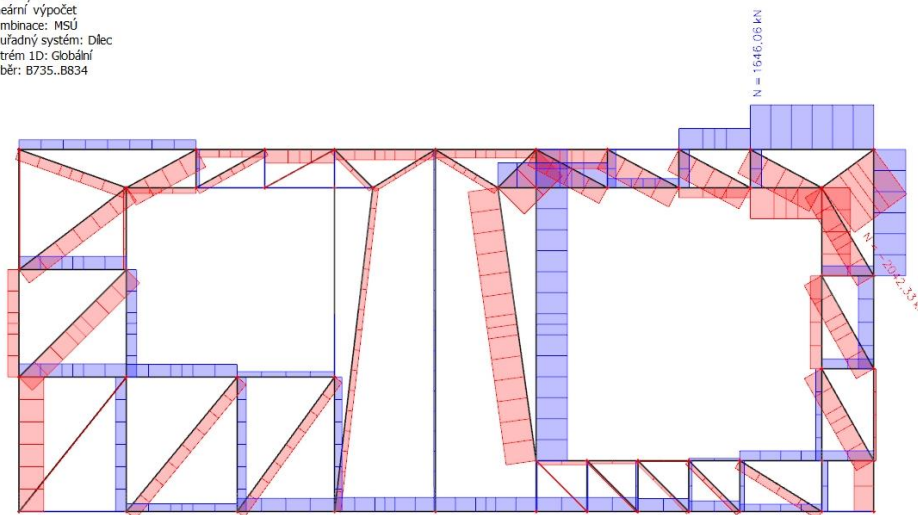


6.4 Zpřesnění a opravování modelu

Pro návrh výztuže byla použita varianta č. 3, který nejvíce zohledňoval průběh vnitřních sil podle trajektorií ze SCII.



1D vnitřní síly
Hodnoty: N
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ
Souřadný systém: Dleč
Extrém 1D: Globální
Výběr: B735..B834



Maximální napětí ve styčnicku:

Styčnick typu CCC:

$$\sigma_{Rd,max} = 1,0 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 17,6 \text{ MPa}$$

Styčnick typu CCT:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 14,96 \text{ MPa}$$

Styčnick typu CTT:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,75 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 0,75 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 13,2 \text{ MPa}$$

Upřesnění ploch výztuže:

$$\text{Min. plocha výztužení: } A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 200 \cdot 1000 = 400 \text{ mm}^2$$

$$\text{Max. plocha výztužení: } A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 200 \cdot 1000 = 8000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Max. osová vzdálenost: } s_{max} = 2 \cdot h = 2 \cdot 200 = 400 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \dots 300 \text{ mm}$$

Tab. 6.4.1 Vnitřní síly na prutech – Tahové vnitřní síly

Ozn. prutu	Nt [kN]	At,min [mm ²]	Ozn. prutu	Nt [kN]	At [mm ²]
N1	15,86	36,46	N39	5,91	13,59
N2	291,69	670,55	N40	780,99	1795,38
N3	490,75	1128,16	N41	1646,06	3784,05
N4	516,15	1186,55	N45	397,47	913,72
N5	516,15	1186,55	N46	379,67	872,80
N6	516,15	1186,55	N48	121,14	278,48
N7	515,69	1185,49	N49	333,07	765,68
N8	475,40	1092,87	N50	5,12	11,77
N9	395,26	908,64	N51	273,30	628,28
N10	275,29	632,85	N52	0,35	0,80
N11	0,01	0,02	N53	4,97	11,43
N15	86,62	199,13	N54	62,98	144,78
N16	361,92	832,00	N55	46,24	106,30
N17	361,92	832,00	N56	1152,07	2648,44
N18	490,75	1128,16	N57	1152,24	2648,83
N19	474,89	1091,70	N58	39,42	90,62
N20	199,06	457,61	N59	309,49	711,47
N21	361,92	832,00	N60	79,26	182,21
N22	490,75	1128,16	N61	119,00	273,56
N23	361,92	832,00	N62	379,57	872,57
N25	5,01	11,52	N63	189,87	436,48
N26	12,42	28,55	N64	415,66	955,54
N27	12,42	28,55	N65	221,29	508,71
N28	916,40	2106,67	N66	221,69	509,63
N29	916,40	2106,67	N71	563,73	1295,93
N30	339,80	781,15	N72	1177,47	2706,83
N33	361,42	830,85			

Sjednocení ploch výztuže:

Plocha výztuže: $A_s = 400 \text{ mm}^2$

pro pruty – N1, N11, N15, N25, N26, N27, N39, N48, N50, N52, N53, N54, N55, N58, N60, N61

Plocha výztuže: $A_s = 1000 \text{ mm}^2$

pro pruty – N2, N9, N10, N16, N17, N20, N21, N23, N30, N33, N45, N46, N49, N51, N59, N62, N64, N65, N66

Plocha výztuže: $A_s = 1500 \text{ mm}^2$

pro pruty – N3, N4, N5, N6, N7, N8, N18, N19, N22, N71

Plocha výztuže: $A_s = 2400 \text{ mm}^2$

pro pruty – N28, N29, N40

Plocha výztuže: $A_s = 3000 \text{ mm}^2$

pro pruty – N56, N57, N72

Plocha výztuže: $A_s = 4000 \text{ mm}^2$

pro pruty – N41

Tab. 6.4.1 Vnitřní síly na prutech – Tlakové vnitřní síly

Ozn. prutu	Nc[kN]	tc [mm]	Ozn. prutu	Nc [kN]	tc [mm]
N12	153,78	58,25	N78	731,65	277,14
N13	113,48	42,98	N79	247,39	93,71
N14	33,35	12,63	N80	340,79	129,09
N24	210,80	79,85	N81	8,86	3,36
N31	367,82	139,33	N82	220,33	83,46
N32	1142,90	432,92	N83	177,07	67,07
N34	279,95	106,04	N84	161,84	61,30
N35	495,76	187,79	N85	244,44	92,59
N36	377,67	143,06	N86	1109,79	420,38
N37	307,88	116,62	N87	1372,81	520,00
N38	701,72	265,80	N88	0,10	0,04
N42	913,07	345,86	N89	654,31	247,84
N43	415,37	157,34	N90	56,44	21,38
N44	39,43	14,94	N91	802,90	304,13
N47	109,14	41,34	N92	112,78	42,72
N67	416,08	157,61	N93	170,21	64,47
N68	1061,71	402,16	N94	879,40	333,11
N69	725,88	274,95	N95	323,60	122,58
N70	84,30	31,93	N96	981,46	371,77
N73	23,97	9,08	N97	733,50	277,84
N74	695,18	263,33	N98	742,20	281,14
N75	618,13	234,14	N99	710,21	269,02
N76	383,19	145,15	N100	2042,33	773,61
N77	432,61	163,87			

Sjednocení tloušťek betonu:

Tloušťky betonu: $t_c = 50 \text{ mm}$

Pro pruty – N13, N14, N44, N47, N70, N73, N81, N88, N90, N92

Tloušťky betonu: $t_c = 150 \text{ mm}$

Pro pruty – N12, N24, N31, N34, N36, N37, N76, N79, N80, N82, N83, N84, N85, N93, N95

Tloušťky betonu: $t_c = 500 \text{ mm}$

Pro pruty – N32, N35, N38, N42, N43, N67, N68, N69, N74, N75, N77, N78, N86, N89, N91, N94, N96, N97, N98, N99

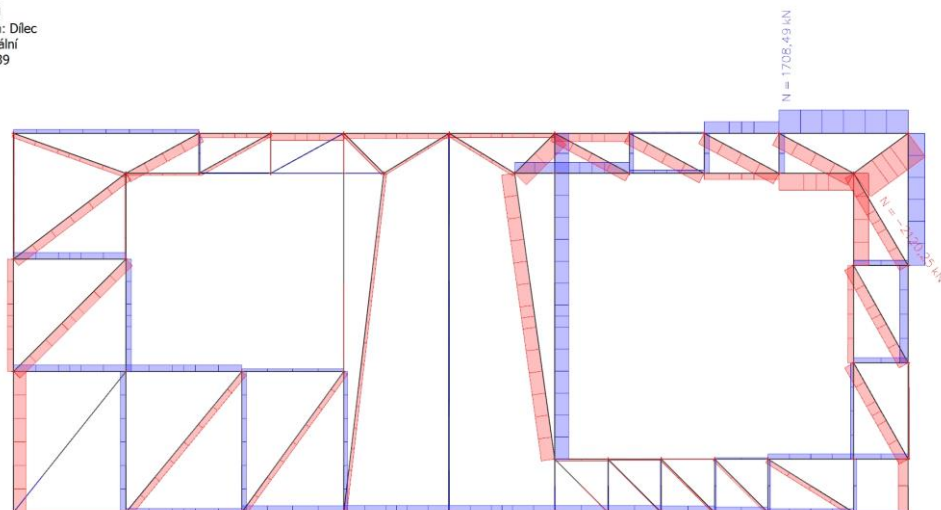
Tloušťky betonu: $t_c = 530 \text{ mm}$

Pro pruty – N87

Tloušťky betonu: $t_c = 780 \text{ mm}$

Pro pruty – N100

1D vnitřní síly
 Hodnoty: N
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSÚ
 Souřadný systém: Dílec
 Extrém 1D: Globální
 Výběr: B840..B939



Vnitřní síly po úpravě modelu

Tab. 6.4.1 Vnitřní síly na prutech – Tahové vnitřní síly

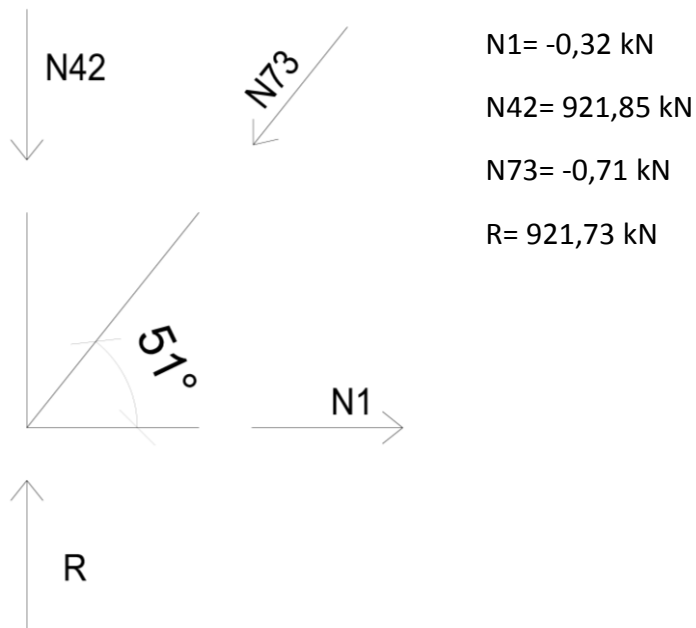
Ozn. prutu	Nt [kN]	Ozn. prutu	Nt [kN]
N1	-0,32	N39	89,59
N2	278,48	N40	852,15
N3	480,56	N41	1708,49
N4	506,16	N45	401,54
N5	506,16	N46	402,45
N6	506,16	N48	105,57
N7	504,65	N49	335,88
N8	464,53	N50	-10,83
N9	385,96	N51	272,72
N10	268,79	N52	-5,50
N11	0,01	N53	-5,41
N15	101,65	N54	55,28
N16	370,44	N55	46,13
N17	370,44	N56	1019,52
N18	480,86	N57	1019,75
N19	480,88	N58	39,70
N20	202,08	N59	300,69
N21	370,44	N60	78,32
N22	480,56	N61	116,76
N23	370,44	N62	372,58
N25	35,07	N63	166,60
N26	15,01	N64	410,52
N27	15,01	N65	216,61
N28	793,19	N66	216,76
N29	793,19	N71	593,86
N30	233,54	N72	1222,36
N33	286,67		

Tab. 6.4.1 Vnitřní síly na prutech – Tlakové vnitřní síly

Ozn. prutu	Nc[kN]	Ozn. prutu	Nc [kN]
N12	134,21	N78	700,42
N13	94,09	N79	215,86
N14	15,52	N80	345,11
N24	153,40	N81	-22,52
N31	460,03	N82	219,95
N32	1222,59	N83	183,23
N34	327,17	N84	164,24
N35	515,64	N85	223,40
N36	366,13	N86	983,20
N37	315,64	N87	1199,84
N38	603,98	N88	2,21
N42	921,85	N89	635,25
N43	434,92	N90	56,81
N44	62,99	N91	787,12
N47	75,52	N92	111,20
N67	435,82	N93	165,93
N68	1093,49	N94	865,37
N69	727,56	N95	346,72
N70	70,24	N96	971,71
N73	-0,71	N97	753,16
N74	681,22	N98	760,05
N75	605,67	N99	729,23
N76	304,43	N100	2120,25
N77	440,72		

Levá podpora:

Schéma a vnitřní síly:



Posouzení

Styčnický typ CCT

$$\sigma_{Rd,max} = 14,96 \text{ MPa}$$

$$N1 \quad \sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{0,32 \cdot 10^3}{200 \cdot 500} = 9,22 \text{ MPa}$$

$$N42 \quad \sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{921,85 \cdot 10^3}{200 \cdot 500} = 9,22 \text{ MPa}$$

$$N73 \quad \sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{0,71 \cdot 10^3}{200 \cdot 50} = 0,07 \text{ MPa}$$

$$R \quad \sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{921,73 \cdot 10^3}{200 \cdot 200} = \mathbf{23,04 \text{ MPa}}$$

Potřeba rozšíření podpory:

$$b_{podpory} \geq \frac{N_{Ed}}{b \cdot \sigma_{Rd,max}} = \frac{921,73 \cdot 10^3}{200 \cdot 14,96} = 308 \text{ mm} \Rightarrow b_{podpory} = 350 \text{ mm}$$

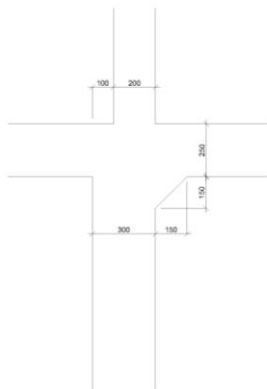
Posouzení u podpory:

$$R \quad \sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{921,73 \cdot 10^3}{200 \cdot 350} = 13,47 \text{ MPa}$$

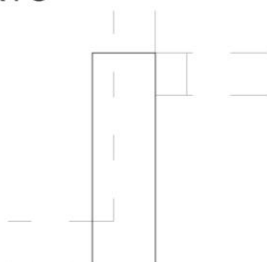
Prvky ve styčnicku vyhovují.

Schémata řešení rozšíření podpory:

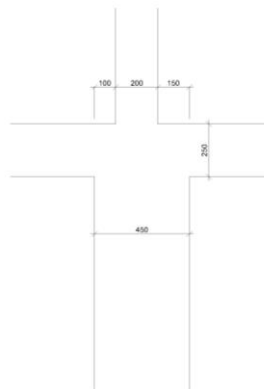
POHLED



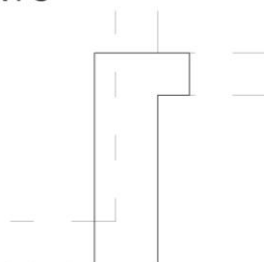
PŮDORYS



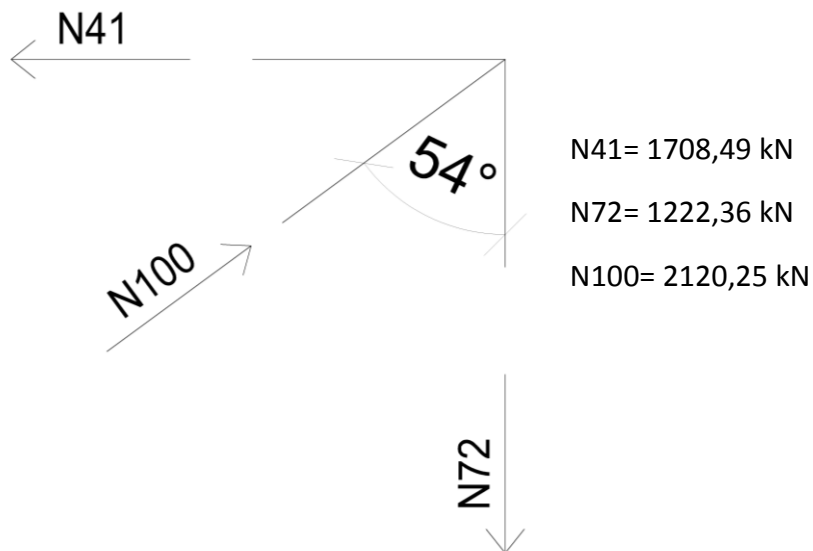
POHLED



PŮDORYS



Styčník pro pruty N41, N72, N100:



Posouzení

Styčník typu CTT

$$\sigma_{Rd,max} = 13,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{y,Rd,max} = 435 \text{ MPa}$$

$$\text{N100 } \sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{2120,25 \cdot 10^3}{200 \cdot 780} = 13,59 \text{ MPa}$$

Potřeba rozšíření vzpěry:

$$b_{vzpěry} \geq \frac{N_{Ed}}{b \cdot \sigma_{Rd,max}} = \frac{2120,25 \cdot 10^3}{200 \cdot 13,20} = 803 \text{ mm} \Rightarrow b_{vzpěry} = 810 \text{ mm}$$

Posouzení vzpěry:

$$\text{R } \sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{2120,25 \cdot 10^3}{200 \cdot 810} = 13,09 \text{ MPa}$$

Prvky ve styčniku vyhovují.

Návrh výztuže:

Konstrukční:

$$\text{Min. plocha vyztužení: } A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 200 \cdot 1000 = 400 \text{ mm}^2$$

$$\text{Max. plocha vyztužení: } A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 200 \cdot 1000 = 8000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Max. osová vzdálenost: } s_{max} = 2 \cdot h = 2 \cdot 200 = 400 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

Návrh výztuže $\emptyset 10$ á = 100 mm, při jednom povrchu, $A_s = 785 \text{ mm}^2$

- s vlivem ranných trhlin

Návrh tahové výztuže:

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

Použité vzorce:

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,reg} = \frac{F_t}{f_{yd}}$$

$A_{s,reg}$ = požadovaná plocha výztuže

F_t = tahová síla v prutu

f_{yd} = návrhová pevnost oceli = 435 MPa

Minimální vzdálenost prutů:

$$s_{min} = \max(20; 1,2\emptyset; D_{max} + 5)$$

$$D_{max} = 16 \text{ mm}$$

Vzdálenost prutů:

$$s = (b - 2 \cdot c_{nom} - \emptyset \cdot x) / (x - 1)$$

b = tloušťka stěny

c_{nom} = krycí vrstva betonu

\emptyset = průměr prutu

X = počet prutů v řadě

Tab. 6.4.2 – Návrh výztuže

Prut	OZN. V MODELU	F_t	$A_{s,req}$	počet řad	profilů v řadě	Profil \emptyset [mm]	$A_{s,pro}$ [mm ²]	s_{min} [mm]	s [mm]		
		[kN]	[mm ²]								
P1	N2	278,48	640,2	3	2	16	1206,37	21	78,0		
P2	N3	480,56	1104,7	3	2	16	1206,37	21	78,0		
P3	N4	506,16	1163,6	3	2	16	1206,37	21	78,0		
P4	N5	506,16	1163,6	3	2	16	1206,37	21	78,0		
P6	N6	506,16	1163,6	3	2	16	1206,37	21	78,0		
P7	N7	504,65	1160,1	3	2	16	1206,37	21	78,0		
P8	N8	464,53	1067,9	3	2	16	1206,37	21	78,0		
P9	N9	385,96	887,3	3	2	16	1206,37	21	78,0		
P10	N10	268,79	617,9	3	2	16	1206,37	21	78,0		
P11	N11	0,01	0,0	MIN. KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ							
P12	N15	101,65	233,7	MIN. KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ							
P13	N16	370,44	851,6	3	2	16	1206,37	21	78,0		
P14	N17	370,44	851,6	3	2	16	1206,37	21	78,0		
P15	N18	480,56	1104,7	4	2	16	1608,50	21	78,0		
P16	N19	480,88	1105,5	4	2	16	1608,50	21	78,0		
P17	N20	202,08	464,6	2	2	16	804,25	21	78,0		
P18	N21	370,44	851,6	4	2	16	1608,50	21	78,0		
P19	N22	480,56	1104,7	3	2	16	1206,37	21	78,0		
P20	N23	370,44	851,6	3	2	16	1206,37	21	78,0		
P21	N25	35,07	80,6	MIN. KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ							
P22	N26	15,01	34,5	MIN. KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ							
P23	N27	15,01	34,5	MIN. KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ							
P24	N28	793,19	1823,4	2	2	25	1963,50	30	60,0		
P25	N29	793,19	1823,4	2	2	25	1963,50	30	60,0		
P26	N30	233,54	536,9	2	2	16	804,25	21	78,0		
P27	N33	286,67	659,0	2	2	16	804,25	21	78,0		
P28	N39	89,59	206,0	MIN. KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ							
P29	N40	852,15	1959,0	2	2	25	1963,50	30	60,0		
P30	N41	1708,49	3927,6	3	3	25	4417,86	30	17,5		
P31	N45	401,54	923,1	3	2	16	1206,37	21	78,0		
P32	N46	402,45	925,2	3	2	16	1206,37	21	78,0		
P33	N48	105,57	242,7	MIN. KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ							
P34	N49	335,88	772,1	2	2	16	804,25	21	78,0		
P35	N51	272,72	626,9	2	2	16	804,25	21	78,0		
P36	N54	55,28	127,1	MIN. KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ							
P37	N55	46,13	106,0	MIN. KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ							
P38	N56	1019,52	2343,7	6	2	16	2412,74	21	78,0		
P39	N57	1019,75	2344,3	6	2	16	2412,74	21	78,0		
P40	N58	39,7	91,3	MIN. KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ							
P41	N59	300,69	691,2	2	2	16	804,25	21	78,0		

P42	N60	78,32	180,0	MIN. KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ					
P43	N61	116,76	268,4	MIN. KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ					
P44	N62	372,58	856,5	3	2	16	1206,37	21	78,0
P45	N63	166,6	383,0	MIN. KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ					
P46	N64	410,52	943,7	3	2	16	1206,37	21	78,0
P47	N65	216,61	498,0	2	2	16	804,25	21	78,0
P48	N66	216,76	498,3	2	2	16	804,25	21	78,0
P49	N71	593,86	1365,2	4	2	16	1608,50	21	58,0
P50	N72	1222,36	2810,0	3	3	25	4417,86	30	17,5

6.4.1 Kotevní a přesahová výztuž

Pro výpočet kotevních délek prutů byl využit standardní normový postup.

Mezní napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$\eta_1 = 1,0$ – pro dobré podmínky, 0,7 pro špatné podmínky soudržnosti

$\eta_2 = 1,0$ – pro pruty s průměrem menším než 32 mm

$$f_{ctd} - \text{návrhová pevnost betonu v tahu} - f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5} = \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

Základní kotevní délka

$$l_{b,pqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

\emptyset = průměr prutu

$$\sigma_{sd} = \text{návrhové napětí ve výztuži} \sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Návrhová kotevní délka

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,pqd} \geq l_{b,min}$$

Součinitele α uvažovány hodnotou 1,0; příklonění na stranu bezpečnosti

Minimální kotevní délka

$$l_{b,min} > \max(0,3 \cdot l_{b,pqd}; 10 \emptyset; 100 \text{ mm})$$

Návrhová přesahová délka

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,pqd} \geq l_{0,min}$$

Součinitele $\alpha_1 - \alpha_6$ uvažovány hodnotou 1,0;

příklonění na stranu bezpečnosti

Součinitel α_6 uvažován hodnotou 1,5

Minimální přesahová délka

$$l_{b,min} > \max(0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,pqd}; 15 \emptyset; 200 \text{ mm})$$

Tab. č. 6.4.1 – Kotvící a přesahová délka

Prut	Kot.	f_{ctd}	f_{bd}	$l_{b,rqd}$	Kot. délka		Přesah. délka		Posouzení	
					$l_{b,min}$	$l_{b,d}$	$l_{0,min}$	$l_{0,d}$	$l_{b,d} > l_{b,min}$	$l_{0,d} > l_{0,min}$
[Ø]	podmínky	[MPa]	[MPa]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		
10	Dobré	1,333	3,0	363	109	363	200	544	Vyhovuje	Vyhovuje
	Špatné		2,1	518	155	518	233	777	Vyhovuje	Vyhovuje
16	Dobré	1,333	3,0	580	174	580	261	870	Vyhovuje	Vyhovuje
	Špatné		2,1	829	249	829	373	1243	Vyhovuje	Vyhovuje
25	Dobré	1,333	3,0	906	272	906	408	1360	Vyhovuje	Vyhovuje
	Špatné		2,1	1295	388	1295	583	1942	Vyhovuje	Vyhovuje
28	Dobré	1,333	3,0	1015	305	1015	457	1523	Vyhovuje	Vyhovuje
	Špatné		2,1	1450	435	1450	653	2176	Vyhovuje	Vyhovuje

7 Závěr

V rámci bakalářské práce byl proveden předběžný návrh konstrukcí s převzatých ze studie objektu. Další fázi byl proveden podrobný návrh vybraného prvku s výkresem výztuže. Dále byl provedeny výkresy tvaru a schématické detaily důležitých napojení konstrukcí. Byla vypracovaná zjednodušená technická zpráva pro statickou část.

Podklady výrobců:

- [1] *Schoeck Isokorb.*: Schoeck, 2019.
- [2] *Schoeck Tronsole typ F.*: Schoeck, 2020.
- [3] *Schoeck Tronsole typ Q.*: Schoeck, 2020.
- [4] *Schoeck Tronsole typ L.*: Schoeck, 2020.
- [5] *Porotherm 24 Profi Dryfix.*: Wienerberger

Webové stránky:

- [6] *Geologické údaje* [online]. [cit. 2021-3-10]. Dostupné z: <http://www.geology.cz/extranet/mapy/mapy-online/mapove-aplikace>

Normy:

- [7] *ČSN EN 1991-1-1: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.* Český normalizační institut, 2004.
- [8] *ČSN EN 1991-1-3: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem.* Český normalizační institut, 2005.
- [9] *ČSN EN 1991-1-4: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem.* Český normalizační institut, 2007.
- [10] *ČSN EN 206 +A1: Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda.* Evropský výbor pro normalizaci, 2018.
- [11] *ČSN EN 10080: Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel - Všeobecně.* Evropský výbor pro normalizaci, 2006.
- [12] *ČSN 42 0139: Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel žebírková a hladká.* Český normalizační institut, 2011.

Publikace:

- [13] PROCHÁZKA, Jaroslav, Alena KOHOUTOVÁ a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování železobetonových konstrukcí: Příklady a postupy.* Praha: Nakladatelství ČVUT, 2018.
- [14] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. *Modelování a vyztužování železobetonových konstrukcí.* Praha: Nakladatelství ČVUT, 2020.
- [15] REMEŠ, Josef, Ivana UTÍKALOVÁ, Petr KACÁLEK, Lubor KALOUSEK, Tomáš PETŘÍČEK a kolektiv. *Modelování a vyztužování železobetonových konstrukcí.* 2. Praha: Grada, 2017.

Použité programy:

1. SCIA Engineer 20.0
2. Microsoft Office
3. AutoCAD 2020