



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

NÁVRH NOSNÝCH PRVKŮ BYTOVÉHO DOMU, PRAHA

STRUCTURAL DESIGN OF REZIDENTIAL HAUSE, PRAGUE

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Luboš Musil

Praha 2018



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Bc. MUSIL Jméno: Luboš Osobní číslo: 410782
Zadávací katedra: betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh nosných prvků bytového domu, Praha

Název diplomové práce anglicky: Structural Design of Residential House, Prague

Pokyny pro vypracování:

Předběžný návrh nosných prvků objektu.

Podrobný návrh vybraných prvků.

Technická zpráva ke statické části.

Výkresy tvaru, výkresy výztuže vybraných prvků.

Obsah dílčích částí zadání - viz specifikace zadání.

Seznam doporučené literatury:

doporučená literatura pro studenty bakalářského a magisterského studia

dostupné podklady k realizovanému objektu

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

Datum zadání diplomové práce: 2.10.2017 Termín odevzdání diplomové práce: 7.1.2018

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

2.10.2017

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Ing. Luboš MUSIL

Název diplomové práce: Návrh nosných prvků bytového domu, Praha

Základní část: STATICKÁ - BETON podíl: 85 %

Formulace úkolů: Koncepce nosného systému objektu. Předl. návrh úrovnových a vodorovných nosných prvků celého objektu. Podrobný návrh desky 5.NP. Schéma výhledu domu. Výkres výhledu desky 5.NP. Schéma TZ ke statické části.

Podpis vedoucího DP: Datum: 2.10.2017

Případné další části diplomové práce (části a jejich podíl určí vedoucí DP):

2. Část: STAVEBNÍ podíl: 5 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Leana HANZALOVÁ, Ph.D.

Formulace úkolů: Návrh: TZ, výhled podlaží, návrh schodištěm a dalšími detaily

Podpis konzultanta: Datum: 2.10.2017

3. Část: GEOTECHNICKÁ podíl: 10 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Jan KOS, CSc.

Formulace úkolů: NÁVRH ZALOŽENÍ OBJEKTU + VIKRESOVA' DOKUMENTACE

Podpis konzultanta: Datum: 2.10.2017

4. Část: podíl: %

Konzultant (jméno, katedra):

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta: Datum:

Poznámka: Zadání včetně vyplněných specifikací je nedílnou součástí diplomové práce a musí být přiloženo k odevzdané práci (vyplněné specifikace není nutné odevzdat na studijní oddělení spolu s 1.stranou zadání již ve 2.týdnu semestru)

Čestné prohlášení:

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracoval samostatně. Veškeré použité informační zdroje, ze kterých jsem čerpal jsou uvedeny v seznamu použitých zdrojů.

V Praze dne 5.1.2018

.....

Luboš Musil

Poděkování:

Rád bych touto cestou poděkoval především své vedoucí diplomové práce Ing. Haně Hanzlové, CSc. za cenné rady, věcné připomínky a vstřícnost při konzultacích. Obzvláště děkuji za individuální přístup a ochotu.

Abstrakt

Diplomová práce je projektem, který řeší nosnou konstrukci bytového objektu. Skládá se ze tří hlavních částí. Převažující je statická část - předběžný návrh nosné železobetonové konstrukce a podrobný návrh vybraných prvků objektu. Diplomová práce se zabývá převážně podrobným návrhem stropní desky 5.NP. Součástí jsou výkresy tvaru, výkresy výztuže podrobně navržených prvků a stručná technická zpráva. Druhá část se zabývá založením objektu. Poslední je část stavební, zaměřená především na skladby konstrukcí, obvodového pláště a jejich tepelně technické posouzení.

Klíčová slova:

bytový dům, deska, návrh, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti, průhyb, dotvarování, modul pružnosti, ideální průřez

Abstract

This diploma work is a project that solves the load-bearing construction of residential object. It consists of three main parts. The main part is a static part – preliminary design of supporting iron-concrete construction and detailed design of chosen selected elements of the building. The diploma thesis deals mainly with the detailed design of the ceiling slab of 5th floor. It includes also shape drawings, reinforcement drawings of detailed design elements and a brief technical report. The second part deals with the foundation of the building. The last part is a building part and it is focused mainly on the structure of the construction, the cover and its thermal technical assessment.

Keywords:

residential haus, slab, design, ultimate limit state, serviceability limit state, deflection, creep, modulus of elasticity, ideal cross section



Obsah

1	Úvod.....	9
1.1	Obecný popis objektu	9
1.3	Podkladová dokumentace	10
1.4	Konstrukční systém	15
1.4.1	Volba svislých nosných konstrukcí:.....	15
1.4.2	Konstrukční schéma	19
1.5	Dilatace.....	22
1.6	Prostorová tuhost objektu	22
2	Zatížení.....	23
2.1	Stálé	23
2.2	Proměnné.....	31
2.2.1	Užitné	31
2.2.2	Zatížení větrem.....	31
2.2.3	Zatížení sněhem.....	34
3	Předběžný návrh.....	37
3.1	Materiálové charakteristiky	37
3.1.1	Krytí výztuže	37
3.2	Návrh tloušťky stropní konstrukce	38
3.3	Předběžný návrh schodiště	41
3.3.1	Celkové zatížení na stropní desky a schodiště	46
3.4	Předběžný návrh svislých nosných prvků zatěžující stropní desku.....	50
3.4.1	7 NP.....	50
3.4.2	6NP.....	58
3.4.3	5-2NP	67
3.4.4	1NP.....	79
3.5	Závěr.....	95
4	3D model.....	96
4.1	Kontrola modelu	97
4.2	Zatížení výpočtového modelu	99
5	Podrobný návrh stropní desky 5NP.....	104
5.1	Návrhové momenty desky	111
5.2	Mezní stav únosnosti desky	115



5.2.1	Ohybový moment	115
5.2.2	Smyková síla	120
5.2.3	Protlačení.....	124
5.3	Mezní stav únosnosti ztužujících žeber desky.....	137
5.3.1	Ohybový moment -atika.....	137
5.3.2	Smyková síla - atika	140
5.3.3	Ohybový moment -vchodový průvlak.....	142
5.3.4	Smyková síla - vchodový průvlak.....	146
5.4	Výpočet kotevních délek a přesahů	149
5.5	Návrh desky dle MSP	151
6	Část Ocelové konstrukce	161
7	Část geotechniky	164
7.1	Základové poměry	164
7.2	Návrh a výpočet.....	164
7.3	Základové konstrukce.....	165
7.4	Materiálové řešení	165
8	Závěr.....	166
9	Seznam příloh.....	167
10	Seznam tabulek	168
11	Seznam obrázků	170
12	Zdroje a podklady.....	174



1 Úvod

Práce se zabývá návrhem monolitického bytového domu se sedmi nadzemními podlažními na malém trojúhelníkovém pozemku v Praze Břevnov. Navazuje na předchozí projekt (133P04C), kde byl částečně vytvořen předběžný návrh. Hlavním úkolem diplomové práce je 3D model objektu v programu SCIA Engineer a podrobný návrh desky pátého nadzemního podlaží. Dále výkresy tvarů a výztuže podrobně řešených prvků.

1.1 Obecný popis objektu

Jedná se o sedmipodlažní budovu s konstrukční výškou 3,0 m. Objekt se rozkládá na trojúhelníkovém pozemku o rozloze 96 m². Charakteristickým rysem budovy je výrazné vykonzolování nad pozemní komunikaci, které má zvýšit užité plochy jednotlivých pater. Konzoly tvoří balkony a terasy, které jsou orientovány jižním směrem k místnímu parku. V přízemí se nachází kryté parkoviště a vstup do objektu. Ve vyšších patrech jsou umístěny ateliéry a byty. Stavba je umístěna v Praze, mimo historickou část města.



1.3 Podkladová dokumentace

Obr. 3 - Čelní pohled (převzato [6])

Obr. 2 - Pohled zprava ([převzato [6])

Obr. 4 - Pohled zleva (převzato [6])

Obr. 1 - Řez (převzato [6])



Obr. 6 - Půdorys 1NP (převzato [6])

Obr. 5 - Půdorys 2NP (převzato [6])



Obr. 7 - Půdorys 3NP (převzato [6])

Obr. 8 - Půdorys 8NP (převzato [6])



Obr. 9 - Půdorys 5NP (převzato [6])

Obr. 10 - Půdorys 6NP (převzato [6])



Obr. 11 - Půdorys 7NP (převzato [6])



Obr. 12 - Fotografie z jihovýchodní strany (zdroj vlastní)



1.4 Konstrukční systém

Objekt je navržen jako betonová monolitická vícepodlažní budova. Dle druhu nosných svislých prvků se jedná o kombinovaný systém tvořený část stěnami a část sloupy. Složitě architektonické uspořádání svislých nosných konstrukcí tvoří spíše podélnou orientaci. V posledních patrech objektu tvoří konstrukční systém i ocelové sloupky. Vodorovné nosné prvky jsou rovněž monolitické. Jednotlivé rozpony se v průběhu budovy mění. Nosná konstrukce je tvořena převážně zateplenými vnějšími stěnami a střechou (případně terasou, balkony), lze tedy předpokládat poškození betonu vlivem karbonatace (XC3). Předběžné výkresy tvaru jednotlivých pater objektu jsou prokresleny na pauzovací papír viz následné obrázky:

1.4.1 Volba svislých nosných konstrukcí:

Obr. 13 - Svislé nosné konstrukce 1NP (zvýrazněné převzaté obr. [6])



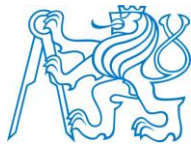
Obr. 14 - Nosné svislé konstrukce 2NP (zvýrazněné převzaté obr. [6])

Obr. 15 - Svislé nosné konstrukce 3NP(zvýrazněné převzaté obr. [6])



Obr. 17 - Svislé nosné konstrukce 4NP (zvýrazněné převzaté obr. [6])
5 NP ±11.62m

Obr. 16 - Svislé nosné konstrukce 5NP (zvýrazněné převzaté obr. [6])



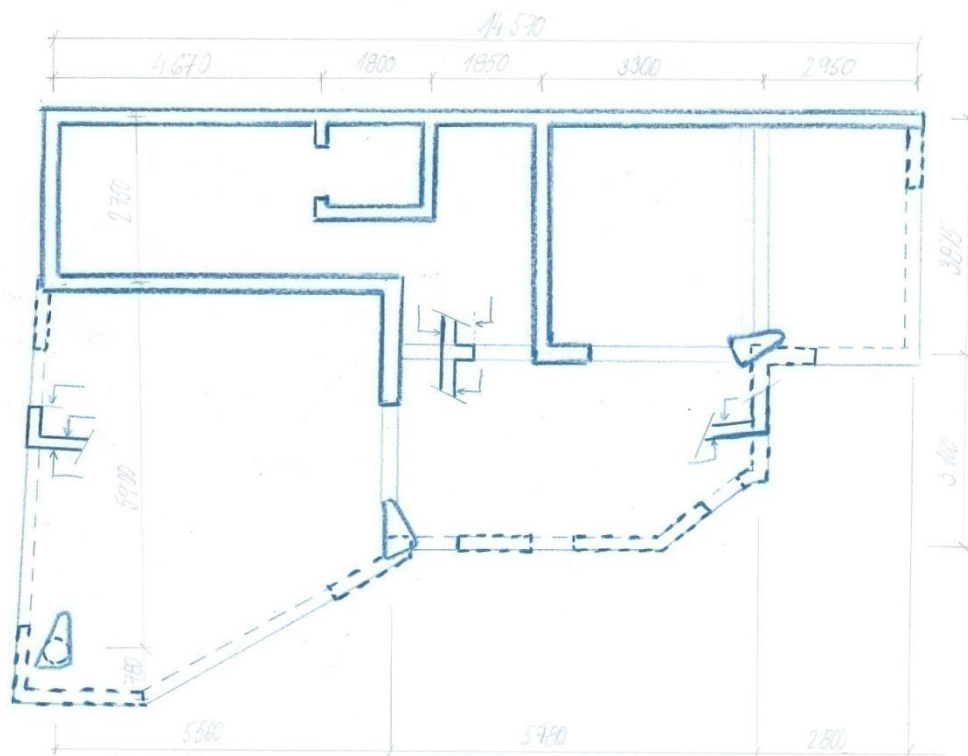
Obr. 18 - Svislé nosné konstrukce 6NP (zvýrazněné převzaté obr. [6])

Obr. 19 - Svislé nosné konstrukce 7NP (zvýrazněné převzaté obr. [6])

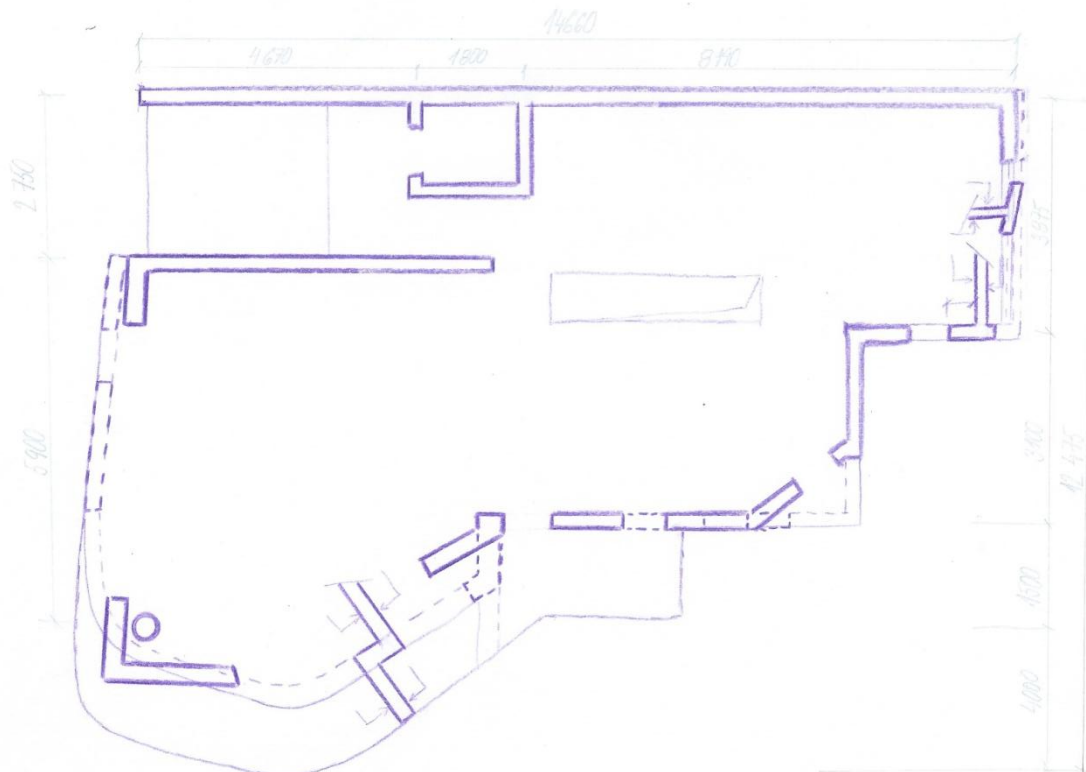


1.4.2 Konstrukční schéma

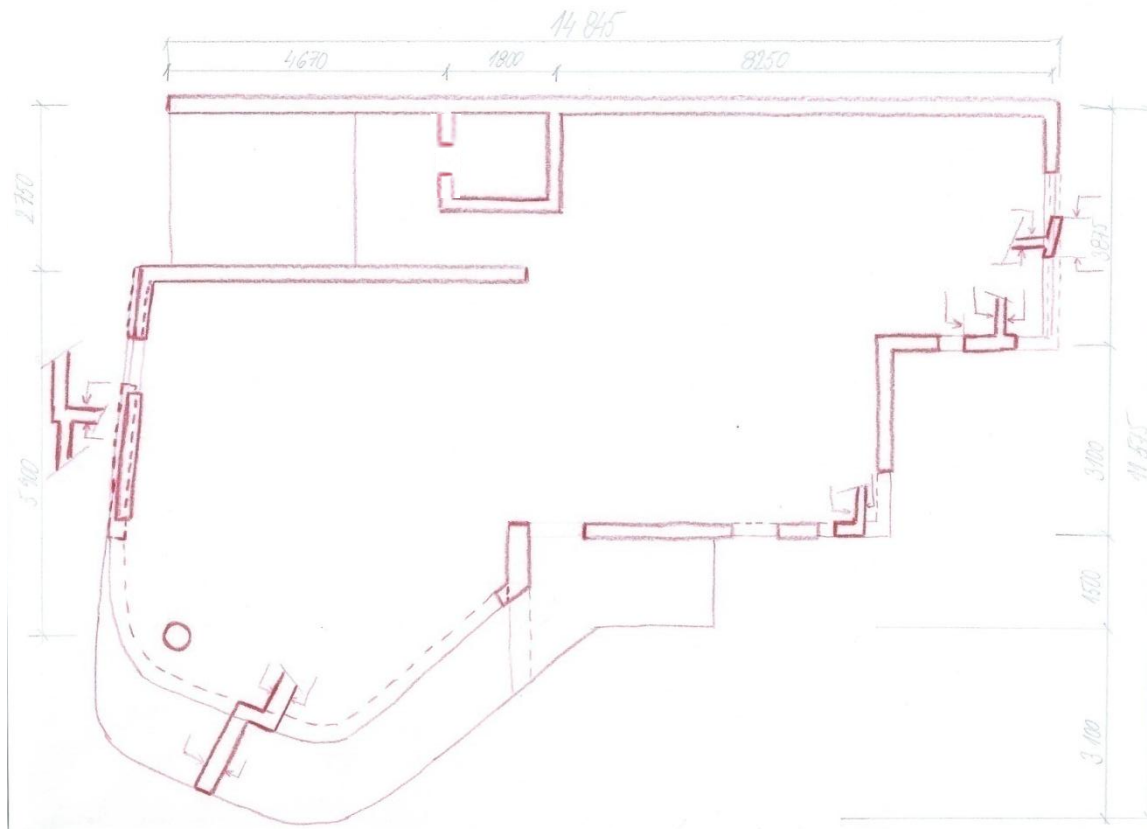
Na základě těchto schémat byl proveden předběžný návrh železobetonové konstrukce. Schémata výkresu tvaru jednotlivých pater objektu byly prokresleny na pauzovací papír viz. následné obrázky:



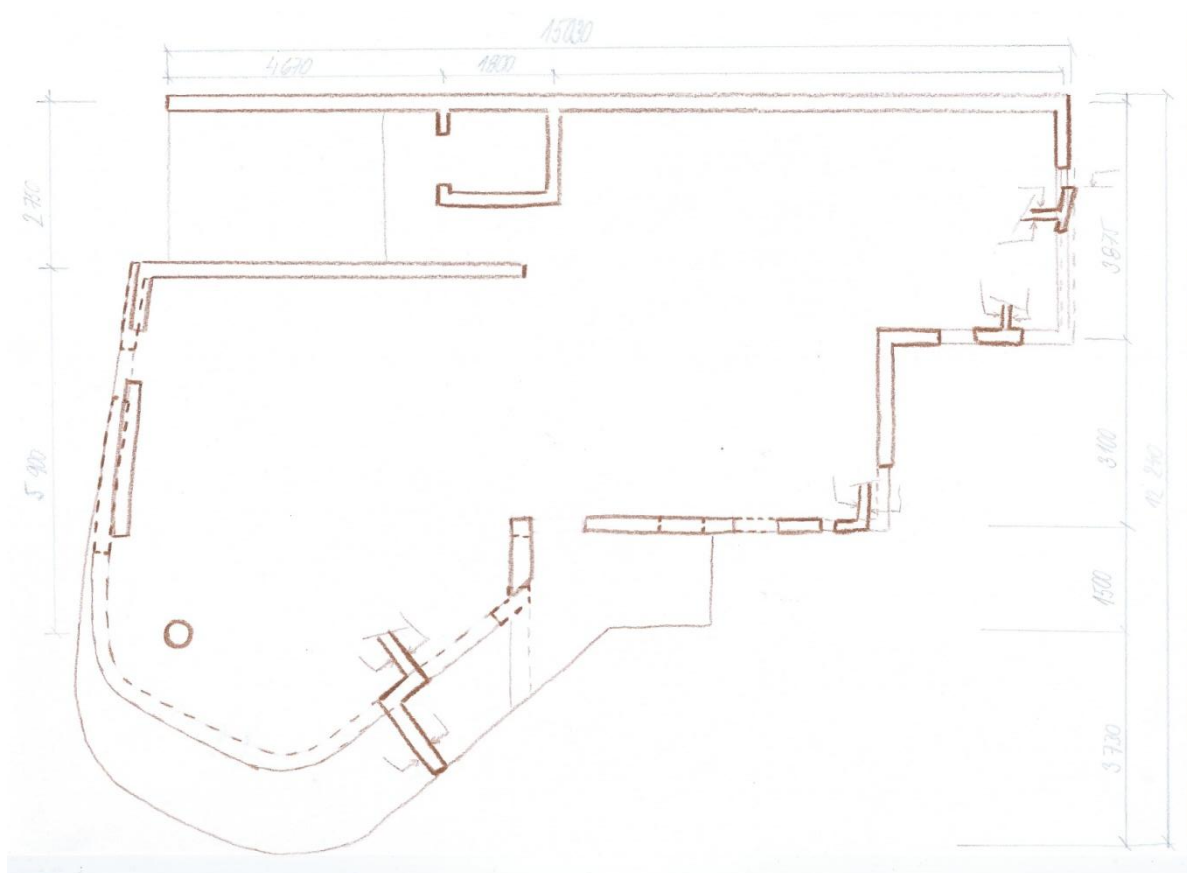
Obr. 20 - Schéma výkresu tvaru 1NP
kóty jsou patrné z předchozích schémat



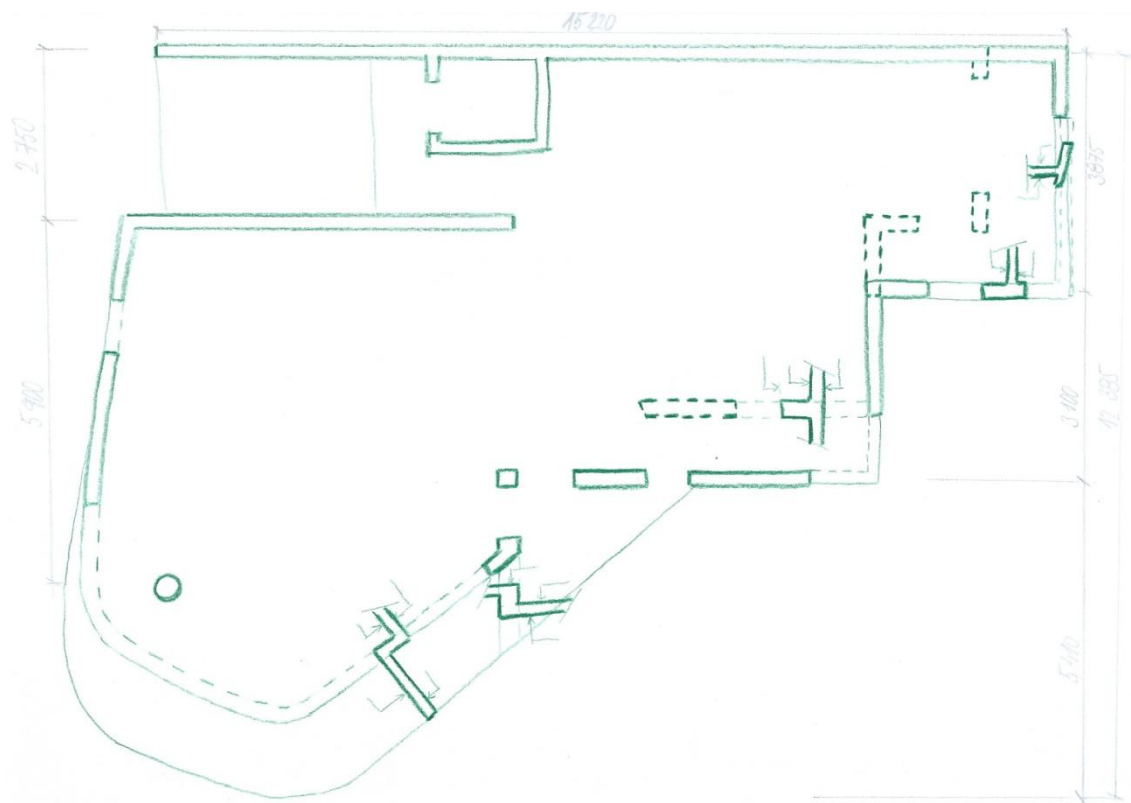
Obr. 21 - Schéma výkresu tvaru 2 NP



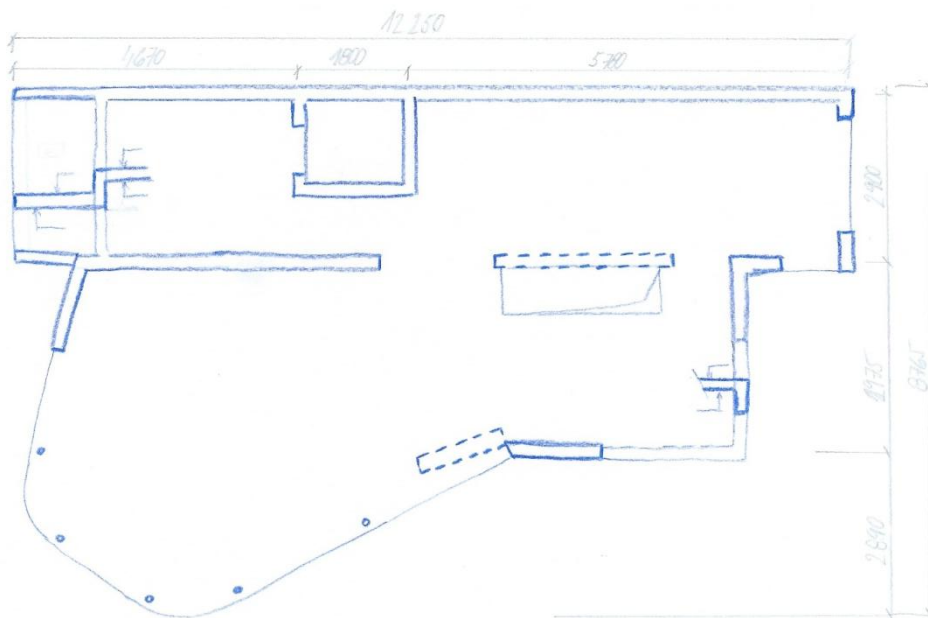
Obr. 23 - Schéma výkresu tvaru 3 NP



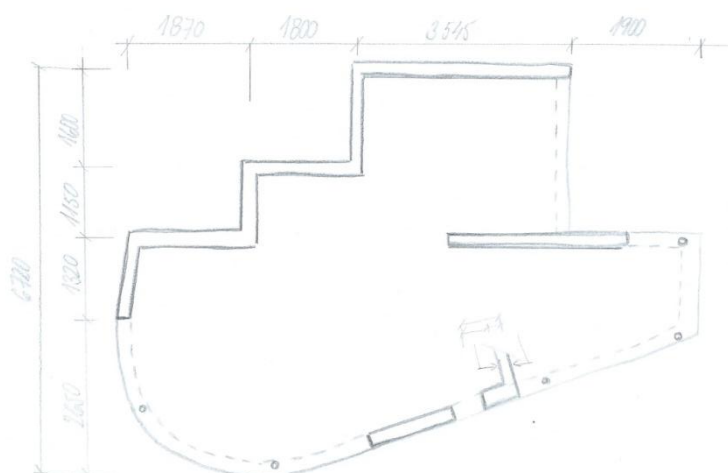
Obr. 22 - Schéma výkresu tvaru 4NP



Obr. 25 - Schéma výkresu tvaru 5 NP



Obr. 24 - Schéma výkresu tvaru 6NP



Obr. 26 - Schéma výkresu tvaru 7NP

1.5 Dilatace

Vzhledem k tomu, že se jedná o monolitický zateplený objekt s maximálním rozměrem do 30 m, rozdělení budovy na dilatační celky není nutné.

1.6 Prostorová tuhost objektu

Vodorovný nosný systém je tvořen železobetonovými stropními deskami a trámy, které přenáší svislé zatížení do železobetonových stěn a sloupů. Tuhá železobetonová deska zároveň převádí vodorovné účinky od větru do svislých konstrukcí. Mezi svislé ztužující prvky patří obvodové stěny, vnitřní nosná stěna u schodiště, tuhé jádro výtahu. Spolupůsobením vodorovných a svislých nosných železobetonových prvků konstrukce bude zajištěn dostačující ztužující systém budovy. Bude ověřeno v podrobném výpočtu s využitím prostorového modelu.

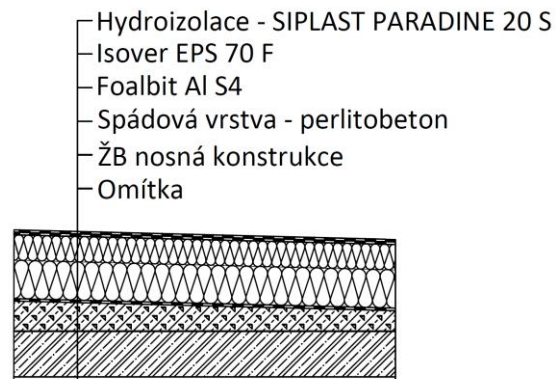


2 Zatížení

2.1 Stálé

Do zatížení byla započítána skladba střešních a stropních konstrukcí, teras a balkonů. Skladby jsou zde uvedeny bez tloušťky železobetonové stropní konstrukce, která bude vypočítána v předběžném návrhu. Zároveň jsou veškeré skladby posouzeny v programu Teplo 2014 na součinitel prostupu tepla konstrukce U a bilance vodní páry. Detailněji viz část Konstrukce pozemních staveb.

- Nepochozí střecha

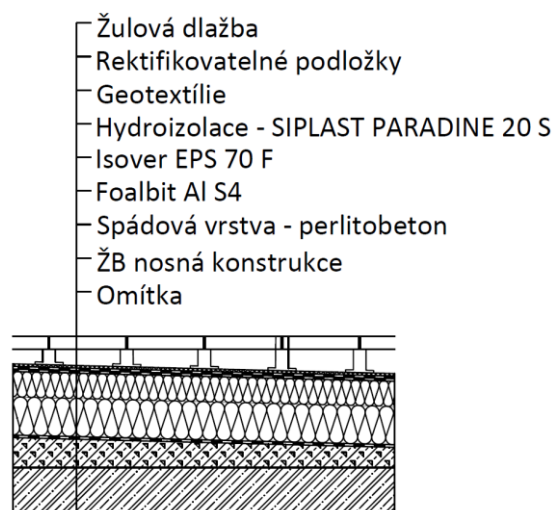


Obr. 27 - Skladba nepochozí střechy

NEPOCHOZÍ STŘECHA	tloušťka	ρ	gk	γ	gd
	mm	kN/m ³	kN/m ²	-	kN/m ²
Hydroizolace - SIPLAST PARADINE 20 S	6	11	0,066	1,35	0,089
Isover EPS 70 F	250	0,16	0,040	1,35	0,054
Foalbit Al S4	4,2	9,76	0,041	1,35	0,055
Spádová vrstva - perlitobeton	75-50	6,0	0,450	1,35	0,608
ŽB nosná konstrukce	-	25	-	1,35	-
Omítka	8	18	0,144	1,35	0,194
Σ bez ŽB nosné konstrukce			0,741		1,000

Tab. 1 - Zatížení od skladby nepochozí střechy

- Pochozí střecha



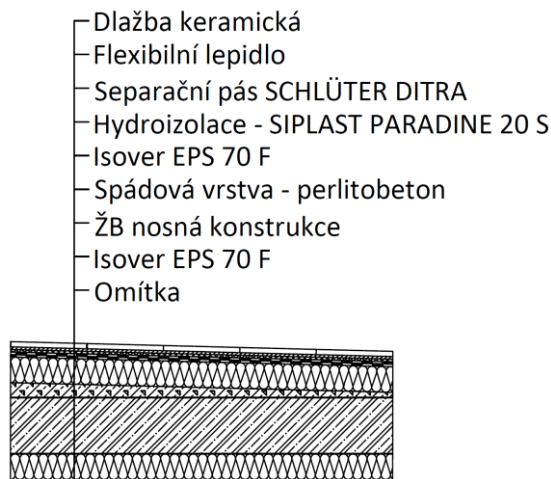
Obr. 28 - Skladba pochozí střechy



POCHOZÍ STŘECHA	tloušťka t	ρ	gk	γ	gd
	mm	kN/m ³	kN/m ²	-	kN/m ²
Dlažba (žulová)	50	29	1,450	1,35	1,9575
Rektifikovatelné podložky	-	-	-	-	-
Geotextílie	-	-	-	-	-
Hydroizolace - SIPLAST PARADINE 20 S	6	11	0,066	1,35	0,089
Isover XPS - STYRODUR 2800 C	200	0,4	0,080	1,35	0,108
Foalbit Al S4	4,2	9,76	0,041	1,35	0,055
Spádová vrstva - perlitobeton	100-66	4,5	0,450	1,35	0,608
ŽB nosná konstrukce	-	25	-	1,35	-
Omítka	8	18	0,144	1,35	0,194
Σ bez ŽB nosné konstrukce			2,231		3,012

Tab. 2 - Zatížení od skladby pochozí střecha

- Balkón



Obr. 29- Skladba balkónu

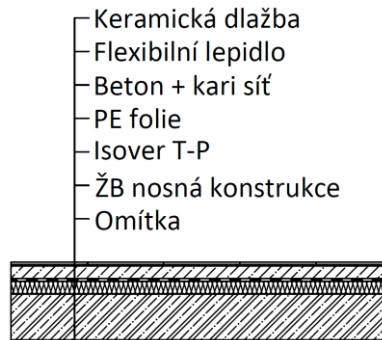
BALKON	tloušťka t	ρ	gk	γ	gd
	mm	kN/m ³	kN/m ²	-	kN/m ²
Dlažba keramická	10	20	0,200	1,35	0,27
Flexibilní lepidlo	5	18	0,090	1,35	0,1215
Separáční p�s SCHLÜTER DITRA	-	-	-	-	-
Hydroizolace - SIPLAST PARADINE 20 S	6	11	0,066	1,35	0,089
Isover EPS 70 F	100	0,16	0,016	1,35	0,022
Sp�dov� vrstva - perlitobeton	35-30	4,5	0,158	1,35	0,213
ŽB nosn� konstrukce	-	25	-	1,35	-
Isover EPS 70 F	100	0,16	0,016	1,35	0,022
Omítka	8	18	0,144	1,35	0,194
Σ bez ŽB nosn� konstrukce			0,690		0,931

Tab. 3 - Zatížení od skladby balónu



- Stropní konstrukce

Toto zatížení bylo uvažováno ve více variantách dle účelu místnosti buď s laminátovou nášlapnou vrstvou (např. v pokoji) nebo s keramickou nášlapnou vrstvou (např. koupelna). Pro zjednodušení výpočtu byla uvažována na celé ploše horší, tedy lehce těžší varianta s keramickou dlažbou. Všechny patra mají stejnou skladbu stropní konstrukce s výjimkou prvního nadzemního podlaží. Strop je umístěn nad venkovním prostorem, proto bude navíc zateplen zespoda viz Obr. 31 - Skladba stropní konstrukce 1NP.

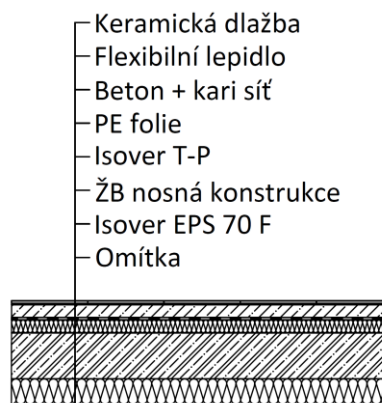


Obr. 30 - Skladba vyšších podlaží stropní konstrukce

STROPNÍ KONSTRUKCE VYŠŠÍCH PODLAŽÍ	tloušťka	ρ	gk	γ	gd
	mm	kN/m ³	kN/m ²	-	kN/m ²
Keramická dlažba	10	20	0,200	1,35	0,270
Flexibilní lepidlo	5	18	0,090	1,35	0,122
Beton + kari síť	50	25	1,250	1,35	1,688
PE fólie	-	-	-	-	-
ISOVER T-P	50	0,15	0,008	1,35	0,010
ŽB nosná konstrukce	-	25	-	1,35	-
Omítka	8	18	0,144	1,35	0,194
Σ bez ŽB nosné konstrukce			1,692		2,284

Tab. 4 - Zatížení od skladby stropní konstrukce vyšších podlaží

Při současné tloušťce skladby 123 mm a konstrukční výšce 2930 mm by maximální síla ŽB stropní desky mohla být z důvodů požadavků na světlou výšku v bytových budovách (2600 mm) pouze 207 mm. Z tohoto důvodu bude zvýšena konstrukční výška budovy na 3000 mm.



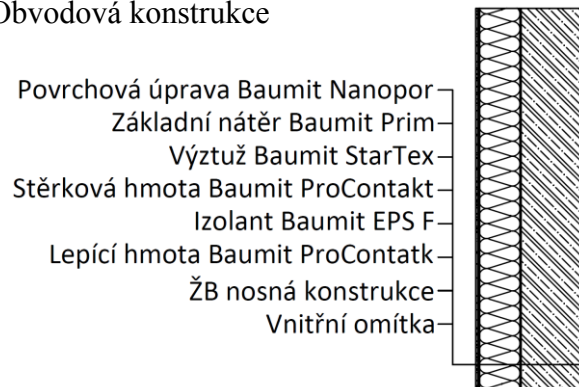
Obr. 31 - Skladba stropní konstrukce 1NP



STROPNÍ KONSTRUKCE 1NP	tloušťka t	ρ	gk	γ	gd
	mm	kN/m ³	kN/m ²	-	kN/m ²
Keramická dlažba	10	20	0,200	1,35	0,270
Flexibilní lepidlo	5	18	0,090	1,35	0,122
Beton + kari síť	50	25	1,250	1,35	1,688
PE fólie	-	-	-	-	-
ISOVER T-P	50	0,15	0,008	1,35	0,010
ŽB nosná konstrukce	-	25	-	1,35	-
ISOVER NF 333	200	0,15	0,030	1,35	0,041
Omítka	8	18	0,144	1,35	0,194
Σ bez ŽB nosné konstrukce			1,722		2,324

Tab. 5 - Zatížení od skladby stropní konstrukce 1NP

- Obvodová konstrukce



Obr. 32 - Zateplovací systém obvodové konstrukce

OBVODOVÁ KONSTRUKCE	tloušťka t	ρ	gk	γ	gd
	mm	kN/m ³	kN/m ²	-	kN/m ²
Povrchová úprava	2	18	0,036	1,35	0,049
Základní nátěr	0,2	16,5	0,003	1,35	0,004
Výztuž	-	-	-	-	-
Stěrková hmota	3	14	0,042	1,35	0,057
Izolant	160	0,17	0,027	1,35	0,037
Lepící hmota	3	14	0,042	1,35	0,057
Nosná konstrukce	-	25	-	1,35	-
Omítka	8	18	0,144	1,35	0,194
Σ bez ŽB nosné konstrukce			0,295		0,398

Tab. 6 - Skladba obvodové konstrukce

Do výpočtu a modelu bylo zatížení zahrnuto jako liniové. S konstrukční výškou 3,0 m je rovno 0,885 kN/m pro charakteristický zatěžovací stav a 1,194 kN/m pro návrhový zatěžovací stav.



- Výplně otvorů

V místě kde nejsou železobetonové stěny, tedy mezi bytem a terasami (balkóny) bylo uvažováno zatížení od skleněných výplní otvorů. Byla uvažovaná těžší varianta - trojsklo. Dle výrobců je zatížení $0,3 \text{ kN/m}^2$. Což rovněž odpovídá třem izolačním sklům o tloušťce 4 mm a objemové tíze skla 25 kN/m^3 .

- Zatížení od příček

Zvláštním případem zatížení jsou příčky. Lze je uvažovat jako plošné zatížení přemístitelných příček v závislosti na vlastní tíze nebo rozpočítat dle dané skutečnosti. V práci toto bylo řešeno druhou metodou. V případě že při výpočtu vyšla hodnota menší než $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$, byla jí nahrazenou - viz Tab. 7 - Plošné zatížení od příček. Příčky jsou uvažovány pouze v jádru bytu viz následující Obr. 33 - 38 se zvýrazněnou barvou.

Obr. 33 - Roznášecí plocha příček 2NP



Obr. 34 - Roznášecí plocha příček 3NP

Obr. 35 - Roznášecí plocha příček 4NP



Obr. 36 - Roznášecí plocha příček 5NP

Obr. 37 - Roznášecí plocha příček 6NP



Obr. 38 - Roznášecí plocha příček 7NP

$h_{sv}=2,66$	185mm $f = 1,34$ kN/m ²		125 mm $f = 1,32$ kN/m ²		75 mm $f = 0,3$ kN/m ²		F _{celk} [kN]	A [m ²]	F _{celk} [kN/m ²]	f _{vypočet} [kN/m ²]
	l [m]	F [kN]	l [m]	F [kN]	l [m]	F [kN]				
NP2	3,95	5,29	10,21	13,48	3,14	0,94	19,71	34,8	0,566	0,566
NP3	1,45	1,94	7,76	10,24	1,37	0,41	12,60	35,6	0,354	0,500
NP4	3,90	5,22	11,65	15,38	1,38	0,41	21,01	39,3	0,535	0,535
NP5	4,86	6,51	15,89	20,97	1,38	0,41	27,89	40,7	0,685	0,685
NP6	2,04	2,73	3,78	4,99	1,38	0,41	8,14	27,9	0,292	0,500
NP7	0,00	0,00	2,16	2,85	1,38	0,41	3,26	13,9	0,235	0,500

Tab. 7 Plošné zatížení od příček

Plošné zatížení od příček bude v návrhové situaci násobena koeficientem $\gamma = 1,5$. Pro kontrolu průhybu bylo zatížení příčkami uvažováno jako dlouhodobé působení (s kombinačním součinitelem $\Psi_2 = 1$). Minimální hodnota je rovna charakteristické.



2.2 Proměnné

2.2.1 Užité

Jedná se o zatížení konstrukce od běžného používání lidmi, přemístitelného vybavení, předmětů, nábytku, atd. Počítá s extrémními hodnotami, které mohou nastat při úpravách stavby, stěhování, soustředění osob nebo nábytku na jedno místo. Z tohoto důvodu se při návrhu desky racionálně rozdělí na tzv. šachovnici. Nejnepříznivější stavy se následně uvažují k dimenzování desky. Pro výpočet svislých nosných konstrukcí se uvažuje plná plocha bez šachovnice. Hodnoty jsou dány dle normy ČSN EN 1991-1-1 pro:

Kategorie A - Obytné stavby:

	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
stropy	1,5	2,0
schodiště	3,0	2,0
balkony	3,0	2,0

Dle ČSN EN 190 součinitel ψ pro pozemní stavby:

- $\psi_0=0,7$
- $\psi_1=0,5$
- $\psi_2=0,3$

Kategorie H - Nepřístupné střechy s výjimkou oprav:

q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
0,75	1,0

Dle ČSN EN 190 součinitel ψ pro pozemní stavby:

- $\psi_0=0,7$
- $\psi_1=0,2$
- $\psi_2=0,0$

Kategorie I - Přístupné střechy v souladu s kategorií A (obytné stavby) - balkony, schodiště:

q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
3,0	2,0

2.2.2 Zatížení větrem

Základní rychlost větru pro větrnou oblast II: $v_b = 25,0$ m/s.

Kategorie terénu IV - alespoň 15% povrchu je pokryto budovami o průměrné výšce přes 15 m.

Výška budovy: $h = 21,4$ m

Šířka budovy: $b = 12,4$ m

Délka budovy: $l = 16,6$ m



Rozměry se v průběhu budovy mění, jako základní rozměr pro výpočet zatížení větrem je uvažován největší půdorys objektu. Součinitel expozice byl určen pomocí grafu. Pro výšku budovy 21,4 m a kategorii terénu VI je přibližně $c_e(z) = 1,7$. Pro podélný i příčný vítr se tlak po výšce budovy mění viz. Obr. 39. Z tohoto důvodu se pro výpočet součinitele expozice uvažuje největší půdorysný rozměr. Tak je zajištěna nejnepříznivější hodnota. Pro vítr v příčném směru se referenční výška uvažuje 16,6 m a součinitel expozice $c_e(z)' = 1,5$. V podélném směru je výška rovna 12,4 m čemuž odpovídá $c_e(z)'' = 1,3$. Pro výpočet součinitele vnějšího tlaku a referenční výšku pro změnu tlaku je uvažován půdorysný rozměr druhého nadzemního podlaží (15,0 x 9,8 m). Jedná se o menší rozměr, tedy zajištění nepříznivějších stavů. Zatížení je uvažováno jako přibližné, jelikož je počítáno dle normy pro pravidelné pravoúhlé půdorysy. Avšak k výpočtu jsou používány menší a větší hodnoty půdorysných rozměrů pro dostatečné zajištění nejnepříznivějšího stavu.

Základní tlak větru:

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 = \frac{1}{2} * 1,25 * 25,0^2 = 390,6 \text{ Pa} = 0,391 \text{ kPa}$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

Maximální dynamický tlak:

$$q_p = c_e(z) * q_b(z) = 1,7 * 0,391 = 0,665 \text{ kPa}$$

$$q_{p,pod\ \acute{e}ln\acute{y}} = c_e(z) * q_b(z) = 1,3 * 0,391 = 0,508 \text{ kPa}$$

$$q_{p,p\acute{r}\acute{i}\acute{c}n\acute{y}} = c_e(z) * q_b(z) = 1,5 * 0,391 = 0,587 \text{ kPa}$$

Geometrické rozdělní zatížení v závislosti na rozměrech:

- Příčný vítr

$$h = 21,4 \text{ m}$$

$$d = b = 12,4 \text{ m} \quad b = l = 16,6 \text{ m}$$

$$d' = b' = 9,8 \text{ m} \quad b' = l' = 15,0 \text{ m}$$

Poměr budovy:

$$\frac{h}{d} = \frac{21,4}{12,4} = 1,7 \text{ pro oblast B}$$

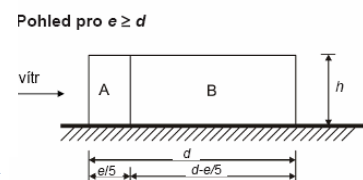
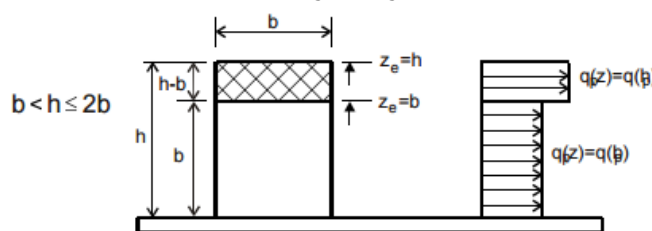
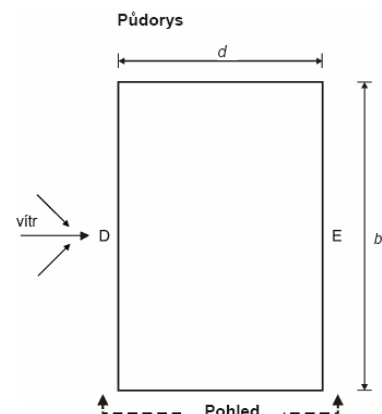
$$\frac{h}{d'} = \frac{21,4}{9,8} = 2,2 \text{ pro oblast E}$$

$$e = \min \{b; 2h\} = \min \{16,6; 42,8\} = 16,6 \text{ m}$$

$$e > d \quad 16,6 > 12,4 \text{ m}$$

$$b < h < 2b \quad 16,6 < 21,4 < 33,2 \text{ m}$$

$$z_e = b' = 15,0 \text{ m} \quad A = \frac{e'}{5} = \frac{15,0}{5} = 3,0 \text{ m}$$



Obr. 39 - Geometrické rozdělní větru



• Podélný vítr

$$h = 21,4 \text{ m}$$

$$d = b = 16,6 \text{ m} \quad b = l = 12,4 \text{ m}$$

$$d' = b' = 15,0 \text{ m} \quad b' = l' = 9,8 \text{ m}$$

Poměr budovy:

$$\frac{h}{d} = \frac{21,4}{16,6} = 1,3 \text{ pro oblast B}$$

$$\frac{h}{d'} = \frac{21,4}{15} = 1,4 \text{ pro oblast E}$$

$$e = \min \{b; 2h\} = \min \{12,4; 42,8\} = 12,4 \text{ m}$$

$$e < d' \quad 12,4 < 15,0 \text{ m}$$

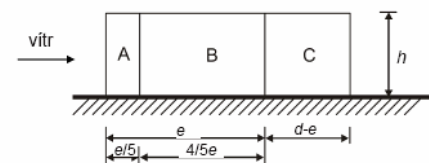
$$b < h < 2b \quad 12,4 < 21,4 < 24,8 \text{ m}$$

$$z_e = b' = 9,8 \text{ m}$$

$$A = \frac{e'}{5} = \frac{9,8}{5} \doteq 2,0 \text{ m}$$

$$B = e - A = 9,8 - 2,0 = 7,8 \text{ m}$$

Pohled pro $e < d$



Obr. 40 - Geometrické rozdělení zatížení stěn od podélného větru

Zatížení od větru bude uvažováno jako liniové spojité, působící v úrovni tuhých stropních desek. Zatížení stěn v oblasti A, B, C se neuvažuje do výpočtu. Z předpokladu, že se jedná o tuhou stropní tabuli se boční síly vzájemně vyruší.

Oblast		A	B	C	D	E
h/d		C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
5		-1,200	-0,800	-0,500	0,800	-0,700
interpolace dle h/d	2,2	-1,200	-1,220	-0,500	0,800	-0,560
	1,7	-1,200	-1,295	-0,500	0,800	-0,535
	1,4	-1,200	-1,340	-0,500	0,800	-0,520
	1,3	-1,200	-1,355	-0,500	0,800	-0,515
1		-1,200	-1,400	-0,500	0,800	-0,500
$\leq 0,25$		-1,200	-0,800	-0,500	0,700	-0,300

Tlak větru na vnější povrchy stěn:

$$w_e = q_p(z) * C_{pe,10} \quad [kPa]$$

	Oblast	A	B	C	D	E
	q	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
příčný vítr	0,665	-0,798	-0,861	-0,333	0,532	-0,372
	0,587	-0,704	-0,760	-0,294	0,470	-0,329
podélný vítr	0,665	-0,798	-0,901	-0,333	0,532	-0,346
	0,508	-0,610	-0,688	-0,254	0,406	-0,264

**Liniové zatížení na stropní desku:**

konstrukční výška: 3,0 m

výška atiky: 0,4 m

Liniové zatížení - podélný vítr						
stropní k-ce	výška	zatížení kN/m				
		A	B	C	D	E
1NP	3	-1,8288	-2,06502	-0,762	1,2192	-0,79248
2NP	6	-1,8288	-2,06502	-0,762	1,2192	-0,79248
3NP	9	-1,96068	-2,21393	-0,81695	1,30712	-0,84963
z _e - podélný	9,8					
4NP	12	-2,394	-2,70323	-0,9975	1,596	-1,0374
5NP	15	-2,394	-2,70323	-0,9975	1,596	-1,0374
6NP	18	-2,394	-2,70323	-0,9975	1,596	-1,0374
7NP	21	-1,5162	-1,71204	-0,63175	1,0108	-0,65702

Liniové zatížení - příčný vítr						
stropní k-ce	výška	zatížení kN/m				
		A	B	C	D	E
1NP	3	-2,394	-2,58353	-0,9975	1,596	-1,1172
2NP	6	-2,394	-2,58353	-0,9975	1,596	-1,1172
3NP	9	-2,394	-2,58353	-0,9975	1,596	-1,1172
4NP	12	-2,394	-2,58353	-0,9975	1,596	-1,1172
5NP = z _e	15	-2,2536	-2,43201	-0,939	1,5024	-1,05168
6NP	18	-2,394	-2,58353	-0,9975	1,596	-1,1172
7NP	21	-1,5162	-1,63623	-0,63175	1,0108	-0,70756

Pro zatížení větrem jsou dány redukční součinitele Ψ dle ČSN EN 1991-1-4:

- $\psi_0 = 0,7$
- $\psi_1 = 0,2$
- $\psi_2 = 0,0$

2.2.3 Zatížení sněhem

Tvarový součinitel pro sklon střechy 0-30°: $\mu_l = 0,8$

Součinitel expozice: $c_e = 1,0$

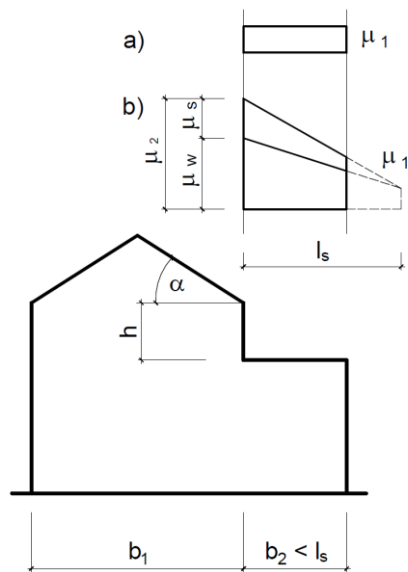
Součinitel teploty: $c_t = 1,0$

Sněhová oblast I - Praha: $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

$$s = \mu_l \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

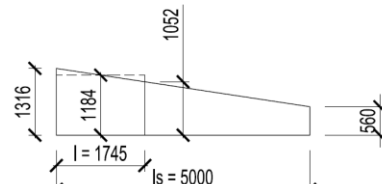
Místní účinky:

Jelikož se jedná o budovu s odstupňovanými patry, bude zde uvažováno s navátím a nahromaděním sněhu. Střešní konstrukce je plochá s minimální výškou atiky, tudíž zde není třeba uvažovat žádné místní účinky. Terasa v podlaží pod střešní konstrukcí bude počítána s účinky zatížení pro střechy sousedící a přiléhající k vyšším stavbám.



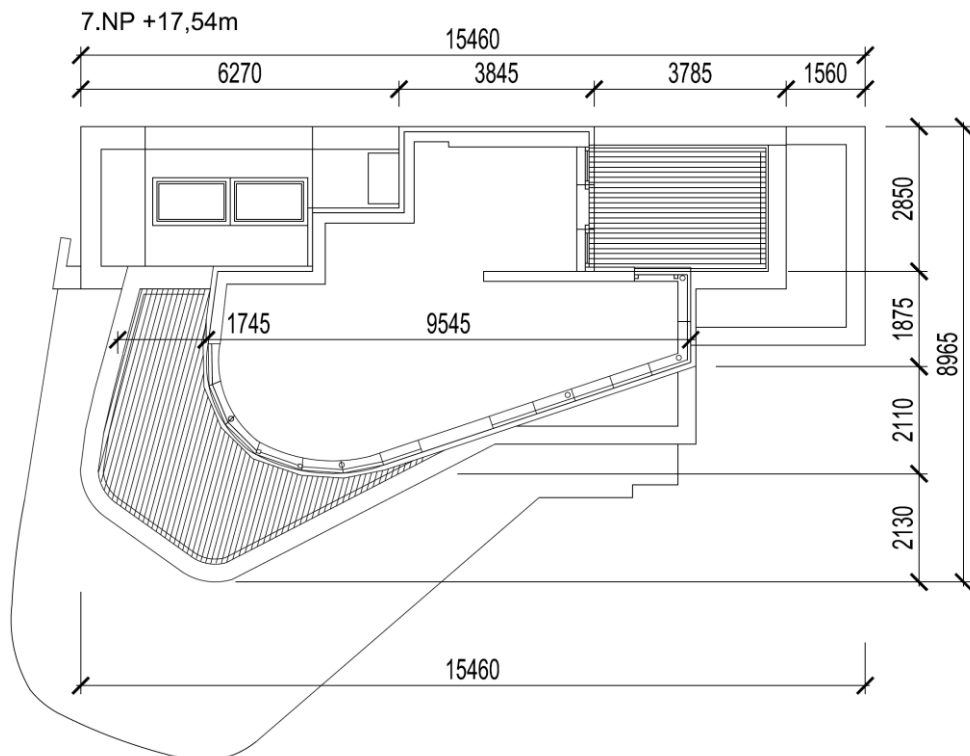
$$\begin{aligned} \mu_1 &= 0,8 \\ \mu_2 &= \mu_s + \mu_w \\ \mu_s &= 0 \text{ (pro } \alpha < 15^\circ) \\ \mu_w &= (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma * h / s_k \\ \mu_w &= (9,545 + 1,745) / 2 * 3 \leq 2 * 3 / 0,7 \\ \mu_w &= 1,88 \leq 8,57 \\ \mu_2 &= 0 + 1,88 = 1,88 \\ s &= \mu_i * c_e * c_t * s_k = 1,88 * 1,0 * 1,0 * 0,7 \\ s &= 1,32 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Pro zjednodušení se do výpočtu uvažuje průměr plošného zatížení:



Obr. 41 - Tvarový součinitel pro zatížení sněhem, přilehlá střecha k vyšší stavbě

Obr. 42 - Průměr plošného zatížení sněhem 7NP



Obr. 43 - Rozměry pro návrh zatížení sněhem 7NP

Pro terasu v 6NP bude uvažován účinek návěje na překážku. S ohledem, že na terase o patro výš je atika se nepředpokládá návěj s horního patra, ale návěj o atiku a zábradlí současného podlaží. Výška překážky je uvažována dle výšky zábradlí 1m.

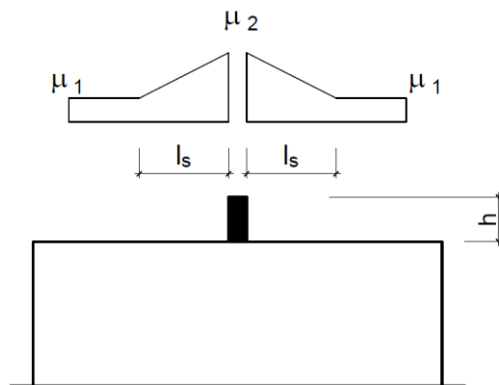


$$\mu_1 = 0,8$$

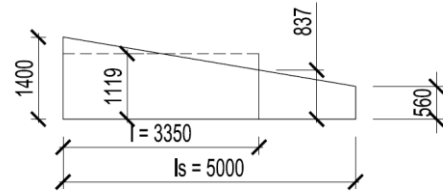
$$\mu_2 = \gamma * h / s_k \quad 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$$

$$\mu_2 = 2 * 1 / 0,7 = 2,86 \Rightarrow 2,0$$

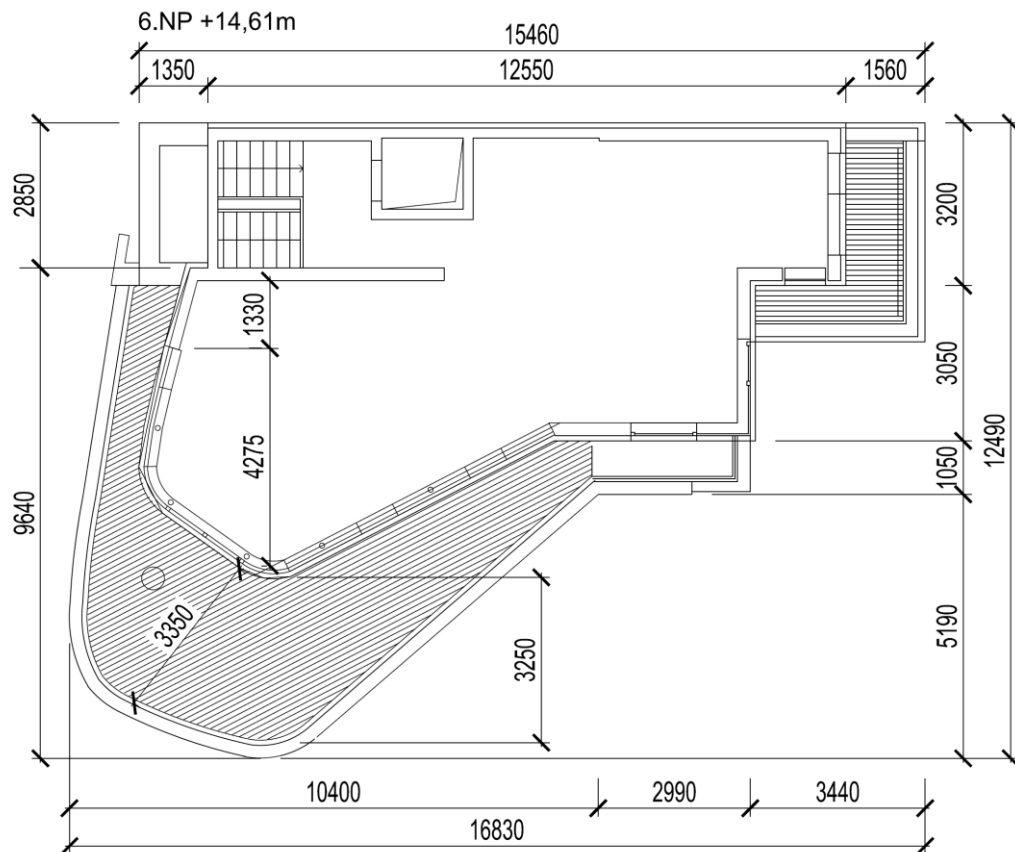
$$s = \mu_i * c_e * c_t * s_k = 2 * 1,0 * 1,0 * 0,7 = 1,4 \text{ kN/m}^2$$



Průměr plošného zatížení sněhem
6NP:



Obr. 45 - Tvar. zatížení sněhem pro výstupky a překážky Obr. 44 - Průměr plošné zatížení sněhem 6NP



Obr. 46 - Rozměr pro zatížení sněhem 6NP

Hodnoty pro obě terasy jsou podobné, proto bude pro zjednodušení uvažována větší hodnota $s = 1,18 \text{ kN/m}^2$. Pro zatížení sněhem pro stavby umístěné ve výšce $\leq 1000 \text{ m.n.m.}$ jsou dány redukční součinitele Ψ dle ČSN EN 1991-1-3:

- $\psi_0 = 0,7$
- $\psi_1 = 0,2$
- $\psi_2 = 0,0$



3 Předběžný návrh

3.1 Materiálové charakteristiky

- Beton: C30/37 XC3 - C1 0,2 - D_{MAX}16 - S3

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20,0 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 2,0 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$$

- Ocel: B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

3.1.1 Krytí výztuže

Stupeň vlivu prostředí: XC3

Kategorie návrhové životnosti S4, ale deskové konstrukce -> S3

Předpoklad výztuže max \varnothing 16 mm

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

δc_{dev} - uvažuje se doporučená betonová krycí vrstva 10 mm, za určitých podmínek by šla snížit i na 5 mm.

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

Minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavku soudržnosti, vychází z průměru výztuže ($\geq \varnothing$); $c_{min, b} = 16 \text{ mm}$

Minimální krycí vrstva vycházející z podmínek prostředí. Dle tabulky závislé na stupni prostředí (XC3) a konstrukční třídě (S3); $c_{min, dur} = 20 \text{ mm}$.

$$\delta c_{dur, \gamma} = \delta c_{dur, st} = \delta c_{dur, add} = 0$$

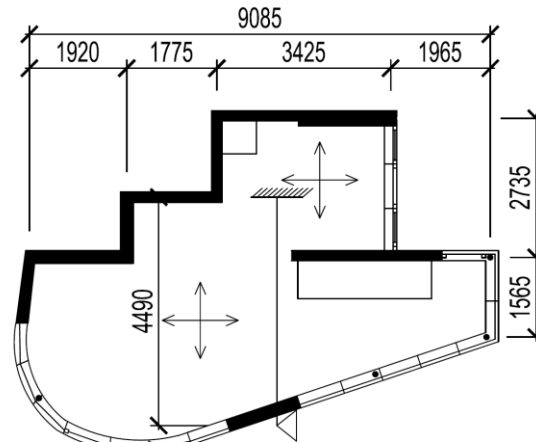
$$c_{min} = \max \{ 16; 20 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm} \} = 20 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$



3.2 Návrh tloušťky stropní konstrukce

- Stropní konstrukce 7NP



Obr. 47 - Statické působení střešní konstrukce

- Empiricky:

$$h = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{35} \right) * L = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{35} \right) * 4490 = 128 - 150 \text{ mm}$$

- dle ohybové štíhlosti:

$$\frac{l}{d} = \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{tab}$$

$$\kappa_{c1} = 1 \text{ (součinitel tvaru průřezu – obdélník)}$$

$$\kappa_{c2} = 1 \text{ (} l < 7,0 \text{ m)}$$

$$\kappa_{c3} = 1,3 \text{ (v závislosti na vyztužení – předpoklad 1,2 – 1,3)}$$

$$\lambda_{tab} = 26 \text{ pro C30/37 ; } \rho \leq 0,5\% ; \text{ krajní pole spojitého nosníku}$$

$$d > \frac{l}{\kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{tab}} = \frac{4490}{1 * 1 * 1,3 * 26} = 132,8 \text{ mm}$$

$$h_d = d + c + \frac{\phi}{2} = 132,8 + 30 + \frac{10}{2} = 167,8 \text{ mm} \rightarrow 170 \text{ mm}$$

Lze ještě uvažovat:

$$\lambda_{tab} = 24,6 \text{ pro C30/37 ; } \rho \leq 0,5\% ; \text{ lokálně podporovaná deska}$$

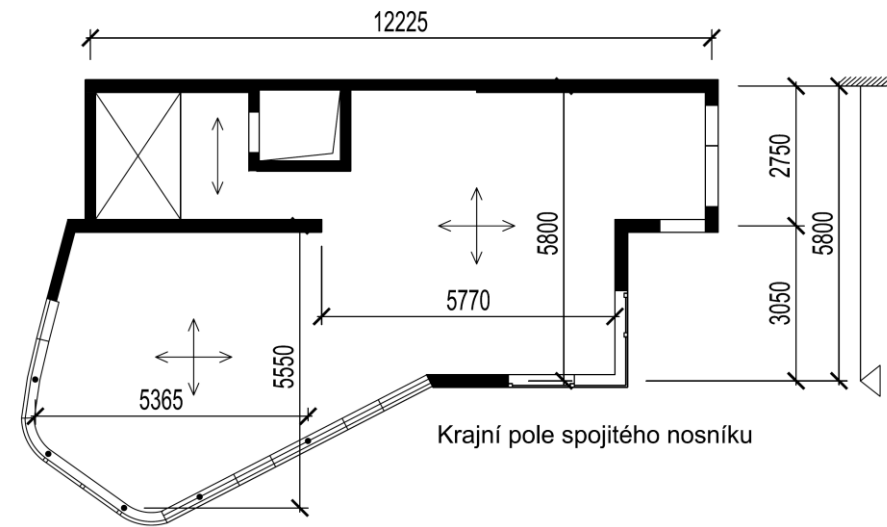
$$d > \frac{l}{\kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{tab}} = \frac{4490}{1 * 1 * 1,3 * 24,6} = 140,4 \text{ mm}$$

$$h_d = d + c + \frac{\phi}{2} = 140,4 + 30 + \frac{10}{2} = 175,4 \text{ mm} \rightarrow 180 \text{ mm}$$

V rámci bezpečnosti bude navrhovaná větší tloušťka stropní desky 180 mm, jelikož ve výpočtu uvažují vyšší κ_{c3} .



• Stropní konstrukce 6NP



Lokálně podporovaná deska

Obr. 48 - Statické působení stropní desky 6NP

➤ Empiricky:

$$h = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{35} \right) * L = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{35} \right) * 5800 = 165,7 - 193,3 \text{ mm}$$

➤ dle ohybové štíhlosti:

$$\frac{l}{d} = \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{tab}$$

$$\kappa_{c1} = 1 \text{ (součinitel tvaru průřezu – obdélník)}$$

$$\kappa_{c2} = 1 \text{ (} l < 7,0 \text{ m)}$$

$$\kappa_{c3} = 1,3 \text{ (v závislosti na vyztužení – předpoklad 1,2 – 1,3)}$$

$$\lambda_{tab} = 24,6 \text{ pro C30/37 ; } \rho \leq 0,5\% ; \text{ lokálně podporovaná deska}$$

$$d > \frac{l}{\kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{tab}} = \frac{5550}{1 * 1 * 1,3 * 24,6} = 173,6 \text{ mm}$$

$$h_d = d + c + \frac{\phi}{2} = 173,6 + 30 + \frac{10}{2} = 208,5 \text{ mm} \rightarrow 210 \text{ mm}$$

Lze ještě uvažovat:

$$\lambda_{tab} = 26,0 \text{ pro C30/37 ; } \rho \leq 0,5\% ; \text{ krajní pole spojitého nosníku}$$

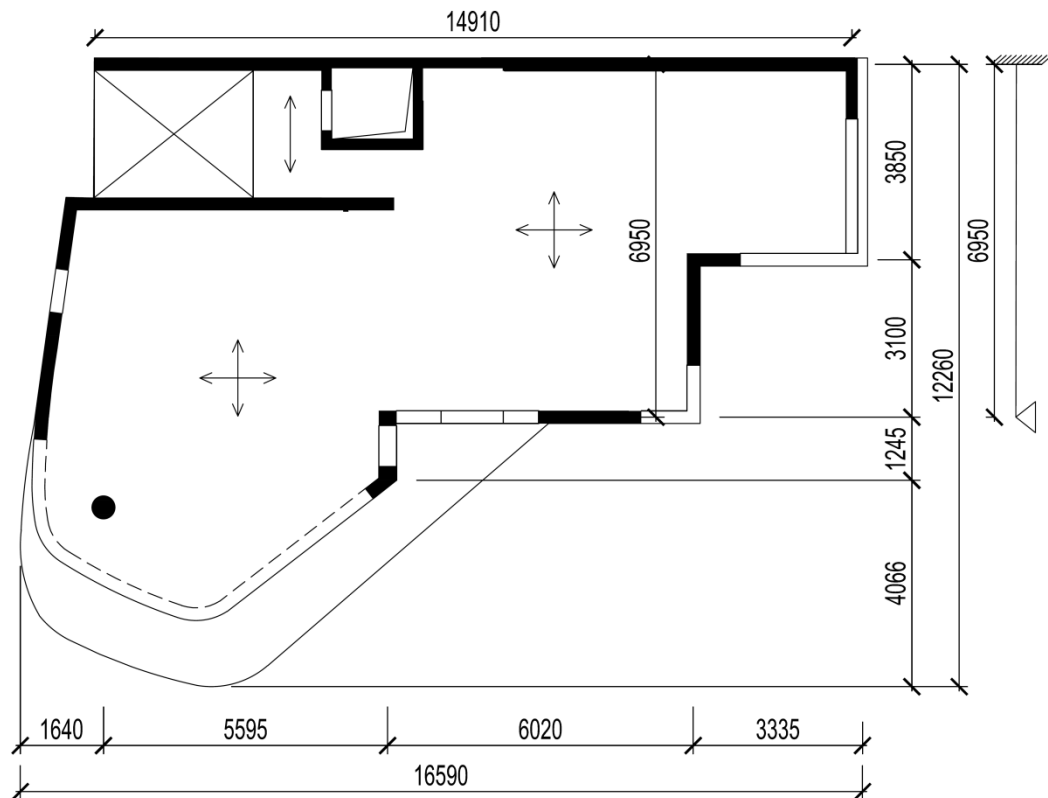
$$d > \frac{l}{\kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{tab}} = \frac{5800}{1 * 1 * 1,3 * 26} = 171,6 \text{ mm}$$

$$h_d = d + c + \frac{\phi}{2} = 171,6 + 30 + \frac{10}{2} = 206,6 \text{ mm} \rightarrow 210 \text{ mm}$$

Obě varianty vycházejí přibližně stejně, proto bude návrh tloušťky stropní desky $h_d = 210 \text{ mm}$.



• Stropní konstrukce 5NP



Obr. 49 - Statické působení stropní desky 5NP

➤ Empiricky:

$$h = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{35} \right) * L = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{35} \right) * 6950 = 198,6 - 231 \text{ mm}$$

➤ dle ohybové štíhlosti:

$$\frac{l}{d} = \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{tab}$$

$$\kappa_{c1} = 1 \text{ (součinitel tvaru průřezu – obdélník)}$$

$$\kappa_{c2} = 1 \text{ (} l < 7,0 \text{ m)}$$

$$\kappa_{c3} = 1,3 \text{ (v závislosti na vyztužení – předpoklad 1,2 – 1,3)}$$

$$\lambda_{tab} = 26 \text{ pro C30/37 ; } \rho \leq 0,5\% \text{ ; krajní pole spojitého nosníku}$$

$$d > \frac{l}{\kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{tab}} = \frac{6950}{1 * 1 * 1,3 * 26} = 205,6 \text{ mm}$$

$$h_d = d + c + \frac{\phi}{2} = 205,6 + 30 + \frac{10}{2} = 240,6 \text{ mm} \rightarrow 240 \text{ mm}$$

Stropní desky 1. - 5. NP budou mít stejnou sílu 240 mm, jelikož mají přibližné rozměry. Stropní deska 6NP bude mít tloušťku dle předběžného návrhu 210 mm a střešní konstrukce (stropní deska 7NP) bude mít tloušťku 180 mm.



3.3 Předběžný návrh schodiště

Rozměry pole: 4270 x 2500

Konstrukční výška: $h_k = 3000$ mm

Tl. stropní desky: $h_d = 240$ mm

Rozměry schodiště:

$$\frac{3000}{170} = 17,64 \rightarrow 18 \text{ schodů}$$

$$h = \frac{3000}{18} = 166,7 \text{ mm}$$

$$b = 630 - 2h = 630 - 2 * 166,7 = 296,6 \text{ mm} \rightarrow b = 300 \text{ mm}$$

Návrh: dvojrámenné deskové schodiště se stupni 166,7 / 300 mm;
rozdělení stupňů 9/9

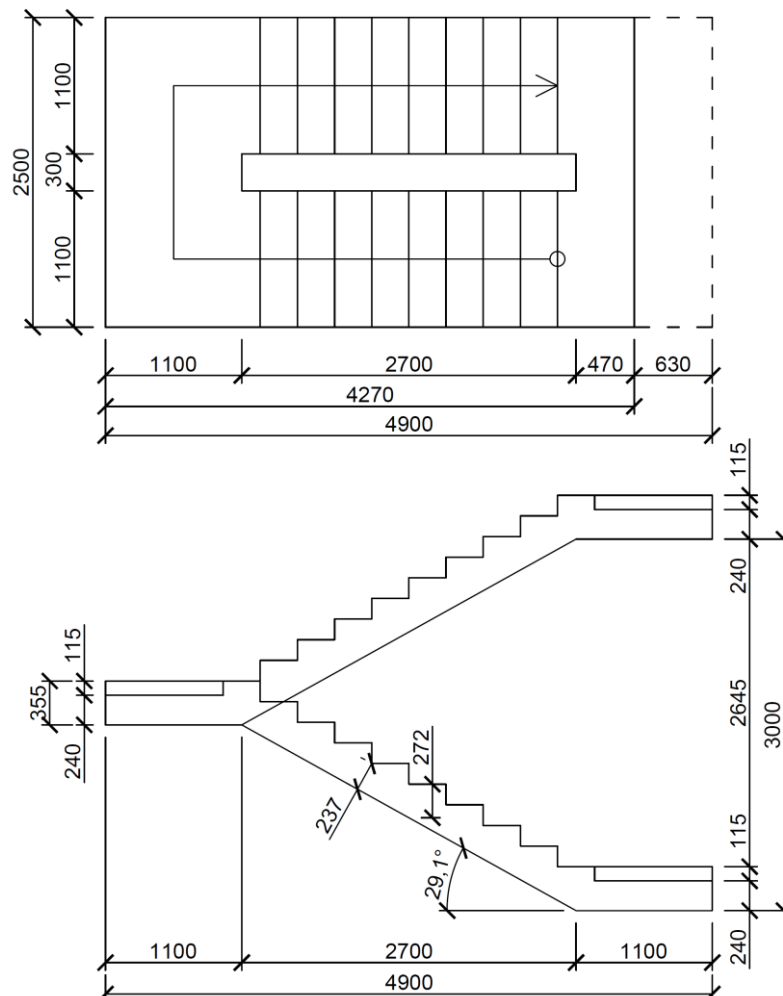
Šířka ramene: $B = 1100$ mm

Šířka podesty: $B_p = 1100$ mm

Sklon schodiště: $\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{b}{h} \right) = \text{tg}^{-1} \left(\frac{166,7}{300} \right) = 29,1^\circ < 35^\circ$

Podchodná výška: $H_{1,min} = 1500 + \frac{750}{\cos \alpha} = 1500 + \frac{750}{\cos 29,1} = 2358 > 2100$ mm

Průchodná výška: $H_{2,min} = 750 + 1500 * \cos \alpha = 750 + 1500 * \cos 29,1$
 $H_{2,min} = 2061$ mm > 1950 mm



Obr. 50 - Předběžný návrh schodiště

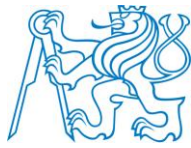


ČVUT - Fakulta stavební, 2017

Architektem navržené rozměry schodišťového pole nejsou dostačující pro návrh schodiště dle daných norem pro šířku, výšku stupně a sklon schodiště. Prostor bude rozšířen minimálně o 630 mm. Schodišťové pole se tedy roztáhne tím způsobem, že se posune výtahová šachta směrem do bytu a zmenší se obytný prostor. Změna půdorysu jednotlivých pater je vidět na níže uvedených obr.:

Obr. 52 - Upravený půdorys 2NP

Obr. 51 - Upravený půdorys 3NP



Obr. 54 - Upravený půdorys 4NP

Obr. 53 - Upravený půdorys 5NP

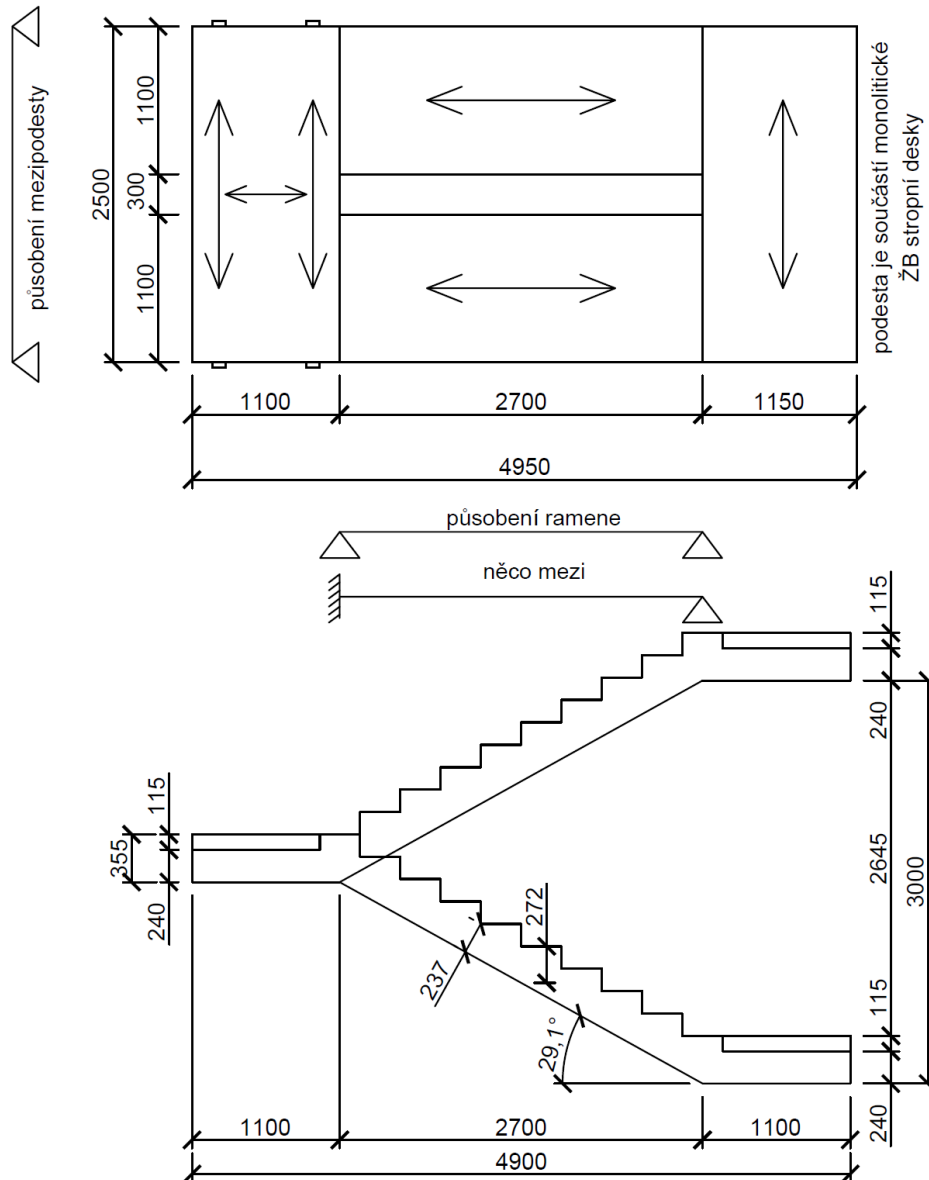


Obr. 56 - Upravený půdorys 6NP

Obr. 55 - Upravený půdorys 7NP



Schodišťový prostor se rozšířil o 680 mm, což je o 50 mm více než bylo třeba. Toto prodloužení vzniklo posunutím celého jádra bytu (koupelna, toaleta, chodba) a došlo k zúžení posledního pokoje o 680 mm. Délka posunutí byla dána uspořádáním bytu, kdy se posunula příčka k líci nosné obvodové konstrukce (např. Obr. 52 - Upravený půdorys 2NP). Rovněž se posunula i výtahová šachta a šachta na potrubí. U těchto otvorů nedošlo k žádným jiným rozměrovým úpravám, než posunutí. Pouze v posledním (sedmém) nadzemním podlaží muselo být trochu upraveno technické zařízení koupelny a toalety. V důsledku úpravy bylo zpětně upraveno zatížení od příček.



Obr. 57 - Schéma schodiště

Empirický posudek:

$$h_{\text{mezipodesta}} = \left(\frac{1}{25} \sim \frac{1}{20}\right) * L = \left(\frac{1}{25} \sim \frac{1}{20}\right) * 2500 = 100 \sim 125 \text{ mm} < 240 \text{ mm}$$

$$h_{\text{rameno}} = \left(\frac{1}{25} \sim \frac{1}{20}\right) * L = \left(\frac{1}{25} \sim \frac{1}{20}\right) * 2700 = 108 \sim 135 \text{ mm} < 237 \text{ mm}$$

→ návrh vyhovuje



3.3.1 Celkové zatížení na stropní desky a schodiště

Patro bylo rozděleno dle účelu do ploch, kde jsou různá zatížení. Rozmístění ploch bytu, bytového jádra, balkónu a teras na podlaží je vidět na Obr. 33 - 38.

- Střešní konstrukce

ZATÍŽENÍ	Charakteristické	γ	Návrhové
	kN/m ²	-	kN/m ²
Stálé			
Skladba stropní desky	0,741	1,35	1,000
ŽB nosná konstrukce 0,18*25	4,500	1,35	6,075
Σ stálé	5,241		7,075
Proměnné			
Užitné	0,750	1,5	1,125
Σ Proměnné	0,750		1,125
Σ Celkem	5,991		8,200

Tab. 8 - Celkové zatížení střešní konstrukce

- Terasa (pochozí střecha) - 7NP

ZATÍŽENÍ	Charakteristické	γ	Návrhové
	kN/m ²	-	kN/m ²
Stálé			
Skladba stropní desky	2,231	1,35	3,012
ŽB nosná konstrukce 0,21*25	5,250	1,35	7,088
Σ stálé	7,481		10,099
Proměnné			
Užitné	3,000	1,5	4,500
Σ Proměnné	3,000		4,500
Σ Celkem	10,481		14,599

Tab. 9 - Celkové zatížení desky terasa 7NP

- Terasa (pochozí střecha) - 6NP

ZATÍŽENÍ	Charakteristické	γ	Návrhové
	kN/m ²	-	kN/m ²
Stálé			
Skladba stropní desky	2,231	1,35	3,012
ŽB nosná konstrukce 0,24*25	6,000	1,35	8,100
Σ stálé	8,231		11,112
Proměnné			
Užitné	3,000	1,5	4,500
Σ Proměnné	3,000		4,500
Σ Celkem	11,231		15,612

Tab. 10 - Celkové zatížení desky terasa 6NP



- Balkón - 3NP až 5NP

ZATÍŽENÍ	Charakteristické	γ	Návrhové
	kN/m ²	-	kN/m ²
Stálé			
Skladba stropní desky	0,690	1,35	0,932
ŽB nosná konstrukce 0,24*25	6,000	1,35	8,100
Σ stálé	6,690		9,032
Proměnné			
Užitné	3,000	1,5	4,500
Σ Proměnné	3,000		4,500
Σ Celkem	9,690		13,532

Tab. 11 - Celkové zatížení desky balkónu 3NP až 5NP

- Byt - 7NP

ZATÍŽENÍ	Charakteristické	γ	Návrhové
	kN/m ²	-	kN/m ²
Stálé			
Skladba stropní desky	1,692	1,35	2,284
ŽB nosná konstrukce 0,21*25	5,250	1,35	7,088
Σ stálé	6,942		9,372
Proměnné			
Užitné	1,500	1,5	2,250
Σ Proměnné	1,500		2,250
Σ Celkem	8,442		11,622

Tab. 12 - Celkové zatížení desky bytu 3NP až 6NP

- Byt - 3NP až 6NP

ZATÍŽENÍ	Charakteristické	γ	Návrhové
	kN/m ²	-	kN/m ²
Stálé			
Skladba stropní desky	1,692	1,35	2,284
ŽB nosná konstrukce 0,24*25	6,000	1,35	8,100
Σ stálé	7,692		10,384
Proměnné			
Užitné	1,500	1,5	2,250
Σ Proměnné	1,500		2,250
Σ Celkem	9,192		12,634

Tab. 13 - Celkové zatížení desky bytu 3NP až 6NP



• Byt - 2NP

ZATÍŽENÍ	Charakteristické	γ	Návrhové
	kN/m ²	-	kN/m ²
Stálé			
Skladba stropní desky	1,722	1,35	2,325
ŽB nosná konstrukce 0,24*25	6,000	1,35	8,100
Σ stálé	7,722		10,425
Proměnné			
Užitné	1,500	1,5	2,250
Σ Proměnné	1,500		2,250
Σ Celkem	9,222		12,675

Tab. 14 - Celkové zatížení desky bytu 2NP

Rozdíl v celkovém zatížení stropní desky na m² mezi 2NP a ostatními NP je minimální (0,03), proto bude počítáno pouze s větší hodnotou 9,222 kN/m² pro 2NP.

• Jádru bytu 2NP - 6NP

ZATÍŽENÍ	Charakteristické	γ	Návrhové
	kN/m ²	-	kN/m ²
Stálé			
Skladba stropní desky	1,722	1,35	2,325
ŽB nosná konstrukce 0,24*25	6,000	1,35	8,100
Zatížení od příček 6NP	0,500	1,5	0,750
Σ stálé 6NP	8,222		11,175
Zatížení od příček 5NP	0,685	1,5	1,028
Σ stálé 5NP	8,407		11,452
Zatížení od příček 4NP	0,535	1,5	0,803
Σ stálé 4NP	8,257		11,227
Zatížení od příček 3NP	0,500	1,5	0,750
Σ stálé 3NP	8,222		11,175
Zatížení od příček 2NP	0,566	1,5	0,849
Σ stálé 2NP	8,288		11,274
Proměnné			
Užitné	1,500	1,5	2,250
Σ Proměnné	1,500		2,250
Σ Celkem 6NP	9,722		13,425
Σ Celkem 5NP	9,907		13,702
Σ Celkem 4NP	9,757		13,477
Σ Celkem 3NP	9,722		13,425
Σ Celkem 2NP	9,788		13,524

Tab. 15 - Celkové zatížení desky jádra bytu 2NP-6NP



• Jádru bytu 7NP

ZATÍŽENÍ	Charakteristické	γ	Návrhové
	kN/m ²	-	kN/m ²
Stálé			
Skladba stropní desky	1,722	1,35	2,325
ŽB nosná konstrukce 0,21*25	5,250	1,35	7,088
Zatížení od příček 7NP	0,500	1,5	0,750
Σ stálé 7NP	7,472		10,162
Proměnné			
Užitné	1,500	1,5	2,250
Σ Proměnné	1,500		2,250
Σ Celkem 7NP	8,972		12,412

Tab. 16 - Celkové zatížení desky jádra bytu 7NP

• Schodiště

ZATÍŽENÍ PODESTY	Charakteristické	γ	Návrhové
	kN/m ²	-	kN/m ²
Stálé			
Podesta 0,355*25	8,875	1,35	11,981
Σ stálé	8,875		11,981
Proměnné			
Užitné	3,000	1,5	4,500
Σ Proměnné	3,000		4,500
Σ Celkem	11,875		16,481

Tab. 17 - Zatížení podesty

LINIOVÉ ZATÍŽENÍ OD RAMENE	Výpočet	Charakteristické	γ	Návrhové
		kN/m	-	kN/m
Stálé				
Nosná deska	$(0,355*25)*2,7/2$	11,981	1,35	16,175
Náhradní tl. stupně	$(0,167/2*25)*2,7/2$	2,818	1,35	3,804
Σ stálé		14,799		19,979
Proměnné				
Užitné	-	3,000	1,5	4,500
Σ Proměnné	-	3,000		4,500
Σ Celkem		17,799		24,479

Tab. 18 - Liniové zatížení od schodišťového ramene

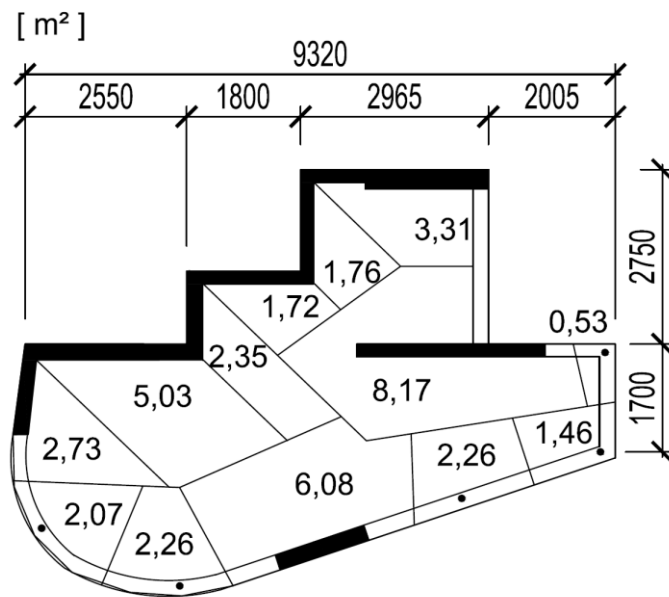
• Výplně otvorů

Výplň se uvažuje jako liniové zatížení na straně bezpečnosti pro světlou výšku 2,645 m. Pro plošné zatížení 0,3 kN/m² vychází charakteristická hodnota 0,794 kN/m.

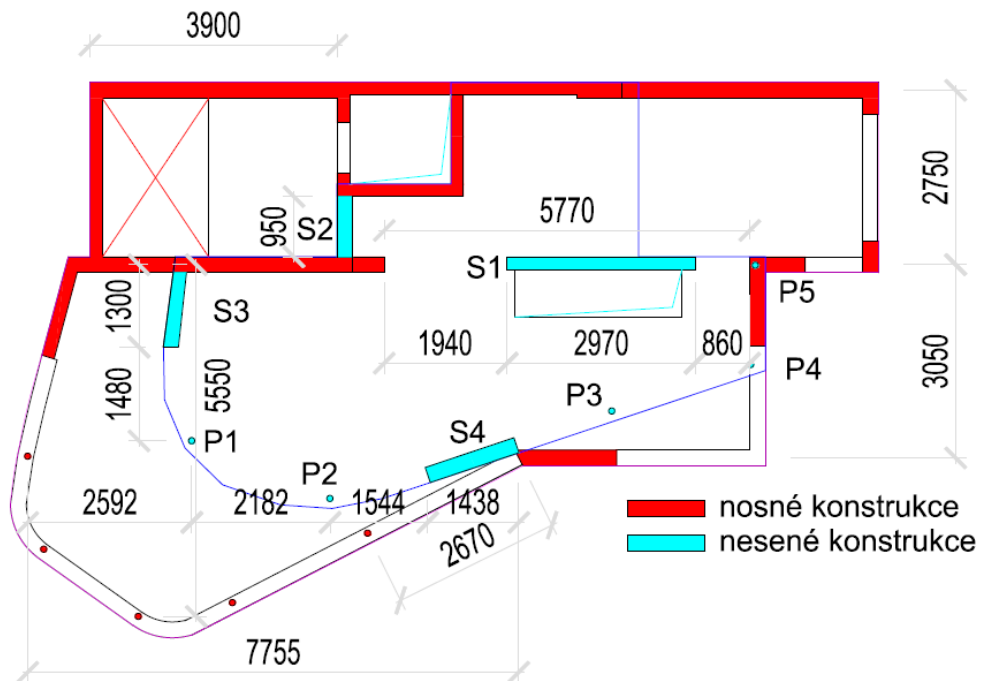


3.4 Předběžný návrh svislých nosných prvků zatěžující stropní desku

3.4.1 7 NP



Tab. 19 - Zatěžovací plocha svislých nosných konstrukcí 7NP



Obr. 58 - Nosné a nesené svislé nosné konstrukce 7NP



• Zatížení a návrh stěny S1

Prvek přenáší zatížení od střešní konstrukce. Není uložena na žádné další svislé nosné konstrukci. Délka stěny je rovna 2,97 m. Bude posouzena ohybová a smyková únosnost stropní desky pod stěnou, případně bude přidán nosný průvlak.

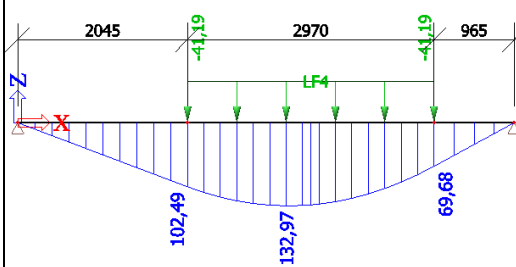
Nosný prvek	Liniové zatížení - Stěna 7 NP (S1)			
	Výpočet	G _k (Q _k) [kN/m]	γ	G _d (Q _d) [kN/m]
Stálé				
Stále střešní k-ce	5,241*8,17/2,97	14,417	1,35	19,463
Vl. tíha stěny	2,76*0,2*25	13,800	1,35	18,630
Proměnné				
Proměnné střešní k-ce	0,75*8,17/2,97	2,063	1,5	3,095
Celkem		30,28		41,188

Tab. 20 - Zatížení od stěny S1

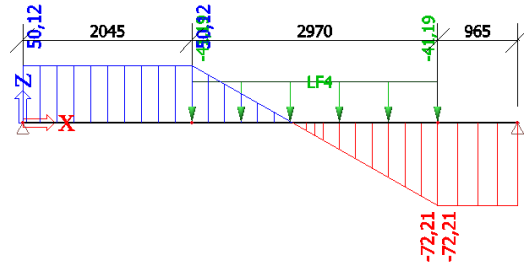
Návrh: Stěna minimální tloušťky 200 mm

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m} > 41,188 \text{ kN/m}$$

→ návrh vyhovuje



Obr. 59 - Ohybový moment pod stěnou S1 [kNm]



Obr. 60 - Posouvající síla pod stěnou S1 [kN]

Při výpočtu nebylo uvažováno s okolním zatížením od stropní desky, která nese stěnu a přesto je ohybový moment příliš velký. I v případě vetknutí jsou ohybové momenty vysoké. Jelikož je pod stropní deskou příčka a dveře, bude navržen průvlak v šířce příčky 150 mm. Při otvoru na dveře 2,05 m nesmí být překročena výška průvlaku 850 mm včetně stropní desky.

Mezní stav únosnosti stropní desky, návrh dle poměrného ohybového momentu:

předpoklad Ø 18 mm; $h_{\min} = ?$ mm

$c = 30$ mm

$$h = d + c + \phi_{sw} + \frac{\phi}{2} = 387,6 + 30 + 10 + 9 = 436,6 \text{ mm} < 850 \text{ mm}$$

$$\xi = 0,45 \rightarrow \mu = 0,295$$

μ - poměrný ohybový moment dle tabulek pro obdélníkový průřez

$$d = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b * \mu * f_{cd}}} = \sqrt{\frac{132,97 * 10^6}{150 * 0,295 * 20}} = 387,6 \text{ mm}$$



Ve výpočtu není započítána spolupůsobící šířka desky. Ohybový moment v poli byl počítán pro nejhorší (kloubovou) variantu. Zároveň však nebylo započítané okolní zatížení stropní desky. Celkově je návrh na straně bezpečnosti a ŽB stěna může být považována za nosnou.

Ověření tlakové diagonály:

$$\cotg \theta = 1,5$$

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

$$V_{Rd,max} = v * f_{cd} * b * \zeta * d * \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$$V_{Rd,max} = 0,528 * 20 * 150 * 0,820 * 388 * \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 232,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$$

$$232,6 > 72,21 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Ověření stupně vyztužení:

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\zeta * d * f_{yd}}{b * d} = \frac{132,97 * 10^6}{0,820 * 388 * 435} = 0,017 < 0,04 = \rho_{s,max}$$

→ *vyhovuje*

- Zatížení a návrh stěny S2

Nosný prvek	Liniové zatížení - Stěna 7 NP (S2)			
	Typ zatížení	Výpočet	Gk (Qk) [kN/m]	γ
Stálé				
Stále střešní k-ce	5,241*2,35/1,15	10,710	1,35	14,458
Vl. tíha stěny	2,76*0,2*25	13,800	1,35	18,630
Skladba obvodové kce		0,885	1,35	1,195
Proměnné				
Promenné střešní k-ce	0,75*2,35/1,15	1,533	1,5	2,299
Celkem		26,927		36,582

Obr. 61 - Zatížení od stěny S2

Jedná se o stěnový nosník s délkou 1,15 m a výškou 2,76 m.

$$\frac{l}{h} = \frac{1,15}{2,76} = 0,42 < 2 \rightarrow \text{jedná se o prostý stěnový nosník}$$

Posudek nad podporou:

$$V_{Rd} = 0,1 * b * k * f_{cd} = 0,1 * 0,2 * 1,15 * 20 = 460 \text{ kN}$$



$$k = \min(l, h) = \min(1,15; 2,76) = 1,15 \text{ m}$$

$$V_{Ed} = f * \frac{l}{2} = 36,582 * \frac{1,15}{2} = 21,03$$

$$V_{Ed} < V_{Rd} \quad 21,03 < 460 \text{ kN}$$

Posudek v podporách:

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

$$21,03 < 0,8 * 0,2 * (0,2 + 0) * 20 = 640 \text{ kN}$$

→ návrh vyhovuje

- Zatížení a návrh stěny S3

Nosný prvek	Liniové zatížení - Stěna 7 NP (S3)			
Typ zatížení	Výpočet	G _k (Q _k) [kN/m]	γ	G _d (Q _d) [kN/m]
Stálé				
Stále střešní kce	5,241*2,73/1,3	11,006	1,35	14,858
VI. tíha stěny	2,76*0,2*25	13,800	1,35	18,630
Skladba obvodové kce		0,885	1,35	1,195
Proměnné				
Proměnné střešní kce	0,75*2,73/1,3	1,575	1,5	2,363
Celkem		27,266		37,045

Tab. 21 - Zatížení od stěny S3

Návrh: Stěna minimální tloušťky 200 mm

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m} > 37,045 \text{ kN/m}$$

→ návrh vyhovuje

Ověření únosnosti stropní desky pod stěnou S3 bude počítána šířka $b = 0,62 \text{ m}$ (přibližně 45° roznesení zatížení z každé strany líce stěny) běžné desky včetně zatížení od desky (pro $b=0,62 \text{ m}$ je $f = 7,204 \text{ kN/m}$), výplně otvorů (1,072 kN/m) a ocelového sloupu P1. Předběžný návrh sloupu byl vypočten v bodě 6. Část Ocelové konstrukce. Zatížení sloupu P1 bylo uvedeno v následující tabulce:

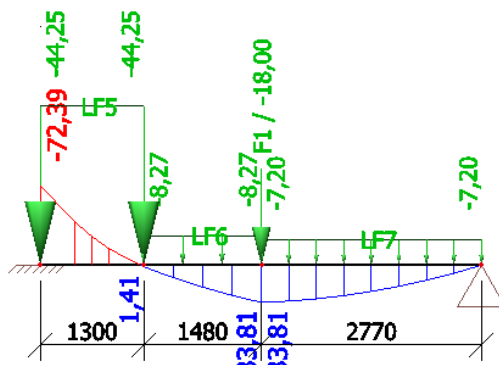
Nosný prvek	Bodové zatížení - Sloup P1			
Typ zatížení	Výpočet	G _k (Q _k) [kN]	γ	G _d (Q _d) [kN]
Stálé				
Stále střešní k-ce	5,241*2,07	10,849	1,35	14,646
VI. tíha sloupu	2,76*0,276	0,762	1,35	1,028
Proměnné				
Proměnné střešní k-ce	0,75*2,07	1,553	1,5	2,329
Celkem		13,163		18,003

Tab. 22 - Zatížení od sloupu P1

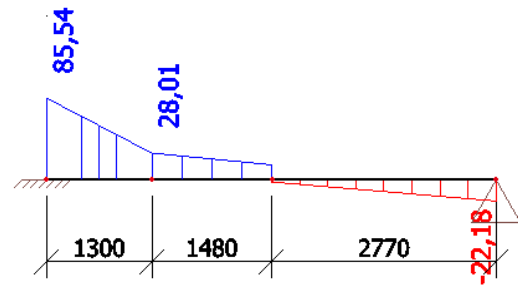


$$f_1 = 37,045 + 7,202 = 44,247 \text{ kN/m}$$

$$f_2 = 7,202 + 1,072 = 8,274 \text{ kN/m}$$



Obr. 62 - Ohybový moment stropní desky pod stěnou S3 [kNm]



Obr. 63 - Posouvající síla pod stěnou S3 [kN]

Ověření z hlediska ohybového namáhání stropní desky:

Předpoklad $\varnothing 14 \text{ mm}$

$$c = 30 \text{ mm}$$

$$d = h - c - \varnothing - \frac{\varnothing}{2} = 210 - 30 - 14 - 7 = 159 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{72,39 * 10^6}{620 * 159^2 * 20} = 0,231 \rightarrow \zeta = 0,867$$

$$\xi = 0,45 \rightarrow \mu = 0,295 > 0,231 \text{ mm}$$

Ve výpočtu nebyla uvažovaná příčná výztuž, která by roznášecí plochu ještě trochu rozšířila. I tak návrh bez problémů vyhovuje. Jelikož byla uvažovaná dolní výztuž shodně s horní a zároveň i stejné uložení výztuže, vyhovuje rovněž nižší ohybový moment v poli 33,81 kNm.

Ověření tlakové diagonály:

$$\cotg \theta = 1,5$$

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

$$V_{Rd,max} = v * f_{cd} * b * \zeta * d * \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$$V_{Rd,max} = 0,528 * 20 * 620 * 0,867 * 159 * \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 416,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$$

$$416,6 > 85,54 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Ověření stupně vyztužení:

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{Ed}}{\zeta * d * f_{yd}}}{b * d} = \frac{72,39 * 10^6}{0,867 * 159 * 435} = 0,012 < 0,04 = \rho_{s,max}$$

\rightarrow vyhovuje



• Zatížení a návrh stěny S4

Nosný prvek	Liniové zatížení - Stěna 7 NP (S4)			
Typ zatížení	Výpočet	G _k (Q _k) [kN/m]	γ	G _d (Q _d) [kN/m]
Stálé				
Stále střešní kce	5,241*6,08/1,48	21,531	1,35	29,066
VI. tíha stěny	2,76*0,2*25	13,800	1,35	18,630
Skladba obvodové kce		0,885	1,35	1,195
Proměnné				
Proměnné střešní kce	0,75*6,08/1,48	3,081	1,5	4,622
Celkem		39,297		53,513

Tab. 23- Zatížení od stěny S4

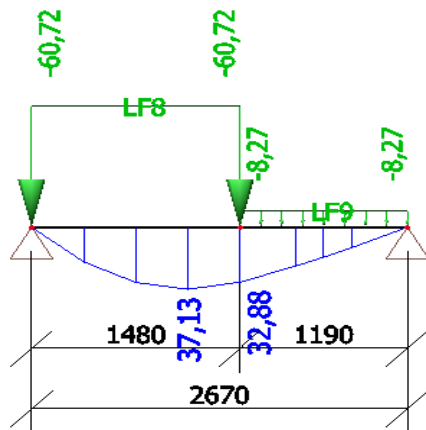
Celková tíha stěny: $(G+D)_k = 1,48 * 39,297 = 58,2 \text{ kN}$
 $(G+D)_d = 1,48 * 53,513 = 79,2 \text{ kN}$

Návrh: Stěna minimální tloušťky 200 mm

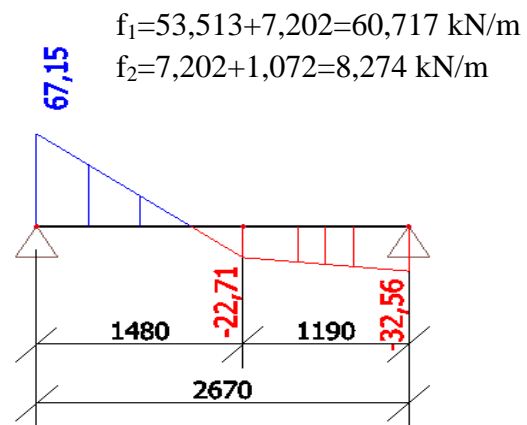
$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m} > 53,513 \text{ kN/m}$$

→ návrh vyhovuje

Ověření únosnosti stropní desky pod stěnou S4 bude počítána šířka $b = 0,62 \text{ m}$ (viz předchozí návrh) běžný desky včetně zatížení od desky (7,204 kN/m). Tento návrh je velice přibližný. Podrobnější rozložení zatížení a návrh by se musel upřesnit dle výsledků 3D a 2D modelu konstrukce.



Obr. 65 - Ohybový moment stropní desky pod stěnou S4 [kNm]



Obr. 64 - Posouvající síla pod stěnou S4 [kN]

Ověření z hlediska ohybového namáhání stropní desky:

Předpoklad $\varnothing 14 \text{ mm}$

$$c = 30 \text{ mm}$$

$$d = h - c - \varnothing - \frac{\varnothing}{2} = 210 - 30 - 14 - 7 = 159 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{37,13 * 10^6}{620 * 159^2 * 20} = 0,118 \rightarrow \zeta = 0,936$$

$$\xi = 0,45 \rightarrow \mu = 0,295 > 0,188 \text{ mm}$$



Ověření tlakové diagonály:

$$\cotg \theta = 1,5$$

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

$$V_{Rd,max} = v * f_{cd} * b * \zeta * d * \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$$V_{Rd,max} = 0,528 * 20 * 620 * 0,936 * 159 * \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 449,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$$

$$449,7 > 67,15 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Ověření stupně vyztužení:

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{Ed}}{\zeta * d * f_{yd}}}{b * d} = \frac{37,13 * 10^6}{0,936 * 159 * 435} = 0,006 < 0,04 = \rho_{s,max}$$

\rightarrow *vyhovuje*

Předběžný posudek na protlačení:

Obvod styčné plochy je větší než 12d, namáhání na protlačení se tak koncentruje v koncích stěny. Mezilehlá oblast má být správně posouzena na smyk. V tomto případě není třeba, posudek byl proveden pro celý skrytý průvlak (viz výše ověření tlakové diagonály) a mnohonásobně vyhovuje.

$$b_1 = \min(b, 3d) = \min(200; 3 * 159) = 200 \text{ mm}$$

$$a_1 = \min(a, 2b, 6d - b_1) = \min(1500; 2 * 200; 6 * 159 - 200)$$

$$a_1 = 400 \text{ mm}$$

$$u_0 = 2 * \left(\frac{a_1}{2} + \frac{b_1}{2}\right) = 2 * \left(\frac{400}{2} + \frac{200}{2}\right) = 600 \text{ mm}$$

$$u_1 = u_0 + 2 * \pi * d = 600 + 2 * 3,14 * 159 = 1598,5 \text{ mm}$$

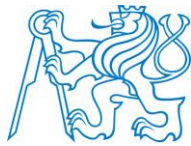
$$V_{Ed} = l * f = 1,48 * 53,513 = 79,2 \text{ kN}$$

V rámci zjednodušení a bezpečnosti se uvažuje veškeré zatížení do stěny.

$$v_{Ed,0} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_0 * d} < v_{Rd,0} = 0,4 * v * f_{cd}$$

$$v_{Ed,0} = \frac{1,4 * 79200}{600 * 159} < v_{Rd,0} = 0,4 * 0,528 * 20$$

$$v_{Ed,0} = 1,16 < v_{Rd,0} = 4,224 \text{ MPa} \rightarrow \text{vyhovuje}$$



Ověření max. smykové odolnosti prvku v otláčení:

$$v_{Ed,1} = \frac{1,4 * 79200}{1599 * 159} = 0,436 < v_{Rd,c} = 0,629 \text{ MPa}$$

→ výztuž na protlačení není nutná

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 * 2 * (100 * 0,006 * 30)^{1/3}$$

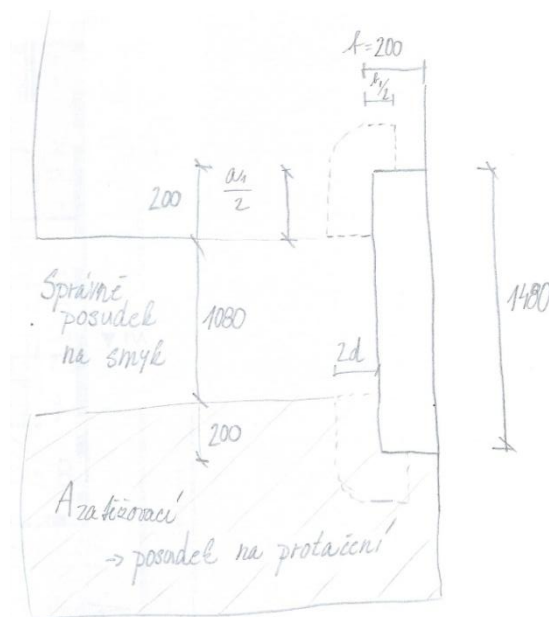
$$v_{Rd,c} = 0,629 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{159}} = 2,12 < 2,0$$

$$\rho = 0,006 \text{ viz ověření stupně vyztužení}$$

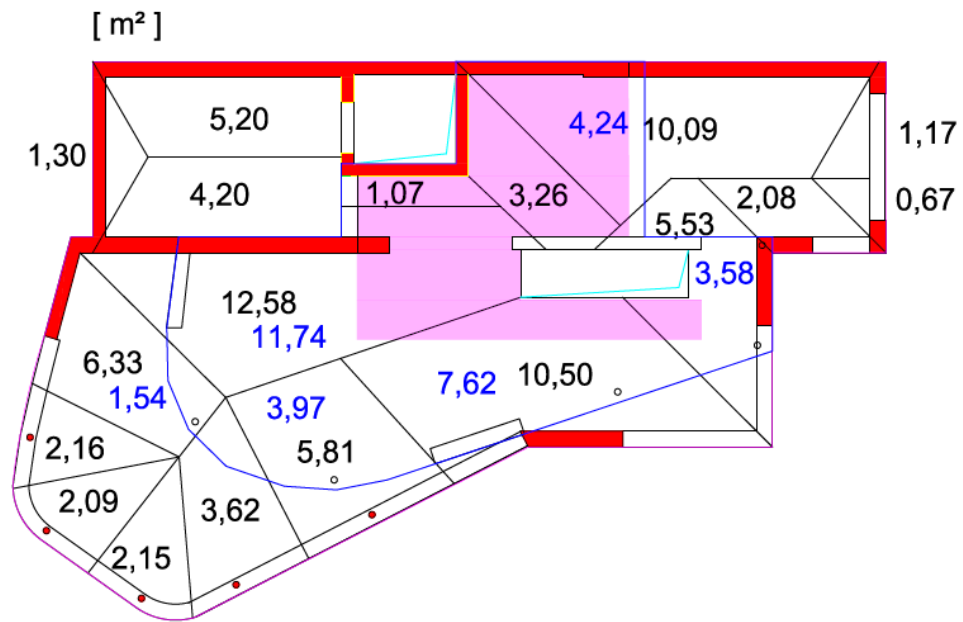
Stěna vyhovuje na protlačení, i když bylo počítáno s celou nesenou zatěžovací plochou a ne z částí jak je vyznačeno na obrázku níže.



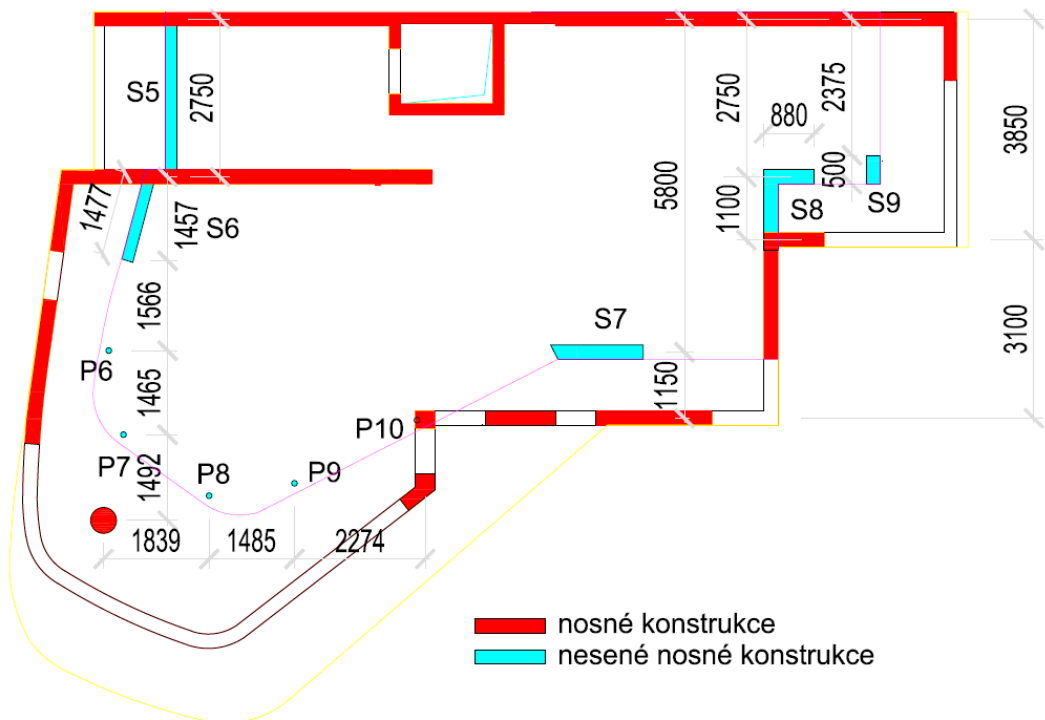
Obr. 66 - Schéma protlačení



3.4.2 6NP



Obr. 68 - Zatěžovací plochy svislých nosných konstrukcí 6NP



Obr. 67 - Nosné a nesené svislé nosné konstrukce 6NP

Jelikož má zatěžovací plocha mnoho různých hodnot, do předběžného výpočtu se budou uvažovat pouze tyto: Terasa 6NP, Byt 6NP s příčkami, Výplně otvorů, Skladba obvodové konstrukce. Správně by se měl uvažovat ještě zatížení Byt 6NP (ohrazen modrou čarou), který bude z důvodů zjednodušení nahrazen Byt 6NP s příčkami (zvýrazněn barvou) viz předchozí Obr. Černá hodnota je plocha celého zatěžovacího obrazce, modrá hodnota plocha v bytě.



• Zatížení a návrh stěny S5

Nosný prvek	Liniové zatížení - Stěna 6 NP (S5)			
Typ zatížení	Výpočet	G _k (Q _k) [kN/m]	γ	G _d (Q _d) [kN/m]
Stálé				
Terasa 7NP	7,481*1,3/2,75	3,536	1,35	4,774
VI. tíha stěny	2,76*0,2*25	13,800	1,35	18,630
Skladba obvodové kce		0,885	1,35	1,195
Proměnné				
Proměnné terasa 7NP	3,0*1,3/2,75	1,418	1,5	2,127
Celkem		19,64		26,726

Tab. 24 - Zatížení od stěny S5

Jedná se o stěnový nosník s délkou 2,75 m a výškou 2,76 m. Návrh: minimální tloušťka svislé nosné konstrukce $b = 200$ mm.

$$\frac{l}{h} = \frac{2,75}{2,76} = 1,00 < 2 \rightarrow \text{jedná se o prostý stěnový nosník}$$

Posudek nad podporou:

$$V_{Rd} = 0,1 * b * k * f_{cd} = 0,1 * 0,2 * 2,75 * 20 = 1100 \text{ kN}$$

$$k = \min(l, h) = \min(2,75; 2,76) = 2,75 \text{ m}$$

$$V_{Ed} = f * \frac{l}{2} = 26,726 * \frac{2,75}{2} = 36,75 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd} \quad 36,75 < 1100 \text{ kN}$$

Posudek v podporách:

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

$$36,75 < 0,8 * 0,2 * (0,1 + 0) * 20 = 320 \text{ kN}$$

→ návrh vyhovuje

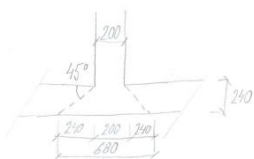
• Zatížení a návrh stěny S6

Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200$ mm

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m} > 93,899 \text{ kN/m}$$

→ návrh vyhovuje

Posouzení únosnosti desky pod stěnou proběhne současně se sloupy P6 a P7. Pro výpočet se uvažuje šířka $b = 0,68$ m, což odpovídá tloušťce stěny a roznesení zatížení pod úhlem 45° .





Nosný prvek	Liniové zatížení - Stěna 6 NP (S6)			
Typ zatížení	Výpočet	G _k (Q _k) [kN/m]	γ	G _d (Q _d) [kN/m]
Stálé				
Terasa 7NP	7,481*(6,3-1,5)/1,48	24,212	1,35	32,686
Byt 7NP	7,472*1,54/1,48	7,775	1,35	10,496
Vl. tíha stěny	2,76*0,2*25	13,800	1,35	18,630
Skladba obvodové kce		0,885	1,35	1,195
Výplň otvorů	0,794*1,7	1,350	1,35	1,822
Proměnné				
Proměnné terasa 7NP	3*4,79/1,48	9,709459	1,5	14,564
Proměnné střešní kce	1,5*1,54/1,48	1,561	1,5	2,341
Nosné konstrukce ve vyšším patře				
P1	13,163(18,003)/1,48	8,894		12,164
Celkem		68,186		93,899

Tab. 25 - Zatížení od stěny S6

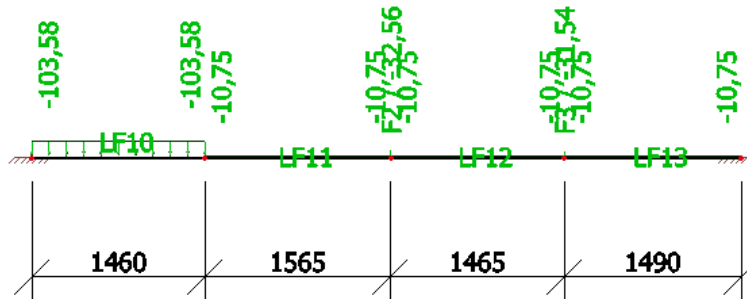
Nosný prvek	Bodové zatížení - Sloup P6			
Typ zatížení	Výpočet	G _k (Q _k) [kN]	γ	G _d (Q _d) [kN]
Stálé				
Stále střešní k-ce	7,481*2,16	16,159	1,35	21,815
Vl. tíha sloupu	2,76*0,276	0,762	1,35	1,028
Proměnné				
Proměnné střešní k-ce	3*2,16	6,480	1,5	9,720
Celkem		23,401		32,563

Tab. 26 - Zatížení od sloupu P6

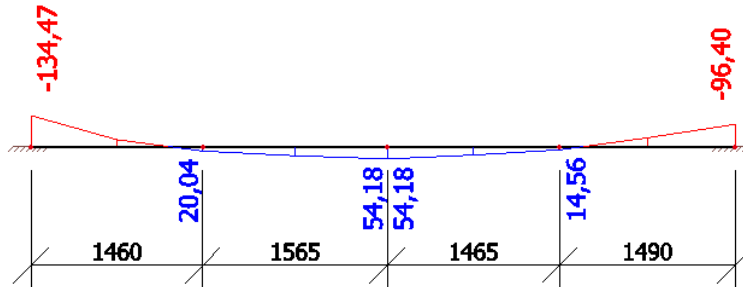
Nosný prvek	Bodové zatížení - Sloup P7			
Typ zatížení	Výpočet	G _k (Q _k) [kN]	γ	G _d (Q _d) [kN]
Stálé				
Stále střešní k-ce	7,481*2,09	15,635	1,35	21,108
Vl. tíha sloupu	2,76*0,276	0,762	1,35	1,028
Proměnné				
Proměnné střešní k-ce	3*2,09	6,270	1,5	9,405
Celkem		22,667		31,541

Tab. 27 - Zatížení od sloupu P7

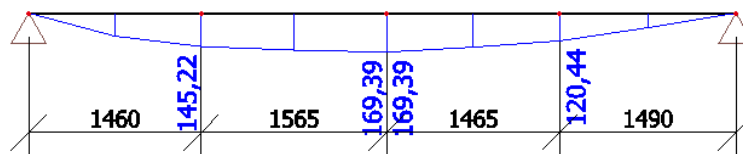
Výpočtový model pro únosnost desky je vetknutý a kloubový. Pod stěnou je zatížení pro S6 a od terasy 6NP. Ve zbytku uvažovaného nosníku je zatížení od terasy 6NP pro šířku $b = 0,62$ m ($15,612 * 0,62 = 9,679$ kN/m) a výplně otvorů (1,072 kN/m). V bodech jsou uvažovány síly od sloupů P6 a P7.



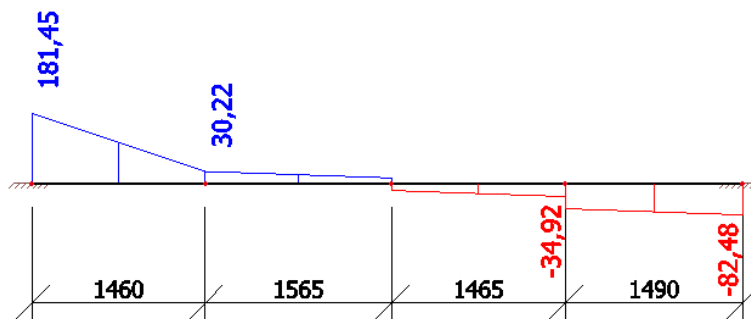
Obr. 70 - Výpočtové zatížení pod stěnou S6



Obr. 69 - Ohybový moment pod stěnou S6 - vetknutí



Obr. 72 - Ohybový moment pod stěnou S6 - kloubové uložení



Obr. 71 - Posouvající síla pod stěnou S6

Ověření z hlediska ohybového namáhání stropní desky:

Předpoklad $\varnothing 14 \text{ mm}$

$$c = 30 \text{ mm}$$

$$d = h - c - \varnothing - \frac{\varnothing}{2} = 240 - 30 - 14 - 7 = 189 \text{ mm}$$

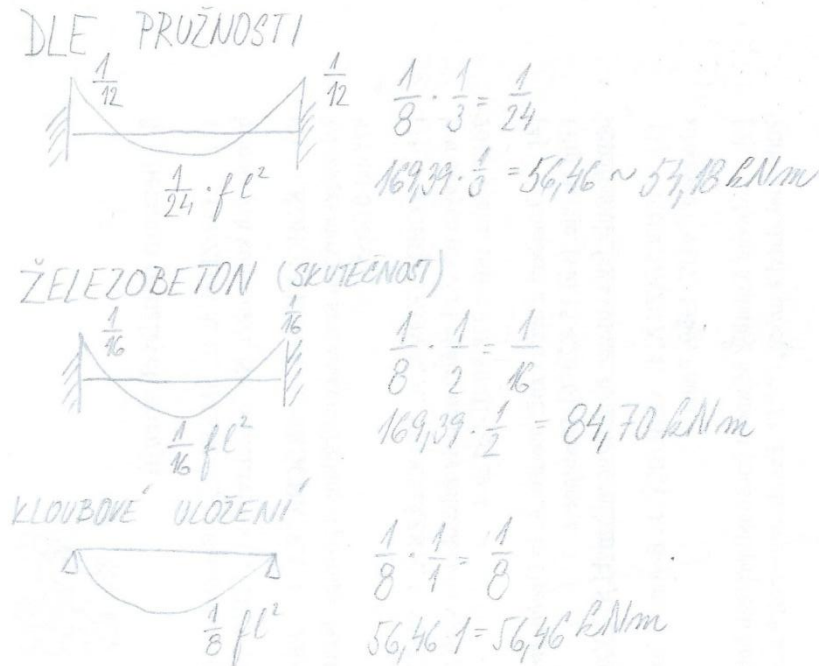
$$M_{Ed} = \mu * b * d^2 * f_{cd} = 0,295 * 680 * 189^2 * 20 = 143,3 \text{ kNm}$$

$$\xi = 0,45 \rightarrow \mu = 0,295$$

Maximální ohybový moment, který deska přenesne je 143,3 kNm. Toto kritérium splňuje plně vetknutý model. V kloubovém modelu deska nevyhovuje. Avšak při úvaze chování betonu ve skutečnosti (viz Obr 67) je podmínka 143,3 kNm dostačující. Zároveň je uvažované $\xi = 0,45$, což je doporučená hodnota. Při



uvažování $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ je možné uvažovat až $\xi = 0,617$. Stanovená šířka desky 680 mm se v reálu rovněž asi rozšíří, protože je v desce ještě příčná výztuž. Stěna lze dle dostupných informací navrhnout. Podrobnější výsledky vnitřních sil budou určeny z 3D modelu a případně podrobnějších 2D modelů.



Obr. 73 - Vnitřní síly betonové konstrukce

Ověření tlakové diagonály:

$$\cotg \theta = 1,5$$

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

$$V_{Rd,max} = v * f_{cd} * b * \zeta * d * \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$$V_{Rd,max} = 0,528 * 20 * 680 * 0,820 * 189 * \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 513,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$$

$$513,6 > 181,45 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Ověření stupně vyztužení:

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{Ed}}{\zeta * d * f_{yd}}}{b * d} = \frac{143,3 * 10^6}{0,820 * 189 * 435} = 0,016 < 0,04 = \rho_{s,max}$$

→ vyhovuje



• Zatížení a návrh stěny S7

Nosný prvek	Liniové zatížení - Stěna 6 NP (S7)			
Typ zatížení	Výpočet	G _k (Q _k) [kN/m]	γ	G _d (Q _d) [kN/m]
Stálé				
Terasa 7NP	7,481*(10,5-7,6)/1,55	13,900	1,35	18,765
Byt 7NP	7,472*7,62/1,55	36,733	1,35	49,590
VI. tíha stěny	2,76*0,2*25	13,800	1,35	18,630
Skladba obvodové kce		0,885	1,35	1,195
Výplň otvorů	0,794*(2,35+1,3)	2,898	1,35	3,912
Proměnné				
Proměnné terasa 7NP	3*2,88/1,55	5,574	1,5	8,361
Proměnné střešní kce	1,5*7,62/1,55	7,374	1,5	11,061
Nosné konstrukce ve vyšším patře				
S4	58,2(79,2)/1,55	37,548		51,097
P3	14,301(19,561)/1,55	8,894		12,164
Celkem		127,607		174,776

Tab. 28 - Zatížení pod stěnou S7

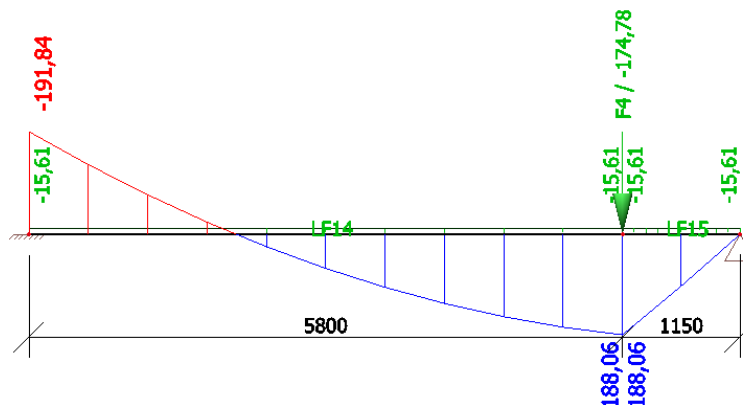
Nosný prvek	Bodové zatížení - Sloup P3			
Typ zatížení	Výpočet	G _k (Q _k) [kN]	γ	G _d (Q _d) [kN]
Stálé				
Stále střešní k-ce	5,241*2,26	11,845	1,35	15,990
VI. tíha sloupu	2,76*0,276	0,762	1,35	1,028
Proměnné				
Proměnné střešní k-ce	0,75*2,26	1,695	1,5	2,543
Celkem		14,301		19,561

Tab. 29 - Zatížení od sloupu P3

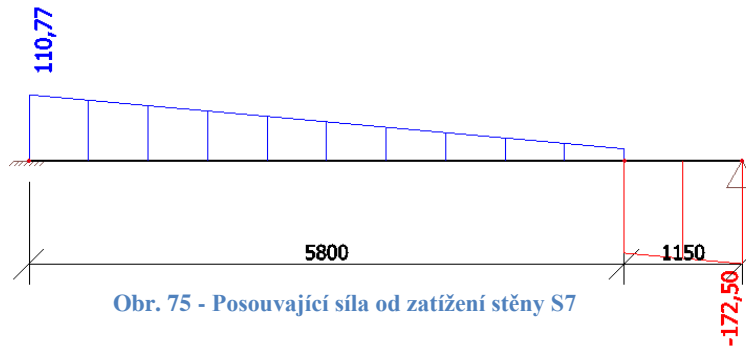
Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200$ mm

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m} > 174,776 \text{ kN/m}$$

→ návrh vyhovuje



Obr. 74 - Ohybový moment od zatížení stěny S7



Obr. 75 - Posouvající síla od zatížení stěny S7

Ověření z hlediska ohybového namáhání stropní desky:

Předpoklad $\varnothing 14 \text{ mm}$

$$c = 30 \text{ mm}$$

$$d = h - c - \varnothing - \frac{\varnothing}{2} = 240 - 30 - 14 - 7 = 189 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{191,84 * 10^6}{1000 * 189^2 * 20} = 0,269 \rightarrow \zeta = 0,839$$

$$\xi = 0,402 < 0,45$$

Ověření tlakové diagonály:

$$\cotg \theta = 1,5$$

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

$$V_{Rd,max} = v * f_{cd} * b * \zeta * d * \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$$V_{Rd,max} = 0,528 * 20 * 1000 * 0,839 * 189 * \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 772,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$$

$$772,9 > 174,8 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Ověření stupně vyztužení:

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{Ed}}{\zeta * d * f_{yd}}}{b * d} = \frac{191,84 * 10^6}{0,839 * 189 * 435} = 0,015 < 0,04 = \rho_{s,max}$$

\rightarrow vyhovuje

Předběžný posudek na protlačení:

Obvod stěny je větší než $12d$, namáhání na protlačení se tak koncentruje v koncích stěny. Mezilehlá oblast se posoudí na smyk.

$$b_1 = \min(b, 3d) = \min(200; 3 * 189) = 200 \text{ mm}$$

$$a_1 = \min(a, 2b, 6d - b_1) = \min(1550; 2 * 200; 6 * 189 - 200)$$

$$a_1 = 400 \text{ mm}$$



kontrolovaný obvod:

$$u_0 = 2 * \left(\frac{a_1}{2} + \frac{b_1}{2} \right) = 2 * \left(\frac{400}{2} + \frac{200}{2} \right) = 600 \text{ mm}$$

$$u_1 = u_0 + 4 * \pi * d = 600 + 2 * 3,14 * 189 = 1786,9 \text{ mm}$$

$$V_{Ed} = \frac{l * f}{2} = \frac{1,55 * 174,776}{2} = 135,5 \text{ kN}$$

V rámci zjednodušení se uvažuje 1/2 zatížení od stěny na jeden konec.

$$v_{Ed,0} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_0 * d} < v_{Rd,0} = 0,4 * v * f_{cd}$$

$$v_{Ed,0} = \frac{1,35 * 135500}{600 * 189} < v_{Rd,0} = 0,4 * 0,528 * 20$$

$$v_{Ed,0} = 1,613 < v_{Rd,0} = 4,224 \text{ MPa} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Ověření max. smykové odolnosti prvku v otláčení:

$$v_{Ed,1} = \frac{1,35 * 135500}{1786,9 * 189} = 0,542 < v_{Rd,c} = 0,853 \text{ MPa}$$

→ výztuž na protlačení není nutná

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 * 2 * (100 * 0,015 * 30)^{1/3}$$

$$v_{Rd,c} = 0,853 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{189}} = 2,03 < 2,0$$

$$\rho = 0,015 \text{ viz ověření stupně vyztužení}$$

- Zatížení a návrh stěny S8

Nosný prvek	Stěna 6 NP (S8)				
	Zatěžovací plocha	g _k (q _k) [kN/m ²]	g _d (q _d) [kN/m ²]	G _k (Q _k) [kN]	G _d (Q _d) [kN]
Terasa 7NP	4,03	10,481	14,599	42,238	58,834
Byt 7NP	3,58	8,972	12,412	32,120	44,435
VI. tíha stěny (0,2m)	1,78	13,8	18,630	24,564	33,161
Skladba obvodové kce	1,78	0,855	1,154	1,522	2,055
Výplň otvorů	2,8	0,794	1,072	2,223	3,001
Nosné konstrukce ve vyšším patře					
S1 (viz Obr. 54 Posouvající síla pod stěnou S1)				≈ 52	72,21
P4				9,509	13,001
P5				3,937	5,375
Celkem				168,113	232,072

Tab. 30 - Zatížení stěny S8



Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200 \text{ mm}$

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1,78 * 0,2) * 20 = 5696 \text{ kN}$$

$$5696 > 232,072 \text{ kN} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

Mezní stav únosnosti stropní desky se nebude v předběžném návrhu posuzovat. Jelikož se jedná o kratší rozpětí desky než u předchozích posudků a nijak více zatěžovaného prvku lze předpokládat, že deska na MSÚ vyhoví.

Nosný prvek	Bodové zatížení - Sloup P4			
Typ zatížení	Výpočet	Gk (Qk) [kN]	γ	Gd (Qd) [kN]
Stálé				
Stále střešní k-ce	5,241*1,46	7,652	1,35	10,330
Vl. tíha sloupu	2,76*0,276	0,762	1,35	1,028
Proměnné				
Proměnné střešní k-ce	0,75*1,46	1,095	1,5	1,643
Celkem		9,509		13,001

Tab. 31 - Zatížení sloup P4

Nosný prvek	Bodové zatížení - Sloup P5			
Typ zatížení	Výpočet	Gk (Qk) [kN]	γ	Gd (Qd) [kN]
Stálé				
Stále střešní k-ce	5,241*0,53	2,778	1,35	3,750
Vl. tíha sloupu	2,76*0,276	0,762	1,35	1,028
Proměnné				
Proměnné střešní k-ce	0,75*0,53	0,398	1,5	0,596
Celkem		3,937		5,375

Tab. 32 - Zatížení sloupu P5

- Zatížení a návrh stěny S9

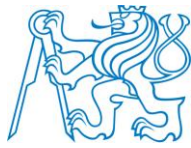
Nosný prvek	Stěna 6 NP (S9)				
Typ zatížení	Zatěžovací plocha	gk (qk) [kN/m ²]	gd (qd) [kN/m ²]	Gk (Qk) [kN]	Gd (Qd) [kN]
Terasa 7NP	0,67	10,481	14,599	7,022	9,781
Vl. tíha stěny (0,2m)	0,5	13,8	18,630	6,900	9,315
Skladba obvodové kce	0,5	0,855	1,154	0,428	0,577
Výplň otvorů	0,67	0,794	1,072	0,532	0,718
Celkem				14,882	20,392

Tab. 33 - Zatížení stěny S9

Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200 \text{ mm}$

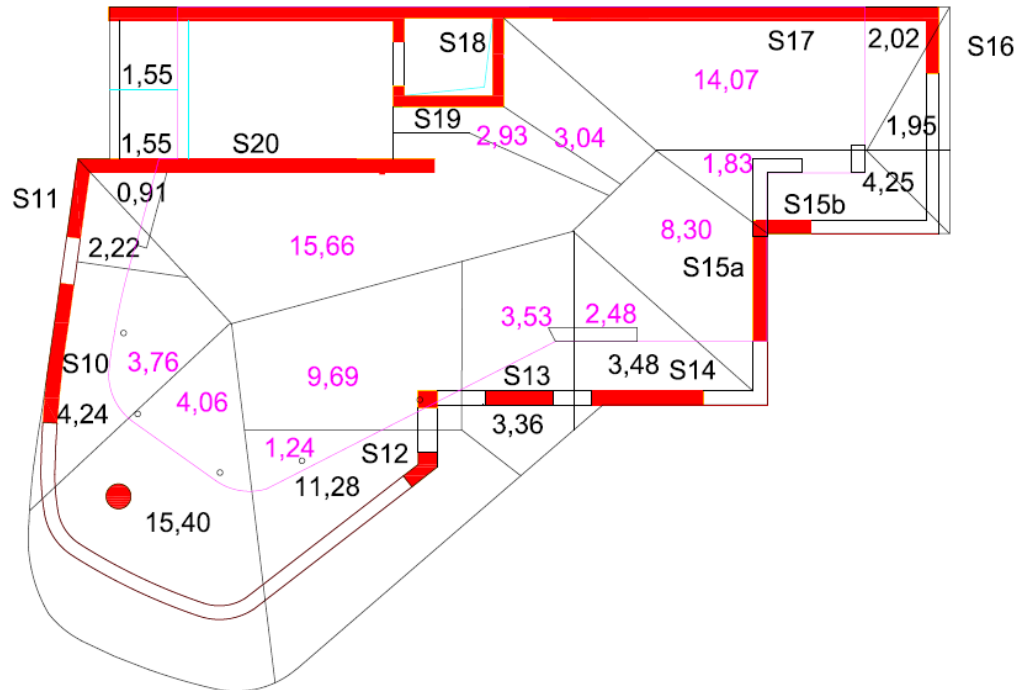
$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (0,5 * 0,2) * 20 = 1600 \text{ kN/m}$$

$$1600 > 20,392 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

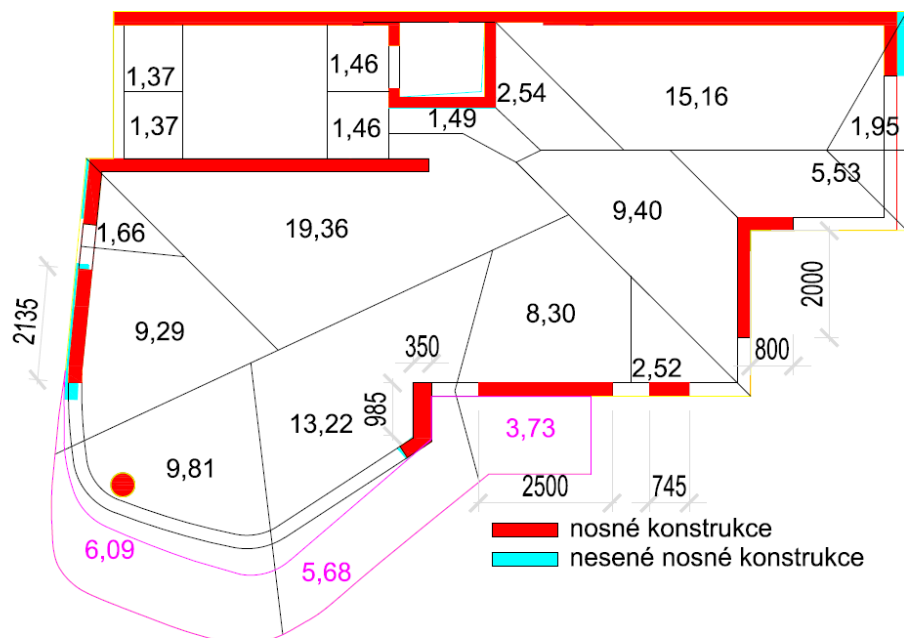


3.4.3 5-2NP

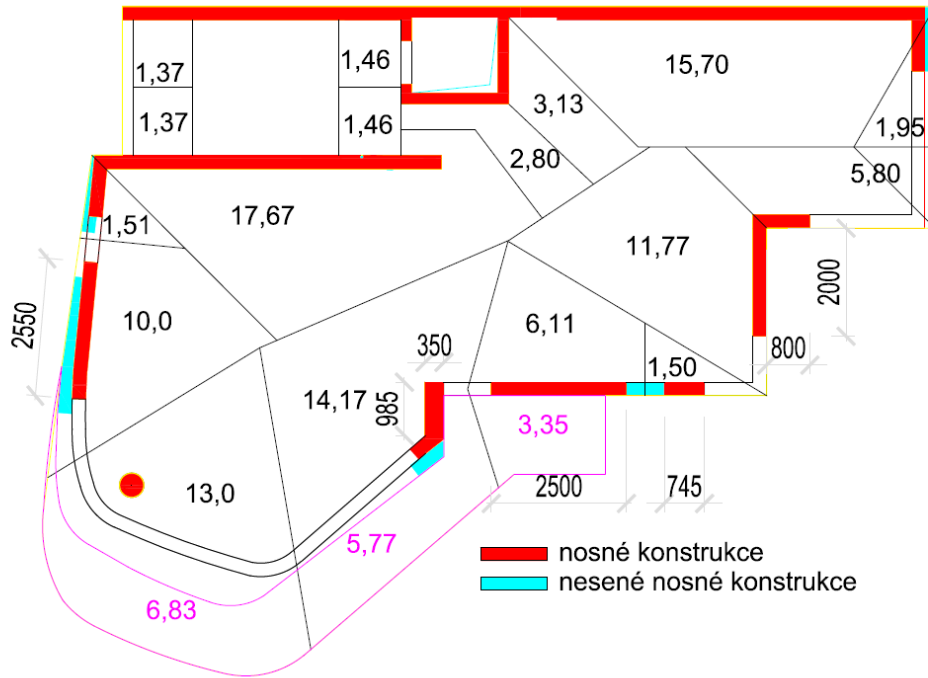
Protože žádná svislá nosná konstrukce téměř neustupuje (viz následující Obr.), bude předběžný posudek proveden v 2 nadzemním podlaží.



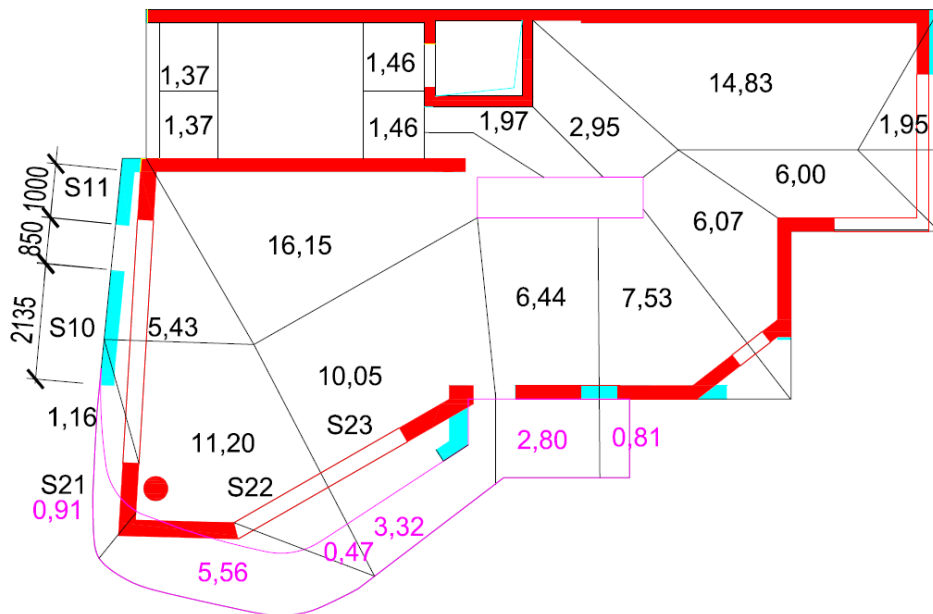
Obr. 76 - Zatěžovací plochy svislých nosných konstrukcí 5NP



Obr. 77 - Zatěžovací plochy svislých nosných konstrukcí 4NP



Obr. 78 - Zatěžovací plochy svislých nosných konstrukcí 3NP



Obr. 79 - Zatěžovací plochy svislých nosných konstrukcí 2NP



• Zatížení a návrh stěny S10

Nosný prvek	Stěna 6 NP (S10)				
	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
Terasa 6NP	4,24	11,231	15,612	47,619	66,195
Byt 6NP	3,76	9,192	12,634	34,562	47,504
Byt 5NP	10	9,192	12,634	91,920	126,340
Byt 4NP	9,29	9,192	12,634	85,394	117,370
Vl. tíha stěny (0,2m)	7,215	13,8	18,630	99,567	134,415
Skladba obvodové kce	7,215	0,855	1,154	6,169	8,328
Výplň otvorů	6,68	0,794	1,072	5,304	7,160
Celkem				370,535	507,312

Tab. 34 Zatížení od stěny S10

Délka paty stěny $l = 2,135$ m, zatížení na metr stěny je rovno:

$$f = \frac{507,312}{2,135} = 237,6 \text{ kN/m}$$

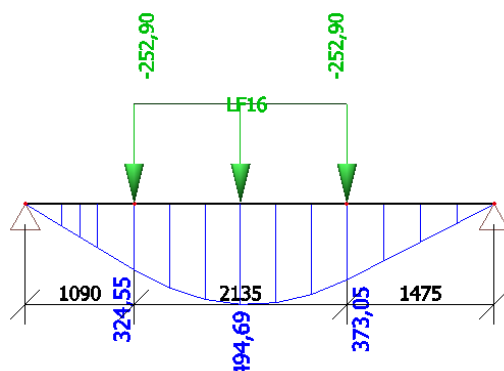
Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200$ mm

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m}$$

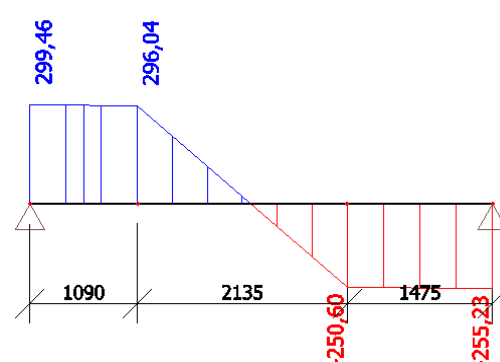
$$3200 > 237,6 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

Mezní stav únosnosti desky:

Zatížení od stěny přenáší okenní parapet z jedné strany a ozub balkonu z druhé strany. Výška parapetu včetně desky je $h = 640$ mm. Parapet je započítán do zatížení vlastní tíhou v programu SCIA. Není uvažováno se zatížením od stonů desky přilehlé k parapetu, ale ani se spolupůsobící šířkou desky.



Obr. 81 - Ohybový moment pod stěnou S10



Obr. 80 - Posouvající síla pod stěnou S10



Jelikož bude prvek vyztužen ve více vrstvách, k posouzení se použije aplikace v Microsoft Excel. Program je převzatý z diplomové práce [4].

Posouzení ŽB prvku namáhaného ohybem dle ČSN EN 1992-1-1

PŘEDPOKLADY

idealizovaný pracovní diagram **betonu**:

Parabolicko-rektangulární ▼

idealizovaný pracovní diagram **výztuže**:

Vodorovný s omezeným přetvořením ▼

BETON

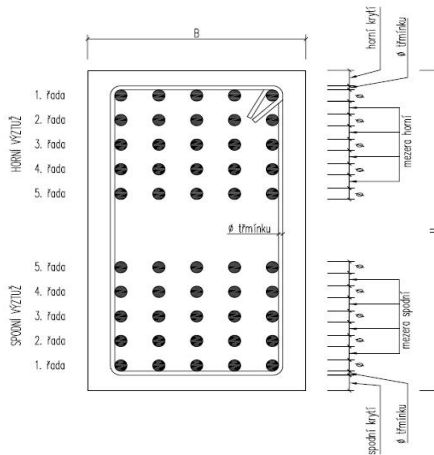
třída C30/37 ▼
 f_{ck} [MPa] 30
 f_{ctm} [MPa] 2,9
 γ_c [-] 1,5
 f_{cd} [MPa] 20
 $\epsilon_{c,l}$ [‰] -2,0
 $\epsilon_{c,u}$ [‰] -3,5
 max zrno [mm] 16

VÝZTUŽ

typ R 10 505 ▼
 f_{yk} [MPa] 500
 γ_s [-] 1,15
 f_{yd} [MPa] 434,78
 E [MPa] 200000

PRŮŘEZ

H [mm] 640
 B [mm] 200
 horní krytí [mm] 30
 spodní krytí [mm] 30
 třmínku [mm] 10
 mezera horní [mm] 25
 mezera dolní [mm] 25



≥ 25 mm = min. mezera **vyhovuje**

NAMÁHÁNÍ

$M_{y,Ed}$ [kNm] 495 kladný moment táhne spodní vlákna

VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

	[mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]	
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	3	50	942,4778	-2,8083	-434,7826	-409773
	2. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	3. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	4. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	5. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	4. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	3. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	3	500	942,4778	3,416996	434,7826	409772,95
	2. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	3	545	942,4778	4,0395257	434,7826	409772,95
1. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	3	590	942,4778	4,6620553	434,7826	409772,95	

KONTROLA STUPNĚ VYZTUŽENÍ

tahová [mm²] 2827,4 > 141,7 = $A_{s,min1} = 0,0013 * b_t * d$
 > 164,4 = $A_{s,min2} = 0,26 * f_{ctm} * b_t * d / f_{yk}$

vyhovuje

veškerá [mm²] 3769,9 < 5120,0 = $A_{s,max} = 0,04 * b * h$

vyhovuje

VÝPOČET

Kladný ohybový moment:
 $x^+ = 253,0$ mm
 $M_{Rd}^+ = 563,18$ kNm

Záporný ohybový moment:
 $x^- = 105,1$ mm
 $M_{Rd}^- = -234,44$ kNm

POSOUZENÍ

OHYBOVÁ ÚNOSNOST:

$M_{Ed} = 495,00$ kNm ≤ 563,18 kNm = M_{Rd} **vyhovuje**

využití: 87,89 %



Ověření smyku stropní desky pro 1. návrh:

$$\cotg \theta = 1,5$$

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

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

$$z = 0,9d = 0,9 * 545 = 490,5 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,max} = 0,528 * 20 * 0,2 * 0,4905 * \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 478,1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$$

$$478,1 > 299,46 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

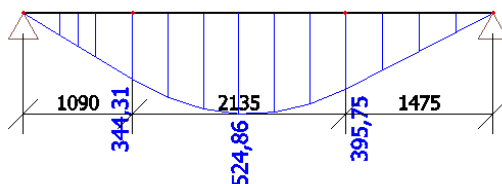
Předběžný posudek vyhovuje. Možný návrh je tloušťka stěny a parapetu 250 mm, proto bude vypočítána i tato možnost. Konečná tloušťka se zvolí ještě dle ostatních svislých betonových konstrukcí.

Návrh: Tloušťka stěny $b = 250 \text{ mm}$

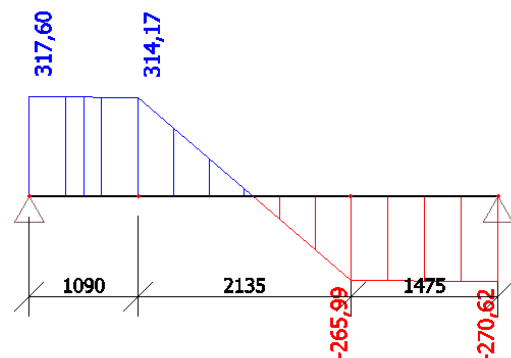
Nosný prvek	Stěna 6 NP (S10)				
	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
Terasa 6NP	4,24	11,231	15,612	47,619	66,195
Byt 6NP	3,76	9,192	12,634	34,562	47,504
Byt 5NP	10	9,192	12,634	91,920	126,340
Byt 4NP	9,29	9,192	12,634	85,394	117,370
VI. tíha stěny (0,25m)	7,215	17,25	23,288	124,459	168,019
Skladba obvodové kce	7,215	0,855	1,154	6,169	8,328
Výplň otvorů	6,68	0,794	1,072	5,304	7,160
Sloup P6	-	-	-	23,401	32,563
Celkem				418,828	573,479

Tab. 35 - Zatížení od stěny S10 tloušťka 250 mm

$$f = \frac{573,479}{2,135} = 268,6 \text{ kN/m}$$



Obr. 83 - Ohybový moment pod stěnou S10 tloušťky 250 mm



Obr. 82 - Posouvající síla pod stěnou S10 tloušťky 250 mm

Návrh: 4ks $\phi 20 \text{ mm}$ ve více vrstvách



Posouzení ŽB prvku namáhaného ohybem dle ČSN EN 1992-1-1

PŘEDPOKLADY

idealizovaný pracovní diagram **betonu**:

Parabolicko-rektangulární ▼

idealizovaný pracovní diagram **výztuže**:

Vodorovný s omezeným přetvořením ▼

BETON

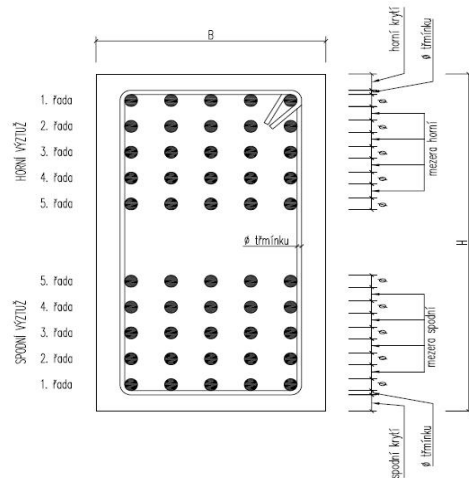
třída C30/37 ▼
 f_{ck} [MPa] 30
 f_{ctm} [MPa] 2,9
 γ_c [-] 1,5
 f_{cd} [MPa] 20
 $\epsilon_{c,1}$ [‰] -2,0
 $\epsilon_{c,u}$ [‰] -3,5
max zrna [mm] 16

VÝZTUŽ

typ R 10 505 ▼
 f_{yk} [MPa] 500
 γ_s [-] 1,15
 f_{yd} [MPa] 434,78
 E [MPa] 200000

PRŮŘEZ

H [mm] 640
 B [mm] 250
horní krytí [mm] 30
spodní krytí [mm] 30
třmínku [mm] 10
mezera horní [mm] 25
mezera dolní [mm] 25



≥ 25 mm = min. mezera **vyhovuje**

NAMÁHÁNÍ

$M_{y,Ed}$ [kNm] 524 kladný moment táhne spodní vlákna

VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

	[mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]		
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada	<input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0		
	2. řada	<input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0		
	3. řada	<input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0		
	4. řada	<input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0		
	5. řada	<input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0		
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada	<input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0		
	4. řada	<input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0		
	3. řada	<input checked="" type="checkbox"/>	20	2	500	628,3185	1,851682	370,3364	232689,22
	2. řada	<input checked="" type="checkbox"/>	20	4	545	1256,637	2,3333333	434,7826	546363,94
1. řada	<input checked="" type="checkbox"/>	20	4	590	1256,637	2,8149847	434,7826	546363,94	

KONTROLA STUPNĚ VYZTUŽENÍ

tahová [mm²] 3141,6 > 180,1 = $A_{s,min1} = 0,0013 * b_t * d$
> 208,9 = $A_{s,min2} = 0,26 * f_{ctm} * b_t * d / f_{yk}$

vyhovuje

veškerá [mm²] 3141,6 < 6400,0 = $A_{s,max} = 0,04 * b * h$

vyhovuje

VÝPOČET

Kladný ohybový moment:

$x^+ = 327,0$ mm
 $M_{Rd}^+ = 555,84$ kNm

Záporný ohybový moment:

$x^- = 70,2$ mm
 $M_{Rd}^- = -22,52$ kNm

POSOUZENÍ

OHYBOVÁ ÚNOSNOST:

$M_{Ed} = 524,00$ kNm ≤ 555,84 kNm = M_{Rd} **vyhovuje**

využití: 94,27 %



Ověření smyku stropní desky pro 2. návrh:

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

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

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

$$z = 0,9d = 0,9 * 554 = 498,6 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,max} = 0,528 * 20 * 0,25 * 0,4986 * \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 607,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$$

$$607,5 > 317,6 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

- Zatížení a návrh stěny S12

V 6NP rozdělena na 2 sloupy S12a, S12b.

Nosný prvek	Stěna 6 NP (S12a)				
	Zatěžovací plocha	g _k (q _k) [kN/m ²]	g _d (q _d) [kN/m ²]	G _k (Q _k) [kN]	G _d (Q _d) [kN]
Byt 6NP	9,69	9,192	12,634	89,070	122,423
vl. tíha stěny (0,2m)	0,3	13,8	18,630	4,140	5,589
Skladba obvodové kce	0	0,855	1,154	0,000	0,000
Výplň otvorů	1,56	0,794	1,072	1,239	1,672
Sloup P10				74,768	103,208
Celkem				169,217	232,892

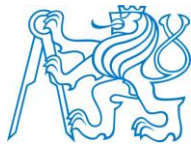
Tab. 36 - Zatížení od sloupu S12a

Nosný prvek	Sloup 6 NP (P10)				
	Zatěžovací plocha	g _k (q _k) [kN/m ²]	g _d (q _d) [kN/m ²]	G _k (Q _k) [kN]	G _d (Q _d) [kN]
Terasa 7NP	1,84	10,481	14,599	19,285	26,862
Byt 7NP	3,97	8,972	12,412	35,619	49,276
vl. tíha sloupu	2,76	0,762	1,028	2,102	2,838
Výplň otvorů	2,67	0,794	1,072	2,120	2,862
Nosné konstrukce ve vyšším patře					
P2				15,642	21,370
Celkem				74,768	103,208

Tab. 37 - Zatížení od sloupu P10

Nosný prvek	Sloup 6 NP (P2)				
	Zatěžovací plocha	g _k (q _k) [kN/m ²]	g _d (q _d) [kN/m ²]	G _k (Q _k) [kN]	G _d (Q _d) [kN]
Střešní konstrukce	2,26	5,991	8,2	13,540	18,532
vl. tíha sloupu	2,76	0,762	1,028	2,102	2,838
Celkem				15,642	21,370

Tab. 38 - Zatížení od sloupu P2



Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200 \text{ mm}$

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (0,3 * 0,2) * 20 = 960 \text{ kN/m}$$

$$960 > 290,851 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

Nosný prvek	Stěna 6 NP (S12b)				
	Zatěžovací plocha	$g_k (q_k)$ [kN/m ²]	$g_d (q_d)$ [kN/m ²]	$G_k (Q_k)$ [kN]	$G_d (Q_d)$ [kN]
Terasa 6NP	1,24	11,231	15,612	13,926	19,359
Byt 6NP	11,28	9,192	12,634	103,686	142,512
VI. tíha stěny (0,2m)	0,86	13,8	18,630	11,868	16,022
Skladba obvodové kce	0,86	0,855	1,154	0,735	0,993
Výplň otvorů	2,45	0,794	1,072	1,945	2,626
Sloup P9				40,782	56,684
Celkem				172,943	238,195

Tab. 39- Zatížení pod sloupem S12b

Nosný prvek	Sloup 6 NP (P9)				
	Zatěžovací plocha	$g_k (q_k)$ [kN/m ²]	$g_d (q_d)$ [kN/m ²]	$G_k (Q_k)$ [kN]	$G_d (Q_d)$ [kN]
Terasa 7NP	3,62	10,481	14,599	37,941	52,848
VI. tíha sloupu	2,76	0,762	1,028	2,102	2,838
Výplň otvorů	0,93	0,794	1,072	0,738	0,997
Celkem				40,782	56,684

Tab. 40 - Zatížení pod sloupem P9

Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200 \text{ mm}$

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (0,86 * 0,2) * 20 = 2752 \text{ kN/m}$$

$$2752 > 238,195 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

Ve 4,5 NP jsou sloupy spojeny do jedné stěny. Ve 3NP proběhne posouzení na smyk, jelikož stěna ustupuje do menšího sloupu.

Nosný prvek	Stěna 5,4NP (S12)				
	Zatěžovací plocha	$g_k (q_k)$ [kN/m ²]	$g_d (q_d)$ [kN/m ²]	$G_k (Q_k)$ [kN]	$G_d (Q_d)$ [kN]
Balkon 5NP	5,77	9,69	13,532	55,911	78,080
Byt 5NP	14,17	9,192	12,634	130,251	179,024
Balkon 4NP	5,68	9,69	13,532	55,039	76,862
Byt 4NP	13,22	9,192	12,634	121,518	167,021
VI. tíha stěny (0,2m)	2,96	13,8	18,630	40,848	55,145
Skladba obvodové kce	2,96	0,855	1,154	2,531	3,417
Výplň otvorů	5,98	0,794	1,072	4,748	6,410
Nosné konstrukce ve vyšším patře					
Sloup S12a				169,217	232,892
Sloup S12b				172,94	238,195
Celkem				753,003	1037,046

Tab. 41- Zatížení pod stěnou S12 ve 3NP



Posouzení ŽB prvku namáhaného ohybem dle ČSN EN 1992-1-1

PŘEDPOKLADY

idealizovaný pracovní diagram **betonu**:

Parabolicko-rektangulární ▼

idealizovaný pracovní diagram **výztuže**:

Vodorovný s omezeným přetvořením ▼

BETON

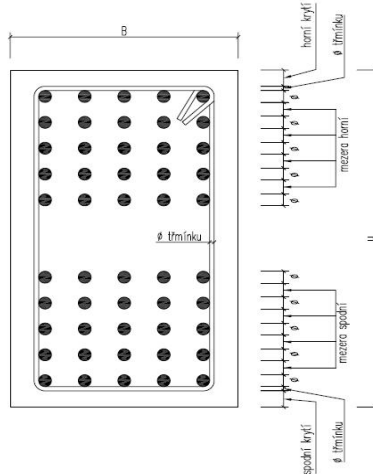
třída C30/37 ▼
 f_{ck} [MPa] 30
 f_{ctm} [MPa] 2,9
 γ_c [-] 1,5
 f_{cd} [MPa] 20
 $\epsilon_{c,1}$ [‰] -2,0
 $\epsilon_{c,u}$ [‰] -3,5
 max zrno [mm] 16

VÝZTUŽ

typ R 10 505 ▼
 f_{yk} [MPa] 500
 γ_s [-] 1,15
 f_{yd} [MPa] 434,78
 E [MPa] 200000

PRŮŘEZ

H [mm] 640
 B [mm] 250
 horní krytí [mm] 30
 spodní krytí [mm] 30
 třmínku [mm] 10
 mezera horní [mm] 25
 mezera dolní [mm] 25 \geq 25 mm = min. mezera **vyhovuje**



NAMÁHÁNÍ

$M_{y,Ed}$ [kNm] 707 kladný moment táhne spodní vlákna

VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

	[mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]	
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	4	50	1256,637	-2,851852	-434,7826	-546363,9
	2. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	3. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	4. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	5. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	4. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	3. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	4	500	1256,637	2,9814815	434,7826	546363,94
	2. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	4	545	1256,637	3,5648148	434,7826	546363,94
1. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	4	590	1256,637	4,1481481	434,7826	546363,94	

KONTROLA STUPNĚ VYZTUŽENÍ

tahová [mm²] 3769,9 > 177,1 = $A_{s,min1} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d$
 > 205,5 = $A_{s,min2} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk}$

vyhovuje

veškerá [mm²] 5026,5 < 6400,0 = $A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h$

vyhovuje

VÝPOČET

Kladný ohybový moment:
 $x^+ = 270,0$ mm
 $M_{Rd}^+ = 743,29$ kNm

Záporný ohybový moment:
 $x^- = 106,1$ mm
 $M_{Rd}^- = -310,73$ kNm

POSOUZENÍ

OHYBOVÁ ÚNOSNOST:

$M_{Ed} = 707,00$ kNm $\leq 743,29$ kNm = M_{Rd} **vyhovuje**



Problematickou částí tohoto posudku bude spíše posouvající síla než ohybový moment, i když se průvlak rozšířil na $b = 250$ mm. Šířka průvlaku pod sloupem bude rozšířena na 350 mm. Posouvající síla byla určena z líce podpory $V_{RdI} = 1089,98 - 0,25 \cdot 701 = 914,7$ kN. Pro posouzení na smyk se bude uvažovat hodnota $V_{EdI} = 612,8$ kN, která je ve vzdálenosti $d = 0,545$ m od líce podpory.

Ověření smyku:

$$\cot g \theta = 1,0$$

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

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

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 590 = 531 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,max} = 0,528 \cdot 20 \cdot 0,35 \cdot 0,531 \cdot \frac{1}{1 + 1} = 647,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$$

$$981,3 > 914,7 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Stěna S12 vyhovuje v souvislosti se zatížením stropní desky, respektive průvlaku pod ní. Jelikož se jedná ale rovněž o nosnou stěnu a v nižším podlaží o sloup, proběhne základní zjištění na únosnost a vyztužení sloupu. Zatížení se zvýší o tíhu 3NP.

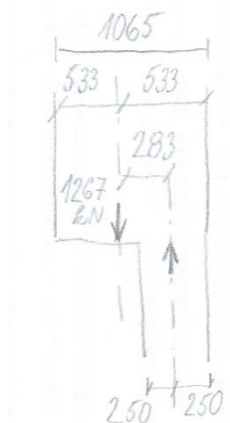
Nosný prvek	Stěna 3,2 NP (S12)				
	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
Balkon 3NP	3,32	9,192	12,634	30,517	41,945
Byt 3NP	10,05	9,192	12,634	92,380	126,972
Výplň otvorů	2,545	0,794	1,072	2,021	2,728
Nosné konstrukce ve vyšším patře					
Sloup S12 3NP				794,62	1095,004
Celkem				919,534	1266,649

Tab. 42 - Zatížení pod stěnou S12 v 3NP včetně tíhy od bytu a balkonu

$$N_{Ed} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,8 \cdot (0,25 \cdot 0,5) \cdot 20 = 2000 \text{ kN}$$

$$2000 > 1266,649 \text{ kN} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

$$M_{Ed} = e \cdot N_{Ed} = 0,283 \cdot 1266,649 = 358,5 \text{ kNm}$$





Předběžný návrh výztuže:

$$c = 30\text{mm}$$

$$d_1 = c + \varnothing_{st} + \frac{\varnothing}{2} = 30 + 10 + 10 = 50\text{mm}$$

$$d = 500 - d_1 = 400 - 50 = 450\text{mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z_s = \frac{h}{2} - d_1 = \frac{500}{2} - 50 = 200\text{mm}$$

$$\xi_{bal,1} = \frac{\frac{\varepsilon_{cu}}{E_S}}{\frac{\varepsilon_{cu}}{E_S} + \frac{\varepsilon_{yd}}{E_S}} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,8} = 0,617$$

$$x_{bal,1} = \xi_{bal,1} * d = 0,617 * 450 = 277,65\text{mm}$$

$$F_{cc} = b * \lambda * x * \eta * f_{cd} = 250 * 0,8 * 277,7 * 1,0 * 20 = 1110,8\text{ kN}$$

$$M_c = F_c * 0,5 * (h - \lambda * x)$$

$$M_c = 1110,8 * 0,5 * (500 - 0,8 * 277,65)$$

$$M_c = 154,3\text{ kNm}$$

$$\Delta N = -N_{Ed} - F_c = -(-1266,65) - 1100,80 = 155,85\text{ kN}$$

$$\Delta M = M_{Ed} - M_c = 358,5 - 154,3 = 204,2\text{ kNm}$$

$$A_{S1,req} = \left[\frac{\Delta N}{2} - \frac{\Delta M}{z_s} \right] * \frac{1}{\sigma_S} = \left[\frac{155,85}{2} - \frac{204,2}{0,2} \right] * \frac{1}{435} = -6168\text{ mm}^2$$

$$A_{S2,req} = \left[\frac{\Delta N}{2} + \frac{\Delta M}{z_s} \right] * \frac{1}{\sigma_S} = \left[\frac{155,85}{2} + \frac{204,2}{0,2} \right] * \frac{1}{435} = 2940\text{ mm}^2$$

Výztuž odpovídá necelých 10 ks \varnothing 20 mm. Protože není možné tolik profilů vtěsnat do šířky 250 mm a s dalšími vrstvy klesá d a z_s je nutné zvětšit šířku stěny (sloupu). Návrh: $b = 350$ mm (stěna je rozšířena celé své výšce).

$$F_{cc} = b * \lambda * x * \eta * f_{cd} = 350 * 0,8 * 277,7 * 1,0 * 20 = 1555,1\text{ kN}$$

$$M_c = F_c * 0,5 * (h - \lambda * x)$$

$$M_c = 1555,1 * 0,5 * (500 - 0,8 * 277,65)$$

$$M_c = 216,1\text{ kNm}$$

$$\Delta N = -N_{Ed} - F_c = -(-1266,65) - 1555,1 = -288,45\text{ kN}$$

$$\Delta M = M_{Ed} - M_c = 358,5 - 216,1 = 142,4\text{ kNm}$$

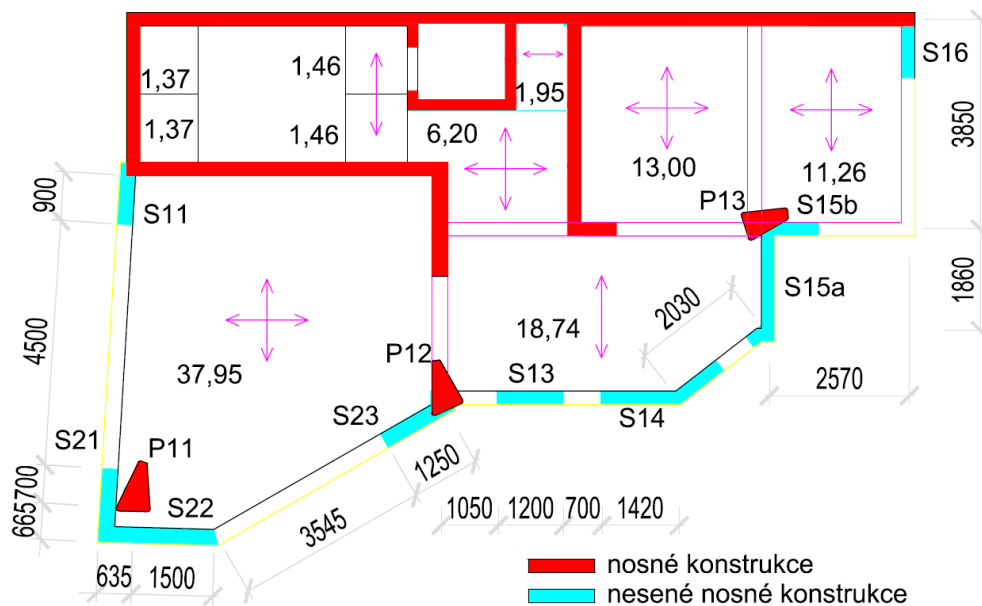


$$A_{S1,req} = \left[\frac{\Delta N}{2} - \frac{\Delta M}{z_S} \right] * \frac{1}{\sigma_S} = \left[\frac{-288,45}{2} - \frac{142,4}{0,2} \right] * \frac{1}{435} = -1968 \text{ mm}^2$$

$$A_{S2,req} = \left[\frac{\Delta N}{2} + \frac{\Delta M}{z_S} \right] * \frac{1}{\sigma_S} = \left[\frac{155,85}{2} + \frac{204,2}{0,2} \right] * \frac{1}{435} = 2526 \text{ mm}^2$$

Ploše 2526 mm² téměř odpovídá 8 ks ϕ 20 mm. Do šířky je 350 mm je možné uložit 6 profilů tohoto průměru. Další 2 nebo 4 pruty se mohou klást do dalších vrstev. Neboť je návrh velice přehnaný, stěna tímto vyhovuje.

3.4.4 INP



Obr. 87 - Zatěžovací plochy svislých nosných konstrukcí INP

- Zatížení a návrh stěny S11 a S21

Nosný prvek	Stěna 6 NP (S11)				
	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
Terasa 6NP	2,22	11,231	15,612	24,933	34,659
Byt 5NP	1,51	9,192	12,634	13,880	19,077
Byt 4NP	1,66	9,192	12,634	15,259	20,972
Byt 3NP	5,43	9,192	12,634	49,913	68,603
	délka	[kN/m]	[kN/m]	[kN]	[kN]
Vl. tíha stěny (0,2m)	4,4	13,8	18,630	60,720	81,972
Skladba obvodové kce	4,4	0,855	1,154	3,762	5,079
Výplň otvorů	0,85	0,794	1,072	0,675	0,911
Průvlak pod S10				~ 213,9	299,460
Celkem				383,041	530,733

Tab. 43 - Zatížení od stěny S11



Délka paty stěny $l = 1,00$ m, zatížení na metr stěny je rovno:

$$f = \frac{530,733}{1} = 530,733 \text{ kN/m}$$

Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200$ mm

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m}$$

$$3200 > 530,733 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

Nosný prvek	Stěna 6 NP (S21)				
	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
Balkón 3NP	0,91	9,690	13,532	8,818	12,314
Byt 3NP	1,16	9,192	12,634	10,663	14,655
Vl. tíha stěny (0,2m)	1,365	13,8	18,630	18,837	25,430
Skladba obvodové kce	1,365	0,855	1,154	1,167	1,576
Výplň otvorů	2,73	0,794	1,072	2,168	2,926
Průvlak pod S10				≈ 182,3	255,230
Celkem				223,952	312,131

Tab. 44 - Zatížení od stěny S21

Délka paty stěny $l = 1,365$ m, zatížení na metr stěny je rovno:

$$f = \frac{312,131}{1,365} = 228,667 \text{ kN/m}$$

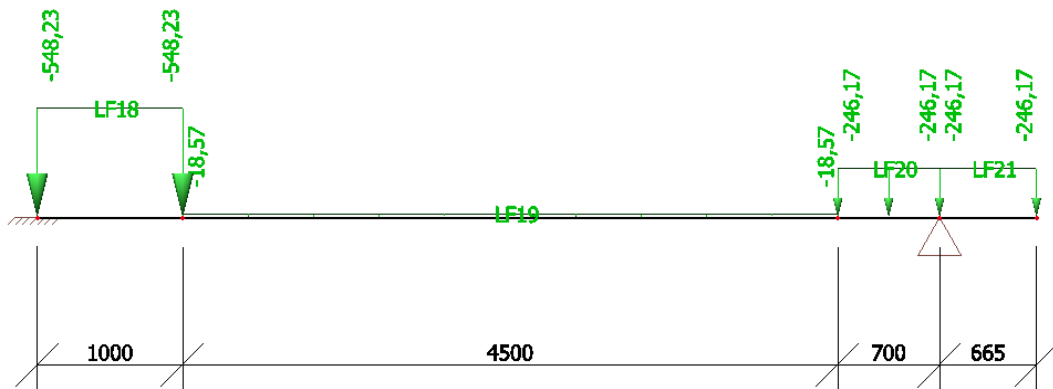
Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200$ mm

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m}$$

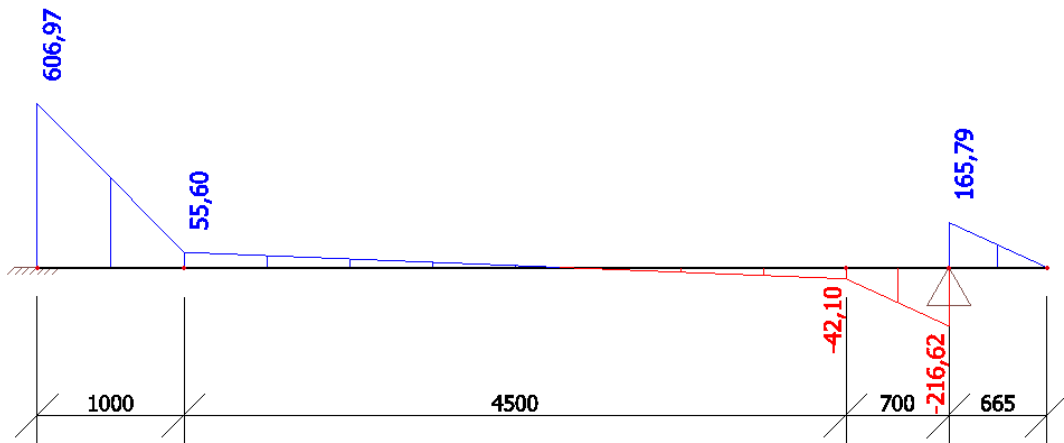
$$3200 > 228,667 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

Do zatížení průvlaku se rovnoměrně započítá 1/4 zatížení přilehlé desky $37,95 \text{ m}^2$.

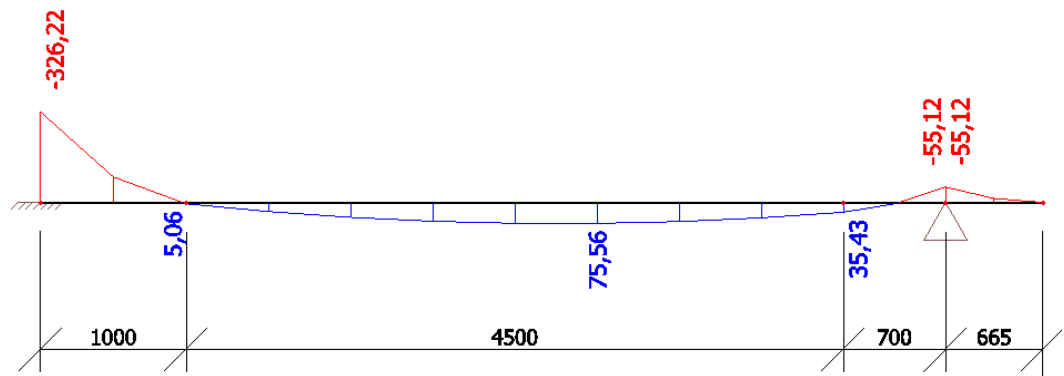
$$F = \frac{37,95 * 12,675}{4} = 120,3 \text{ kN} \quad f = \frac{F}{l} = \frac{120,3}{6,865} = 17,5 \text{ kN/m}$$



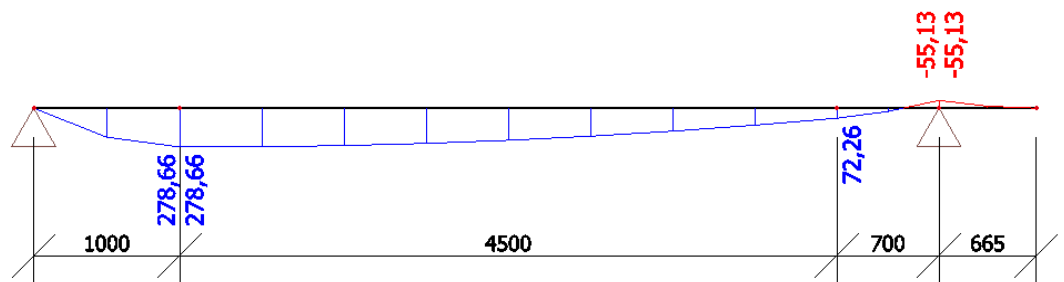
Obr. 88 - Zatížení pod stěnami S11, S21



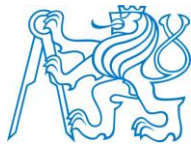
Obr. 90 - Posouvající síla pod stěnami S11, S21



Obr. 89 - Ohybový moment pod stěnami S11, S21



Obr. 91 - Ohybový moment pod stěnami S11, S21 - prostě podepřený



Pro posouzení byl použit převzatý program [4]

Posouzení ŽB prvku namáhaného ohybem dle ČSN EN 1992-1-1

PŘEDPOKLADY

idealizovaný pracovní diagram **betonu**:

Parabolicko-rektangulární ▾

idealizovaný pracovní diagram **výztuže**:

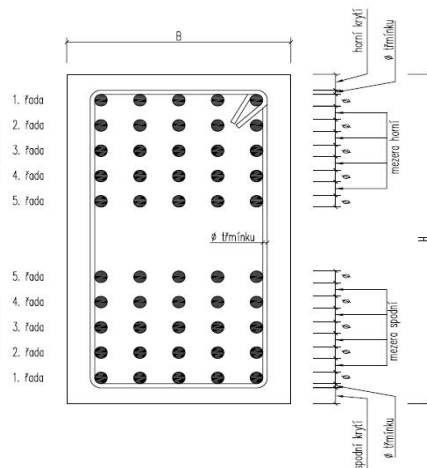
Vodorovný s omezeným přetvořením ▾

BETON

třída C30/37 ▾
 f_{ck} [MPa] 30
 f_{ctm} [MPa] 2,9
 γ_c [-] 1,5
 f_{cd} [MPa] 20
 $\epsilon_{c,1}$ [‰] -2,0
 $\epsilon_{c,u}$ [‰] -3,5
 max zrno [mm] 16

VÝZTUŽ

typ R 10 505 ▾
 f_{yk} [MPa] 500
 γ_s [-] 1,1
 f_{yd} [MPa] 434,78
 E [MPa] 200000



PRŮŘEZ

H [mm] 640
 B [mm] 200
 horní krytí [mm] 30
 spodní krytí [mm] 30
 třmínku [mm] 10
 mezera horní [mm] 25
 mezera dolní [mm] 25 ≥ 25 mm = min. mezera **vyhovuje**

NAMÁHÁNÍ

$M_{y,Ed}$ [kNm] 326,22 kladný moment táhne spodní vlákna

VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

	[mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]	
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	
	2. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	
	3. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	
	4. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	
	5. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	
	4. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	
	3. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	
	2. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	3	545	942,4778	4,0395257	434,7826	409772,95
	1. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	3	590	942,4778	4,6620553	434,7826	409772,95

KONTROLA STUPNĚ VYZTUŽENÍ

tahová [mm²] 1885 > 147,6 = $A_{s,min1} = 0,0013 * b_t * d$
 > 171,2 = $A_{s,min2} = 0,26 * f_{ctm} * b_t * d / f_{yk}$

vyhovuje

veškerá [mm²] 1885 < 5120,0 = $A_{s,max} = 0,04 * b * h$

vyhovuje

VÝPOČET

Kladný ohybový moment:
 $x^+ = 253,0$ mm
 $M_{Rd}^+ = 378,78$ kNm

Záporný ohybový moment:
 $x^- = 58,2$ mm
 $M_{Rd}^- = -9,47$ kNm

POSOUZENÍ

OHYBOVÁ ÚNOSNOST:

$M_{Ed} = 326,22$ kNm ≤ 378,78 kNm = M_{Rd} **vyhovuje**
 využití: 86,12 %



Ověření smyku navrženého průvlaku:

$$d = \frac{2 * d_2 + 2 * d_1}{4} = \frac{2 * 545 + 3 * 590}{4} = 567,5 \text{ mm}$$

$$\cotg \theta = 1,5$$

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

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

$$z = 0,9d = 0,9 * 567,5 = 511 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,max} = 0,528 * 20 * 0,2 * 0,511 * \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 498,1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$$

$$498,1 \not\geq 606,97 \text{ kN} \rightarrow \text{nevyhovuje}$$

Doporučení: upravit koeficient $\cotg \theta = 1,0$ ($V_{Rd,max} = 540 \text{ kN}$) nebo vhodnější varianta rozšířit průvlak na 250 mm.

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

$$V_{Rd,max} = 0,528 * 20 * 0,25 * 0,511 * \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 503,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$$

$$622,63 > 606,97 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

- Zatížení a návrh stěny S22 a S23

Nosný prvek	Stěna 3 NP (S22)				
	Zatěžovací plocha	g _k (q _k) [kN/m ²]	g _d (q _d) [kN/m ²]	G _k (Q _k) [kN]	G _d (Q _d) [kN]
Balkon 3NP	5,56	9,69	13,532	53,876	75,238
VI. tíha stěny (0,2m)	2,135	13,8	18,630	29,463	39,775
Skladba obvodové kce	2,135	0,855	1,154	1,825	2,464
Výplň otvorů	3,96	0,794	1,072	3,144	4,245
Celkem				88,309	121,722

Tab. 45 - Zatížení od stěny S22

Délka paty stěny $l = 2,135 \text{ m}$, zatížení na metr stěny je rovno:

$$f = \frac{121,722}{2,135} = 50,013 \text{ kN/m}$$



Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200 \text{ mm}$

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m}$$

$$3200 > 50,013 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

Nosný prvek	Stěna 3 NP (S23)				
	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
Balkon 3NP	5,56	9,69	13,532	53,876	75,238
Byt 3NP	10,05	9,192	12,634	92,380	126,972
Vl. tíha stěny (0,2m)	1,25	13,8	18,630	17,250	23,288
Skladba obvodové kce	1,25	0,855	1,154	1,069	1,443
Výplň otvorů	2,17	0,794	1,072	1,723	2,326
Celkem				166,298	229,266

Tab. 46 - Zatížení od stěny S23

Délka paty stěny $l = 1,25 \text{ m}$, zatížení na metr stěny je rovno:

$$f = \frac{229,266}{1,25} = 183,413 \text{ kN/m}$$

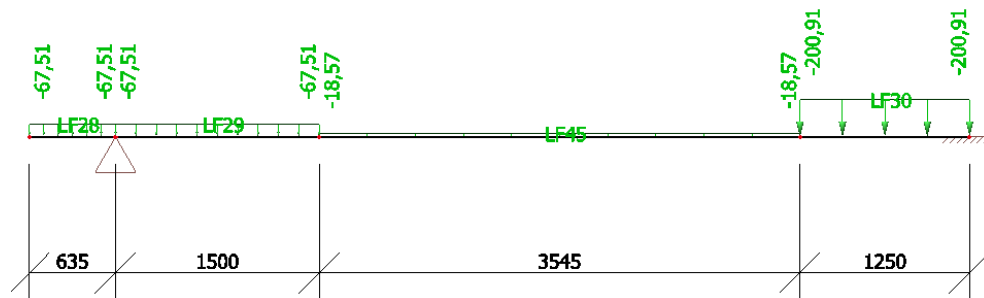
Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200 \text{ mm}$

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m}$$

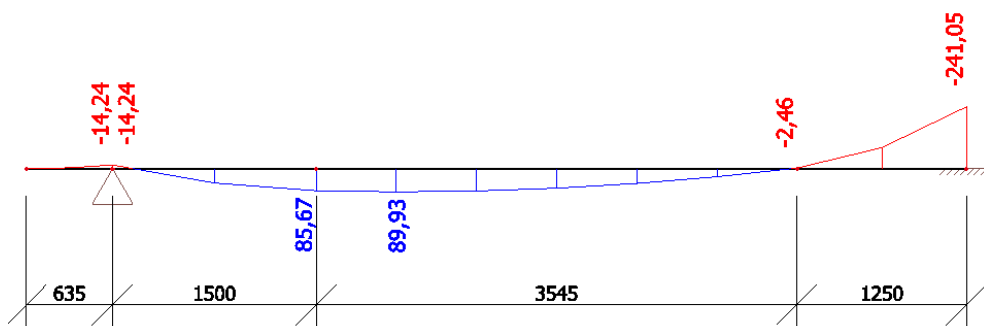
$$3200 > 183,413 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

Do zatížení průvlaku se opět rovnoměrně rozpočítá 1/4 zatížení přilehlé desky $37,95 \text{ m}^2$.

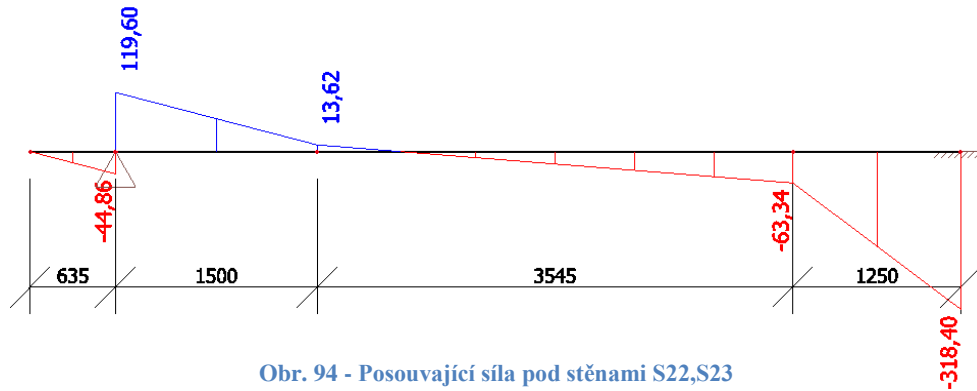
$$F = \frac{37,95 * 12,675}{4} = 120,3 \text{ kN} \quad f = \frac{F}{l} = \frac{120,3}{6,865} = 17,5 \text{ kN/m}$$



Obr. 93 - Zatížení od stěn S22, S23



Obr. 92 - Ohybový moment pod stěnami S22, S23



Obr. 94 - Posouvající síla pod stěnami S22,S23

Z předchozího bodu Zatížení a návrh stěny S11, S21 (str.79,80) je moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 378,78$ kNm a posouvající síla $V_{Rd} = 498,1$ kN pro průvlak výšky $h = 640$ mm a šířky $b = 200$ mm.

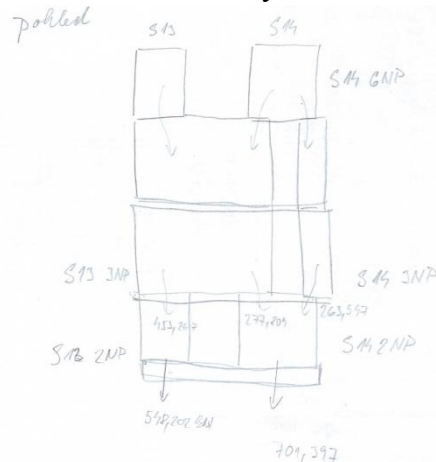
$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$378,78 > 241,05 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$498,1 > 318,40 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

- Zatížení a návrh stěny S13 a S14



Obr. 95 - Tok zatížení mezi stěnami S13, S14

Nosný prvek	Stěna 6NP (S14)				
	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
Terasa 6NP	3,48	10,481	14,599	36,474	50,805
Jádro bytu 6NP	2,48	9,722	13,425	24,111	33,294
VI. tíha stěny (0,2m)	2,02	13,8	18,630	27,876	37,633
Skladba obvodové kce	2,02	0,855	1,154	1,727	2,332
Výplň otvorů	1,375	0,794	1,072	1,092	1,474
Nosné konstrukce ve vyšším patře					
Stěna S7	1,15	127,607	174,776	146,75	200,992
Celkem				238,027	326,529

Tab. 47 - Zatížení stěny S14 v 6NP



Nosný prvek	Stěna 6-3NP (S13)				
Typ zatížení	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
Terasa 6NP	3,36	10,481	14,599	35,216	49,053
Jádro bytu 6NP	3,53	9,722	13,425	34,319	47,390
Balkon 5NP	3,35	9,722	13,425	32,569	44,974
Jádro bytu 5NP	6,11	9,907	13,702	60,532	83,719
Balkon 4NP	3,73	9,757	13,477	36,394	50,269
Jádro bytu 4NP	8,3	9,722	13,425	80,693	111,428
VI. tíha stěny (0,2m)	6,225	13,8	18,630	85,905	115,972
Skladba obvodové kce	6,225	0,855	1,154	5,322	7,185
Výplň otvorů	2,355	0,794	1,072	1,870	2,524
Nosné konstrukce ve vyšším patře					
Sloup S7	0,395	127,607	174,776	50,40	69,037
Stěna 14 6NP	0,925	117,835	161,648	109,00	149,524
Celkem				532,221	731,075

Tab. 48 - Zatížení stěny S13 v 6-3NP

Nosný prvek	Stěna 5-4NP (S14)				
Typ zatížení	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
Jádro bytu 5NP	1,5	9,907	13,702	14,861	20,553
Jádro bytu 4NP	2,52	9,722	13,425	24,499	33,831
VI. tíha stěny (0,2m)	1,49	13,8	18,630	20,562	27,759
Skladba obvodové kce	1,49	0,855	1,154	1,274	1,720
Výplň otvorů	2,5	0,794	1,072	1,985	2,680
Nosné konstrukce ve vyšším patře					
Stěna S14 6NP	1,095	117,835	161,648	129,03	177,005
Celkem				192,210	263,547

Tab. 49 - Zatížení stěny S14 v 5-4NP

Nosný prvek	Stěna 2NP (S13)				
Typ zatížení	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
Jádro bytu 3NP	1,5	9,722	13,425	14,583	20,138
Balkon 3NP	3,73	9,757	13,477	36,394	50,269
VI. tíha stěny (0,2m)	1,2	13,8	18,630	16,560	22,356
Skladba obvodové kce	1,2	0,855	1,154	1,026	1,385
Výplň otvorů	0,735	0,794	1,072	0,584	0,788
Nosné konstrukce ve vyšším patře					
Stěna S13 3NP	1,55	212,888	292,430	329,98	453,267
Celkem				399,123	548,202

Tab. 50 - Zatížení stěny S13 v 2NP



Délka paty stěny $l = 1,2$ m, zatížení na metr stěny je rovno:

$$f = \frac{548,202}{1,2} = 456,835 \text{ kN/m}$$

Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200$ mm

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m}$$
$$3200 > 456,835 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

Nosný prvek	Stěna 2NP (S14)				
	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
Jádro bytu 3NP	7,53	9,722	13,425	73,207	101,090
Balkon 3NP	0,81	9,757	13,477	7,903	10,916
Vl. tíha stěny (0,2m)	2,39	13,8	18,630	32,982	44,526
Skladba obvodové kce	2,39	0,855	1,154	2,043	2,759
Výplň otvorů	0,7	0,794	1,072	0,556	0,750
Nosné konstrukce ve vyšším patře					
Stěna S13 3NP	0,95	212,888	292,430	202,24	277,809
Stěna S14 6NP				192,21	263,547
Celkem				511,145	701,397

Tab. 51 - Zatížení stěny S14 v 2NP

Délka paty stěny $l = 2,39$ m, zatížení na metr stěny je rovno:

$$f = \frac{701,379}{2,39} = 293,46 \text{ kN/m}$$

Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200$ mm

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m}$$
$$3200 > 293,46 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

- Zatížení a návrh stěny S15a a S15b

Nosný prvek	Stěna 6-2NP (S15a)				
	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
Jádro bytu 6NP	8,3	9,722	13,425	80,693	111,428
Jádro bytu 5NP	11,77	9,907	13,702	116,605	161,273
Jádro bytu 4NP	9,4	9,757	13,477	91,716	126,684
Jádro bytu 3NP	6,07	9,722	13,425	59,013	81,490
Vl. tíha stěny (0,2m)	8	13,8	18,630	110,400	149,040
Skladba obvodové kce	8	0,855	1,154	6,840	9,234
Výplň otvorů	3,35	0,794	1,072	2,660	3,591
Celkem				467,926	642,738

Tab. 52 - Zatížení pod stěnou S15a



Délka paty stěny $l = 2,0$ m, zatížení na metr stěny je rovno:

$$f = \frac{642,738}{2,0} = 321,369 \text{ kN/m}$$

Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200$ mm

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m}$$

$$3200 > 293,46 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

Nosný prvek	Stěna 6-2NP (S15b)				
Typ zatížení	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
Terasa 6NP	4,25	10,481	14,599	44,544	62,046
Jádro bytu 6NP	1,83	9,722	13,425	17,791	24,568
Jádro bytu 5NP	5,8	9,907	13,702	57,461	79,472
Jádro bytu 4NP	5,53	9,757	13,477	53,956	74,528
Jádro bytu 3NP	6	9,722	13,425	58,332	80,550
VI. tíha stěny (0,2m)	4	13,8	18,630	55,200	74,520
Skladba obvodové kce	3,2	0,855	1,154	2,736	3,694
Výplň otvorů	12,18	0,794	1,072	9,671	13,056
Nosné konstrukce ve vyšším patře					
Sloup S8				168,11	232,072
Sloup S9				14,882	20,392
Celkem				482,686	664,896

Tab. 53 - Zatížení stěny S15b

Délka paty stěny $l = 1,0$ m, zatížení na metr stěny je rovno:

$$f = \frac{664,896}{1,0} = 664,896 \text{ kN/m}$$

Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200$ mm

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m}$$

$$3200 > 664,896 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

- Zatížení a návrh stěny S16

Nosný prvek	Stěna 7-2NP (S16)				
Typ zatížení	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
Terasa 7NP	1,17	10,481	14,599	12,263	17,081
Byt 6NP	1,95	9,192	12,634	17,924	24,636
Byt 5NP	1,95	9,192	12,634	17,924	24,636
Byt 4NP	1,95	9,192	12,634	17,924	24,636
Byt 3NP	1,95	9,192	12,634	17,924	24,636
VI. tíha stěny (0,2m)	8,97	13,8	18,630	123,786	167,111
Skladba obvodové kce	8,97	0,855	1,154	7,669	10,354
Výplň otvorů	6,93	0,794	1,072	5,502	7,428
Celkem				220,918	300,519

Tab. 54 - Zatížení pod stěnou S16



Délka paty stěny $l = 0,95$ m, zatížení na metr stěny je rovno:

$$f = \frac{300,519}{0,95} = 316,336 \text{ kN/m}$$

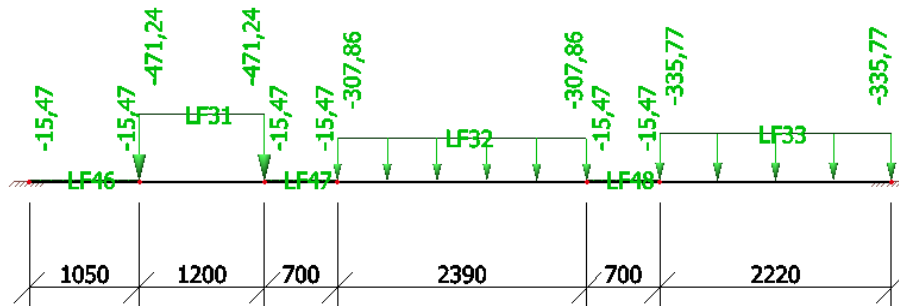
Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200$ mm

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m}$$

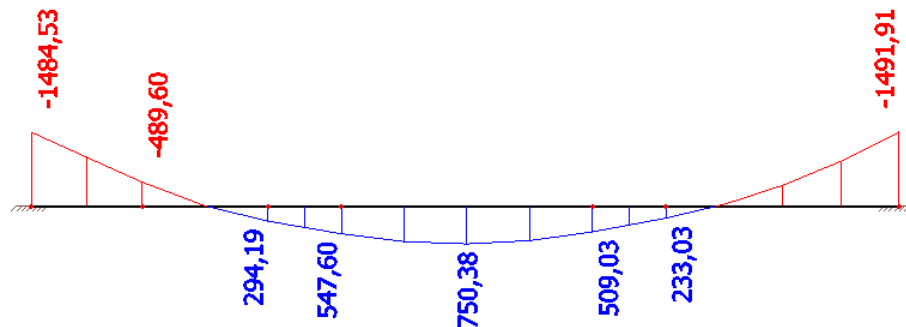
$$3200 > 316,336 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

Stěny S13 až S16 nejsou v prvním nadzemním patrem ničím podepřeny, proto je posouzen MSÚ průvlaku pod stěnami. Průvlak není mez podporami přímý. Z tohoto důvodu bude uvažován jako rozvinutý. Tento předběžný posudek je extrémní, jelikož se uvažují veškeré síly pouze do průvlaku, který je ještě "natažený". Součástí zatížení je i polovina zatížení přilehlé desky s plochou $18,74 \text{ m}^2$. K podrobnějším návrhům bude sestaven 3D model.

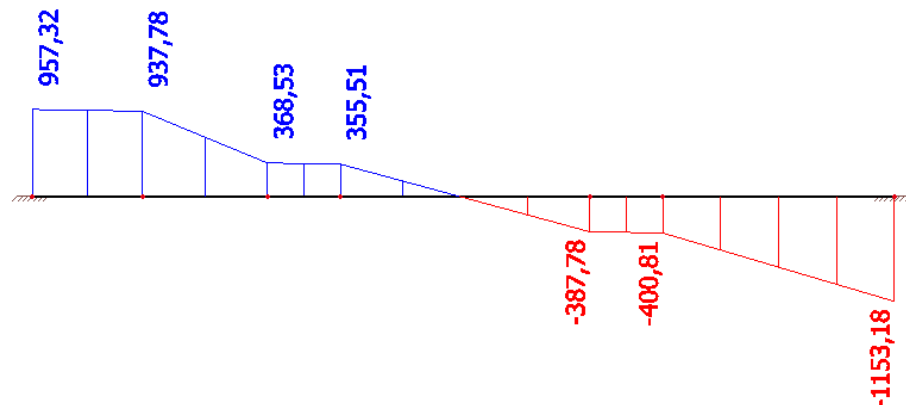
$$F = \frac{18,74 * 12,675}{2} = 118,8 \text{ kN} \quad f = \frac{F}{l} = \frac{118,8}{8,26} = 14,4 \text{ kN/m}$$



Obr. 96 -Zatížení pod stěnami S13, S14, S15a



Tab. 56 - Ohybový moment pod stěnami S13, S14, S15a



Tab. 55 - Posouvající síla pod stěnami S13,S14,S15a



Posouzení ŽB prvku namáhaného ohybem dle ČSN EN 1992-1-1

PŘEDPOKLADY

idealizovaný pracovní diagram **betonu**:

Parabolicko-rektangulární ▼

idealizovaný pracovní diagram **výztuže**:

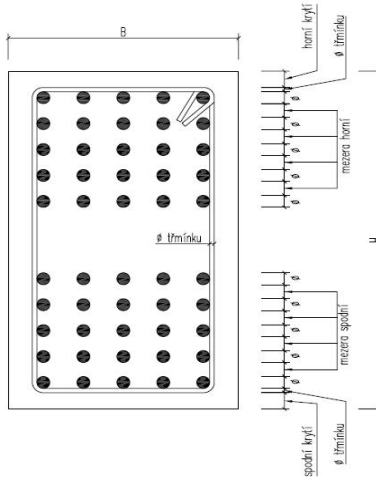
Vodorovný s omezeným přetvořením ▼

BETON

třída C30/37 ▼
 f_{ck} [MPa] 30
 f_{ctm} [MPa] 2,9
 γ_c [-] 1,5
 f_{cd} [MPa] 20
 $\epsilon_{c,1}$ [‰] -2,0
 $\epsilon_{c,u}$ [‰] -3,5
 max zrna [mm] 16

VÝZTUŽ

typ R 10 505 ▼
 f_{yk} [MPa] 500
 γ_s [-] 1,15
 f_{yd} [MPa] 434,78
 E [MPa] 200000



PRŮŘEZ

H [mm] 840
 B [mm] 250
 horní krytí [mm] 30
 spodní krytí [mm] 30
 třmínku [mm] 10
 mezera horní [mm] 25
 mezera dolní [mm] 25

≥ 25 mm = min. mezera

vyhovuje

≥ 25 mm = min. mezera

vyhovuje

NAMÁHÁNÍ

$M_{y,Ed}$ [kNm] 1492

kladný moment táhne spodní vlákna

VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

	[mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]	
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	4	50	1256,637	-3,002841	-434,7826	-546363,9
	2. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	4	95	1256,637	-2,555398	-434,7826	-546363,9
	3. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	4. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	5. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada <input checked="" type="checkbox"/>	18	3	611	763,407	2,5752841	434,7826	331916,09
	4. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	4	655	1256,637	3,0127841	434,7826	546363,94
	3. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	4	700	1256,637	3,4602273	434,7826	546363,94
	2. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	4	745	1256,637	3,9076705	434,7826	546363,94
	1. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	4	790	1256,637	4,3551136	434,7826	546363,94

KONTROLA STUPNĚ VYZTUŽENÍ

tahová [mm²] 5790 > 230,0 = $A_{s,min1} = 0,0013 * b_t * d$
 > 266,8 = $A_{s,min2} = 0,26 * f_{ctm} * b_t * d / f_{yk}$

vyhovuje

veškerá [mm²] 8303,2 < 8400,0 = $A_{s,max} = 0,04 * b * h$

vyhovuje

VÝPOČET

Kladný ohybový moment:

$x^+ = 352,0$ mm
 $M_{Rd}^+ = 1494,01$ kNm

Záporný ohybový moment:

$x^- = 159,6$ mm
 $M_{Rd}^- = -800,89$ kNm

POSOUZENÍ

OHYBOVÁ ÚNOSNOST:

$M_{Ed} = 1492,00$ kNm ≤ 1494,01 kNm = M_{Rd} **vyhovuje**

využití: 99,87 %



Ověření smyku:

$$\cotg \theta = 1,5$$

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

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

$$z = 0,9d = 0,9 * 707,7 = 637 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,max} = 0,528 * 20 * 0,25 * 0,637 * \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 776,2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$$

$$776,2 \not\geq 1092,94 \text{ kN} \rightarrow \text{nevyhovuje}$$

Řešení nabízí 2 možnosti:

1) Návrh šířky průvlaku

$$\cotg \theta = 1,0$$

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

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

$$b_w = \frac{957,32}{0,528 * 20 * 0,637} * \frac{1 + 1^2}{1} = 284,6 \text{ mm} \rightarrow 300 \text{ mm}$$

Posudek na ohybový moment vyhovuje. Problematickým místem je posouvající síla u sloupů. Průvlak je třeba ve výpočtu zvýšit o 200 mm na $h = 840$ mm. V patře není balkon s ozubem, lze tedy libovolně výšku měnit. Zároveň i rozšířit na $b = 300$ mm. Při rozšíření dojde i k většímu prostoru pro výztuž v jedné vrstvě. Tím se sníží počet vrstev a zvětší účinná výška průřezu d . Proto se zlepší hodnota dimenzačního momentu a v posudku na smyk se změna projeví jak v šířce b , tak v ramenu z . V návrhu není uvažováno spolupůsobení se stropní deskou.

2) Přerozdělení sil

Předchozí koncept je velice konzervativní a neuvažuje se spolupůsobením ŽB stropních desek vyšších pater. Při úvaze skrytého průvlaku o šířce stěny (250 mm) se v každém patře přeneše smyková síla $V_{Rd,max} = 207,3 \text{ kN}$. Bohužel nelze ve vyšších patrech navrhnout průběžný průvlak, jelikož jsou zde umístěny balkonové dveře. Protože se dá předpokládat toto přerozdělení sil, návrh nosníku zůstane na původní hodnotě 840×250 mm. Konstrukce nad daným prvkem se dále vyhodnotí dle 3D modelu. Pro zajištění spolupůsobení je nutné dodržet technologický postup a nechat prvek podstojkovaný, než začnou spolupůsobit stropní konstrukce.

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

$$V_{Rd,max} = 0,528 * 20 * 0,25 * 0,9 * 0,189 * \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 207,3 \text{ kN}$$

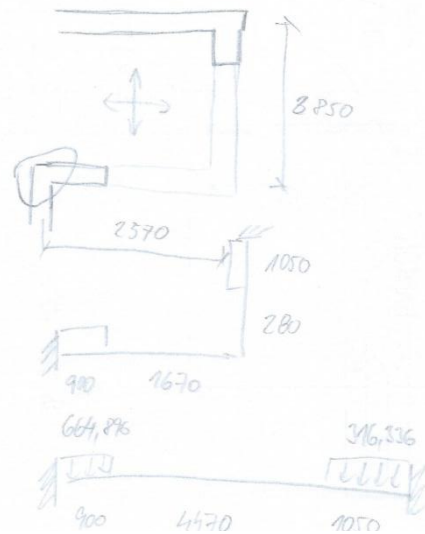


Předběžný posudek MSÚ pod stěnami S15b, S16:

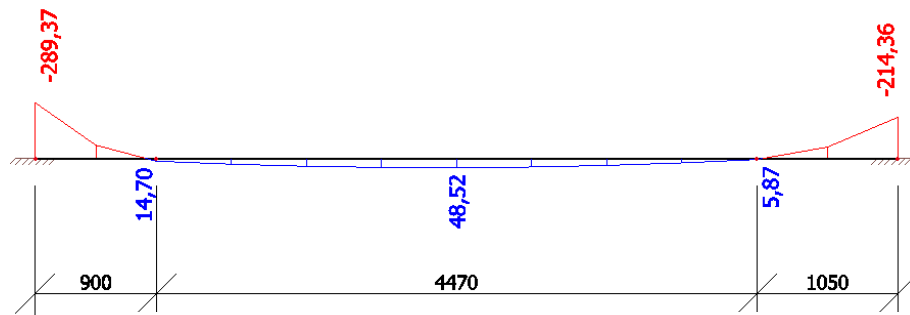
Do zatížení bylo kromě stěn uvažováno zatížení od stropní desky. Jelikož přilehlá deska je podepřena trámem ze dvou stran a je křížem pnutá, bude se uvažovat polovina zatížení rovnoměrně rozložené do trámu.

$$F = \frac{11,26 \cdot 12,675}{2} = 71,4 \text{ kN}$$

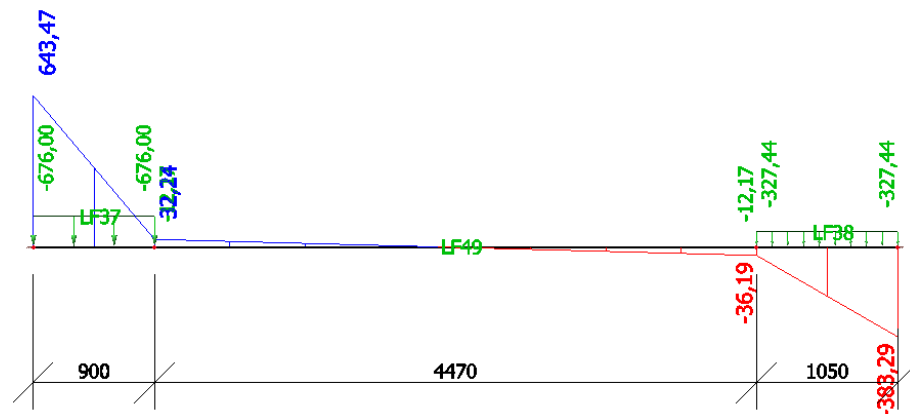
$$f = \frac{F}{l} = \frac{71,4}{6,42} = 11,1 \text{ kN/m}$$



Obr. 97 - Schéma zatížení od S15b, S16



Obr. 98 - Ohybový moment pod stěnami S15b, S16



Obr. 99 - Posouvající síla pod stěnami S15b, S16

Ohybový moment i posouvající síla vyhovují na MSÚ viz předcházející dimenzační vnitřní síly pro průvlak 250 x 840 mm:

$$V_{Rd} = 776,2 > 676,0 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 1494,01 > 289,37 \text{ kNm} - \text{vyhovuje}$$

- Zatížení a návrh stěny S17

Stěna bude posouzena v nejnepříznivějším místě - mezipodestě. V tomto místě je rovněž v 6 NP stěnový nosník.



Nosný prvek	Zatížení na m' stěny S17			
Typ zatížení	Výpočet	G _k (Q _k) [kN/m']	γ	G _d (Q _d) [kN/m']
Stálé				
Mezipodesta	5*1,375*8,875	61,016	1,35	82,371
VI. tíha stěny	6*3*0,2*25	90,000	1,35	121,500
Skladba obvodové kce	6*3*0,885	15,930	1,35	21,506
Proměnné				
Proměnné mezipod.	5*3*1,375	20,625	1,5	30,938
Nosné konstrukce ve vyšším patře				
Stěna S5		≈ 26,250		36,750
Rameno na podestu	5*1,1*17,799(24,479)	97,895		134,635
Celkem		311,715		427,699

Tab. 57 - Zatížení pod stěnou S17

Návrh: Minimální tloušťka stěny $b = 200$ mm

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * (1 * 0,2) * 20 = 3200 \text{ kN/m}$$

$$3200 > 427,699 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

- Zatížení a návrh stěny S20

Zatížení bylo uvažované na 1 m' stěny. Předběžný výpočet proběhl v místě podesty. Podesta se započítávala polovinou své délky. Stejně tak se započítával stropní deska z druhé strany stěny - do poloviny rozpětí mezi stěnou a protilehlým nosným sloupem

Nosný prvek	Zatížení na m' stěny S20			
Typ zatížení	Výpočet	G _k (Q _k) [kN/m']	γ	G _d (Q _d) [kN/m']
Stálé				
Podesta	5*1,25*8,875	55,469	1,35	74,883
Střesní konstrukce	1*1,845*5,241	9,670	1,35	13,054
Byt 7NP	1*2,750*6,942	19,091	1,35	25,772
Byt 3NP - 6NP	4*2,990*7,692	91,996	1,35	124,195
Byt 2NP	1*2,99*7,722	23,089	1,35	31,170
VI. tíha stěny	7*3*0,2*25	105,000	1,35	141,750
Proměnné				
Proměnné podesta	5*3*1,25	18,75	1,5	28,125
Proměnné střesní kce	1*1,845*0,75	1,38375	1,5	2,076
Proměnné byt 7NP	1*2,750*1,5	4,125	1,5	6,188
Proměnné byt 2-6NP	5*2,990*1,5	22,425	1,5	33,638
Přilehlé nosné konstrukce				
Rameno na podestu	5*17,799(24,479)	88,995		122,395
Celkem		439,993		603,245

Tab. 58 - Zatížení pod stěnou S20



posudek stěny S20:

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * 1 * 0,2 * 20 = 3200 \text{ kN/m}$$

$3200 > 603,245 \text{ kN/m} \rightarrow$ návrh vyhovuje

- Zatížení a návrh sloupu P11

Nosný prvek	Sloup P11				
	Zatěžovací plocha [m ²]	g _k (q _k) [kN/m ²]	g _d (q _d) [kN/m ²]	G _k (Q _k) [kN]	G _d (Q _d) [kN]
Typ plošného zatížení					
Terasa 6NP	11,34	11,231	15,612	127,360	177,040
Byt 6NP	4,06	9,192	12,634	37,320	51,294
Balkon 5NP	6,83	6,69	13,52	45,693	92,342
Byt 5NP	13	9,192	12,634	119,496	164,242
Balkon 4NP	6,09	6,69	13,52	40,742	82,337
Byt 4NP	9,81	9,192	12,634	90,174	123,940
Balkon 3NP	0,47	6,69	13,52	3,144	6,354
Byt 3NP	11,2	9,192	12,634	102,950	141,501
Typ liniového zatížení	Zatěžovací délka [m]	g _k (q _k) [kN/m]	g _d (q _d) [kN/m]	G _k (Q _k) [kN]	G _d (Q _d) [kN]
VI. tíha sloupu	15	3,975	5,366	59,625	80,494
Výplň otvorů	17,916	0,794	1,072	14,225	19,204
Typ bodového zatížení	-	-	-	G _k (Q _k) [kN]	G _d (Q _d) [kN]
Nosné konstrukce ve vyšším patře					
Sloup P7				22,67	31,541
Sloup P8				23,296	32,417
Stěna S21				≈273,150	382,410
Stěna S22				≈117,471	164,460
Celkem				1077,313	1549,575

Tab. 59 - Zatížení v patě sloupu P11

Zatížení od stěny S21 je včetně plochy bytu 2NP, vychází z Obr. 79 - Posouvající síla pod stěnami S11, S21:

$$\text{vůči sloupu je to normálová síla } N = 216,62 + 165,79 = 382,41 \text{ kN}$$

Zatížení od stěny S22 je včetně plochy bytu 2NP, vychází z Obr. 83 - Posouvající síla pod stěnami S22, S23:

$$\text{vůči sloupu je to normálová síla } N = 44,86 + 119,60 = 164,46 \text{ kN}$$

Jelikož se jedná o návrhové hodnoty z výstupu programu, charakteristické jsou pouze odhadnuté.

$$A_c = \pi * \frac{d^2}{4} = 3,14 * \frac{0,45^2}{4} = 0,159 \text{ m}^2$$

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * 0,159 * 20 = 2544 \text{ kN/m}$$

$2544 > 1611,52 \text{ kN/m} \rightarrow$ návrh vyhovuje



• Zatížení a návrh sloupu P12

Nosný prvek	Sloup P12				
Typ zatížení	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
VI. tíha stěny 2NP	0,5	24,15	32,603	12,075	16,301
VI. tíha stěny 1NP		25,254	34,093	25,254	34,093
Skladba obvodové kce	3,134	0,855	1,154	2,680	3,617
Nosné konstrukce ve vyšším patře					
Stěna S12 2-3NP				794,62	1266,649
Pos. síla pod S13				683,80	957,320
Pos. síla pod S23				227,43	318,400
Celkem				1745,857	2596,381

Tab. 60 - Zatížení v patě sloupu P12

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * 0,366 * 20 = 5856 \text{ kN/m}$$

$$5856 > 2596,381 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

• Zatížení a návrh sloupu P13

Nosný prvek	Sloup P12				
Typ zatížení	Zatěžovací plocha	g_k (q_k) [kN/m ²]	g_d (q_d) [kN/m ²]	G_k (Q_k) [kN]	G_d (Q_d) [kN]
VI. tíha stěny 1NP		25,254	34,093	25,254	34,093
Skladba obvodové kce	2,634	0,855	1,154	2,252	3,040
Nosné konstrukce ve vyšším patře					
Pos. síla pod S15a				823,70	1153,180
Pos. síla pod S15b				459,62	643,470
Celkem				1310,827	1833,783

Tab. 61 - Zatížení v patě sloupu P13

$$N_{Ed} = 0,8 * A_c * f_{cd} = 0,8 * 0,366 * 20 = 5856 \text{ kN/m}$$

$$5856 > 1833,783 \text{ kN/m} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

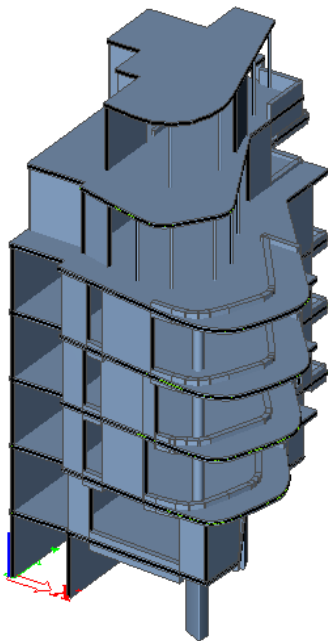
3.5 Závěr

Navržené rozměry nosných konstrukčních prvků budou s největší pravděpodobností vyhovovat. Je možné je vyztužit na ohybové a smykové namáhání a splnit veškerá normová kritéria. V některých případech byly na hranici únosnosti, ale vše bylo uvažováno konzervativně. Po vytvoření 3D modelu proběhne kontrola, zda byly prvky předběžně navrženy na straně bezpečnosti.

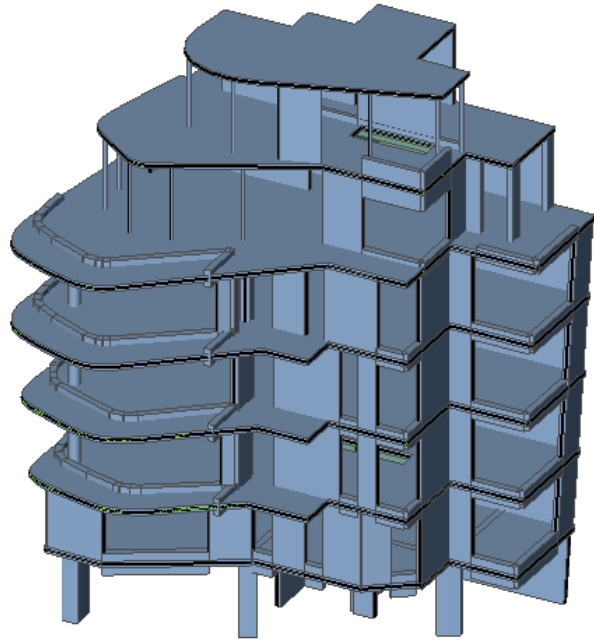


4 3D model

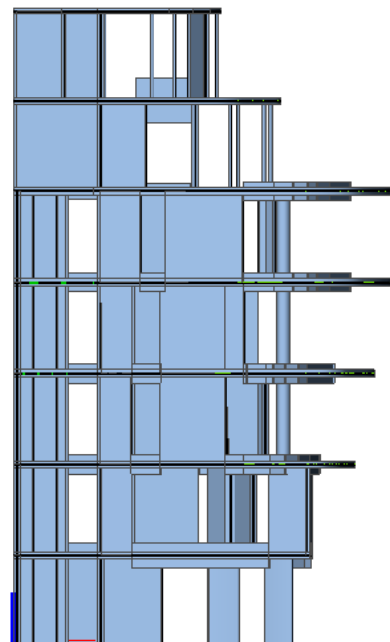
Dle předběžného návrhu nosných prvků byly vytvořeny dva 3D modely v aplikaci SCIA Engineer 16. Jeden s plným modulem pružnosti E. Druhý s upraveným modulem pružnosti ($1/3E$) u nosných stěn procházejících až do základové konstrukce z důvodů bezpečnosti návrhu sloupů. Do modelů byly oproti předběžnému návrhu navíc přidány okenní parapety ve všech nadzemních podlažích a průvlak vytvářející ozub balkónu. Veškeré svíslé nosné konstrukce v přízemním podlaží se ve styku se základy uvažují jako vetknuté. Pro výpočet je nutné v programu vhodně zvolit síť prvků, jelikož je výpočet proveden metodou konečných prvků (MKP). S ohledem na tloušťku stěn, stropních desek, průvlaků je průměrná velikost plošného prvku zvolena 0,25 m. V místech napojení na stropní desku dochází ke zjemnění.



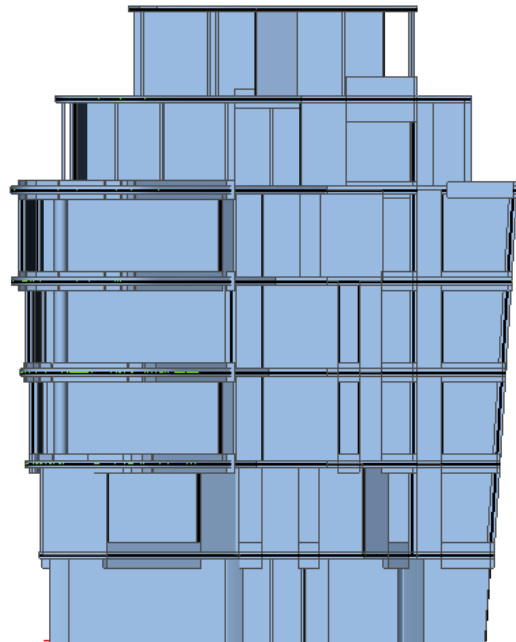
Obr. 100 - Axonometrický pohled zleva



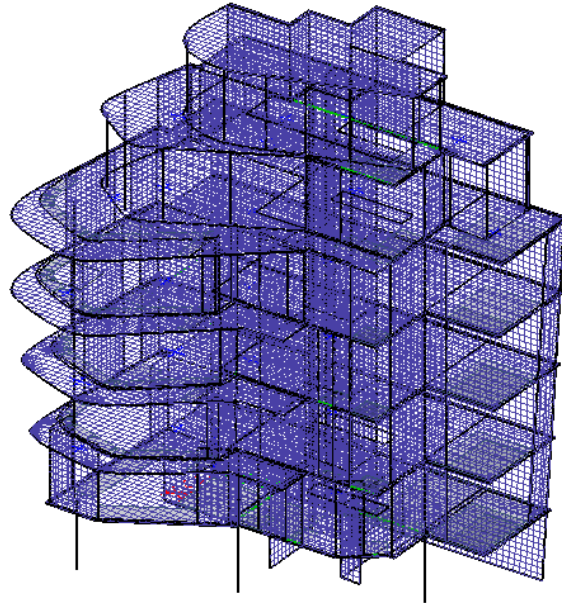
Obr. 101 - Axonometrický pohled zprava



Obr. 103 - Pohled zleva

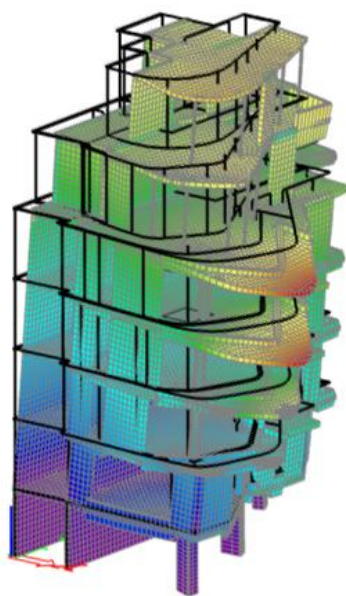


Obr. 102 - Pohled zepředu

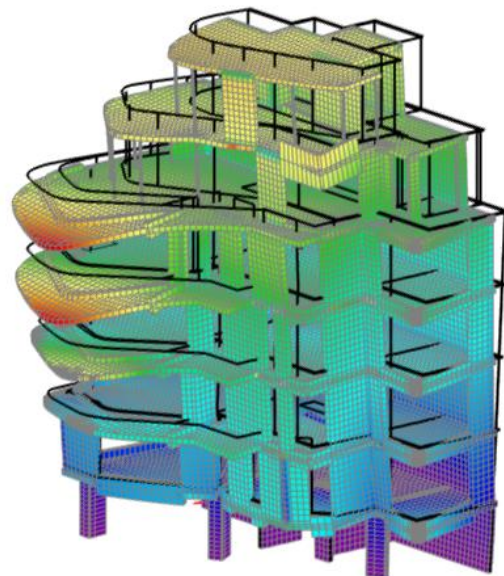


Obr. 104 - Vygenerovaná síť plošných prvků

4.1 Kontrola modelu

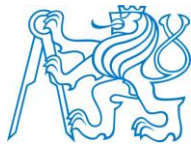


Obr. 105 - Průhyb od vlastní tíhy pohled zleva

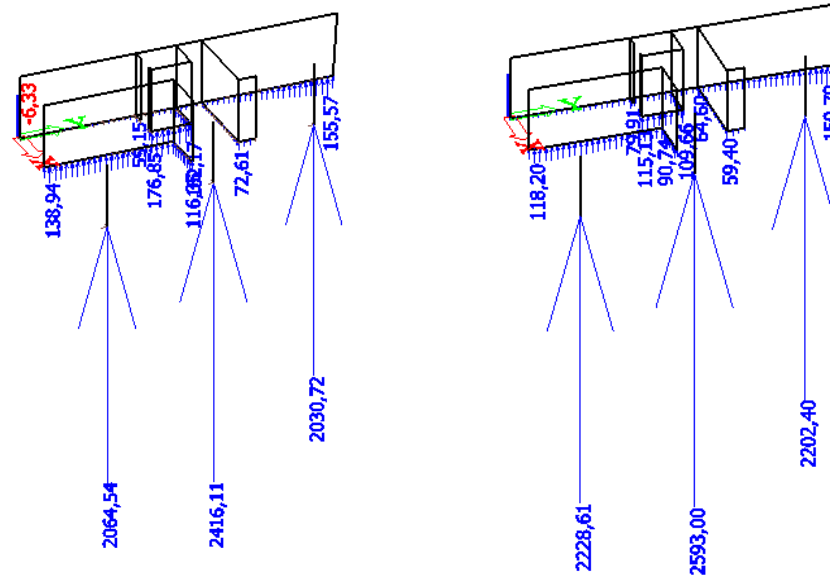


Obr. 106 - Průhyb od vlastní tíhy pohled zprava

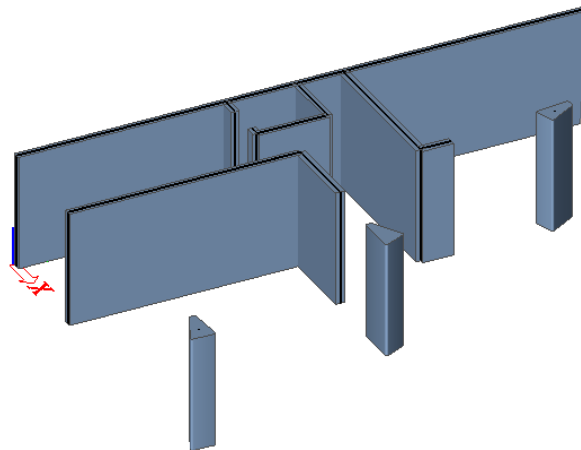
Charakter průhybové čáry (zde od vlastní tíhy) je v souladu s očekáváním. Neprojevuje se zde žádný znak geometrické nebo výpočetní chyby. Celá konstrukce se naklání na nosné sloupce v přední části objektu. Ověření výpočtem proběhlo se zatěžovacími stavy ZS1 až ZS4 (viz následující kapitola 4. Zatížení výpočtového modelu). Tedy bez zatížení sněhem a větrem. Pro tuto kontrolu byla využita výsledná normálová síla ve sloupech z předběžného návrhu.



- P11: $N = 1549,6 \text{ kN}$ (viz. Předběžný návrh - str. 93,94)
- P12: $N = 2596,4 \text{ kN}$
- P13: $N = 1833,8 \text{ kN}$



Obr. 108 - Reakce kontroly zatížení s plným E Obr. 107 - Reakce kontroly zatížení s 1/3 E stěn



Obr. 109 - Rendrovaný pohled svislých nosných prvků v přízemí

Z výsledků vyplývá, že při vyšší tuhosti stěn mají sloupy nižší reakce. Jsou více podobné ručnímu výpočtu. Reakce z modelu jsou vyšší, což odpovídá. V ručním posudku nebyly započítány některé průvlaky, které se v aplikaci modelovaly. Zároveň je vidět, že krajní sloupy nesou více než se předpokládalo. Toto je dáno celkovou tuhostí objektu a tím pádem i rozdělením zatížení. Výsledky jsou v podstatě nad očekávání dobré. Zatížení bylo sice velice pečlivě rozkresleno a počítáno, ale u takto složitého objektu je shoda odhadnutých a modelem stanovených vnitřních sil velmi dobrá. Model lze tudíž považovat za vyhovující.

Poměry jednotlivých normálových sil:

$$\frac{2065}{1550} = 1,33 \quad \frac{2416}{2596} = 0,93 \quad \frac{2031}{1834} = 1,11 \quad \frac{\text{ruční výpočet}}{\text{reakce s plným E}}$$



4.2 Zatížení výpočtového modelu

V programu je zadáno 9 zatěžovacích stavů, na základě kapitoly 2. Zatížení:

- ZS1 Vlastní tíha (vygenerováno programem)
- ZS2 Stálé zatížení
- ZS3 Zatížení od příček
- ZS4 Užité zatížení
- ZS5 Zatížení sněhem
- ZS6 Zatížení podélným větrem zleva
- ZS7 Zatížení podélným větrem zprava
- ZS8 Zatížení příčným větrem zepředu
- ZS9 Zatížení příčným větrem zezadu

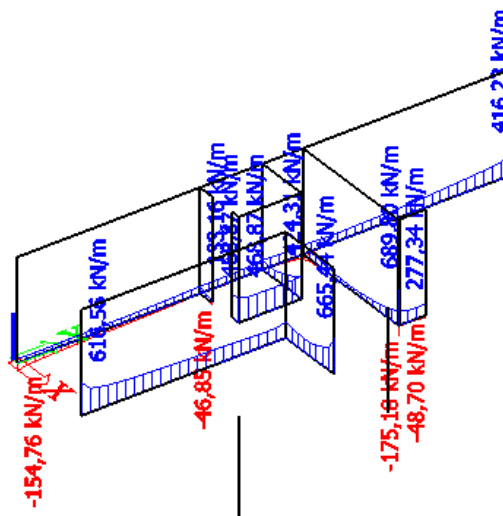
Kombinace zatížení ve výpočtovém modelu

- Mezní stav únosnosti (MSÚ)
 - EQU (statická rovnováha konstrukce- např. překlopení)

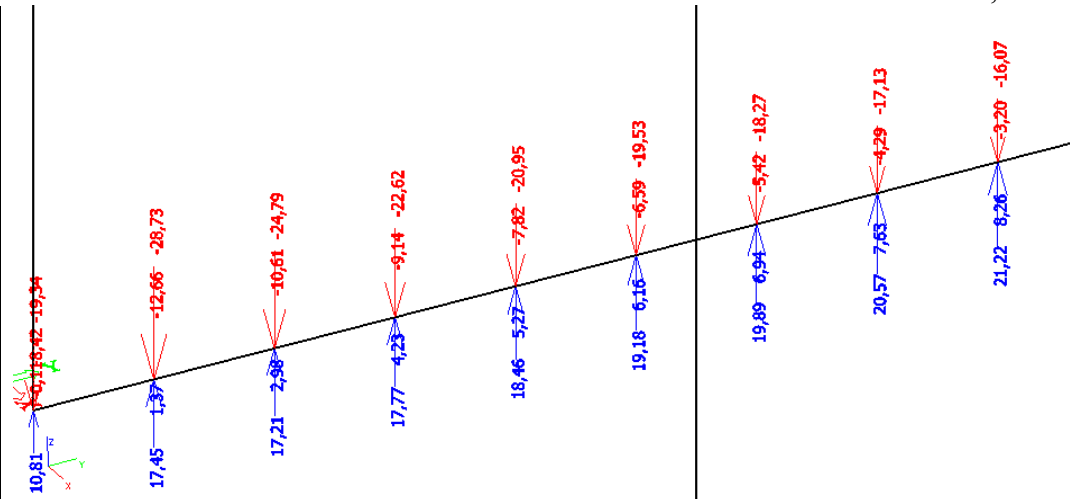
Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Hlavní proměnné zatížení	Vedlejší proměnná zatížení	
	nepříznivá	příznivá		nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	ostatní
Výraz (6.10)	$1,1 G_{k,sup}$	$0,9 G_{k,inf}$	$1,5 \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (0 pro příznivé)		$1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$ (0 pro příznivé)

Tab. 62 - Návrhové hodnoty zatížení v mezních stavech únosnosti typu EQU - soubor A [3]

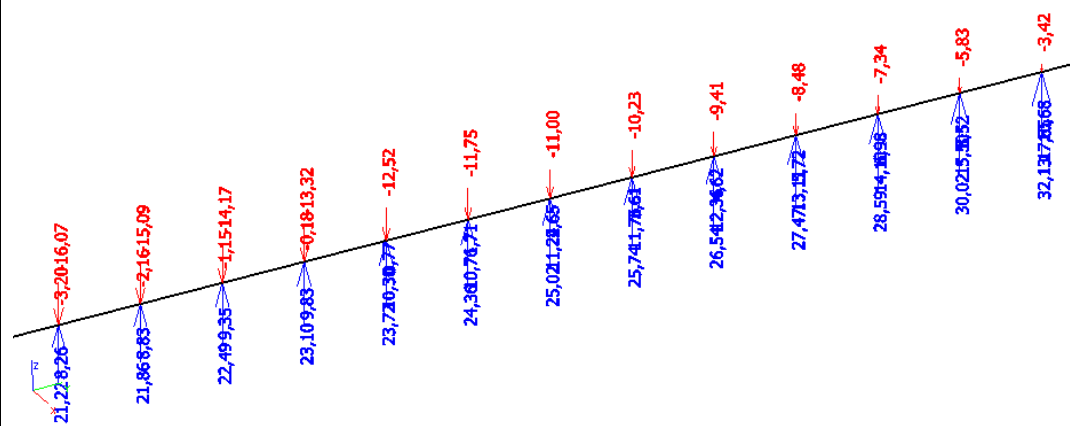
Kombinace vychází z tabulky pro návrhové hodnoty zatížení v mezních stavech únosnosti typu EQU - soubor A. Do výpočtu bude zahrnut pouze 1. zatěžovací stav (Vlastní tíha) v kombinaci se zatížením od větru (ZS6-ZS9). Ze vzniklých 4 kombinací je zobrazena obálka vnitřních sil na níže uvedeném obrázku.



Obr. 110 - Návrhová obálka intenzity normálové síly EQU, plně E



Obr. 112 - Jednotlivé reakce normálové síly (po 0,25 m) kombinací EQU v kritické oblasti [kN] 0-2m



Obr. 111 - Jednotlivé reakce normálové síly (po 0,25 m) kombinací EQU v kritické oblasti [kN] 2-5m

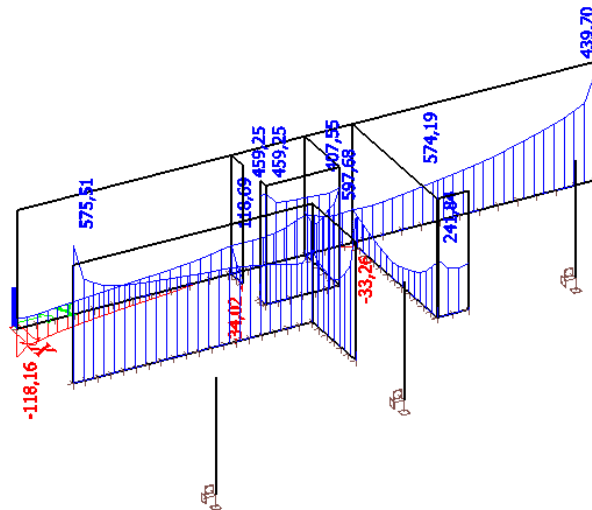
V konstrukci ve styku se základy se objevuje místy tah, který má zanedbatelnou hodnotu nebo se jedná pouze o tzv. špičky. Oblast nosné stěny v levém horním rohu budovy však není zanedbatelný. Podrobné reakce jednotlivých kombinací jsou znázorněny ve výše zobrazených Obr. Jelikož se jedná o reakce po 0,25 m zatížení na metr běžný je součet čtyř sil. Stěna je zatížena následně:

1. metr stěny: 95,48 kN/m
2. metr stěny: 75,88 kN/m
3. metr stěny: 58,65 kN/m
4. metr stěny: 45,50 kN/m
5. metr stěny: 31,06 kN/m

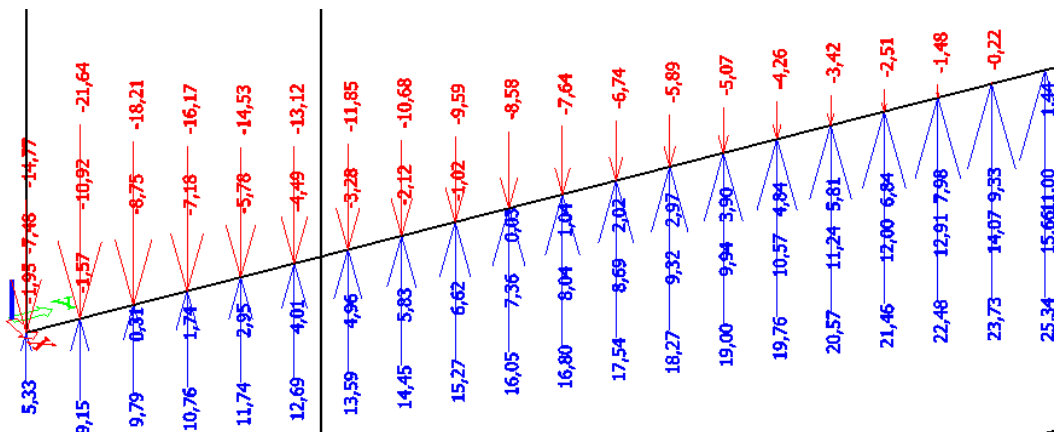
Při nižších tahových zatížení stačí k dorovnání do tlaku pouze tíha základových konstrukcí. V závislosti na druhu a velikosti základové konstrukce je stěna v případě tahu zachytit nebo zatěžovat budovu ostatním stálým zatížením v průběhu výstavby.



V návrhovém zatížení EQU se jedná o extrémní případ, kdy je budova celá postavena, nezatížena a působí na ni maximální hodnota větru. Tudíž vznikají poměrně velké tahy. Proto zde budou uvedeny i charakteristické hodnoty. Zatížení bude opět tvořit pouze ZS1 (Vlastní tíha konstrukce) s kombinací ZS6 - ZS9 (Zatížení od větru) přenásobená koeficientem 1,0.



Obr. 114 - Charakteristická obálka intenzity normálové síly EQU, plně E



Obr. 113 - Jednotlivé reakce charakteristické normálové síly (po 0,25 m) kombinací EQU v kritické oblasti [kN]

I při charakteristickém zatěžovacím stavu bude konstrukce v dané oblasti stále namáhaná tahem. Největší tahové síly způsobuje ZS9 (Zatížení příčným větrem zezadu) a podstatně menší hodnoty ZS6 (Zatížení podélným větrem zleva).

Nejvyšší tahové zatížení stěny na metr:

$$f = 14,77 + 21,64 + 18,21 + 16,17 = 70,79 \text{ kN/m}$$

Maximální napětí na daném úseku:

$$\sigma = \frac{F}{b * l} = \frac{70\,790}{200 * 1000} = 0,354 \text{ MPa}$$

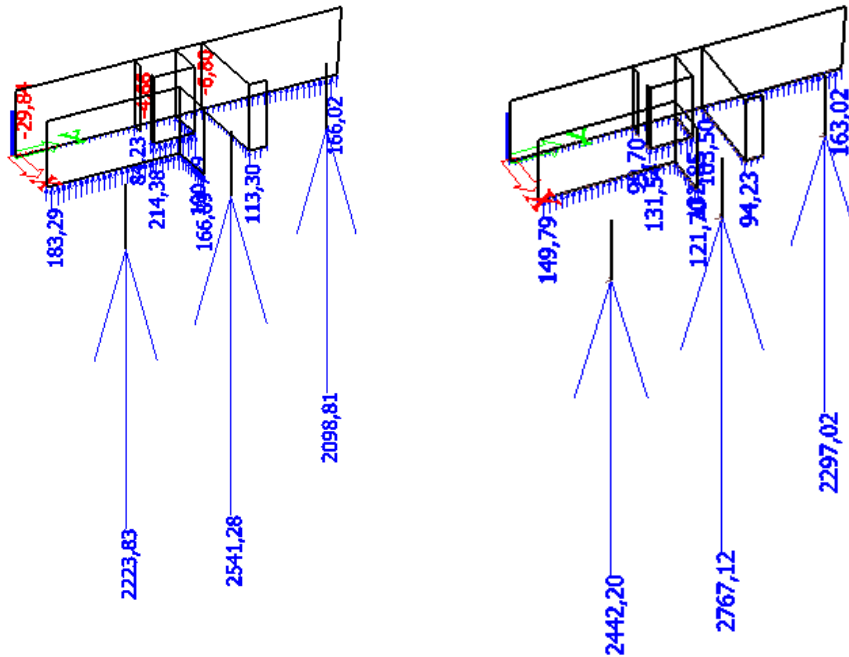
Maximální napětí v konstrukci je násobně menší než pevnost betonu v tahu $f_{ctk;0,05} = 2,0 \text{ MPa}$.



- STR (porucha nosných prvků k-ce včetně základových patek,...)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{G,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Výsledná obálka je tvořena ze 4 zatěžovacích kombinací dle uvedeného vzorce. Hlavní složky tvoří ZS1 - ZS5 v seskupení s jednotlivými ZS6 - ZS9 od větru.



Obr. 115 - Obálka reakcí normálové síly STR [kN] s třetinovým modulem pružnosti stěn ve styku se základovou spárou
Obr. 116 - Obálka reakcí normálové síly STR [kN]

V předchozím obrázku je vidět, že i při větším zatížení konstrukce nadále dochází k tahům v již zmíněném problematickém místě. Pouze v modelu s třetinovým modulem pružnosti přenáší zatížení více sloupy, které jsou lépe geometricky rozmístěny a více zatíženy. Hodnoty vnitřních sil třetinového modulu E budou použity pro výpočet plochy a výztuže sloupu.

- Mezní stav použitelnosti (MSP)

- charakteristická kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- častá kombinace

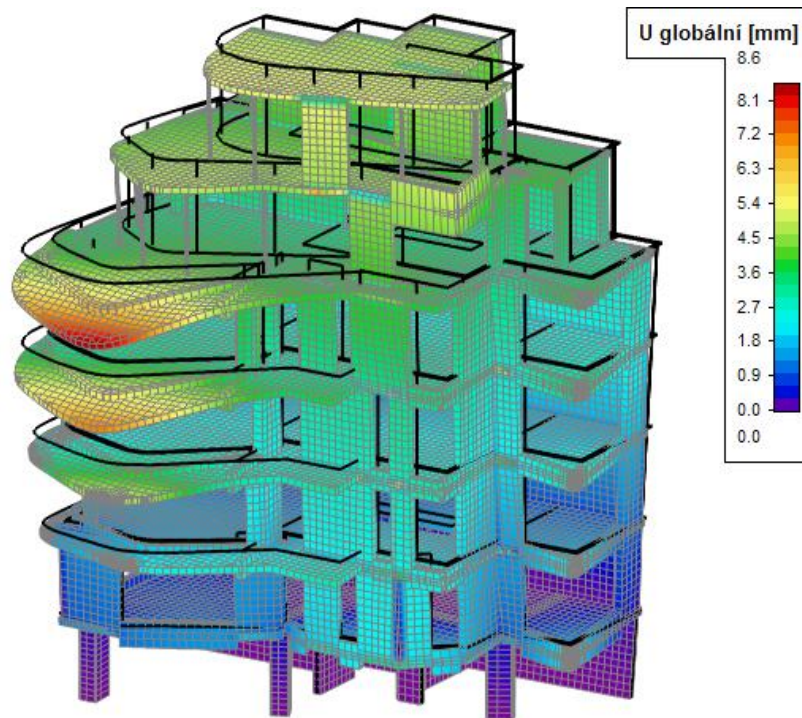
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- kvazistálá kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$



Z mezních stavů použitelnosti se bude nyní nejvíce řešit kvazistálá kombinace, podle které se určí průhyb 3D modelu.



Obr. 117 - Okamžitý průhyb od kvazistálé kombinace

Jelikož program neuvažuje s vlivem dotvarování a smršťování, výsledný skutečný dlouhodobý průhyb bude vyšší:

➤ Dotvarování

Je závislé na mnoha faktorech od třídy betonu, podepření až po klimatické podmínky. Přibližně lze ale počítat, že v důsledku těchto jevů se snižuje modul pružnosti E_{cm} . Součinitel dotvarování byl uvažován pro následující posudek $\varphi = 2$. Dle následujícího výpočtu bude průhyb vlivem dotvarování zhruba 3x vyšší.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = \frac{E_{cm}}{1 + 2} = \frac{E_{cm}}{3}$$

➤ Oslabení trhlinami

Vznik trhlin zmenší moment setrvačnosti I_y o poloviční hodnotu na $I_{y,eff}$. Průhyb se tedy ještě 2x zvýší.

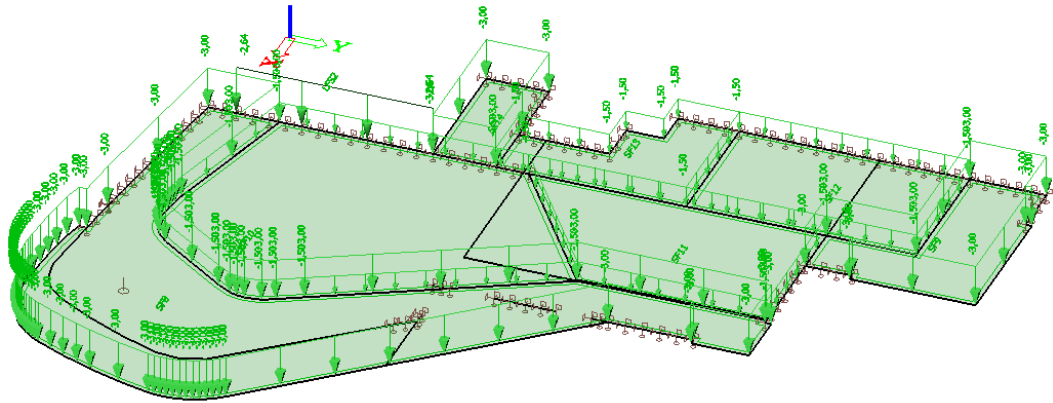
➤ Smršťování

V důsledku smršťování se průhyb zvýší zhruba o 10 %.

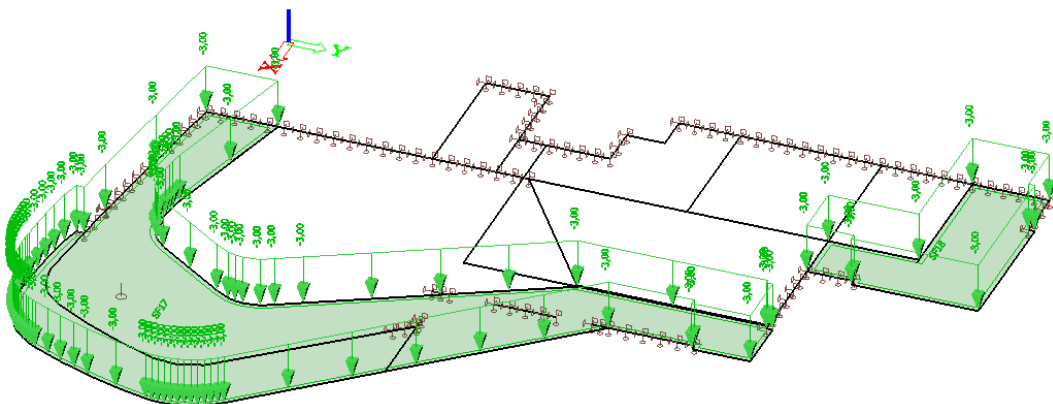
$$(EI)_{eff} = \frac{E_{cm}}{3} * \frac{I_y}{2} * \frac{1}{1,1} = \frac{E_{cm} * I_y}{6,6}$$

Tuhost prvků (EI) je celkově 6,6x menší a průhyb se o tento násobek zvětší. Z modelu je vidět, že problematickou část konstrukce tvoří stropní deska 5. nadzemního podlaží. Proto se bude dále řešit pouze tato deska přesněji ve 2D modelu. Skutečný předpokládaný průhyb desky je 56,8 mm.

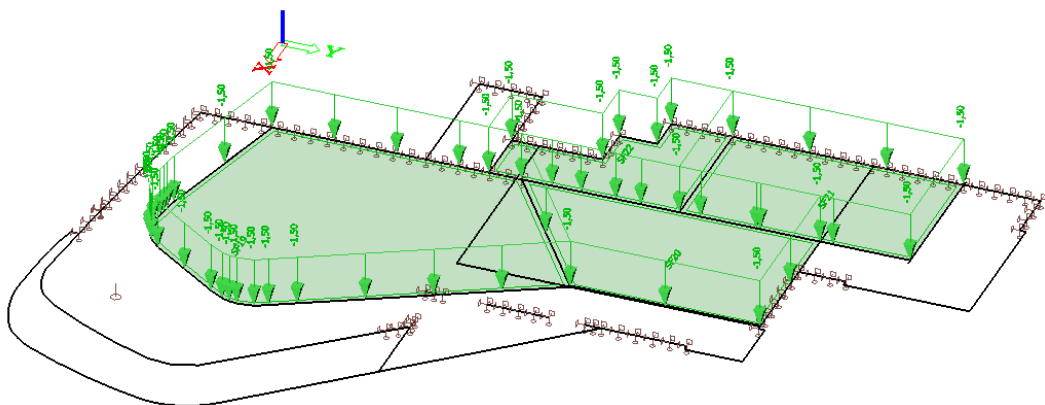
$$y_{skutečný} = y_{kvazi.model} * 6,6 = 8,6 * 6,6 = 56,8 \text{ mm}$$



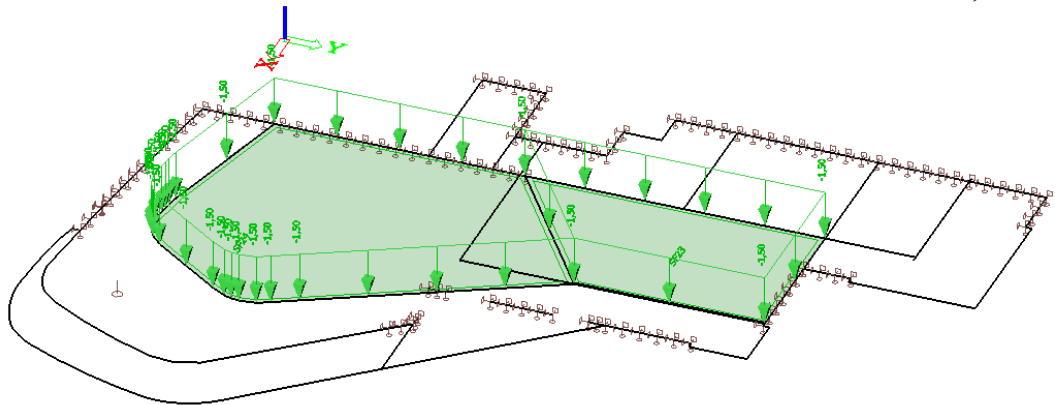
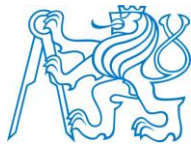
Obr. 121 - Plné užité zátížení



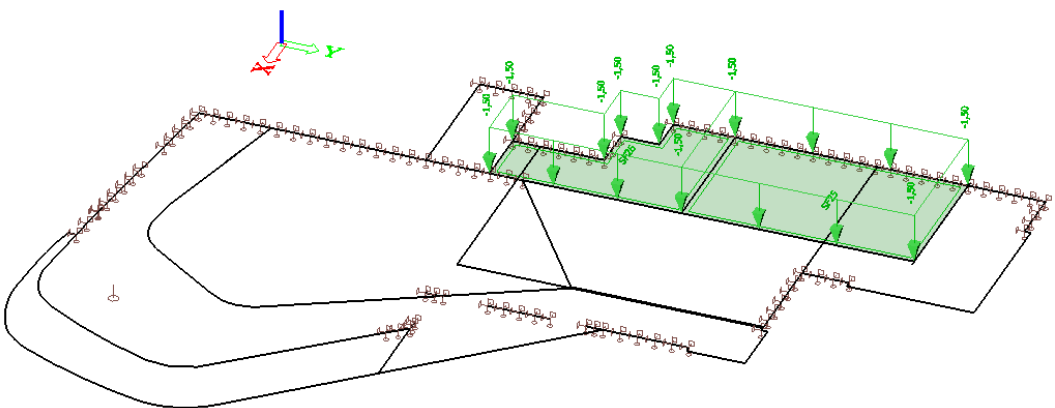
Obr. 122 - Užité zátížení balkón



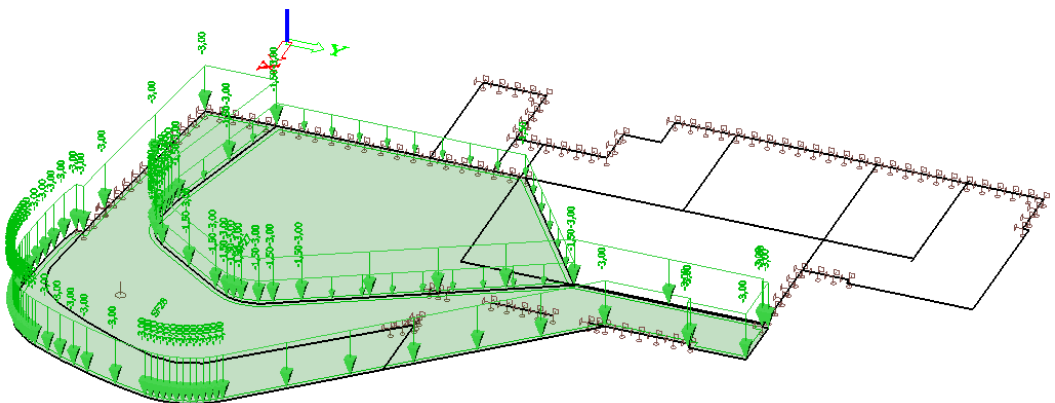
Obr. 123 - Užité zátížení plný byt



Obr. 124 - Užité zátížení pokoj + kuchyně

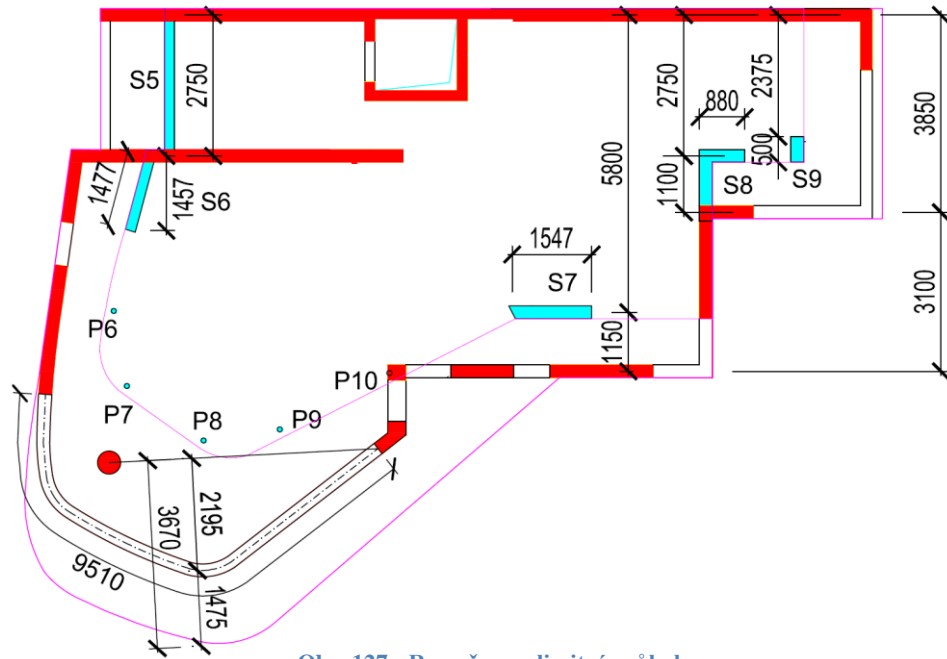
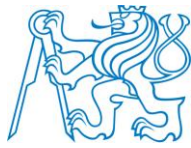


Obr. 125 - Užité zátížení chodba, koupelna, malý pokoj



Obr. 126 - Užité zátížení balkón + pokoj

Nyní se deska předběžně posoudí z hlediska MSP v závislosti na průhybu. Následně proběhne návrh výztuže desky. Omezující rozměr pro podmínku průhybu zde není zcela jasný. Buď lze uvažovat konzolu nebo nosník. Vzhledem k tomu, že pod ozubem balkonu je prosklená plocha se bude spíše uvažovat hodnota pro šířku spáry v nadpraží 10 mm s komprimační páskou.



Obr. 127 - Rozměr pro limitní průhyb

$$y_{lim,nos.1} = \frac{l}{250} = \frac{9510}{250} = 38,0 \text{ mm} \quad y_{lim,nos.2} = \frac{l}{500} = \frac{9510}{500} = 19,0 \text{ mm}$$

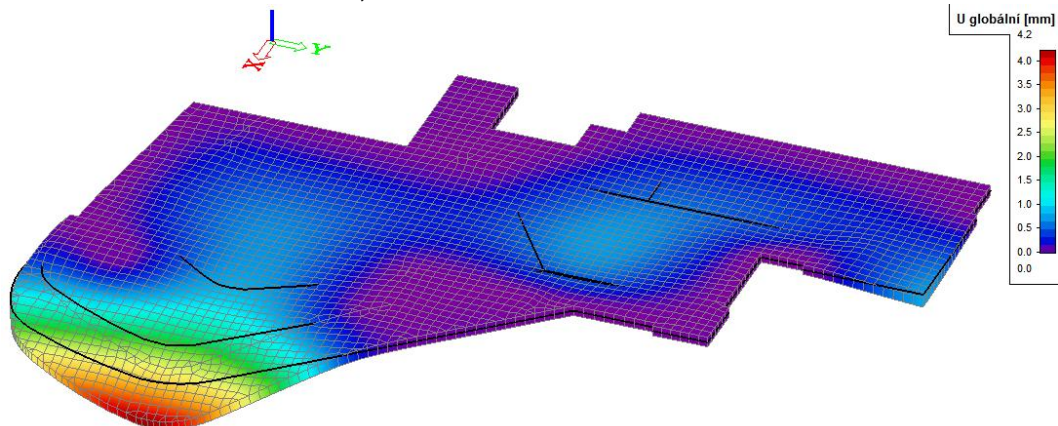
$$y_{lim,kon.1} = \frac{l}{125} = \frac{3670}{125} = 29,4 \text{ mm} \quad y_{lim,kon.2} = \frac{l}{250} = \frac{3670}{250} = 14,7 \text{ mm}$$

Tento předpoklad platí pro hodnoty s kvazistálým zatížením. V programu vyjde okamžitá hodnota bez úvahy dotvarování a smršťování (viz. Zatížení výpočtového modelu). Proto je nutné skutečné limitní hodnoty vydělit 6,6.

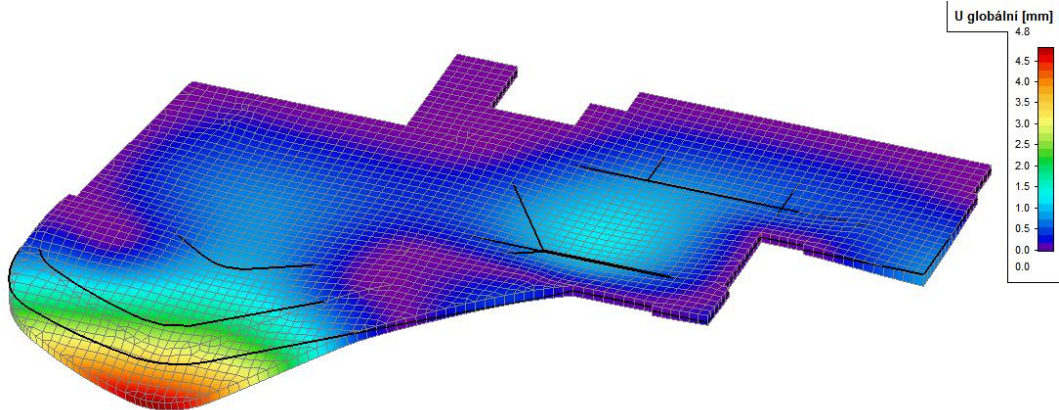
$$y_{lim,nos.1,MKP} = \frac{38,0}{6,6} = 5,76 \text{ mm} \quad y_{lim,nos.2,MKP} = \frac{19,0}{6,6} = 2,88 \text{ mm}$$

$$y_{lim,kon.1,MKP} = \frac{29,4}{6,6} = 4,45 \text{ mm} \quad y_{lim,kon.2,MKP} = \frac{14,7}{6,6} = 2,23 \text{ mm}$$

$$y_{lim,skleněná plocha,MKP} = \frac{10}{6,6} = 1,52 \text{ mm} \quad (\text{v místě ozubu})$$



Obr. 128 - Vetknutě podepřená deska s kvazistálým zatížením, ozubem

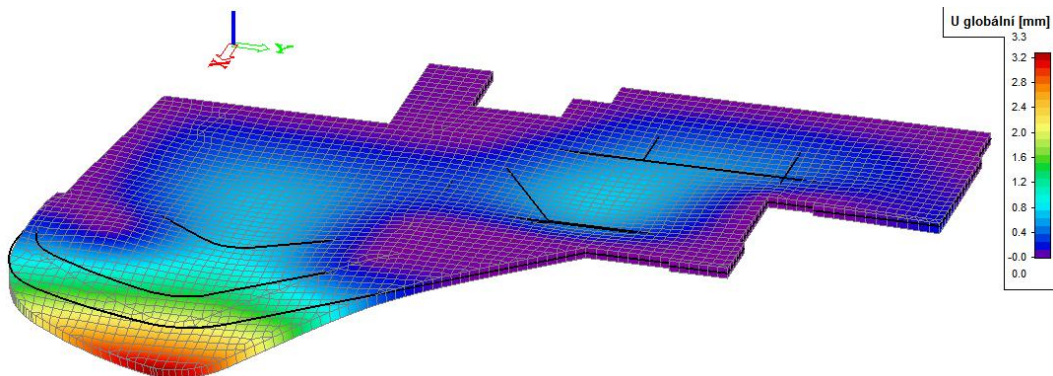


Obr. 129 - Deska kloubově podepřená s kvazistálým zatížením, ozubem

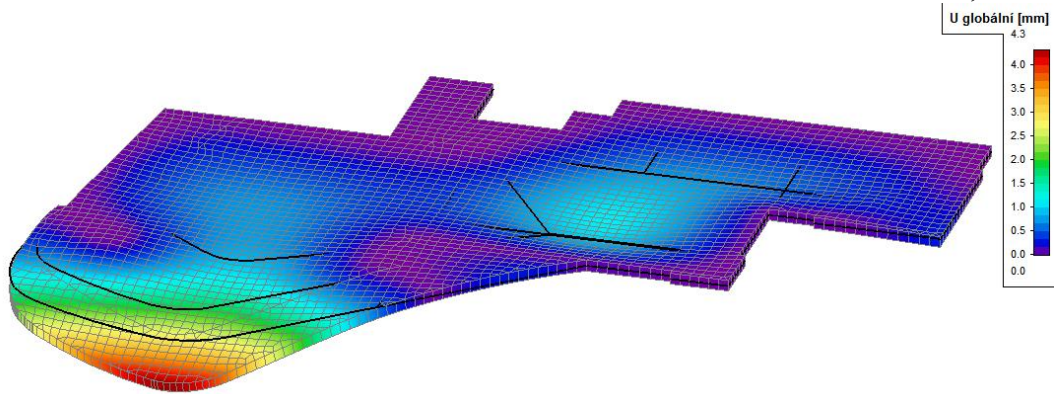
Průhyb desky vetknuté i kloubově podepřené vyjde menší než v 3D modelu. Je to dáno celkovým sednutím budovy pod deskou. Nadále je průhyb větší, než je dáno limitem. Proto byla navržena ztužující atika, která bude sloužit jako podpůrný průvlak. Současně byla upravena skladba střešní konstrukce (viz Tab. 63), aby se zatížení desky na terase snížilo.

POCHOZÍ STŘECHA (LEHKÁ)	tloušťka	ρ	gk	γ	gd
	mm	kN/m ³	kN/m ²	-	kN/m ²
Dlažba keramická	10	25	0,250	1,35	0,3375
Maltové lože	35	25	0,875	1,35	1,18125
Schlüter®-BEKOTEC-DRAIN	-	-	-	-	-
Schlüter®-TROBA-PLUS 8G	-	-	-	-	-
Hydroizolace - SIPLAST PARADINE 20 S	6	11	0,066	1,35	0,089
Isover Orsil S	220	0,175	0,039	1,35	0,052
Isover Orsil SD	0-35	0,15	0,005	1,35	0,007
Foalbit Al S4	4,2	9,76	0,041	1,35	0,055
ŽB nosná konstrukce	240	25	6,000	1,35	8,100
Omítka	8	18	0,144	1,35	0,194
Σ	566		7,420		10,017
Σ bez ŽB nosné konstrukce			1,420		1,917

Tab. 63 - Zatížení pochozí střechy - vylehčené

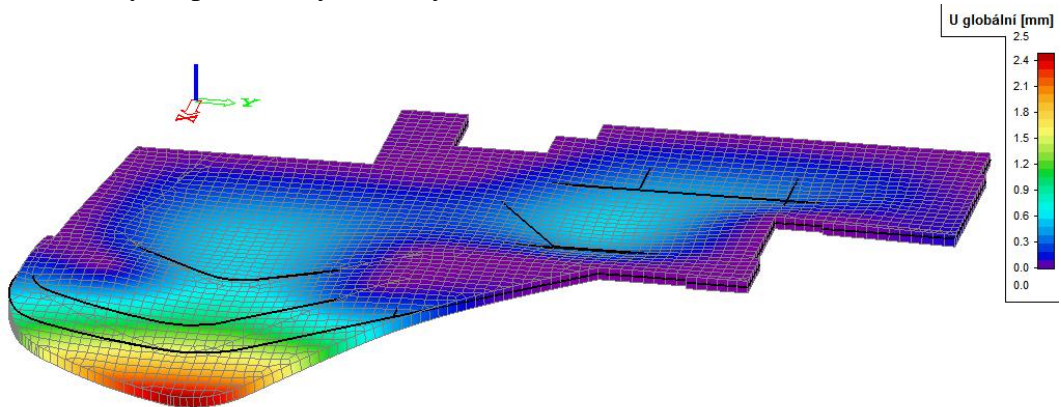


Obr. 130 - Vetknuté uložená deska s kvazistálým zatížením, ozubem a atikou

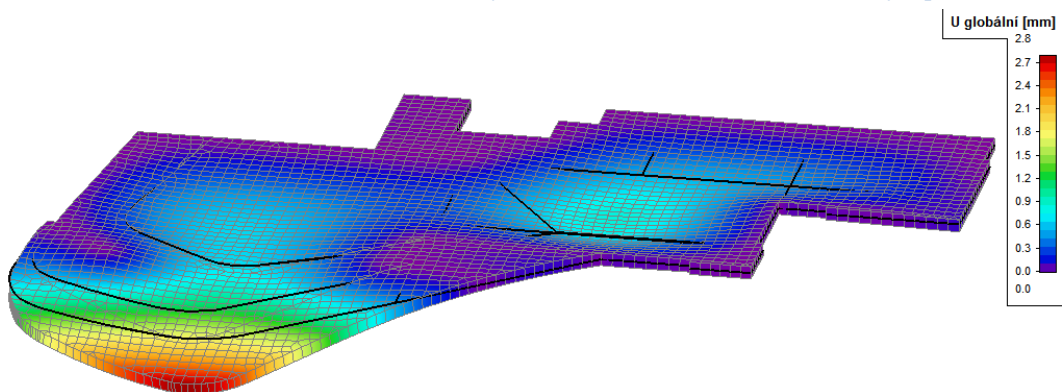


Obr. 131 - Deska kloubově podepřená s kvazistálým zatížením, ozubem a atikou

Průhyb se u obou variant snížil a vyhovuje limitním požadavkům konzoly(1) a nosníku (1). Zároveň je však ještě poměrně dost veliký a zdaleka nevyhovuje limitní hodnotě pod ozubem. Z toho důvodu byl do konstrukce přidán další ztužující prvek, průvlak v místě vchodu na terasu (pod okna a ocelové sloupky). Zároveň byla upravena výška atiky na 1000 mm.



Obr. 132 - Vetknuté uložená deska s kvazistálým zatížením, ozubem, atikou a vchodovým průvlakem

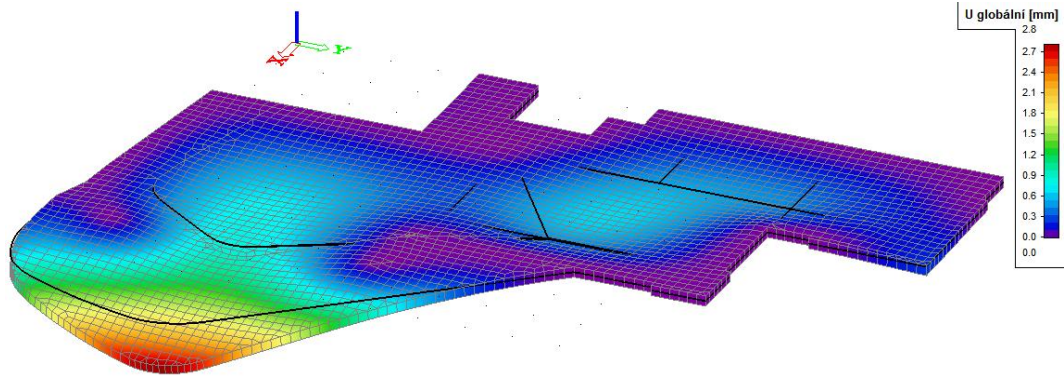


Obr. 133 - Deska kloubově podepřená s kvazistálým zatížením, ozubem, atikou a vchodovým průvlakem

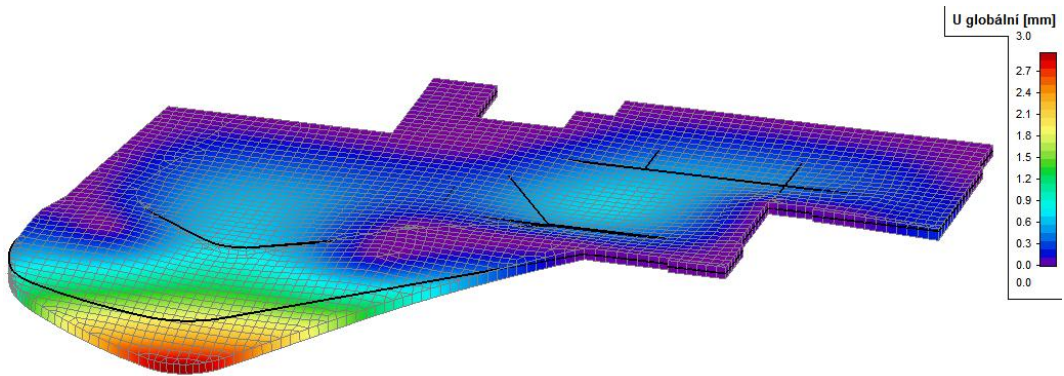
Průhyb splňuje limitní hodnoty pro nosník i konzolu. Při uvažování vlivu trhlin, dotvarování a smršťování se průhyb odhadem zvětší 6,6x (viz úvaha str.102). Hodnota pod ozubem terasy je o něco menší než celkový průhyb. Pro vetknuté sloupy je 1,6 mm a kloubově uložené sloupy 1,9 mm. V reálu tato hodnota při uvažovaném zvětšení odpovídá 10,56 - 12,54 mm.



Poslední varianta, která by byla zřejmě nejlepším řešením je s vysokou atikou a bez ozubu. Ozub uprostřed terasy je nepraktický a nebezpečný. Zároveň tvoří i rozdílnou výšku atiky. Z tohoto důvodu byla navržena výška atiky 1600 mm, která by rovněž při odečtení skladby konstrukce splňovala požadavek na minimální výšku zábradlí.



Obr. 135 - Průhyb vetknuté desky s atikou a vchodem

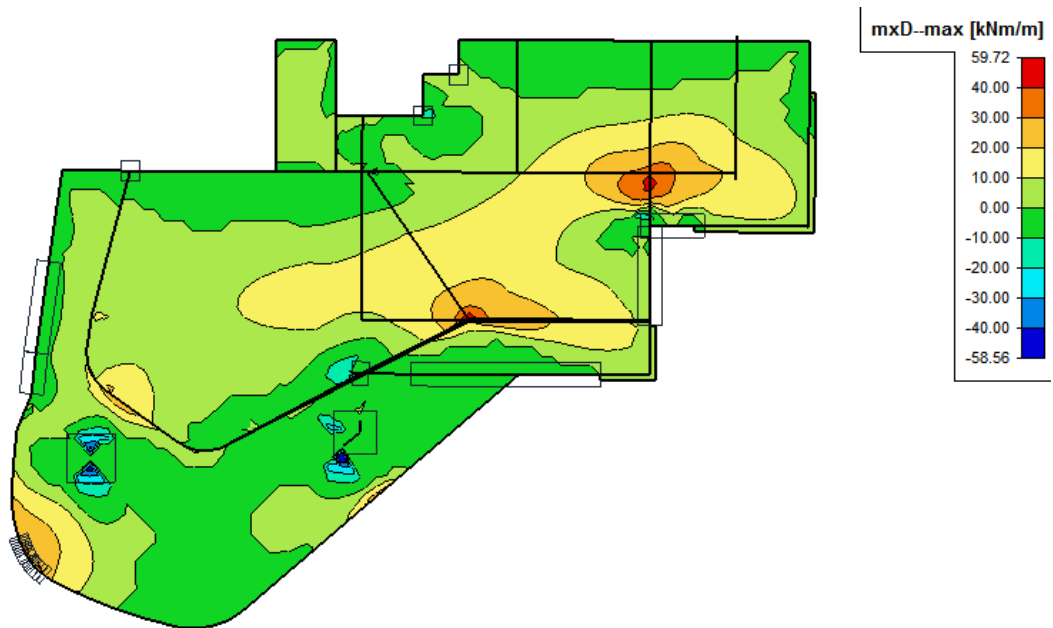


Obr. 134 - Průhyb kloubově podepřené desky s atikou a vchodem

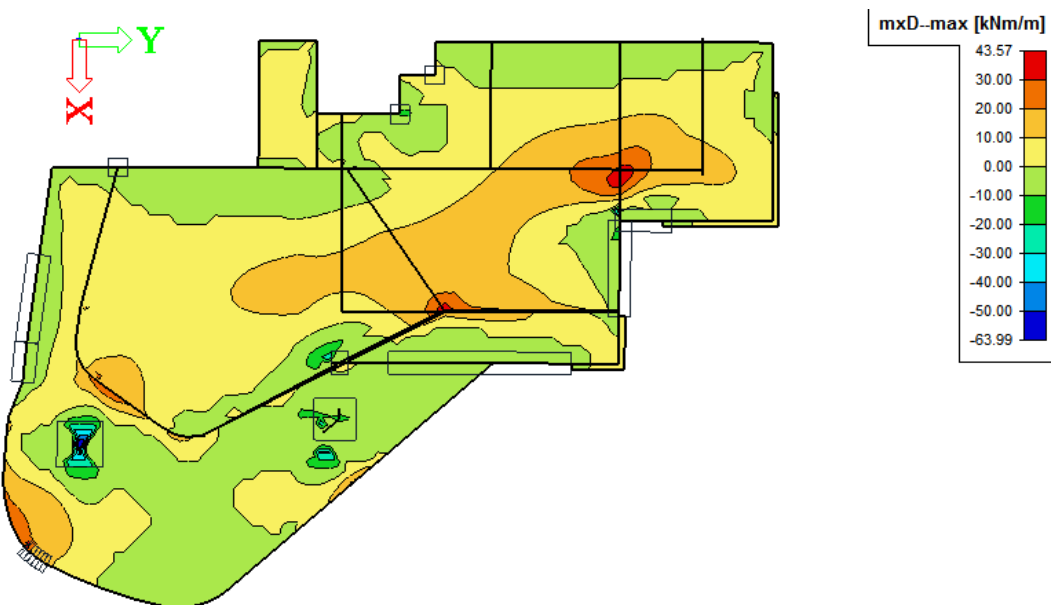
Maximální průhyb vetknuté ($y = 2,6 \text{ mm}$) i kloubově ($y = 3,0 \text{ mm}$) podepřené desky splňuje požadavky limitní hodnoty nosníku i konzoly (viz str. 106) $y_{lim, kon.1 MKP} = 4,45 \text{ mm}$. V místě výplně otvorů je průhyb dle programu 1,6 mm pro vetknutou desku a 2,0 mm pro kloubově podepřenou desku. Hodnoty vycházejí téměř stejně jako u desky s ozubem. Průhyb mírně nevyhovuje. Odhad průhybu bude upřesněn v podrobném výpočtu po návrhu výztuže desky.



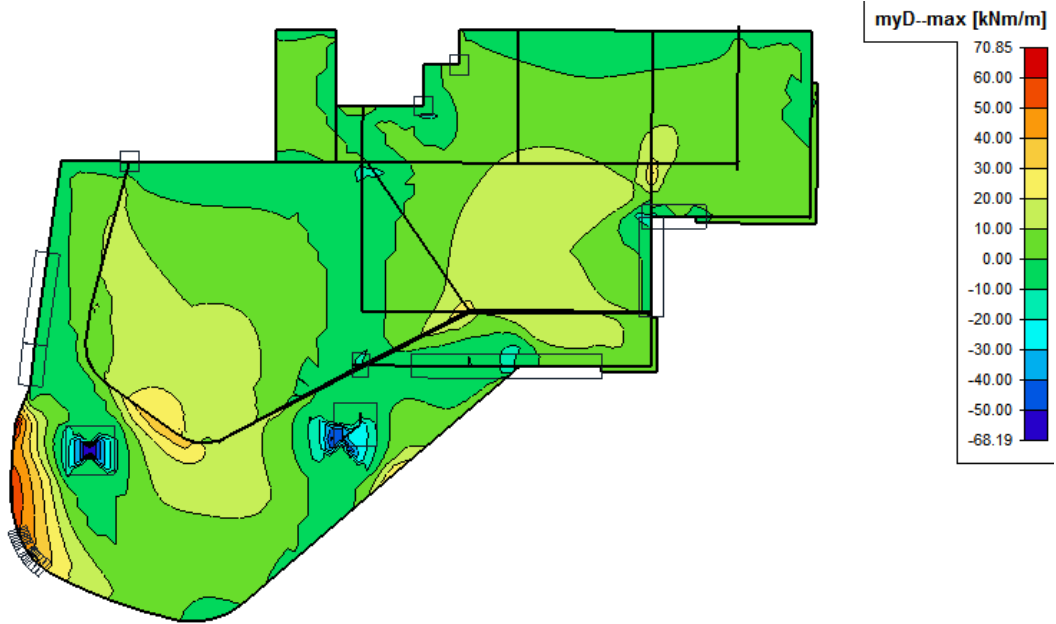
5.1 Návrhové momenty desky



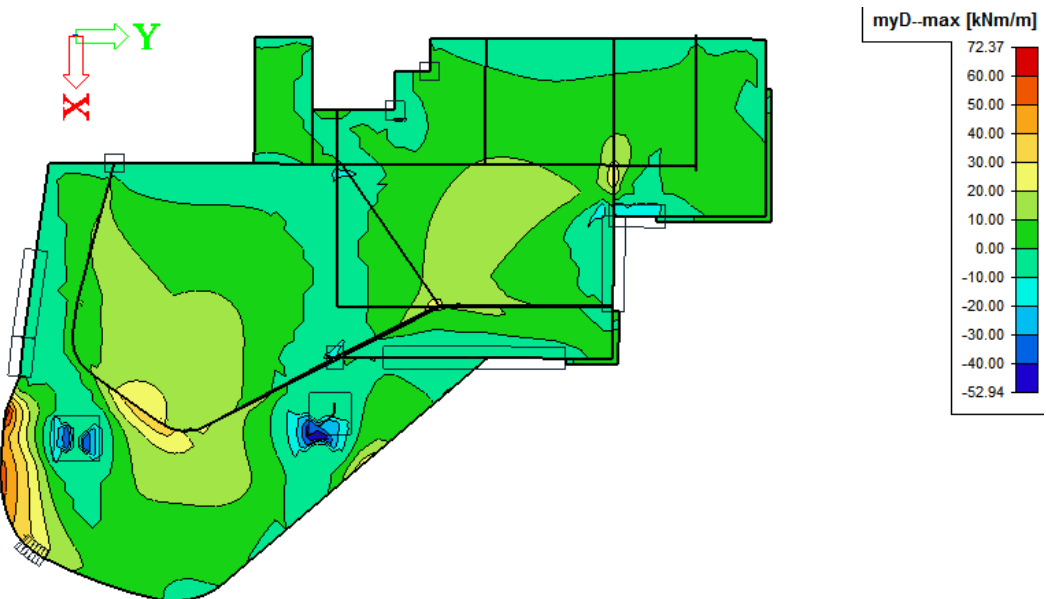
Obr. 136 - Návrhový moment v poli ve směru x s kloubovými podporami



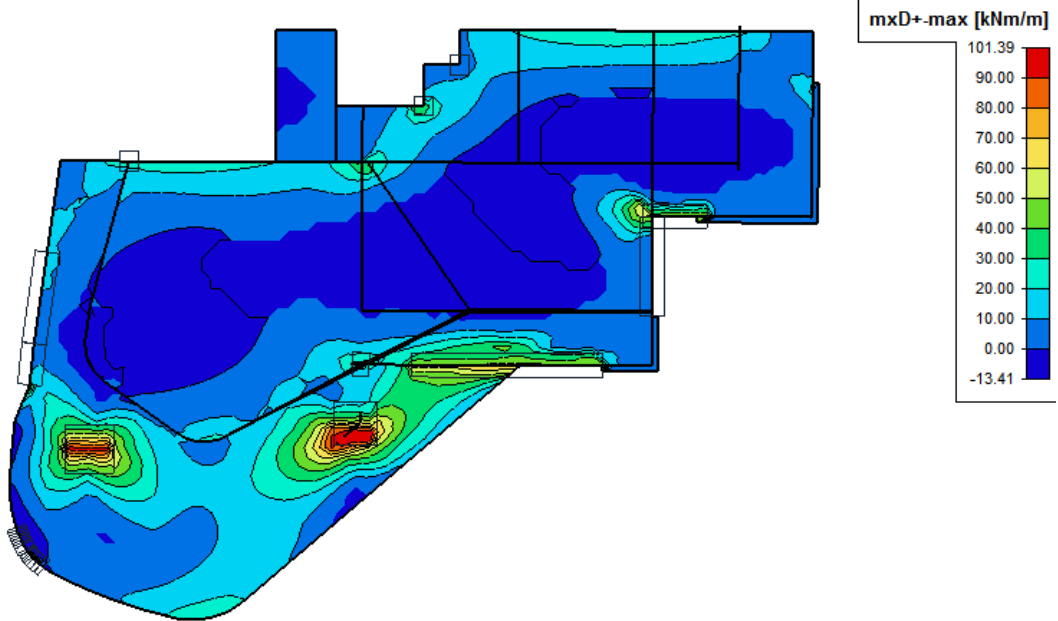
Obr. 137 - Návrhový moment v poli ve směru x s vetknutými podporami



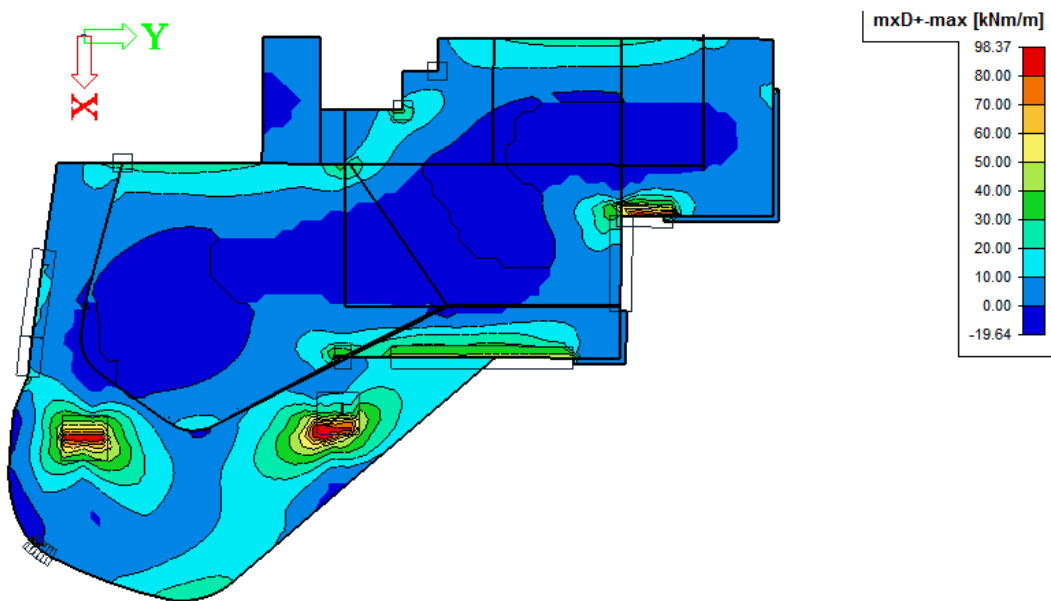
Obr. 138 - Návrhový moment v poli ve směru y s kloubovými podporami



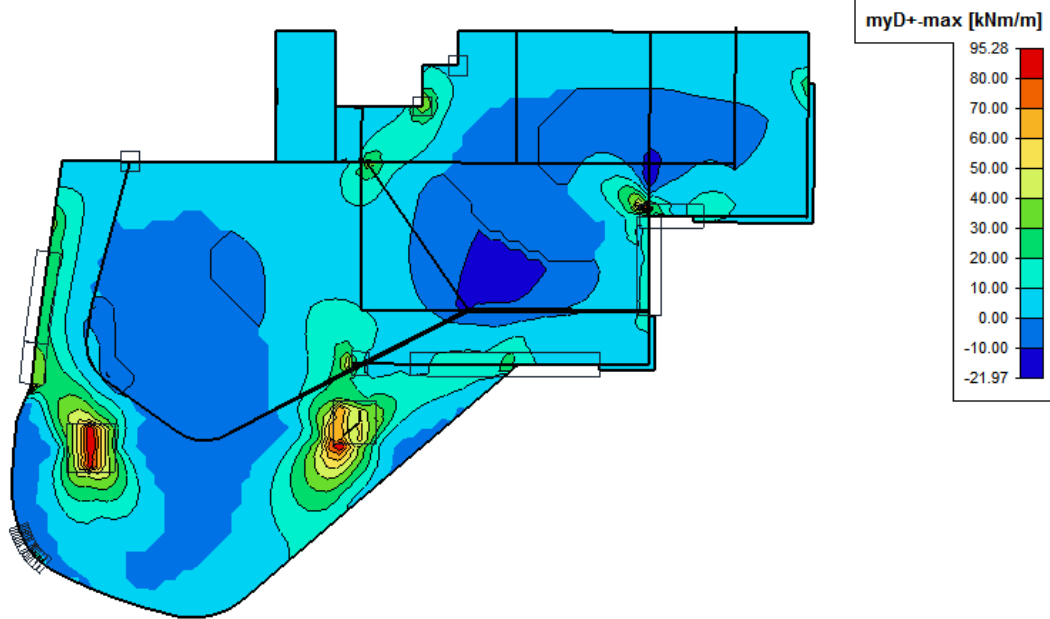
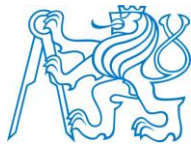
Obr. 139 - Návrhový moment v poli ve směru y s vetknutými podporami



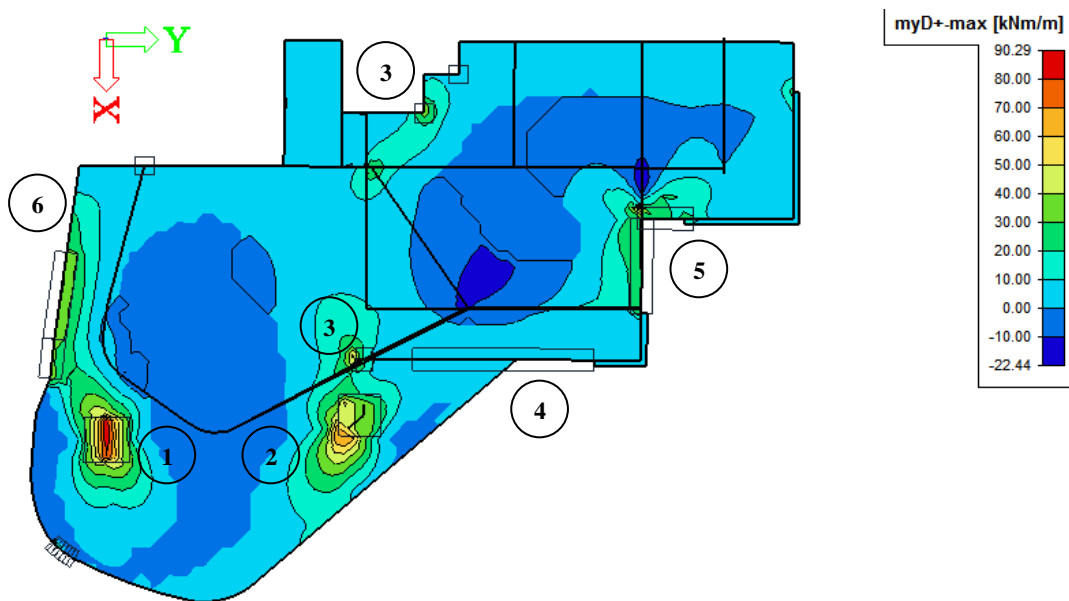
Obr. 141 - Návrhový moment nad podporou ve směru x s kloubovými podporami



Obr. 140 - Návrhový moment nad podporou ve směru x s vetknutými podporami



Obr. 142 - Návrhový moment nad podporou ve směru y s kloubovými podporami



Obr. 143 - Návrhový moment nad podporou ve směru y s vetknutými podporami

Návrhové momenty [kNm/m']	1	2	3	4	5	6
m_{xD-}					59,72	
m_{yD-}	72,37					
m_{xD+}	95,94	101,39	43,00	45,28	88,20	37,98
m_{yD+}	95,28	91,64	52,83	22,73	84,45	41,64

Tab. 64 - Návrhové momenty desky

Veškeré vnitřní síly jsou konzervativnější v 3D modelu s výjimkou sloupu P11 (bod 1). Z tohoto důvodu bude pro všechny výpočty sloupu uvažována horší varianta z 3D modelu: $m_{xD+} = 123,30 \text{ kNm}$; $m_{yD+} = 109,18 \text{ kNm}$; $R_z = 571,77 \text{ kN}$.



5.2 Mezní stav únosnosti desky

5.2.1 Ohybový moment

$$c = 30 \text{ mm}$$

$$d_y = h - c - \emptyset - \frac{\emptyset}{2} = 240 - 30 - 14 - 7 = 189 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 240 - 30 - 7 = 203 \text{ mm}$$

$$A_{S,min} = \max\left(0,26 * \frac{f_{ctm} * b * d}{f_{yk}}; 0,0013 * b * d\right)$$

$$A_{S,min} = \max\left(0,26 * \frac{2,9 * 1000 * 203}{500}; 0,0013 * 1000 * 203\right)$$

$$A_{S,min} = \max(306; 264) = 306 \text{ mm}^2$$

Jelikož je deska v počátečním stádiu namáhána tahem od objemových, bude minimální konstrukční výztuž navýšena pro omezení šířky trhlin v raném stádiu po betonáži prvku.

Maximální šířka trhliny:

$$w_k = 0,3 \text{ mm}$$

Efektivní pevnost betonu v tahu:

$$f_{ct,efft} = 0,5 * f_{ctm} = 0,5 * 2,9 = 1,45 \text{ MPa}$$

Součinitel vyjadřující účinek nerovnom. rozdělení vnitř. rovnovážných napětí:

$$k = 1,0 \rightarrow h < 300 \text{ mm}$$

Součinitel zohledňující rozdělení napětí bezprostředně před vznikem trhlin:

$$k_c = 1,0 \rightarrow \text{pro prostý tah}$$

Součinitel délky trvání:

$$k_t = 0,4 \rightarrow \text{dlouhodobé}$$

Součinitel zohledňující soudržnost výztuže:

$$k_1 = 0,8 \rightarrow \text{žebírková výztuž}$$

Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření:

$$k_2 = 1,0 \rightarrow \text{pro prostý tah}$$

Součinitel zohledňující krytí:

$$k_3 = 3,4 * \left(\frac{25}{c}\right)^{\frac{2}{3}} = 3,4 * \left(\frac{25}{30}\right)^{\frac{2}{3}} = 3,11 < 3,4$$

Součinitel k_4 :

$$k_4 = 0,425$$



Poměr α_e :

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{33000} = 6,061$$

Výška tažené části betonu ve stavu dokončeného rozvoje trhlin:

$$h_{c,eff} = \min\left(2,5 * (h - d); \frac{h - x}{3}; \frac{h}{2}\right)$$

Plocha betonu obklopující taženou výztuž:

$$A_{c,eff} = b * h_{c,eff}$$

Stupeň vyztužení tažené části betonu:

$$\rho_{c,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

Napětí ve výztuži při vzniku primární trhliny :

$$\sigma_s = k_c * k * f_{ct,eff} * \frac{A_{ct}}{A_s}$$

Maximální vzdálenost trhlin:

$$s_{r,max} = k_3 * c + k_1 * k_2 * k_4 * \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$$

Rozdíl přetvoření výztuže a betonu:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{c,eff}} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})}{E_s} > 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Maximální šířka trhlin:

$$w_k = s_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) < 0,0003 \text{ m}$$

Minimální plocha výztuže a případný profil s roztečí výztuže bude zvolen z převzatého programu [2] na následující straně. Aplikace byla vytvořena dle předchozích vztahů pro výpočet šířky trhlin. Jsou zde i odůvodněny koeficienty pro výpočet.



TAH		1	2	3	4	5
Prvek -výška	h=	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
šířka	b=	1	1	1	1	1
	h_cr	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
krytí	c=	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
průměr výztuže		0,010	0,012	0,014	0,016	0,018
Beton	fct,eff=	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
alfa e		6,06	6,06	6,06	6,06	6,06
k	k=	1	1	1	1	1
k_c	k_c	1	1	1	1	1
součinitel	k1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
	k2	1	1	1	1	1
	k3	3,011	3,011	3,011	3,011	3,011
	k4	0,425	0,425	0,425	0,425	0,425
	k_t	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
A_ct	A_ct=	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
účinná výška	d=	0,205	0,204	0,203	0,202	0,201
vzdálenosti		0,090	0,120	0,150	0,190	0,230
A_s	A_s=	0,000873	0,000942	0,001026	0,001058	0,001106
Poloha NO x(stav I)		0	0	0	0	0
h_c,ef	h_c,ef=	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
A_c,eff	A-c,eff=	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
stupeň vyztžení	ρ=	0,010908	0,011781	0,012828	0,013228	0,01383
Napětí ve výztuži		199,4	184,6	169,5	164,4	157,3
vzdálenost	s_r,max=	0,402015	0,436647	0,461385	0,501583	0,532848
rozdíl přetvoření		0,000714	0,000659	0,000604	0,000585	0,000559
omezení		0,000714	0,000659	0,000604	0,000585	0,000559
šířka		0,000287	0,000288	0,000279	0,000294	0,000298

Tab. 65 - Minimální plocha výztuže pro omezení šířky trhlin v raném stádiu po betonáži desky [5]

Množství výztuže potřebné pro omezení vzniku trhlin je pro původní předpokládaný průměr 14 mm maximální vzdálenost prutů 150 mm. Spodní výztuž byla ponechána dle výpočtu omezení šířky trhlin v raném stádiu ($a_s = 1026 \text{ mm}^2$). Jelikož deska vykazuje velký průhyb, bude již nyní před posudkem MSP navržena větší plocha horní výztuže ve vzdálenost výztuže 150 mm, průměr $\phi = 18 \text{ mm}$ ($a_s = 1697 \text{ mm}^2$). Minimální množství výztuže bylo navrženo pro horní i dolní vrstvu v obou směrech (x,y).

Moment únosnosti M_{Rd} pro minimální plochu dolní výztuže ve směru x:

Návrh: $\phi 14$ á 150 mm ($a_{s,prov} = 1026 \text{ mm}^2$)

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 240 - 30 - 7 = 203 \text{ mm}$$

$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{0,8 * b * \alpha * f_{cd}} = \frac{1026 * 435}{0,8 * 1000 * 20} = 27,9 \text{ mm}$$

$$z = d_x - 0,4 * x = 203 - 0,4 * 27,9 = 191,8 \text{ mm}$$



Podmínka pro dosažení meze kluzu v oceli

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{27,9}{203} = 0,137 \leq 0,45$$

$$M_{Rd,x} = A_S * z * f_{yd} = 1026 * 191,8 * 435 = 85,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$85,6 \geq 59,72 \text{ kNm} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$\rho_x = \frac{a_{s,x}}{b * d_x} = \frac{1026}{1000 * 203} = 0,005 \text{ 05}$$

Moment únosnosti M_{Rd} pro minimální plochu dolní výztuže ve směru y:

Návrh: $\phi 14$ á 150 mm ($a_{s,prov} = 1026 \text{ mm}^2$)

$$d_y = h - c - \emptyset - \frac{\emptyset}{2} = 240 - 30 - 14 - 7 = 189 \text{ mm}$$

$$x = \frac{A_S * f_{yd}}{0,8 * b * \alpha * f_{cd}} = \frac{1026 * 435}{0,8 * 1000 * 20} = 27,9 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4 * x = 189 - 0,4 * 27,9 = 177,8 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{27,9}{189} = 0,148 \leq 0,45$$

$$M_{Rd,y} = A_S * z * f_{yd} = 1026 * 177,8 * 435 = 79,35 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$79,35 \geq 72,37 \text{ kNm} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$\rho_y = \frac{a_{s,y}}{b * d_y} = \frac{1026}{1000 * 189} = 0,005 \text{ 43}$$

$$\rho_{l,dolní} = \sqrt{\rho_x * \rho_y} = \sqrt{0,005 \text{ 05} * 0,005 \text{ 43}} = 0,005 \text{ 24} < 0,02$$

Moment únosnosti M_{Rd} pro minimální plochu horní výztuže ve směru x:

Návrh: $\phi 18$ á 150 mm ($a_{s,prov} = 1697 \text{ mm}^2$)

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 240 - 30 - 9 = 201 \text{ mm}$$

$$x = \frac{A_S * f_{yd}}{0,8 * b * \alpha * f_{cd}} = \frac{1697 * 435}{0,8 * 1000 * 20} = 46,1 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4 * x = 201 - 0,4 * 46,1 = 182,6 \text{ mm}$$



$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{46,1}{201} = 0,229 \leq 0,45$$

$$M_{Rd,x} = A_S * z * f_{yd} = 1697 * 182,6 * 435 = 134,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$134,8 \geq 123,3 \text{ kNm} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$\rho_x = \frac{a_{s,x}}{b * d_x} = \frac{1697}{1000 * 201} = 0,00844$$

Moment únosnosti M_{Rd} pro minimální plochu horní výztuže ve směru y:

Návrh: $\phi 18$ á 150 mm ($a_{s,prov} = 1697 \text{ mm}^2$)

$$d_y = h - c - \emptyset - \frac{\emptyset}{2} = 240 - 30 - 18 - 9 = 183 \text{ mm}$$

$$x = \frac{A_S * f_{yd}}{0,8 * b * \alpha * f_{cd}} = \frac{1697 * 435}{0,8 * 1000 * 20} = 46,1 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4 * x = 183 - 0,4 * 46,1 = 164,6 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{46,1}{183} = 0,252 \leq 0,45$$

$$M_{Rd,y} = A_S * z * f_{yd} = 1697 * 164,6 * 435 = 121,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$121,5 \geq 109,18 \text{ kNm} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$\rho_y = \frac{a_{s,y}}{b * d_y} = \frac{1697}{1000 * 183} = 0,00927$$

$$\rho_{l,horní} = \sqrt{\rho_x * \rho_y} = \sqrt{0,00844 * 0,00927} = 0,00885 < 0,02$$

Maximální návrhové momenty (viz. Tab. 64 - Návrhové momenty desky):

$$m_{xD-} = 59,72 \text{ kNm} < 85,6 \text{ kNm}$$

$$m_{yD-} = 72,37 \text{ kNm} < 79,35 \text{ kNm}$$

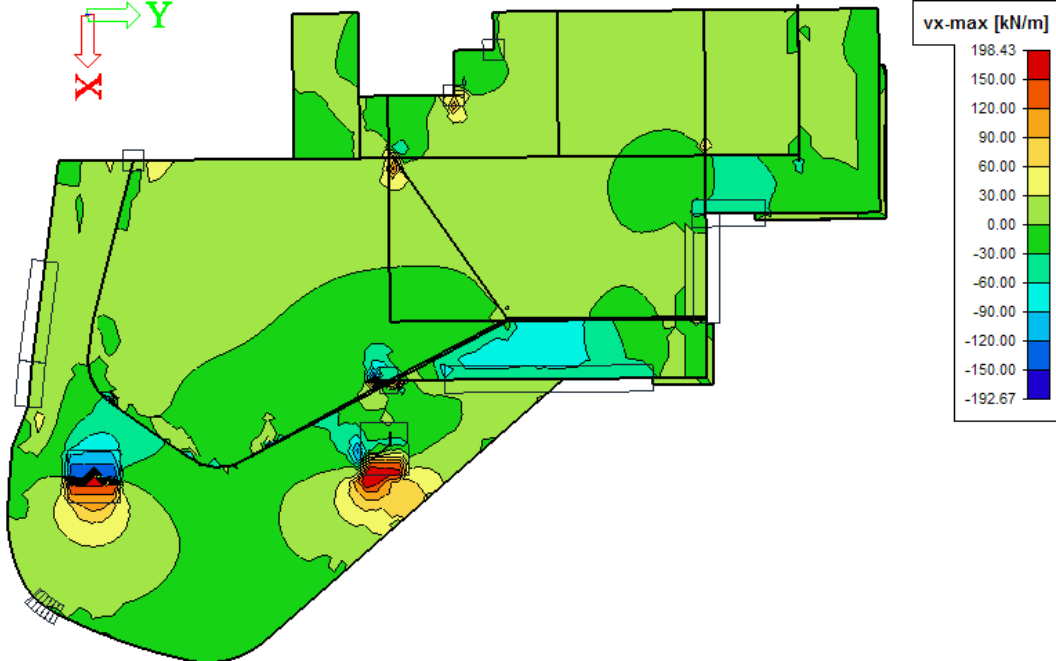
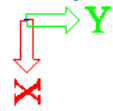
$$m_{xD+} = 123,30 \text{ kNm} < 134,8 \text{ kNm}$$

$$m_{yD+} = 109,18 \text{ kNm} < 121,5 \text{ kNm}$$

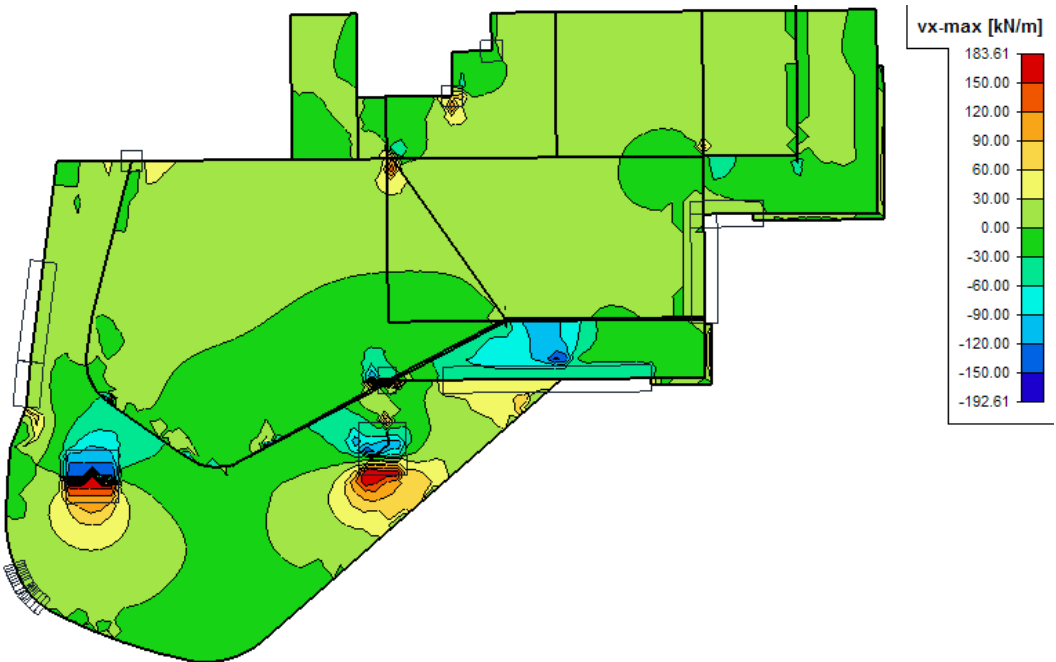
Veškeré návrhové momenty dle výpočtu z 2D (3D) modelu vyhovují. Je to dáno minimálním množstvím výztuže pro omezení vzniku raných trhlin a následným navýšením vzhledem k MSP. Není nutné navrhovat příložky nebo měnit profil výztuže.



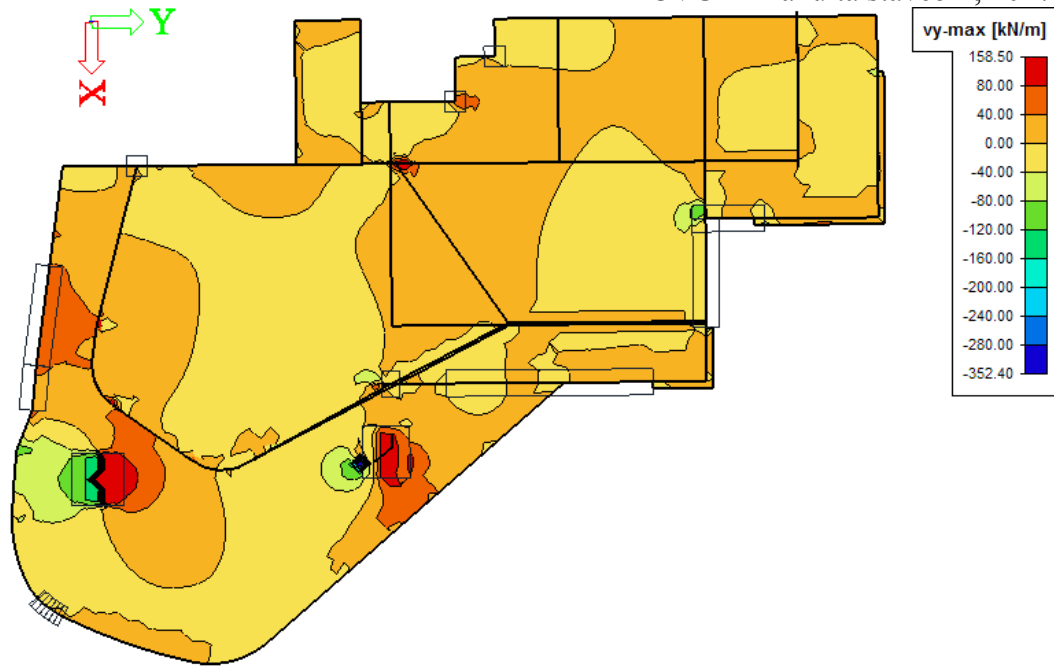
5.2.2 Smyková síla



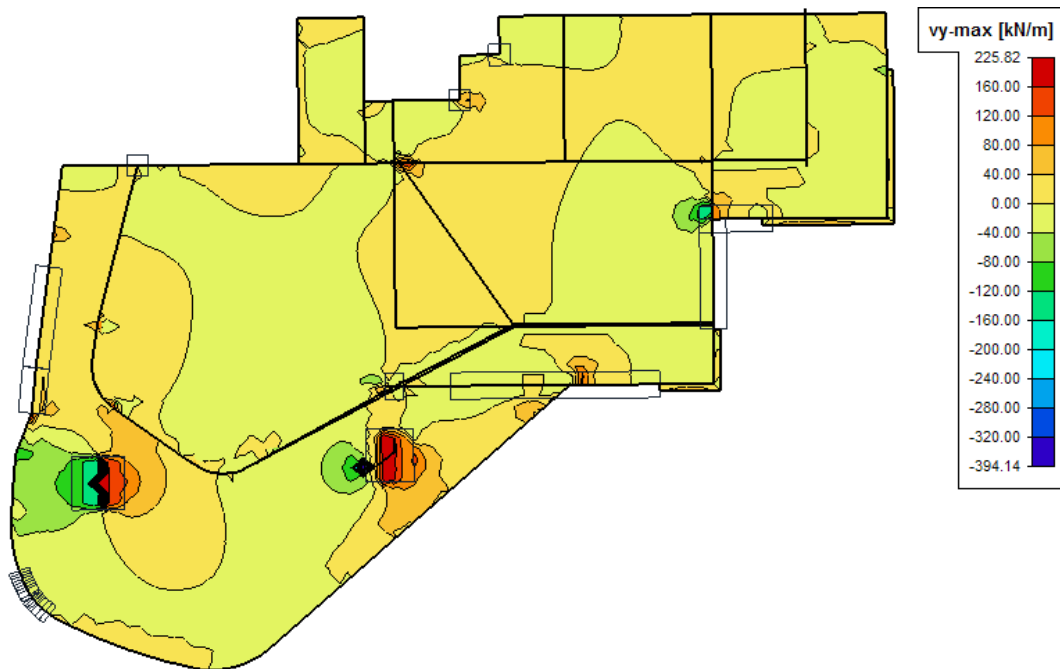
Obr. 145 - Posouvající síla ve směru x vetknutě uložené desky



Obr. 144 - Posouvající síla ve směru x kloubově podepřené desky



Obr. 147 - Posouvající síla ve směru y vetknutě uložené desky



Obr. 146 - Posouvající síla ve směru y kloubově podepřené desky

Z předcházejících obrázků je vidět, že se posouvající síla koncentruje nad sloupy nebo rohy stěn. V těchto oblastech bude proveden výpočet na protlačení. Posouzení smykové únosnosti desky bude vypočteno pro hodnoty 120 kN/m ve směru x a 80 kN/m ve směru y.



Únosnost tlačené diagonály ve směru x:

$$\cotg \theta = 1,5$$

$$z = 177,8 \text{ mm} - \text{viz str. 117}$$

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

$$V_{Rd,c} = v * f_{cd} * b * z * \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$$V_{Rd,max} = 0,528 * 20 * 1000 * 177,8 * \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 866,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed,max}$$

$$866,6 \gg 120,0 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Únosnost bez smykové výztuže ve směru x:

$$c = 30 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 240 - 30 - 9 = 201 \text{ mm}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{201}} = 2,00 < 2,0$$

$$\rho_l = 0,005 \text{ 24 (viz str. 117)}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} * b * d$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 * 2 * (100 * 0,005 \text{ 24} * 30)^{1/3} * 1000 * 201$$

$$V_{Rd,c} = 120,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed,max}$$

$$120,8 > 120,0 \text{ kN/m}' \rightarrow \text{vyhovuje, smyková výztuž není nutná}$$



Únosnost bez smykové výztuže ve směru y:

$$d_y = h - c - \emptyset - \frac{\emptyset}{2} = 240 - 30 - 18 - 9 = 183 \text{ mm}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{183}} = 2,05 < 2,0$$

$$\rho_l = 0,005 \text{ 24 (viz str. 117)}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} * b * d$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 * 2 * (100 * 0,005 \text{ 24} * 30)^{1/3} * 1000 * 183$$

$$V_{Rd,c} = 110,0 \text{ kN}$$

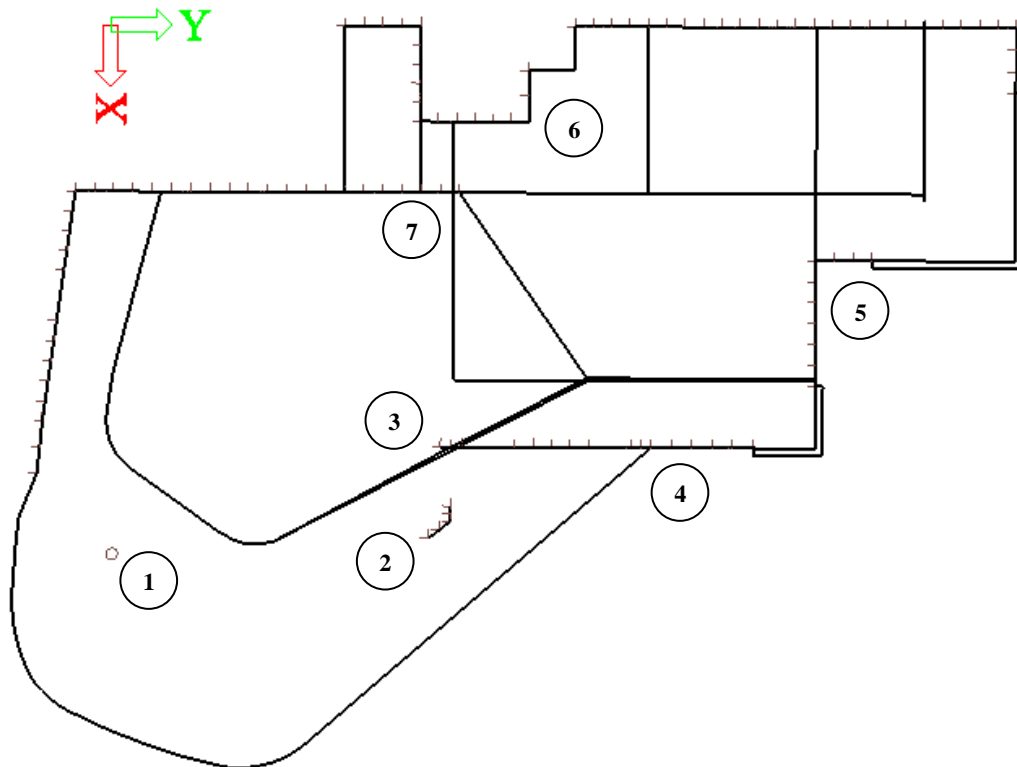
$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed,max}$$

$$110,0 > 80,0 \text{ kN/m}' \rightarrow \text{vyhovuje, smyková výztuž není nutná}$$

Ve směrech x, y není nutné vkládat smykovou výztuž s výjimkou lokálních extrémů (sloupy, rohy stěn), které budou posouzeny na protlačení v následující kapitole.



5.2.3 Protlačení



Obr. 148 - Posuzované oblasti na protlačení

- 1) Sloup P11

Zatížení od stropní desky (reakce R_z):

$$R_z = 571,77 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = 0,22 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y} = -26,9 \text{ kNm}$$

Geometrie sloupu: kruhový s průměrem $d_{sloup} = 450 \text{ mm}$

$$d_x = 183 \text{ mm} \quad d_y = 201 \text{ mm}$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{183 + 201}{2} = 192 \text{ mm}$$

Stupeň vyztužení

$$\rho_l = 0,00885$$

Součinitel β dle výpočtu pro vnitřní kruhový sloup:

$$\beta = 1 + 0,6\pi * \frac{e}{d_{sloup} + 4d} = 1 + 0,6 * 3,14 * \frac{26,9}{0,45 + 4 * 0,192}$$

$$\beta = 1,073 < 1,10$$

$\beta = 1,15$ – tabulková hodnota odpovídající vnitřnímu sloupu

K dalším výpočtům bude uvažován konzervativní koeficient $\beta = 1,15$.



Kontrolované obvody

$$u_0 = \pi * d_{sloup} = 3,14 * 0,450 = 1,413 \text{ m}$$

$$u_1 = \pi * (d_{sloup} + 4 * d) = 3,14 * (0,450 + 4 * 0,194) = 3,850 \text{ mm}$$

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

Ověření max. smykové únosnosti prvku v kontrolovaném obvodu u_0 :

$$v_{Ed,0} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_0 * d} = \frac{1,15 * 571,77 * 10^3}{1413 * 192} = 2,424 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 * v * f_{cd} = 0,4 * 0,528 * 20 = 4,224 \text{ MPa}$$

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

$$2,424 < 4,224 \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Ověření max. smykové únosnosti prvku v kontrolovaném obvodu u_1 :

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_1 * d} = \frac{1,15 * 571,77 * 10^3}{3875 * 192} = 0,884 \text{ MPa}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{192}} = 2,02 < 2,0$$

$$\sigma_{cp} = 0 \rightarrow \text{zanedbání normálové síly}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0,1\sigma_{cp}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 * 2,0 * (100 * 0,00885 * 30)^{1/3} = 0,716 \text{ MPa}$$

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

$$0,884 < 0,716 \rightarrow \text{nevyhovuje, nutná výztuž na protlačení}$$

Podmínka nevyhovuje, proto bude navržena výztuž na protlačení programem JORDAHL EXPERT Protlačení. Výpočet bude proveden pro hodnoty m_x , m_y a posouvající sílu R_z . Zároveň byla provedena kontrola ručním výpočtem. Součinitel β vyšel v aplikaci shodně s ručním výpočtem, ale rovněž byl upraven na hodnotu 1,15. Dle programu bylo projektováno 9 lišt skládajících se ze dvou částí (280 + 280 mm). Celkový počet trnů ve složené liště je 4, o průměru 12 mm a délce 175 mm.



Zpracoval: Luboš Musil
Pozice: projektant
Datum: 17. 12. 2017

JORDAHL® EXPERT Protlačení - Dimenzování

1. Vstupní data

Typ podpory	Kruhový vnitřní sloup			
Průměr	d_{st}	=	450	mm
Typ desky	Strop z monolitického betonu			
Tloušťka stropu	h	=	240	mm
Betonová krycí vrstva	c_o / c_u	=	30	mm / 30 mm
Účinná výška průřezu	d_x / d_y	=	192	mm / 192 mm
Maximální rozpon	l_x / l_y	=	5000	mm / 5000 mm
Třída betonu	C30/37			
Zatížení způsobující protlačení	V_{Ed}	=	571,77	kN
Součinitel přitížení	β	=	1,15	
Plošné vyztužení	A_{sx} / A_{sy}	=	1709	mm ² /m / 1709 mm ² /m
Procento vyztužení	ρ_x / ρ_y	=	0,89	% / 0,89 %
Třída oceli	B500B			

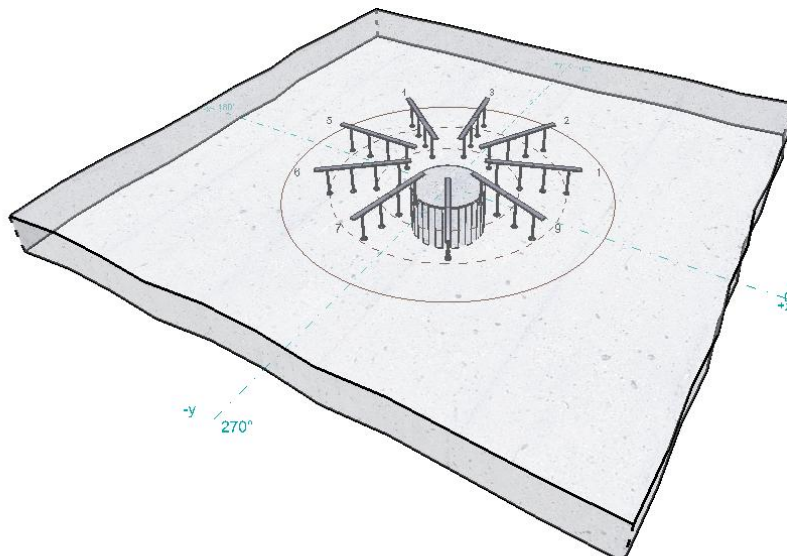
2. Ověření protlačení (ETA-13/0136)

$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	=	$0,89 \text{ N/mm}^2 / 0,72 \text{ N/mm}^2 = 1,25 > 1$	JDA nutná
$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	=	$0,89 \text{ N/mm}^2 / 1,41 \text{ N/mm}^2 = 0,64 \leq 1$	OK
$\beta \cdot V_{Ed}/V_{Rd,sy}$	=	$657,54 \text{ kN} / 885,11 \text{ kN} = 0,74 \leq 1$	OK
$V_{Ed}/V_{Rd,ca}$	=	$0,54 \text{ N/mm}^2 / 0,60 \text{ N/mm}^2 = 0,91 \leq 1$	OK

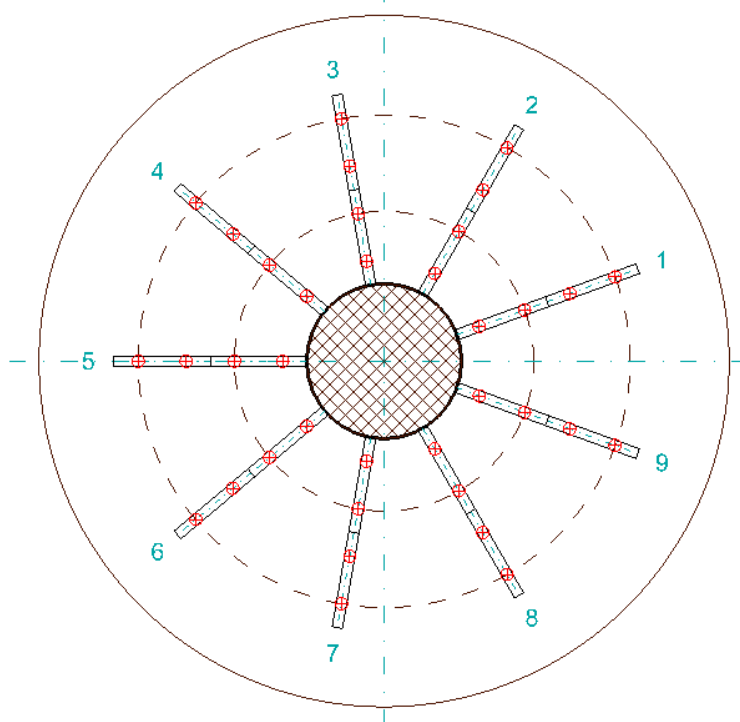
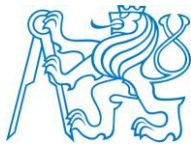
3. Prvky

18 x JDA-2/12/175-280 (70/140/70)

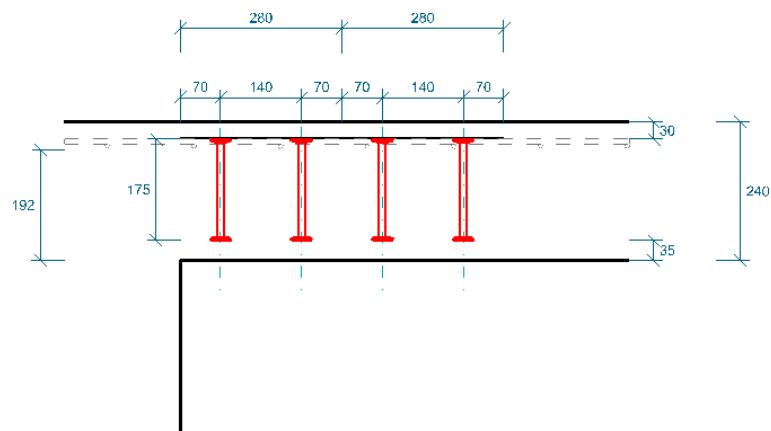
Geometrické požadavky vyplývající z platných předpisů byly splněny ve všech bodech



Obr. 149 - 3D zobrazení výztuže na protlačení, sloup P11



Obr. 150 - Půdorys výztuže protlačení nad sloupem P11



18 x JDA-2/12/175-280 (70/140/70)

Obr. 151 - Řez výztuží na protlačení nad sloupem P11



- 2) Sloup (část stěny) S12a

Zatížení od stropní desky (reakce):

- Vetknutá desky: $R_z = 316,69 \text{ kN}$
- Kloubově podepřená: $R_z = 355,12 \text{ kN}$

Geometrie sloupu: zalomená stěna

- délka střednice $l = 450 \text{ mm}$,

- kontrolované obvody:

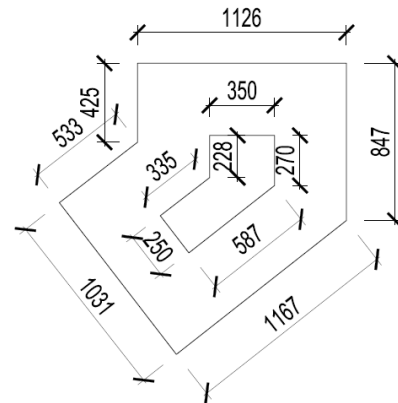
$$u_0 = 250 + 590 + 270 + 350 + 230 + 335 \\ = 2020 \text{ mm}$$

$$u_1 = 1031 + 1167 + 847 + 1126 + 425 \\ + 533 = 5129 \text{ mm}$$

$$u_0 < 12d$$

$$2020 < 12 * 194$$

$$2020 < 2328 \text{ mm}$$



Síla se nekonzcentruje na koncích stěny.

$$d = 192 \text{ mm}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} * \rho_{ly}} = 0,00885 \text{ (viz str. 123)}$$

Součinitel β bude uvažován pro tento složitý průřez jako konzervativní hodnota dle tabulek $\beta = 1,5$ odpovídající rohovému sloupu.

Ověření max. smykové únosnosti prvku v kontrolovaném obvodu u_0 :

$$v_{Ed,0} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_0 * d} = \frac{1,5 * 355,12 * 10^3}{2020 * 192} = 1,373 \text{ MPa}$$

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

$$v_{Rd,max} = 0,4 * v * f_{cd} = 0,4 * 0,528 * 20 = 4,224 \text{ MPa}$$

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

$$1,373 < 4,224 \rightarrow \text{vyhovuje}$$



Ověření max. smykové únosnosti prvku v kontrolovaném obvodu u_1 :

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta * V_{Ed}}{u_1 * d} = \frac{1,5 * 355,12 * 10^3}{5129 * 192} = 0,541 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k = 2,02 < 2,0$$

$$\sigma_{cp} = 0 \rightarrow \text{zanedbání normálové síly}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0,1\sigma_{cp}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 * 2,0 * (100 * 0,00885 * 30)^{1/3} = 0,716 \text{ MPa}$$

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

$$0,541 < 0,716 \rightarrow \text{vyhovuje, není nutná výztuž na protlačení}$$

Jelikož se jedná o citlivé místo, bude navržena konstrukční výztuž 3 x 3 ohyby v každém směru a výztuž zabraňující progresivnímu kolapsu 3 x 3 pruty ve vzdálenosti $s_{sl,max}$:

$$\frac{V_{Ed}}{f_{yd}} * \frac{1}{12} = \frac{571\,770}{435} * \frac{1}{12} = 109,5 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,1} > 109,5 \text{ mm}^2 \rightarrow a_{s,\emptyset 12} = 6^2 * 3,14 = 113 \text{ mm}^2$$

Návrh: 3 x 3 \emptyset 14 mm

$$s_{sl,max} = 2h = 2 * 240 = 480 < 300 \text{ mm}$$

$$s_{sl,max} = 300 \text{ mm}$$

Vzhledem k průměru výztuži v ŽB desce byly navrženy profily \emptyset 14 mm ($a_{s,\emptyset 14} = 154 \text{ mm}^2$). Konstrukční výztuž byla navržena se stejnými profily jako proti progresivnímu kolapsu (viz předcházející výpočet).



• 3) Sloup S12b

Zatížení od stropní desky (reakce R_z):

- Vetknutá desky: $R_z = 294,99 \text{ kN}$
 $M_{Ed,x} = 82,30 \text{ kNm}$
 $M_{Ed,y} = 17,32 \text{ kNm}$
- Kloubově podepřená: $R_z = 296,61 \text{ kN}$
 $M_{Ed,x} = 74,66 \text{ kNm}$

Geometrie sloupu: obdélníkový sloup 300 x 350 mm

$$d = 192 \text{ mm (viz str. 123)}$$

$$\rho_l = 0,00885$$

Posudek proběhl v programu JORDAHL EXPERT Protlačení, zde je uveden pouze část protokolu. Celý návrh bude uložen v přílohách.

2.2 Koeficient přetížení (plně plastické rozdělení smykového napětí)

$$\begin{aligned}\beta &= \max[1 + \sqrt{(k_x \cdot M_{Ed,y} / V_{Ed} \cdot u_1 / W_{1,x})^2 + (k_y \cdot M_{Ed,x} / V_{Ed} \cdot u_1 / W_{1,y})^2}; 1,10] \\ &= \max[1 + \sqrt{(0,56 \cdot 17,32 \text{ kNm} / 294,99 \text{ kN} \cdot 3713 \text{ mm} / 1,37 \text{ m}^2)^2 +} \\ &\quad + (0,62 \cdot 82,30 \text{ kNm} / 294,99 \text{ kN} \cdot 3713 \text{ mm} / 1,41 \text{ m}^2)^2}; 1,10] \\ &= 1,46\end{aligned}$$

2.3 Kritický řez

$$\begin{aligned}V_{Ed} &= \beta \cdot V_{Ed} / (u_1 \cdot d) \\ &= 1,46 \cdot 294,99 \text{ kN} / (3713 \text{ mm} \cdot 192 \text{ mm}) \\ &= 0,61 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{Rd,c} &= \max[C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{2/3}; v_{min}] \\ &= \max[0,120 \cdot 2,00 \cdot (100 \cdot 0,0089 \cdot 30,00 \text{ N/mm}^2)^{2/3}; 0,54 \text{ N/mm}^2] \\ &= 0,72 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{Ed} / V_{Rd,c} &= 0,61 \text{ N/mm}^2 / 0,72 \text{ N/mm}^2 \\ &= 0,84 \leq 1\end{aligned}$$

Výztuž proti protlačení není nutná.

V místě podpory bude opět navržena konstrukční výztuž 2 x 2 profily a výztuž proti progresivnímu kolapsu 2 x 2 ohyby v každém směru:

$$\frac{V_{Ed}}{f_{yd}} * \frac{1}{8} = \frac{296610}{435} * \frac{1}{8} = 85,2 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,1} > 85,2 \text{ mm}^2 \rightarrow a_{s,\phi 14} = 6^2 * 3,14 = 154 \text{ mm}^2$$

Návrh: 2 x 2 ϕ 14 mm; $s_{sl,max} = 300 \text{ mm}$ (viz str. 128)



- 4) Konec stěny S14

Zatížení od stropní desky (reakce R_z):

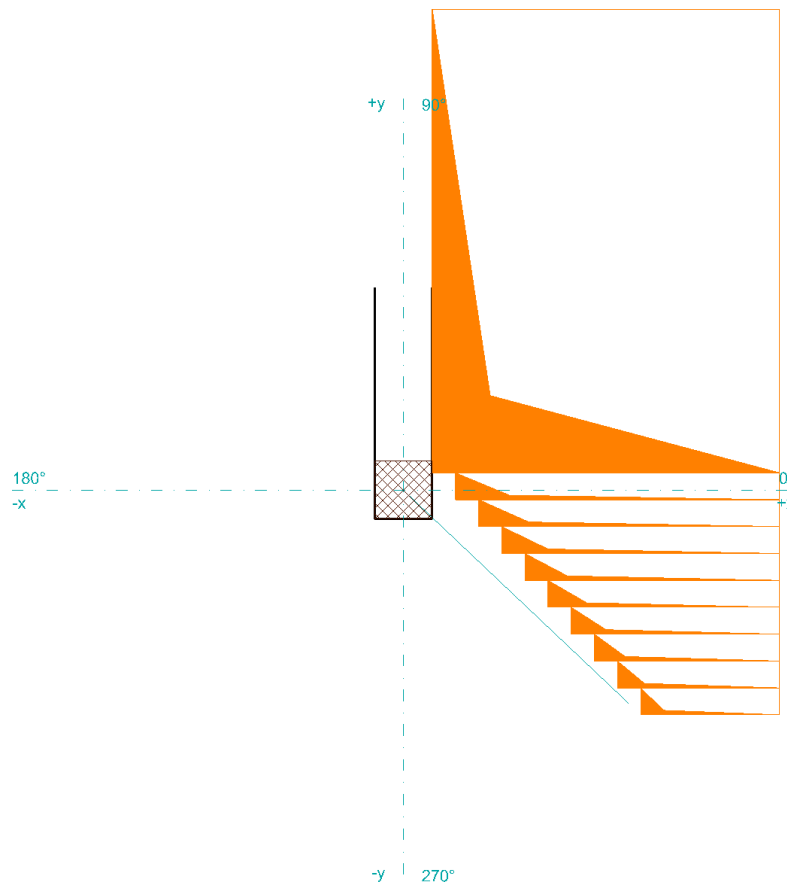
- Vetknutá desky: $R_z = 109,44 \text{ kN}$
- Kloubově podepřená: $R_z = 117,56 \text{ kN}$

Geometrie stěny: délka 2020 mm, šířka 250 mm

$$d = 192 \text{ mm (viz str. 123)}$$

$$\rho_l = 0,00885$$

Posudek proběhl v programu JORDAHL EXPERT Protlačení. Konec desky (terasy) je v aplikaci vmodelován zjednodušeně pomocí několika po sobě jdoucích otvorů viz následující Obr. 152.



Obr. 152 - Půdorys modelu S14, výpočet protlačení



Zpracoval: Luboš Musil
Stavební projekt: Diplomová práce
Stavební dílec: stěna S14
Datum: 17. 12. 2017



JORDAHL® EXPERT Protlačení - Dimenzování

1. Vstupní data

Typ podpory	Konec stěny				
Tloušťka stěny	b	=	250	mm	
Směrodatná délka	c	=	250	mm	
Typ desky	Strop z monolitického betonu				
Tloušťka stropu	h	=	240	mm	
Betonová krycí vrstva	c_o / c_u	=	30	mm	/ 30 mm
Účinná výška průřezu	d_x / d_y	=	192	mm	/ 192 mm
Maximální rozpon	l_x / l_y	=	5000	mm	/ 5000 mm
Třída betonu	C30/37				
Relativní vybrání	Δu_{crit}	=	0	mm	
	Δu_a	=	0	mm	
Zatížení způsobující protlačení	V_{Ed}	=	117,56	kN	
Součinitel přitížení	β	=	1,35		
Plošné vyztužení	A_{sx} / A_{sy}	=	1709	mm ² /m	/ 1709 mm ² /m
Procento vyztužení	ρ_x / ρ_y	=	0,89	%	/ 0,89 %
Třída oceli	B500B				

2. Ověření protlačení (ETA-13/0136)

$$v_{Ed} / v_{Rd,c} = 0,58 \text{ N/mm}^2 / 0,72 \text{ N/mm}^2 = 0,81 \leq 1$$

JDA není nutná

Výztuž proti protlačení není nutná.

Celý protokol včetně výpočtů bude přidán do příloh. V místě nad koncem stěny není nutné vyztužení na protlačení. Jelikož je v blízkosti stěny průvlak (atika), který částečně nese desku a jedná se o delší stěnu, nebude v tomto místě navržena žádná další vyztuž proti progresivnímu kolapsu.



- 5) Roh stěny S15

Zatížení od stropní desky (reakce R_z):

- Vetknutá desky: $R_z = 76,29 \text{ kN}$
- Kloubově podepřená: $R_z = 151,51 \text{ kN}$

Geometrie: roh stěny tloušťky 250 mm

$$d = 192 \text{ mm (viz str. 123)}$$

$$\rho_l = 0,00885$$

$$\beta = 1,2 - \text{hodnota dle tabulek odpovídající rohu stěn}$$

Posudek proběhl v programu JORDAHL EXPERT Protlačení, zde je uveden pouze část protokolu. Celý návrh bude uložen v přílohách.

2. Ověření protlačení (ETA-13/0136)

$$V_{Ed}/V_{Rd,c} = 0,80 \text{ N/mm}^2 / 0,72 \text{ N/mm}^2 = 1,12 > 1$$

$$V_{Ed}/V_{Rd,max} = 0,80 \text{ N/mm}^2 / 1,41 \text{ N/mm}^2 = 0,57 \leq 1$$

$$\beta \cdot V_{Ed}/V_{Rd,sy} = 181,81 \text{ kN} / 204,89 \text{ kN} = 0,89 \leq 1$$

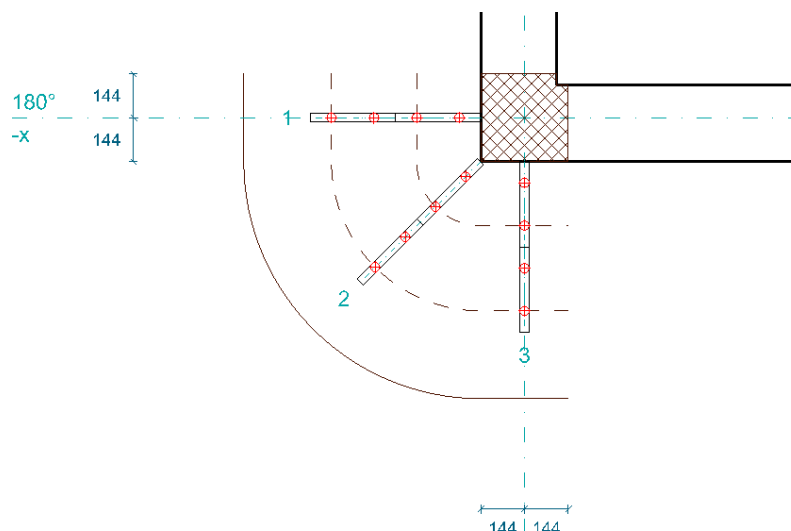
$$V_{Ed}/V_{Rd,ca} = 0,53 \text{ N/mm}^2 / 0,60 \text{ N/mm}^2 = 0,88 \leq 1$$

3. Prvky

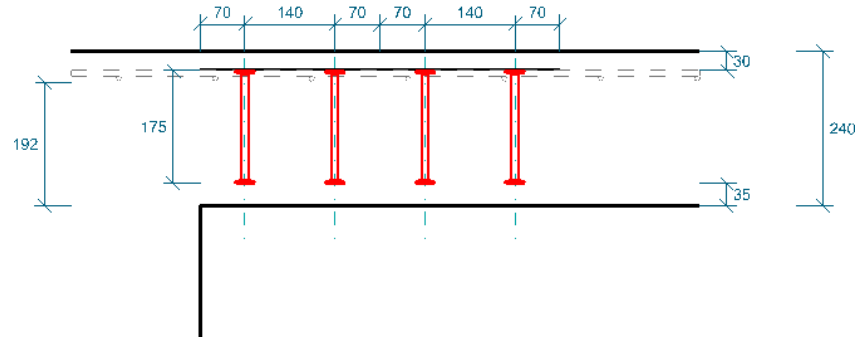
6 x JDA-2/10/175-280 (70/140/70)

Geometrické požadavky vyplývající z platných předpisů byly splněny ve všech bodech.

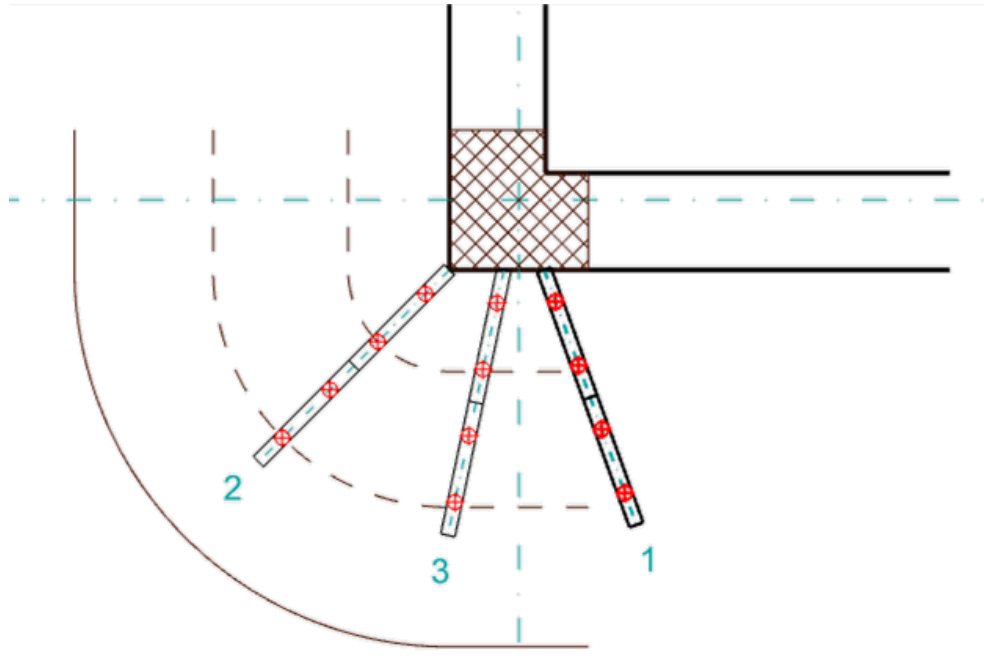
Roh je nutné vyztužit na protlačení. Navrhnutá výztuž bude tvořena ze 3 smykových lišt skládajících se z 6 kusů po 2 trnech. Průměr trnu 10 mm, výška trnu 175 mm, osová vzdálenost 140 mm. Jelikož je v místě lišty 1 (viz následující obr. 146) průvlak, bude ručně upravena geometrie uspořádání. Trny přenesou napětí v desce (viz obr.138) a průvlak bude později navržen na smykovou sílu působící především od stěny nad průvlakem.



Obr. 153 - Půdorys výztuže na protlačení dle programu, roh stěny S15



Obr. 155 - Řez výztuže na protlačení roh stěny S15



Obr. 154 - Ručně upravený půdorys výztuže na protlačení, roh stěny S15



- 6) Roh výtahové šachty - stěn S18, S19

Zatížení od stropní desky (reakce R_z):

- Vetknutá desky: $R_z = 58,66 \text{ kN}$
- Kloubově podepřená: $R_z = 66,08 \text{ kN}$

Geometrie: roh stěny tloušťky 200 mm

$$d = 192 \text{ mm}$$

$$\rho_l = 0,00885 \text{ (viz str. 123)}$$

$$\beta = 1,2 - \text{hodnota dle tabulek odpovídající rohu stěny}$$

Posudek proběhl v programu JORDAHL EXPERT Protlačení, zde je uveden pouze část protokolu. Celý návrh bude uložen v přílohách.

2. Ověření protlačení (ETA-13/0136)

2.1 Minimální odpor

$$\begin{aligned} v_{\min} &= 1/\gamma_c \cdot \sqrt{(\kappa^3 \cdot f_{ck})} \cdot 0,0525 \\ &= 1/1,50 \cdot \sqrt{(2,00^3 \cdot 30,00 \text{ N/mm}^2)} \cdot 0,0525 \\ &= 0,54 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

2.2 Kritický řez

$$\begin{aligned} v_{Ed} &= \beta \cdot V_{Ed} / (u_1 \cdot d) \\ &= 1,20 \cdot 66,08 \text{ kN} / (1179 \text{ mm} \cdot 192 \text{ mm}) \\ &= 0,35 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_{Rd,c} &= \max[C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{3/4}; v_{\min}] \\ &= \max[0,120 \cdot 2,00 \cdot (100 \cdot 0,0089 \cdot 30,00 \text{ N/mm}^2)^{3/4}; 0,54 \text{ N/mm}^2] \\ &= 0,72 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_{Ed}/v_{Rd,c} &= 0,35 \text{ N/mm}^2 / 0,72 \text{ N/mm}^2 \\ &= 0,49 \leq 1 \end{aligned}$$

Celý protokol včetně výpočtů bude přidán do příloh. Roh není třeba vyztužit na protlačení. Není zde navržena ani výztuž proti progresivnímu kolapsu.



- 7) Konec stěny S20

Zatížení od stropní desky (reakce R_z):

- Vetknutá desky: $R_z = 65,83 \text{ kN}$
- Kloubově podepřená: $R_z = 75,86 \text{ kN}$

Geometrie: konec stěny tloušťky 200 mm

$$d = 192 \text{ mm (viz str. 123)}$$

$$\rho_l = 0,00885$$

$$\beta = 1,35 - \text{hodnota dle tabulek odpovídající konci stěny}$$

Posudek proběhl v programu JORDAHL EXPERT Protlačení, zde je uveden pouze část protokolu. Celý návrh bude uložen v přílohách.

2. Ověření protlačení (ETA-13/0136)

2.1 Minimální odpor

$$\begin{aligned} v_{\min} &= 1/\gamma_c \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}} \cdot 0,0525 \\ &= 1/1,50 \cdot \sqrt{2,00^3 \cdot 30,00 \text{ N/mm}^2} \cdot 0,0525 \\ &= 0,54 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

2.2 Kritický řez

$$\begin{aligned} v_{\text{Ed}} &= \beta \cdot V_{\text{Ed}} / (u_1 \cdot d) \\ &= 1,35 \cdot 75,86 \text{ kN} / (1806 \text{ mm} \cdot 192 \text{ mm}) \\ &= 0,30 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_{\text{Rd,c}} &= \max[C_{\text{Rd,c}} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/4}; v_{\min}] \\ &= \max[0,120 \cdot 2,00 \cdot (100 \cdot 0,0089 \cdot 30,00 \text{ N/mm}^2)^{1/4}; 0,54 \text{ N/mm}^2] \\ &= 0,72 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

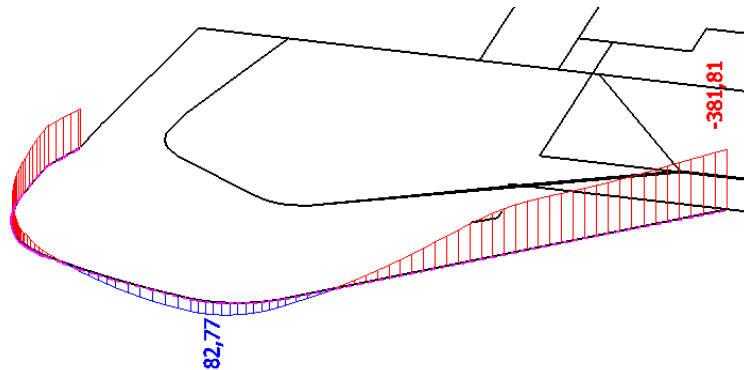
$$\begin{aligned} v_{\text{Ed}}/v_{\text{Rd,c}} &= 0,30 \text{ N/mm}^2 / 0,72 \text{ N/mm}^2 \\ &= 0,41 \leq 1 \end{aligned}$$

Konec stěny S20 není nutno vyztužit na protlačení. Celý protokol výpočtu bude uložen do příloh.

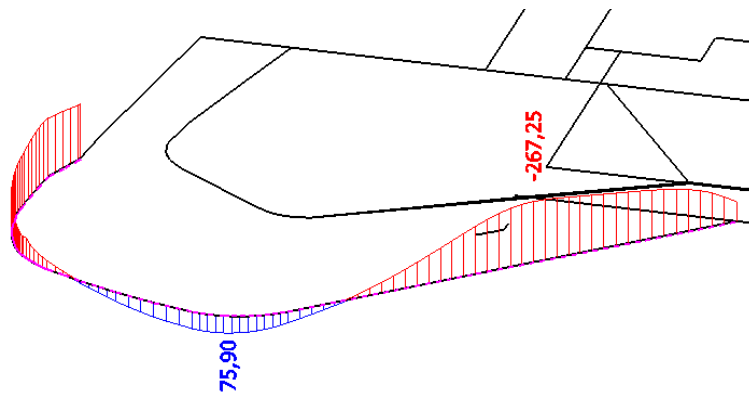


5.3 Mezní stav únosnosti ztužujících žeber desky

5.3.1 Ohybový moment -atika



Obr. 156 - Návrhový ohybový moment M_y v ŽB atice vetknuté desky



Obr. 157 - Návrhový ohybový moment M_y v ŽB atice kloubově podepřené desky

$$c = 30 \text{ mm}$$

$$d_h = h - c - \varnothing_{sw} - \frac{\varnothing}{2} = 1600 - 30 - 10 - 8 = 1552 \text{ mm}$$

$$d_d = h - c - \varnothing - \frac{\varnothing}{2} = 1600 - 30 - 10 - 8 = 1552 \text{ mm}$$

$$A_{S,min} = \max\left(0,26 * \frac{f_{ctm} * b * d}{f_{yk}}; 0,0013 * b * d\right)$$

$$A_{S,min} = \max\left(0,26 * \frac{2,9 * 200 * 1552}{500}; 0,0013 * 200 * 1552\right)$$

$$A_{S,min} = \max(468; 404) = 468 \text{ mm}^2$$

Návrhový moment: $M_{E,d}^+ = 82,77 \text{ kNm}$

$$a_{s,req} = \frac{M_{E,d}}{0,9 * d_d * f_{yd}} = \frac{82,77 * 10^6}{0,9 * 1552 * 435} = 136,2 \text{ mm}^2$$



$$a_{s,req} = 136,2 \text{ mm}^2 < A_{S,min} = 468 \text{ mm}^2$$

Návrh: 2 ϕ 18 mm ($a_{s,prov} = 509 \text{ mm}^2$)

$$x = \frac{A_S * f_{yd}}{0,8 * b * \alpha * f_{cd}} = \frac{509 * 435}{0,8 * 200 * 20} = 69,2 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4 * x = 1552 - 0,4 * 69,2 = 1524,3 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{69,2}{1552} = 0,045 \leq 0,45$$

$$M_{Rd} = A_S * z * f_{yd} = 509 * 1524,3 * 435 = 337,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

337,5 \gg 82,77 kNm \rightarrow *vyhovuje*

Návrhový moment: $M_{E,d} = 381,81 \text{ kNm}$

$$a_{s,req} = \frac{M_{E,d}}{0,9 * d_h * f_{yd}} = \frac{381,81 * 10^6}{0,9 * 1552 * 435} = 628,4 \text{ mm}^2$$

Návrh: 2 ϕ 20 mm ($a_{s,prov} = 628 \text{ mm}^2$)

$$x = \frac{A_S * f_{yd}}{0,8 * b * \alpha * f_{cd}} = \frac{628 * 435}{0,8 * 200 * 20} = 85,4 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4 * x = 1552 - 0,4 * 85,4 = 1517,8 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{85,4}{1552} = 0,055 \leq 0,45$$

$$M_{Rd} = A_S * z * f_{yd} = 628 * 1517,8 * 435 = 414,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

414,6 > 381,81 kNm \rightarrow *vyhovuje*

Jelikož bude v místě nejvyššího momentu atiky změna průřezu, musí být nižší atika vyztužená na únosnost maximálního momentu (přestože je umístěná nad podporou). Vyztuž bude uložena za přesahovou délku do vyšší atiky.

Výška : 840 mm

Šířka: 200 mm

Návrh: 2 vrstvy 2 ϕ 20 mm ($a_{s,prov} = 2 * 628 \text{ mm}^2$)

Posudek proběhl v převzatém programu [4] viz. následující stránka. Návrh vyhovuje.



Posouzení ŽB prvku namáhaného ohybem dle ČSN EN 1992-1-1

PŘEDPOKLADY

idealizovaný pracovní diagram **betonu**:

Parabolicko-rektangulární ▼

idealizovaný pracovní diagram **výztuže**:

Vodorovný s omezeným přetvořením ▼

BETON

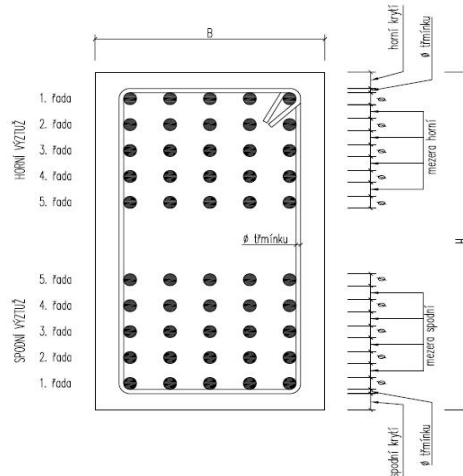
třída	C30/37	▼
f_{ck} [MPa]	30	
f_{ctm} [MPa]	2,9	
γ_c [-]	1,5	
f_{cd} [MPa]	20	
$\epsilon_{c,1}$ [‰]	-2,0	
$\epsilon_{c,u}$ [‰]	-3,5	
max zrno [mm]	16	

VÝZTUŽ

typ	R 10 505	▼
f_{yk} [MPa]	500	
γ_s [-]	1,15	
f_{yd} [MPa]	434,78	
E [MPa]	200000	

PRŮŘEZ

H [mm]	840
B [mm]	200
horní krytí [mm]	30
spodní krytí [mm]	30
třmínku [mm]	10
mezera horní [mm]	25
mezera dolní [mm]	25



≥ 25 mm = min. mezera **vyhovuje**

NAMÁHÁNÍ

$M_{y,Ed}$ [kNm] 381,8 kladný moment táhne spodní vlákna

VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

	[mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]	
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada <input checked="" type="checkbox"/>	18	2	49	508,938	-1,444997	-288,9995	-147082,8
	2. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	3. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	4. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	5. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	4. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	3. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	0
	2. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	2	745	628,3185	9,3049597	434,7826	273181,97
	1. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	2	790	628,3185	10	434,7826	273181,97

KONTROLA STUPNĚ VYZTUŽENÍ

tahová [mm²] 1256,6 > 199,6 = $A_{s,min1} = 0,0013 * b_t * d$
 > 231,5 = $A_{s,min2} = 0,26 * f_{ctm} * b_t * d / f_{yk}$

vyhovuje

veškerá [mm²] 1765,6 < 6720,0 = $A_{s,max} = 0,04 * b * h$

vyhovuje

VÝPOČET

Kladný ohybový moment:

$x^+ = 142,6$ mm
 $M_{Rd}^+ = 389,79$ kNm

Záporný ohybový moment:

$x^- = 87,3$ mm
 $M_{Rd}^- = -169,05$ kNm

POSOUZENÍ

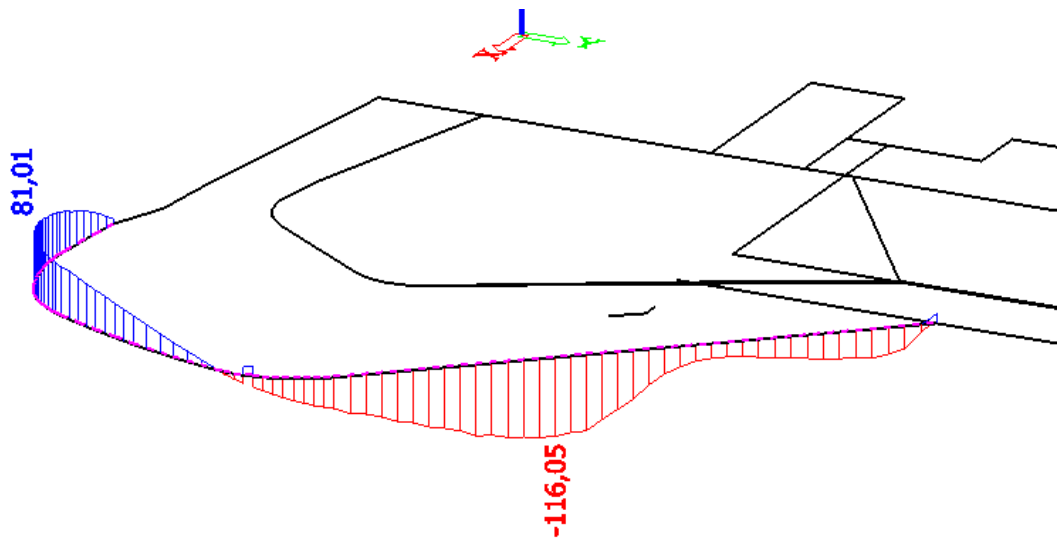
OHYBOVÁ ÚNOSNOST:

$M_{Ed} = 381,80$ kNm ≤ 389,79 kNm = M_{Rd} **vyhovuje**

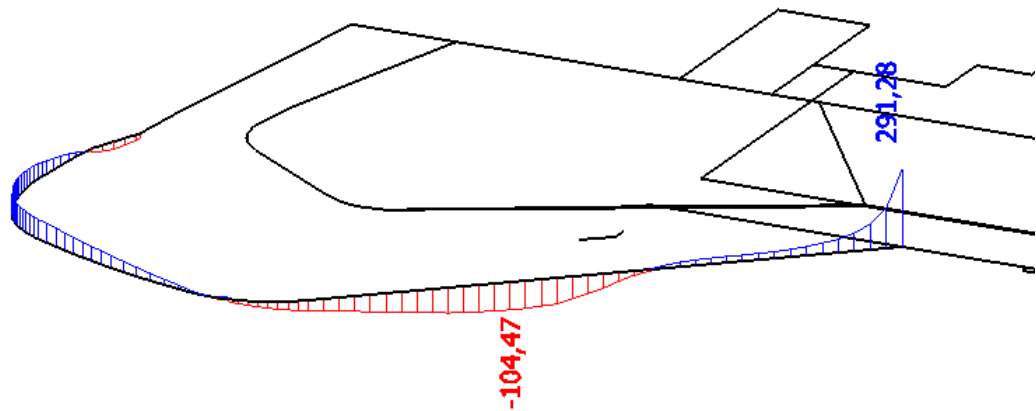
využití: 97,95 %



5.3.2 Smyková síla - atika



Obr. 158 - Posouvající síla ŽB atiky vetknuté desky



Obr. 159 - Posouvající síla ŽB atiky kloubově podepřené desky

Únosnost tlačené diagonály:

$$\cotg \theta = 1,5$$

$$z = 1517,8 \text{ mm} - \text{viz str. 136}$$

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

$$V_{Rd,c} = v * f_{cd} * b * z * \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$$V_{Rd,max} = 0,528 * 20 * 200 * 1517,8 * \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 1479,5 \text{ kN}$$

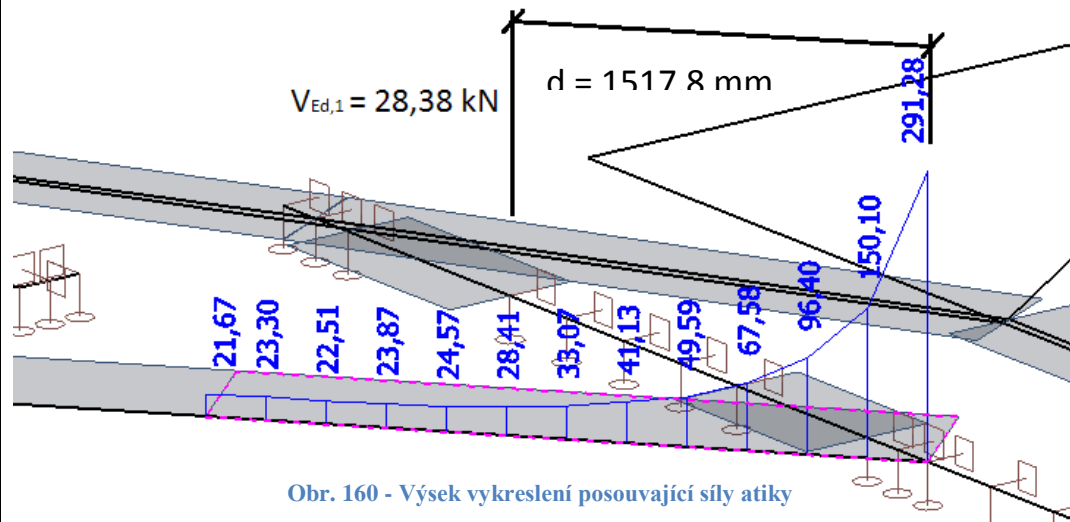
$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed,max} \quad 1479,5 > 290,28 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$



Návrh smykové výztuže atiky:

$$|V_{Ed,2}| = 116,5 \text{ kN} \rightarrow \text{viz Obr. 148}$$

$$|V_{Ed,1}| = 28,38 \text{ kN}, \text{ konzervativně } 150,1 \text{ kN za lícem podpory viz Obr. 149}$$



$$A_{sw} = n * \frac{\pi * \varnothing_{sw}^2}{4} = 2 * \frac{3,14 * 10^2}{4} = 157 \text{ mm}^2$$

$$|V_{Ed}| \leq V_{Rd,s}$$

$$|V_{Ed}| \leq \frac{A_{sw} * f_{ywd}}{s} * z * \cot \theta$$

$$s_{req} \leq \frac{A_{sw} * f_{ywd}}{V_{Ed}} * z * \cot \theta = \frac{157 * 435}{150,1} * 1517,8 * 1,5$$

$$s_{req} \leq 1035,9 \text{ mm}$$

$$s \leq s_{max} = \min(0,75d; 400 \text{ mm}) = (0,75 * 1517,8; 400)$$

$$300 < \min(1133; 400) = 400 \text{ mm}$$

$s = 300 \text{ mm}$ - vzhledem k výšce průvlaku byla zvolena menší podélná vzdálenost třmínek

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

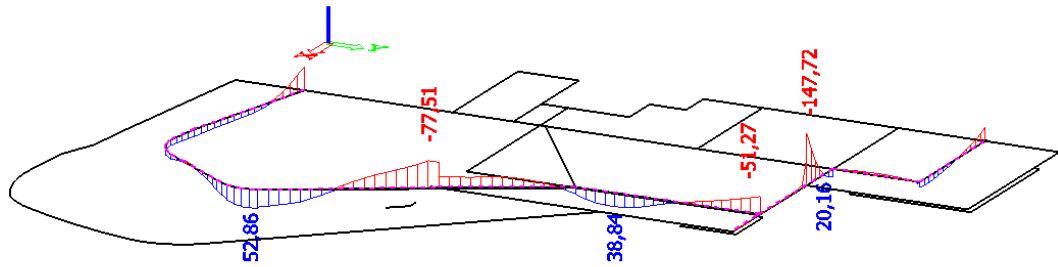
$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b * s} = \frac{157}{200 * 300} = 0,0026$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 * \sqrt{30}}{500} = 0,00088$$

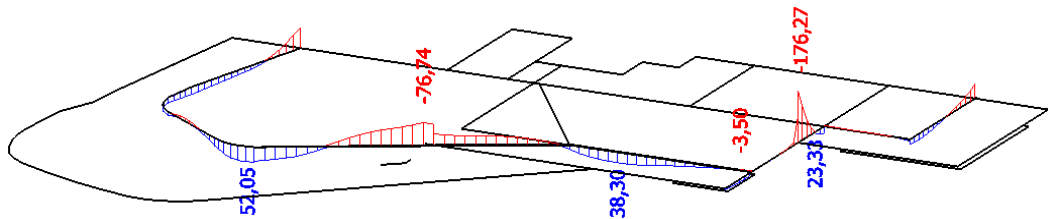
$$0,0026 \geq 0,00088 \rightarrow \text{vyhovuje}$$



5.3.3 Ohybový moment -vchodový průvlak

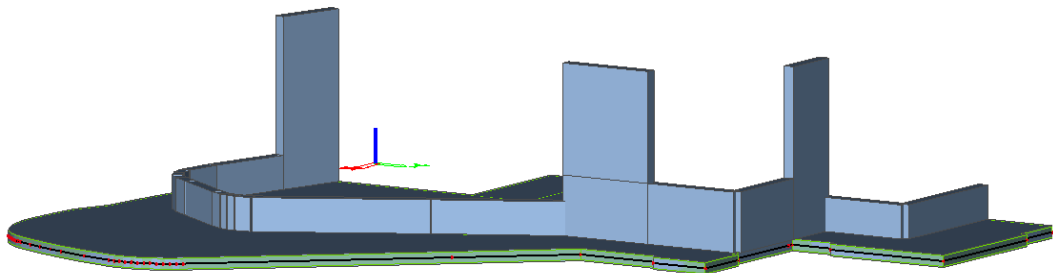


Obr. 161 - Návrhový ohybový moment M_y v ŽB průvlaku při vchodu na terasu



Obr. 162 - Návrhový ohybový moment M_y v ŽB atice kloubově podepřené desky

V modelu jsou zobrazeny dva průřezy rozdílné výšky. V místě vchodu na terasu průvlak výšky 640 mm a v místě kuchyňského okna výšky 1140 mm. Mezi rozdílnými žebry je vložena ŽB stěna (viz následující obr.). Ve výpočtu se stěna uvažuje pouze jako liniové zatížení. Veškeré nosné funkce přebírá průvlak.



Obr. 163 - Vizualizace vchodového průvlaku

Průřez výšky 640 mm:

$$c = 30 \text{ mm} \quad h = 640 \text{ mm}$$

$$d_h = h - c - \varnothing_{sw} - \frac{\varnothing}{2} = 640 - 30 - 10 - 7 = 593 \text{ mm}$$

$$d_d = h - c - \varnothing - \frac{\varnothing}{2} = 640 - 30 - 10 - 7 = 593 \text{ mm}$$

$$A_{S,min} = \max\left(0,26 * \frac{f_{ctm} * b * d}{f_{yk}}; 0,0013 * b * d\right)$$

$$A_{S,min} = \max\left(0,26 * \frac{2,9 * 200 * 593}{500}; 0,0013 * 200 * 593\right)$$

$$A_{S,min} = \max(179; 154) = 179 \text{ mm}^2$$



Návrhový moment: $M_{E,d}^+ = 52,86 \text{ kNm}$

$$a_{s,req} = \frac{M_{E,d}}{0,9 * d_d * f_{yd}} = \frac{52,86 * 10^6}{0,9 * 593 * 435} = 227,7 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,req} = 227,7 \text{ mm}^2 > A_{S,min} = 179 \text{ mm}^2$$

Návrh: 2 ϕ 14 mm ($a_{s,prov} = 308 \text{ mm}^2$)

$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{0,8 * b * \alpha * f_{cd}} = \frac{308 * 435}{0,8 * 200 * 20} = 41,9 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4 * x = 593 - 0,4 * 41,9 = 576,2 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{41,9}{593} = 0,071 \leq 0,45$$

$$M_{Rd} = A_s * z * f_{yd} = 308 * 576,2 * 435 = 77,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$77,2 > 52,86 \text{ kNm} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Návrhový moment: $M_{E,d}^- = 77,51 \text{ kNm}$

$$a_{s,req} = \frac{M_{E,d}}{0,9 * d_h * f_{yd}} = \frac{77,51 * 10^6}{0,9 * 593 * 435} = 333,9 \text{ mm}^2$$

Návrh: 2 ϕ 16 mm ($a_{s,prov} = 402 \text{ mm}^2$)

$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{0,8 * b * \alpha * f_{cd}} = \frac{402 * 435}{0,8 * 200 * 20} = 54,6 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4 * x = 593 - 0,4 * 54,6 = 571,2 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{54,6}{593} = 0,092 \leq 0,45$$

$$M_{Rd} = A_s * z * f_{yd} = 402 * 571,2 * 435 = 99,9 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$99,9 > 78,11 \text{ kNm} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

**Průřez výšky 1140 mm:**

$$c = 30 \text{ mm} \quad h = 1140 \text{ mm}$$

$$d_h = h - c - \varnothing_{sw} - \frac{\varnothing}{2} = 1140 - 30 - 10 - 8 = 1092 \text{ mm}$$

$$A_{S,min} = \max\left(0,26 * \frac{f_{ctm} * b * d}{f_{yk}}; 0,0013 * b * d\right)$$

$$A_{S,min} = \max\left(0,26 * \frac{2,9 * 200 * 1092}{500}; 0,0013 * 200 * 1092\right)$$

$$A_{S,min} = \max(329; 284) = 329 \text{ mm}^2$$

Návrhový moment: $M_{E,d} = 176,27 \text{ kNm}$

$$a_{s,req} = \frac{M_{E,d}}{0,9 * d_d * f_{yd}} = \frac{176,27 * 10^6}{0,9 * 1092 * 435} = 412,3 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,prov} = 402 \text{ mm}^2 < A_{S,min} = 329 \text{ mm}^2$$

Návrh: 2 ϕ 16 mm ($a_{s,prov} = 402 \text{ mm}^2$)

$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{0,8 * b * \alpha * f_{cd}} = \frac{402 * 435}{0,8 * 200 * 20} = 54,6 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4 * x = 1092 - 0,4 * 54,6 = 1070,2 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{54,6}{1092} = 0,050 \leq 0,45$$

$$M_{Rd} = A_s * z * f_{yd} = 402 * 1070,2 * 435 = 187,1 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$187,1 > 176,27 \text{ kNm} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

V celém průvlaku budou tvořit spodní výztuž 2 profily průměru 14 mm. Horní výztuž budou 2 průřezy 16 mm. V místě stěn však bude výškový skok uložení horní výztuže mezi nižším a vyšším průvlakem. Výztuž musí být v tomto místě dostatečně zakotvena. Zároveň musí výztuž nižšího průvlaku v místě přechodu za přesahovou délku přenést návrhový moment.

Návrh výztuže: 2 vrstvy 2 ϕ 16 mm ($a_{s,prov} = 2 * 402 \text{ mm}^2$)

Výška: 640 mm

Šířka: 200 mm



Posouzení ŽB prvku namáhaného ohybem dle ČSN EN 1992-1-1

PŘEDPOKLADY

idealizovaný pracovní diagram **betonu**:

Parabolicko-rektangulární

idealizovaný pracovní diagram **výztuže**:

Vodorovný s omezeným přetvořením

BETON

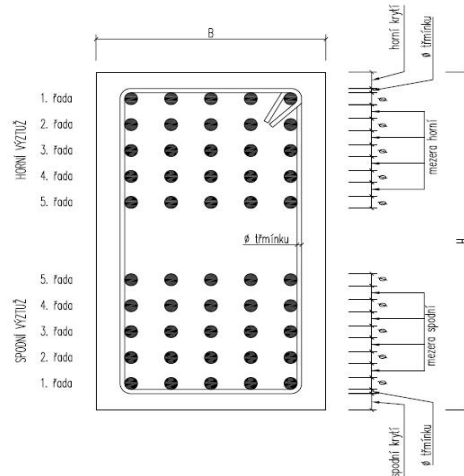
třída	C30/37	<input type="button" value="▼"/>
f_{ck} [MPa]	30	
f_{ctm} [MPa]	2,9	
γ_c [-]	1,5	
f_{cd} [MPa]	20	
$\epsilon_{c,1}$ [‰]	-2,0	
$\epsilon_{c,u}$ [‰]	-3,5	
max zrna [mm]	16	

VÝZTUŽ

typ	R 10 505	<input type="button" value="▼"/>
f_{yk} [MPa]	500	
γ_s [-]	1,15	
f_{yd} [MPa]	434,78	
E [MPa]	200000	

PRŮŘEZ

H [mm]	640
B [mm]	200
horní krytí [mm]	30
spodní krytí [mm]	30
třmínku [mm]	10
mezera horní [mm]	25
mezera dolní [mm]	25



$\geq 25 \text{ mm} = \text{min. mezera}$ **vyhovuje**

NAMÁHÁNÍ

$M_{y,Ed}$ [kNm] **176,27** kladný moment táhne spodní vlákna

VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

	[mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]	
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada <input checked="" type="checkbox"/>	14	2	47	307,8761	-1,135074	-69892,41	
	2. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	
	3. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	
	4. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	
	5. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	
	4. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	
	3. řada <input type="checkbox"/>	0	0	0	0	0	0	
	2. řada <input checked="" type="checkbox"/>	16	2	551	402,1239	9,1623156	434,7826	174836,46
	1. řada <input checked="" type="checkbox"/>	16	2	592	402,1239	10	434,7826	174836,46

KONTROLA STUPNĚ VYZTUŽENÍ

tahová [mm²] 804,25 > 148,6 = $A_{s,min1} = 0,0013 * b_t * d$
 > 172,4 = $A_{s,min2} = 0,26 * f_{ctm} * b_t * d / f_{yk}$

vyhovuje

veškerá [mm²] 1112,1 < 5120,0 = $A_{s,max} = 0,04 * b * h$

vyhovuje

VÝPOČET

Kladný ohybový moment:

$x^+ = 102,6 \text{ mm}$
 $M_{Rd}^+ = 185,68 \text{ kNm}$

Záporný ohybový moment:

$x^- = 67,3 \text{ mm}$
 $M_{Rd}^- = -76,99 \text{ kNm}$

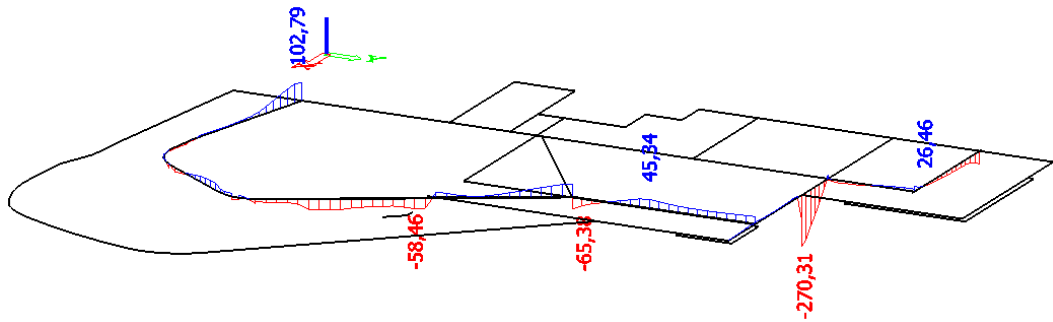
POSOUZENÍ

OHYBOVÁ ÚNOSNOST:

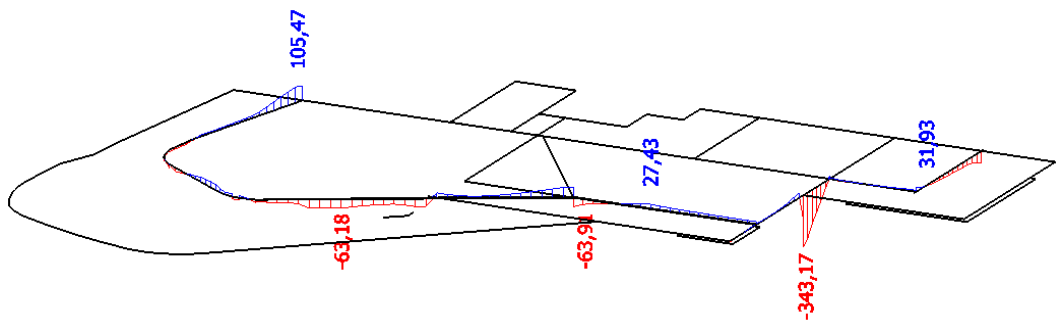
$M_{Ed} = 176,27 \text{ kNm}$ ≤ $185,68 \text{ kNm} = M_{Rd}$ **vyhovuje**
 využití: 94,93 %



5.3.4 Smyková síla - vchodový průvlak



Obr. 165 - Posouvající síla ŽB atiky vetknuté desky



Obr. 164 - Posouvající síla ŽB atiky kloubově podepřené desky

Únosnost tlačené diagonály:

$$\cotg \theta = 1,5$$

$$z = 571,2 \text{ mm} - \text{viz str. 140}$$

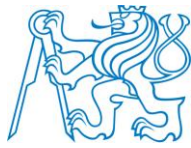
$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$V_{Rd,c} = v * f_{cd} * b * z * \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$$V_{Rd,max} = 0,528 * 20 * 200 * 571,2 * \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 556,8 \text{ kN}$$

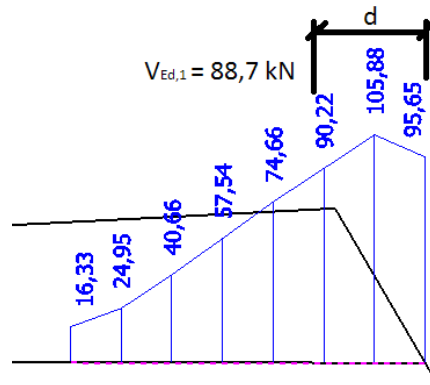
$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed,max}$$

$$556,8 > 105,47 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$



Návrh smykové výztuže vchodu (nižší průvlak):

$$|V_{Ed,1}| = 88,7 \text{ kN} \rightarrow \text{viz Obr. 157}$$



Obr. 166 - Výšek vykreslení posouvající síly (vchod)

$$A_{sw} = n * \frac{\pi * \varnothing_{sw}^2}{4} = 2 * \frac{3,14 * 10^2}{4} = 157 \text{ mm}^2$$

$$|V_{Ed}| \leq V_{Rd,s}$$

$$|V_{Ed}| \leq \frac{A_{sw} * f_{ywd}}{s} * z * \cot \theta$$

$$s_{req} \leq \frac{A_{sw} * f_{ywd}}{V_{Ed}} * z * \cot \theta = \frac{157 * 435}{88,7} * 571,2 * 1,5$$

$$s_{req} \leq 659,7 \text{ mm}$$

$$s \leq s_{max} = \min(0,75d; 400 \text{ mm}) = (0,75 * 593; 400)$$

$$300 < \min(445; 400) = 400 \text{ mm}$$

$$s = 300 \text{ mm}$$

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b * s} = \frac{157}{200 * 300} = 0,00262$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 * \sqrt{30}}{500} = 0,00088$$

$$0,00262 \geq 0,00088 \rightarrow \text{vyhovuje}$$

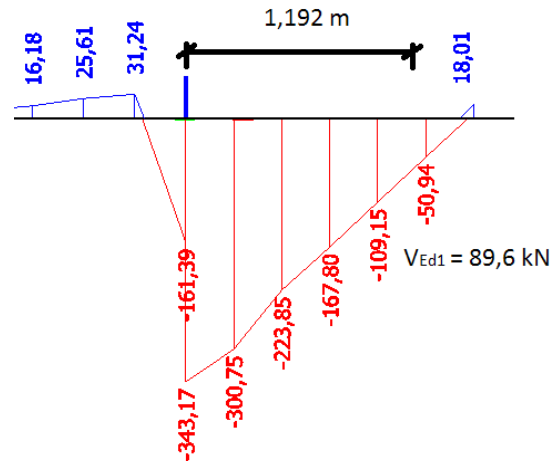


Návrh smykové výztuže vchodu (vyšší průvlak):

$$|V'_{Ed,1}| = 89,6 \text{ kN},$$

Posouvající síla bude v problematickém místě uvažována konzervativně hned za lícem podpory hodnotou:

$$\frac{343,17 + 300,75}{2} = 321,96 \text{ kN}.$$



Obr. 167 - Výšek vykreslení posouvající síly (vchod, vyšší průvlak)

$$s_{req} \leq \frac{A_{sw} * f_{ywd}}{V_{Ed}} * z * \cot \theta = \frac{157 * 435}{321,96} * 1070,2 * 1,5$$

$$s_{req} \leq 340,5 \text{ mm}$$

$$s \leq s_{max} = \min(0,75d; 400 \text{ mm}) = (0,75 * 1092; 400)$$

$$300 < \min(819; 400) = 400 \text{ mm}$$

$$s = 300 \text{ mm}$$

$$|V_{Ed}| \leq V_{Rd,s}$$

$$|V_{Ed}| \leq \frac{A_{sw} * f_{ywd}}{s} * z * \cot \theta$$

$$321,96 \leq \frac{157 * 435}{300} * 1070,2 * 1,5$$

$$321,96 \leq 365,4 \text{ kN} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0,00262 \geq 0,00088 \rightarrow \text{vyhovuje (viz str. 144)}$$



5.4 Výpočet kotevních délek a přesahů

Mezní napětí v soudržnosti:

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

$$\eta_1 = 1 \rightarrow \text{dobré podmínky betonáže (h < 250 mm)}$$

$$\eta_1 = 0,7 \rightarrow \text{špatné podmínky betonáže (h > 250 mm)}$$

$$\eta_2 = 1 \rightarrow \varnothing \leq 32 \text{ mm}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = 1 * \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{pro C30/37}$$

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,33 = 3,0 \text{ MPa} \\ \rightarrow \text{dobré podmínky betonáže pro C30/37}$$

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 * 0,7 * 1 * 1,33 = 2,1 \text{ MPa} \\ \rightarrow \text{špatné podmínky betonáže pro C30/37}$$

Základní požadovaná kotevní délka:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{a_{s,req}}{a_{s,prov}} * f_{yd} \rightarrow \sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ MPa} - \text{na straně bezpečnosti}$$

Návrhová kotevní délka:

$$l_{b,d} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} > l_{b,min}$$

$$\alpha_1 \rightarrow \text{vliv tvaru prutu}$$

$$\alpha_2 \rightarrow \text{vliv krycí vrstvy betonu}$$

$$\alpha_3 \rightarrow \text{vliv příčné nepřivařené výztuže}$$

$$\alpha_4 \rightarrow \text{vliv příčné přivařené výztuže}$$

$$\alpha_5 \rightarrow \text{vliv ovinutí příčným tlakem}$$

$$\alpha_{1-5} = 1 \text{ (konzervativně – na straně bezpečnosti)}$$

$$\alpha_6 \rightarrow \text{součinitel množství stykovaných prutů k celkové ploše výztuže}$$



Minimální kotevní délka v tahu:

$$l_{b,min} = \max(0,3l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\text{mm})$$

Minimální kotevní délka v tlaku:

$$l_{b,min} = \max(0,6l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\text{mm})$$

Návrhová délka přesahu:

$$l_0 = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,rqd} > l_{0,min}$$

Minimální přesahová délka:

$$l_{0,min} = \max(0,3 * \alpha_6 * l_{b,rqd}; 15\emptyset; 200\text{mm})$$

číslo	výztuž	průměr [mm]	f_{bd} [MPa]	$l_{b,rqd}$ [mm]	l_{bd} [mm]	$l_{b,min}$ [mm]	α_6 [-]	l_0 [mm]	$l_{0,min}$ [mm]
1	deska - dolní	14	3,0	507,5	500	304,5	1,5	750	210,0
2	deska - horní	18	3,0	652,5	650	391,5	1,5	1000	270,0
3	atika - dolní	18	3,0	652,5	650	391,5	1,5	1000	270,0
4	atika - horní	20	2,1	1035,7	1050	621,4	1,5	1550	310,7
5	vchod. průvlak - dolní	14	3,0	507,5	500	304,5	1,5	750	210,0
6	vchod. průvlak - horní	16	2,1	828,6	850	497,1	1,5	1250	248,6

Tab. 66 - Kotevní a stykové délky výztuže



5.5 Návrh desky dle MSP

Posudek má dané kritéria dle normy ČSN EN 1992-1-1:

- omezení napětí
- vznik trhlin, šířka trhlin
- mezní stav přetvoření

K výpočtu je nutné určit průřezové charakteristiky ideálních průřezů prvku. K tomuto účelu byl převzat program v aplikaci Microsoft Excel 2007 z vlastních zdrojů (Bakalářské práce). Program byl upraven pro výpočet přesnějšího koeficient k (viz. str.106). Je určen i pro složitější průřezy kromě obdélníku jako jsou například profil T, obrácené T, I. Současně vypočítá a zkontroluje napětí ve výztuži, betonu, maximální šířku trhlin. Zároveň vypočítá hodnu φ dle normy ČSN EN 1992-1-1, přílohy B.

$$f_{skutečný} = k * f_{MKP}$$

$$k = k_{crack} * k_{creep} * k_{shrinkage}$$

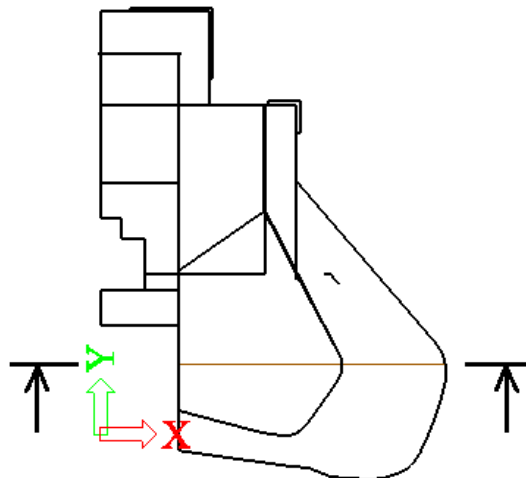
$$k_{crack} = \frac{I}{I_{výsledný}}$$

$$I = \frac{1}{12} * b * h^3 \rightarrow \text{zde pro obdélník}$$

$$I_{výsledný} = \frac{I_i * I_{i,r}}{I_i * \zeta + (1 - \zeta) * I_{i,r}}$$

$$k_{creep} = 1 + \varphi$$

$$k_{shrinkage} = 1,1$$

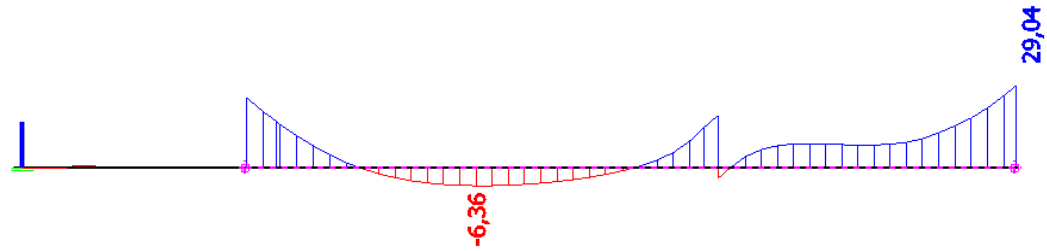


Obr. 168 - Umístění řezu (místo maximálního průhybu)

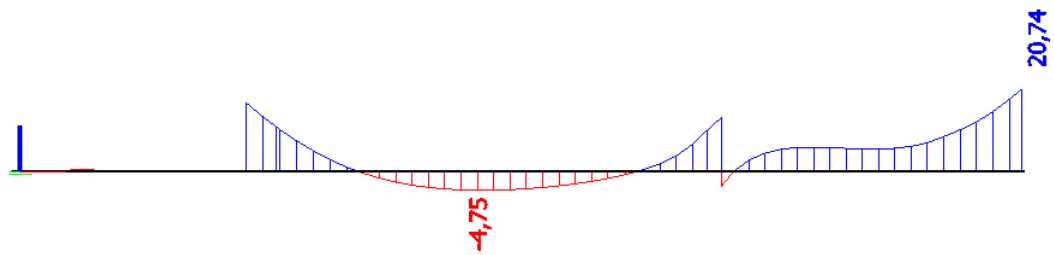


Pro posouzení MSP byly vygenerovány momenty od jednotlivých zatěžovacích kombinací:

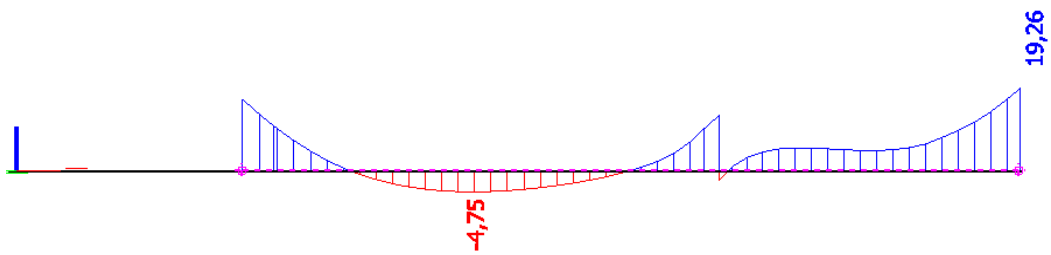
- vetknutě podepřené okraje desky



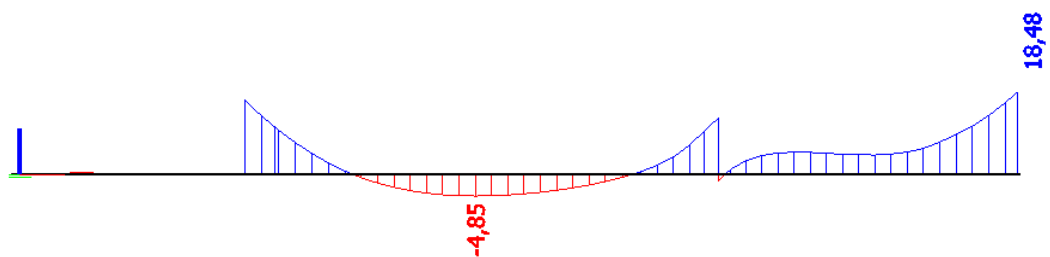
Obr. 172 - Návrhový moment m_{xD+}



Obr. 171 - Charakteristický moment m_{xD+}



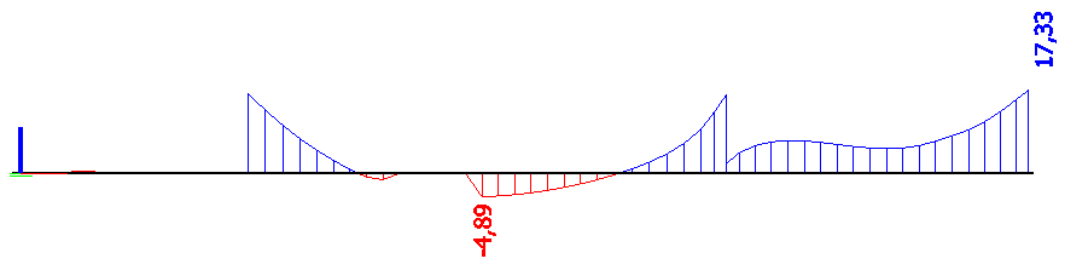
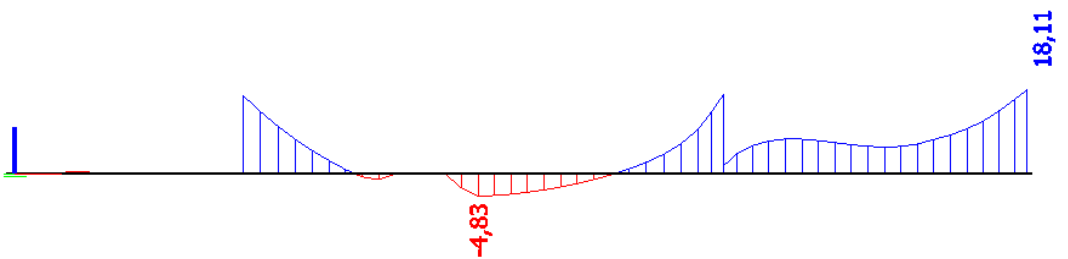
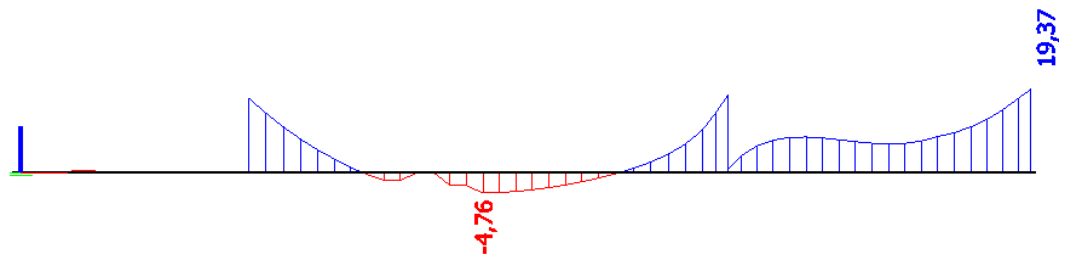
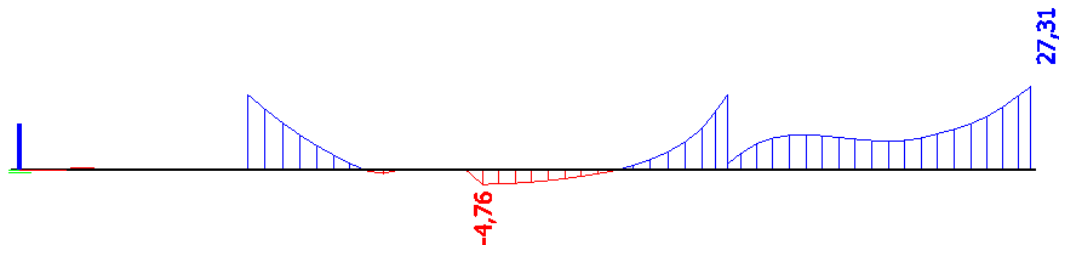
Obr. 170 - Moment od časté kombinace

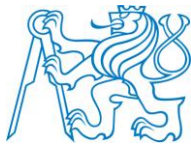


Obr. 169 - Moment m_{xD+} od kvazistálé kombinace



- kloubově podepřené okraje desky





MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

BETON

třída	C30/37	▼
fck [MPa]	30	
fctm [MPa]	2,9	
Ecm [MPa]	33000	
γc [-]	1,5	
fcd [MPa]	20	
εc,u [‰]	-3,5	
zrna kameniva [mm]	16	

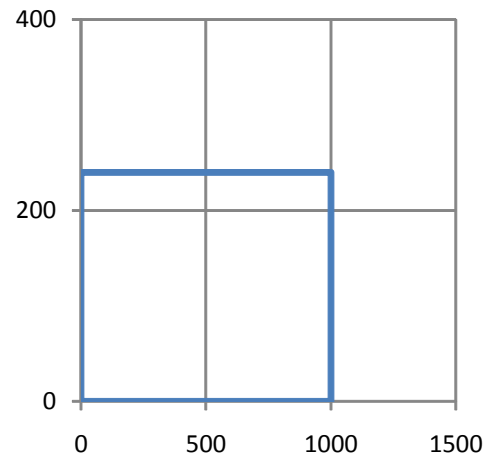
VÝZTUŽ

typ	B 500 B	▼
fyk [MPa]	500	
γs [-]	1,15	
fyd [MPa]	434,78	
Es [MPa]	200000	

* pro správné zadání obdélníku se musí zadat výška do hc a šířka do všech b

PRŮŘEZ

bc [mm]	1000	
hc [mm]	240	
bs [mm]	1000	
hs [mm]	0	
bt [mm]	1000	
ht [mm]	0	
horní krytí [mm]	30	
spodní krytí [mm]	30	
třmínku [mm]	0	
horní mezera [mm]	30	min.21,0 mm
dolní mezera [mm]	30	min.21,6 mm
h [mm]	240	



VYZTUŽENÍ PRVKU

	počet řad	Ø prutu [mm]	počet [ks]	As [mm ²]	d [mm]
TLAČENÁ VÝZTUŽ	<input checked="" type="checkbox"/> řada 1	14	7	1077,57	37
	<input type="checkbox"/> řada 2	20	0	0,00	0
	<input type="checkbox"/> řada 3	25	0	0,00	0
	<input type="checkbox"/> řada 4	25	0	0,00	0
	<input type="checkbox"/> řada 5	25	0	0,00	0
TAŽENÁ VÝZTUŽ	<input type="checkbox"/> řada 5	14	0	0,00	0
	<input type="checkbox"/> řada 4	28	0	0,00	0
	<input type="checkbox"/> řada 3	20	0	0,00	0
	<input type="checkbox"/> řada 2	20	0	0,00	0
	<input checked="" type="checkbox"/> řada 1	18	7	1781,28	201

NÁVRH VYHOVUJE

KONTROLA VYZTUŽENÍ

minimální vyztužení

$As, min1 = 0,0013 * bt * d =$	261,3	<	1781,3
$As, min2 = 0,26 * fctm * bt * d / fyk =$	303,1	<	1781,3

VYHOVUJE

maximální vyztužení

$As, max = 0,4 * Ac =$	96000	>	2858,8
------------------------	-------	---	--------

VYHOVUJE

**Momenty jednotlivých zatížení**

od charakteristického	$M_{Ek} =$	20,74 kNm
od častého	$M_{Ef} =$	19,26 kNm
od kvazistálého	$M_{Eqp} =$	18,48 kNm
od návrhového	$M_{Ed} =$	29,04 kNm

Vlastnosti průřezu

$A_c =$	240000 mm ²
$C_z =$	120 mm
$I_y =$	1,15E+09 mm ⁴

Krátkodobé působení

poměr modulů pružnosti

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6,061 \quad [-]$$

efektivní modul pružnosti betonu

$$E_{c,eff} = E_{cm} = 33000 \quad \text{Mpa}$$

průřez bez trhlin

vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje

$$a_i = 121,09 \quad \text{mm}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$I_i = 1,25E+09 \quad \text{mm}^4$$

ohybová poddajnost

$$C_{i,st} = 2,43E-05 \quad \text{kN}^{-1}\text{m}^{-2}$$

ohybový moment při vzniku trhlin

$$M_{cr} = 30,45 \quad \text{kNm}$$

$$\begin{array}{l} M_{ek} < M_{cr} \\ 20,74 < 30,45 \end{array}$$

TRHLINY TEORETICKY NEVZNIKAJÍ

Přesto bude uvažován průřez oslabený trhlinami (trhliny mohou vzniknout od účinků nepř. zatížení)

průřez s trhlinami

výška tlačené oblasti ideálního průřezu s trhlinami

$$x_r = 50,62 \quad \text{mm}$$

$$x_r = -x_1 + \sqrt{x_1^2 + k_2}$$

NEUTRÁLNÍ OSA PROCHÁZÍ HORNÍ PŘÍRUBOUneutrální osa prochází horní přírubou ($x_r < h_c$)

$$x_r = 50,62 \quad \text{mm}$$

$$k_1 = 14,47 \quad \text{mm}$$

$$k_2 = 4027,3 \quad \text{mm}^2$$

neutrální osa prochází stojinou ($x_r \leq h - h_t$; $x_r \geq h_c$)

$$x_r = 50,62 \quad \text{mm}$$

$$k_1 = 14,47 \quad \text{mm}$$

$$k_2 = 4027,3 \quad \text{mm}^2$$



neutrální osa prochází zasahuje do dolní příruby ($x_r > h - h_t$)

$$x_r = 50,62 \quad \text{mm}$$

$$k_1 = 14,47 \quad \text{mm}$$

$$k_2 = 4027,3 \quad \text{mm}^2$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinami

$$I_{i,r} = 2,48E+08 \quad \text{mm}^4$$

ohybová poddajnost průřezu s trhlinami

$$C_{i,st} = 0,000122 \quad \text{kN}^{-1}\text{m}^{-2}$$

součinitel vyjadřující tahové zpevnění

$$\xi_{qp,st} = 1 - \beta * \left(\frac{M_{sr}}{M_s} \right)^2$$

$$\beta = 0,5$$

$$\left(\frac{M_{sr}}{M_s} \right) \leq 1,0$$

kvazistálá kombinace

$$\xi_{qp,st} = 0,5$$

$$I_{\text{výsledný,qp,st}} = 4,14E+08$$

častá kombinace

$$\xi_{f,st} = 0,5$$

$$I_{\text{výsledný,f,st}} = 4,14E+08$$

charakteristická kombinace

$$\xi_{k,st} = 0,5$$

$$I_{\text{výsledný,k,st}} = 4,14E+08$$

Dlouhodobé působení

poměr modulů pružnosti

$$\alpha_e = E_s / E_{c,eff} = 16,545 \quad [-]$$

efektivní modul pružnosti betonu

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 12087,91 \quad \text{Mpa}$$

$$\varphi(\infty, t_0) = 1,73$$

Součinitel dotvarování betonu $\varphi(\infty, t_0)$ lze určit pomocí výpočtu na listě "Dotvarování, poměrné smrštění" dle ČSN EN 1992-1-1, přílohy B. Závisí na uvedení konstrukce do provozu, jmenovitém rozměru h_0 a třídě betonu.



průřez bez trhlin

vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje

$$a_i = 123,00 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$I_i = 1,45E+09 \text{ mm}^4$$

ohybová poddajnost

$$C_{i,lt} = 5,72E-05 \text{ kN}^{-1}\text{m}^{-2}$$

ohybový moment při vzniku trhlin

$$M_{cr} = 35,85 \text{ kNm}$$

$$\begin{array}{rcl} M_{ek} & < & M_{cr} \\ 20,74 & < & 35,85 \end{array}$$

TRHLINY TEORETICKY NEVZNIKAJÍ

Přesto bude uvažován průřez oslabený trhlinami (trhliny mohou vzniknout od účinků nepř. zatížení)
průřez s trhlinami

výška tláčené oblasti ideálního průřezu s trhlinami

$$x_r = 75,33 \text{ mm}$$

$$x_r = -k_1 + \sqrt{k_1^2 + k_2}$$

NEUTRÁLNÍ OSA PROCHÁZÍ HORNÍ PŘÍRUBOU

neutrální osa prochází horní přírubou ($x_r < h_c$)

$$x_r = 75,33 \text{ mm}$$

$$k_1 = 44,44 \text{ mm}$$

$$k_2 = 12371,3 \text{ mm}^2$$

neutrální osa prochází stojinou ($x_r \leq h - h_t$; $x_r \geq h_c$)

$$x_r = 75,33 \text{ mm}$$

$$k_1 = 44,44 \text{ mm}$$

$$k_2 = 12371,3 \text{ mm}^2$$

neutrální osa prochází zasahuje do dolní příruby ($x_r > h - h_t$)

$$x_r = 75,33 \text{ mm}$$

$$k_1 = 44,44 \text{ mm}$$

$$k_2 = 12371,3 \text{ mm}^2$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu s trhlinami

$$I_{i,r} = 6,04E+08 \text{ mm}^4$$

ohybová poddajnost průřezu s trhlinami

$$C_{i,lt} = 0,000137 \text{ kN}^{-1}\text{m}^{-2}$$

součinitel vyjadřující tahové zpevnění

$$\xi_{q,lt} = 1 - \beta * \left(\frac{M_{cr}}{M_1} \right)^2$$

$$\xi_{q,lt} = 0,5$$

$$I_{\text{výsledný},q,lt} = 8,53E+08$$

$\beta = 0,5$ ▼

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_1} \right) \leq 1,0$$

**Omezení napětí**

napětí v betonu při charakteristické kombinaci zatížení

$$|\sigma_c| \leq 0,6 f_{ck}$$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= -4,23 \text{ MPa} \\ 0,6 f_{ck} &= 18 \text{ MPa} \\ 4,23 &< 18 \end{aligned}$$

VYHOVUJE

napětí v betonu při kvazistálé kombinaci zatížení

$$|\sigma_c| \leq 0,45 f_{ck}$$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= -3,77 \text{ MPa} \\ 0,45 f_{ck} &= 13,50 \text{ MPa} \\ 3,77 &< 13,50 \end{aligned}$$

VYHOVUJE

napětí ve výztuži při charakteristické kombinaci zatížení

$$\sigma_s \leq 0,8 f_{yk}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 63,62 \text{ MPa} \\ 0,8 f_{yk} &= 400 \text{ MPa} \\ 63,62 &< 400 \end{aligned}$$

VYHOVUJE**Maximální šířka trhlin**

třída prostředí

XC2, XC3, XC4

doporučená šířka trhliny w_{max}

0,3 mm

$$h_{c,eff} = 63,1 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = 63126,1 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{c,eff} = 0,028218 \text{ [-]}$$

napětí ve výztuži při kvazistálé kombinaci zatížení

$$\sigma_s = 56,68 \text{ MPa}$$

maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = 198,7679 \text{ mm}$$

$$195 > 135,7$$

vzdálenost prutů soudržné výztuže nepřekročí $5 \cdot (c + \phi/2)$

$$s_{r,max} = 198,8 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0,8 \text{ pro žebírkovou výztuž}$$

$$k_2 = 0,5 \text{ ohyb}$$

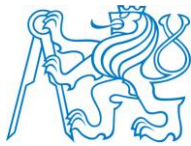


$$k_3 = 3,010866 \leq 3,4 \Rightarrow 3,010866$$

$$k_4 = 0,425$$

vzdálenost prutů soudr. výztuže překročí $5 \cdot (c + \phi/2) = 195$

$$s_{r,max} = 246,2 \text{ mm}$$



změna střední hodnoty poměrného protažení výztuže a betonu

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 4,27E-05 \geq 0,00017 = 0,6 \cdot \sigma_s / E_s$$

$$k_t = 0,4$$

dlouhodobé zatížení ▼

šířka trhliny

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

$$w_k = 0,034 \text{ mm}$$

$$w_k < w_{max}$$

$$0,03 < 0,30$$

ŠÍŘKA TRHLINY VYHOVUJE**SOUČINITEL DOTVAROVÁNÍ**

druh cementu

cement třídy N ▼

T	15	°C	vlhkost	75	%
t	18250	[den]	t0	30	[den]
h0	480	mm	tT	23,63	
$\varphi(t,t_0)$	1,73		t0T	23,63	> 0,5
φ_0	1,760113				
φ_{RH}	1,280203				
$\beta(f_{cm})$	2,72532				
$\beta(t_0)$	0,50448				
$\beta_c(t,t_0)$	0,983062				
β_H	1067,997	<	1439,572		
α_1	0,944059				
α_2	0,983687				
α_3	0,959715				



NOSNÍK (DESKA)		KRÁTKODOBÉ		DLOUHODOBÉ	
φ	[-]	0,00		1,73	
α	[-]	6,061		16,545	
$E_{c,eff}$	[MPa]	33000,0		12087,9	
Trhlina	[-]	bez	s	bez	s
x	[mm]	121,1	50,6	123,0	75,3
$I_i \cdot 10^9$	[mm ⁴]	1,248	0,248	1,447	0,604
M_{cr}	[kNm]	30,447		35,853	
$\xi_{qp,lt}$	[-]	0,5000		0,5000	
$I_{vysledny,qp,lt} \cdot 10^9$	[mm ⁴]	0,414		0,853	
$I_y \cdot 10^9$	[mm ⁴]	1,152		1,152	
k_{crack}	[-]	2,783		1,351	
k_{creep}	[-]	1,000		2,730	
$k_{shrinkage} (10\% \Sigma k_i)$	[-]	1,100		1,100	
k	[-]	3,061		4,058	
Šířka trhliny	[mm]			0,034	

Napětí v betonu při charakteristické kombinaci zatížení $ \sigma_c $	4,2 MPa
Napětí v betonu při kvazistálé kombinaci zatížení $ \sigma_c $	3,8 MPa
Napětí ve výztuži při charakteristické kombinaci zatížení $ \sigma_s $	63,6 MPa

Tab. 67 - Shrnující tabulka MSP

Skutečný průhyb po upřesnění:

$$f_{skutečný} = k * f_{MKP} = 4,058 * 2 = 8,116 < 10,0 \text{ mm}$$

Závěr:

Průhyb dle limitní hodnoty (viz str. 109) po upřesnění vyhovuje. Zároveň jsou splněna veškerá normová kritéria pro mezní stav použitelnosti. Trhliny v průřezu nevznikají, ale vzhledem k faktu, že trhliny mohou vzniknout i od účinků nepřímého zatížení (např. smršťování) byl uvažován součinitel tahového zpevnění $\zeta = 0,5$. Konstrukce bude na základě výpočtů vyztužena.



6 Část Ocelové konstrukce

Procentuálně není tato složka v diplomové práci zastoupena, jedná se pouze o předběžný návrh ocelových sloupů částečně podpírající stropní desky.

Zatížení z předběžného návrhu jednotlivých sloupů:

Číslo sloupu	Zatížení [kN]	Číslo sloupu	Zatížení [kN]
1	18,00	6	32,56
2	21,37	7	31,54
3	12,16	8	32,42
4	13,00	9	56,68
5	5,38	10	103,21

Tab. 68 - zatížení ocelových sloupů

Ocel: S235

Průřez: kruhová trubka, průměr $d = 70$ mm, tloušťka stěny $t = 8,0$ mm

$$g = 27,6 \text{ kg/m}$$

$$A = 1558 \text{ mm}^2$$

$$I = 761\,000 \text{ mm}^4$$

Posudek:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t} = \frac{70}{8,0} = 8,75 < 50 * \varepsilon^2 = 50 \rightarrow 1. \text{ třída průřezu}$$

$$L_{cr} = \beta * L = 1,0 * 2760 = 2760 \text{ mm}$$

$$\beta = 1,0 \rightarrow \textit{kloubově uchycený prvek}$$

$$N_{cr,y} = N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 210000 * 7,61 * 10^5}{2760^2} = 206\,845 \text{ N}$$

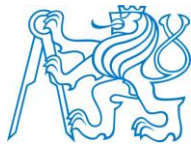
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{1558 * 235}{206\,845}} = 1,330$$

Součinitel imperfekce pro křivku vzpěrnosti a: $\alpha = 0,21$

$$\phi = 0,5 * (1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\phi = 0,5 * (1 + 0,21 * (1,33 - 0,2) + 1,33^2) = 1,5031$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,5031 + \sqrt{1,5031^2 - 1,33^2}} = 0,454$$



Únosnost průřezu:

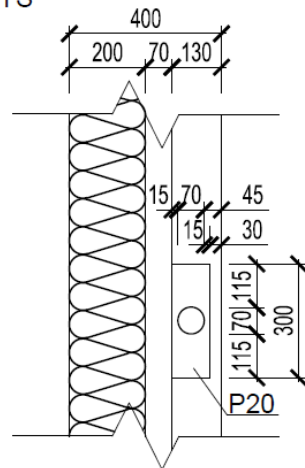
$$N_{b,Rd} = \chi * A * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,454 * 1558 * \frac{235}{1}$$

$$N_{b,Rd} = 166,2 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} > N_{Ed} \quad 166,2 > 103,2 \text{ kN} \rightarrow \text{návrh vyhovuje}$$

Únosnost betonu pod ocelovým sloupkem:

PŮDORYS



$$a_1 = 200 \text{ mm}$$

$$a_r = 30 \text{ mm}$$

$$a = 100 \text{ mm}$$

$$b_1 = 500 \text{ mm}$$

$$b_r = 115 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$a_2 = \min \begin{pmatrix} a + 2 * a_r \\ 5 * a \\ a + h \end{pmatrix}$$

$$a_2 = \min \begin{pmatrix} 100 + 2 * 30 \\ 5 * 100 \\ 100 + 640 \end{pmatrix}$$

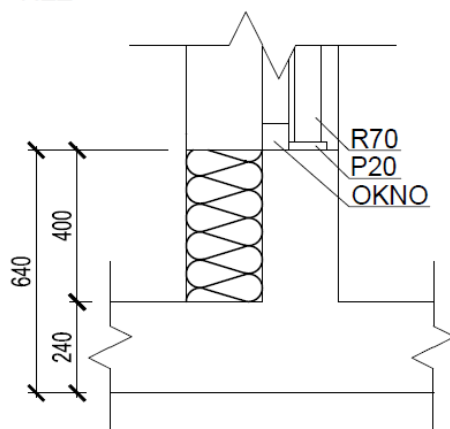
$$a_2 = 160 \text{ mm}$$

$$b_2 = \min \begin{pmatrix} b + 2 * b_r \\ 5 * b \\ b + h \end{pmatrix}$$

$$b_2 = \min \begin{pmatrix} 300 + 2 * 115 \\ 5 * 300 \\ 300 + 640 \end{pmatrix}$$

$$b_2 = 530 \text{ mm}$$

ŘEZ

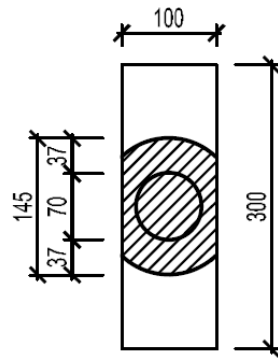


Obr. 177 - Schematický výkres k zatížení ocelovým sloupkem

$$k = \sqrt{\frac{a_2 * b_2}{a * b}} = \sqrt{\frac{160 * 530}{100 * 300}} = 1,68$$

$$f_{j,d} = \beta_j * f_{cd} * k_j = 0,67 * 20 * 1,68 = 22,5 \text{ MPa}$$

$$c = t * \sqrt{\frac{f_y}{3 * f_{j,d} * \gamma_{M1}}} = 20 * \sqrt{\frac{235}{3 * 22,5 * 1}} = 37,3 \text{ mm}$$



$$A_{eff} = 13\,206 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} = f_{j,d} * A_{eff}$$

$$N_{Rd} = 22,5 * 13\,206$$

$$N_{Rd} = 297,1 \text{ kN}$$

Obr. 178 - Účinná plocha

Návrhová únosnost sloupu v tlaku je menší než síla nutná k drcení stropní desky (respektive průvlaku). Výpočet únosnosti ocelové trubky byl vypočítán na výšku bez průvlaku ($h = 2760 \text{ mm}$), což je na straně bezpečnosti a nemusí se přepočítávat. Maximální zatížení vygenerováno programem SCIA Engineer je $154,02 \text{ kN}$ od svislé reakce, ohybové momenty $M_x = 0,01 \text{ kNm}$ a $M_y = 1,14 \text{ kNm}$. Přes vyšší zatížení prutu návrh stále vyhovuje. Celý návrh byl uvažován pro centricky tlačенý, maximálně zatížený sloup. Pro méně namáhané prvky je možné v rámci úspor navrhnout menší tloušťku stěny.

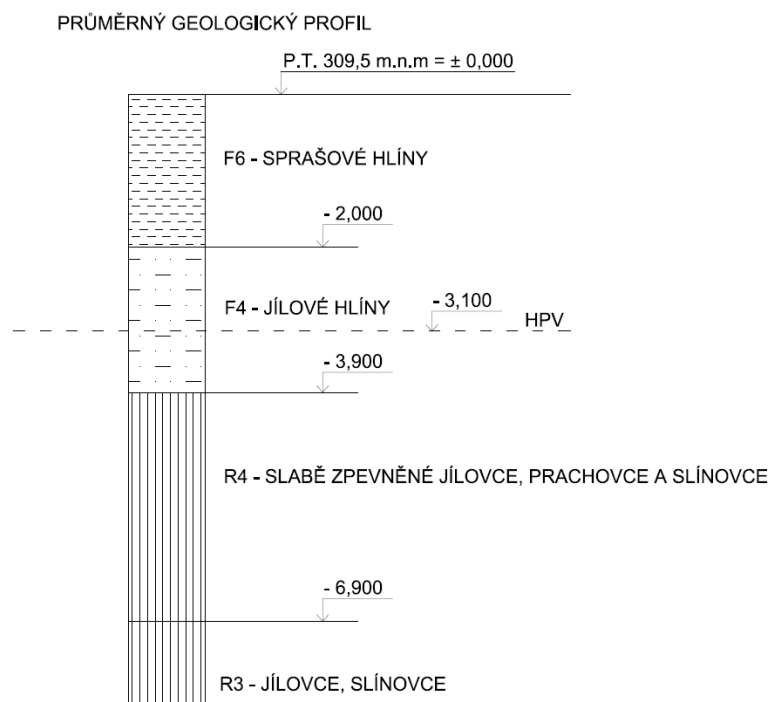


7 Část geotechniky

V diplomové práci je tato část zastoupena 10%. V následující kapitole byly zjištěny základové poměry z inženýrskogeologických a hydrogeologických map. Následně byl proveden návrh a výpočet základových konstrukcí. Součástí složky je rovněž výkresová dokumentace.

7.1 Základové poměry

Území pro založení objektu se nachází v průměrné výšce 309,5 m.n.m. Veškeré podklady o složení a mocnosti vrstev byly získány z inženýrskogeologických a hydrogeologických map. Horniny skalního podkladu tvoří černošedé jílovce v přibližné hloubce 3,9 m pod úrovní terénu (305,6 m.n.m.). Předpokládaná třída horniny R4, R3 (viz. geologický profil). Nad poloskalním podkladem je jemnozrnná zemina, skládající se ze dvou vrstev o mocnosti 2 m (F6) a 1,9 m (F4). Hladina podzemní vody je uvažována v nadmořské výšce 306,4 m.n.m.



Obr. 179 - Geologický profil

7.2 Návrh a výpočet

Veškeré výpočty proběhly v aplikaci GEO5 od společnosti FINE. Byly použity programy: Pilota, Deska. Základová konstrukce byla navržena jako deska s nosníky pružně podepřená pilotami. Výpočet pilot proběhl dle metody doc. Masopusta pomocí konstrukce mezní zatěžovací křivky. K výpočtu byly použity regresní koeficienty viz. Tab 69. Uvažované parametry tuhosti podloží desky C1, C2 byly vypočítány programem na základě váženého průměru modulu přetvárnosti a deformační hloubky. Výsledným návrhem jsou deska a piloty se vzájemnou interakcí (sedání, reakce, tuhost pružné podpory). Veškeré výpočty z programu GEO5 jsou uloženy v přílohách a odpovídají limitním hodnotám celkovému i rozdílnému sedání základů ŽB monolitické konstrukce.



zemina (hornina)		regresní koeficienty			
		a	b	e	f
poloskalní	R3	246	225	2840	1298
	R4	169	139	1616	1155
jemnozrné	I _C = 0,75	72	64,7	593	617

Tab. 69 - Regresní koeficienty

7.3 Základové konstrukce

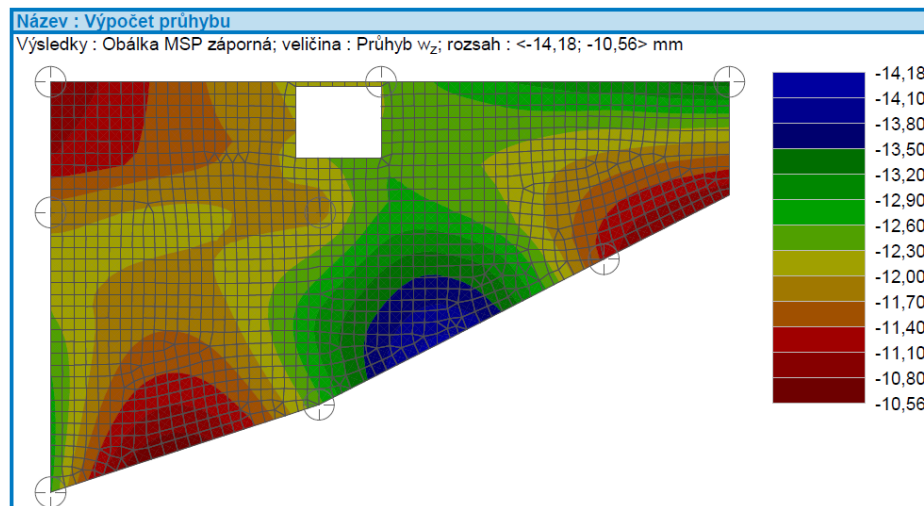
Celý objekt je založen na základové desce s nosníky. Tloušťka desky je dle výpočtu 300 mm. Rozměry nosníků pod deskou jsou 400 x 400 mm. Podkladní vrstvu tvoří prostý beton o tloušťce 100 mm. Nosné železobetonové stěny jsou uvažovány jako spolupůsobící konstrukční prvek základových nosníků. V místě výtahové šachty je základová spára snížena (viz. výkresová dokumentace - Řez). Konstrukční nosné prvky je možné vyztužit. Vyšší stupeň vyztužení je v oblasti desky u výtahové šachty (tzv. špičky), které lze částečně redukovat k lici stěny. Základový rošt (nosníky) pružně podpírají piloty, které byly navrženy v závislosti na spolupůsobení desky. Popis a charakteristika jednotlivých pilot je zobrazena v následující tabulce:

Číslo piloty	φ piloty [mm]	Výškové kóty relativní		Délka piloty [m]	Svislé zatížení [kN]	Hornina v patě piloty
		Hlava piloty [m]	Pata piloty [m]			
1	600	-0,9	-3,80	2,90	327,20	F4
2	1100	-1,8	-8,60	6,80	1961,20	R3
3	900	-0,9	-5,62	4,72	1066,38	R4
4	1100	-0,9	-7,75	6,85	1824,11	R3
5	1100	-0,9	-8,60	7,90	2122,93	R3
6	1100	-0,9	-6,90	6,00	1752,58	R3
7	900	-0,9	-5,90	5,00	1044,48	R4
8	1100	-0,9	-9,15	8,25	2134,00	R3

Tab. 70 - Charakteristika pilot

7.4 Materiálové řešení

- Beton: C20/25 XC2 - Cl 0,2 - D_{MAX}16 - S3 (piloty)
- Beton: C30/37 XC3 - Cl 0,2 - D_{MAX}16 - S3 (základová deska)
- Ocel: B500B



Obr. 180 - Průhyb základové desky



8 Závěr

Cílem diplomové práce byl návrh železobetonové monolitické konstrukce bytového domu v Praze na základě architektonicko-technické studie. Práce se skládá ze tří částí.

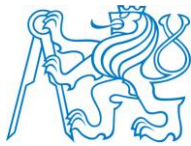
Hlavní složkou je statický návrh objektu. V úvodu této části byl řešen konstrukční systém budovy, primárně nosné prvky pro přenos vodorovného a svislého zatížení. Dále bylo určeno, navrženo stálé a proměnné zatížení objektu. Podle požadavků normy, byla zvýšena konstrukční výška podlaží budovy.

Předběžný návrh stropních desek proběhl empiricky i dle ohybové štíhlosti. Následně bylo navrženo schodiště a rozšířen schodišťový prostor. Svislé nosné konstrukce byly navrhovány od horních pater budovy, kde byly některé nosné prvky zakládány na deskách nižších podlaží. Součástí předběžného návrhu je posudek ohybové, smykové únosnosti desek a rovněž kontrola desek na účinky protlačení. V nižších patrech jsou stěny nesené průvlaky (parapetními nosníky), které přenášejí zatížení do sloupů. Dle předběžného návrhu byly určeny rozměry a tvar nosných konstrukcí.

Na základě předběžného návrhu byl zkonstruován 3D model v programu SCIA Engineer. Dle modelu byla nejvíce namáhaná stropní deska 5NP, kterou bylo v práci úkolem navrhnout. Pro podrobný návrh byly vytvořeny dva 2D modely s vetknutými nebo kloubovými podporami. Z důvodů překročení limitních průhybů, byly v desce navrženy ztužující žebra. V závislosti na zatížení jednotlivých modelů byla deska a průvlaky vyztuženy. Součástí výpočtů byl návrh výztuže na protlačení desky. Dále proběhl posudek na MSP, především zaměřený na přepočet průhybu oslabený trhlinami, dotvarováním, smršťováním.

V části geotechnika proběhl návrh rozměrů základových konstrukcí. Objekt bude založen na základové desce s nosníky (roštem), které jsou pružně podepřeny pilotami.

Stavební část je zaměřena především na skladby konstrukcí a tepelně-technické požadavky budovy.



9 Seznam příloh

▪ A - STATICKÁ ČÁST

- A-01. Výkres tvaru 5NP
- A-02. Výkres tvaru schodiště
- A-03. Výkres dolní výztuže desky
- A-04. Výkres horní výztuže desky
- A-05. Výkres vyztužení průvlaků - půdorys
- A-06. Výkres vyztužení průvlaků - řez
- A-07. Technická zpráva
- A-08. Výpočet protlačení JORDAHL

▪ B - GEOTECHNICKÁ ČÁST

- B-01. Výkres hlubinných základů
- B-02. Řez základovou konstrukcí
- B-03. Výstupní dokumenty z programu GEO5 (deska, pilota)

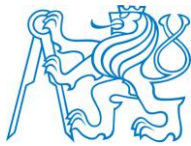
▪ C - STAVEBNÍ ČÁST

- C-01. Řez schodištěm
- C-02. Půdorys 5NP
- C-03. Detail schodiště
- C-04. Technická zpráva
- C-05. Tepelně-technické posudky



10 Seznam tabulek

TAB. 1 - ZATÍŽENÍ OD SKLADBY NEPOCHOZÍ STŘECHY	23
TAB. 2 - ZATÍŽENÍ OD SKLADBY POCHOZÍ STŘECHA.....	24
TAB. 3 - ZATÍŽENÍ OD SKLADBY BALÓNU	24
TAB. 4 - ZATÍŽENÍ OD SKLADBY STROPNÍ KONSTRUKCE VYŠŠÍCH PODLAŽÍ	25
TAB. 5 - ZATÍŽENÍ OD SKLADBY STROPNÍ KONSTRUKCE 1NP	26
TAB. 6 - SKLADBA OBVODOVÉ KONSTRUKCE	26
TAB. 7 PLOŠNÉ ZATÍŽENÍ OD PŘÍČEK	30
TAB. 8 - CELKOVÉ ZATÍŽENÍ STŘEŠNÍ KONSTRUKCE.....	46
TAB. 9 - CELKOVÉ ZATÍŽENÍ DESKY TERASA 7NP	46
TAB. 10 - CELKOVÉ ZATÍŽENÍ DESKY TERASA 6NP	46
TAB. 11 - CELKOVÉ ZATÍŽENÍ DESKY BALKÓNU 3NP AŽ 5NP	47
TAB. 12 - CELKOVÉ ZATÍŽENÍ DESKY BYTU 3NP AŽ 6NP	47
TAB. 13 - CELKOVÉ ZATÍŽENÍ DESKY BYTU 3NP AŽ 6NP	47
TAB. 14 - CELKOVÉ ZATÍŽENÍ DESKY BYTU 2NP	48
TAB. 15 - CELKOVÉ ZATÍŽENÍ DESKY JÁDRA BYTU 2NP-6NP	48
TAB. 16 - CELKOVÉ ZATÍŽENÍ DESKY JÁDRA BYTU 7NP	49
TAB. 17 - ZATÍŽENÍ PODESTY	49
TAB. 18 - LINIOVÉ ZATÍŽENÍ OD SCHODIŠŤOVÉHO RAMENE	49
TAB. 19 - ZATĚŽOVACÍ PLOCHA SVISLÝCH NOSNÝCH KONSTRUKCÍ 7NP.....	50
TAB. 20 - ZATÍŽENÍ OD STĚNY S1	51
TAB. 21 - ZATÍŽENÍ OD STĚNY S3	53
TAB. 22 - ZATÍŽENÍ OD SLOUPU P1.....	53
TAB. 23- ZATÍŽENÍ OD STĚNY S4	55
TAB. 24 - ZATÍŽENÍ OD STĚNY S5	59
TAB. 25 - ZATÍŽENÍ OD STĚNY S6	60
TAB. 26 - ZATÍŽENÍ OD SLOUPU P6.....	60
TAB. 27 - ZATÍŽENÍ OD SLOUPU P7.....	60
TAB. 28 - ZATÍŽENÍ POD STĚNOU S7	63
TAB. 29 - ZATÍŽENÍ OD SLOUPU P3.....	63
TAB. 30 - ZATÍŽENÍ STĚNY S8	65
TAB. 31 - ZATÍŽENÍ SLOUP P4.....	66
TAB. 32 - ZATÍŽENÍ SLOUPU P5.....	66
TAB. 33 - ZATÍŽENÍ STĚNY S9	66
TAB. 34 ZATÍŽENÍ OD STĚNY S10.....	69
TAB. 35 - ZATÍŽENÍ OD STĚNY S10 TLOUŠŤKA 250 MM	71
TAB. 36 - ZATÍŽENÍ OD SLOUPU S12A	73
TAB. 37 - ZATÍŽENÍ OD SLOUPU P10.....	73
TAB. 38 - ZATÍŽENÍ OD SLOUPU P2.....	73
TAB. 39- ZATÍŽENÍ POD SLOUPEM S12B	74
TAB. 40 - ZATÍŽENÍ POD SLOUPEM P9	74
TAB. 41- ZATÍŽENÍ POD STĚNOU S12 VE 3NP	74
TAB. 42 - ZATÍŽENÍ POD STĚNOU S12 V 3NP VČETNĚ TÍHY OD BYTU A BALKONU	77
TAB. 43 - ZATÍŽENÍ OD STĚNY S11	79
TAB. 44 - ZATÍŽENÍ OD STĚNY S21	80
TAB. 45 - ZATÍŽENÍ OD STĚNY S22	83
TAB. 46 - ZATÍŽENÍ OD STĚNY S23	84
TAB. 47 - ZATÍŽENÍ STĚNY S14 V 6NP	85
TAB. 48 - ZATÍŽENÍ STĚNY S13 V 6-3NP	86



TAB. 49 - ZATÍŽENÍ STĚNY S14 v 5-4NP	86
TAB. 50 - ZATÍŽENÍ STĚNY S13 v 2NP	86
TAB. 51 - ZATÍŽENÍ STĚNY S14 v 2NP	87
TAB. 52 - ZATÍŽENÍ POD STĚNOU S15A	87
TAB. 53 - ZATÍŽENÍ STĚNY S15B	88
TAB. 54 - ZATÍŽENÍ POD STĚNOU S16	88
TAB. 55 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA POD STĚNAMI S13,S14,S15A.....	89
TAB. 56 - OHYBOVÝ MOMENT POD STĚNAMI S13, S14, S15A	89
TAB. 57 - ZATÍŽENÍ POD STĚNOU S17	93
TAB. 58 - ZATÍŽENÍ POD STĚNOU S20	93
TAB. 59 - ZATÍŽENÍ V PATĚ SLOUPU P11.....	94
TAB. 60 - ZATÍŽENÍ V PATĚ SLOUPU P12.....	95
TAB. 61 - ZATÍŽENÍ V PATĚ SLOUPU P13.....	95
TAB. 62 - NÁVRHOVÉ HODNOTY ZATÍŽENÍ V MEZNÍCH STAVECH ÚNOSNOSTI TYPU EQU - SOUBOR A	99
TAB. 63 - ZATÍŽENÍ POCHOZÍ STŘECHY - VYLEHČENÉ	108
TAB. 64 - NÁVRHOVÉ MOMENTY DESKY	114
TAB. 65 - MINIMÁLNÍ PLOCHA VÝZTUŽE PRO OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN V RANÉM STÁDIU PO BETONÁŽI DESKY	117
TAB. 66 - KOTEVNÍ A STYKOVÉ DÉLKY VÝZTUŽE.....	150
TAB. 67 - SHRNUJÍCÍ TABULKA MSP	160
TAB. 68 - ZATÍŽENÍ OCELOVÝCH SLOUPŮ	161
TAB. 69 - REGRESNÍ KOEFICIENTY.....	165
TAB. 70 - CHARAKTERISTIKA PILOT	165



11 Seznam obrázků

OBR. 1 - ŘEZ.....	10
OBR. 2 - POHLED ZPRAVA.....	10
OBR. 3 - ČELNÍ POHLED.....	10
OBR. 4 - POHLED ZLEVA.....	10
OBR. 5 - PŮDORYS 2NP.....	11
OBR. 6 - PŮDORYS 1NP.....	11
OBR. 7 - PŮDORYS 3NP.....	12
OBR. 8 - PŮDORYS 8NP.....	12
OBR. 9 - PŮDORYS 5NP.....	13
OBR. 10 - PŮDORYS 6NP.....	13
OBR. 11 - PŮDORYS 7NP.....	14
OBR. 12 - FOTOGRAFIE Z JIHOVÝCHODNÍ STRANY (ZDROJ VLASTNÍ).....	14
OBR. 13 - SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE 1NP.....	15
OBR. 14 - NOSNÉ SVISLÉ KONSTRUKCE 2NP.....	16
OBR. 15 - SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE 3NP.....	16
OBR. 17 - SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE 4NP.....	17
OBR. 16 - SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE 5NP.....	17
OBR. 18 - SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE 6NP.....	18
OBR. 19 - SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE 7NP.....	18
OBR. 20 - SCHÉMA VÝKRESU TVARU 1NP.....	19
OBR. 21 - SCHÉMA VÝKRESU TVARU 2 NP.....	19
OBR. 22 - SCHÉMA VÝKRESU TVARU 4NP.....	20
OBR. 23 - SCHÉMA VÝKRESU TVARU 3 NP.....	20
OBR. 24 - SCHÉMA VÝKRESU TVARU 6NP.....	21
OBR. 25 - SCHÉMA VÝKRESU TVARU 5 NP.....	21
OBR. 26 - SCHÉMA VÝKRESU TVARU 7NP.....	22
OBR. 27 - SKLADBA NEPOCHOZÍ STŘECHY.....	23
OBR. 28 - SKLADBA POCHOZÍ STŘECHY.....	23
OBR. 29- SKLADBA BALKÓNU.....	24
OBR. 30 - SKLADBA VYŠŠÍCH PODLAŽÍ STROPNÍ KONSTRUKCE.....	25
OBR. 31 - SKLADBA STROPNÍ KONSTRUKCE 1NP.....	25
OBR. 32 - ZATEPLOVACÍ SYSTÉM OBVODOVÉ KONSTRUKCE.....	26
OBR. 33 - ROZNÁŠECÍ PLOCHA PŘÍČEK 2NP.....	27
OBR. 34 - ROZNÁŠECÍ PLOCHA PŘÍČEK 3NP.....	28
OBR. 35 - ROZNÁŠECÍ PLOCHA PŘÍČEK 4NP.....	28
OBR. 36 - ROZNÁŠECÍ PLOCHA PŘÍČEK 5NP.....	29
OBR. 37 - ROZNÁŠECÍ PLOCHA PŘÍČEK 6NP.....	29
OBR. 38 - ROZNÁŠECÍ PLOCHA PŘÍČEK 7NP.....	30
OBR. 39 - GEOMETRICKÉ ROZDĚLENÍ VĚTRU.....	32
OBR. 40 - GEOMETRICKÉ ROZDĚLENÍ ZATÍŽENÍ STĚN OD PODÉLNÉHO VĚTRU.....	33
OBR. 41 - TVAROVÝ SOUČINITEL PRO ZATÍŽENÍ SNĚHEM, PŘILEHLÁ STŘECHA K VYŠŠÍ STAVBĚ.....	35
OBR. 42 - PRŮMĚR PLOŠNÉHO ZATÍŽENÍ SNĚHEM 7NP.....	35
OBR. 43 - ROZMĚRY PRO NÁVRH ZATÍŽENÍ SNĚHEM 7NP.....	35
OBR. 44 - PRŮMĚR PLOŠNÉ ZATÍŽENÍ SNĚHEM 6NP.....	36
OBR. 45 -TVAR. ZATÍŽENÍ SNĚHEM PRO VÝSTUPKY A PŘEKÁŽKY.....	36
OBR. 46 - ROZMĚR PRO ZATÍŽENÍ SNĚHEM 6NP.....	36
OBR. 47 - STATICKÉ PŮSOBENÍ STŘEŠNÍ KONSTRUKCE.....	38
OBR. 48 - STATICKÉ PŮSOBENÍ STROPNÍ DESKY 6NP.....	39



OBR. 49 - STATICKÉ PŮSOBENÍ STROPNÍ DESKY 5NP	40
OBR. 50 - PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH SCHODIŠTĚ	41
OBR. 51 - UPRAVENÝ PŮDORYS 3NP	42
OBR. 52 - UPRAVENÝ PŮDORYS 2NP	42
OBR. 53 - UPRAVENÝ PŮDORYS 5NP	43
OBR. 54 - UPRAVENÝ PŮDORYS 4NP	43
OBR. 55 - UPRAVENÝ PŮDORYS 7NP	44
OBR. 56 - UPRAVENÝ PŮDORYS 6NP	44
OBR. 57 - SCHÉMA SCHODIŠTĚ	45
OBR. 58 - NOSNÉ A NESENÉ SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE 7NP	50
OBR. 59 - OHYBOVÝ MOMENT POD STĚNOU S1 [kNm]	51
OBR. 60 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA POD STĚNOU S1 [kN]	51
OBR. 61 - ZATÍŽENÍ OD STĚNY S2	52
OBR. 62 - OHYBOVÝ MOMENT STROPNÍ DESKY POD STĚNOU S3 [kNm]	54
OBR. 63 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA POD STĚNOU S3 [kN]	54
OBR. 64 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA POD STĚNOU S4 [kN]	55
OBR. 65 - OHYBOVÝ MOMENT STROPNÍ DESKY POD STĚNOU S4 [kNm]	55
OBR. 66 - SCHÉMA PROTLAČENÍ	57
OBR. 67 - NOSNÉ A NESENÉ SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE 6NP	58
OBR. 68 - ZATĚŽOVACÍ PLOCHY SVISLÝCH NOSNÝCH KONSTRUKCÍ 6NP	58
OBR. 69 - OHYBOVÝ MOMENT POD STĚNOU S6 - VETKNUTÍ	61
OBR. 70 - VÝPOČTOVÉ ZATÍŽENÍ POD STĚNOU S6	61
OBR. 71 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA POD STĚNOU S6	61
OBR. 72 - OHYBOVÝ MOMENT POD STĚNOU S6 - KLOUBOVÉ ULOŽENÍ	61
OBR. 73 - VNITŘNÍ SÍLY BETONOVÉ KONSTRUKCE	62
OBR. 74 - OHYBOVÝ MOMENT OD ZATÍŽENÍ STĚNY S7	63
OBR. 75 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA OD ZATÍŽENÍ STĚNY S7	64
OBR. 76 - ZATĚŽOVACÍ PLOCHY SVISLÝCH NOSNÝCH KONSTRUKCÍ 5NP	67
OBR. 77 - ZATĚŽOVACÍ PLOCHY SVISLÝCH NOSNÝCH KONSTRUKCÍ 4NP	67
OBR. 78 - ZATĚŽOVACÍ PLOCHY SVISLÝCH NOSNÝCH KONSTRUKCÍ 3NP	68
OBR. 79 - ZATĚŽOVACÍ PLOCHY SVISLÝCH NOSNÝCH KONSTRUKCÍ 2NP	68
OBR. 80 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA POD STĚNOU S10	69
OBR. 81 - OHYBOVÝ MOMENT POD STĚNOU S10	69
OBR. 82 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA POD STĚNOU S10 TLOUŠŤKY 250 MM	71
OBR. 83 - OHYBOVÝ MOMENT POD STĚNOU S10 TLOUŠŤKY 250 MM	71
OBR. 84 - ZATÍŽENÍ POD STĚNOU S12	75
OBR. 85 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA POD STĚNOU S12	75
OBR. 86 - OHYBOVÝ MOMENT POD STĚNOU S12	75
OBR. 87 - ZATĚŽOVACÍ PLOCHY SVISLÝCH NOSNÝCH KONSTRUKCÍ 1NP	79
OBR. 88 - ZATÍŽENÍ POD STĚNAMI S11, S21	80
OBR. 89 - OHYBOVÝ MOMENT POD STĚNAMI S11, S21	81
OBR. 90 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA POD STĚNAMI S11, S21	81
OBR. 91 - OHYBOVÝ MOMENT POD STĚNAMI S11, S21 - PROSTĚ PODEPŘENÝ	81
OBR. 92 - OHYBOVÝ MOMENT POD STĚNAMI S22, S23	84
OBR. 93 - ZATÍŽENÍ OD STĚN S22, S23	84
OBR. 94 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA POD STĚNAMI S22, S23	85
OBR. 95 - TOK ZATÍŽENÍ MEZI STĚNAMI S13, S14	85
OBR. 96 - ZATÍŽENÍ POD STĚNAMI S13, S14, S15A	89
OBR. 97 - SCHÉMA ZATÍŽENÍ OD S15B, S16	92



OBR. 98 - OHYBOVÝ MOMENT POD STĚNAMI S15B, S16	92
OBR. 99 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA POD STĚNAMI S15B, S16	92
OBR. 100 - AXONOMETRICKÝ POHLED ZLEVA.....	96
OBR. 101 - AXONOMETRICKÝ POHLED ZPRAVA	96
OBR. 102 - POHLED ZEPŘEDU	96
OBR. 103 - POHLED ZLEVA	96
OBR. 104 - VYGENEROVANÁ SÍŤ PLOŠNÝCH PRVKŮ	97
OBR. 105 - PRŮHYB OD VLASTNÍ TÍHY POHLED ZLEVA	97
OBR. 106 - PRŮHYB OD VLASTNÍ TÍHY POHLED ZPRAVA.....	97
OBR. 107 - REAKCE KONTROLY ZATÍŽENÍ S 1/3 E STĚN	98
OBR. 108 - REAKCE KONTROLY ZATÍŽENÍ S PLNÝM E.....	98
OBR. 109 - RENDROVANÝ POHLED SVISLÝCH NOSNÝCH PRVKŮ V PŘÍZEMÍ	98
OBR. 110 - NÁVRHOVÁ OBÁLKA INTENZITY NORMÁLOVÉ SÍLY EQU, PLNÉ E	99
OBR. 111 - JEDNOTLIVÉ REAKCE NORMÁLOVÉ SÍLY (PO 0,25 M) KOMBINACÍ EQU V KRITICKÉ OBLASTI [kN] 2-5M100	
OBR. 112 - JEDNOTLIVÉ REAKCE NORMÁLOVÉ SÍLY (PO 0,25 M) KOMBINACÍ EQU V KRITICKÉ OBLASTI [kN] 0-2M100	
OBR. 113 - JEDNOTLIVÉ REAKCE CHARAKTERISTICKÉ NORMÁLOVÉ SÍLY (PO 0,25 M) KOMBINACÍ EQU V KRITICKÉ OBLASTI [kN] 101	
OBR. 114 - CHARAKTERISTICKÁ OBÁLKA INTENZITY NORMÁLOVÉ SÍLY EQU, PLNÉ E	101
OBR. 115 - OBÁLKA REAKCÍ NORMÁLOVÉ SÍLY STR [kN] S TŘETINOVÝM MODULEM PRUŽNOSTI STĚN VE STYKU SE ZÁKLADOVOU SPÁROU	102
OBR. 116 - OBÁLKA REAKCÍ NORMÁLOVÉ SÍLY STR [kN]	102
OBR. 117 - OKAMŽITÝ PRŮHYB OD KVAZISTÁLÉ KOMBINACE.....	103
OBR. 118 - 2D MODEL STROPNÍ DESKY 5NP V PODPORÁCH VETKNUTÝ.....	104
OBR. 119 - ZATÍŽENÍ NORMÁLOVOU SILOU OD VRCHNÍ KONSTRUKCE	104
OBR. 120 - VÝSEK Z 3D MODELU (ZATÍŽENÍ OD STĚNY A SLOUPŮ)	104
OBR. 121 - PLNÉ UŽITNÉ ZATÍŽENÍ	105
OBR. 122 - UŽITNÉ ZATÍŽENÍ BALKÓN	105
OBR. 123 - UŽITNÉ ZATÍŽENÍ PLNÝ BYT.....	105
OBR. 124 - UŽITNÉ ZATÍŽENÍ POKOJ + KUCHYŇ.....	106
OBR. 125 - UŽITNÉ ZATÍŽENÍ CHODBA, KOUPELNA, MALÝ POKOJ	106
OBR. 126 - UŽITNÉ ZATÍŽENÍ BALKÓN + POKOJ	106
OBR. 127 - ROZMĚR PRO LIMITNÍ PRŮHYB.....	107
OBR. 128 - VETKNUTĚ PODEPŘENÁ DESKA S KVAZISTÁLÝM ZATÍŽENÍM, OZUBEM.....	107
OBR. 129 - DESKA KLOUBOVĚ PODEPŘENÁ S KVAZISTÁLÝM ZATÍŽENÍM, OZUBEM	108
OBR. 130 - VETKNUTĚ ULOŽENÁ DESKA S KVAZISTÁLÝM ZATÍŽENÍM, OZUBEM A ATIKOU.....	108
OBR. 131 - DESKA KLOUBOVĚ PODEPŘENÁ S KVAZISTÁLÝM ZATÍŽENÍM, OZUBEM A ATIKOU.....	109
OBR. 132 - VETKNUTĚ ULOŽENÁ DESKA S KVAZISTÁLÝM ZATÍŽENÍM, OZUBEM, ATIKOU A VCHODOVÝM PRŮVLAKEM .	109
OBR. 133 - DESKA KLOUBOVĚ PODEPŘENÁ S KVAZISTÁLÝM ZATÍŽENÍM, OZUBEM, ATIKOU A VCHODOVÝM PRŮVLAKEM	109
OBR. 134 - PRŮHYB KLOUBOVĚ PODEPŘENÉ DESKY S ATIKOU A VCHODEM.....	110
OBR. 135 - PRŮHYB VETKNUTÉ DESKY S ATIKOU A VCHODEM.....	110
OBR. 136 - NÁVRHOVÝ MOMENT V POLI VE SMĚRU X S KLOUBOVÝMI PODPORAMI.....	111
OBR. 137 - NÁVRHOVÝ MOMENT V POLI VE SMĚRU X S VETKNUTÝMI PODPORAMI	111
OBR. 138 - NÁVRHOVÝ MOMENT V POLI VE SMĚRU Y S KLOUBOVÝMI PODPORAMI.....	112
OBR. 139 - NÁVRHOVÝ MOMENT V POLI VE SMĚRU Y S VETKNUTÝMI PODPORAMI	112
OBR. 140 -NÁVRHOVÝ MOMENT NAD PODPOROU VE SMĚRU X S VETKNUTÝMI PODPORAMI	113
OBR. 141 - NÁVRHOVÝ MOMENT NAD PODPOROU VE SMĚRU X S KLOUBOVÝMI PODPORAMI	113
OBR. 142 - NÁVRHOVÝ MOMENT NAD PODPOROU VE SMĚRU Y S KLOUBOVÝMI PODPORAMI	114
OBR. 143 - NÁVRHOVÝ MOMENT NAD PODPOROU VE SMĚRU Y S VETKNUTÝMI PODPORAMI.....	114
OBR. 144 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA VE SMĚRU X KLOUBOVĚ PODEPŘENÉ DESKY	120
OBR. 145 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA VE SMĚRU X VETKNUTĚ ULOŽENÉ DESKY	120



OBR. 146 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA VE SMĚRU Y KLOUBOVĚ PODEPŘENÉ DESKY	121
OBR. 147 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA VE SMĚRU Y VETKNUTĚ ULOŽENÉ DESKY	121
OBR. 148 - POSUZOVANÉ OBLASTI NA PROTLAČENÍ	124
OBR. 149 - 3D ZOBRAZENÍ VÝZTUŽE NA PROTLAČENÍ, SLOUP P11	126
OBR. 150 - PŮDORYS VÝZTUŽE PROTLAČENÍ NAD SLOUPEM P11	127
OBR. 151 - ŘEZ VÝZTUŽÍ NA PROTLAČENÍ NAD SLOUPEM P11	127
OBR. 152 - PŮDORYS MODELU S14, VÝPOČET PROTLAČENÍ.....	131
OBR. 153 - PŮDORYS VÝZTUŽE NA PROTLAČENÍ DLE PROGRAMU, ROH STĚNY S15	133
OBR. 154 - RUČNĚ UPRAVENÝ PŮDORYS VÝZTUŽE NA PROTLAČENÍ, ROH STĚNY S15.....	134
OBR. 155 - ŘEZ VÝZTUŽE NA PROTLAČENÍ ROH STĚNY S15	134
OBR. 156 - NÁVRHOVÝ OHYBOVÝ MOMENT M_y V ŽB ATICE VETKNUTÉ DESKY	137
OBR. 157 - NÁVRHOVÝ OHYBOVÝ MOMENT M_y V ŽB ATICE KLOUBOVĚ PODEPŘENÉ DESKY	137
OBR. 158 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA ŽB ATIKY VETKNUTÉ DESKY	140
OBR. 159 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA ŽB ATIKY KLOUBOVĚ PODEPŘENÉ DESKY	140
OBR. 160 - VÝSEK VYKRESLENÍ POSOUVAJÍCÍ SÍLY ATIKY	141
OBR. 161 - NÁVRHOVÝ OHYBOVÝ MOMENT M_y V ŽB PRŮVLAKU PŘI VCHODU NA TERASU	142
OBR. 162 - NÁVRHOVÝ OHYBOVÝ MOMENT M_y V ŽB ATICE KLOUBOVĚ PODEPŘENÉ DESKY	142
OBR. 163 - VIZUALIZACE VCHODOVÉHO PRŮVLAKU	142
OBR. 164 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA ŽB ATIKY KLOUBOVĚ PODEPŘENÉ DESKY	146
OBR. 165 - POSOUVAJÍCÍ SÍLA ŽB ATIKY VETKNUTÉ DESKY	146
OBR. 166 - VÝSEK VYKRESLENÍ POSOUVAJÍCÍ SÍLY (VCHOD).....	147
OBR. 167 - VÝSEK VYKRESLENÍ POSOUVAJÍCÍ SÍLY (VCHOD, VYŠŠÍ PRŮVLAK)	148
OBR. 168 - UMÍSTĚNÍ ŘEZU (MÍSTO MAXIMÁLNÍHO PRŮHYBU)	151
OBR. 169 - MOMENT M_{xD+} OD KVAZISTÁLÉ KOMBINACE	152
OBR. 170 - MOMENT OD ČÁSTÉ KOMBINACE	152
OBR. 171 - CHARAKTERISTICKÝ MOMENT M_{xD+}	152
OBR. 172 - NÁVRHOVÝ MOMENT M_{xD+}	152
OBR. 173 - MOMENT M_{xD+} OD KVAZISTÁLÉ KOMBINACE ZATÍŽENÍ (KLOUB)	153
OBR. 174 - MOMENT M_{xD+} OD ČÁSTÉ KOMBINACE ZATÍŽENÍ (KLOUB)	153
OBR. 175 - CHARAKTERISTICKÝ MOMENT M_{xD+} (KLOUB).....	153
OBR. 176 - NÁVRHOVÝ MOMENT M_{xD+} (KLOUB)	153
OBR. 177 - SCHEMATICKÝ VÝKRES K ZATÍŽENÍ OCELOVÝM SLOUPKEM	162
OBR. 178 - ÚČINNÁ PLOCHA.....	163
OBR. 179 - GEOLOGICKÝ PROFIL.....	164
OBR. 180 - PRŮHYB ZÁKLADOVÉ DESKY.....	165



12 Zdroje a podklady

- [1] HANZLOVÁ, H., ŠMEJKAL, J.: Betonové a zděné konstrukce 1: Základy navrhování betonových konstrukcí. Nakladatelství ČVUT, 2015, Praha. ISBN 978-80-01-05323-2
- [2] KOHOUTKOVÁ, A., PROCHÁZKA, J., VAŠKOVÁ, J.: Navrhování železobetonových konstrukcí: Příklady a postupy. Nakladatelství ČVUT, 2014, Praha. ISBN 978-80-01-05587-8
- [3] STUDNIČKA, Jiří, Milan HOLICKÝ a Jana MARKOVÁ. *Ocelové konstrukce 2. 2.* vydání. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2015. ISBN 978-80-01-05815-2.
- [4] Michal Kubalík. Moment únosnosti průřezu namáhaného ohybem. Praha: ČVUT 2009. Bakalářská práce, ČVUT, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí.
- [5] Hana Hanzlová. Minimální plocha výztuže pro omezení šířky trhlin v raném stádiu po betonáži desky. Praha: ČVUT 2017. ČVUT, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí.
- [6] archiweb.cz - Bytový dům Gymnastická . archiweb.cz [online]. Copyright © archiweb.cz 1997 [cit. 07.01.2018]. Dostupné z: <http://www.archiweb.cz/buildings.php?action=show&id=1789&type=>
- [7] [online]. Copyright © [cit. 07.01.2018]. Dostupné z: http://downloads.halfen.com/catalogues/cz/media/catalogues/reinforcementsystems/Isi07_CZ.pdf