

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí

(CZECH TECHNICAL UNIVERSITY IN PRAGUE)

(FACULTY OF CIVIL ENGINEERING)

(DEPARTMENT OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES)



DIPLOMOVÁ PRÁCE

(DIPLOMA THESIS)

NÁVRH NOSNÉ KONSTRUKCE OBJEKTU KARLÍNSKÉ
KASKÁDY, PRAHA

(STRUCTURAL DESIGN OF KARLÍN CASCADES, PRAGUE)

Vedoucí diplomové práce
(Supervisor)

Konzultanti
(Consultants)

Ing. Hana Hanzlová, CSc.

K124 – doc. Ing. Šárka Šilarová, CSc.

Autor práce:
(Author)

Bc. David Hlaváč



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Tháškova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Bc. HLAVÁČ Jméno: David Osobní číslo: 379885

Zadávající katedra: betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh nosné konstrukce objektu Karlínské kaskády, Praha

Název diplomové práce anglicky: Structural Design of Karlín Cascades, 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“.

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Bc. DAVID HLAVÁČNázev diplomové práce: NÁVRH NOVÉ KONSTRUKCE OBJEKTU KARLÍNSKÉ
KASKÁDY, PRAHAZákladní část: STATICKÁ - BETON podíl: 90 %Formulace úkolů: Koncepce návrh nové konstrukce objektu
celého objektu. Předb. návrh nosné konstrukce
a příslušných nosných prvků. Podrobný návrh
ramen konkrétního řádu - varianta železo-
beton a předpětý beton. Schémata výztuže
pro nosné konstrukce objektu. Výkresy a detaily
řádu. Schéma technické specifikace ke stat. část.Podpis vedoucího DP: [Podpis] Datum: 2.10.2017

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

2. Část: KPS podíl: 10 %Konzultant (jméno, katedra): doc. Ing. Š. ŠILAROVÁ, CSc. (K124)Formulace úkolů: STŘECHA - KLADEBA, SCHEMA ODVODNĚNÍ ZATÍŽENÍ
JKLADEBY PODLAHYPodpis konzultanta: [Podpis] Datum: 3.11.20173. Část: GEOTECHNIKA podíl: 0 %Konzultant (jméno, katedra): Ing. J. KOS, CSc. (K135)

Formulace úkolů: _____

Podpis konzultanta: _____ Datum: _____

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 tuto diplomovou práci vypracoval samostatně, pouze za odborného vedení Ing. Hany Hanzlové, CSc.

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

V Praze

David Hlaváč

PODĚKOVÁNÍ

Především bych rád poděkoval vedoucí mé diplomové práce Ing. Haně Hanzlové, CSc., za cenné rady a postřehy, za poskytnutý software a že mi věnovala čas i ve svém časově náročném programu. V neposlední řadě i za velmi vstřícný a laskavý přístup. Dále bych rád poděkoval konzultantce doc. Ing. Šárce Šilarové CSc. (K124) za odborné konzultace a vstřícný přístup.

Poděkování patří i mé rodině za neustálou podporu

ANOTACE:

Cílem této diplomové práce je předběžný statický návrh nosných konstrukcí polyfunkčního objektu Karlínských kaskád v Praze. Návrh se týká všech železobetonových a předpjatých prvků v objektu.

Hlavní náplní statické části je podrobný návrh rámové konstrukce multifunkčního sálu o rozpětí 24,3 m a její variantní řešení pro železobeton a dodatečně předpjatý beton.

ABSTRACT:

The main goal of this thesis is a preliminary load-bearing structure design of Karlín Cascades, Prague. The design contains all reinforced and pre-cast concrete members.

The main objective of this work is detailed design and complex assessment of the frame structure with span of 24,3 meters in multifunctional hall and its variant solutions with reinforced and post-tensioned pre-cast concrete

1 Obsah

1	Obsah	7
2	Úvod.....	9
2.1	Identifikační údaje.....	9
2.2	Popis objektu.....	9
2.3	Umístění objektu	9
2.4	Konstrukční systém objektu	10
2.4.1	Volba svislých a vodorovných nosných konstrukcí jednotlivých pater ...	11
3	Zatížení a kombinace	14
3.1	Zatížení.....	14
3.1.1	Proměnná zatížení.....	14
3.1.2	Stálá zatížení	15
3.2	Kombinace zatížení.....	20
4	Předběžný návrh nosných prvků.....	21
4.1	Materiálové charakteristiky.....	21
4.2	Betonová krycí vrstva	22
4.3	Návrh administrativní části budovy	24
4.3.1	Návrh stropní konstrukce 3.-6. NP	24
4.3.2	Návrh stropní konstrukce 7.-8.NP	32
4.3.3	Návrh stropní trám 3.-8.NP.....	36
4.3.4	Návrh sloupů 3.-8.NP	43
4.4	Návrh polyfunkční části budovy	45
4.4.1	Návrh stropní konstrukce polyfunkční části 2.PP – 2.NP.....	45

4.4.2	Návrh stropní konstrukce garážových prostor 3.PP.....	49
4.4.3	Návrh sloupů 3.PP–8.NP	51
5	Návrh rámové konstrukce	59
5.1	Zatížení rámu	59
5.2	Variantní modely rámové konstrukce	62
5.2.1	Model č.1	63
5.2.2	Model č.2	66
5.2.3	Model č.3	69
5.2.4	Vyhodnocení jednotlivých modelů.....	74
5.3	Návrh rámové konstrukce – železobetonová varianta	75
5.3.1	MSÚ – Rámová příčle	75
5.3.2	MSÚ – Sloup rámu	91
5.3.3	MSP - Rámové příčle.....	100
5.4	Předpjatá varianta rámu.....	114
5.4.1	MSP - Posouzení předpjatého nosníku	114
5.4.2	MSÚ - Posouzení předpjatého nosníku	138
5.4.3	MSÚ – Sloup rámu	144
6	Výpis použitých norem	146
7	Použité zdroje, podklady a literatura	147
8	Použitý software	148

2 Úvod

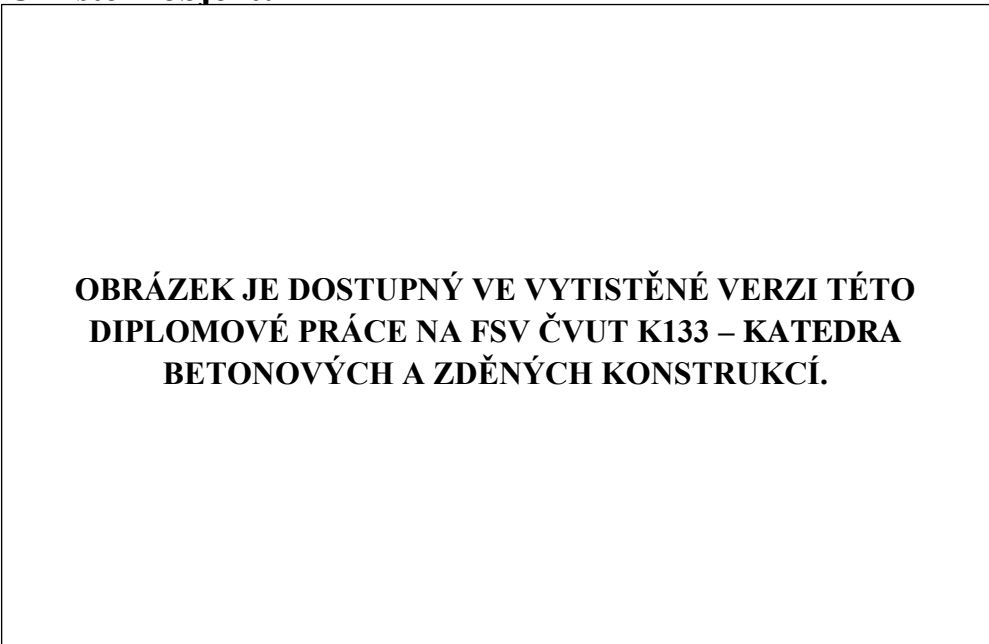
2.1 Identifikační údaje

Název stavby:	Fórum Karlín
Typ objektu:	Polyfunkční administrativní dům
Umístění objektu:	Pernerova 51, 186 00, Praha 8
Počet podlaží:	3 podzemní + 8 nadzemních podlaží

2.2 Popis objektu

Projekt Fórum Karlín je ztělesněním vývoje, kterým městská část za poslední roky prošla, a je výrazným přírůstkem do hypermoderní funkcionalistické architektonické krajiny čtvrti. V rekonstruovaných prostorech bývalé továrny, ve které se od roku 1908 vyráběly parní kotle, nově sídlí vydavatelství Economia s nejmodernějším mediálním newsroomem v Evropě. Vedle něj vyrostla nová osmipodlažní budova. Její dvě nadzemní a jedno podzemní patro tvoří multifunkční sál s kapacitou 3 000 lidí, který poskytuje flexibilní zázemí pro všechny druhy kulturních, společenských a vzdělávacích akcí. V šesti nadzemních podlažích se rozkládá 9 500 m² moderních kancelářských prostor nejvyšší kvality. Součástí tří z nich jsou terasy, vrchní patra nabízí pozoruhodné výhledy do okolí. Na celkovém architektonickém řešení projektu Fórum Karlín se výraznou měrou podílel světoznámý španělský architekt Ricardo Bofill, jehož rukopis je znát hned na několika oceňovaných budovách moderního Karlína

2.3 Umístění objektu

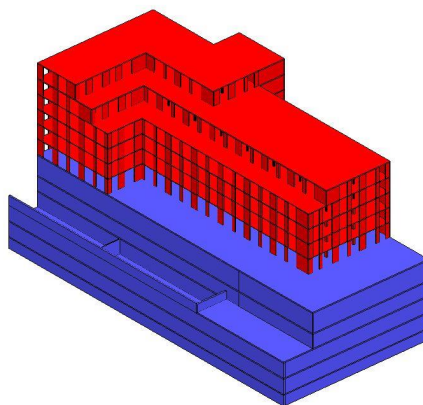


**OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ VE VYTISTĚNÉ VERZI TÉTO
DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT K133 – KATEDRA
BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ.**

Obr. Lokalita budovy, Pernerova 51, 186 00, Praha 8

2.4 Konstrukční systém objektu

Koncept návrhu konstrukčního systému budovy je veden snahou, aby vznikla maximální užitná plocha. Konstrukční systém 3.PP – 2.NP je tvořen kombinací obvodových nosných stěn a vnitřního skeletu s lokálně podepřenou stropní deskou. Administrativní část budovy (3. – 8.NP) je tvořena kombinací obvodovými stěnovými pilíři s vnitřními sloupy, podepírající monolitické rámy, na které jsou osazovány prefabrikované předem předpínané stropní panely. Konstrukční systém administrativní části budovy je v 3.NP transformován do rámové konstrukce, tvořící halový prostor víceúčelového sálu. Celý objekt je založen na základové desce, zesilované v místech namáhání sloupy.



Obr. Rozdělení budovy na polyfunkční část (modrá) a administrativní část (červená)

**OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ VE VYTISTĚNÉ VERZI TÉTO
DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT K133 – KATEDRA
BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ.**

Obr. Charakteristický příčný řez budovy s vyznačením využití prostor

2.4.1 Volba svislých a vodorovných nosných konstrukcí jednotlivých pater

3.–2.PP

OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ VE VYTISTĚNÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT K133 – KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ.

Obr. Volba svislých nosných konstrukcí 3-2.PP

Garážové prostory, jejichž svislý konstrukční systém je tvořen vnitřními sloupy, z nichž část je průběžná až pod střešní konstrukci 8.NP. Zbylá část sloupů probíhá pouze přes tyto 2 podzemní podlaží a podpírá stropní desku kulturního sálu v 1.PP. Obvod obou podlaží lemuje suterénní stěna.

Stropní deska navržena jako lokálně podepřená, zesilovaná v místech uložení na sloup proti protlačení.

Komunikační jádro umístěné vně konstrukci probíhá přes všechna podlaží. Nachází se v něm hlavní schodiště, které vertikálně spojuje objekt po celé výšce. Schodiště je uvažováno jako monolitické deskové.

1.PP-2.NP

V 1.PP se nachází multifunkční kulturní sál procházející přes 3 podlaží. Sál má půdorysnou plochu 52x24 m. Prostory mimo koncertní sál tvoří zázemí pro návštěvníky i nájemníky sálu, hygienická zařízení, převlékárny a recepci. Svislé nosné prvky opět řešeny jako vnitřní sloupy a obvodová nosná stěna, navazující na suterénní stěnu nižších podlaží.

Konstrukci sálu tvoří 7 rámu o rozpětí 24,3 m se zatěžovací šířkou 8,1 m. Rám vynáší 6 nadzemních podlaží administrativní části a je uvažován ve variantách jako železobetonový monolitický nebo dodatečně předeprnutý.

Stropní konstrukce v prostorách mimo sál jsou uvažovány jako monolitické, lokálně podepřené desky, zesilované v místech podepření.

**OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ VE VYTISTĚNÉ VERZI TÉTO
DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT K133 – KATEDRA
BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ.**

*Obr. Volba svislých nosných konstrukcí 1.PP-2.NP
Červeně – svislé nosné konstrukce, zeleně – vodorovná konstrukce rámu*

3.-6.NP

Ve 3 nadzemním podlaží začíná část administrativní části budovy. Vnitřní konstrukční systém je opět tvořen vnitřními sloupy k maximálnímu uvolnění vnitřních prostor. Obvodové konstrukce sestávají ze stěnových pilířů.

Vodorovné konstrukce jsou zde navrženy v podobě předpínaných stropních panelů, uložených na monolitických průvlacích.

**OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ VE VYTISTĚNÉ VERZI TÉTO
DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT K133 – KATEDRA
BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ.**

Obr. Volba svislých nosných konstrukcí 3.-6.NP

Jak již bylo zmíněno, administrativní část budovy zatěžuje rám vytvářející prostor kulturního sálu. Na následujícím obrázku je vyznačena poloha sálu vůči administrativní budově:

- Červeně - svislé nosné konstrukce 3.NP administrativní budovy
- Modře - půdorysný prostor sálu (1.PP – 2.NP)
- Zeleně - poloha jednotlivých rámu nesoucích administrativní budovu

Na obrázku je vidět, že rám je zatěžován ve 3 bodech od administrativní budovy. Od 2 řad vnitřních sloupů a od stěnových pilířů na východní straně objektu.

**OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ VE VYTISTĚNÉ VERZI TÉTO
DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT K133 – KATEDRA
BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ.**

Obr. Schéma polohy koncertního sálu, rámové konstrukce a administrativní části budovy

7.– 8.NP

7. a 8. NP je konstrukčně řešeno obdobně jako běžná podlaží administrativní budovy. Jedinou výjimkou je ustupující fasáda z východní a severní strany objektu, utvářející terasové prostory.

**OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ VE VYTISTĚNÉ VERZI TÉTO
DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT K133 – KATEDRA
BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ.**

Obr. Volba svislých nosných konstrukcí 7.NP

**OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ VE VYTISTĚNÉ VERZI TĚTO
DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT K133 – KATEDRA
BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ.**

Obr. Volba svislých nosných konstrukcí 8.NP

3 Zatížení a kombinace

Hodnoty zatížení a kombinací uvažovány dle normy ČSN EN 1991-1-1.

3.1 Zatížení

3.1.1 Proměnná zatížení

3.PP – 2.PP	Garážové prostory	kategorie F – 2,5 kN/m²
1.PP – 2.NP	Prostory vně koncertního sálu	kategorie C1 – 3,0 kN/m²
	Prostory koncertního sálu	kategorie C5 – 5,0 kN/m²
3.NP – 7.NP	Prostory administrativní části	kategorie B – 2,5 kN/m²
	Prostory na terasách	kategorie I – 2,5 kN/m²
	Administrativní část budovy Zatížení přemístitelné příčky $\leq 2,0 \text{ kN/m}$	$q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$
8.NP	Střecha	kategorie H – 0,8 kN/m²
	Střecha – sníh (Praha, oblast I.)	$s_k = 0,7 \cdot 0,8 = 0,56 \text{ kN/m}^2$
Vítr:	Charakteristická rychlost větru	$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$

3.1.2 Stálá zatížení

Střecha 8.NP: Technologie VZT $g_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Administrativní část budovy: Lehký obvodový plášť $g_k = 0,3 \text{ kN/m}^2$

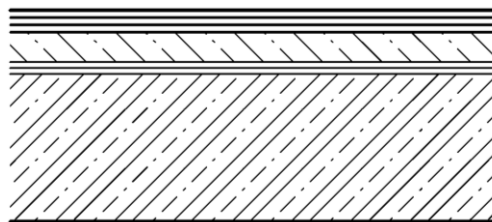
Ve výpočetních programech vlastní tíha často počítána z geometrie průřezu a objemové hmotnosti použitého materiálu

3.1.2.1 Skladby podlahových konstrukcí

Poznámka: ve skladbách podlahových konstrukcích jsou uvedeny nosné vodorovné konstrukce, ovšem nepočítá se s jejich vlastní tíhou, s kterou se dále ve výpočtech počítá v samostatném zatěžovacím stavu. Ve skladbách se také občas vyskytují prvky jako jsou podhledy pro vedení VZT, přesto že se opět nejedná přímo o skladbu podlahy, jsou tyto prvky uvedeny a započítány jako ostatní stálé zatížení.

Skladba S1 – Garážové prostory 3.PP

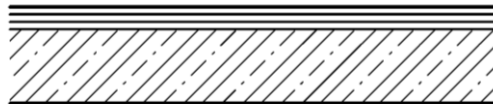
Skladba S1	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Finální nátěr AST 330	-	-	-	-	-
Nosná vrstva - stěrka AST 330	10	2,5	0,03	1,35	0,03
Penetrace AST105	-	-	-	-	-
Roznášecí armovaná betonová vrstva tl. 100mm	100	25	2,50	1,35	3,38
Hydroizolace 2x Elastodek 40 special	-	-	-	-	-
ŽB základová deska	-	-	-	-	-
Celkem [kN/m ²]			2,53	1,35	3,41



Obr. Skladba S1

Skladba S2 – Garážové prostory 2.PP

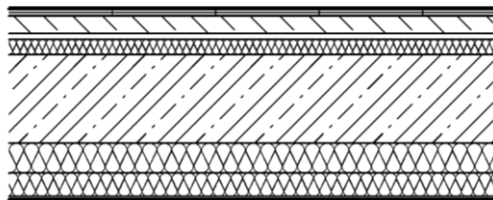
Skladba S2	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Finální nátěr AST 330	-	-	-	-	-
Nosná vrstva - stěrka AST 330	10	2,5	0,03	1,35	0,03
Penetrace AST105	-	-	-	-	-
ŽB konstrukce stropu	-	-	-	-	-
Celkem [kN/m ²]			0,03	1,35	0,03



Obr. Skladba S2

Skladba S3 – Polyfunkční části objektu

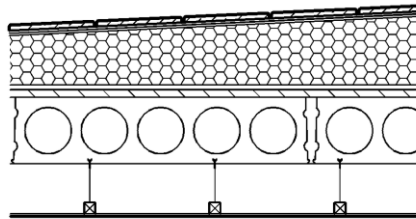
Skladba S3	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Dřevěné parkety 22mm + lepidlo	22	6,5	0,14	1,35	0,19
Beton + kari síť 50mm	50	21	1,05	1,35	1,42
Asfaltový pás	-	-	-	-	-
Akustické desky Isover TPDT 50mm	50	0,35	0,02	1,35	0,02
Předpnínané stropní panely	-	-	-	-	-
Tepelná izolace EPS 180mm	180	0,35	0,06	1,35	0,09
Omítka vnitřní	-	-	-	-	-
Celkem [kN/m ²]			1,27	1,35	1,72



Obr. Skladba S3

Skladba S4 – Administrativní část objektu

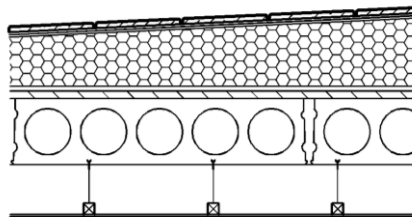
Skladba S4	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Dřevěné parkety + lepidlo 19mm	19	6,5	0,12	1,35	0,17
Beton + kari síť 50mm	50	21	1,05	1,35	1,42
Asfaltový pás	-	-	-	-	-
Kročejová izolace Isover TN 40mm	40	0,35	0,01	1,35	0,02
Předpnínané stropní panely	-	-	-	-	-
Hliníkový rošt	-	-	-	-	-
SDK desky Knauf Cleaneo	12,5	0,7	0,01	1,35	0,01
Celkem [kN/m ²]			1,20	1,35	1,61



Obr. Skladba S4

Skladba S5 – Hygienická zázemí

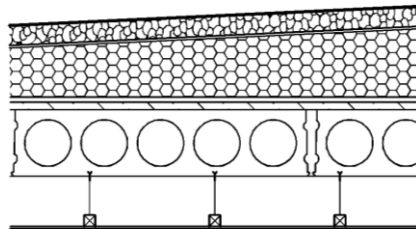
Skladba S5	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba + lepidlo 15mm	15	22	0,33	1,35	0,45
Hydroizolační stěrka	-	-	-	-	-
Beton + kari síť 50mm	50	21	1,05	1,35	1,42
Asfaltový pás	-	-	-	-	-
Kročejová izolace Isover TN 40mm	40	0,35	0,01	1,35	0,02
Předpnínané stropní panely	-	-	-	-	-
Hliníkový rošt	-	-	-	-	-
SDK desky Knauf Cleaneo	12,5	0,7	0,01	1,35	0,01
Celkem [kN/m ²]			1,39	1,35	1,88



Obr. Skladba S5

Skladba S6 – Terasa administrativní budovy

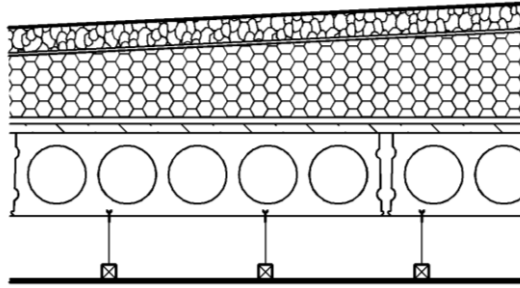
Skladba S6	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba + lepidlo 15mm	15	22	0,33	1,35	0,45
Hydroizolační stěrka	-	-	-	-	-
Separální textilie					
Tepelně izolační desky isover EPS 160-420mm	290	0,35	0,10	1,35	0,14
Fóliová hydroizolace	-	-	-	-	-
Cementový vyrovnávací potěr	10	23	0,23	1,35	0,31
Předpnínané stropní panely	-	-	-	-	-
Hliníkový rošt	-	-	-	-	-
SDK desky Knauf Cleaneo	12,5	0,7	0,01	1,35	0,01
Celkem [kN/m ²]			0,67	1,35	0,90



Obr. Skladba S6

Skladba S7 – Plochá střecha

Skladba S7	tl. [mm]	ρ_m [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Kačírek	80	21	1,68	1,35	2,27
Separální textilie					
Tepelně izolační desky isover EPS 160-420mm	290	0,35	0,10	1,35	0,14
Fóliová hydroizolace	-	-	-	-	-
Cementový vyrovnávací potěr	10	23	0,23	1,35	0,31
Předpnínané stropní panely	-	-	-	-	-
Hliníkový rošt	-	-	-	-	-
SDK desky Knauf Cleaneo	12,5	0,7	0,01	1,35	0,01
Celkem [kN/m ²]			2,02	1,35	2,73



Obr. Skladba S7

Závěr: Pro běžné podlahy nadzemních podlaží uvažováno zjednodušeně hodnotu $g_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$. V místech administrativní budovy z důvodu vedení VZT v podhledu hodnota $g_k = 1,65 \text{ kN/m}^2$. Na střeše a terasách $g_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

3.2 Kombinace zatížení

Pro předběžné posouzení prvků na účinky **MSÚ** je použita kombinace 6.10

$$(6.10) \sum_{j \geq 1} = \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Pro posouzení sloupů použit součinitel pro redukci dominantního užitého zatížení podle počtu podlaží

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \psi_0}{n} \leq 1,0$$

n ... počet podlaží nad zatíženým prvkem. $n \geq 2$

Pro posouzení na účinky **MSÚ** v podrobném návrhu je uvažována méně příznivá z kombinací 6.10a nebo 6.10b dle ČSN EN 1992-1-1

$$(6.10a) \sum_{j \geq 1} = \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$(6.10b) \sum_{j \geq 1} = \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Pro posouzení na účinky **MSP** je uvažována příslušná kombinace charakteristická nebo kvazistálá dle ČSN EN 1992-1-1

Charakteristická kombinace zatížení:

$$(6.14b) \sum_{j \geq 1} = G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kvazistálá kombinace zatížení:

$$(6.16b) \sum_{j \geq 1} = G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

4 Předběžný návrh nosných prvků

4.1 Materiálové charakteristiky

Beton:

Třída betonu	C25/30
Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku:	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Součinitel materiálu	$\gamma_c = 1,5 [-]$
Návrhová pevnost betonu v tlaku:	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,66 \text{ MPa}$
Střední pevnost betonu v tahu:	$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_{cm} = 31 \text{ GPa}$

Třída betonu	C30/37
Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku:	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Součinitel materiálu	$\gamma_c = 1,5 [-]$
Návrhová pevnost betonu v tlaku:	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20,00 \text{ MPa}$
Střední pevnost betonu v tahu:	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

Třída betonu	C45/55
Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku:	$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
Součinitel materiálu	$\gamma_c = 1,5 [-]$
Návrhová pevnost betonu v tlaku:	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{45}{1,5} = 30,00 \text{ MPa}$
Střední pevnost betonu v tahu:	$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_{cm} = 36 \text{ GPa}$

Třída betonu	C50/60
Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku:	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
Součinitel materiálu	$\gamma_c = 1,5 [-]$
Návrhová pevnost betonu v tlaku:	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{50}{1,5} = 33,33 \text{ MPa}$
Střední pevnost betonu v tahu:	$f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_{cm} = 37 \text{ GPa}$

Betonářská ocel:

Třída betonářské oceli:	B500B
Charakteristická mez kluzu:	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Součinitel materiálu:	$\gamma_s = 1,15$
Návrhová mez kluzu:	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_s = 200 \text{ GPa}$

Předpínací ocel:

Předpínané stropní panely	Y1860S7_R1
Rám víceúčelového sálu – varianta PB	Y1860S7
(mez pevnosti)	$f_{p,k} = 1860 \text{ MPa}$
(smluvní mez kluzu)	$f_{p,01,k} = 1640 \text{ MPa}$
	$E_p = 195 \text{ GPa}$

Založení budovy:

Piloty	C25/30 – XC4, XA1
Základová deska	C25/30 – XC4, XD1, XA1

Svislé nosné konstrukce:

Suterénní stěny	C30/37 – XC4
Stěny, sloupy - vnější prostředí	C30/37 – XC3
Stěny, sloupy - vnitřní prostředí	C30/37 – XC1
Sloupy vnitřní rámové konstrukce – ŽB, PB	C50/60 – XC1

Vodorovné nosné konstrukce:

Deskové konstrukce – vnitřní prostředí	C30/37 – XC1
Deskové konstrukce – vnější prostředí	C30/37 – XC3
Předpínané stropní panely	C45/55 – XC1, XC3
Nosníkové konstrukce – vnitřní prostředí	C30/37 – XC1
Nosníkové konstrukce – vnitřní prostředí	C30/37 – XC3
Nosník rámové konstrukce – ŽB, PB	C50/60 – XC1

4.2 Betonová krycí vrstva

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

c_{min}	minimální hodnota krytí
Δc_{dev}	přídavek na návrhovou hodnotu

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

$c_{\text{min},b}$	minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavku soudržnosti
$c_{\text{min},\text{dur}}$	minimální krycí vrstva s přihlédnutím k podmínkám prostředí
$\Delta c_{\text{dur},\gamma}$	přídavná hodnota z hlediska spolehlivosti
$\Delta c_{\text{dur},\text{st}}$	redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli
$\Delta c_{\text{dur},\text{add}}$	redukce minimální krycí vrstvy při použití dodatečné ochrany

Návrhová životnost:

50 let

Piloty (XC4, XA1) – S4

$$c_{\min} = \max (16 ; 30 + 0 - 0 - 0 ; 10) = 30 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

Základová deska (XC4, XD1, XA1) – S4

$$c_{\min} = \max (16 ; 35 + 0 - 0 - 0 ; 10) = 35 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$$

Deskové konstrukce (suterénní stěny) – vnitřní prostředí (XC4) – S3

$$c_{\min} = \max (12 ; 25 + 0 - 0 - 0 ; 10) = 25 \text{ mm}$$

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

Deskové konstrukce (stěny, stropy) – vnitřní prostředí (XC1) – S2

$$c_{\min} = \max (12 ; 10 + 0 - 0 - 0 ; 10) = 10 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = 12 + 10 = 22 \text{ mm}$$

Deskové konstrukce (stěny, stropy) – vnější prostředí (XC3) – S3

$$c_{\min} = \max (12 ; 10 + 0 - 0 - 0 ; 10) = 12 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = 12 + 10 = 20 \text{ mm}$$

Sloupy, průvlaky – vnitřní prostředí (XC1) – S3

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

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

Sloupy, průvlaky – vnější prostředí (XC3) – S4

$$c_{\min} = \max (16 ; 25 + 0 - 0 - 0 ; 10) = 25 \text{ mm}$$

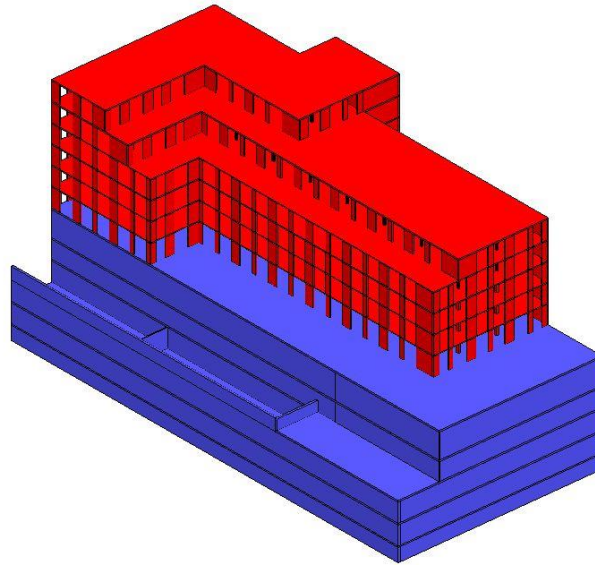
$$c_{\text{nom}} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

Sloupy, průvlaky rámové konstrukce sálů – vnitřní prostředí (XC1) – S3

$$c_{\min} = \max (32 ; 10 + 0 - 0 - 0 ; 10) = 10 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = 32 + 10 = 42 \text{ mm}$$

4.3 Návrh administrativní části budovy



Obr. 3D model - administrativní část budovy - červeně

4.3.1 Návrh stropní konstrukce 3.-6. NP

4.3.1.1 Varianta 1 – Železobetonová monolitická deska

Předpoklad návrhu:

Monolitická deska železobetonová - křížem vyztužená – lokálně podepřená – plný průřez – zesílena v místě podepření.

Maximální rozpětí desky

$$L_1 = 8100 \text{ mm}$$

$$L_2 = 8100 \text{ mm}$$

Návrh tloušťky desky dle empirického výpočtu:

$$h_d = \frac{1}{30} \cdot (L_{\max}) = \frac{1}{30} \cdot (8100) = 270 \text{ mm}$$

Návrh tloušťky stropní desky 3.-8.NP dle empirie $h_d = 270 \text{ mm}$

Návrh tloušťky desky dle ohybové štíhlosti:

- dle EN 1992-1-1

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} \Rightarrow d \geq \frac{L_1}{\kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \gamma_{d,tab}}$$

λ	ohybová štíhlost posuzovaného prvku	[-]
λ_d	vymezující ohybová štíhlost prvku	[-]
l	osové rozpětí prvku	[mm]
d	výška staticky účinné části průřezu	[mm]
κ_{c1}	součinitel tvaru průřezu, obdélníkový průřez $\Rightarrow \kappa_{c1} = 1,0$	[-]
κ_{c2}	součinitel rozpětí $\Rightarrow L > 7,0 \text{ m} \Rightarrow \kappa_{c2} = \frac{7000}{8100} = 0,86$	[-]
κ_{c3}	součinitel napětí tahové výztuže, odhad $\kappa_{c3} = 1,25$	[-]
$\lambda_{d,tab}$	vymezující ohybová štíhlost pro beton C30/37 a $\rho = 0,5 \%$ $\Rightarrow \lambda_{d,tab} = 24,6$	[-]

**OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ VE VYTISTĚNÉ VERZI TÉTO
DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT K133 – KATEDRA
BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ.**

Obr. – Tabulka hodnot vymezující ohybové štíhlosti pro lokálně podporovanou desku a různé třídy betonu dle EN 1992-1-1

Minimální účinná výška průřezu:

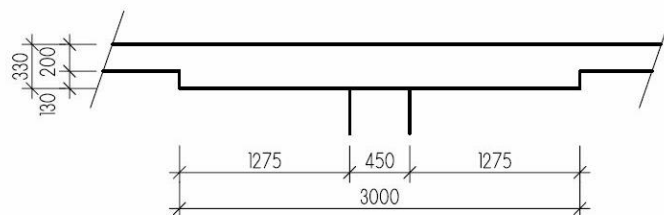
$$d \geq \frac{8100}{1,0 \cdot 0,86 \cdot 1,25 \cdot 24,6} = 306,3 \text{ mm}$$

Návrhová tloušťka desky

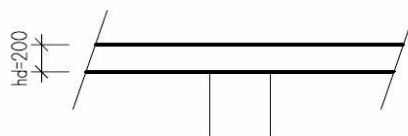
Předpoklad profilu hlavní nosné výztuže $\phi = 12 \text{ mm}$

$$h_d = d + \frac{\phi}{2} + c = 306,3 + \frac{12}{2} + 12 = 324,3 \text{ mm}$$

Návrh tloušťky stropní desky 3.-8.NP dle vymezující ohybové štíhlosti $h_a = 330 \text{ mm}$



Obr. Průřez desky – podporový



Obr. Průřez desky – mezipodporový

Návrh tloušťky desky stanovením přibližného průhybu

Poznámka:

Při splnění podmínky vymežující ohybové štíhlosti není nutné stropní konstrukci posuzovat na účinky průhybu. Návrh dle empirických vzorců nebo dle vymežující ohybové štíhlosti často vede k příliš konzervativním tloušťkám stropní konstrukce. Jelikož administrativní část budovy zatěžuje rám tvořící prostor víceúčelového sálu, je třeba optimalizovat návrh tak, aby se redukovala vlastní tíha stropní konstrukce co nejvíce.

V následujícím postupu je stanovena tloušťka stropní desky za použití softwaru SCIA Engineer 2017 se započtením účinků od vzniku trhlin, dotvarování a smršťování konstrukce.

Postup:

- Vymodelování jednoho podlaží administrativní části budovy
- Odhad tloušťky stropní desky
- Lineárním výpočtem metodou konečných prvků stanovení průhybu w_{el} stropní desky od účinků kvazistálé kombinace zatížení
- Vynásobením hodnoty průhybu lineárním výpočtem w_{el} součiniteli od účinků trhlin, dotvarování a smršťování

$k_{creep} =$	3,0	Odhad součinitele průhybu od účinků dotvarování
$k_{crack} =$	2,0	Odhad součinitele průhybu od účinků trhlin
$k_{shrink} =$	1,1	Odhad součinitele průhybu od účinků smršťování

- Výpočet celkového průhybu zahrnující účinky trhlin, dotvarování a smršťování

$$w_{celk} = w_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{crack} \cdot k_{shrink} [mm]$$

Uvažujeme tedy, že výsledný průhyb konstrukce zahrnující vliv trhlin, dotvarování a smršťování je 6-7× vyšší než lineárně pružný průhyb w_{el} od kvazistálé kombinace

- Porovnání celkového průhybu w_{celk} s limitním průhybem stropní konstrukce

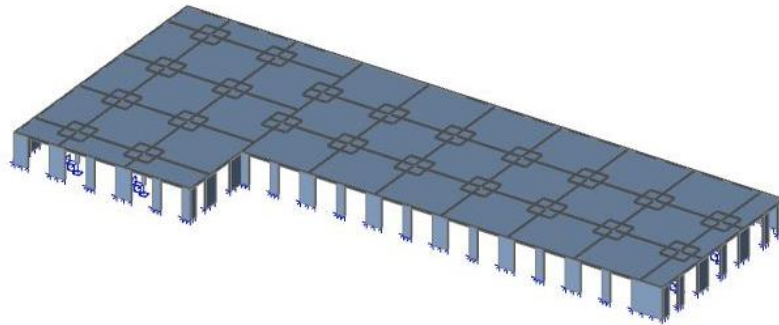
$$w_{lim} = \frac{L_{min}}{250} = \frac{8100}{250} = 32,4 \text{ mm}$$

- Ověření podmínky $w_{celk} \leq w_{lim}$
- Při nesplnění podmínky limitního průhybu se postup opakuje pro zvýšenou tloušťku stropní desky

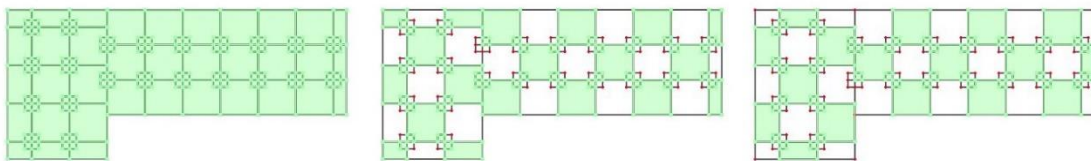
Zjednodušený výpočtový model běžného nadzemního podlaží administrativní části budovy

Zjednodušený model výseku běžného nadzemního podlaží je vytvořen jako 2D plošná konstrukce, podepřena vnitřními sloupy modelovány jako 1D prvky s obvodovými 2D stěnovými pilíři. Stropní konstrukce je v místě podepření sloupy zesílena.

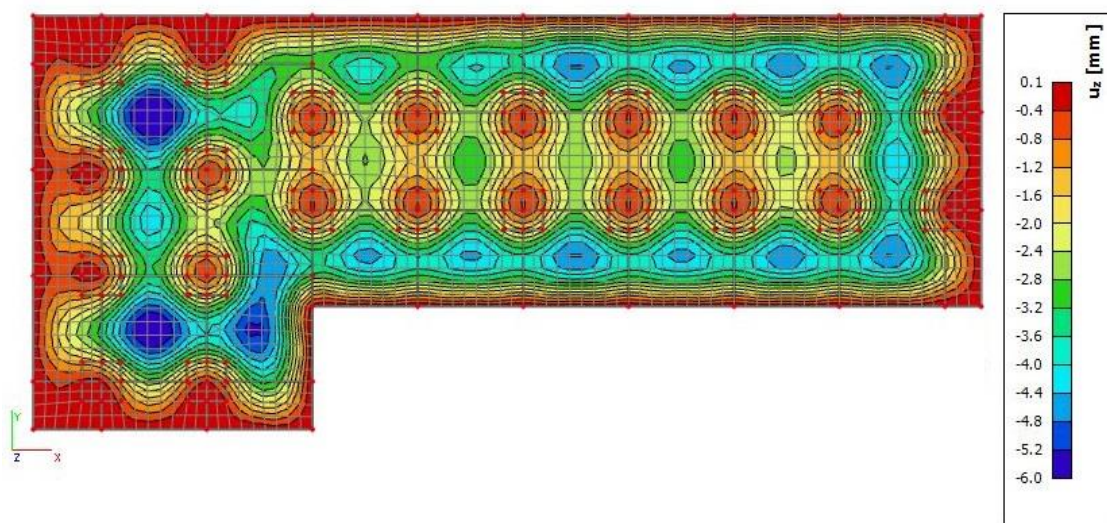
Jsou uvažovány 3 varianty působení užitého zatížení kategorie B (Plné, 2x šachovnicové). Veškeré hodnoty zatížení jsou uvedeny ve 3. kapitole.



Obr. Zjednodušený výpočtový model – výsek běžného nadzemního podlaží administrativní části budovy



Obr. Varianty uspořádání užitého zatíženého zatížení (zelené – působící zatížení)



Obr. Výsledné hodnoty w_{el} od účinků kvazistálé kombinace zatížení, pro desku tloušťky 200 mm v poli, zesílenou na tloušťku 330 mm v místě uložení na sloup [mm]

Výsledná hodnota pružného průhybu s přihlédnutím k poklesu podpor

$$w_{el} = 5,65 \text{ mm}$$

Hodnota celkového průhybu se započtením účinků od dotvarování, vzniku trhlin a smršťování

$$w_{celk} = 5,65 \cdot 3,0 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 37,3 \text{ mm}$$

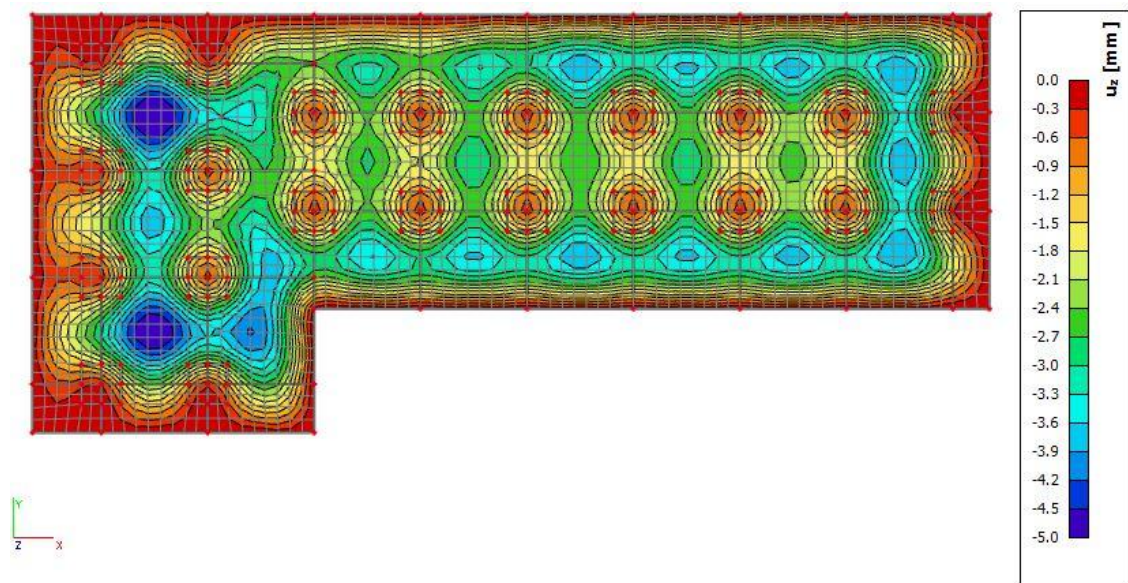
Limitní průhyb stropní desky

$$w_{lim} = 32,4 \text{ mm}$$

$$w_{celk} = 37,3 \text{ mm} > w_{lim} = 32,4 \text{ mm}$$

... Nevyhovuje

Celkový průhyb od účinků kvazistálé kombinace zatížení s uvažováním účinků trhlin, dotvarování a smršťování překročil limitní hodnotu průhybu. Následuje postupné zesilování tloušťky stropní desky ve zjednodušeném 2D modelu dokud podmínka limitního průhybu vyhoví.



Obr. Výsledné hodnoty w_{el} od účinků kvazistálé kombinace zatížení, pro desku tloušťky 250 mm v poli, zesílenou na tloušťku 330 mm v místě uložení na sloup [mm]

Výsledná hodnota pružného průhybu s přihlédnutím k poklesu podpor pro tloušťku desky zesílenou na 250 mm

$$w_{el} = 4,625 \text{ mm}$$

Hodnota celkového průhybu se započtením účinků od dotvarování, vzniku trhlin a smršťování

$$w_{\text{celk}} = 4,625 \cdot 3,0 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 30,53 \text{ mm}$$

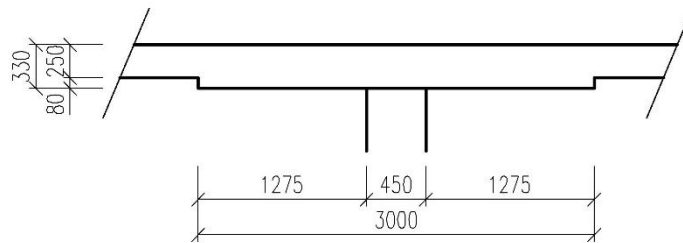
Limitní průhyb stropní desky

$$w_{\text{lim}} = 32,4 \text{ mm}$$

$$w_{\text{celk}} = 30,53 \text{ mm} > w_{\text{lim}} = 32,4 \text{ mm}$$

... Vyhovuje

Navržený průřez dle stanovení přibližného průhybu stropní desky



Obr. Navržený průřez desky – podporový

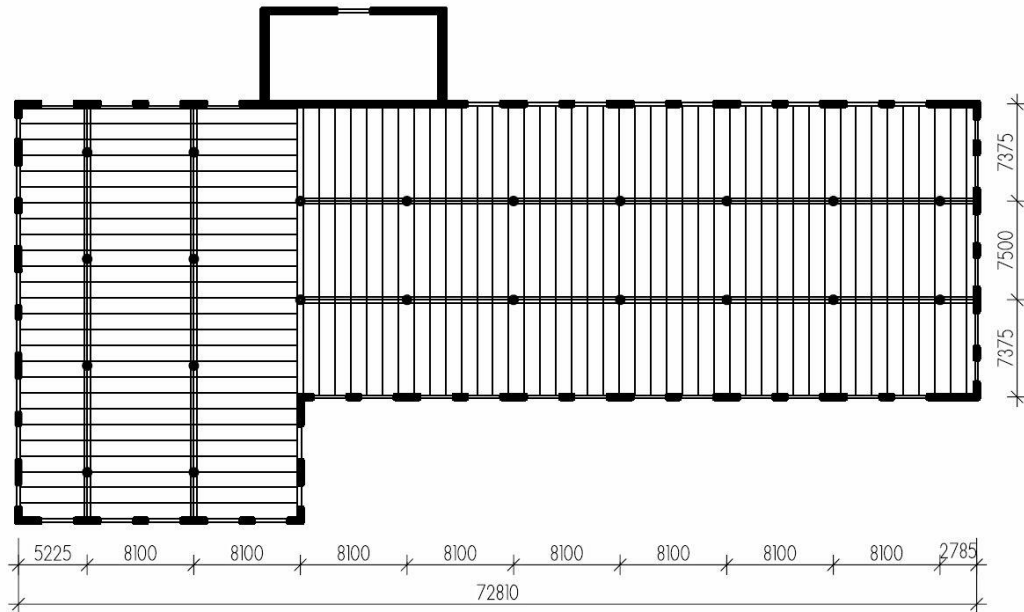


Obr. Navržený průřez desky – mezipodporový

4.3.1.2 Varianta 2 – Předpjaté prefabrikované stropní panely

Varianta monolitické železobetonové stropní konstrukce vede k dimenzím prvků s velkou vlastní tíhou. Jak již bylo zmíněno, cílem předběžného návrhu je dosažení pokud možno co nejnižší hmotnosti administrativní části objektu, která zatěžuje rám vynášející prostor víceúčelového sálu. Další možností je použití předem předpjatých prefabrikovaných dutinových stropních panelů. Dodatečně předepnuté panely jsou vlivem kombinace předepnutí a vylehčením podélnými dutinami velmi únosné už při nižších výškách.

Návrh panelu



Obr. Schéma geometrie a směru kladení stropních panelů

Zatížení panelu

Charakteristické stálé zatížení – vlastní tíha: $g_{k,0} = 2,7 \text{ kN/m}^2$

Charakteristické ostatní stálé zatížení: $g_{k,ost} = 1,65 \text{ kN/m}^2$

Charakteristické proměnné zatížení (užitné kat. B + zatížení příčkami):
 $q_k = 2,5 + 0,8 = 3,3 \text{ kN/m}^2$

Výběr panelu

K návrhu prefabrikovaných stropních panelů se používá aplikačních tabulek a grafů pro jednotlivé dílce od výrobce.

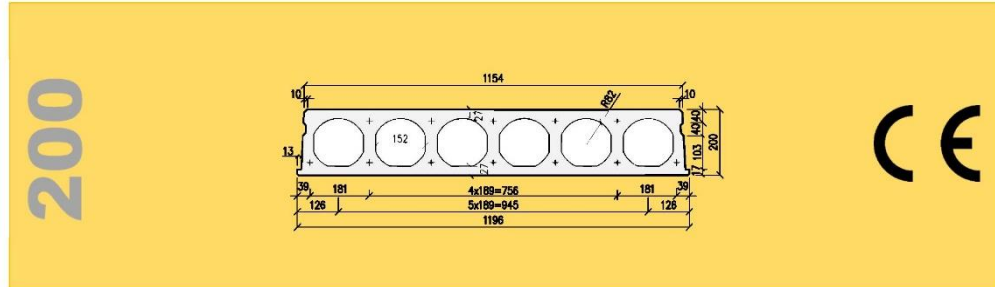
Maximální rozpon: $L = 8100 \text{ mm}$

Návrh panelu Goldbeck stropsystem SPG 20207

POPIS KONSTRUKČNÍCH PRVKŮ

STROPSYSTEM
GOLDBECK

Dílce SPG výšky 200 mm



Základní technické údaje

Tloušťka	(mm)	200	Index vzduchové neprůzvučnosti $R'_{w,R}$	(dB)	49
Šířka skladebná/výrobní	(mm)	1200 / 1196	Index kročejové neprůzvučnosti $L_{n,w,eq,R}$	(dB)	81
Doplňkové šířky	(mm)	320 - 500 - 700 - 880 - 1070	Tepelný odpor	(m ² K/W)	0,157
Krytí horních lan	(mm)	30	Třída požární odolnosti		min. REI 45
Krytí spodních lan	(mm)	32	Vyšší třídu požární odolnosti (≥ REI 60) konzultujte s technickým oddělením GOLDBECK Prefabeton s.r.o.		
Manipulační hmotnost dílců	(kg/m ²) / (kg/bm)	258 / 310	Beton	C45/55 ($f_{ck} = 45\text{MPa}$)	
Hmotnost stropu po provedení závlivky spár	(kg/m ²)	270	Předpínací ocel	Y1860S7_R1 ($f_{pk} = 1860\text{MPa}$, $f_{p0,1k} = 1600\text{MPa}$)	
Spotřeba závlivkového betonu do spár	(l/m ²)	4,7	Třída prostředí	XC1-XC3	

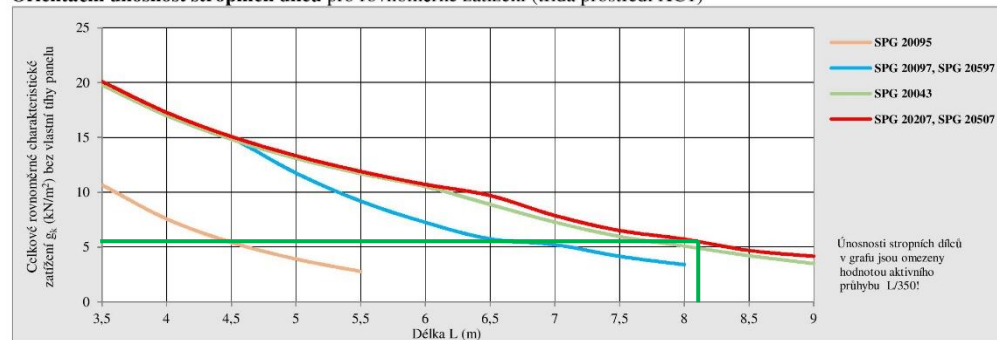
Statické parametry (ČSN EN 1168+A3, ČSN EN 1990, ČSN EN 1992-1-1)

Typ vyztužení	Průřezové charakteristiky							A_{ph} , A_{ps} - plocha vyztuže $M_{R,d}$ - moment na mezi únosnosti dílce $M_{R,k}$ - moment na mezi napětí betonu v tahu, porovnání s charakteristikou komb.zatížení $M_{R,0,2}$ - moment na mezi šířky tržlin 0,2 mm, porovnání s částou kombinací zatížení $M_{R,dek}$ - moment na mezi dekomprese, porovnání s kvazistálou kombinací zatížení pro XC2/XC3 $V_{R,det1}$ - mezní únosnost dílce ve smyku v oblasti bez tržlin, pro uložení na poddajné podpory (průvlaky) se doporučuje omezit využití na 50% až 70% (viz konstrukční zásady) *) hodnoty $M_{R,k}$ a $M_{R,dek}$ jsou uvedeny pro délku panelů 4m **) dílce typu SPG20095 není možné staticky oslabovat ***) vyřadou alternativou pro SPG20207 i SPG20507 je vyšší dílce s menším stupněm vyztužení
	A_{ph} horní (mm ²)	A_{ps} spodní (mm ²)	$M_{R,d}$ (kNm/1,20m)	$M_{R,k}^*$ (kNm/1,20m)	$M_{R,0,2}^*$ (kNm/1,20m)	$M_{R,dek}^*$ (kNm/1,20m)	$V_{R,det1}$ (kN/1,20m)	
SPG 20095 **	0	260	56,6	24,6	35,7	25,2	67,8	
SPG 20097	0	364	84,1	57,5	50,1	34,2	69,0	
SPG 20597	260	364	86,3	59,4	51,8	32,4	71,3	
SPG 20043	0	528	117,3	73,3	67,8	44,9	68,6	
SPG 20207***	104	651	140,2	80,9	83,5	52,6	69,6	
SPG 20507***	260	651	139,2	79,5	84,3	51,5	71,1	

V případě požadavku konzolového vyložení kontaktujte technické oddělení GOLDBECK Prefabeton s.r.o.

Konstrukční zásady viz PN SPG 08/2012, PN 042/13

Orientační únosnost stropních dílců pro rovnoměrné zatížení (třída prostředí XC1)



GOLDBECK Prefabeton s.r.o. • HOTLINE +420 800 26 11 27 • E-mail: info@stropsystem.cz • www.stropsystem.cz

Obr. Technické parametry dílce SPG firmy Goldbeck stropsystem s.r.o. výšky 200 mm. Aktuální ke dni 18.11.2017

Posouzení panelu dle orientační plošné únosnosti stropních dílců

Celkové limitní rovnoměrné charakteristické zatížení panelu (bez vlastní tíhy)

$$g_k = 5,2 \text{ kN/m}^2 \geq g_{k,ost} + q_k = 4,95 \text{ kN/m}^2$$

... Vyhovuje

Posouzení panelu přímým výpočtem

Návrhové plošné zatížení

$$(g+q)_d = (g_{k,0} + g_{k,ost}) \cdot \gamma_G + q_k \cdot \gamma_Q = (2,7 + 1,65) \cdot 1,35 + 3,3 \cdot 1,5 = 10,82 \text{ kN/m}^2$$

Liniové návrhové zatížení na panel (šířka panelu 1,2m):

$$(g+q)_d = 11,82 \cdot 1,2 = 12,99 \text{ kN/m}$$

Stanovení vnitřních sil

Ohybový moment:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot (g+q)_d \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 12,99 \cdot 8,1^2 = 106,51 \text{ kNm/1,2m}$$

Posouvající síla:

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot (g+q)_d \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 12,99 \cdot 8,1 = 52,61 \text{ kN/1,2m}$$

Posouzení

Moment na mezi únosnosti dílce

$$M_{Rd} = 140,2 \text{ kNm/1,2m} \geq M_{Ed} = 106,51 \text{ kNm/1,2m}$$

... Vyhovuje

Mezní únosnost dílce ve smyku

$$V_{Rd} = 69,6 \text{ kN/1,2m} \geq V_{Ed} = 52,61 \text{ kN/1,2m}$$

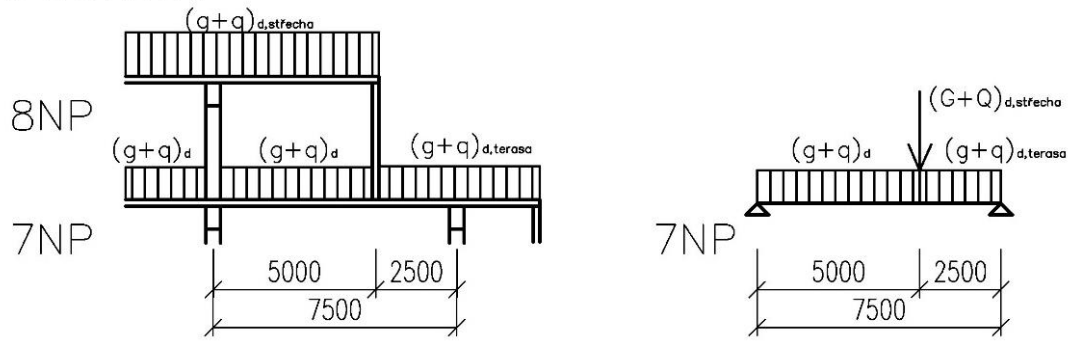
... Vyhovuje

Závěr: 3.-6.NP návrh panelů Goldbeck stropssystem SPG 20207 výšky 200 mm

4.3.2 Návrh stropní konstrukce 7.-8.NP

Při návrhu stropní konstrukce 7. a 8.NP musí být zohledněna obvodová fasáda ustupující na východní straně objektu, která zatěžuje stropní panel v 2/3 rozpětí. Na střeše a terase se vyskytují jiné hodnoty stálého a proměnného zatížení.

STŘECHA



Obr. Geometrie a statické schéma zatížení stropu 7.NP

Zatížení:

Zatížení běžného nadzemního podlaží $(g+q)_d$, zatěžovací šířka $b = 1,2\text{m}$ (šířka panelu)

Stálé zatížení		g_k	γ_G	g_d
	[kN/m ²]	[kN/m ¹]	[-]	[kN/m ¹]
Podlaha, podhled, vedení VZT	1,65	1,98	1,35	2,67
Vlastní tíha stropních panelů $h=265$ mm	3,85	4,62	1,35	6,24
Σ Stálé zatížení celkem [kN/m¹]		6,60		8,91
Proměnné zatížení		q_k	γ_Q	q_d
	[kN/m ²]	[kN/m ¹]	[-]	[kN/m ¹]
Užitné zatížení kat. B	2,5	3,00	1,5	4,50
Přemístitelné příčky	0,8	0,96	1,5	1,44
Σ Proměnné zatížení celkem [kN/m¹]		3,96		5,94
Zatížení panelu celkem $(g+q)$ [kN/m¹]		10,56		14,85

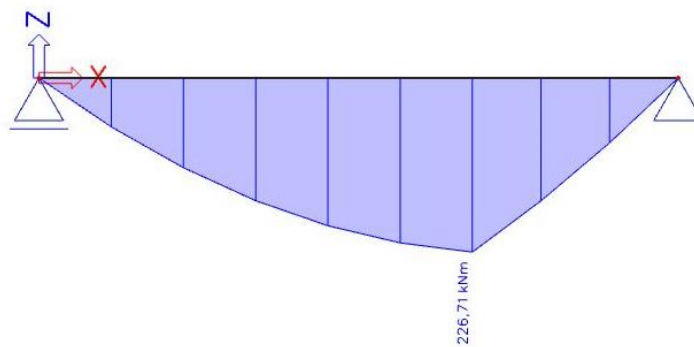
Zatížení terasy $(g+q)_{d,terasa}$, zatěžovací šířka $b = 1,2\text{m}$ (šířka panelu)

Stálé zatížení		g_k	γ_G	g_d
	[kN/m ²]	[kN/m ¹]	[-]	[kN/m ¹]
Podlaha, podhled, vedení VZT	2,0	2,40	1,35	3,24
Vlastní tíha stropních panelů $h=265$ mm	3,85	4,62	1,35	6,24
Σ Stálé zatížení celkem [kN/m¹]		7,02		9,48
Proměnné zatížení		q_k	γ_Q	q_d
	[kN/m ²]	[kN/m ¹]	[-]	[kN/m ¹]
Užitné zatížení kat. I	2,5	3,00	1,5	4,50
Σ Proměnné zatížení celkem [kN/m¹]		3,00		4,50
Zatížení panelu celkem $(g+q)$ [kN/m¹]		10,02		13,98

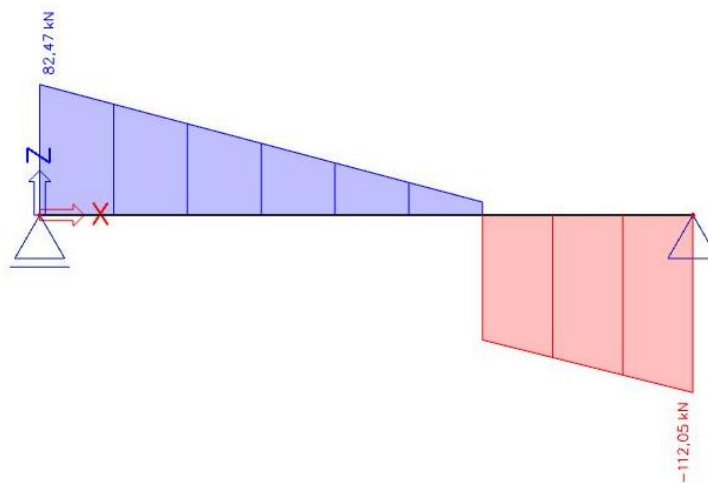
Zatížení střechy $(g+q)_{d, \text{střecha}}$, zatěžovací šířka $b = 1,2\text{m}$ (šířka panelu)

Stálé zatížení		g_k	γ_G	g_d
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Podlaha, podhled, vedení VZT	2,0	2,40	1,35	3,24
Vlastní tíha stropních panelů $h=265\text{ mm}$	3,85	4,62	1,35	6,24
Zařízení VZT	2,0	2,40	1,35	3,24
Σ Stálé zatížení celkem [kN/m²]		9,42		12,72
Proměnné zatížení		q_k	γ_Q	q_d
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Užitné zatížení kat. H	0,8	0,96	1,5	1,44
Σ Proměnné zatížení celkem [kN/m²]		0,96		1,44
Zatížení panelu celkem $(g+q)$ [kN/m²]		10,38		14,16

Vnitřní síly



Obr. Výsledné hodnoty ohybového momentu M_y [kNm]



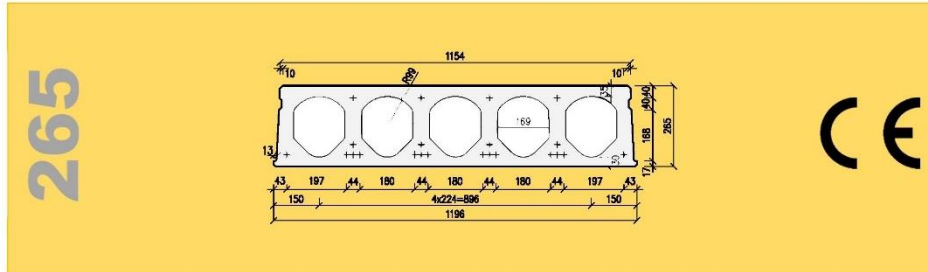
Obr. Výsledné hodnoty posouvající síly V_z [kN]

Návrh panelu Goldbeck stropsystem SPG 26210

POPIS KONSTRUKČNÍCH PRVKŮ

STROPSYSTEM
GOLDBECK

Dílce SPG výšky 265 mm



Základní technické údaje

Tloušťka	(mm)	265	Index vzduchové neprůzvučnosti $R'_{w,R}$	(dB)	54
Šířka skladebná/výrobní	(mm)	1200 / 1196	Index kročejové neprůzvučnosti $L_{n,w,skR}$	(dB)	79
Doplňkové šířky	(mm)	380 - 600 - 820 - 1050	Tepelný odpor	(m ² K/W)	0,180
Krytí horních lan	(mm)	35	Třída požární odolnosti		min. REI 45
Krytí spodních lan	(mm)	32	Vyšší třídy požární odolnosti (≥ REI 60) konzultujte s technickým oddělením GOLDBECK Prefabeton s.r.o.		
Manipulační hmotnost dílců	(kg/m ³) / (kg/bm)	365 / 438	Beton	C45/55 ($f_{ck} = 45\text{MPa}$)	
Hmotnost stropu po provedení závlivky spár	(kg/m ²)	385	Předpínací ocel	Y1860S7_R1 ($f_{pk} = 1860\text{MPa}$, $f_{p0,1k} = 1600\text{MPa}$)	
Spotřeba závlivkového betonu do spár	(l/m ²)	8,0	Třída prostředí	XC1-XC3	

Statické parametry (ČSN EN 1168+A3, ČSN EN 1990, ČSN EN 1992-1-1)

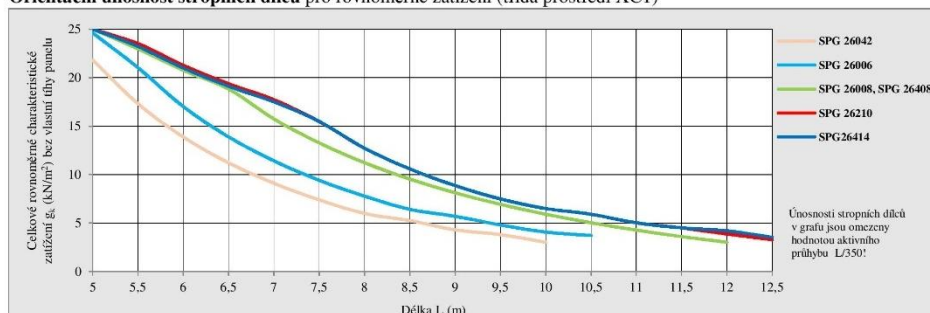
Typ využití	Průřezové charakteristiky						
	A_{sk} horní (mm ²)	A_{sk} spodní (mm ²)	$M_{R,d}$ (kNm/1,20m)	$M_{R,k}^*$ (kNm/1,20m)	$M_{R,w,0,2}^*$ (kNm/1,20m)	$M_{R,w,k}^*$ (kNm/1,20m)	$V_{Rk,el}$ (kN/1,20m)
SPG 26042	0	476	153,3	104,4	88,6	60,7	122,3
SPG 26006	0	558	177,7	122,2	103,8	69,8	124,5
SPG 26008	0	744	231,0	142,9	137,9	89,4	129,0
SPG 26408	372	744	228,8	135,5	139,1	82,8	130,1
SPG 26210	104	930	279,1	159,6	171,5	104,8	131,7
SPG 26414**	208	1138	311,8	173,5	201,6	117,9	130,2

A_{pk} , A_{sk} - plocha výtuzže
 $M_{R,d}$ - moment na mezi únosnosti dílce
 $M_{R,k}$ - moment na mezi napětí betonu v tahu, porovnání s charakteristickou komb.zatížením
 $M_{R,w,0,2}$ - moment na mezi šířky tržlin 0,2 mm, porovnání s častou kombinací zatížení
 $M_{R,w,k}$ - moment na mezi dekomprese, porovnání s kvazistálou kombinací zatížení pro XC2/XC3
 $V_{Rk,el}$ - mezní únosnost dílce ve smyku v oblasti bez tržlin, pro uložení na podélné podpory (průvlaky) se doporučuje omezit využití na 50% až 70% (viz konstrukční zásady)
 *) hodnoty $M_{R,k}$ a $M_{R,w,k}$ jsou uvedeny pro délku panelu 5m
 **) vyhodnoteno alternativou pro SPG26414 je vyšší dílce s menším stupněm využití

V případě požadavku konzolového vyložení kontaktujte technické oddělení GOLDBECK Prefabeton s.r.o.

Konstrukční zásady viz PN SPG 08/2012, PN 042/13

Orientační únosnost stropních dílců pro rovnoměrné zatížení (třída prostředí XC1)



GOLDBECK Prefabeton s.r.o. • HOTLINE +420 800 26 11 27 • E-mail: info@stropsystem.cz • www.stropsystem.cz

Obr. Technické parametry dílce SPG firmy Goldbeck stropsystem s.r.o. výšky 200 mm. Aktuální ke dni 18.11.2017

Posouzení panelu přímým výpočtem

$$M_{Ed} = 226,7 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 112,1 \text{ kN}$$

Posouzení

Moment na mezi únosnosti dílce

$$M_{Rd} = 279,1 \text{ kNm/1,2m} \geq M_{Ed} = 226,7 \text{ kNm/1,2m}$$

... Vyhovuje

Mezní únosnost dílce ve smyku

$$V_{Rd} = 131,7 \text{ kN/1,2m} \geq V_{Ed} = 112,1 \text{ kN/1,2m}$$

... Vyhovuje

Závěr: 7.-8.NP návrh panelů Goldbeck stropssystem SPG 26210 výšky 265 mm

Poznámka: Použitím předem předepnutých prefabrikovaných nosníků jsme dosáhli výrazného snížení hmotnosti od vlastní tíhy stropní konstrukce. Zatímco monolitická varianta by vážila charakteristických $g_k = 6,5 \text{ kN/m}^2$ (včetně tíhy od zesílení v místě uložení na sloup), prefabrikované panely dosáhli charakteristické hmotnosti $g_k = 3,7 \text{ kN/m}^2$ (Včetně vlastní hmotnosti průvlaku), tedy téměř 2x méně. Na 6 pater tedy a zatěžovací ploše $7,5 \times 8,1 \text{ m}$ tato redukce činí $G_k = 1020,6 \text{ kN}$, které by bodově zatěžovali rám o rozponu $24,3 \text{ m}$ vždy v $\frac{1}{4}$ rozpětí. Jedna se tedy o významnou redukci vlastní tíhy.

4.3.3 Návrh stropní trám 3.-8.NP

Rozpětí nosníku $L_{max} = 8100 \text{ mm}$

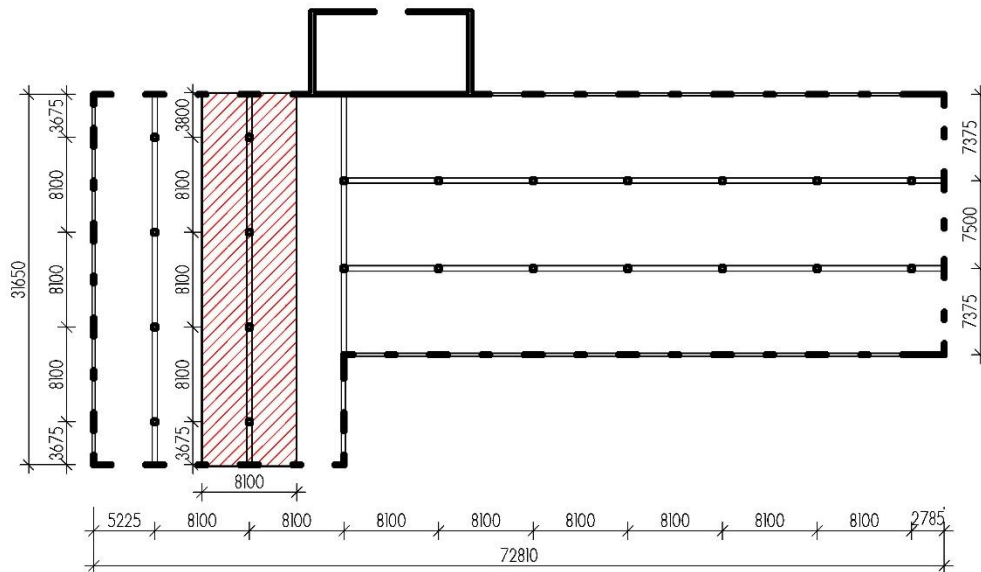
Zatěžovací šířka nosníku $b = 8100 \text{ mm}$

Materiál:	Beton C30/37	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
		$\gamma_c = 1,5 \text{ [-]}$
		$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20,0 \text{ MPa}$
		$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
		$E_{cm} = 32 \text{ GPa}$
		$\eta = 1,0 ; \lambda = 0,8$
	Betonářská ocel B500B	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
		$\gamma_s = 1,15 \text{ [-]}$
		$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$
		$E = 200 \text{ GPa}$

Krycí vrstva

 $c = 35 \text{ mm}$ – třída prostředí XC1

Předpoklad návrhu: spojitý nosník, ŽB oboustranně vyztužený obdélníkový průřez



Obr. Zatěžovací plocha trámu

Výška trámu dle empirie

$$h_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10} \right) \cdot L_{\max} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10} \right) \cdot 8100 = 675 \div 810 \text{ mm}$$

Návrh výšky trámu $h_p = 700 \text{ mm}$ **Šířka trámu dle empirie**

$$b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) \cdot h_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) \cdot 750 = 250 \div 375 \text{ mm}$$

Návrhová šířka trámu upravena z hlediska návaznosti trámu na sloup o průřezu 450x450 mm.

Návrh šířky trámu $b_p = 450 \text{ mm}$

Zatížení trámu: Zatěžovací šířka $b = 8,1 \text{ m}$

Stálé zatížení		g_k	γ_G	g_d
	[kN/m ²]	[kN/m']	[-]	[kN/m']
Podlaha + podhled + vedení VZT	1,65	13,37	1,35	18,04
Vlastní tíha stropních panelů $h=200 \text{ mm}$	2,7	21,87	1,35	29,52
Vlastní tíha nosník 700x450 mm	-	7,88	1,35	10,63
Σ Stálé zatížení celkem [kN/m']		43,11		58,20
Proměnné zatížení		q_k	γ_Q	q_d
	[kN/m ²]	[kN/m']	[-]	[kN/m']
Užitné zatížení kat. B	2,5	20,25	1,5	30,38
Přemístitelné přčky	0,8	6,48	1,5	9,72
Σ Stálé zatížení celkem [kN/m']		26,73		40,10
Zatížení rámu celkem (g+q) [kN/m']		69,84		98,29

Vnitřní síly:

Ohybový moment:

$$M_{Ed} = \frac{1}{10} \cdot (g+q)_d \cdot L^2 = \frac{1}{10} \cdot 98,29 \cdot 8,1^2 = 644,9 \text{ kNm}$$

Posouvající síla:

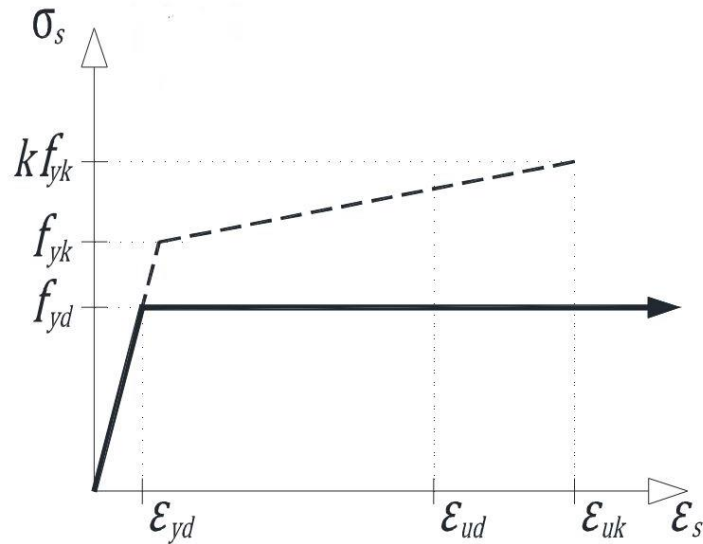
$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot (g+q)_d \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 98,29 \cdot 8,1 = 398,1 \text{ kN}$$

Návrh výztuže oboustranně vyztuženého průřezu

Použití tlačené výztuže vede ke zvýšení únosnosti průřezu. Část tlakové síly přenáší výztuž, proto síla v betonu vyjde menší, než u jednostranně vyztuženého průřezu. Zmenšením tlačené části průřezu se zvětší rameno vnitřních sil, tedy únosnost průřezu.

Účinnost tlačené výztuže závisí na jejím přetvoření. Plně je tlačená výztuž využita, pokud platí $\varepsilon_{sc} \geq \varepsilon_{yd}$. Pokud je tato podmínka splněna, je tlaková výztuž plně využita a napětí v ní $\sigma_{sc} = f_{yd}$. Pokud podmínka neplatí, je výztuž jen částečně využita a napětí v ní závisí lineárně na přetvoření ε_{sc} dle zjednodušeného pracovního diagramu betonářské výztuže.

Postup výpočtu spočívá v hledání takové výšky tlačené oblasti x , pro kterou platí rovnováha sil $F_{cc} + F_{sc} = F_{ss}$. Z podobnosti trojúhelníků a předpokladu limitního přetvoření betonu v tlaku $\varepsilon_{cu} = 0,35 \%$ se stanoví přetvoření a využití výztuže. Ohybová únosnost průřezu se spočítá u momentové podmínky k libovolnému bodu v průřezu.



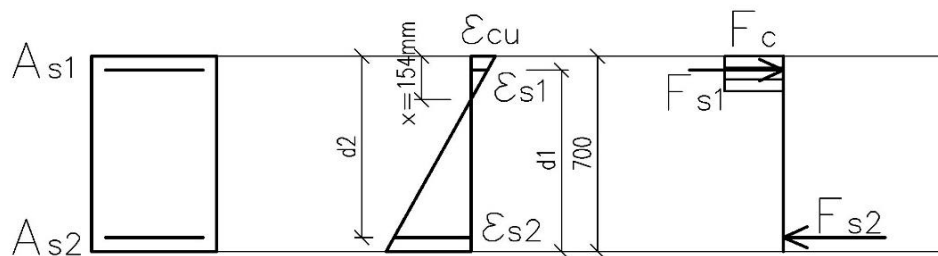
Obr. Zjednodušený pracovní diagram betonářské výztuže (tah i tlak)

$$\varepsilon_{cu} = 0,35 \%$$

Návrh výztuže:

Tlačená výztuž – 1. řada: $2 \times \phi 16$ $A_{s,prov,1} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 402,1 \text{ mm}^2$

Tažená výztuž – 1. řada: $6 \times \phi 25$ $A_{s,prov,2} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot 25^2}{4} = 2945,2 \text{ mm}^2$



Obr. Stanovení únosnosti oboustranně vyztuženého průřezu

Účinné výšky průřezu:

$$d_1 = h - c - \phi_{sw} - \frac{\phi}{2} = 700 - 35 - 10 - \frac{16}{2} = 647 \text{ mm}$$

$$d_1' = h - d_1 = 700 - 642,5 = 57,5 \text{ mm}$$

$$d_2 = h - c - \phi_{sw} - \frac{\phi}{2} = 700 - 35 - 10 - \frac{25}{2} = 642,5 \text{ mm}$$

$$d_2' = h - d_2 = 700 - 642,5 = 57,5 \text{ mm}$$

Výpočet přetvoření výztuže:

Pro dané parametry vychází výška tlačené oblasti $x = 154 \text{ mm}$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s1}}{x - d_1'} \dots \varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (x - d_1') = \frac{0,0035}{154} (154 - 53) = 0,00230 [-]$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s2}}{d_2 - x} \dots \varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (d_2 - x) = \frac{0,0035}{154} (642,5 - 154) = 0,01110 [-]$$

Napětí ve výztuži:

$$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{yd}}{E} = \frac{434,8}{200000} = 0,002175 [-]$$

$$\varepsilon_{s1} = 0,00230 \geq \varepsilon_{pe} = 0,002175 \quad \dots \quad \sigma_{s1} = f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,01110 \geq \varepsilon_{pe} = 0,002175 \quad \dots \quad \sigma_{s2} = f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

Rovnováha sil:

$$F_c + F_{s1} = F_{s2}$$

Tlak:

$$F_c + F_{s1} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \eta + A_{s,prov,1} \cdot \sigma_{s1} = 0,8 \cdot 154 \cdot 450 \cdot 20,0 \cdot 10^{-3} \cdot 1,0 + 402,1 \cdot 434,8 \cdot 10^{-3} = 1283,7 \text{ kN}$$

Tah:

$$F_{s2} = A_{s,prov,2} \cdot \sigma_{s2} = 2945,2 \cdot 434,8 \cdot 10^{-3} = 1283,7 \text{ kN}$$

Platí rovnováha sil pro tlačnou část $x = 154 \text{ mm}$

Ohybová únosnost průřezu M_{Rd}

$$M_{Rd} = A_{s,prov,1} \cdot \sigma_{s1} \cdot (d_1 - d_2') + 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \eta \cdot (d_2 - 0,4x)$$

$$M_{Rd} = 402,1 \cdot 434,8 \cdot 10^{-3} \cdot (0,647 - 0,0575) + 0,8 \cdot 154 \cdot 450 \cdot 20,0 \cdot 10^{-3} \cdot (0,643 - 0,4 \cdot 0,154)$$

$$M_{Rd} = 747,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 747,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 644,9 \text{ kNm}$$

Spodní výztuž rámové přičle vyhovuje na ohybovou únosnost (86 % využití)

Minimální plocha tažené výztuže:

Účinná výška k těžišti tažené výztuže $d = 642,5 \text{ mm}$

$$A_{s,\text{prov},1} = A_{s,\text{prov},2} = 2945,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{min}} = \min \left(0,0013 \cdot b_t \cdot d; \frac{(0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d)}{f_{yk}} \right)$$

$$A_{s,\text{min}} = \min \left(0,0013 \cdot 450 \cdot 642,5; \frac{(0,26 \cdot 2,9 \cdot 450 \cdot 642,5)}{500} \right)$$

$$A_{s,\text{min}} = \min (375,9; 436) = 375,9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{prov},1} = 2945,2 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{min}} = 375,9 \text{ mm}^2$$

... Vyhovuje

Maximální plocha veškeré výztuže:

$$A_{s,\text{prov}} = A_{s,\text{prov},1} + A_{s,\text{prov},2} = 402,1 + 2945,2 = 3347,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{max}} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 450 \cdot 700 = 12600 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{prov}} = 3347,3 \text{ mm}^2 < A_{s,\text{max}} = 12600 \text{ mm}^2$$

... Vyhovuje

Posouzení tlačené výšky průřezu

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{154}{642,5} = 0,24 \leq \xi_{\text{max}} = 0,45$$

... Vyhovuje

Ověření tlačené diagonály

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

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

$$V_{Rd,\text{max}} = 0,528 \cdot 20 \cdot 10^{-3} \cdot 450 \cdot (0,9 \cdot 642,5) \cdot \frac{1,5}{1+1,5^2} = 1268,24 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,\text{max}} = 1268,24 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 398,1 \text{ kN}$$

... Vyhovuje

Ověření průhybu dle ověření ohybové štíhlosti prvku

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

$$l = 8100 \text{ mm}$$

$$d = 642,5 \text{ mm}$$

$$\kappa_{c1} = 1,0 \text{ [-]} \quad (\text{obdélníkový průřez})$$

$$\kappa_{c2} = \frac{7000}{8100} = 0,86 \text{ [-]}$$

$$\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} = \frac{500}{500} \cdot \frac{2945,2}{2540,27} = 1,16 \text{ [-]}$$

$$\lambda_{d,tab} \quad \text{vymezuující ohybová štíhlost pro beton C30/37 a } \rho = 0,5 \%$$

$$\Rightarrow \lambda_{d,tab} = 30,8$$

[-]

**OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ VE VYTISTĚNÉ VERZI TĚTO
DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT K133 – KATEDRA
BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ.**

Obr. – Tabulka hodnot vymezuující ohybové štíhlosti pro vnitřní pole spojitého nosníku a různé třídy betonu dle EN 1992-1-1

$$\lambda_d = 1,0 \cdot 0,86 \cdot 1,16 \cdot 30,8 = 30,73 \text{ [-]}$$

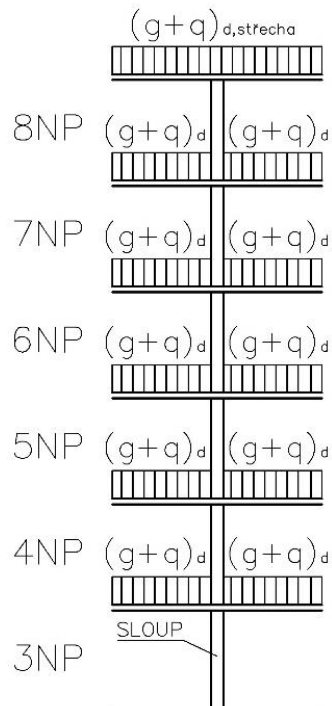
$$\lambda = \frac{8100}{642,5} = 12,6 \text{ [-]} \leq \lambda_d = 30,73 \text{ [-]}$$

Závěr: Návrh stropního trámu 3.-8.NP: $h_p = 700 \text{ mm}$; $b_p = 450 \text{ mm}$

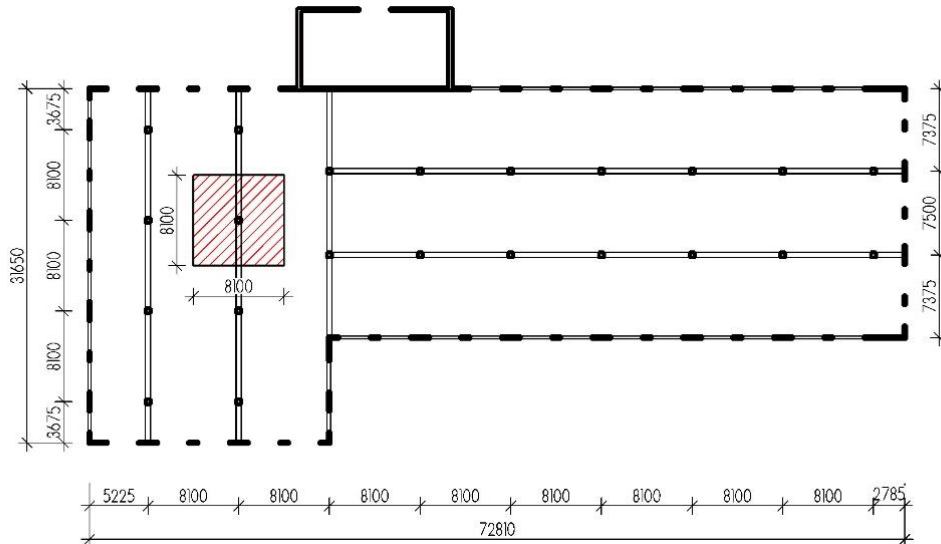
4.3.4 Návrh sloupů 3.-8.NP

Zatěžovací plocha sloupu	$A_{3.-8.NP} = 8,1 \cdot 8,1 = 65,6 \text{ m}^2$
Redukční součinitel	$\alpha_n = 0,85 \text{ [-]}$
Materiál: Beton C30/37	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $\gamma_c = 1,5 \text{ [-]}$ $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20,0 \text{ MPa}$ $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$ $\eta = 1,0 ; \lambda = 0,8$
Betonářská ocel B500B	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ $\gamma_s = 1,15 \text{ [-]}$ $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$ $E = 200 \text{ GPa}$
Krycí vrstva	$c = 35 \text{ mm} - \text{třída prostředí XC1}$

Předpoklad návrhu: ŽB, symetricky vyztužený čtvercový průřez



Obr. Schéma zatížení sloupu



Obr. Schéma umístění a zatěžovací plocha uvažovaného sloupu v běžném NP

Poznámka: Sloupy, které nekončí v konstrukci rámu koncertního sálu ale pokračují dále přes multifunkční část budovy do základů, budou pod úrovní stropu 3.NP zesíleny. Viz návrh sloupu polyfunkční části budovy.

Zatížení sloupu:

Stálá zatížení	Výpočet	G_k	γ_G	G_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Stálá zatížení - 8.NP - střecha. Zatěžovací plocha $A = 65,6 \text{ m}^2$				
Vlastní tíha střešních panelů tl. 265mm	$3,85 \cdot 65,6$	252,56	1,35	340,96
Vlastní tíha trámu 700x450	$0,7 \cdot 0,45 \cdot 8,1 \cdot 25$	63,79	1,35	86,11
Vlastní tíha čtvercový sloup 450x450 mm	$0,45^2 \cdot 3,4 \cdot 25$	17,21	1,35	23,24
Skladba střechy, podhled, vedení VZT	$2,0 \cdot 65,6$	131,20	1,35	177,12
Stálé zatížení - 7.NP. Zatěžovací plocha $A = 65,6 \text{ m}^2$				
Vlastní tíha stropních panelů tl. 265mm	$3,85 \cdot 65,6$	252,56	1,35	340,96
Vlastní tíha trámu 700x450	$0,7 \cdot 0,45 \cdot 8,1 \cdot 25$	63,79	1,35	86,11
Vlastní tíha čtvercový sloup 450x450 mm	$0,45^2 \cdot 3,4 \cdot 25$	17,21	1,35	23,24
Skladba podlahy	$1,65 \cdot 65,6$	108,24	1,35	146,12
Stálé zatížení - 3.-6.NP. Zatěžovací plocha $A = 65,6 \text{ m}^2$				
Vlastní tíha stropních panelů tl. 200mm	$2,7 \cdot 65,6 \cdot 4$	708,48	1,35	956,45
Vlastní tíha trámu 700x450	$0,7 \cdot 0,45 \cdot 8,1 \cdot 25 \cdot 4$	255,15	1,35	344,45
Vlastní tíha čtvercový sloup 450x450 mm	$0,45^2 \cdot 3,4 \cdot 25 \cdot 4$	68,85	1,35	92,95
Skladba podlahy	$1,65 \cdot 65,6 \cdot 4$	432,96	1,35	584,50
Σ Stálé zatížení celkem [kN]		2372,00		3202,20
Proměnná zatížení	Výpočet	Q_k	γ_Q	Q_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Proměnná zatížení - 8.NP. Zatěžovací plocha $A = 65,6 \text{ m}^2$				
Užitné kategorie H	$0,8 \cdot 65,6$	52,48	1,5	78,72
Proměnná zatížení - 7.NP. Zatěžovací plocha $A = 65,6 \text{ m}^2$				
Užitné kategorie B	$2,5 \cdot 65,6 \cdot 0,85$	139,40	1,5	209,10
Zatížení příčkami	$0,8 \cdot 65,6$	52,48	1,5	78,72
Proměnná zatížení - 3.-6.NP. Zatěžovací plocha $A = 65,6 \text{ m}^2$				
Užitné kategorie B	$2,5 \cdot 65,6 \cdot 4 \cdot 0,85$	557,60	1,5	836,40
Zatížení příčkami	$0,8 \cdot 65,6 \cdot 4$	209,92	1,5	314,88
Σ Proměnné zatížení celkem [kN]		1011,88		1517,82
Zatížení v patě sloupu celkem (G+Q) [kN]		3383,88		4720,02

Předběžné posouzení sloupu

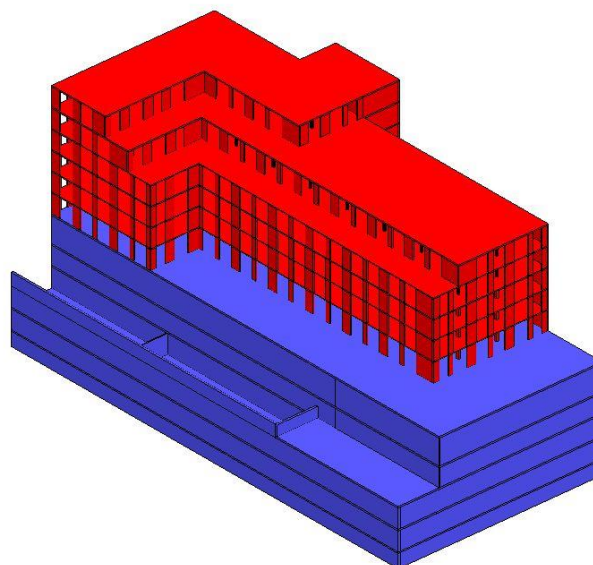
Průřez	$h \times b = 450 \times 450 \text{ mm}$
Návrhová síla v patě sloupu	$N_{Ed} = 4720,02 \text{ kN}$
Předpokládaný stupeň vyztužení	$\rho = 2,5 \%$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + \sigma_s \cdot A_s = 0,8 \cdot h \cdot b \cdot f_{cd} + \rho_s \cdot A_c \cdot \sigma_s \geq N_{Ed}$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot 0,45 \cdot 0,45 \cdot 20 \cdot 10^3 + 0,025 \cdot 0,45 \cdot 0,45 \cdot 400 \cdot 10^3 = 5265 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 5265 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 4720,02 \text{ kN}$$

Závěr: 3.-8.NP návrh čtvercového sloupu 450 x 450 mm

4.4 Návrh polyfunkční části budovy

Obr. 3D model - polyfunkční část budovy - modře

4.4.1 Návrh stropní konstrukce polyfunkční části 2.PP – 2.NP

Předpoklad návrhu:

Monolitická deska železobetonová - křížem vyztužená – lokálně podepřená – plný průřez – zesílena v místě podepření.

Maximální rozpětí desky	$L_1 = 8100 \text{ mm}$
	$L_2 = 8100 \text{ mm}$



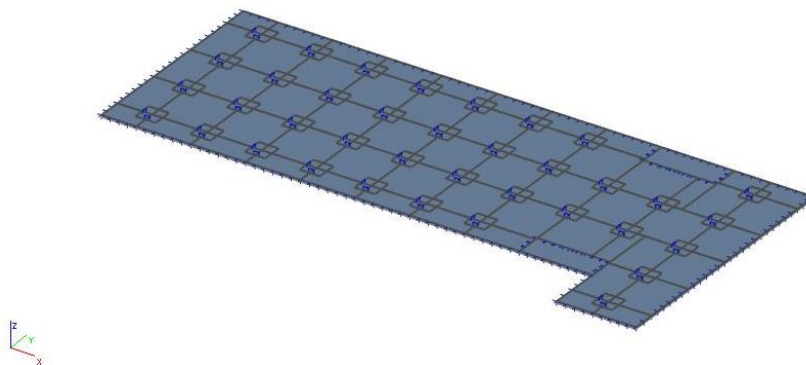
Obr. Schéma geometrie a užitého zatížení stropu 1.PP

Návrh tloušťky stropní konstrukce bude stanoven obdobně jako v případě monolitické varianty administrativní části budovy, metodou stanovení přibližného průhybu konstrukce.

$$w_{\text{lim}} = \frac{L_{\text{min}}}{250} = \frac{8100}{250} = 32,4 \text{ mm}$$

$$w_{\text{celk}} = w_{\text{el}} \cdot k_{\text{creep}} \cdot k_{\text{crack}} \cdot k_{\text{shrink}} \text{ [mm]}$$

$k_{\text{creep}} =$	3,0	Odhad součinitele průhybu od účinků dotvarování
$k_{\text{crack}} =$	2,0	Odhad součinitele průhybu od účinků trhlin
$k_{\text{shrink}} =$	1,1	Odhad součinitele průhybu od účinků smršťování



Obr. Zjednodušený 2D model stropní desky 1.PP

Model je opět vytvořen jako jednoduchý výsek 1.PP. Podpory konstrukce byli tentokrát vymodelovány jako kloubové v místě sloupů a liniové pevná podpory v místě stěny. V tomto modelu (na rozdíl od modelu, kde podpory tvoří 1D sloupy nebo 2D stěnové pilíře/stěny) není potřeba přepočítávat průhyb s ohledem na pokles podpor. Užité zatížení je opět uvažováno ve variantách plné a šachovnicové.



Obr. Výsledné hodnoty w_{el} od účinků kvazistálé kombinace v místě působení užitečného zatížení kategorie C1, pro desku tloušťky 250 mm v poli, zesílenou na tloušťku 400 mm v místě uložení na sloup [mm]

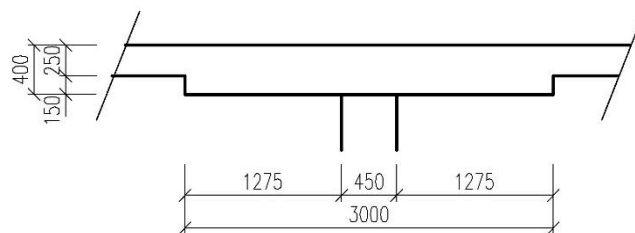
Hodnota celkového průhybu se započtením účinků od dotvarování, vzniku trhlin a smršťování

$$w_{celk} = 3,5 \cdot 3,0 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 23,1 \text{ mm}$$

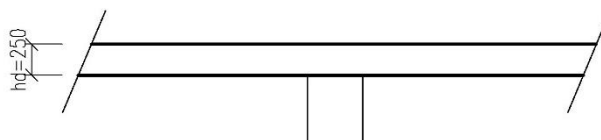
$$w_{celk} = 23,1 \text{ mm} \leq w_{lim} = 32,4 \text{ mm}$$

... Vyhovuje

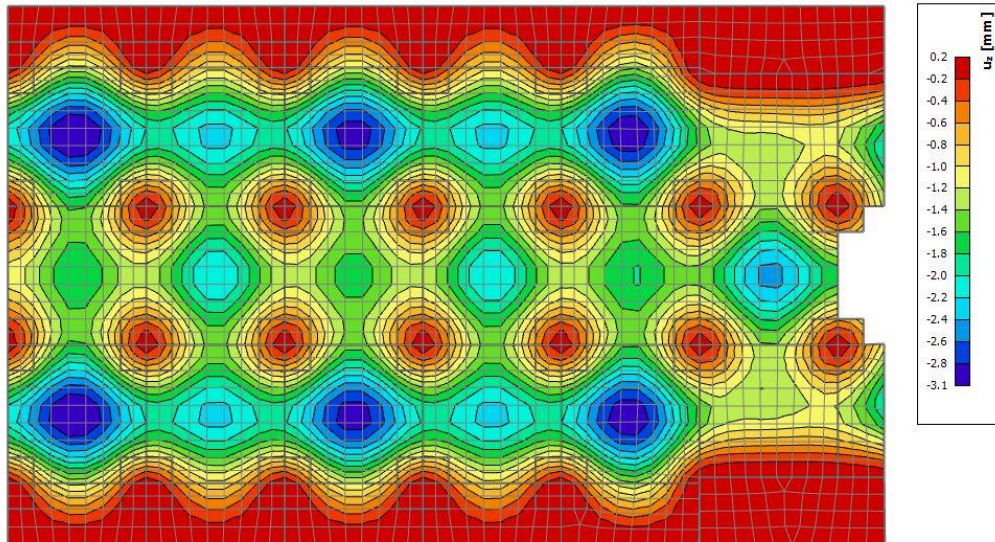
Navržený průřez dle stanovení přibližného průhybu stropní desky v místě působení užitečného zatížení kategorie C1 (mimo koncertní sál)



Obr. Navržený průřez desky – podporový



Obr. Navržený průřez desky – mezipodporový



Obr. Výsledné hodnoty w_{el} od účinků kvazistálé kombinace v místě působení užitečného zatížení kategorie C5, pro desku tloušťky 300 mm v poli, zesílenou na tloušťku 400 mm v místě uložení na sloup [mm]

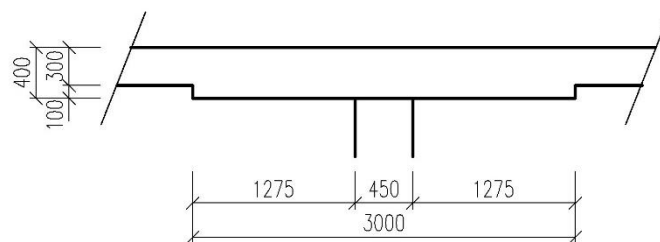
Hodnota celkového průhybu se započtením účinků od dotvarování, vzniku trhlin a smršťování

$$w_{celk} = 3,1 \cdot 3,0 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 20,5 \text{ mm}$$

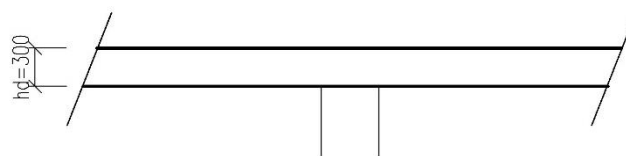
$$w_{celk} = 20,5 \text{ mm} \leq w_{lim} = 32,4 \text{ mm}$$

... Vyhovuje

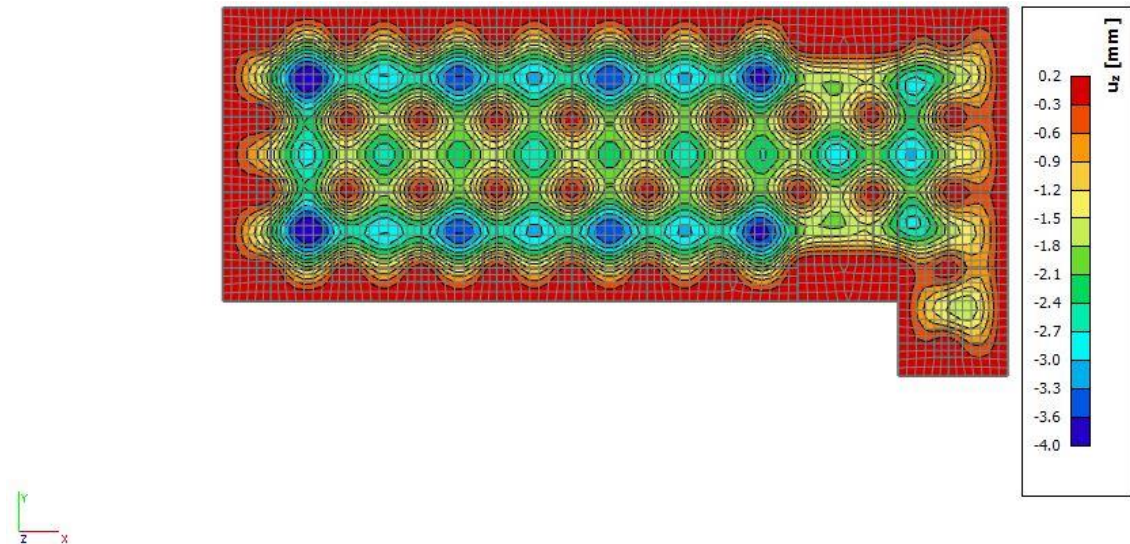
Navržený průřez dle stanovení přibližného průhybu stropní desky v místě působení užitečného zatížení kategorie C5 (Koncertní sál)



Obr. Navržený průřez desky – podporový



Obr. Navržený průřez desky – mezipodporový



Obr. Výsledné hodnoty w_{el} od účinků kvazistálé kombinace zatížení, pro desku tloušťky 250 mm v poli, zesílenou na tloušťku 350 mm v místě uložení na sloup [mm]

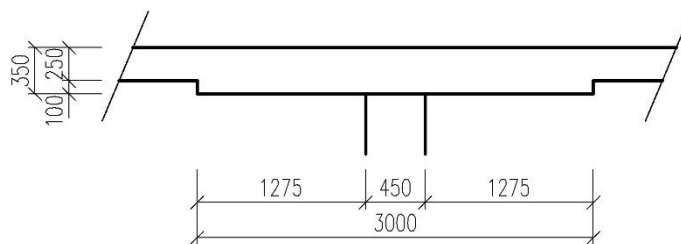
Hodnota celkového průhybu se započtením účinků od dotvarování, vzniku trhlin a smršťování

$$w_{celk} = 4,0 \cdot 3,0 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 26,4 \text{ mm}$$

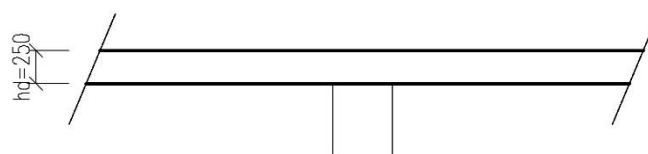
$$w_{celk} = 26,4 \text{ mm} \leq w_{lim} = 32,4 \text{ mm}$$

... Vyhovuje

Navržený průřez dle stanovení přibližného průhybu stropní desky



Obr. Navržený průřez desky – podporový



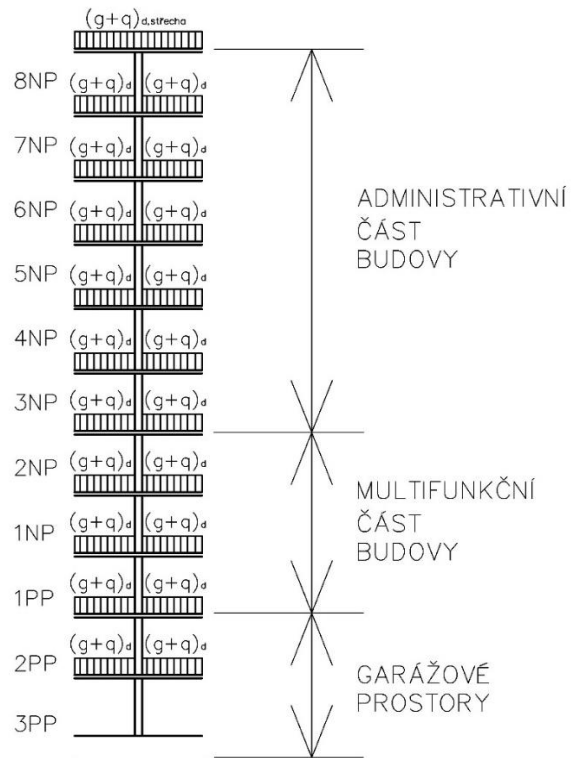
Obr. Navržený průřez desky – mezipodporový

Závěr: 3.–2.PP Návrh stropní desky tloušťky $h_d = 250 \text{ mm}$ zesílenou v místě podepření sloupy na 350 mm

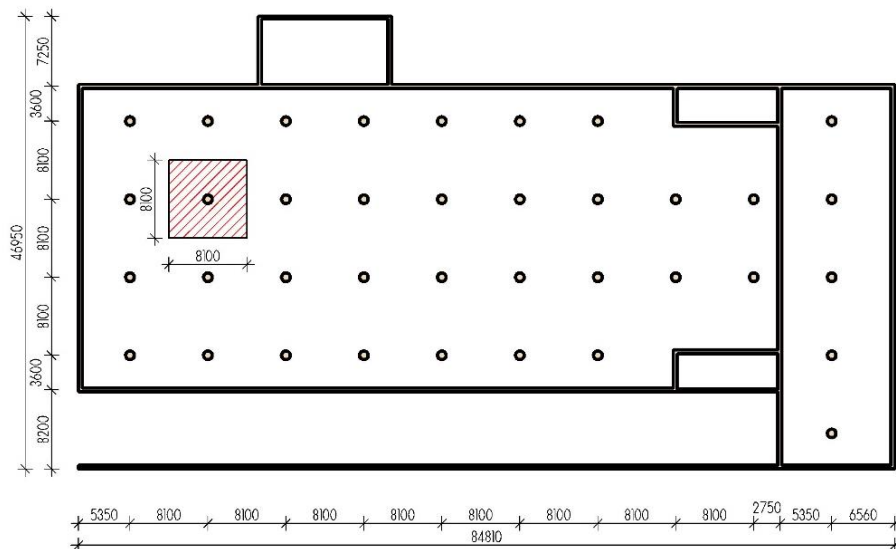
4.4.3 Návrh sloupů 3.PP–8.NP

Zatěžovací plocha sloupu	$A_{3.PP-8.NP} = 8,1 \cdot 8,1 = 65,6 \text{ m}^2$
Světlá výška podlaží:	$h_{3.-8.NP} = 3,4 \text{ m}$ $h_{2.NP} = 4,75 \text{ m}$ $h_{1.NP} = 3,35 \text{ m}$ $h_{1.PP} = 3,6 \text{ m}$ $h_{2.PP} = 3,55 \text{ m}$ $h_{3.PP} = 3,6 \text{ m}$
Redukční součinitel	$\alpha_n = 0,76 [-]$
Materiál: Beton C30/37	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $\gamma_c = 1,5 [-]$ $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20,0 \text{ MPa}$
Betonářská ocel B500B	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ $\gamma_s = 1,15 [-]$ $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$ $E = 200 \text{ GPa}$
Krycí vrstva	$c = 35 \text{ mm}$ – třída prostředí XC1

Předpoklad návrhu: ŽB, symetricky vyztužený čtvercový průřez



Obr. Schéma zatížení sloupu



Obr. Schéma umístění a zatěžovací plocha uvažovaného sloupu v 3.PP

Zatížení sloupu:

Stálá zatížení	Výpočet	G_k	γ_G	G_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Stálá zatížení - 8.NP - střecha. Zatěžovací plocha $A = 65,6 \text{ m}^2$				
Vlastní tíha střešních panelů tl. 265mm	$3,85 \cdot 65,6$	252,56	1,35	340,96
Vlastní tíha trámu 700x450	$0,7 \cdot 0,45 \cdot 8,1 \cdot 25$	63,79	1,35	86,11
Vlastní tíha čtvercový sloup 450x450 mm	$0,45^2 \cdot 3,4 \cdot 25$	17,21	1,35	23,24
Skladba střechy, podhled, vedení VZT	$2,0 \cdot 65,6$	131,20	1,35	177,12
Stálé zatížení - 7.NP. Zatěžovací plocha $A = 65,6 \text{ m}^2$				
Vlastní tíha stropních panelů tl. 265mm	$3,85 \cdot 65,6$	252,56	1,35	340,96
Vlastní tíha trámu 700x450	$0,7 \cdot 0,45 \cdot 8,1 \cdot 25$	63,79	1,35	86,11
Vlastní tíha čtvercový sloup 450x450 mm	$0,45^2 \cdot 3,4 \cdot 25$	17,21	1,35	23,24
Skladba podlahy, podhled, vedení VZT	$1,65 \cdot 65,6$	108,24	1,35	146,12
Stálé zatížení - 3.-6.NP. Zatěžovací plocha $A = 65,6 \text{ m}^2$				
Vlastní tíha stropních panelů tl. 200mm	$2,7 \cdot 65,6 \cdot 4$	708,48	1,35	956,45
Vlastní tíha trámu 700x450	$0,7 \cdot 0,45 \cdot 8,1 \cdot 25 \cdot 4$	255,15	1,35	344,45
Vlastní tíha čtvercový sloup 450x450 mm	$0,45^2 \cdot 3,4 \cdot 25 \cdot 4$	68,85	1,35	92,95
Skladba podlahy, podhled, vedení VZT	$1,65 \cdot 65,6 \cdot 4$	432,96	1,35	584,50
Stálé zatížení - 3.PP-2.NP. Zatěžovací plocha $A = 65,6 \text{ m}^2$				
Vlastní tíha stropní konstrukce tl. 250mm	$25 \cdot 0,25 \cdot 65,6 \cdot 4$	1640,00	1,35	2214,00
Vlastní tíha zesílené části stropu tl. 150mm	$25 \cdot 0,15 \cdot 3^2 \cdot 4$	135,00	1,35	182,25
Vlastní tíha stropní panely 2.NP tl.200mm	$2,7 \cdot 65,6$	177,12	1,35	239,11
Vlastní tíha čtvercový sloup 650x650 mm	$0,65^2 \cdot 18,85 \cdot 25$	199,10	1,35	268,79
Skladba podlahy	$1,5 \cdot 65,6 \cdot 5$	492,00	1,35	664,20
Σ Stálé zatížení celkem [kN]		5015,22		6770,55
Proměnná zatížení	Výpočet	Q_k	γ_Q	Q_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Proměnná zatížení - 3.PP-8.NP. Zatěžovací plocha $A = 65,6 \text{ m}^2$				
Užitné kategorie H (střecha)	$0,8 \cdot 65,6$	52,48	1,5	78,72
Užitné kategorie B (2.-7.NP)	$2,5 \cdot 65,6 \cdot 6 \cdot 0,76$	747,84	1,5	1121,76
Užitné kategorie C1 (2.PP-1.NP)	$3,0 \cdot 65,6 \cdot 3$	590,40	1,5	885,60
Užitné kategorie F (3.PP)	$2,5 \cdot 65,6$	164,00	1,5	246,00
Zatížení příčkami (2.-7.NP)	$0,8 \cdot 65,6 \cdot 6$	314,88	1,5	472,32
Σ Proměnné zatížení celkem [kN]		1869,60		2804,40
Zatížení v patě sloupu celkem (G+Q) [kN]		6884,82		9574,95

Předběžné posouzení sloupu

Průřez

$$h \times b = 650 \times 650 \text{ mm}$$

Návrhová síla v patě sloupu

$$N_{Ed} = 9574,95 \text{ kN}$$

Předpokládaný stupeň vyztužení

$$\rho = 2,5 \%$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + \sigma_s \cdot A_s = 0,8 \cdot h \cdot b \cdot f_{cd} + \rho_s \cdot A_c \cdot \sigma_s \geq N_{Ed}$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot 0,65 \cdot 0,65 \cdot 20 \cdot 10^3 + 0,025 \cdot 0,65 \cdot 0,65 \cdot 400 \cdot 10^3 = 10985 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 10985 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 9574,95 \text{ kN}$$

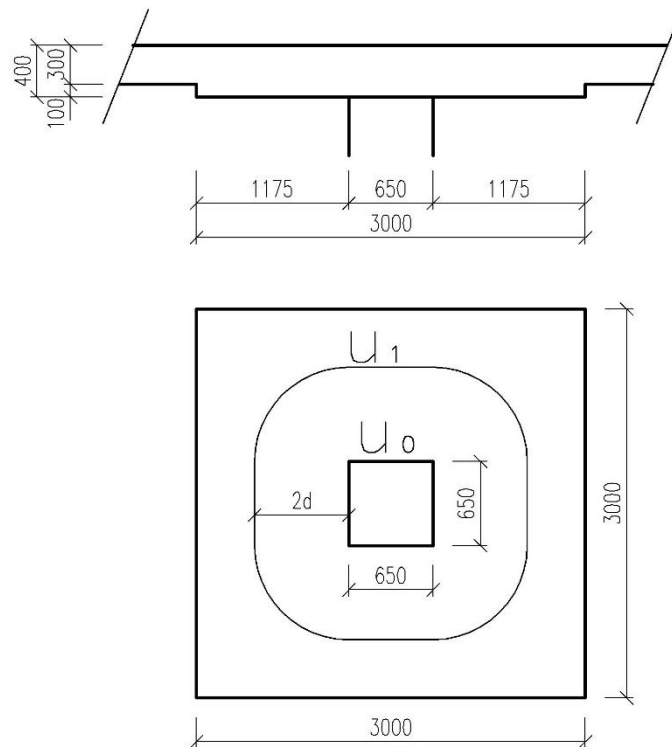
... Vyhovuje

Závěr: 3PP-2.NP návrh čtvercového sloupu 650 x 650 mm

Předběžné ověření protlačení stropní desky:

Podmínky ověření lokálně podepřené desky proti protlačení

$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$	únosnost tlačené diagonály
$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$	ověření nutnosti výztuže na protlačení
$V_{Ed} \leq k_{max} \cdot V_{Rd,c}$	ověření zajištění dostatečného kotvení výztuže na protlačení
V_{Ed}	účinek návrhového zatížení v kontrolovaném kontrolovaném obvodu [MPa]
$V_{Rd,max}$	únosnost v protlačení v obvodu u_0 [MPa]
$V_{Rd,c}$	únosnost v protlačení bez výztuže v kontrolovaném obvodu u_1 [MPa]
$V_{Rd,cs}$	únosnost v protlačení v obvodu u_0 s výztužením na protlačení

Předběžné ověření protlačení stropní desky v prostoru koncertního sálu

Obr. Navržená geometrie zesílené desky

$$h_d = 300 \text{ mm}$$

Zatěžovací plocha sloupu
Rozměr sloupu $b \times h$

$$A = 8,1 \cdot 8,1 = 65,6 \text{ m}^2$$

$$650 \times 650 \text{ mm}$$

Materiál: Beton C30/37

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

$$\gamma_c = 1,5 \text{ [-]}$$

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

$$u = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,528 \text{ [-]}$$

$$\eta = 1,0 ; \lambda = 0,8$$

Krycí vrstva

$$c = 25 \text{ mm} - \text{třída prostředí XC1}$$

Stanovení smykové síly

Stálá zatížení	Výpočet	G_k	γ_G	G_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Vlastní tíha stropní konstrukce tl. 300mm	$25 \cdot 0,3 \cdot 65,6$	492,00	1,35	664,20
Vlastní tíha zesílené části stropu 100mm	$25 \cdot 0,15 \cdot 3^2$	33,75	1,35	45,56
Skladba podlahy	$1,5 \cdot 65,6$	98,40	1,35	132,84
Σ Stálé zatížení celkem [kN]		624,15		842,60
Proměnná zatížení	Výpočet	Q_k	γ_Q	Q_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Užitné kategorie C5	$5,0 \cdot 65,6$	328,00	1,5	492,00
Σ Proměnné zatížení celkem [kN]		328,00		492,00
Smyková síla V_{Ek} ; V_{ed} (G+Q) [kN]		952,15		1334,60

Účinná výška

$$d = h_d - c - \phi = 400 - 25 - 12 = 363 \text{ mm}$$

(předpoklad profilu výztuže $\phi = 12 \text{ mm}$ v obou směrech)

$$u_0 = 2 \cdot b + 2 \cdot h = 2 \cdot 650 + 2 \cdot 650 = 2600 \text{ mm}$$

$$u_1 = u_0 + 4\pi d = 2600 + 4 \cdot \pi \cdot 363 = 7161,6 \text{ mm}$$

1.podmínka

$$V_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 1334,6 \cdot 10^3}{2600 \cdot 363} = 1,63 \text{ MPa}$$

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

$$V_{Rd,max} = 4,22 \text{ MPa} \geq V_{Ed,0} = 1,63 \text{ MPa}$$

... 1. podmínka vyhovuje

2.podmínka

$$V_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 1334,6 \cdot 10^3}{7161,6 \cdot 363} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 \text{ [-]}$$

$$\rho_1 = 0,5 \% \quad (\text{odhad stupně smykového vyztužení na protlačení})$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{363}} = 1,74 \leq 2,0$$

$$V_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,74^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed,1} = 0,59 \text{ MPa} \geq V_{\min} = 0,44 \text{ MPa}$$

... Vyhovuje

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,74 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 30)^{1/3} = 0,51 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = 0,51 \text{ MPa} \geq V_{Ed,1} = 0,59 \text{ MPa}$$

... Nevyhovuje, je nutné navrhnout smykovou výztuž

3.podmínka

$$V_{Ed,1} \leq k_{\max} \cdot V_{Rd,c}$$

$$k_{\max} \quad (\text{součinitel pro ohyby a smykové mřížky})$$

$$1,45 \quad \text{pro } h_d = 200 \text{ mm}$$

$$1,7 \quad \text{pro } h_d \geq 700 \text{ mm}$$

mezilehlé hodnoty se interpolují

$$k_{\max} = 1,55 \text{ [-]} \quad (\text{pro } h_d = 400 \text{ mm})$$

$$k_{\max} \cdot V_{Rd,c} = 1,55 \cdot 0,51 = 0,8 \text{ MPa} > V_{Ed,1} = 0,59 \text{ MPa}$$

... Vyhovuje, lze spolehlivě navrhnout a zakotvit smykovou výztuž v desce zatíženou kategorií C5 (Koncertním sál)

Předběžné ověření protlačení stropní desky v prostorech mimo koncertní sál (užitné zatížení kategorie C1) a garáží (kategorie F)

Postup výpočtu pro předběžné ověření protlačení stropní desky vytvořen v programu Microsoft Excel 2013.

Stanovení smykové síly – garáže – kategorie F

Stálá zatížení	Výpočet	G_k	γ_G	G_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Vlastní tíha stropní konstrukce tl. 250mm	$25 \cdot 0,3 \cdot 65,6$	410,00	1,35	553,50
Vlastní tíha zesílené části stropu 100mm	$25 \cdot 0,1 \cdot 3^2$	22,50	1,35	30,38
Skladba podlahy	$1,5 \cdot 65,6$	98,40	1,35	132,84
Σ Stálé zatížení celkem [kN]		530,90		716,72
Proměnná zatížení	Výpočet	Q_k	γ_Q	Q_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Užitné kategorie F	$2,5 \cdot 65,6$	164,00	1,5	246,00
Σ Proměnné zatížení celkem [kN]		164,00		246,00
Smyková síla V_{Ek} ; V_{Ed} (G+Q) [kN]		694,90		962,72

Stanovení smykové síly – mimo koncertní sál – kategorie C1

Stálá zatížení	Výpočet	G_k	γ_G	G_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Vlastní tíha stropní konstrukce tl. 250mm	$25 \cdot 0,3 \cdot 65,6$	410,00	1,35	553,50
Vlastní tíha zesílené části stropu 100mm	$25 \cdot 0,15 \cdot 3^2$	33,75	1,35	45,56
Skladba podlahy	$1,5 \cdot 65,6$	98,40	1,35	132,84
Σ Stálé zatížení celkem [kN]		542,15		731,90
Proměnná zatížení	Výpočet	Q_k	γ_Q	Q_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Užitné kategorie C1	$3,0 \cdot 65,6$	196,80	1,5	295,20
Σ Proměnné zatížení celkem [kN]		196,80		295,20
Smyková síla V_{Ek} ; V_{Ed} (G+Q) [kN]		738,95		1027,10

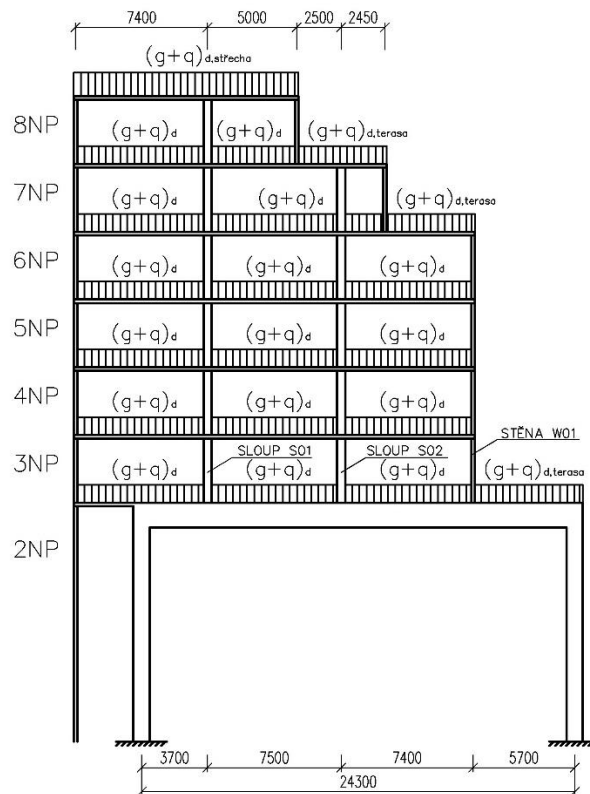
Působení		kat. C1	kat. F	[-]
V_{Ed}		962,7	1027,1	kN
Deska	h_d	350	400	mm
Sloup	b	650	650	mm
	h	650	650	mm
ν		0,528	0,528	[-]
d		313	363	mm
u_0		2600	2600	mm ²
u_1		6533,3	7161,6	mm ²
$V_{Ed,0}$		1,36	1,25	MPa
$V_{Rd,max}$		4,22	4,22	MPa
$V_{Rd,max} > V_{Ed,0}$		Splněno	Splněno	MPa
$C_{Rd,c}$		0,18	0,18	[-]
k		1,80	1,74	
ρ_l		0,5	0,5	%
V_{min}		0,46	0,44	MPa
$V_{Ed,1}$		0,54	0,45	MPa
$V_{Rd,c}$		0,53	0,52	MPa
$V_{Rd,c} > V_{min}$		Splněno	Splněno	MPa
$V_{Rd,c} > V_{Ed,1}$		Nesplněno	Splněno	MPa
k_{max}		1,525	1,55	[-]
$k_{max} \cdot V_{Rd,c}$		0,81	0,80	MPa
$V_{Rd,c} > V_{Ed,1}$		Splněno	Splněno	MPa

... Vyhovuje, lze spolehlivě navrhnout a zakotvit smykovou výztuž

5 Návrh rámové konstrukce

V této kapitole jsou podrobněji navrženy prvky rámové konstrukce tvořící prostor víceúčelového sálu 1.PP – 2.NP. Na variantních modelech jsou stanoveny návrhové vnitřní síly pro MSÚ a MSP. Vyšetřovaný rám se nachází na ose I, kde je předpoklad výskytu největšího zatížení, jelikož zde působí i část střechy 8.NP.

5.1 Zatížení rámu



Obr. Schéma zatížení rámové konstrukce

Zatížení střechy (g+q)střecha

Stálé zatížení		g_k	γ_G	g_d
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Skladba střechy, podhled, vedení VZT	2,0	16,20	1,35	21,87
Vlastní tíha střešních panelů tl. 265mm	3,85	31,19	1,35	42,10
Technologie VZT	2,0	16,20	1,35	21,87
Proměnné zatížení		q_k	γ_Q	q_d
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Užitné kat. H	0,8	6,48	1,5	9,72
Celkem [kN/m²]		70,07		95,56

Zatížení terasy 7.NP (g+q)_{terasa}

Stálé zatížení		g_k	γ_G	g_d
	[kN/m ²]	[kN/m']	[-]	[kN/m']
Skladba stropu, podhled, vedení VZT	2,0	16,20	1,35	21,87
Vlastní tíha stropních panelů tl. 265mm	3,85	31,19	1,35	42,10
Proměnné zatížení		q_k	γ_Q	q_d
	[kN/m ²]	[kN/m']	[-]	[kN/m']
Užitné zatížení kat. I	2,5	20,25	1,5	30,38
Celkem [kN/m']		67,64		94,34

Zatížení terasy 3.NP (g+q)_{terasa}

Stálé zatížení		g_k	γ_G	g_d
	[kN/m ²]	[kN/m']	[-]	[kN/m']
Skladba stropu, podhled, vedení VZT	2,0	16,20	1,35	21,87
Vlastní tíha stropních panelů tl. 200mm	2,7	21,87	1,35	29,52
Proměnné zatížení		q_k	γ_Q	q_d
	[kN/m ²]	[kN/m']	[-]	[kN/m']
Užitné zatížení kat. I	2,5	20,25	1,5	30,38
Celkem [kN/m']		58,32		81,77

Zatížení administrativní budovy 7.NP (g+q)

Stálé zatížení		g_k	γ_G	g_d
	[kN/m ²]	[kN/m']	[-]	[kN/m']
Skladba stropu, podhled, vedení VZT	1,65	13,37	1,35	18,04
Vlastní tíha stropních panelů tl. 265mm	3,85	31,19	1,35	42,10
Proměnné zatížení		q_k	γ_Q	q_d
	[kN/m ²]	[kN/m']	[-]	[kN/m']
Užitné zatížení kat. B	2,50	20,25	1,50	30,38
Zatížení příčkami	0,8	6,48	1,50	9,72
Celkem [kN/m']		71,28		100,24

Zatížení administrativní budovy 3-6.NP (g+q)

Stálé zatížení		g_k	γ_G	g_d
	[kN/m ²]	[kN/m']	[-]	[kN/m']
Skladba stropu, podhled, vedení VZT	1,65	13,37	1,35	18,04
Vlastní tíha stropních panelů tl. 200mm	2,7	21,87	1,35	29,52
Proměnné zatížení		q_k	γ_Q	q_d
	[kN/m ²]	[kN/m']	[-]	[kN/m']
Užitné zatížení kat. B	2,50	20,25	1,50	30,38
Zatížení příčkami	0,8	6,48	1,50	9,72
Celkem [kN/m']		61,97		87,66

Vlastní tíhu vymodelovaných prvků uvažuje program Scia Engineer 2017 dle objemové hmotnosti a geometrie konstrukce jako stálé zatížení vlastní tíhou.

Jelikož je rám o jednom poli, není třeba uvažovat šachovnicové uspořádání užitného zatížení pro vyvození maximálních vnitřních sil a deformací pro návrh. Takové uspořádání by bylo pravděpodobně rozhodující pro rám o 2 a více polích.

Pro posouzení rámu na účinky MSÚ je uvažována méně příznivá z kombinací 6.10a nebo 6.10b dle ČSN EN 1992-1-1

$$(6.10a) \sum_{j \geq 1} = \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$(6.10b) \sum_{j \geq 1} = \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Pro posouzení rámu na účinky MSP je stanovena kombinace charakteristická a kvazistálá dle ČSN EN 1992-1-1

Charakteristická kombinace zatížení:

$$(6.14b) \sum_{j \geq 1} = G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kvazistálá kombinace zatížení:

$$(6.16b) \sum_{j \geq 1} = G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

5.2 Variantní modely rámové konstrukce

K posouzení rámové konstrukce byly vytvořeny 3 variantní modely.

- Model č.1 - 2D model rámu a administrativní budovy jako tuhý celek
- Model č.2 - 2D model rámu a administrativní budovy s kloubovým uložením stropních panelů
- Model č.3 - 2D model samotného rámu zatíženého vypočtenými reakcemi od administrativní části podle zatěžovacích ploch

Pro předběžné určení dimenzí prvků rámové konstrukce se vycházelo ze dvou předpokladů.

1. Předpoklad: Dimenze příčle rámu rozhodující ke splnění podmínky limitního průhybu od kvazistálé kombinace zatížení $w_{\text{celk}} < w_{\text{lim}}$ pro obecnou použitelnost prvku.

$$w_{\text{lim}} = \frac{L}{250} = \frac{24300}{250} = 97,2 \text{ mm}$$

Odhad skutečného průhybu konstrukce w_{celk} zahrnující vliv trhlin, dotvarování a smršťování betonu

$$w_{\text{celk}} = w_{\text{el}} \cdot k_{\text{creep}} \cdot k_{\text{crack}} \cdot k_{\text{shrink}} [mm]$$

- $k_{\text{creep}} = 3,0$ Odhad součinitele průhybu od účinků dotvarování
- $k_{\text{crack}} = 2,5$ Odhad součinitele průhybu od účinků trhlin
- $k_{\text{shrink}} = 1,1$ Odhad součinitele průhybu od účinků smršťování

$$w_{\text{celk}} = w_{\text{el}} \cdot 3,0 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = w_{\text{el}} \cdot 8,25$$

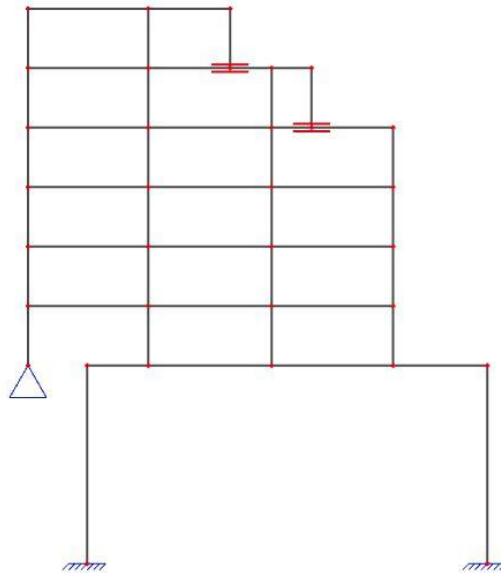
$$w_{\text{lim,el}} = \frac{w_{\text{lim}}}{8,25} = \frac{97,2}{8,25} = 11,78 \text{ mm}$$

2. Předpoklad: Pro určení rozměrů sloupu bylo cílem ovlivnit tuhost rámového rohu za účelem vhodného přerozdělení ohybového momentu po příčli tak, aby z celkového ohybového momentu tvořil mezipodporový zhruba 1/3 a ohybový moment v poli zbývající 2/3.

Postupnou optimalizací rámové konstrukce splnil tyto dvě podmínky rám s příčlí o rozměrech $h = 3000 \text{ mm}$; $b = 1500 \text{ mm}$ a sloup o rozměrech $h = 1900 \text{ mm}$; $b = 1500 \text{ mm}$, betonu C50/60.

5.2.1 Model č.1

První 2D model rámové konstrukce je tvořen konstrukcí rámu a celou částí administrativní budovy nad ním, působících jako tuhý celek. Materiály a geometrie jednotlivých prvků administrativní budovy (obvodové stěny, průvlaky, vnitřní sloupy, stropní panely) jsou stanoveny v předběžném návrhu (4. kapitola).

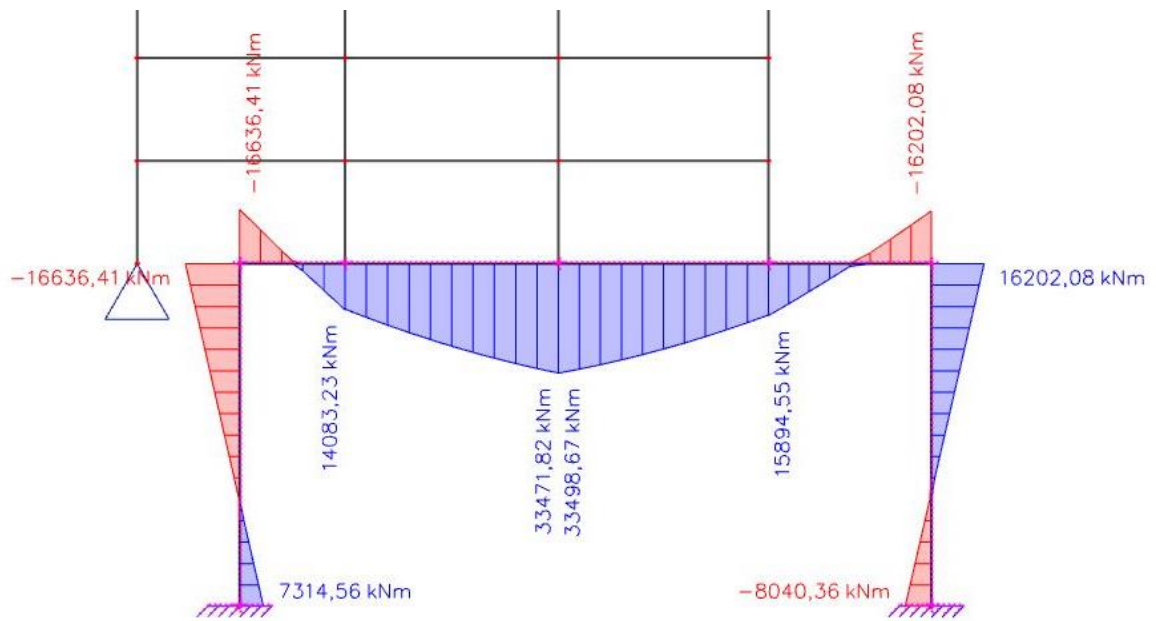


Obr. Model č.1 – schéma rámu

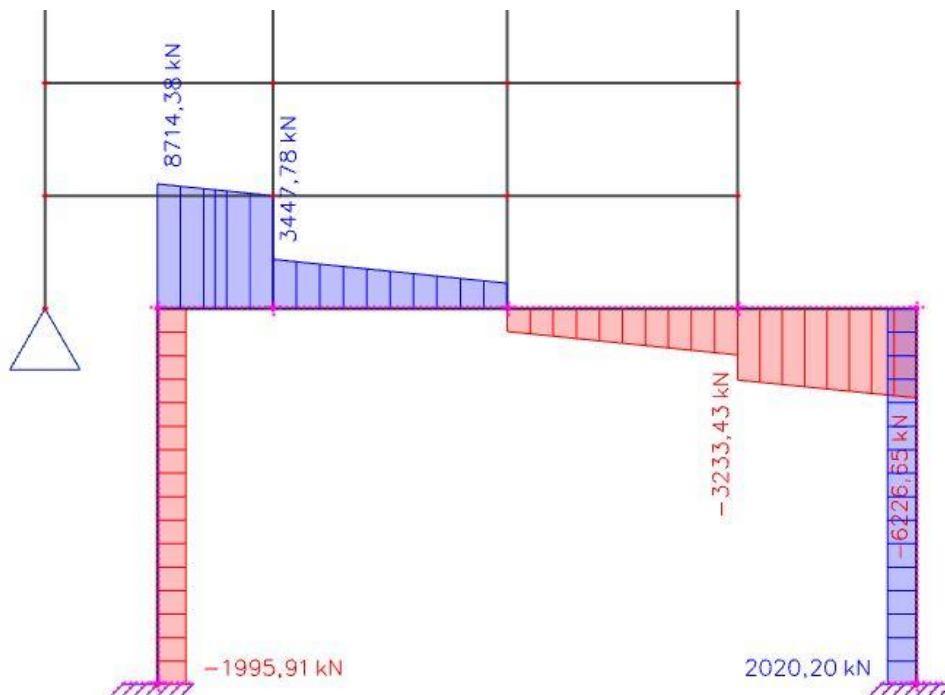
Normálová síla ve sloupu zatěžující rám



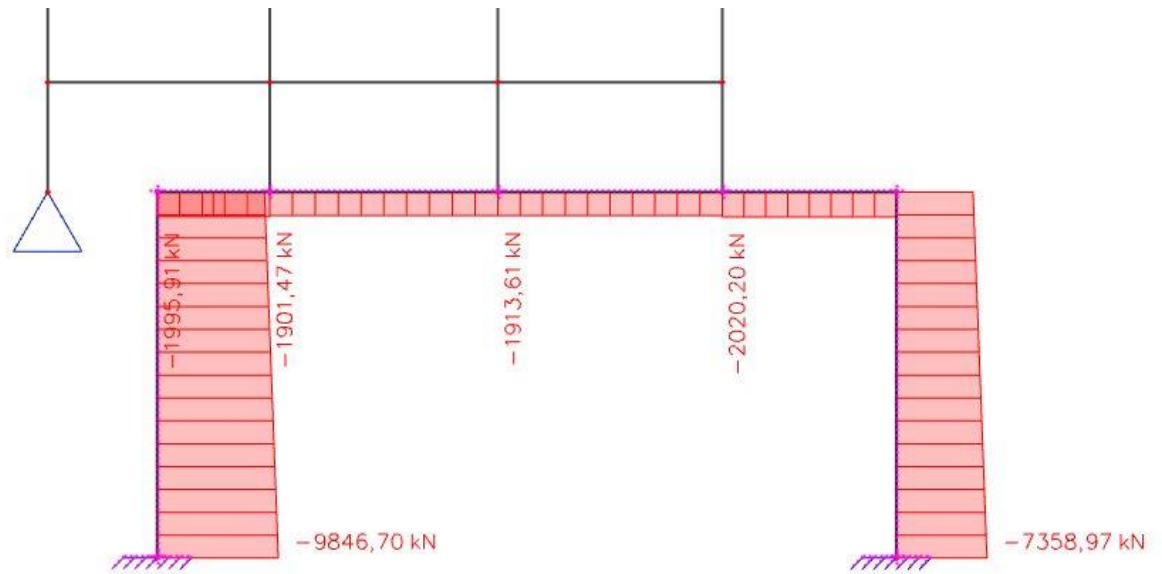
Obr. Model č.1 – Normálová síla N v patě sloupů a stěn (6.10a – 6.10b) [kN]

Vnitřní síly:

Obr. Model č.1 – Výsledné hodnoty ohybového momentu M_y (6.10a – 6.10b) [kNm]

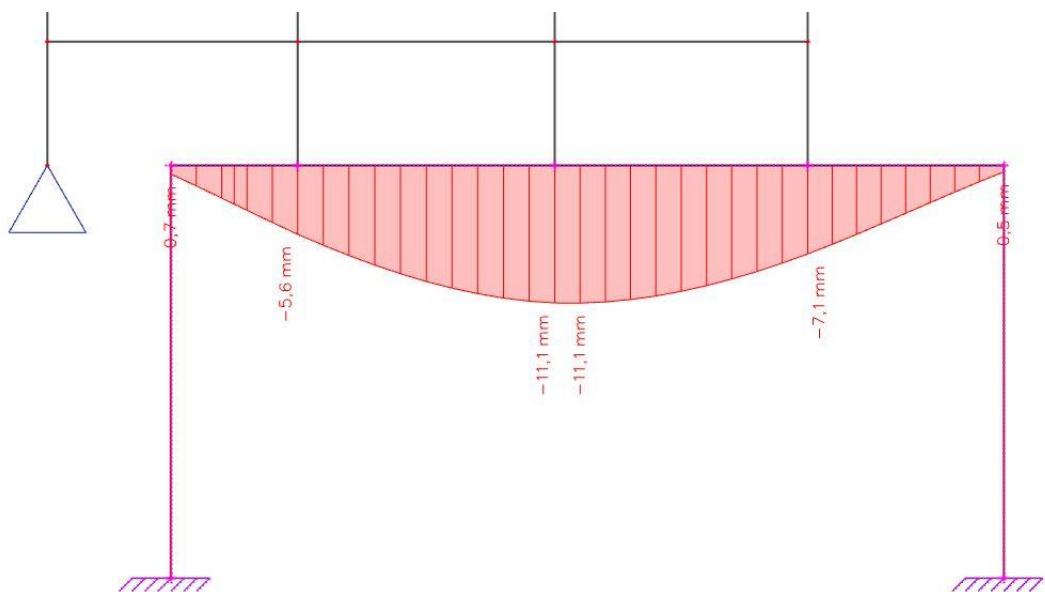


Obr. Model č.1 – Výsledné hodnoty posouvající síly V_z (6.10a – 6.10b) [kN]



Obr. Model č.1 – Výsledné hodnoty normálové síly N (6.10a – 6.10b) [kN]

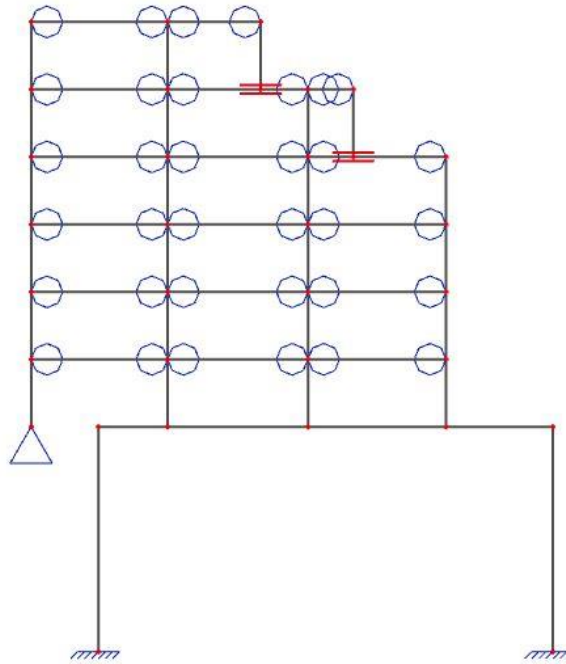
Deformace rámu



Obr. Model č.1 – Výsledné svislé deformace w_{el} (Kvazistálá kombinace zatížení) [mm]

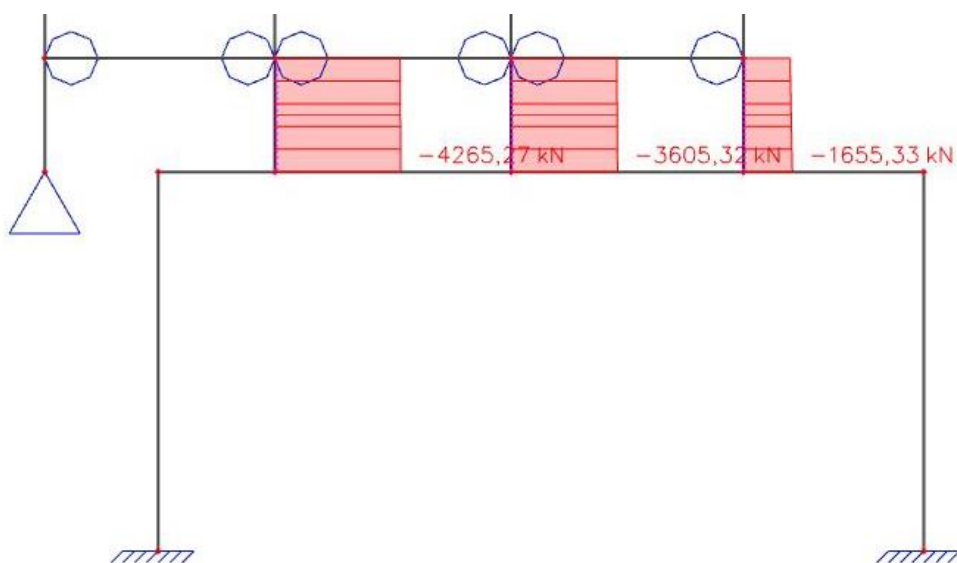
5.2.2 Model č.2

Druhý 2D model je obdoba prvního modelu, s kloubově uloženými stropními panely v části administrativní budovy. Tento model by se měl více přibližovat skutečnému chování konstrukce nad rámem a předpokládá se, že vlivem kloubového uložení stropních panelů bude více zatěžovat příčli rámu v poli oproti prvnímu modelu.

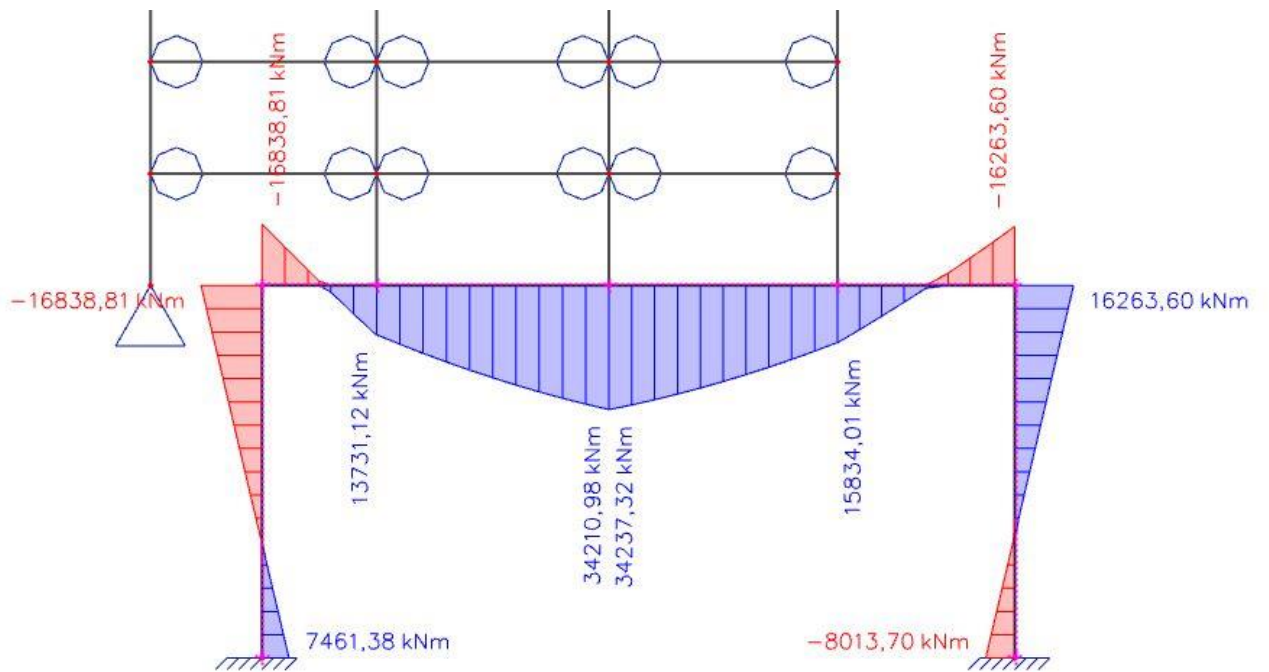


Obr. Model č.2

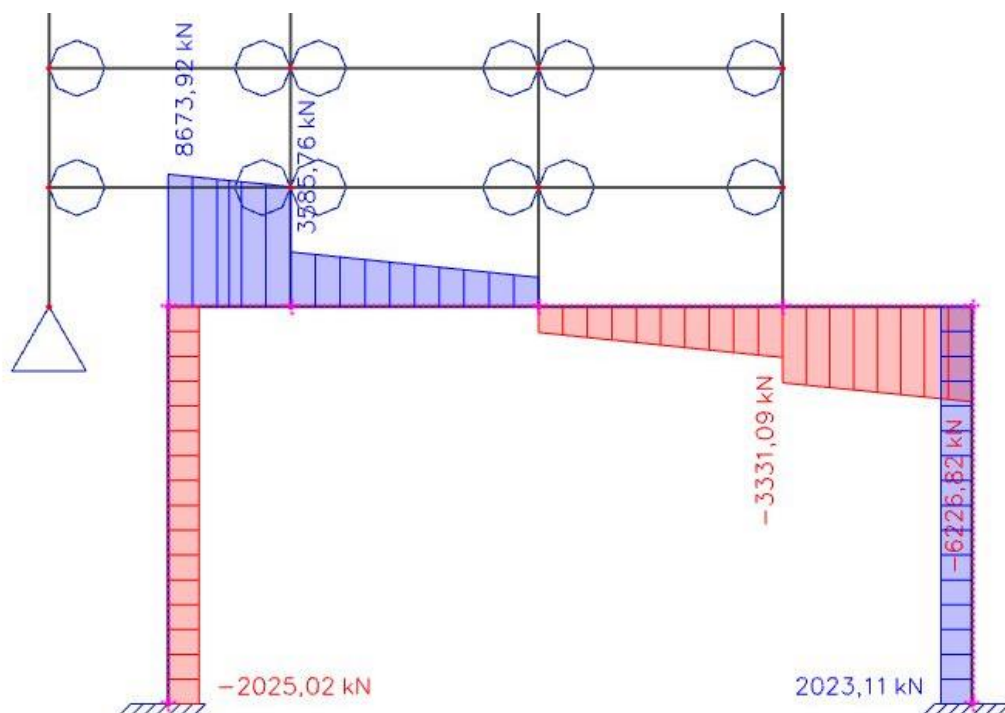
Normálová síla ve sloupu zatěžující rám



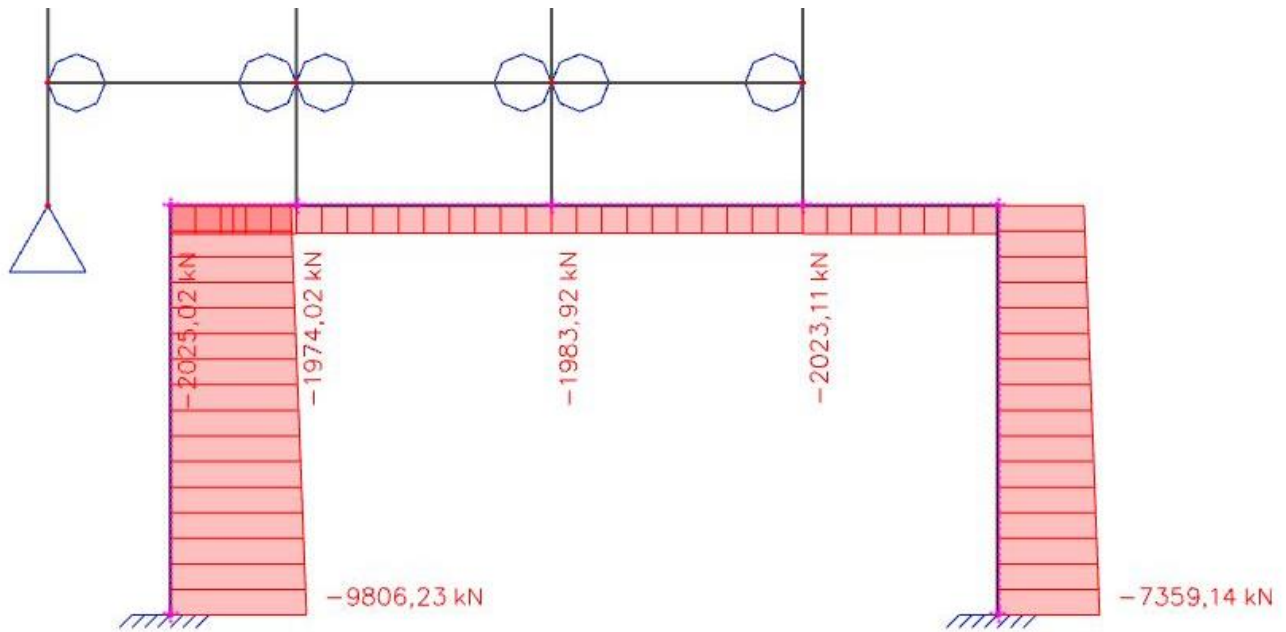
Obr. Model č.2 – Normálová síla N v patě sloupů a stěn (6.10a – 6.10b) [kN]

Vnitřní síly:

Obr. Model č.2 – Výsledné hodnoty ohybového momentu M_y (6.10a – 6.10b) [kNm]

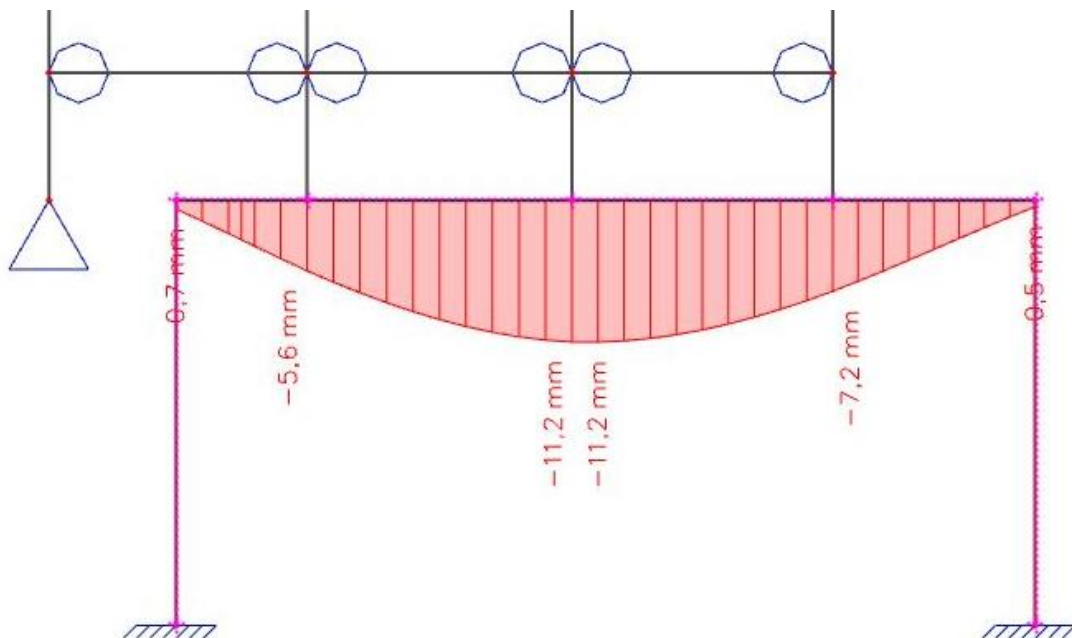


Obr. Model č.2 – Výsledné hodnoty posouvající síly V_z (6.10a – 6.10b) [kN]



Obr. Model č.2 – Výsledné hodnoty normálové síly N (6.10a – 6.10b) [kN]

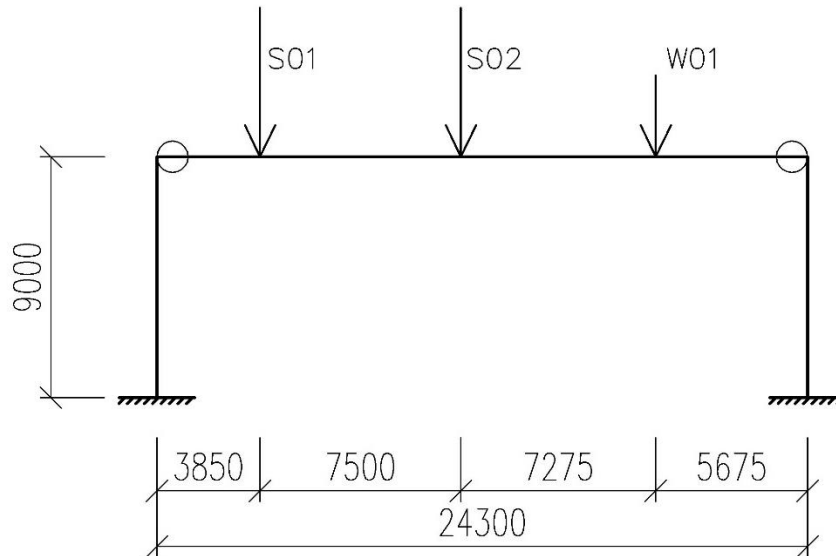
Deformace rámu



Obr. Model č.2 – Výsledné svislé deformace w_{el} (Kvazistálá kombinace zatížení) [mm]

5.2.3 Model č.3

Poslední 2D model je tvořen pouze samotným rámem zatíženým vypočtenými reakcemi od administrativní části budovy podle zatěžovacích ploch.



Obr. Model č.3 – schéma rámu

Zatížení v patě stěny W01

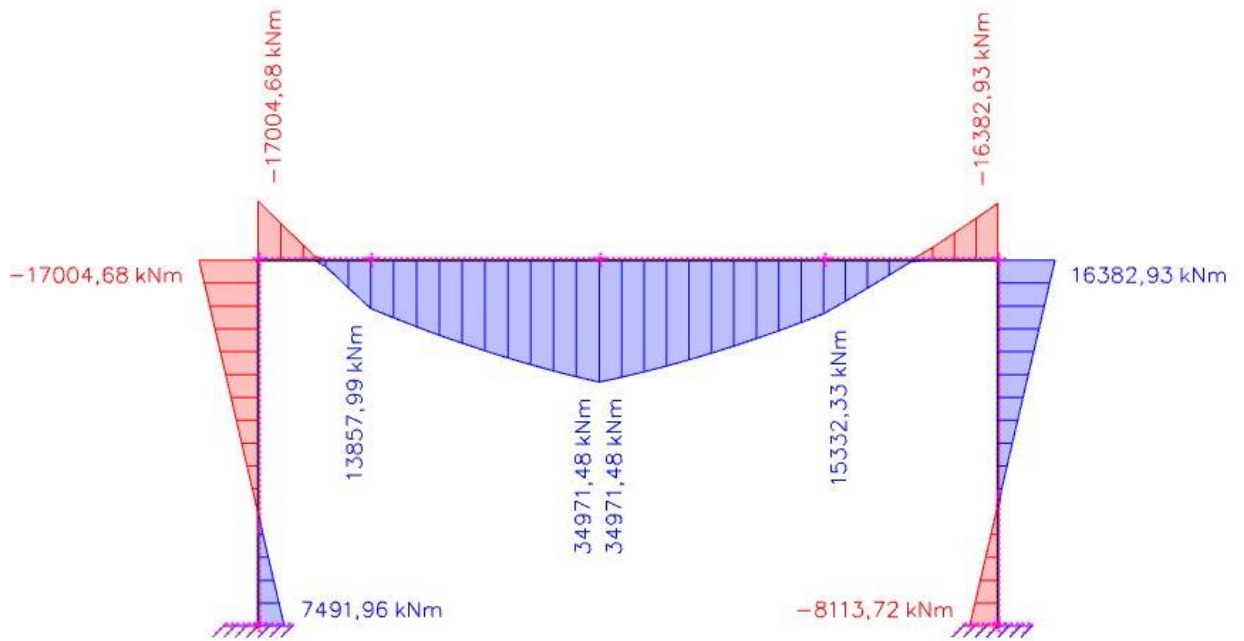
Stálá zatížení	Výpočet	G_k	γ_G	G_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Stálé zatížení - 6.NP. Zatěžovací plocha $A = 29,97 \text{ m}^2$				
Vlastní tíha stropních panelů tl. 200mm	$2,7 \cdot 29,97$	80,92	1,35	109,24
Vlastní tíha stěnový pilř 2700x200 mm	$2,7 \cdot 0,20 \cdot 3,4 \cdot 25$	45,90	1,35	61,97
Lehký obvodový plášť	$0,3 \cdot 3,6 \cdot 8,1$	8,75	1,35	11,81
Skladba podlahy - terasa	$2,0 \cdot 29,97$	59,94	1,35	80,92
Stálé zatížení - 3.-5.NP. Zatěžovací plocha $A = 29,97 \text{ m}^2$				
Vlastní tíha stropních panelů tl. 200mm	$2,7 \cdot 29,97 \cdot 3$	242,76	1,35	327,72
Vlastní tíha stěnový pilř 2700x200 mm	$2,7 \cdot 0,20 \cdot 3,4 \cdot 25 \cdot 3$	137,70	1,35	185,90
Lehký obvodový plášť	$0,3 \cdot 3,6 \cdot 8,1 \cdot 3$	26,24	1,35	35,43
Skladba podlahy	$1,65 \cdot 29,97 \cdot 3$	148,35	1,35	200,27
Σ Stálé zatížení celkem [kN]		750,56		1013,26
Proměnná zatížení	Výpočet	Q_k	γ_Q	Q_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Proměnná zatížení - 6.NP. Zatěžovací plocha $A = 29,97 \text{ m}^2$				
Užitné kategorie B	$2,5 \cdot 50,63$	74,93	1,5	112,39
Proměnná zatížení - 3.-5.NP. Zatěžovací plocha $A = 29,97 \text{ m}^2$				
Užitné kategorie B	$2,5 \cdot 29,97 \cdot 3$	224,78	1,5	337,16
Zatížení příčkami	$0,8 \cdot 29,97 \cdot 3$	71,93	1,5	107,89
Σ Proměnné zatížení celkem [kN]		371,63		557,44
Zatížení v patě stěny W01 celkem (G+Q) [kN]		1122,19		1570,70

Zatížení v patě sloupu S01

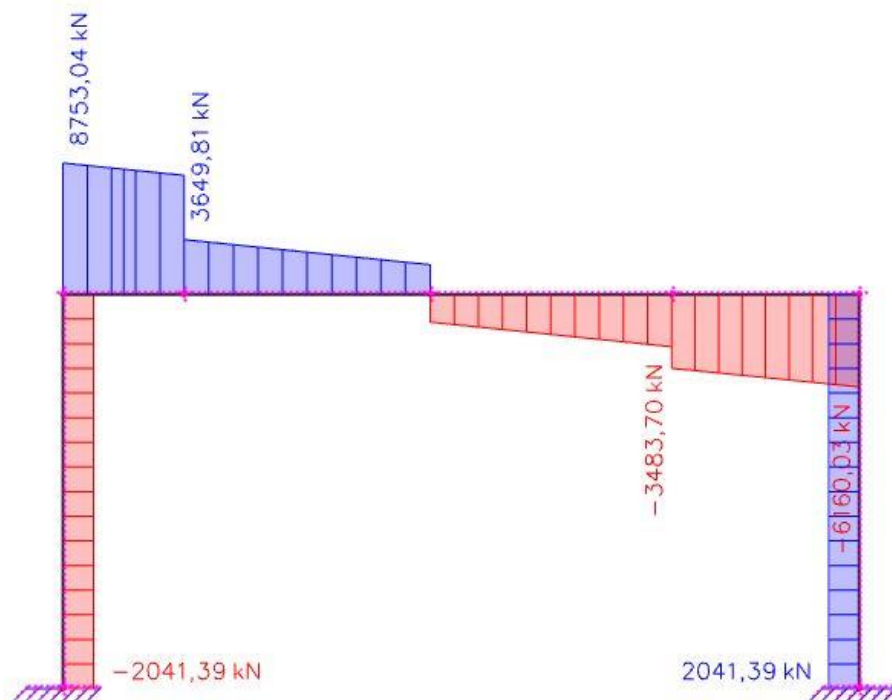
Stálá zatížení	Výpočet	G_k	γ_G	G_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Stálá zatížení - 8.NP - střecha. Zatěžovací plocha $A = 51,03 \text{ m}^2$				
Vlastní tíha střešních panelů tl. 265mm	$3,85 \cdot 51,03$	196,47	1,35	265,23
Vlastní tíha trámu 700x450	$0,7 \cdot 0,45 \cdot 8,1 \cdot 25$	63,79	1,35	86,11
Vlastní tíha čtvercový sloup 450x450 mm	$0,45^2 \cdot 3,4 \cdot 25$	17,21	1,35	23,24
Skladba střechy, podhled, vedení VZT	$2,0 \cdot 51,03$	102,06	1,35	137,78
Technologie VZT	$2,0 \cdot 51,03$	102,06	1,35	137,78
Stálé zatížení - 7.NP. Zatěžovací plocha $A = 60,75 \text{ m}^2$				
Vlastní tíha stropních panelů tl. 265mm	$3,85 \cdot 60,75$	233,89	1,35	315,75
Vlastní tíha trámu 700x450	$0,7 \cdot 0,45 \cdot 8,1 \cdot 25$	63,79	1,35	86,11
Vlastní tíha čtvercový sloup 450x450 mm	$0,45^2 \cdot 3,4 \cdot 25$	17,21	1,35	23,24
Skladba podlahy	$1,65 \cdot 60,75$	100,24	1,35	135,32
Stálé zatížení - 3.-6.NP. Zatěžovací plocha $A = 60,75 \text{ m}^2$				
Vlastní tíha stropních panelů tl. 200mm	$2,7 \cdot 60,75 \cdot 4$	656,10	1,35	885,74
Vlastní tíha trámu 700x450	$0,7 \cdot 0,45 \cdot 8,1 \cdot 25 \cdot 4$	255,15	1,35	344,45
Vlastní tíha čtvercový sloup 450x450 mm	$0,45^2 \cdot 3,4 \cdot 25 \cdot 4$	68,85	1,35	92,95
Skladba podlahy	$1,65 \cdot 60,75 \cdot 4$	400,95	1,35	541,28
Σ Stálé zatížení celkem [kN]		2277,76		3074,98
Proměnná zatížení	Výpočet	Q_k	γ_Q	Q_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Proměnná zatížení - 8.NP. Zatěžovací plocha $A = 51,03 \text{ m}^2$				
Užitné kategorie H	$0,8 \cdot 51,03$	40,82	1,5	61,24
Proměnná zatížení - 7.NP. Zatěžovací plocha $A = 60,75 \text{ m}^2$				
Užitné kategorie B	$2,5 \cdot 60,75$	151,88	1,5	227,81
Zatížení příčkami	$0,8 \cdot 60,75$	48,60	1,5	72,90
Proměnná zatížení - 3.-6.NP. Zatěžovací plocha $A = 60,75 \text{ m}^2$				
Užitné kategorie B	$2,5 \cdot 60,75 \cdot 4$	607,50	1,5	911,25
Zatížení příčkami	$0,8 \cdot 60,75 \cdot 4$	194,40	1,5	291,60
Σ Proměnné zatížení celkem [kN]		1043,20		1564,80
Zatížení v patě sloupu S01 celkem (G+Q) [kN]		3320,96		4639,78

Zatížení v patě sloupu S02

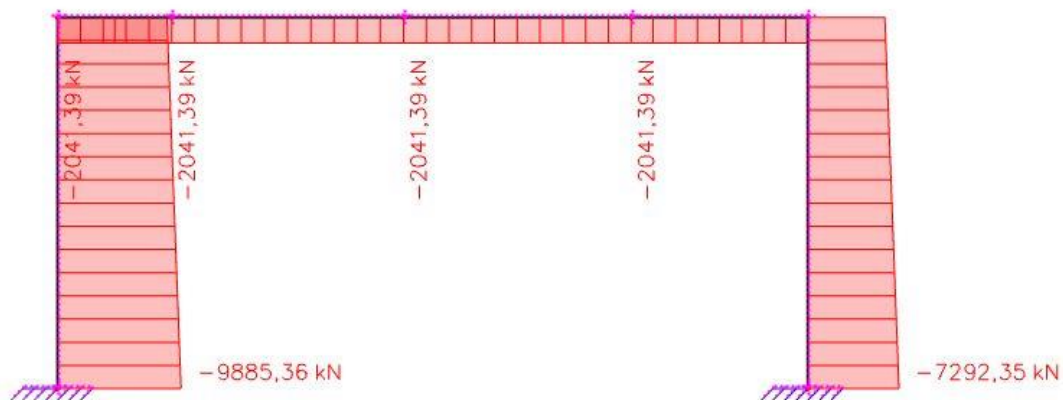
Stálá zatížení	Výpočet	G_k	γ_G	G_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Stálá zatížení - 8.NP - střecha. Zatěžovací plocha $A = 19,85 \text{ m}^2$				
Vlastní tíha střešních panelů tl. 265mm	$3,85 \cdot 19,85$	76,40	1,35	103,14
Vlastní tíha stěnový pilíř 2700x200 mm	$2,7 \cdot 0,20 \cdot 3,4 \cdot 25$	45,90	1,35	61,97
Lehký obvodový plášť	$0,3 \cdot 3,6 \cdot 8,1$	8,75	1,35	11,81
Skladba střechy, podhled, vedení VZT	$2,0 \cdot 19,85$	39,69	1,35	53,58
Technologie VZT	$2,0 \cdot 19,85$	39,69	1,35	53,58
Stálé zatížení - 7.NP. Zatěžovací plocha $A = 50,63 \text{ m}^2$				
Vlastní tíha stropních panelů tl. 265mm	$3,85 \cdot 50,63$	194,91	1,35	263,12
Vlastní tíha trámu 700x450	$0,7 \cdot 0,45 \cdot 8,1 \cdot 25$	63,79	1,35	86,11
Vlastní tíha čtvercový sloup 450x450 mm	$0,45^2 \cdot 3,4 \cdot 25$	17,21	1,35	23,24
Vlastní tíha stěnový pilíř 2700x200 mm	$2,7 \cdot 0,20 \cdot 3,4 \cdot 25$	45,90	1,35	61,97
Lehký obvodový plášť	$0,3 \cdot 3,6 \cdot 8,1$	8,75	1,35	11,81
Skladba podlahy - terasa	$2,0 \cdot 50,63$	101,25	1,35	136,69
Stálé zatížení - 3.-6.NP. Zatěžovací plocha $A = 60,75 \text{ m}^2$				
Vlastní tíha stropních panelů tl. 200mm	$2,7 \cdot 60,75 \cdot 4$	656,10	1,35	885,74
Vlastní tíha trámu 700x450	$0,7 \cdot 0,45 \cdot 8,1 \cdot 25 \cdot 4$	255,15	1,35	344,45
Vlastní tíha čtvercový sloup 450x450 mm	$0,45^2 \cdot 3,4 \cdot 25 \cdot 4$	68,85	1,35	92,95
Skladba podlahy	$1,65 \cdot 60,75 \cdot 4$	400,95	1,35	541,28
Σ Stálé zatížení celkem [kN]		2023,29		2731,44
Proměnná zatížení	Výpočet	Q_k	γ_Q	Q_d
Typ zatížení	[-]	[kN]	[-]	[kN]
Proměnná zatížení - 8.NP. Zatěžovací plocha $A = 19,85 \text{ m}^2$				
Užitné kategorie H	$0,8 \cdot 19,85$	15,88	1,5	23,81
Proměnná zatížení - 7.NP. Zatěžovací plocha $A = 50,63 \text{ m}^2$				
Užitné kategorie B	$2,5 \cdot 50,63$	126,56	1,5	189,84
Zatížení příčkami	$0,8 \cdot 1,25 \cdot 8,1$	8,10	1,5	12,15
Proměnná zatížení - 3.-6.NP. Zatěžovací plocha $A = 60,75 \text{ m}^2$				
Užitné kategorie B	$2,5 \cdot 60,75 \cdot 4$	607,50	1,5	911,25
Zatížení příčkami	$0,8 \cdot 60,75 \cdot 4$	194,40	1,5	291,60
Σ Proměnné zatížení celkem [kN]		952,44		1428,66
Zatížení v patě sloupu S02 celkem (G+Q) [kN]		2975,72		4160,09



Obr. Model č.3 – Výsledné hodnoty ohybového momentu M_y (6.10a – 6.10b) [kNm]

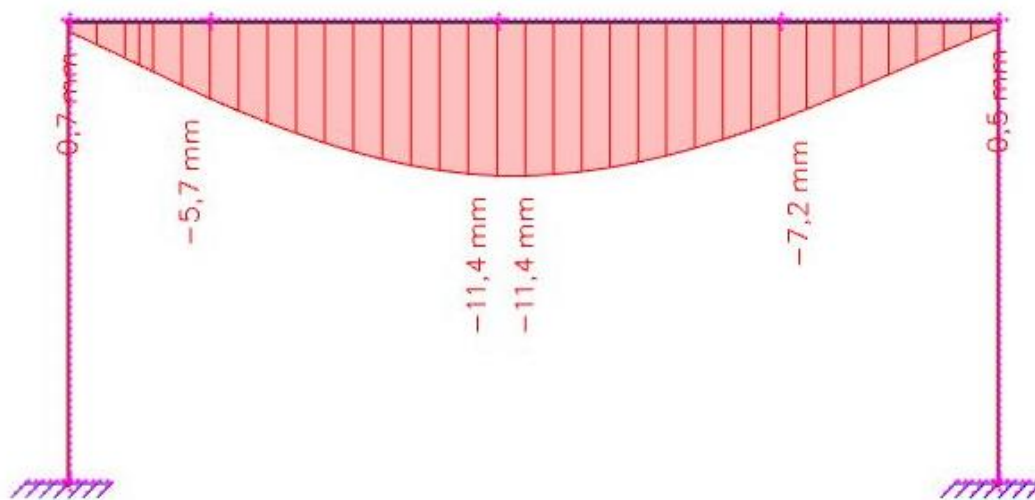


Obr. Model č.3 – Výsledné hodnoty posouvající síly V_z (6.10a – 6.10b) [kN]



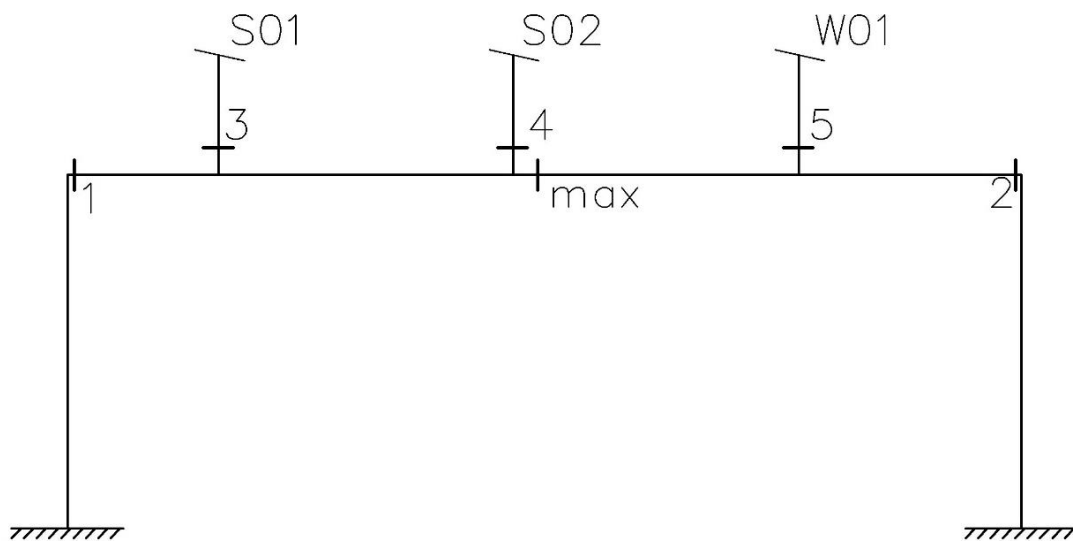
Obr. Model č.3 – Výsledné hodnoty normálové síly N (6.10a – 6.10b) [kN]

Deformace rámu



Obr. Model č.3 – Výsledné svislé deformace w_{el} (Kvazistálá kombinace zatížení) [mm]

5.2.4 Vyhodnocení jednotlivých modelů



Obr. Polohy a označení průřezů pro porovnávání hodnot vnitřních sil a deformací na jednotlivých modelech

		Model č. 1	Model č.2	Model č.3
$M_{y,1}$	[kNm]	-16636,4	-16838,8	-17004,7
$M_{y,max}$	[kNm]	33498,7	34237,3	34971,5
$M_{y,2}$	[kNm]	-16202,1	-16263,6	-16382,9
$V_{z,1}$	[kN]	8714,4	8673,9	8753,0
$V_{z,2}$	[kN]	6226,7	6226,8	6160,0
N_{max}	[kN]	-2020,0	-2023,1	-2041,0
$w_{el,max}$	[mm]	10,5	10,6	10,8
N_3	[kN]	-4444,2	-4265,3	-4279,7
N_4	[kN]	-3369,2	-3605,3	-3822,7
N_5	[kN]	-1752,7	-1655,3	-1435,8

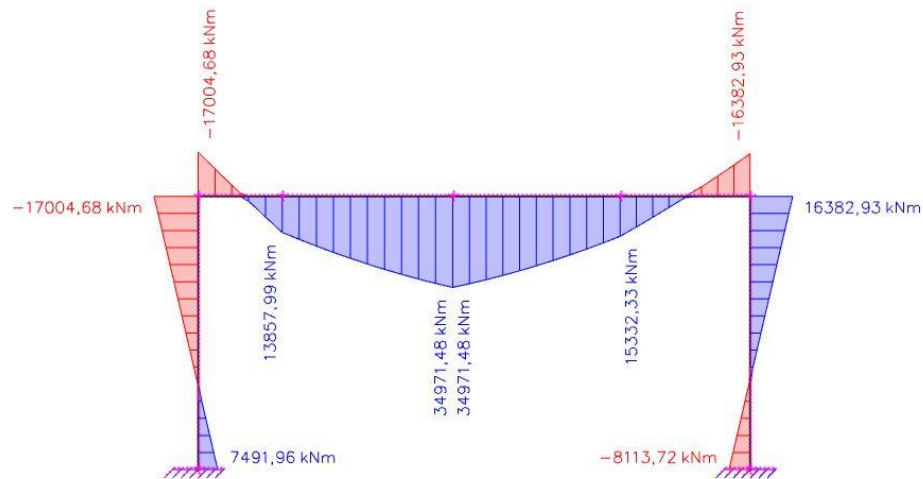
Tab. Tabulka výsledných vnitřních sil a deformací na příčli rámu pro jednotlivé modely – červeně zobrazené maximální účinky

Vnitřní účinky jsou si na jednotlivých modelech velmi podobné. Jako výchozí je použit model číslo 3, zatěžován osamělými silami přepočtených ze zatěžovacích šířek sloupů a stěn. Takové zatížení je nejbližší skutečnému působení administrativní části budovy na rám a vyvolává na konstrukci rozhodující účinky pro návrh.

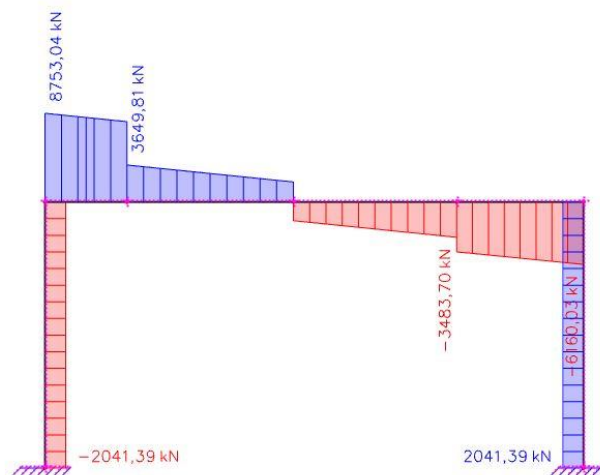
5.3 Návrh rámové konstrukce – železobetonová varianta

5.3.1 MSÚ – Rámová příčle

Pro návrh rámové příčle jsou použity vnitřní síly od méně příznivé kombinace 6.10a a 6.10b na modelu č.3.



Obr. Rozhodující hodnoty ohybového momentu M_y na modelu č.3 (6.10a – 6.10b) [kNm]



Obr. Rozhodující hodnoty posouvající síly V_z na modelu č.3 (6.10a – 6.10b) [kN]

Návrhové ohybové momenty:

$$M_{y,Ed,min} = -17004,7 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed,max} = 34971,5 \text{ kNm}$$

Návrhová smyková síla:

$$V_{z,max} = 8753,0 \text{ kN}$$

Materiál:	Beton C50/60	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$ $\gamma_c = 1,5 \text{ [-]}$ $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{50}{1,5} = 33,33 \text{ MPa}$ $f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$ $E_{cm} = 37 \text{ GPa}$ $\eta = 1,0 ; \lambda = 0,8$
	Betonářská ocel B500B	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ $\gamma_s = 1,15 \text{ [-]}$ $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$ $E = 200 \text{ GPa}$
	Krycí vrstva	$c = 45 \text{ mm}$ – třída prostředí XC1

5.3.1.1 Ohybová únosnost

Předpoklady výpočtu: Oboustranně vyztužený průřez

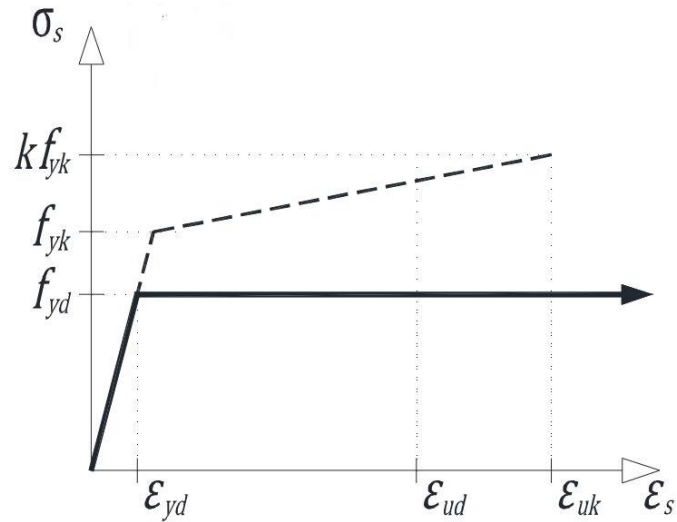
Rozměry průřezu rámové příčle	$h_p = 3000 \text{ mm}$
	$b_p = 1500 \text{ mm}$
Rozpětí rámové příčle	$L_{max} = 24300 \text{ mm}$

5.3.1.1.1 Návrh tažené výztuže v poli

Předpoklad výpočtu: Oboustranně vyztužený průřez

Použití tlačené výztuže vede ke zvýšení únosnosti průřezu. Část tlakové síly přenáší výztuž, proto síla v betonu vyjde menší, než u jednostranně vyztuženého průřezu. Zmenšením tlačené části průřezu se zvětší rameno vnitřních sil, tedy únosnost průřezu.

Účinnost tlačené výztuže závisí na jejím přetvoření. Plně je tlačená výztuž využita, pokud platí $\varepsilon_{sc} \geq \varepsilon_{yd}$. Pokud je tato podmínka splněna, je tlaková výztuž plně využita a napětí v ní $\sigma_{sc} = f_{yd}$. Pokud podmínka neplatí, je výztuž jen částečně využita a napětí v ní závisí lineárně na přetvoření ε_{sc} dle zjednodušeného pracovního diagramu betonářské výztuže.



Obr. Zjednodušený pracovní diagram betonářské výztuže (tah i tlak)

$$M_{Ed} = 34971,5 \text{ kNm}$$

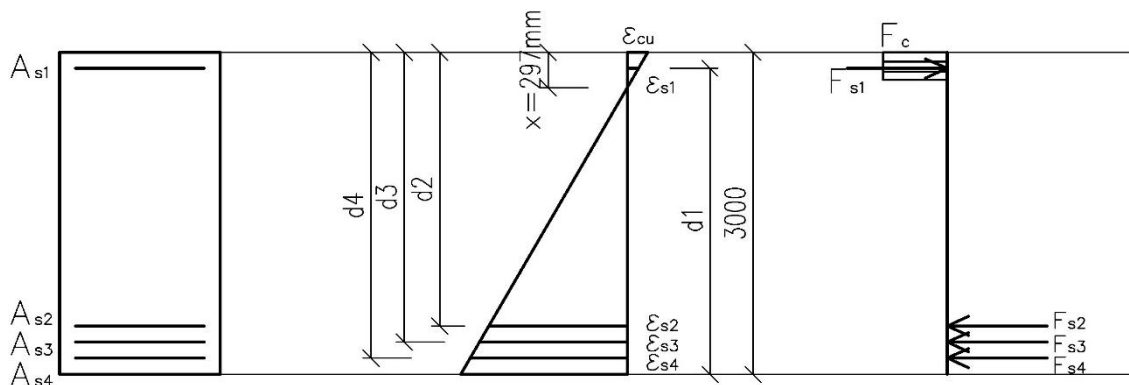
$$\varepsilon_{cu} = 0,35 \%$$

Tlačená výztuž – 1. řada: $8 \times \phi 32$ $A_{s,prov,1} = 8 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 8 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 6434,0 \text{ mm}^2$

Tažená výztuž – 3.řady: $6 \times \phi 32$ $A_{s,prov,2} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 4825,5 \text{ mm}^2$

$$18 \times \phi 32 \quad A_{s,prov,3} = 18 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 18 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 14476,5 \text{ mm}^2$$

$$18 \times \phi 32 \quad A_{s,prov,4} = 18 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 18 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 14476,5 \text{ mm}^2$$



Obr. Stanovení únosnosti oboustranně vyztuženého průřezu

Účinné výšky průřezu:

$$d_1 = h - c - \phi_{sw} - \frac{\emptyset}{2} = 3000 - 45 - 14 - \frac{32}{2} = 2925 \text{ mm}$$

$$d_1' = h - d_1 = 3000 - 2925 = 75 \text{ mm}$$

$$d_2 = h - c - \phi_{sw} - 2\phi - 2 \cdot 1,2\phi - \frac{\emptyset}{2} = 3000 - 45 - 14 - 2 \cdot 32 - 2 \cdot 1,2 \cdot 32 - \frac{32}{2} = 2784,2 \text{ mm}$$

$$d_2' = h - d_2 = 3000 - 2784,2 = 215,8 \text{ mm}$$

$$d_3 = h - c - \phi_{sw} - \phi - 1,2\phi - \frac{\emptyset}{2} = 3000 - 45 - 14 - 32 - 1,2 \cdot 32 - \frac{32}{2} = 2854,6 \text{ mm}$$

$$d_3' = h - d_3 = 3000 - 2854,6 = 145,4 \text{ mm}$$

$$d_4 = h - c - \phi_{sw} - \frac{\emptyset}{2} = 3000 - 45 - 14 - \frac{32}{2} = 2925 \text{ mm}$$

$$d_4' = h - d_4 = 3000 - 2925 = 75 \text{ mm}$$

Výpočet přetvoření výztuže:

Pro dané parametry vychází výška tlačené oblasti $x = 297 \text{ mm}$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s1}}{x - d_1'} \dots \varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (x - d_1') = \frac{0,0035}{297} (297 - 75) = 0,00262 \text{ [-]}$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s2}}{d_2 - x} \dots \varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (d_2 - x) = \frac{0,0035}{297} (2784,2 - 297) = 0,02931 \text{ [-]}$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s3}}{d_3 - x} \dots \varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (d_3 - x) = \frac{0,0035}{297} (2854,6 - 297) = 0,03014 \text{ [-]}$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s4}}{d_4 - x} \dots \varepsilon_{s4} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (d_4 - x) = \frac{0,0035}{297} (2925 - 297) = 0,03097 \text{ [-]}$$

Napětí ve výztuži:

$$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{yd}}{E} = \frac{434,8}{200000} = 0,002175 \text{ [-]}$$

$$\varepsilon_{s1} = 0,00262 \geq \varepsilon_{pe} = 0,002175 \quad \dots \quad \sigma_{s1} = f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,02931 \geq \varepsilon_{pe} = 0,002175 \quad \dots \quad \sigma_{s2} = f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s3} = 0,03014 \geq \varepsilon_{pe} = 0,002175 \quad \dots \quad \sigma_{s3} = f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s4} = 0,03097 \geq \varepsilon_{pe} = 0,002175 \quad \dots \quad \sigma_{s4} = f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

Rovnováha sil:

$$F_c + F_{s1} = F_{s2} + F_{s3} + F_{s4}$$

Tlak:

$$F_c + F_{s1} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \eta + A_{s,prov,1} \cdot \sigma_{s1} = 0,8 \cdot 297 \cdot 1500 \cdot 33,33 \cdot 10^{-3} \cdot 1,0 + 6434,0 \cdot 434,8 \cdot 10^{-3} = 14677,5 \text{ kN}$$

Tah:

$$F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} = A_{s,prov,2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s,prov,3} \cdot \sigma_{s3} + A_{s,prov,4} \cdot \sigma_{s4} = 4825,5 \cdot 434,8 \cdot 10^{-3} + 14476,5 \cdot 434,8 \cdot 10^{-3} + 14476,5 \cdot 434,8 \cdot 10^{-3} = 14677,5 \text{ kN}$$

Platí rovnováha sil pro tlačnou část $x = 297 \text{ mm}$

Ohybová únosnost průřezu M_{Rd}

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= A_{s,prov,2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (d_2 - x) + A_{s,prov,3} \cdot \sigma_{s3} \cdot (d_3 - x) + A_{s,prov,4} \cdot \sigma_{s4} \cdot (d_4 - x) + \\ &+ A_{s,prov,1} \cdot \sigma_{s1} \cdot (x - d_1') + 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \eta \cdot (x - 0,4x) = 4825,5 \cdot 434,8 \cdot (2784 - 297) + \\ &+ 14476,5 \cdot 434,8 \cdot (2855 - 297) + 14476,5 \cdot 434,8 \cdot (2925 - 297) + \\ &+ 6434,0 \cdot 434,8 \cdot (297 - 75) + 0,8 \cdot 297 \cdot 1500 \cdot 33,33 \cdot 1,0 \cdot (297 - 0,4 \cdot 297) = \\ &= 4,05 \cdot 10^{10} \text{ Nmm} = 40598,77 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 40598,77 \text{ kNm} > M_{Ed} = 34971,5 \text{ kNm}$$

Spodní výztuž rámové přičle vyhovuje na ohybovou únosnost (86 % využití)

Minimální plocha tažené výztuže:

Účinná výška k těžišti tažené výztuže $d = 2866 \text{ mm}$

$$A_{s,prov,t} = A_{s,prov,2} + A_{s,prov,3} + A_{s,prov,4} = 4825,5 + 14476,5 + 14476,5 = 33778,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \min \left(0,0013 \cdot b_t \cdot d; \frac{(0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d)}{f_{yk}} \right)$$

$$A_{s,min} = \min \left(0,0013 \cdot 1500 \cdot 2866; \frac{(0,26 \cdot 4,1 \cdot 1500 \cdot 2866)}{500} \right)$$

$$A_{s,min} = \min (5588,7; 9165,4) = 5588,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,prov,t} = 33778,5 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 5588,7 \text{ mm}^2$$

... Vyhovuje

Maximální plocha veškeré výztuže:

$$A_{s,prov} = A_{s,prov,1} + A_{s,prov,2} + A_{s,prov,3} + A_{s,prov,4} = 6434,0 + 4825,5 + 14476,5 + 14476,5 = 40212,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 1500 \cdot 3000 = 180000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,prov} = 40212,5 \text{ mm}^2 < A_{s,max} = 180000 \text{ mm}^2$$

... Vyhovuje

Posouzení tlačené výšky průřezu

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{297}{2866} = 0,104 \leq \xi_{max} = 0,45$$

... Vyhovuje

5.3.1.1.2 Návrh tažené výztuže v rámovém rohu

Předpoklad výpočtu: Oboustranně vyztužený průřez

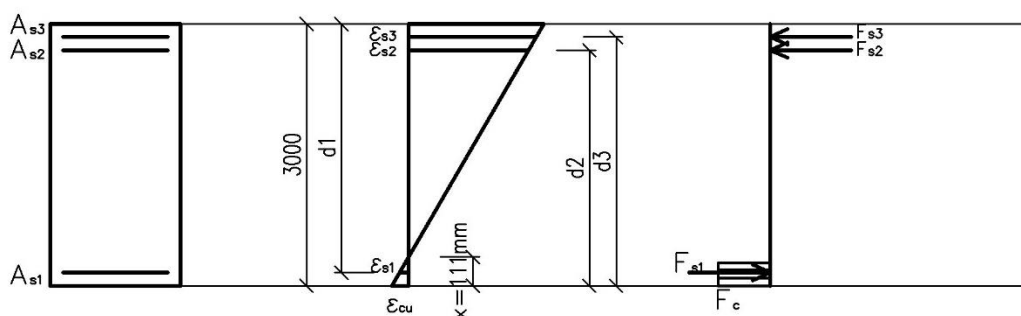
$$M_{Ed} = -17004,7 \text{ kNm}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,35 \%$$

Tlačená výztuž – 1. řada: $18 \times \phi 32 \quad A_{s,prov,1} = 18 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 18 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 14476,5 \text{ mm}^2$

Tažená výztuž – 2. řady: $6 \times \phi 32 \quad A_{s,prov,2} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 3217,0 \text{ mm}^2$

$$18 \times \phi 32 \quad A_{s,prov,3} = 18 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 18 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 14476,5 \text{ mm}^2$$



Obr. Stanovení únosnosti oboustranně vyztuženého průřezu

Účinné výšky průřezu:

$$d_1 = h - c - \phi_{sw} - \frac{\phi}{2} = 3000 - 45 - 14 - \frac{32}{2} = 2925 \text{ mm}$$

$$d_1' = h - d_1 = 3000 - 2925 = 75 \text{ mm}$$

$$d_2 = h - c - \phi_{sw} - \phi - 1,2\phi - \frac{\phi}{2} = 3000 - 45 - 14 - 32 - 1,2 \cdot 32 - \frac{32}{2} = 2854,6 \text{ mm}$$

$$d_2' = h - d_2 = 3000 - 2854,6 = 145,4 \text{ mm}$$

$$d_3 = h - c - \phi_{sw} - \frac{\phi}{2} = 3000 - 45 - 14 - \frac{32}{2} = 2925 \text{ mm}$$

$$d_3' = h - d_3 = 3000 - 2925 = 75 \text{ mm}$$

Výpočet přetvoření výztuže:

Pro dané parametry vychází výška tlačené oblasti $x = 111 \text{ mm}$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s1}}{x - d_1'} \dots \varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (x - d_1') = \frac{0,0035}{111} (111 - 75) = 0,001135 \text{ [-]}$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s2}}{d_2 - x} \dots \varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (d_2 - x) = \frac{0,0035}{111} (2854,6 - 111) = 0,08646 \text{ [-]}$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s3}}{d_3 - x} \dots \varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (d_3 - x) = \frac{0,0035}{111} (2925 - 111) = 0,08873 \text{ [-]}$$

Napětí ve výztuži:

$$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{yd}}{E} = \frac{434,8}{200000} = 0,002175 \text{ [-]}$$

$$\varepsilon_{s1} = 0,001135 \leq \varepsilon_{pe} = 0,002175 \quad \dots \quad \sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} \cdot E_S = 0,001135 \cdot 200000 = 226,8 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,08646 \geq \varepsilon_{pe} = 0,002175 \quad \dots \quad \sigma_{s2} = f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s3} = 0,08873 \geq \varepsilon_{pe} = 0,002175 \quad \dots \quad \sigma_{s3} = f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

Tlačená výztuž částečně využita

Rovnováha sil:

$$F_c + F_{s1} = F_{s2} + F_{s3}$$

Tlak:

$$F_c + F_{s1} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \eta + A_{s,prov,1} \cdot \sigma_{s1} = 0,8 \cdot 0,111 \cdot 1,500 \cdot 33,33 \cdot 10^3 \cdot 1,0 + 14476,5 \cdot 10^{-6} \cdot 226,8 \cdot 10^3 = 7723,3 \text{ kN}$$

Tah:

$$F_{s2} + F_{s3} = A_{s,prov,2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s,prov,3} \cdot \sigma_{s3} = 3217,0 \cdot 434,8 \cdot 10^{-3} + 14476,5 \cdot 434,8 \cdot 10^{-3} = 7723,3 \text{ kN}$$

Platí rovnováha sil pro tlačnou část $x = 111 \text{ mm}$

Ohybová únosnost průřezu M_{Rd}

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= A_{s,prov,2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (d_2 - x) + A_{s,prov,3} \cdot \sigma_{s3} \cdot (d_3 - x) + A_{s,prov,1} \cdot \sigma_{s1} \cdot (x - d_1') + \\ &+ 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \eta \cdot (x - 0,4x) = 3216,9 \cdot 434,8 \cdot (2854,6 - 111) + 14476,5 \cdot 434,8 \cdot (2925 - 111) + \\ &+ 14476,5 \cdot 227,03 \cdot (111 - 75) + 0,8 \cdot 111 \cdot 1500 \cdot 33,33 \cdot 1,0 \cdot (111 - 0,4 \cdot 111) = \\ &= 2,7 \cdot 10^{10} \text{ Nmm} = 22007,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 22007,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 17004,7 \text{ kNm}$$

Horní výztuž rámové příčle vyhovuje na ohybovou únosnost (77,27 % využití)

Minimální plocha tažené výztuže:

Účinná výška k těžišti tažené výztuže $d = 2890 \text{ mm}$

$$A_{s,prov,t} = A_{s,prov,2} + A_{s,prov,3} = 3216,99 + 14476,5 = 17693 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \min \left(0,0013 \cdot b_t \cdot d; \frac{(0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d)}{f_{yk}} \right)$$

$$A_{s,min} = \min \left(0,0013 \cdot 1500 \cdot 2890; \frac{(0,26 \cdot 4,1 \cdot 1500 \cdot 2890)}{500} \right)$$

$$A_{s,min} = \min (5678,2; 9312,3) = 5678,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,prov,t} = 17693 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 5678,2 \text{ mm}^2$$

... Vyhovuje

Maximální plocha veškeré výztuže:

$$A_{s,prov} = A_{s,prov,1} + A_{s,prov,2} + A_{s,prov,3} = 14476,5 + 3216,99 + 14476,5 = 32170 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 1500 \cdot 3000 = 180000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,prov} = 32170 \text{ mm}^2 < A_{s,max} = 180000 \text{ mm}^2$$

... Vyhovuje

Posouzení tlačené výšky průřezu

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{111}{2890} = 0,04 \leq \xi_{\max} = 0,45$$

... Vyhovuje

5.3.1.1.3 Smyková únosnost**Návrhová posouvající síla**

$$V_{Ed} = 8753,0 \text{ kN}$$

Ověření únosnosti průřezu bez smykové výztuže:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq v_{min} \cdot b_w \cdot d$$

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

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{2866} \right)^{1/2} = 1,264 \leq 2,0$$

$$k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0,15 \cdot 0$$

... Zanedbání vlivu normálové síly

Smyková plocha

$$b_w \cdot d = 1,5 \cdot 2,866 = 4,3 \text{ m}^2$$

Stupeň vyztužení tahovou výztuží

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{17693,4}{1200 \cdot 2866} = 0,0051 [-] < 0,02$$

... Vyhovuje

Návrhová smyková únosnost betonu v podélné výztuže

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,264 \cdot (100 \cdot 0,0051 \cdot 50)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \cdot 4,3 \cdot 10^6$$

$$V_{Rd,c} = 1919744,8 \text{ N} = 1919,7 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,264^{\frac{3}{2}} \cdot 50^{\frac{1}{2}} = 0,352 \text{ MPa}$$

$$(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d = (352 + 0) \cdot 1,2 \cdot 2,866 = 1210,6 \text{ kN}$$

Posouzení tlačené diagonály

$$V_{Rd,c} = 1919,7 \text{ kN} \geq 1210,6 \text{ kN}$$

... Vyhovuje

$$V_{Rd,c} = 1919,7 \text{ kN} < V_{Ed} = 8753,0 \text{ kN}$$

... Nevyhovuje, je nutné navrhnout smykovou výztuž

Návrh smykové výztuže

Předpoklad třmínků $\phi = 14 \text{ mm}$

Předpoklad úhlu tlakové diagonály $\cotg(\theta) = 1,5$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg(\theta) \geq V_{Ed,1}$$

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd}}{V_{Ed}}$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 2,866 = 2,579 \text{ m}$$

Střížnost třmínků $n = 4$

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

$$A_{sw} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 615,75 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{615,75 \cdot 2,579 \cdot 434,8}{8753,0 \cdot 10^3} \cdot 1,5 = 118,3 \text{ mm}$$

Návrh: 4 ϕ 14 s 100 mm

Posouzení tlačené diagonály

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cotg(\theta)}{1 + \cotg(\theta)^2}$$

$$\alpha_{cw} = 1,0 \text{ [-]}$$

$$V_{Rd,max} = 1,0 \cdot 1,5 \cdot 2,579 \cdot 0,352 \cdot 33,33 \cdot 10^3 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 20947,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 20947,3 \text{ kN} > V_{Ed} = 8753,0 \text{ kN}$$

... Vyhovuje

Konstrukční zásady smykové výztuže**Maximální podélná vzdálenost mezi třmínky**

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg(\theta)) = 0,75 \cdot 2866 \cdot (1 + 1,5) = 5373,6 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm}$$

$$s = 100 \text{ mm} \leq s_{t,max} = 400 \text{ mm}$$

... Vyhovuje

Maximální příčná vzdálenost větví třmínků

$$s_t = \frac{b_w - 2 \cdot c - 4 \cdot \phi}{3} = \frac{1500 - 2 \cdot 45 - 4 \cdot 14}{3} = 451 \text{ mm}$$

$$s_t = 451 \text{ mm} \leq 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 2866 = 2150 \text{ mm}$$

... Vyhovuje

Posouzení stupně smykového vyztužení**Minimální stupeň vyztužení**

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{50}}{500} = 0,00113 \text{ [-]}$$

Maximální stupeň vyztužení

$$\rho_{w,\max} = \frac{0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd}}{f_{ywd}} = \frac{0,5 \cdot 0,352 \cdot 33,33}{434,8} = 0,0135 \text{ [-]}$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin(\alpha)} = \frac{615,75}{1500 \cdot 100 \cdot 1} = 0,0041 \text{ [-]}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\rho_{w,\min} = 0,113 \% \leq \rho_w = 0,41 \% \leq \rho_{w,\max} = 1,35 \%$$

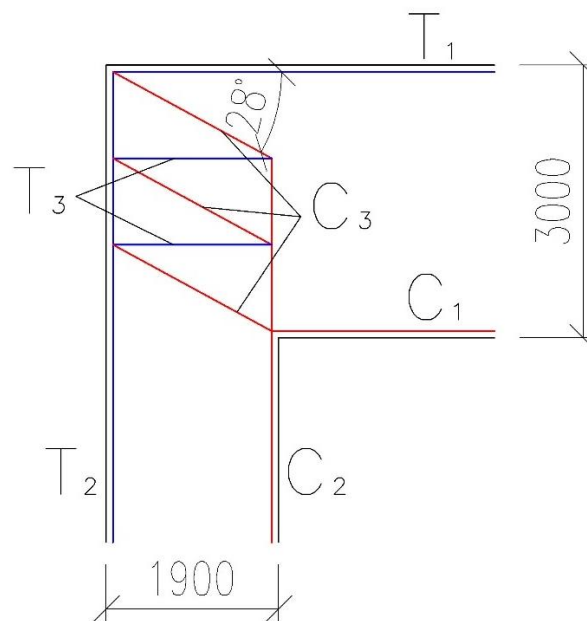
... Vyhovuje

5.3.1.1.4 Posouzení rámového rohu pomocí příhradové analogie

Jelikož se jedná o rámový roh, jehož výška příčle h_1 je zdatelně vyšší než výška sloupu h_2 ($\frac{h_2}{h_1} \leq \frac{2}{3}$), je nutné pro posouzení a vyztužení rámového rohu vytvořit model náhradní příhradoviny. Pro sklon tlačných diagonál θ je omezení $0,4 \leq \text{tg}\theta \leq 1,0$.

Při vyčerpání únosnosti správně navrženého průřezu může dojít k následujícím poruchám:

- Vyčerpání únosnosti tahové výztuže
- Porušení betonu v tlaku
- Porušení kotevní oblasti výztuže příčnými trhlinami
- Odštěpením povrchové betonové vrstvy



Obr. Geometrie rámového rohu s vyznačením uvažované náhradní příhradoviny.
Červeně – tlačené vzpěry a diagonály; modře – tažené pruty

Návrhová hodnota ohybového momentu v rámovém rohu

$$M_{y,d} = -17004,68 \text{ kNm}$$

Nahrazení ohybového momentu dvojicí sil působící na rameni z

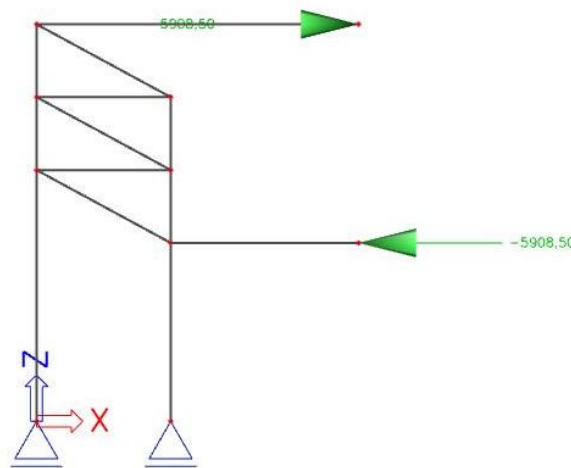
$$z = h - d_1' - d_2'$$

$$d_1' = d_2' = c + \frac{\emptyset}{2} = 45 + \frac{32}{2} = 61 \text{ mm}$$

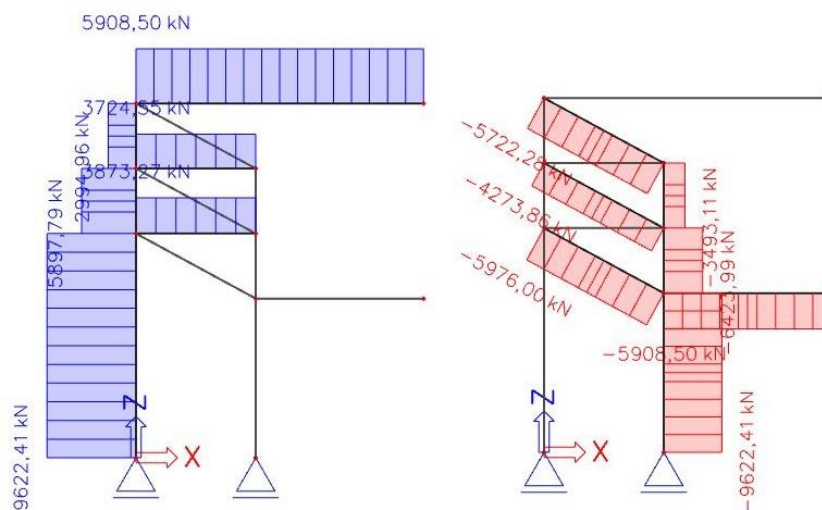
$$z = 3000 - 61 - 61 = 2878 \text{ mm}$$

Dvojice sil

$$F_c = F_s = \frac{M_{y,d}}{z} = \frac{17004,68}{2,878} = 5908,5 \text{ kN}$$



Obr. SCIA Engineer 2017 model náhradní příhradoviny



Obr. Výsledné vnitřní síly, červeně – tlak, modře – tah

Rekapitulace výsledných vnitřních sil na náhradní příhradovině:

Tlačené vzpěry a diagonály		
C ₁	-5908,5	kN
C ₂	-9622,4	kN
C ₃	-5976,0	kN
Tažené pruty		
T ₁	5908,5	kN
T ₂	9622,4	kN
T ₃	3873,3	kN

Materiálové charakteristiky

Materiál:	Beton C50/60	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
		$\gamma_c = 1,5 [-]$
		$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{50}{1,5} = 33,33 \text{ MPa}$
		$f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$
		$E_{cm} = 37 \text{ GPa}$
	Betonářská ocel B500B	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
		$\gamma_s = 1,15 [-]$
		$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$
		$E = 200 \text{ GPa}$

Návrh tažených prutů

$$A_{s,req} = \frac{T_i}{f_{yd}}$$

Návrh horní výztuže rámové příčle T₁

$$A_{s,req} = \frac{T_1}{f_{yd}} = \frac{5908,5 \cdot 10^3}{434,8} = 13589,0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,prov} = 17693,4 \text{ mm}^2 \geq A_{s,req} = 13589,0 \text{ mm}^2$$

... Vyhovuje

Návrh tažené výztuže sloupu T₂

$$A_{s,req} = \frac{T_2}{f_{yd}} = \frac{9622,4 \cdot 10^3}{434,8} = 22120,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,prov} = 19301,9 \text{ mm}^2 \leq A_{s,req} = 22120,5 \text{ mm}^2$$

... Nevyhovuje

Změna počtu prutů při vnějším líci sloupu z 24 ϕ 32 na 30 ϕ 32 ($A_{s,prov} = 24127,4 \text{ mm}^2$)

$$A_{s,prov} = 24227,4 \text{ mm}^2 \geq A_{s,req} = 22120,5 \text{ mm}^2$$

... Vyhovuje

Návrh výztuže tažených prutů T₃

$$A_{s,req} = \frac{T_3}{f_{yd}} = \frac{3873,3 \cdot 10^3}{434,8} = 8908,23 \text{ mm}^2$$

Návrh 12 ϕ 32 ($A_{s,prov} = 9651,0 \text{ mm}^2$)

$$A_{s,prov} = 9651,0 \text{ mm}^2 \geq A_{s,req} = 8908,23 \text{ mm}^2$$

... Vyhovuje

Návrh tlačných vzpěr a diagonál**Návrh tlačné vzpěry příčle C₁**

$$\sigma_{Rd,max} = \alpha \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 33,33 = 28,33 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,85 \text{ [-]}$$

Šířka tlačné vzpěry

$$x_1 = \frac{C_1}{\sigma_{Rd,max} \cdot b} = \frac{5908,5 \cdot 10^3}{28,33 \cdot 1500} = 139,0 \text{ mm}$$

$$x_1 = 139,0 \text{ mm} \leq \frac{b}{2} = \frac{1500}{2} = 750 \text{ mm}$$

... Vyhovuje

Návrh tlačné vzpěry sloupu C₂

$$\sigma_{Rd,max} = \alpha \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 33,33 = 28,33 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,85 \text{ [-]}$$

Šířka tlačné vzpěry

$$x_2 = \frac{C_2}{\sigma_{Rd,max} \cdot b} = \frac{9622,4 \cdot 10^3}{28,33 \cdot 1500} = 226,4 \text{ mm}$$

$$x_2 = 226,4 \text{ mm} \leq \frac{b}{2} = \frac{1500}{2} = 750 \text{ mm}$$

... Vyhovuje

Šířka tlačené diagonály C₃

$$x_3 = x_1 \cdot \sin\theta + x_2 \cdot \cos\theta = 139,0 \cdot \sin(22) + 226,4 \cdot \cos(22) = 262,0 \text{ mm}$$

$$x_3 = 262,0 \text{ mm} \leq \frac{b}{2} = \frac{1500}{2} = 750 \text{ mm}$$

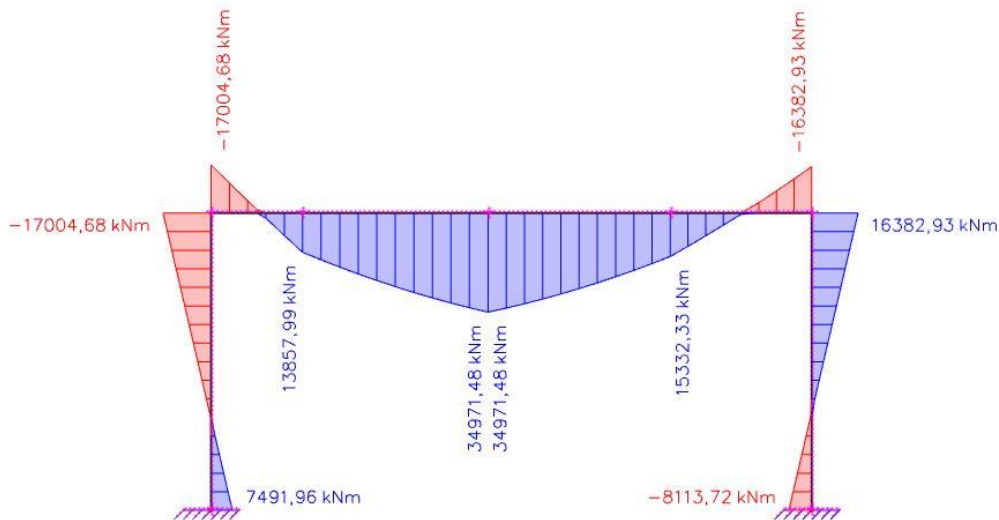
... Vyhovuje

$$\sigma_{Rd,max} = 28,33 \text{ MPa} \geq \sigma_{C3} = \frac{C_3}{x_3 \cdot b} = \frac{5976 \cdot 10^3}{262 \cdot 1500} = 15,21 \text{ MPa}$$

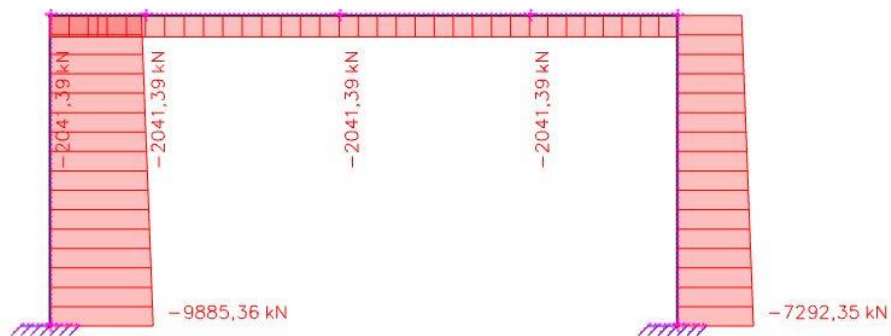
... Vyhovuje

Rámový roh představuje tzv. poruchovou oblast (Oblast D – s diskontinuitami). K zachycení příčných tahů se doporučuje vyztužení příčnou výztuží (třmínky) po vzdálenostech $5 \cdot \phi_s$ (průměr hlavní tažené výztuže) do vzdálenosti výšky přilehlého prvku, tedy v místě předpokládaného přechodu z oblasti D do oblasti B (Bernoulliovy oblasti).

5.3.2 MSÚ – Sloup rámu



Obr. Rozhodující hodnoty ohybového momentu M_y na modelu č.3 (6.10a – 6.10b) [kNm]



Obr. Rozhodující hodnoty normálové síly N na modelu č.3 (6.10a – 6.10b) [kN]

Zatížení v hlavě sloupu

$$N_{Ed,1} = -8753 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,1} = -17004,7 \text{ kNm}$$

Zatížení v patě sloupu

$$N_{Ed,1} = -8753 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,1} = 7491,96 \text{ kNm}$$

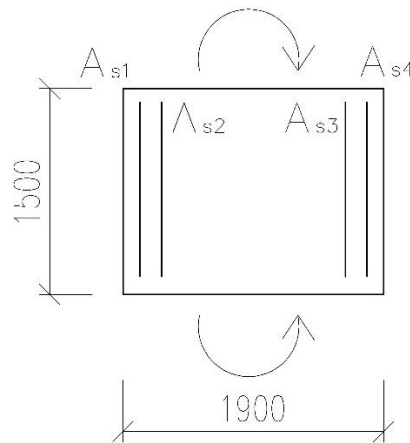
Návrh a posouzení v programu Microsoft Excel – Posouzení pomocí interakčního diagramu.

Navržená výztuž při vnějším líci sloupu

$$\begin{array}{ll}
 2. \text{ řady:} & 16 \times \phi 32 \quad A_{s,\text{prov},1} = 16 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 16 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 12868,0 \text{ mm}^2 \\
 & 14 \times \phi 32 \quad A_{s,\text{prov},2} = 14 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 14 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 11259,5 \text{ mm}^2
 \end{array}$$

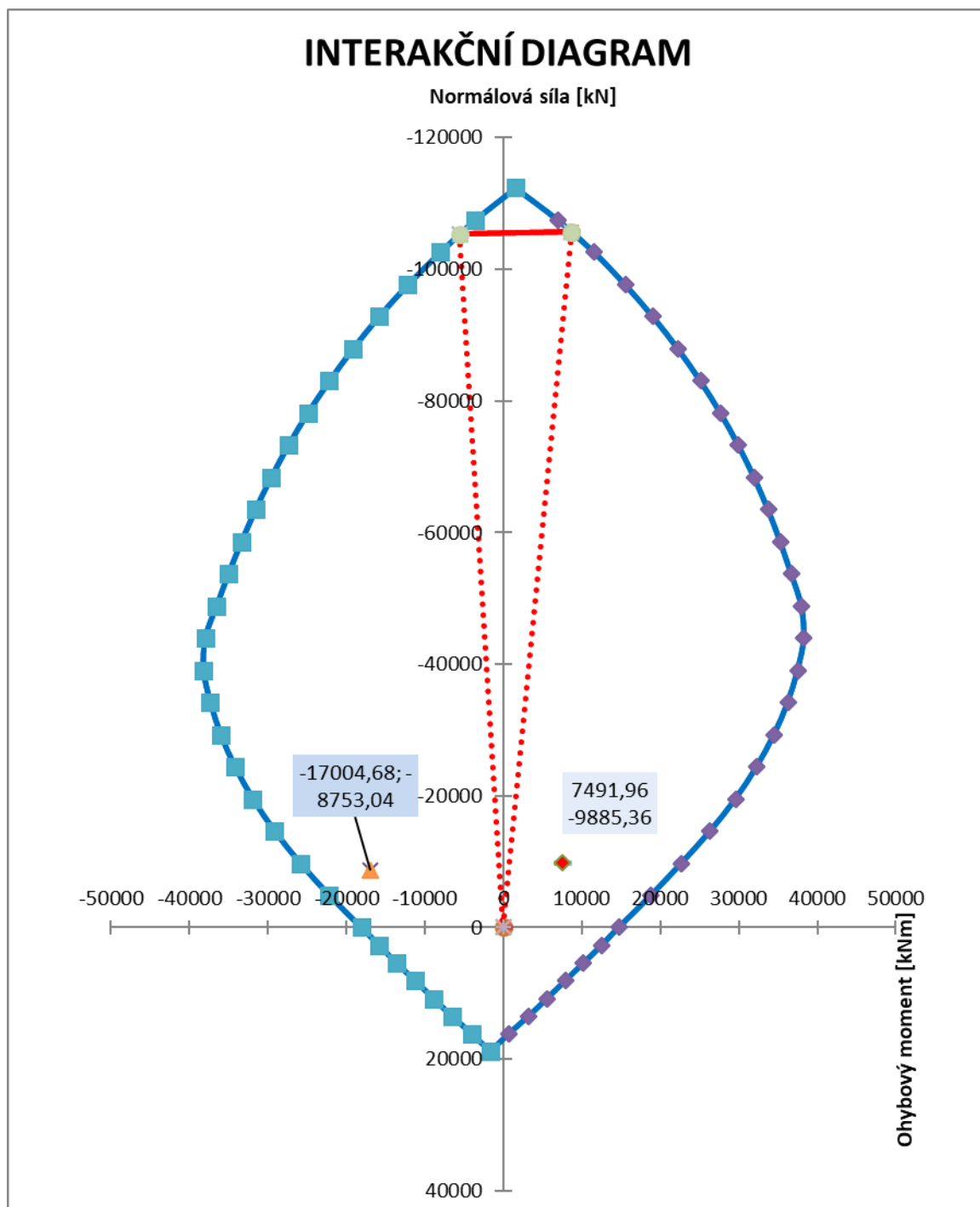
Navržená výztuž při vnitřním líci sloupu

$$\begin{array}{ll}
 2. \text{ řady:} & 8 \times \phi 32 \quad A_{s,\text{prov},3} = 8 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 8 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 6433,98 \text{ mm}^2 \\
 & 16 \times \phi 32 \quad A_{s,\text{prov},4} = 18 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 18 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 12868,0 \text{ mm}^2
 \end{array}$$



Obr. Schéma geometrie a vyztužení sloupu

Poznámka: Větší plocha výztuže při vnějším líci sloupu je dána výpočtem náhradní příhradové analogie rámového rohu v kapitole 5.3.1.1



Obr. Interakční diagram sloupu ŽB varianty rámové konstrukce

Při předběžném určení dimenzí prvků rámové konstrukce bylo záměrem vlivem tuhostí sloupu a příčle ovlivnit průběh ohybového momentu po příčli tak, aby zhruba 2/3 celkového ohybového momentu tvořila kladná složka momentu v poli a zbylá 1/3 v rámovém rohu. Sloup ovšem není dostatečně přitížen, aby efektivně vzdoroval tak velkému ohybovému momentu a proto musel být silně vyztužen při obou površích.

5.3.2.1 Výpočet kotevních a přesahových délek

Mezní napětí v soudržnosti

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

η_1 Součinitel zohledňující kvalitu podmínek soudržnosti
1,0 pro dobré podmínky soudržnosti
0,7 pro ostatní případy

η_2 Součinitel zohledňující velikost průměru prutu
1,0 pro $\phi \leq 32 \text{ mm}$

f_{ctd} Návrhová pevnost betonu v tahu

Základní kotevní délka

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

σ_{sd} Návrhové namáhání prutu v místě, odkud se měří kotvení

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \cdot f_{yd}$$

Návrhová kotevní délka

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

α_1 Součinitel vlivu tvaru prutu

α_2 Součinitel vlivu tloušťky krycí vrstvy

α_3 Součinitel vlivu příčné výztuže

α_4 Součinitel vlivu příčné přivařené výztuže

α_5 Součinitel vlivu tlaku kolmého na plochu štěpení

$l_{b,min}$ Minimální kotevní délka

Pro kotvení v oblastech tahu

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

Pro tlačené pruty

$$l_{b,min} > \max(0,6 \cdot l_{b,rqd} ; 10\phi ; 100\text{mm})$$

Návrhová přesahová délka

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

$\alpha_6 \dots$ Součinitel dle množství stykovacích prutů v daném průřezu

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

5.3.2.1.1 Kotevní délky výztuže rámové příčle v poli

$$A_{s,prov} = 33778,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 29096,6 \text{ mm}^2$$

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa} \quad (\text{Beton C50/60})$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctm}}{\gamma_s} = \frac{4,1}{1,15} = 2,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \cdot f_{yd} = \frac{29096,6}{33778,5} \cdot 434,8 = 374,52 \text{ MPa}$$

$$c_d = \min\left(\frac{a}{2}; c_1; c\right) = \min\left(\frac{85}{2}; 45; 45\right) = 42,5 \text{ mm}$$

$$\eta_1 = 1,0 \quad (\text{dobré podmínky soudržnosti})$$

$$\alpha_1 = 1,0 \quad (\text{přímý prut})$$

$$\alpha_2 = 1 - \frac{(c_d - \phi)}{\phi} = 1 - \frac{(42,5 - 32)}{32} = 0,95$$

$$\alpha_3 = 1,0 \quad (\text{tažené pruty})$$

$$\alpha_4 = 1,0 \quad (\text{není příčná přivařená výztuž})$$

$$\alpha_5 = 1,0 \quad (\text{přímý prut})$$

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 0,95 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,95 \geq 0,7$$

... Vyhovuje

Mezní napětí v soudržnosti

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,73 = 6,15 \text{ MPa}$$

Základní kotevní délka

$$l_{b,rqd} = \frac{32}{4} \cdot \frac{374,52}{6,15} = 487,2 \text{ mm}$$

Minimální kotevní délka

$$l_{b,min} = \max(0,3 \cdot 487,2 ; 10 \cdot 32 ; 100) = 320 \text{ mm}$$

Návrhová kotevní délka

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 0,95 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 487,2 = 463,2 \text{ mm} \geq l_{b,min} = 320 \text{ mm}$$

... Vyhovuje, návrh kotevní délky rámové příčle v poli $l_{bd} = 500 \text{ mm}$

Minimální přesahová délka

$$\alpha_6 = 1,5 \quad (\text{přímý prut})$$

$$l_{0,min} = \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 487,2 ; 15 \cdot 32 ; 200)$$

$$l_{0,min} = \max(219,2 ; 480 ; 200)$$

$$l_{0,min} = 480 \text{ mm}$$

Návrhová přesahová délka

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1,0 \cdot 0,95 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 487,2 = 694,3 \text{ mm}$$

$$l_0 = 694,3 \text{ mm} \geq l_{0,min} = 480 \text{ mm}$$

... Vyhovuje, návrh přesahové délky spodní výztuže příčle $l_0 = 700 \text{ mm}$

5.3.2.1.2 Kotevní délky výztuže rámové příčle v rámovém rohu

$$A_{s,prov} = 17693,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 13721,3 \text{ mm}^2$$

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa} \quad (\text{Beton C50/60})$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctm}}{\gamma_s} = \frac{4,1}{1,15} = 2,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \cdot f_{yd} = \frac{13721,3}{17693,4} \cdot 434,8 = 337,18 \text{ MPa}$$

$$c_d = \min\left(\frac{a}{2}; c_1; c\right) = \min\left(\frac{85}{2}; 45; 45\right) = 42,5 \text{ mm}$$

$$\eta_1 = 0,7 \quad (\text{ostatní podmínky soudržnosti})$$

$$\alpha_1 = 1,0 \quad (\text{přímý prut})$$

$$\alpha_2 = 1 - \frac{(c_d - \phi)}{\phi} = 1 - \frac{(42,5 - 32)}{32} = 0,95$$

$$\alpha_3 = 1,0 \quad (\text{tažené pruty})$$

$$\alpha_4 = 1,0 \quad (\text{není příčná přivařená výztuž})$$

$$\alpha_5 = 1,0 \quad (\text{přímý prut})$$

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 0,95 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,95 \geq 0,7$$

... Vyhovuje

Mezní napětí v soudržnosti

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 2,73 = 4,31 \text{ MPa}$$

Základní kotevní délka

$$l_{b,rqd} = \frac{32}{4} \cdot \frac{337,18}{4,31} = 626,6 \text{ mm}$$

Minimální kotevní délka

$$l_{b,min} = \max(0,3 \cdot 626,6; 10 \cdot 32; 100) = 320 \text{ mm}$$

Návrhová kotevní délka

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 0,95 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 626,6 = \mathbf{595,74 \text{ mm}} \geq l_{b,min} = 320 \text{ mm}$$

... Vyhovuje, návrh kotevní délky rámové příčle v rámovém rohu $l_{bd} = 600 \text{ mm}$

Minimální přesahová délka

$$\alpha_6 = 1,5 \quad (\text{přímý prut})$$

$$l_{0,\min} = \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 626,6 ; 15 \cdot 32 ; 200)$$

$$l_{0,\min} = \max(282 ; 480 ; 200)$$

$$l_{0,\min} = 480 \text{ mm}$$

Návrhová přesahová délka

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,\text{reqd}} = 1,0 \cdot 0,95 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 626,6 = 892,9 \text{ mm}$$

$$l_0 = \mathbf{892,9 \text{ mm}} \geq l_{0,\min} = 480 \text{ mm}$$

... Vyhovuje, návrh přesahové délky sloupu $l_0 = 900 \text{ mm}$

5.3.2.1.3 Kotevní a přesahové délky sloupu

$$A_{s,\text{prov}} = 33778,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{req}} = 29096,6 \text{ mm}^2$$

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa} \quad (\text{Beton C50/60})$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctm}}{\gamma_s} = \frac{4,1}{1,15} = 2,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,\text{req}}}{A_{s,\text{prov}}} \cdot f_{yd} = \frac{29096,6}{33778,5} \cdot 434,8 = 374,52 \text{ MPa}$$

$$c_d = \min\left(\frac{a}{2}; c_1; c\right) = \min\left(\frac{85}{2}; 45; 45\right) = 42,5 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 1,0 \quad (\text{přímý prut})$$

$$\alpha_2 = 1 - \frac{(c_d - \phi)}{\phi} = 1 - \frac{(42,5 - 32)}{32} = 0,95$$

$$\alpha_3 = 1,0 \quad (\text{tažené pruty})$$

$$\alpha_4 = 1,0 \quad (\text{není příčná přivařená výztuž})$$

$$\alpha_5 = 1,0 \quad (\text{přímý prut})$$

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 0,95 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,95 \geq 0,7$$

... Vyhovuje

Mezní napětí v soudržnosti

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,73 = 6,15 \text{ MPa}$$

Základní kotevní délka

$$l_{b,rqd} = \frac{32}{4} \cdot \frac{374,52}{6,15} = 487,2 \text{ mm}$$

Minimální kotevní délka

$$l_{b,min} = \max(0,3 \cdot 487,2 ; 10 \cdot 32 ; 100) = 320 \text{ mm}$$

Návrhová kotevní délka

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 0,95 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 487,2 = \mathbf{463,2 \text{ mm}} \geq l_{b,min} = 320 \text{ mm}$$

... Vyhovuje, návrh kotevní délky sloupu $l_{bd} = 500 \text{ mm}$

Minimální přesahová délka

$$\alpha_6 = 1,5 \quad (\text{přímý prut})$$

$$l_{0,min} = \max(0,3 \cdot 1,5 \cdot 487,2 ; 15 \cdot 32 ; 200)$$

$$l_{0,min} = \max(219,2 ; 480 ; 200)$$

$$l_{0,min} = 480 \text{ mm}$$

Návrhová přesahová délka

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1,0 \cdot 0,95 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 487,2 = 694,3 \text{ mm}$$

$$l_0 = \mathbf{694,3 \text{ mm}} \geq l_{0,min} = 480 \text{ mm}$$

... Vyhovuje, návrh přesahové délky sloupu $l_0 = 700 \text{ mm}$

5.3.3 MSP - Rámové příčle

Průřezové charakteristiky rámové příčle:

$\varphi(\infty, t_0)$	součinitel dotvarování pro příslušné zatížení a dobu jeho trvání
t_0	konečná hodnota součinitele dotvarování v čase $t=\infty$
h_0	jmenovitý rozměr
A_c	průřezová plocha betonu
u	obvod průřezu

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 1500 \cdot 3000}{2 \cdot (1500 + 3000)} = 1000 \text{ mm}$$

Uvedení do provozu $t_0 = 28$ dní

Uvažovaná vlhkost RH = 50 %

Třída cementu: R

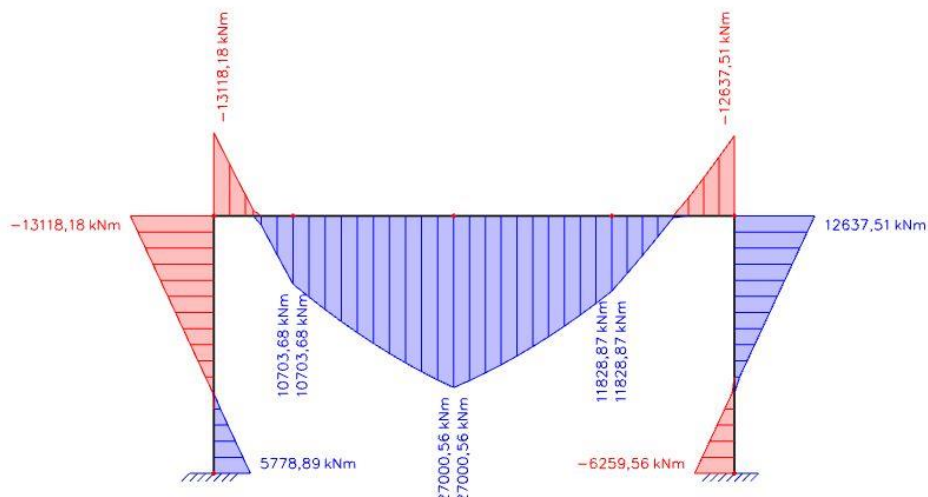
OBRÁZEK JE DOSTUPNÝ VE VYTISTĚNÉ VERZI TÉTO DIPLOMOVÉ PRÁCE NA FSV ČVUT K133 – KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ.

Obr. Graf pro výpočet součinitele dotvarování φ pro běžné podmínky (RH=50 %, vnitřní prostředí) Převzato z ČSN EN 1992-1-1

$$\varphi(\infty, t_0) = 1,2 [-]$$

Efektivní modul pružnosti betonu $E_{c,eff}$

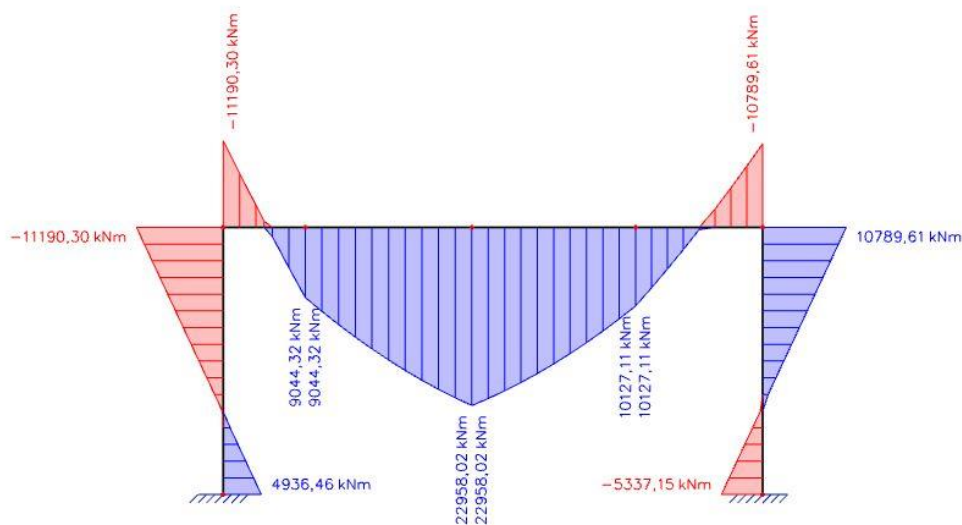
$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{37}{1 + 1,2} = 16,82 \text{ GPa}$$



Obr. Rozhodující hodnoty ohybového momentu M_y na modelu č.3 (Charakteristická kombinace zatížení) [kNm]

Ohybový moment pro charakteristickou kombinaci zatížení

$$M_{Ek} = 27000,56 \text{ kNm}$$



Obr. Rozhodující hodnoty ohybového momentu M_y na modelu č.3 (Kvazistálá kombinace zatížení) [kNm]

Ohybový moment pro kvazistálou kombinaci zatížení

$$M_{Eqp} = 22958,02 \text{ kNm}$$

Vlastnosti průřezu

$$\text{Tlačená výztuž – 1. řada: } 8 \times \phi 32 \quad A_{s,1} = 8 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 8 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 6434,0 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tažená výztuž – 3. řady: } 6 \times \phi 32 \quad A_{s,2} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 4825,5 \text{ mm}^2$$

$$18 \times \phi 32 \quad A_{s,3} = 18 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 18 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 14476,5 \text{ mm}^2$$

$$18 \times \phi 32 \quad A_{s,4} = 18 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 18 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 14476,5 \text{ mm}^2$$

Účinné výšky průřezu

$$d_1 = 2925 \text{ mm}$$

$$d_1' = 75 \text{ mm}$$

$$d_2 = 2784,2 \text{ mm}$$

$$d_2' = 215,8 \text{ mm}$$

$$d_3 = 2854,6 \text{ mm}$$

$$d_3' = 145,4 \text{ mm}$$

$$d_4 = 2925 \text{ mm}$$

$$d_4' = 75 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti plného průřezu

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot b_p \cdot h_p^3 = \frac{1}{12} \cdot 1500 \cdot 3000^3 = 3,375 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Průřez před vznikem trhlin (ideální průřez), krátkodobé účinky zatížení

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{37} = 5,41 \text{ [-]}$$

Plocha průřezu

$$A_c = b_p \cdot h_p = 1500 \cdot 3000 = 4,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Plocha ideálního průřezu

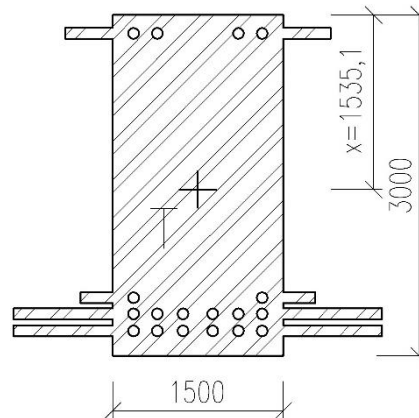
$$A_i = A_c + (\alpha_e - 1)(A_{s,1} + A_{s,2} + A_{s,3} + A_{s,4}) = 4,5 \cdot 10^6 + (5,41 - 1)(6434,0 + 4825,5 + 14476,5 + 14476,5) = 4,677 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Poloha neutrální osy od horního okraje ideálního průřezu

$$x_i = \left(\frac{A_c \cdot \frac{h_p}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s1} \cdot d_1' + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s2} \cdot d_2 + A_{s3} \cdot d_3 + A_{s4} \cdot d_4)}{A_i} \right)$$

$$x_i = \left(\frac{4,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{3000}{2} + (5,41 - 1) \cdot 6434,0 \cdot 75 + (5,41 - 1) \cdot (4825,5 \cdot 2784,2 + 14476,5 \cdot 2854,6 + 14476,5 \cdot 2925)}{4,677 \cdot 10^6} \right)$$

$$x_i = 1535,1 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti průřezu

Obr. Idealizovaný průřez před vznikem trhlin pro krátkodobé účinky zatížení

$$I_i = \frac{1}{12} b_p \cdot h_p^3 + b_p \cdot h_p \cdot \left(x_i - \frac{h_p}{2} \right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s1} \cdot (d_1' - x_i)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - x_i)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s3} \cdot (d_3 - x_i)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s4} \cdot (d_4 - x_i)^2$$

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot 1500 \cdot 3000^3 + 1500 \cdot 3000 \cdot \left(1535,1 - \frac{3000}{2} \right)^2 + (5,41 - 1) \cdot 6434,0 \cdot (75 - 1535,1)^2 + (5,41 - 1) \cdot 4825,5 \cdot (2784,2 - 1535,1)^2 + (5,41 - 1) \cdot 14476,5 \cdot (2857,6 - 1535,1)^2 + (5,41 - 1) \cdot 14476,5 \cdot (2925 - 1535,1)^2$$

$$I_i = 3,70923 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Moment na mezi vzniku trhlin pro krátkodobý účinek zatížení

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_i}{h_p - x_i} = 4,1 \cdot \frac{3,70923 \cdot 10^{12}}{3000 - 1535,1} = 10,379 \cdot 10^9 \text{ Nmm} = 10379,1 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = 10379,1 \text{ kNm} < M_{Eqp} = 22958,2 \text{ kNm}$$

Dochází ke vzniku trhliny při kvazistálé kombinaci zatížení

Průřez po vzniku trhlin, krátkodobé účinky zatížení

Poloha neutrální osy od horního okraje průřezu oslabeného trhlinou, z rovnováhy statických momentů

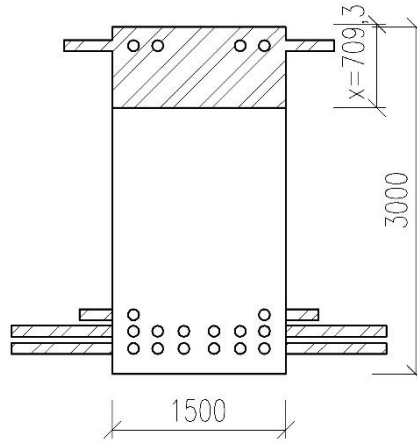
$$x_{ir} = \frac{\left[\sqrt{(\alpha_e A_{st} + A_{sc}(\alpha_e - 1))^2 + 2b(\alpha_e A_{st} d + A_{sc} d'(\alpha_e - 1))} - (\alpha_e A_{st} + A_{sc}(\alpha_e - 1)) \right]}{b}$$

A_{sc} - plocha tlačené výztuže
 A_{st} - plocha tažené výztuže

Výpočet proveden v Microsoft Excel 2013 z rovnováhy statických momentů S_y

$$x_{ir} = 709,3 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti průřezu s trhlinami



Obr. Idealizovaný průřez po vzniku trhlin pro krátkodobé účinky zatížení

$$I_{ir} = \frac{1}{3} b x_{ir}^3 + (\alpha_e - 1) A_{s1} (x_{ir} - d')^2 + \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - x_{ir})^2 + \alpha_e \cdot A_{s3} \cdot (d_3 - x_{ir})^2 + \alpha_e \cdot A_{s4} \cdot (d_4 - x_{ir})^2$$

$$I_{ir} = \frac{1}{3} 1500 \cdot 709,3^3 + (5,41 - 1) 6434,0 \cdot (709,3 - 75)^2 + 5,41 \cdot 4825,5 (2784,2 - 709,35)^2 + 5,41 \cdot 14476,5 \cdot (2854,6 - 709,35)^2 + 5,41 \cdot 14476,5 (2925 - 709,35)^2$$

$$I_{ir} = 1,0471 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Rozdělovací součinitel

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek,qp}} \right)^2$$

β – koeficient pro délku trvání účinku zatížení

$\beta = 1,0$ - krátkodobé účinky zatížení

$\beta = 0,5$ - dlouhodobé účinky zatížení

Rozdělovací součinitel pro krátkodobé účinky zatížení:

$$\zeta_{st} = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek,qp}} \right)^2 = 1 - 1,0 \cdot \left(\frac{10379}{22958,2} \right)^2 = 0,796$$

Vážený moment setrvačnosti průřezu

$$I_{vážený,st} = \frac{I_i \cdot I_{ir}}{(1 - \zeta_{st}) \cdot I_{ir} + \zeta_{st} \cdot I_i}$$

$$I_{vážený,st} = \frac{3,709226 \cdot 10^{12} \cdot 1,0471 \cdot 10^{12}}{(1 - 0,796) \cdot 1,0471 \cdot 10^{12} + 0,796 \cdot 3,709226 \cdot 10^{12}}$$

$$I_{vážený,st} = 1,22634 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Průřez před vznikem trhlin (ideální průřez), dlouhodobé účinky zatížení

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = \frac{37}{1 + 1,2} = 16,82 \text{ GPa}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{16,82} = 11,89 [-]$$

Plocha průřezu

$$A_c = b_p \cdot h_p = 1500 \cdot 3000 = 4,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Plocha ideálního průřezu

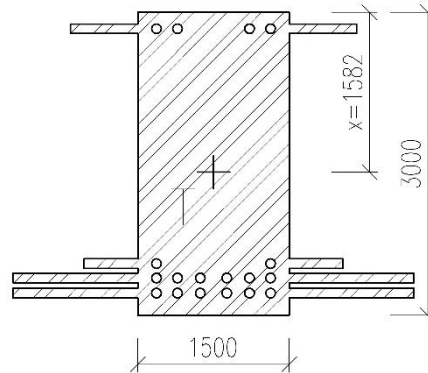
$$A_i = A_c + (\alpha_e - 1)(A_{s,1} + A_{s,2} + A_{s,3} + A_{s,4}) = 4,5 \cdot 10^6 + (11,89 - 1)(6434,0 + 4825,5 + 14476,5 + 14476,5) = 4,938 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Poloha neutrální osy od horního okraje ideálního průřezu

$$x_i = \left(\frac{A_c \cdot \frac{h_p}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s1} \cdot d_1' + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s2} \cdot d_2 + A_{s3} \cdot d_3 + A_{s4} \cdot d_4)}{A_i} \right)$$

$$x_i = \left(\frac{4,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{3000}{2} + (11,89 - 1) \cdot 6434,0 \cdot 75 + (11,89 - 1)(4825,5 \cdot 2784,2 + 14476,5 \cdot 2854,6 + 14476,5 \cdot 2925)}{4,938 \cdot 10^6} \right)$$

$$x_i = 1582,2 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti průřezu

Obr. Idealizovaný průřez před vznikem trhlin pro dlouhodobé účinky zatížení

$$I_i = \frac{1}{12} b_p \cdot h_p^3 + b_p \cdot h_p \cdot \left(x_i - \frac{h_p}{2}\right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s1} \cdot (d_1' - x_i)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - x_i)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s3} \cdot (d_3 - x_i)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s4} \cdot (d_4 - x_i)^2$$

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot 1500 \cdot 3000^3 + 1500 \cdot 3000 \cdot \left(1582,2 - \frac{3000}{2}\right)^2 + (11,89 - 1) \cdot 6434,0 (75 - 1582,2)^2 + (11,89 - 1) \cdot 4825,5 \cdot (2784,2 - 1582,2)^2 + (11,89 - 1) \cdot 14476,5 (2857,6 - 1582,2)^2 + (11,89 - 1) \cdot 14476,5 \cdot (2925 - 1582,2)^2$$

$$I_i = 4,18012 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Moment na mezi vzniku trhlin pro krátkodobý účinek zatížení

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_i}{h_p - x_i} = 4,1 \cdot \frac{4,18012 \cdot 10^{12}}{3000 - 1582,2} = 12,088 \cdot 10^9 \text{ Nmm} = 12088,1 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = 12088,1 \text{ kNm} < M_{Eqp} = 22958,2 \text{ kNm}$$

Dochází ke vzniku trhliny při kvazistálé kombinaci zatížení

Průřez po vzniku trhlin, dlouhodobé účinky zatížení

Poloha neutrální osy od horního okraje průřezu oslabeného trhlinou, z rovnováhy statických momentů

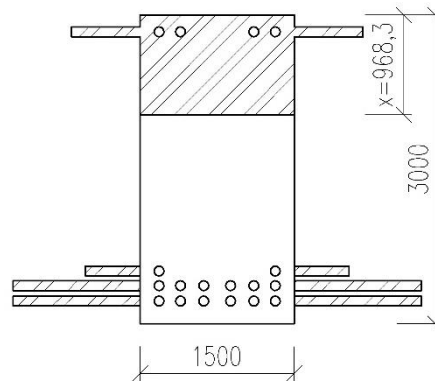
$$x_{ir} = \frac{\left[\sqrt{(\alpha_e A_{st} + A_{sc}(\alpha_e - 1))^2 + 2b(\alpha_e A_{st}d + A_{sc}d'(\alpha_e - 1))} - (\alpha_e A_{st} + A_{sc}(\alpha_e - 1)) \right]}{b}$$

A_{sc} - plocha tlačené výztuže
 A_{st} - plocha tažené výztuže

Výpočet proveden v microsoft office – excel 2016 z rovnováhy statických momentů S_y

$$x_{ir} = 968,3 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti průřezu s trhlinami



Obr. Idealizovaný průřez po vzniku trhlin pro dlouhodobé účinky zatížení

$$I_{ir} = \frac{1}{3} b x_{ir}^3 + (\alpha_e - 1) A_{s1} (x_{ir} - d')^2 + \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - x_{ir})^2 + \alpha_e \cdot A_{s3} \cdot (d_3 - x_{ir})^2 + \alpha_e \cdot A_{s4} \cdot (d_4 - x_{ir})^2$$

$$I_{ir} = \frac{1}{3} 1500 \cdot 968,3^3 + (11,89 - 1) 6434,0 \cdot (968,3 - 75)^2 + 11,89 \cdot 4825,5 (2784,2 - 968,3)^2 + 11,89 \cdot 14476,5 \cdot (2854,6 - 968,3)^2 + 11,89 \cdot 14476,5 (2925 - 968,3)^2$$

$$I_{ir} = 1,97074 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Rozdělovací součinitel

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek,qp}} \right)^2$$

β – koeficient pro délku trvání účinku zatížení

$\beta = 1,0$ - krátkodobé účinky zatížení

$\beta = 0,5$ - dlouhodobé účinky zatížení

Rozdělovací součinitel pro dlouhodobé účinky zatížení:

$$\zeta_{lt} = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek,qp}} \right)^2 = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{12088,11}{22958,2} \right)^2 = 0,861$$

Výsledný moment setrvačnosti průřezu

$$I_{vážený,lt} = \frac{I_i \cdot I_{ir}}{(1 - \zeta_{lt}) \cdot I_{ir} + \zeta_{lt} \cdot I_i}$$

$$I_{vážený,lt} = \frac{4,180 \cdot 10^{12} \cdot 1,971 \cdot 10^{12}}{(1 - 0,861) \cdot 1,971 \cdot 10^{12} + 0,861 \cdot 4,18 \cdot 10^{12}}$$

$$I_{vážený,lt} = 2,12655 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Shrnutí průřezových charakteristik

Zatížení		Krátkodobé		Dlouhodobé	
		Bez trhliny	S trhlinou	Bez trhliny	S trhlinou
φ	[-]	0		1,2	
α_e	[-]	5,41		11,89	
$E_{c,eff}$	[GPa]	37,00		16,82	
A_c	[m ²]	4,500		4,500	
A_i	[m ²]	4,677		4,938	
x_i	[m]	1,535	0,709	1,582	0,968
I_{yi}	[m ⁴]	3,708	1,046	4,180	1,971
$I_{y,vážený}$	[m ⁴]	1,226		2,127	

5.3.3.1 Mezní stav omezení napětí

Omezení napětí dle ČSN EN 1992-1-1

Omezení tlakových napětí v betonu

Stanovení napětí v betonu při charakteristické kombinaci a dlouhodobém účinku zatížení

$$\sigma_{c,char} = - \frac{M_{Ek}}{I_{tr}} \cdot x_{ir} - \frac{N_{Ek}}{A_i} = - \frac{27,00}{1,971} \cdot 0,968 - \frac{1,575}{4,938} = 13,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,char} = 13,59 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 50 = 30 \text{ MPa}$$

... Vyhovuje

Stanovení napětí v betonu při kvazistálé kombinaci a dlouhodobém účinku zatížení

$$\sigma_{c,qp} = - \frac{M_{E,qp}}{I_{tr}} \cdot x_{ir} - \frac{N_{E,qp}}{A_i} = - \frac{22,96}{1,971} \cdot 0,968 - \frac{1,344}{4,938} = 11,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,qp} = 11,55 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 50 = 22,5 \text{ MPa}$$

... Vyhovuje

Omezení tahových napětí ve výztuži

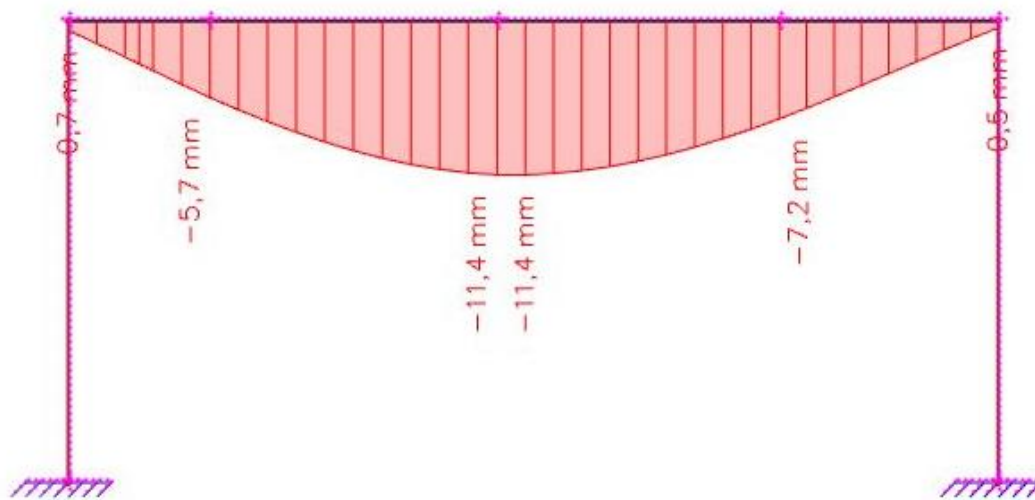
Stanovení napětí v betonu při charakteristické kombinaci a dlouhodobém účinku zatížení

$$\sigma_{s4} = \alpha_e \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} (d_4 - x_{ir}) = 11,89 \cdot \frac{27,00}{1,971} (2,925 - 0,968) = 318,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s4} = 318,80 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$$

... Vyhovuje

5.3.3.2 Mezní stav přetvoření



Obr. Model č.3 – Výsledné svislé deformace w_{el} (Kvazistálá kombinace zatížení) [mm]

$$w_{el} = 10,8 \text{ mm} \quad (\text{s přihlédnutím k poklesu podpor})$$

$$w_{celk} = w_{el} \cdot k_{creep} \cdot k_{crack} \cdot k_{shrink} \text{ [mm]}$$

w_{el}	-	Průhyb konstrukce stanovený metodou konečných prvků od kvazistálé kombinace zatížení
k_{creep}	-	Součinitel průhybu od účinků dotvarování
k_{crack}	-	Součinitel průhybu od účinků trhlin
k_{shrink}	-	odhad součinitele od smršťování $k_{shrink} = 1,1$ [-]

Limitní průhyb rámové příčle

$$w_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{24300}{250} = 97,2 \text{ mm}$$

Přetvoření od krátkodobých účinků dotvarování**Součinitel od dotvarování k_{creep}**

$$k_{creep} = \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} = \frac{37}{37} = 1,0 [-]$$

Součinitel od trhlin k_{crack}

$$k_{crack} = \frac{I_y}{I_{výsledný}} = \frac{3,375}{1,226} = 2,75 [-]$$

Výpočet celkového průhybu rámové příčle od krátkodobých účinků zatížení

$$w_{celk} = 1,0 \cdot 2,75 \cdot 1,1 \cdot 10,8 = 32,67 \text{ mm}$$

$$w_{celk} = 32,67 \text{ mm} < w_{lim} = 97,2 \text{ mm}$$

... Vyhovuje

Přetvoření od dlouhodobých účinků dotvarování**Součinitel od dotvarování k_{creep}**

$$k_{creep} = \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} = \frac{37}{16,82} = 2,2 [-]$$

Součinitel od trhlin k_{crack}

$$k_{crack} = \frac{I_y}{I_{výsledný}} = \frac{3,375}{2,127} = 1,59 [-]$$

Výpočet celkového průhybu rámové příčle

$$w_{celk} = 2,2 \cdot 1,59 \cdot 1,1 \cdot 10,8 = 41,5 \text{ mm}$$

$$w_{celk} = 41,5 \text{ mm} < w_{lim} = 97,2 \text{ mm}$$

... Vyhovuje

5.3.3.3 Mezní stav omezení šířky trhlin

Teorie stanovení charakteristické šířky trhliny w_k přímým výpočtem

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

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

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

$$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{e,qp}}{I_{ir}} (d - x_{ir}) = 5,41 \frac{22,958}{1,0464} (2,925 - 0,709) = 262,76 \text{ MPa}$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5 (h - d) \\ \frac{h - x_{ir}}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right\}$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5 (3000 - 2925) \\ \frac{3000 - 709}{3} \\ \frac{3000}{2} \end{array} \right\}$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 187,5 \\ 763,7 \\ 1500 \end{array} \right\} = 187,5 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1500 \cdot 187,5 = 281250 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s2} + A_{s3} + A_{s4} = 4825,5 + 14476,5 + 14476,5 = 33778,4 \text{ mm}^2$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{33778,4}{281250} = 0,120 \text{ [-]}$$

$$k_t = 0,4 \text{ [-]} \quad (\text{dlouhodobé zatížení})$$

$$c = 45 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0,8 \text{ [-]} \quad (\text{žebříková betonářská výztuž})$$

$$k_2 = 0,5 \text{ [-]} \quad (\text{ohyb})$$

$$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{\frac{2}{3}} = 3,4 \left(\frac{25}{45} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,298 \text{ [-]} \quad \begin{array}{l} k_3 \geq 2,0 \\ k_3 \leq 3,4 \end{array}$$

$$k_4 = 0,425 \text{ [-]}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{262,8 - 0,4 \cdot \frac{4,1}{0,12} (1 + 5,41 \cdot 0,12)}{200000} = 0,0012 [-]$$

$$s_{r,max} = 2,298 \cdot 45 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{32}{0,12} = 148,74 \text{ mm}$$

$$w_k = 148,74 \cdot 0,0012 = 0,179 \text{ mm}$$

$$w_{max} = 0,4 \text{ mm} \quad (\text{pro třídu prostředí XC1})$$

$$w_k = 0,179 \text{ mm} < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

... Vyhovuje

ŽB příčle o rozměrech $b_p = 1500 \text{ mm}$; $h_p = 3000 \text{ mm}$ vyhovuje z hlediska MSP

5.3.3.4 Závěr MSP – Rekapitulace

Omezení přetvoření:

Zatížení		Krátkodobé		Dlouhodobé	
		Bez trhliny	S trhlinou	Bez trhliny	S trhlinou
φ	[-]	0		1,2	
α_e	[-]	5,41		11,89	
$E_{c,eff}$	[GPa]	37,00		16,82	
A_c	[m ²]	4,500		4,500	
A_i	[m ²]	4,677		4,938	
x_i	[m]	1,535	0,709	1,582	0,968
I_{yi}	[m ⁴]	3,708	1,046	4,180	1,971
$I_{y,vážený}$	[m ⁴]	1,226		2,127	
w_{celk}	[mm]	32,67	< 97,2	41,5	< 97,2

Omezení napětí:

$$\sigma_{c,char} = 13,59 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 50 = 30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,qp} = 11,55 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 50 = 22,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s4} = 318,80 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$$

Omezení šířky trhliny:

$$w_k = 0,179 \text{ mm} < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

Rámová konstrukce z železobetonu vyhověla na oba mezní stavy. Předpokládalo se, že rozhodujícím faktorem bude průhyb rámu. Pro takto masivní prvek vyšli přetvoření s relativní rezervou, tedy prvek by bylo možné navrhnout o několik *cm* menších rozměrů. Nevhodným předpokladem pro předběžné určení geometrie průřezu prvku byl součinitel dotvarování, který byl odhadnut na hodnotu 3,0. Pro beton vyšších pevností jako je C50/60 vychází součinitel dotvarování dle ČSN EN 1992-1-1 relativně nižší, v našem případě 1,2 (zapřičiňující 2,2 násobný průhyb od pružného průhybu).

5.4 Předpjatá varianta rámu

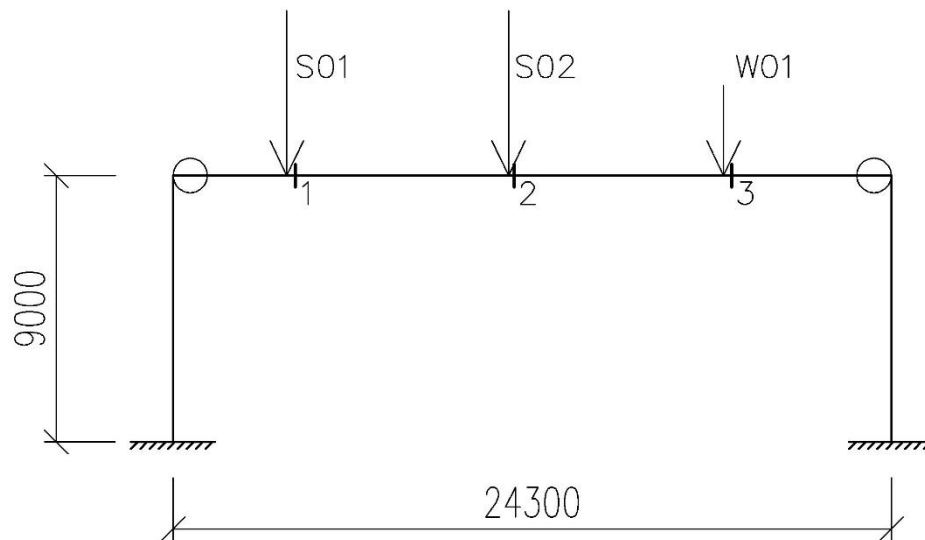
Dimenze ŽB varianty rámu vycházejí příliš masivní. Nosník výšky 3,0 m příliš zasahuje do výhledového prostoru koncertního sálu a masivní sloupy 1,9 x 1,5 m narušují dispozici balkónových hledišť. V předchozím výpočtu je prokázáno, že ŽB varianta řešeného rámu je sice možná ze statického hlediska, ale nepřijatelná z hlediska funkčnosti sálu. Konstrukce tedy směřuje k použití technologie dodatečně předpjatého betonu.

5.4.1 MSP - Posouzení předpjatého nosníku

5.4.1.1 Materiálové charakteristiky:

Beton C50/60	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$	
	$\gamma_c = 1,5 \text{ [-]}$	
	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{50}{1,5} = 33,33 \text{ MPa}$	
	$f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$	
	$E_{cm} = 37 \text{ GPa}$	
	$\eta = 1,0 ; \lambda = 0,8$	
Předpínací ocel Y1860S7	$f_{p,k} = 1860 \text{ MPa}$	(mez pevnosti)
	$f_{p,01,k} = 1640 \text{ MPa}$	(smluvní mez kluzu)
	$E_p = 195 \text{ GPa}$	

Rozměry nosné konstrukce, tvar průřezu, statické schéma



Obr. Geometrie, zatížení, označení rezů, statické schéma předpjatého nosníku

Průřez

Předpokládané rozměry průřezu dle skutečného provedení. Uvažováno spolupůsobení s monolitickou stropní deskou 3.NP tl. 300 mm.

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$h_p = 1700 \text{ mm}$$

$$h_{\text{celk}} = 2000 \text{ mm}$$

Výpočet spolupůsobící šířky:

$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot b_{\text{eff},1} + b_w \leq 2 \cdot b_w$$

$$b_{\text{eff},1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 \leq b$$

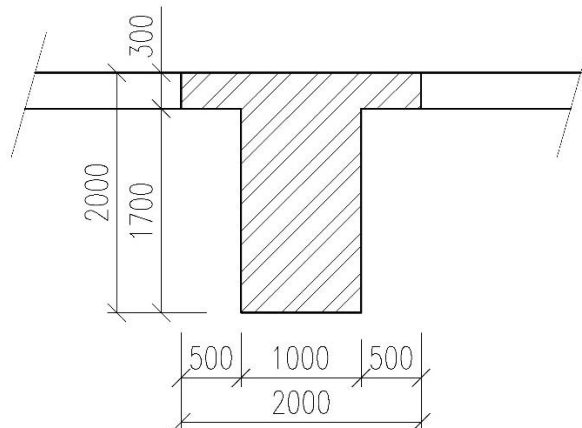
$$b_1 = \frac{8100 - 1000}{2} = 3550 \text{ mm}$$

$$l_0 = 24300 \text{ mm} \quad (\text{vzdálenost inflexních bodů prostého nosníku})$$

$$b_{\text{eff},1} = 0,2 \cdot 3550 + 0,1 \cdot 24300 = 3140 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot 3140 + 1000 = 7280 \text{ mm} \leq 2 \cdot 1000 = 2000 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} = 2000 \text{ mm}$$



Obr. Geometrie průřezu předpjatého nosníku

Průřezové charakteristiky

$$A_c = 2,3 \text{ m}^2$$

Vzdálenost těžiště od horních a spodních vláken

$$e_h = \frac{\sum S_{yi}}{\sum A_i} = \frac{0,3 \cdot 2 \cdot 0,15 + 1,0 \cdot 1,7 \cdot 1,15}{0,3 \cdot 2 + 1,7 \cdot 1} = 0,889 \text{ m}$$

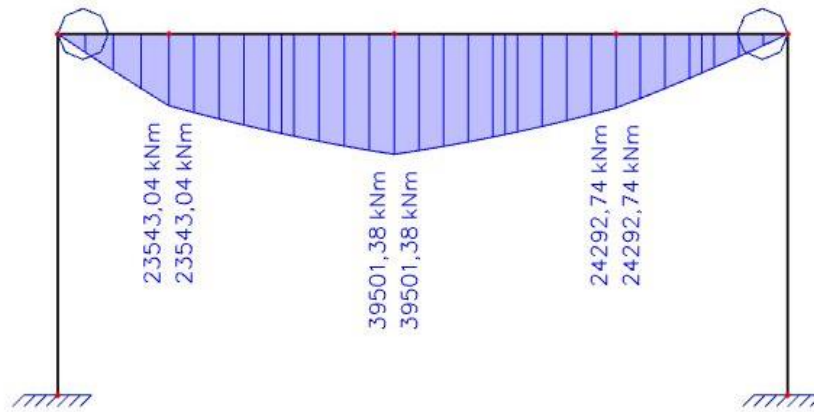
$$e_d = h - z_h = 2,0 - 0,889 = 1,111 \text{ m}$$

$$I_y = \sum \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + \sum A \cdot z^2 = \frac{1}{12} \cdot 2,0 \cdot 0,3^3 + \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 1,7^3 + 0,3 \cdot 2,0 \cdot (0,889 - 0,15)^2 + 1,0 \cdot 1,7 \cdot (1,111 - 0,85)^2 = 0,8574 \text{ m}^4$$

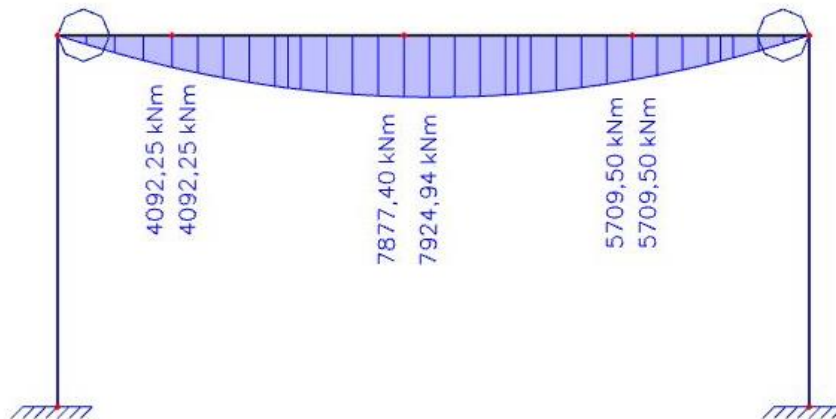
5.4.1.2 Zatížení

Zatížení je uvažováno obdobně jako u ŽB varianty z modelu č.3, tedy převážně lokálními osamělými silami (značené S01, S02, W01) vypočtených ze zatěžovacích šířek představující zatížení v patě sloupu od administrativní části budovy. Vlastní tíha prvku je uvažována jako spojitě zatížení, kterou program SCIA Engineer 2017 počítá z geometrie průřezu a objemové hmotnosti prvku (pro předpjatý beton $g_k = 26 \text{ kN/m}^3$)

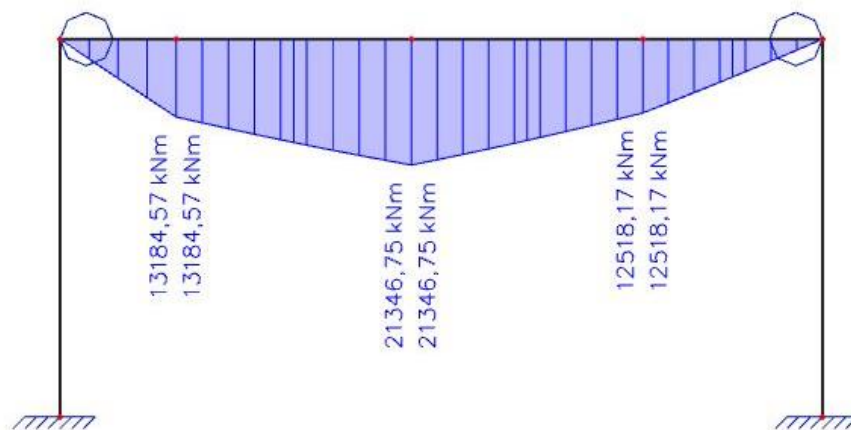
Vnitřní síly (Dle SCIA Engineer 2017)



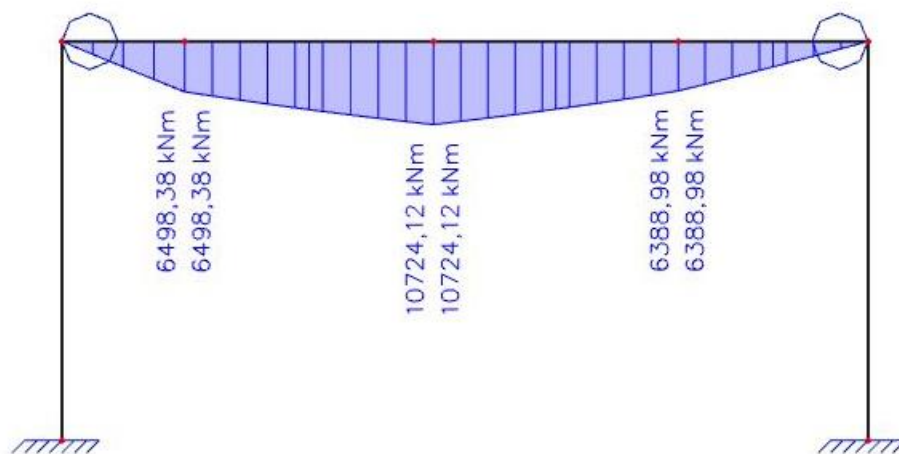
Obr. Rozhodující hodnoty ohybového momentu M_y [kNm]
(Charakteristická kombinace zatížení)



Obr. Charakteristická hodnota ohybového momentu M_y [kNm] od vlastní tíhy nosníku



Obr. Charakteristická hodnota ohybového momentu M_y [kNm] od ostatního stálého zatížení

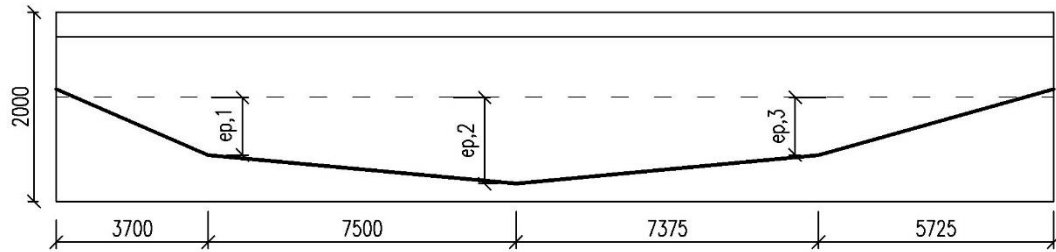


Obr. Charakteristická hodnota ohybového momentu M_y [kNm] od proměnného zatížení

Rekapitulace vnitřních sil od charakteristické kombinace

MSP	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
č. průřezu	Vlastní tíha	Ostatní stálé	Proměnné	S
1	4092,3	13184,6	6498,4	23543,0
2	7877,4	21346,8	10724,1	39501,4
3	5709,5	12518,2	6389,0	24297,7

Vzhledem k tomu že je nosník uvažován jako prostý – staticky určitý, nevznikají na konstrukci žádné sekundární účinky od předpětí.



Obr. Schéma vedení kabelu

5.4.1.3 Předběžný návrh předpětí

Nutná předpínací síla na konci životnosti

Napětí ve spodních vláknech – průřez 2

$$\sigma_h = \frac{M_2}{I_y} \cdot e_d = \frac{39,5}{0,8574} \cdot 1,111 = 51,69 \text{ MPa}$$

Předpokládaná vzdálenost kabelů od těžiště – průřez 2

$$e_{p,2} = e_d - c - \phi_p - \frac{0,7 \cdot \phi_p}{2} = 1111 - 50 - 127 - \frac{0,7 \cdot 127}{2} = 889,6 \text{ mm}$$

$$c = 50 \text{ mm}$$

krytí kanálků předpínací výztuže

$$\phi_p = 127 \text{ mm}$$

Předpokládaný profil kanálků předpínací výztuže

Poznámka: Předpoklad předpínacích kanálků ve 2 řadách, při dodžení správného konstrukčního usřádání odstup mezi jednotlivými kanálky $0,7 \cdot \phi_p$ dle katalogu od firmy VSL pro dodatečně předpjaté konstrukce.

Předpoklad návrhu: Nulové napětí v tažených vláknech.

$$\sigma_f + \sigma_p = 0$$

$$\sigma_f - \frac{N_{p,2,\infty}}{A} - \frac{N_{p,2,\infty} \cdot e_{p2}}{I_y} \cdot e_d = 0$$

$$N_{p,2,\infty} = \frac{\sigma_f}{\frac{1}{A} + \frac{e_{p,2} \cdot e_d}{I_y}} = \frac{51690}{\frac{1}{2,3} + \frac{0,89 \cdot 1,111}{0,8574}} = 32569,28 \text{ kN}$$

Nutná předpínací síla $N_{p,\infty} = 32569,26 \text{ kN}$

Návrh počtu předpínacích lan

$$N_{P,\infty} = \sigma_{P,\infty} \cdot A_p$$

$$\sigma_{P,\max} = \min [0,8 f_{pk} ; 0,9 f_{p,01,k}]$$

$$\sigma_{P,\max} = \min [0,8 \cdot 1860 ; 0,9 \cdot 1640]$$

$$\sigma_{P,\max} = \min [1488 ; 1476] = 1476 \text{ MPa}$$

Napětí na konci životnosti s uvažáním dlouhodobých ztrát 25 %

$$\sigma_{P,\infty} = 0,75 \cdot \sigma_{P,\max} = 0,75 \cdot 1476 = 1107 \text{ MPa}$$

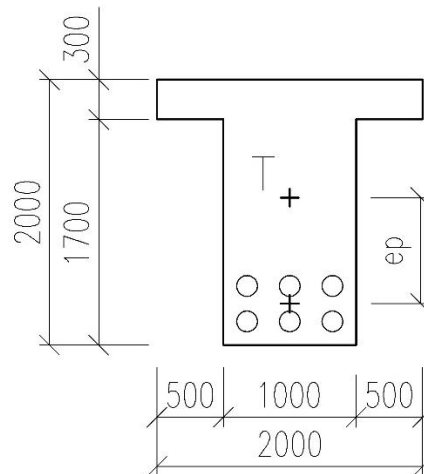
$$A_{p,1} = 150 \text{ mm}^2$$

$$A_{p,\text{req}} = \frac{N_{P,\infty}}{\sigma_{P,\infty}} = \frac{32,6 \cdot 10^6}{1107} = 29421,2 \text{ mm}^2$$

Potřebný počet lan n

$$n = \frac{A_{p,\text{req}}}{A_{p,1}} = \frac{29421,2}{150} = 196,1 \text{ ks}$$

Návrh kabelů: 6 x 33 lan (198 lan)



Obr. Schéma rozmístění kabelů předpínací výztuže

Předběžné posouzení předpětí

Posouzení předpětí ve 2 časech:

t_0 - okamžik těsně po vnesení předpětí do konstrukce - působí pouze vlastní tíha nosníku a plné účinky od předpětí (bez ztrát)

t_∞ - konec životnosti konstrukce - působí všechny vnější účinky a předpětí snižené o odhad dlouhodobých ztrát

Napětí v horních a spodních vláknech od účinků zatížení:

$$\sigma_{M,f,h} = \frac{M_k}{I_y} \cdot e_h \quad [MPa]$$

$$\sigma_{Mf,d} = \frac{M_k}{I_y} \cdot e_d \quad [MPa]$$

Napětí po celém průřezu od účinků normálové složky předpětí

$$\sigma_{NP} = \frac{N_P}{A} \quad [MPa]$$

Napětí v horních a spodních vláknech od účinků ohybové složky předpětí:

$$\sigma_{MP} = \frac{N_P \cdot e_p}{I_y} \cdot e_h \quad [MPa]$$

$$\sigma_{MP} = \frac{N_P \cdot e_p}{I_y} \cdot e_d \quad [MPa]$$

Excentricity kabelů od těžiště průřezu byly v předběžném návrhu odhadnuty následovně.

$e_{p,2} = 889 \text{ mm}$ (maximální možná vzdálenost s ohledem na konstrukční zásady)

$$e_{p,1} = e_{p,3} = \frac{2}{3} \cdot e_{p,2} = \frac{2}{3} \cdot 889 = 593 \text{ mm}$$

Excentricity budou upřesněny v rámci výpočtu s upřesněnými ztrátami předpětí

Předběžné posouzení napětí v čase $t = 0$ ($\sigma_{p,0} = 1476 \text{ MPa}$, 2/6 napnutých lan)

	σ_g	$\sigma_{g,ost}$	σ_q	σ_{NP}	σ_{MP}	S	Omezení napětí		Omezení napětí	
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	< $0,45 \cdot f_{ck}$		< f_{ctm}	
σ_{h1}	-4,24	-	-	-19,06	26,96	3,65	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d1}	5,30	-	-	-19,06	-33,68	-47,44	22,5	Nesplněno	4,1	Splněno
σ_{h2}	-8,17	-	-	-19,06	40,43	13,20	22,5	Splněno	4,1	Nesplněno
σ_{d2}	10,21	-	-	-19,06	-50,52	-59,37	22,5	Nesplněno	4,1	Splněno
σ_{h3}	-5,92	-	-	-19,06	26,96	1,97	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d3}	7,40	-	-	-19,06	-33,68	-45,34	22,5	Nesplněno	4,1	Splněno

Předběžné posouzení napětí v čase $t = \infty$ ($\sigma_{p,\infty} = 1107 \text{ MPa}$, 100 % napnutých lan)

	σ_g	$\sigma_{g,ost}$	σ_q	σ_{NP}	σ_{MP}	S	Omezení napětí		Omezení napětí	
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	< $0,6 \cdot f_{ck}$		< f_{ctm}	
σ_{h1}	-4,24	-13,67	-6,74	-14,29	20,22	-18,73	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d1}	5,30	17,08	8,42	-14,29	-25,26	-8,75	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{h2}	-8,17	-22,14	-11,12	-14,29	30,32	-25,40	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d2}	10,21	27,66	13,89	-14,29	-37,89	-0,42	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{h3}	-5,92	-12,98	-6,63	-14,29	20,22	-19,61	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d3}	7,40	16,22	8,28	-14,29	-25,26	-7,66	30,0	Splněno	4,1	Splněno

Dle předběžného výpočtu je zřejmé, že konstrukce za daného odhadu ztrát předpětí je schopna vyhovět na MSP – omezení napětí na konci její životnosti. Ovšem v době při vnesení předpětí do konstrukce, tedy v době, kdy je konstrukce zatížena pouze vlastní tíhou a účinky od předpětí, vznikají v jednotlivých průřezích příliš velká napětí jak tahová, tak tlaková. Nosič tedy při výstavbě bude muset být předpínáný v etapách tak, aby účinky od předpětí vždy vyrovnávali účinky od vnějšího zatížení.

Předběžné posouzení napětí v čase $t = 0$ ($\sigma_{p,0} = 1476 \text{ MPa}$, 2/6 napnutých lan)

	σ_g	$\sigma_{g,ost}$	σ_q	σ_{NP}	σ_{MP}	S	Omezení napětí		Omezení napětí	
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	< $0,45 \cdot f_{ck}$		< f_{ctm}	
σ_{h1}	-4,24	-	-	-6,35	8,99	-1,61	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d1}	5,30	-	-	-6,35	-11,23	-12,28	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{h2}	-8,17	-	-	-6,35	13,48	-1,04	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d2}	10,21	-	-	-6,35	-16,84	-12,99	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{h3}	-5,92	-	-	-6,35	8,99	-3,29	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d3}	7,40	-	-	-6,35	-11,23	-10,18	22,5	Splněno	4,1	Splněno

Při napnutí pouze 2 z 6 kabelů (jeden kabel v každé řadě) omezení napětí ve všech průřezích vyhoví – nevznikají tahy a tlaková napětí nepřesahují mezní hodnotu.

Výpočet ideálních průřezových charakteristik

Beton: C50/60 $E_c = 37 \text{ GPa}$

Ocel: 1860/1640 $E_p = 195 \text{ GPa}$

VSL kanálek $\phi_p = 127 \text{ mm}$

Pracovní součinitel

$$m = \frac{E_c}{E_p} = \frac{37}{195} = 0,19 \text{ [-]}$$

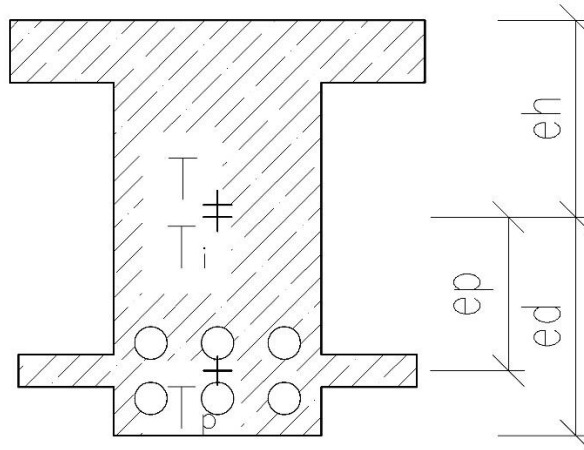
Plocha oslabeného průřezu

$$A_0 = A - 6 \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 2,3 - 6 \cdot \frac{\pi \cdot 0,127^2}{4} = 2,224 \text{ m}^2$$

Plocha ideálního průřezu

$$A_i = A_0 + A_{s,\text{prov}} \cdot m = 2,224 + 6 \cdot 33 \cdot 0,15^2 \cdot 5,27 = 2,381 \text{ m}^2$$

Teorie výpočtu průřezových charakteristik pro jednotlivé průřezy



Obr. Idealizovaný průřez pro stanovení ideálních charakteristik

Poloha těžiště ideálního průřezu spočtena ze rovnováhy statických momentů

$$e_{h,i} = \frac{\sum A \cdot z_i}{\sum A}$$

$$e_{d,i} = h - e_h$$

Moment setrvačnosti

$$I_{y,i} = \sum \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + \sum A \cdot z^2$$

Výsledné hodnoty průřezových charakteristik

	1	2	3	
$z_{i,h}$	0,909	0,919	0,9092	[m]
$z_{i,d}$	1,091	1,081	1,0908	[m]
$I_{y,i}$	0,885	0,919	0,8847	[m ⁴]

5.4.1.4 Výpočet ztrát předpětí

Předpoklad: Napínáno z jedné strany, po etapách

- Počítané ztráty – krátkodobé:
- třením
 - pokluz v kotvě
 - postupné předpínání
- Počítané ztráty – dlouhodobé:
- relaxace výztuže
 - Dotvarováním
 - Smršťováním

Ztráty krátkodobé

Ztráty třením

$$\Delta\sigma_{P,1} = - \Delta\sigma_{P,0,\max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot l)})$$

$$\mu = 0,19 [-]$$

$$k = 0,01 \text{ m}^{-1}$$

Úhlové změny α a délky „ l “

$$\alpha_1 = 0,1255 \text{ rad}$$

$$\alpha_2 = 0,0940 \text{ rad}$$

$$\alpha_3 = 0,0914 \text{ rad}$$

$$l_1 = 3,7 \text{ m}$$

$$l_2 = 7,5 \text{ m}$$

$$l_1 = 7,375 \text{ m}$$

Poznámka: Kabel je uvažován jako rovný se zalomením v místě lokální bodové síly, přesto bude uvažována hodnota úhlové změny pro malý oblouk v místě zlomu.

Celková úhlová změna a délka v průřezu 1

$$\alpha = \alpha_1 = 0,1255 \text{ rad}$$

$$l = l_1 = 3,7 \text{ m}$$

Celková úhlová změna a délka v průřezu 2

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 = 0,1255 + 0,0940 = 0,2196 \text{ rad}$$

$$l = l_1 + l_2 = 3,7 + 7,5 = 11,2 \text{ m}$$

Celková úhlová změna a délka v průřezu 3

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 = 0,1255 + 0,0940 + 0,0914 = 0,311 \text{ rad}$$

$$l = l_1 + l_2 + l_3 = 3,7 + 7,5 + 7,375 = 18,575 \text{ m}$$

Ztráty třením v jednotlivých průřezech

$$\Delta\sigma_{P,1} = 1476 \cdot (1 - e^{-0,19 \cdot (0,0,1255 + 0,01 \cdot 3,7)}) = 44,89 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{P,2} = 1476 \cdot (1 - e^{-0,19 \cdot (0,0,2196 + 0,01 \cdot 7,5)}) = 90,12 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{P,3} = 1476 \cdot (1 - e^{-0,19 \cdot (0,0,311 + 0,01 \cdot 18,575)}) = 132,94 \text{ MPa}$$

Ztráty pokluzem v kotvě

Pokluz lana uvažován $w = 0,005 \text{ m}$

$$A_w = w \cdot E_p = 0,005 \cdot 195000 = 975 \text{ MPa}$$

Změny napětí na jednotku délky v jednotlivých přímých úsecích:

$$p_p = -\sigma_{P,0,\max} \cdot (1 - e^{-\mu(\Delta\alpha + k \cdot l)}) = 1476 \cdot (1 - e^{-0,19 \cdot (0 + 0,01 \cdot 1)}) = 2,8 \text{ MPa}$$

Dosah pokluzu

$$x_w = \sqrt{\frac{A_w}{p_p}} = \sqrt{\frac{975}{2,8}} = 18,66 \text{ m}$$

Ztráty pokluzem v kotvě se projeví ve všech 3 průřezech.

$$\Delta\sigma_{P,w} = 2 \cdot x_w \cdot p_p = 2 \cdot 18,66 \cdot 2,8 = 104,53 \text{ MPa}$$

Ztráta pokluzem v 1 průřezu

$$\Delta\sigma_{P,1} = \Delta\sigma_{P,w} - 2 \cdot p_p \cdot l_1 = 104,53 - 2 \cdot 2,8 \cdot 3,7 = 83,8 \text{ MPa}$$

Ztráta pokluzem v 2 průřezu

$$\Delta\sigma_{P,2} = \Delta\sigma_{P,w} - 2 \cdot p_p \cdot l_2 = 104,53 - 2 \cdot 2,8 \cdot 11,2 = 41,8 \text{ MPa}$$

Ztráta pokluzem v 3 průřezu

$$\Delta\sigma_{p,3} = \Delta\sigma_{p,w} - 2 \cdot p_p \cdot l_3 = 104,53 - 2 \cdot 2,8 \cdot 18,575 = 0,45 \text{ MPa}$$

Ztráta postupným předpínáním

$$\Delta\sigma_{p,el} = E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta\sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

$$j = \frac{(n-1)}{2n} = \frac{6-1}{2 \cdot 6} = 0,417 \text{ [-]}$$

n počet postupně předpínaných kabelů

$\Delta\sigma_c(t)$ změna napětí betonu působící v čase t , v těžišti předpínací výztuže

$E_{cm}(t)$ Modul pružnosti betonu v čase t

Předpínací síla po předepnutí jednoho kabelu

$$N_{p,max,1} = 1 \cdot 33 \cdot 150 \cdot 10^{-6} \cdot 1476 \cdot 10^3 = 7306,2 \text{ kN}$$

Napětí v betonu v místě předpínací výztuže po předepnutí prvního kabelu

$$\sigma_{c,p,1} = \frac{M_g}{I_y} \cdot e_p - \frac{N_{p,max,1}}{A} - \frac{N_{p,max,1}}{I_y} \cdot e_p^2 = \frac{4,092}{0,857} \cdot 0,593 - \frac{7,306}{2,3} - \frac{7,306}{0,857} \cdot 0,593^2 = -3,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,p,2} = \frac{M_g}{I_y} \cdot e_p - \frac{N_{p,max,1}}{A} - \frac{N_{p,max,1}}{I_y} \cdot e_p^2 = \frac{7,877}{0,857} \cdot 0,889 - \frac{7,306}{2,3} - \frac{7,306}{0,857} \cdot 0,889^2 = -1,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,p,3} = \frac{M_g}{I_y} \cdot e_p - \frac{N_{p,max,1}}{A} - \frac{N_{p,max,1}}{I_y} \cdot e_p^2 = \frac{5,710}{0,857} \cdot 0,593 - \frac{7,306}{2,3} - \frac{7,306}{0,857} \cdot 0,593^2 = -2,22 \text{ MPa}$$

Předpínací síla po předepnutí veškerých kabelů

$$N_{p,max,6} = 6 \cdot 33 \cdot 150 \cdot 10^{-6} \cdot 1476 \cdot 10^3 = 43837,2 \text{ kN}$$

Napětí v betonu v místě předpínací výztuže po předepnutí prvního kabelu

$$\sigma_{c,p,1} = \frac{M_g}{I_y} \cdot e_p - \frac{N_{p,max,1}}{A} - \frac{N_{p,max,1}}{I_y} \cdot e_p^2 = \frac{4,092}{0,857} \cdot 0,593 - \frac{43,837}{2,3} - \frac{43,837}{0,857} \cdot 0,593^2 = -34,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,p,2} = \frac{M_g}{I_y} \cdot e_p - \frac{N_{p,max,1}}{A} - \frac{N_{p,max,1}}{I_y} \cdot e_p^2 = \frac{7,877}{0,857} \cdot 0,889 - \frac{43,837}{2,3} - \frac{43,837}{0,857} \cdot 0,889^2 = -51,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,p,3} = \frac{M_g}{I_y} \cdot e_p - \frac{N_{p,max,1}}{A} - \frac{N_{p,max,1}}{I_y} \cdot e_p^2 = \frac{5,710}{0,857} \cdot 0,593 - \frac{43,837}{2,3} - \frac{43,837}{0,857} \cdot 0,593^2 = -33,09 \text{ MPa}$$

$$E_{cm(7)} = 32,125 \text{ GPa}$$

(dle programu Creep & Shrinkage – C&S od Doc.Ing Lukáš Vráblík, PhD.)

Výsledné ztráty postupným předpínáním po předepnutí všech šesti kabelů

$$\Delta\sigma_{p,el,1} = 195000 \cdot \frac{0,417 \cdot (34,21 - 3,34)}{32125} = 78,06 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p,el,1} = 195000 \cdot \frac{0,417 \cdot (51,33 - 1,75)}{32125} = 125,42 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p,el,1} = 195000 \cdot \frac{0,417 \cdot (333,09 - 2,22)}{32125} = 78,06 \text{ MPa}$$

Dlouhodobé ztráty

Napětí ve výztuži po okamžitých ztrátách

$$\sigma_{P0} = \sigma_{P0,max} - \Delta\sigma_{P,1} - \Delta\sigma_{P,2}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{P0}}{f_{Pk}}$$

Průřez	$\sigma_{P,0,max}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{P,tř}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{P,pok}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{P,pp}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{P,0}$ [MPa]	μ [-]
1	1476	-44,89	-83,80	-78,06	1269,26	0,682
2	1476	-90,12	-41,77	-125,42	1218,69	0,655
3	1476	-132,94	-0,45	-78,06	1264,55	0,680

Ztráta relaxací

Předpokládaný konec relaxace $t = 500\,000$ hod

Uvedení do provozu: 100 dní = $2\,400$ hod

Držení napětí k redukování ztrát relaxací: 5 min = $0,083$ hod

Třída 2 – lana se sníženou relaxací

Pro třídu 2 platí:

$$\frac{\Delta\sigma_{Pr}}{\sigma_{P0}} = 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta\sigma_{Pr} = \sigma_{P0} \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

Celková relaxace $\Delta\sigma_{Pr}^{\text{kapacita}}$ ($t=500\,000$ h)

$$\Delta\sigma_{Pr}^{\text{kapacita}} = \sigma_{P0} \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

Napětí drženo 5 minut na konstantní hodnotě

$$\Delta\sigma_{Pr}^{cor} = \sigma_{P0} \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{\frac{1}{12}}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

Průřez 1

$$\Delta\sigma_{Pr1}^{kapacita} = 1269,26 \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,682} \cdot \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-0,682)} \cdot 10^{-5} = 45,80 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{Pr1}^{cor} = 1269,26 \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,682} \cdot \left(\frac{0,083}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-0,682)} \cdot 10^{-5} = 1,11 \text{ MPa}$$

Průřez 2

$$\Delta\sigma_{Pr2}^{kapacita} = 1218,7 \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,655} \cdot \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-0,655)} \cdot 10^{-5} = 38,97 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{Pr2}^{cor} = 1218,7 \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,655} \cdot \left(\frac{0,083}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-0,655)} \cdot 10^{-5} = 0,69 \text{ MPa}$$

Průřez 3

$$\Delta\sigma_{Pr3}^{kapacita} = 1264,55 \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,680} \cdot \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-0,680)} \cdot 10^{-5} = 45,12 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{Pr3}^{cor} = 1264,55 \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,680} \cdot \left(\frac{0,083}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-0,680)} \cdot 10^{-5} = 1,06 \text{ MPa}$$

Ztráty předpětí v čase $t = 100 \text{ dní}$

Průřez 1

$$\Delta\sigma_{Pr,1}^{100} = 1269,26 \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,682} \cdot \left(\frac{2400}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-0,682)} \cdot 10^{-5} = 12,84 \text{ MPa}$$

Průřez 2

$$\Delta\sigma_{Pr,2}^{100} = 1218,7 \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,655} \cdot \left(\frac{2400}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-0,655)} \cdot 10^{-5} = 9,80 \text{ MPa}$$

Průřez 3

$$\Delta\sigma_{Pr3}^{100} = 1264,55 \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,680} \cdot \left(\frac{2400}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-0,680)} \cdot 10^{-5} = 12,52 \text{ MPa}$$

Výsledné ztráty relaxací se zohledněním 5. minutového držení napětí v čase $t = 100$ dní

$$\sigma_{P1}^{(100)} = 12,84 - 1,11 = 11,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{P2}^{(100)} = 9,80 - 0,69 = 9,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{P3}^{(100)} = 12,52 - 1,06 = 11,46 \text{ MPa}$$

Výsledné ztráty relaxací se zohledněním 5. minutového držení napětí v čase $t = 36\,500$ dní

$$\sigma_{P1}^{(36500)} = 45,8 - 1,11 = 44,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{P2}^{(36500)} = 38,97 - 0,69 = 38,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{P3}^{(36500)} = 45,12 - 1,06 = 44,05 \text{ MPa}$$

Ztráty dotvarováním

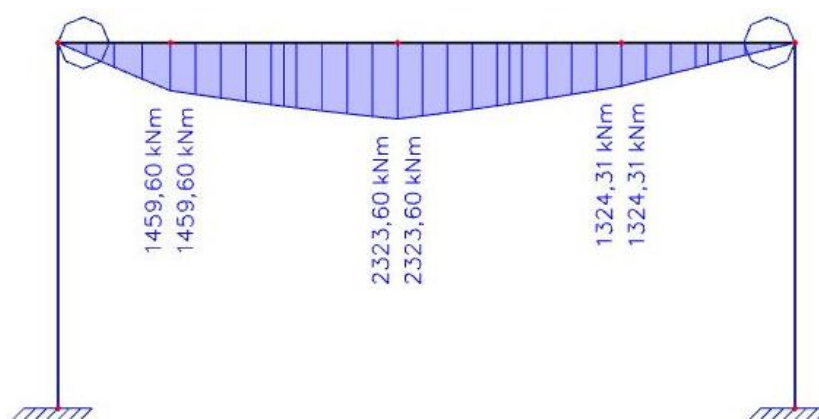
Síla v kabelech (celková) po okamžitých ztrátách v jednotlivých průřezech:

$$N_{P,0}^1 = \sigma_{P,0}^1 \cdot n \cdot A_{P1} = 1269,26 \cdot 10^{-3} \cdot 6 \cdot 33 \cdot 150 \cdot 10^{-6} = 37696,9 \text{ kN}$$

$$N_{P,0}^2 = \sigma_{P,0}^2 \cdot n \cdot A_{P1} = 1218,68 \cdot 10^{-3} \cdot 6 \cdot 33 \cdot 150 \cdot 10^{-6} = 36195,0 \text{ kN}$$

$$N_{P,0}^3 = \sigma_{P,0}^3 \cdot n \cdot A_{P1} = 1264,55 \cdot 10^{-3} \cdot 6 \cdot 33 \cdot 150 \cdot 10^{-6} = 37557,3 \text{ kN}$$

Ohybové momenty v jednotlivých průřezech od stálých a proměnných, dlouhodobě působících vnějších účinků zatížení (vlastní tíha + ostatní stálé + zatížení příčkami)



Obr. Charakteristická hodnota ohybového momentu M_y [kNm] od zatížení příčkami

$$M^1_{g+q,příčky} = 4092,3 + 13184,6 + 1459,6 = 18736,5 \text{ kNm}$$

$$M^2_{g+q,příčky} = 7877,4 + 21346,8 + 2323,6 = 31547,8 \text{ kNm}$$

$$M^3_{g+q,příčky} = 5709,5 + 12518,2 + 1324,3 = 19522,0 \text{ kNm}$$

Napětí v betonu v místě předpínacího kabelu:

$$\sigma_{cP}^{g+p+P} = -\frac{N_{P,0}}{A_i} - \frac{N_{P,0} \cdot e_{P,i}}{I_{y,i}} \cdot e_{p,i} + \frac{M_{g+q,příčky}}{I_{y,i}} \cdot e_{p,i}$$

Excentricity $e_{p,i}$ ke kabelu pro jednotlivé průřezy:

$$e_{p,1,i} = z_{d,1i} - (z_d - e_{p1}) = 1090,8 - (1111 - 592,9) = 572,9 \text{ mm}$$

$$e_{p,2,i} = z_{d,2i} - (z_d - e_{p2}) = 1080,8 - (1111 - 889,4) = 859,3 \text{ mm}$$

$$e_{p,3,i} = z_{d,3i} - (z_d - e_{p3}) = 1090,8 - (1111 - 592,9) = 572,9 \text{ mm}$$

Napětí v betonu v místě předpínacího kabelu

$$\sigma_{cP}^{(g+p+P)1} = -\frac{37,7}{2,381} - \frac{37,6 \cdot 0,573}{0,885} \cdot 0,573 + \frac{18,7}{0,885} \cdot 0,573 = -17,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cP}^{(g+p+P)2} = -\frac{36,2}{2,381} - \frac{37,6 \cdot 0,859}{0,919} \cdot 0,859 + \frac{31,5}{0,919} \cdot 0,589 = -14,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cP}^{(g+p+P)3} = -\frac{37,6}{2,381} - \frac{37,6 \cdot 0,573}{0,885} \cdot 0,573 + \frac{19,5}{0,885} \cdot 0,573 = -17,05 \text{ MPa}$$

Výpočet součinitele dotvarování $\phi(t;\tau)$ a modulu pružnosti $E_c(\tau)$ pomocí programu CREEP & SHRINKAGE - C&S od Doc.Ing Lukáš Vráblík, PhD

Vstupní parametry:	tvar průřezu	nekonečná deska
	Vlhkost <u>r.h.</u> :	50 %
	Cement <u>c</u> :	300 kg · m ⁻³
	Voda <u>w</u> :	115 kg · m ⁻³
	Kamenivo <u>a</u> :	2137 kg · m ⁻³
	f_c :	50 MPa
	Doba ošetřování:	7 dní
	Napětí:	průřez 5: - 17,69 MPa průřez 10: 14,79 MPa průřez 15: 17,05 MPa

Výstupy:

$$E_c(7) = 32125 \text{ MPa}$$

Průřez / Čas	100 dní	36500 dní
5	0,85	2,82
10	0,85	2,82
15	0,85	2,82

Ztráta dotvarováním:

$$\Delta\sigma_{Pc} = - \frac{E_p}{E_c(\tau)} \cdot \sigma_{cP}^{g+P} \cdot \varphi(t;\tau)$$

Čas předepnutí $\tau = 7 \text{ dní}$

Sledovaný okamžik $t_1 = 100 \text{ dní}$

$$t_1 = 100 \text{ let}$$

Ztráta dotvarováním v jednotlivých průřezech v čase 100 dní

$$\Delta\sigma_{P(t=100)}^1 = \frac{195000}{32125} \cdot 17,69 \cdot 0,85 = 91,24 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{P(t=100)}^2 = \frac{195000}{32125} \cdot 14,79 \cdot 0,85 = 76,29 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{P(t=100)}^3 = \frac{195000}{32125} \cdot 17,05 \cdot 0,85 = 87,95 \text{ MPa}$$

Ztráta dotvarováním v jednotlivých průřezech v čase 36500 dní

$$\Delta\sigma_{P(t=36500)}^1 = \frac{195000}{32125} \cdot 17,69 \cdot 2,82 = 302,77 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{P(t=36500)}^1 = \frac{195000}{32125} \cdot 14,79 \cdot 2,82 = 253,15 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{P(t=36500)}^1 = \frac{195000}{32125} \cdot 17,05 \cdot 2,82 = 291,83 \text{ MPa}$$

Smršťování betonu

$$\Delta\sigma_{PS} = E_p \cdot \varepsilon_C^S(t)$$

Výstupy z programu C&S

$$\varepsilon_C^S(100) = 23,15 \cdot 10^{-6} [-]$$

$$\varepsilon_C^S(36500) = 249,76 \cdot 10^{-6} [-]$$

$$\varepsilon_C^S(7) = 0,00 \cdot 10^{-6} [-]$$

Smrštění betnu v čase t=100 dní (čas uvedení do provozu):

$$\Delta\sigma_{P,5,1} = E_p \cdot (\varepsilon_C^S(100) - \varepsilon_C^S(7)) = 195000 \cdot (23,15 - 0) \cdot 10^{-6} = 4,51 \text{ MPa}$$

Smrštění betnu v čase t=36500 dní (čas na konci životnosti):

$$\Delta\sigma_{P,5,1} = E_p \cdot (\varepsilon_C^S(36500) - \varepsilon_C^S(7)) = 195000 \cdot (276,98 - 0) \cdot 10^{-6} = 48,7 \text{ MPa}$$

Rekapitulace ztrát, napětí a sil v předpínací výztuži

Napětí a síly			Průřez			
			1	2	3	
Napínací napětí $\sigma_{P,0,max}$			[MPa]	1476	1476	1476
Krátk. Ztráty	Tření $\sigma_{P,t}$		[MPa]	-44,89	-90,12	-132,94
	Postupné předpínání $\sigma_{P,pp}$		[MPa]	-44,89	-90,12	-132,94
	Pokluz $\Delta\sigma_{P,p}$		[MPa]	-83,80	-41,77	-0,45
	Napětí po okamžitých ztrátách $\sigma_{P,0}$		[MPa]	1302,43	1253,98	1209,67
Síla ve výztuži po okamžitých ztrátách $N_{P,0}$			[kN]	38682,1	37243,2	35927,3
Dlouhodobé ztráty	100 dní	Relaxace $\Delta\sigma_{P,r}$	[MPa]	-11,73	-9,11	-11,46
		Dotvarování $\Delta\sigma_{P,d}$	[MPa]	-91,24	-76,29	-87,95
		Smršťování $\Delta\sigma_{P,s}$	[MPa]	-4,51	-4,51	-4,51
		Napětí při uvedení do provozu $\sigma_{P,100}$	[MPa]	1194,95	1164,06	1105,75
		Síla ve výztuži při uvedení do provozu $N_{P,100}$	[kN]	35489,9	34572,7	32840,9
	36500 dní	Relaxace $\Delta\sigma_{P,r}$	[MPa]	-44,68	-38,28	-44,05
		Dotvarování $\Delta\sigma_{P,d}$	[MPa]	-302,77	-253,15	-291,83
		Smršťování $\Delta\sigma_{P,s}$	[MPa]	-48,70	-48,70	-48,70
		Napětí na konci životnosti $\sigma_{P,00}$	[MPa]	906,28	913,84	825,08
		Síla na konci životnosti $N_{P,00}$	[kN]	26916,4	27141,0	24504,9

5.4.1.5 Finální posouzení napětí

Napětí ve výztuži po celou dobu životnosti konstrukce

[MPa]	Průřez		
	1	2	3
$\sigma_{P,0,max}$	1476	1476	1476
$\sigma_{P,0}$	1302,43	1253,98	1209,67
$\sigma_{P,100}$	1194,95	1164,06	1105,75
$\sigma_{P,0,00}$	906,28	913,84	825,08

Finální posouzení provedeno ve 3 časech:

- t_0 - čas těsně po vnesení předpětí. Působí vlastní tíha nosníku + plné účinky od předpětí bez ztrát
- t_{100} - čas uvedení konstrukce do provozu. Působí veškeré vnější účinky od zatížení + účinky od předpětí s krátkodobými a dlouhodobými ztrátami ve 100. dni
- t_{∞} - čas na konci životnosti konstrukce (100 let). Působí veškeré vnější účinky od zatížení + účinky od předpětí s krátkodobými a dlouhodobými ztrátami po 100 letech

Napětí v horních a spodních vláknech od účinků zatížení:

$$\sigma_{M,f,h} = \frac{M_k}{I_y} \cdot e_h \quad [MPa]$$

$$\sigma_{Mf,d} = \frac{M_k}{I_y} \cdot e_d \quad [MPa]$$

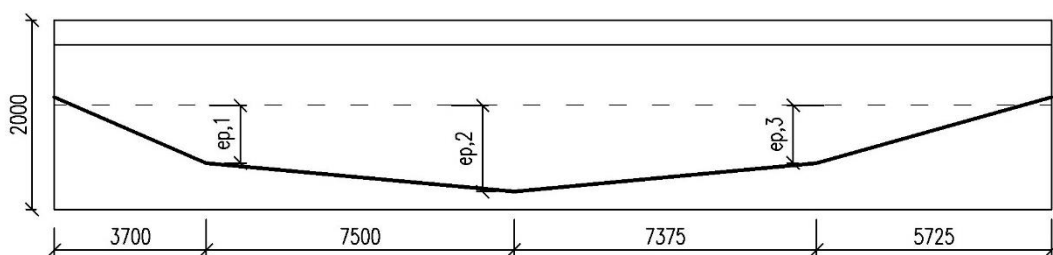
Napětí po celém průřezu od účinků normálové složky předpětí

$$\sigma_{NP} = \frac{N_P}{A} \quad [MPa]$$

Napětí v horních a spodních vláknech od účinků ohybové složky předpětí:

$$\sigma_{MP} = \frac{N_P \cdot e_p}{I_y} \cdot e_h \quad [MPa]$$

$$\sigma_{MP} = \frac{N_P \cdot e_p}{I_y} \cdot e_d \quad [MPa]$$



Obr. Schéma vedení kabelu

Uvažované excentricity:

$$e_{p,1} = 593 \text{ mm}$$

$$e_{p,2} = 889 \text{ mm}$$

$$e_{p,3} = 593 \text{ mm}$$

Finální posouzení napětí v čase $t = 0$

(2/6 napnutých kabelů)

$t=0$	σ_g	$\sigma_{g,ost}$	σ_q	σ_{NP}	σ_{MP}	S	Omezení napětí		Omezení napětí	
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	$< 0,45 \cdot f_{ck}$		$< f_{ctm}$	
σ_{h1}	-4,24	-	-	-5,95	8,41	-1,78	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d1}	5,30	-	-	-5,95	-10,51	-11,15	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{h2}	-8,17	-	-	-5,72	12,14	-1,75	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d2}	10,21	-	-	-5,72	-15,17	-10,69	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{h3}	-5,92	-	-	-5,52	7,81	-3,63	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d3}	7,40	-	-	-5,52	-9,76	-7,88	22,5	Splněno	4,1	Splněno

Finální posouzení napětí v čase $t = 100$ dní

(100 % napnutých kabelů)

$t=100$	σ_g	$\sigma_{g,ost}$	σ_q	σ_{NP}	σ_{MP}	S	Omezení napětí		Omezení napětí	
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	$< 0,6 \cdot f_{ck}$		$< f_{ctm}$	
σ_{h1}	-4,24	-13,67	-6,74	-16,26	23,00	-17,92	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d1}	5,30	17,08	8,42	-16,26	-28,73	-14,19	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{h2}	-8,17	-22,14	-11,12	-15,79	33,50	-23,72	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d2}	10,21	27,66	13,89	-15,79	-41,86	-5,89	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{h3}	-5,92	-12,98	-6,63	-15,04	21,27	-19,30	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d3}	7,40	16,22	8,28	-15,04	-26,57	-9,72	30,0	Splněno	4,1	Splněno

Finální posouzení napětí v čase $t = 100$ let

(100 % napnutých kabelů)

$t = \infty$	σ_g	$\sigma_{g,ost}$	σ_q	σ_{NP}	σ_{MP}	S	Omezení napětí		Omezení napětí	
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	$< 0,6 \cdot f_{ck}$		$< f_{ctm}$	
σ_{h1}	-4,24	-13,67	-6,74	-12,06	17,05	-19,66	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d1}	5,30	17,08	8,42	-12,06	-21,31	-2,56	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{h2}	-8,17	-22,14	-11,12	-12,01	25,49	-27,96	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d2}	10,21	27,66	13,89	-12,01	-31,84	7,90	30,0	Splněno	4,1	Nesplněno
σ_{h3}	-5,92	-12,98	-6,63	-10,95	15,48	-20,99	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d3}	7,40	16,22	8,28	-10,95	-19,34	1,60	30,0	Splněno	4,1	Splněno

Z finální tabulky posouzení MSP je vidět, že v průřezu 2 a 3 vznikají na konci životnosti ve spodních vláknech tahu. V průřezu 3 jsou napětí menší, než je pevnost betonu v tahu f_{ctm} . V takovém případě by se jednalo o omezeně předepnutou konstrukci. Ovšem tahová napětí, která vznikla v 2 průřezu jsou příliš velká a jednalo by se o částečně předepnutou konstrukci.

Tento problém vznikl z nesprávného předpokladu celkových ztrát 25 %. Velké účinky od zatížení si vyžadují velké předpínací síly, které by je vyrovnávali. Při pokusu zvětšení předpínacích sil k vyrovnání tahů ve spodních vláknech 2. průřezu ovšem dojde k zvětšeným ztrátám zejména od dotvarování. Při postupném zvyšování předpínací síly se tedy dostáváme do protichůdného stavu, kde zvyšování předpínací síly ubývá na účinku.

$6 \cdot n$	σ_{h2}	ztráta dotvar.	ztráty celkem
[ks]	[MPa]	[MPa]	[%]
21	19,5	-5,7	23,4
23	14,9	-41,6	22,5
25	13,3	-87,1	25,6
27	11,9	-130,9	28,6
29	10,7	-173,1	32,8
31	9,6	-213,8	35,5
33	8,7	-252,9	38,1
35	7,9	-290,5	40,6
37	7,3	-326,7	43,0
39	6,7	-361,6	45,3
41	6,3	-395,1	47,5
43	6,1	-427,4	49,6
45	5,9	-458,4	51,6
47	5,8	-488,2	53,6
49	5,8	-516,8	55,5
51	5,9	-544,3	57,3
53	6,0	-570,8	59,1
55	6,2	-596,2	60,7

Pro názornost proveden iterativní výpočet v programu Microsoft Excel 2013 pro postupné zvyšování počtu předpínacích lan v každém z 6 kabelů. Z grafu níže je vidět, jak účinnost zvyšující se předpínací síly klesá se zvyšujícími se ztrátami od dotvarování. Při počtu lan 55 (největší možný počet lan v kabelu) se tažená napětí ve spodních vláknech začala dokonce zvětšovat. Zvyšující se předpínací síla tedy začínala mít negativní efekt.

- V prvním sloupci tabulky je počet lan v každém z 6.kabelů.

- V druhém sloupci je napětí ve spodních vláknech druhého průřezu pro daný počet lan

- Ve třetím sloupci jsou dlouhodobé ztráty od dotvarování pro daný počet lan

- Ve 4 sloupci jsou ztráty celkem vyjádřeny v [%] k maximálnímu napětí v předpínací výztuži $\sigma_{p,max}=1476 \text{ MPa}$

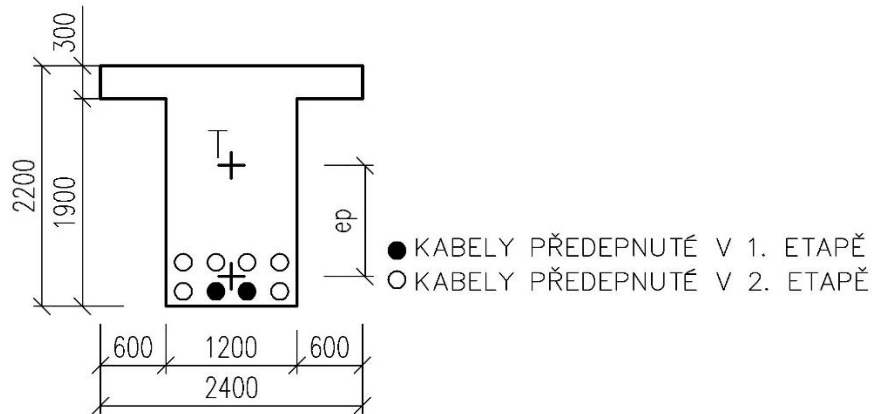


Obr. Graf průběhu tažených napětí ve spodních vláknech 2. průřezu v závislosti na počtu předpínacích lan

Závěr: Pro danou geometrii průřezu nosník NEVYHOVUJE na MSP – omezení napětí.

5.4.1.6 Návrh nového průřezu:

Postup návrhu obdobný jako při nevyhovující variantě, proveden v Microsoft Excel 2013. Zobrazeny jsou pouze vstupy, důležité mezikroky a výsledky.



Obr. Geometrie nového průřezu

Materiálové charakteristiky:

Beton C50/60

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5 \text{ [-]}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{50}{1,5} = 33,33 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 37 \text{ GPa}$$

$$\eta = 1,0 ; \lambda = 0,8$$

Předpínací ocel Y1860S7

$$f_{p,k} = 1860 \text{ MPa} \quad (\text{mez pevnosti})$$

$$f_{p,01,k} = 1640 \text{ MPa} \quad (\text{smluvní mez kluzu})$$

$$E_p = 195 \text{ GPa}$$

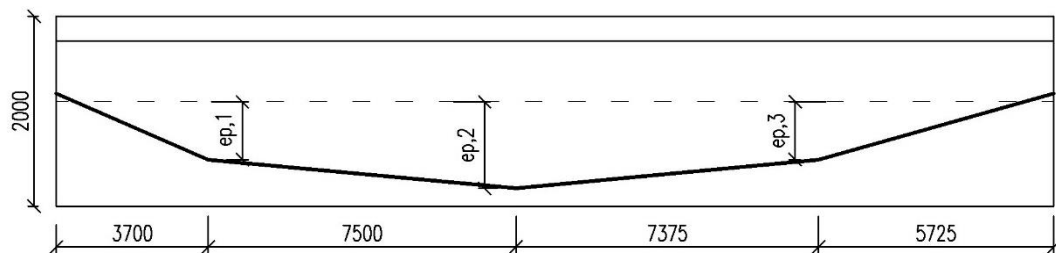
Rekapitulace vnitřních sil od charakteristické kombinace

MSP	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
č. průřezu	Vlastní tíha	Ostatní stálé	Proměnné	S
1	4667,0	13184,6	6498,4	23543,0
2	8983,7	21346,8	10724,1	39501,4
3	6511,3	12518,2	6389,0	24297,7

Návrh 8 kabelů x 27 lan (216 lan celkem)

Rekapitulace ztrát, napětí a sil v předpínací výztuži pro nové vstupní údaje.

Napětí a síly			Průřez				
			1	2	3		
Napínací napětí $\sigma_{P,0,max}$			[MPa]	1476	1476	1476	
Krátké Ztráty	Tření $\sigma_{P,t}$		[MPa]	-44,89	-90,12	-132,94	
	Postupné předpínání $\sigma_{P,pp}$		[MPa]	-44,89	-90,12	-132,94	
	Pokluz $\Delta\sigma_{P,p}$		[MPa]	-83,80	-41,77	-0,45	
	Napětí po okamžitých ztrátách $\sigma_{P,0}$		[MPa]	1302,43	1253,98	1209,67	
Síla ve výztuži po okamžitých ztrátách $N_{P,0}$			[kN]	42198,6	40628,9	39193,4	
Dlouhodobé ztráty	100 dní	Relaxace $\Delta\sigma_{P,r}$	[MPa]	-11,96	-9,35	-11,69	
		Dotvarování $\Delta\sigma_{P,d}$	[MPa]	-87,38	-87,91	-84,36	
		Smršťování $\Delta\sigma_{P,s}$	[MPa]	-4,51	-4,51	-4,51	
		Napětí při uvedení do provozu $\sigma_{P,100}$	[MPa]	1198,57	1152,20	1109,10	
		Síla ve výztuži při uvedení do provozu $N_{P,100}$	[kN]	38833,6	37331,3	35935,0	
	36500 dní	Relaxace $\Delta\sigma_{P,r}$	[MPa]	-45,24	-38,91	-44,60	
		Dotvarování $\Delta\sigma_{P,d}$	[MPa]	-289,96	-291,70	-279,94	
		Smršťování $\Delta\sigma_{P,s}$	[MPa]	-48,70	-48,70	-48,70	
	Napětí na konci životnosti $\sigma_{P,oo}$			[MPa]	918,53	874,66	836,43
	Síla na konci životnosti $N_{P,oo}$			[kN]	29760,4	28339,1	27100,3



Obr. Schéma vedení kabelu

Uvažované excentricity:

$$e_{p,1} = 670 \text{ mm}$$

$$e_{p,2} = 1000 \text{ mm}$$

$$e_{p,3} = 670 \text{ mm}$$

Finální posouzení napětí v čase $t = 0$ **(2/8 napnutých kabelů)**

$t=0$	σ_g	$\sigma_{g,ost}$	σ_q	σ_{NP}	σ_{MP}	S	Omezení napětí		Omezení napětí	
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	$< 0,45 \cdot f_{ck}$		$< f_{ctm}$	
σ_{h1}	-3,40	-	-	-3,52	5,66	-1,25	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d1}	4,19	-	-	-3,52	-6,97	-6,30	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{h2}	-6,54	-	-	-3,39	8,18	-1,75	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d2}	8,06	-	-	-3,39	-10,07	-5,40	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{h3}	-4,74	-	-	-3,27	5,26	-2,75	22,5	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d3}	5,84	-	-	-3,27	-6,48	-3,90	22,5	Splněno	4,1	Splněno

Finální posouzení napětí v čase $t = 100$ dní**(8/8 napnutých kabelů)**

$t=100$	σ_g	$\sigma_{g,ost}$	σ_q	σ_{NP}	σ_{MP}	S	Omezení napětí		Omezení napětí	
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	$< 0,6 \cdot f_{ck}$		$< f_{ctm}$	
σ_{h1}	-3,40	-9,61	-4,73	-12,94	18,98	-11,71	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d1}	4,19	11,83	5,83	-12,94	-23,36	-14,47	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{h2}	-6,54	-15,55	-7,81	-12,44	27,36	-14,99	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d2}	8,06	19,15	9,62	-12,44	-33,69	-9,31	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{h3}	-4,74	-9,12	-4,65	-11,98	17,56	-12,94	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d3}	5,84	11,23	5,73	-11,98	-21,62	-10,80	30,0	Splněno	4,1	Splněno

Finální posouzení napětí v čase $t = 100$ let**(8/8 napnutých kabelů)**

$t=\infty$	σ_g	$\sigma_{g,ost}$	σ_q	σ_{NP}	σ_{MP}	S	Omezení napětí		Omezení napětí	
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	$< 0,6 \cdot f_{ck}$		$< f_{ctm}$	
σ_{h1}	-3,40	-9,61	-4,73	-9,92	14,54	-13,12	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d1}	4,19	11,83	5,83	-9,92	-17,90	-5,98	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{h2}	-6,54	-15,55	-7,81	-9,45	20,77	-18,59	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d2}	8,06	19,15	9,62	-9,45	-25,57	1,81	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{h3}	-4,74	-9,12	-4,65	-9,03	13,24	-14,31	30,0	Splněno	4,1	Splněno
σ_{d3}	5,84	11,23	5,73	-9,03	-16,30	-2,54	30,0	Splněno	4,1	Splněno

Pro novou geometrii průřezu vznikají opět tahová napětí v nejkritičtějším 2. průřezu na konci životnosti konstrukce. Tahová napětí jsou ovšem tentokrát tak malá, že jsou menší, než je pevnost betonu v tahu f_{ctm} .

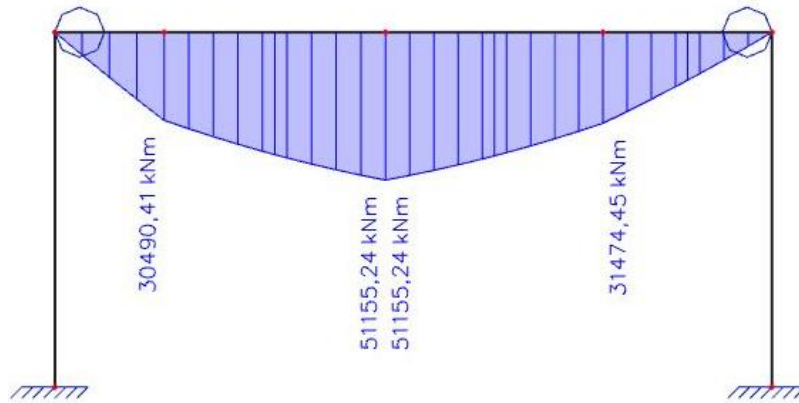
Závěr: Předem předepnutý nosník o rozměrech $h_p = 2200$ mm; $b_p = 1200$ mm, vyhovuje z hlediska MSP – omezení napětí jako omezeně předepnutá

Poznámka: Průřez nosníku skutečného provedení je $h_p = 2000$ mm, $b_p = 1000$ mm, což byla první zvolená počítaná geometrie. Odchylna mohla být způsobena z mnoha příčin od odlišně zvolené geometrie rozpětí, polohy zatížení, zatížení jiných hodnot, nepřesností ve výpočtu či jinak zvoleným konstrukčním schématem.

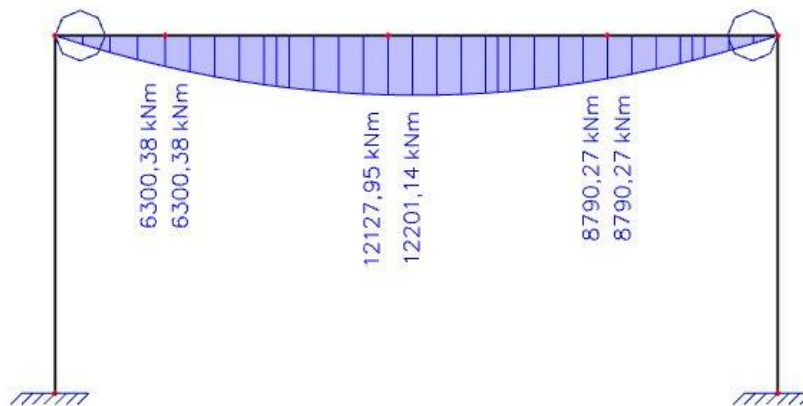
5.4.2 MSÚ - Posouzení předpjatého nosníku

5.4.2.1 Posouzení ohybové únosnosti

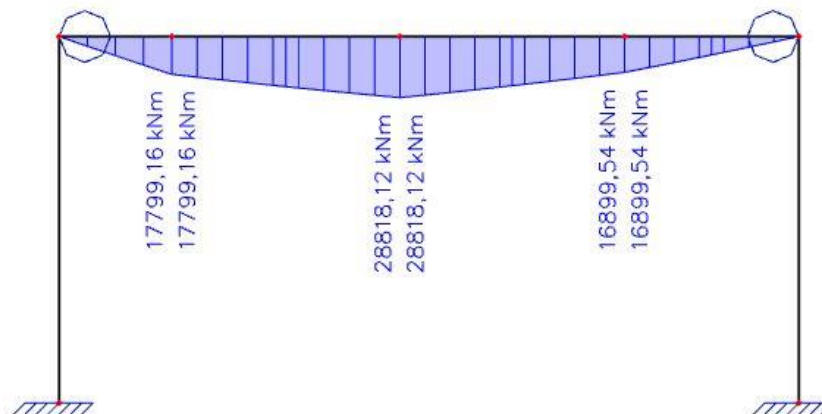
Posouzení průřezu 2 v čase $t = 100$ let.



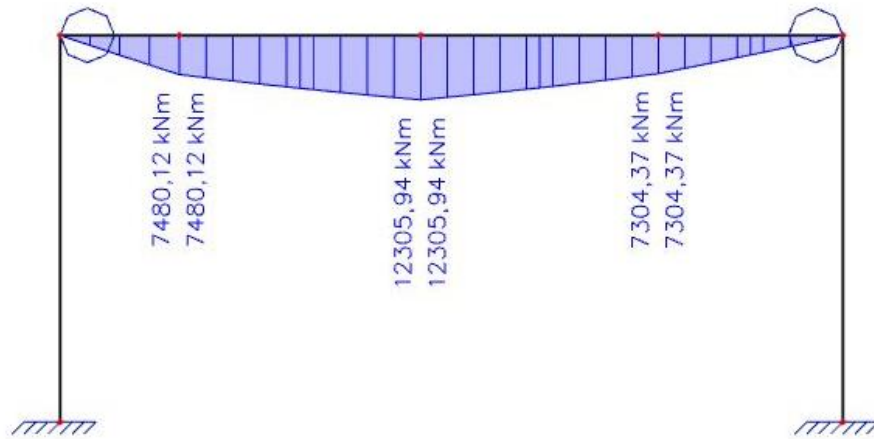
Obr. Rozhodující hodnoty ohybového momentu M_y (6.10a – 6.10b) [kNm]



Obr. Rozhodující hodnoty ohybového momentu $M_{y,g0,d}$ (vlastní tíha) [kNm]



Obr. Rozhodující hodnoty ohybového momentu $M_{y,gost,d}$ (ostatní stálé) [kNm]



Obr. Rozhodující hodnoty ohybového momentu $M_{y,q,d}$ (proměnné) [kNm]

Poznámka: Méně příznivá vyšla kombinace se zredukovaným dominantním proměnným zatížením.

$$M_{g,0,2,d} = 12201,1 \text{ kNm}$$

$$M_{g,ost,d} = 28818,1 \text{ kNm}$$

$$M_{qd} = 12305,9 \text{ kNm}$$

$$M_{g,0,2,d} = 12201,1 \text{ kNm}$$

Návrhový ohybový moment

$$M_{Ed,2} = 51155,2 \text{ kNm}$$

Předpětí

Posuzována konstrukce na konci životnosti, tedy všechny ztráty již proběhly

$$N_p^{2,oo,d} = \gamma_p \cdot n \cdot A_{p,1} \cdot \sigma_p^{10,oo} = 1,0 \cdot 8 \cdot 27 \cdot 150 \cdot 10^{-6} \cdot 874,7 \cdot 10^3 = 28339,1 \text{ kN}$$

$$\gamma_p = 1,0 \text{ [-]}$$

Stav dekomprese, základní napětí

Napětí v betonu v okolí kabelu

$$\begin{aligned} \sigma_{cp,2}^{\infty} &= -\frac{N_{p,\infty,d}^2}{A_0} - \frac{N_{p,\infty,d}^2 \cdot e_{p,0}}{I_{y,0}} \cdot e_{p,0} + \frac{M_{g0,d}^2}{I_{y,0}} \cdot e_{p,0} + \frac{M_{g,ost,d}^2}{I_{y,i,2}} \cdot e_{p,i,2} = \\ &= -\frac{28,34}{2,913} - \frac{28,34 \cdot 1,036}{1,2637} \cdot 1,036 + \frac{12,13}{1,2637} \cdot 1,036 + \frac{28,818}{1,437} \cdot 0,978 = \\ &= -4,22 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Základní předpínací napětí v předpínací výztuži

$$\sigma_p^0 = \sigma_p^\infty + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot |\sigma_{cp}^\infty| = 874,66 + \frac{195}{37} \cdot 4,22 = 899,09 \text{ MPa}$$

Základní předpínací síla:

$$P^0 = \sigma_p^0 \cdot n \cdot A_{p,1} = 1049,66 \cdot 10^3 \cdot 8 \cdot 27 \cdot 150 \cdot 10^{-6} = 29059,3 \text{ kN}$$

Primární vnitřní síly:

$$N_{pp}^0 = -P^0 = -29059,3 \text{ kN}$$

$$M_{pp}^0 = N_{pp}^0 \cdot c_{p,i}^2 = -29059,3 \cdot 1,0 = -29059,3 \text{ kNm}$$

$$\Delta F_p = F_c + N_{pp}^0$$

$$\varepsilon_p^0 = \frac{\sigma_p^0}{E_p} = \frac{899,09}{195000} = 0,0046 \text{ [-]}$$

$$f_{cd} = \frac{50}{1,5} = 33,33 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} = \frac{1640}{1,15} = 1426,09 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{pe} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{1429,09}{195000} = 0,0073 \text{ [-]}$$

Nalezení plochy neutrální osy x

$$x = x_1$$

$$N_{pp}^0 = -29059,3 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_p = f_{pd} - \sigma_p^0 = 1426,1 - 899,1 = 529,2 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = \Delta \sigma_p \cdot A_{p,1} \cdot n = 529,2 \cdot 10^3 \cdot 150 \cdot 27 \cdot 8 \cdot 10^{-6} = 17145,94 \text{ kN}$$

$$F_c^1 = -0,8 \cdot x_1 \cdot b \cdot f_{cd}$$

$$\frac{x_1}{\varepsilon_{cu}} = \frac{h - x_1 - c_{p,i}^2}{\varepsilon_{ud} - \varepsilon_p^0} \Rightarrow x_1 = \frac{\varepsilon_{cu} (h - c_{p,i}^2)}{\varepsilon_{ud} - \varepsilon_p^0 + \varepsilon_{cu}} = \frac{0,0035 (2,2 - 0,208)}{0,02 - 0,0046 + 0,0035} = 0,369 \text{ m}$$

$$F_c^1 = -0,8 \cdot 0,369 \cdot 2,2 \cdot 33,33 \cdot 10^3 = -23608,8 \text{ kN}$$

$$R = \Delta F_p - F_c - N_{pp}^0$$

$$R = 17145,9 - 23608,8 - 29059,3 = 22596,4 \text{ kN}$$

$R > 0$... Malá tlaková síla v betonu, nutné zvětšit x

Hledá se takové x , pro které platí rovnováha sil. Musí být zohledněna podmínka zplastizování předpínací výztuže $\varepsilon_p \in \langle \varepsilon_{pe} ; \varepsilon_{ud} \rangle$

x vypočtena v Microsoft Excel 2013

Rovnováha sil platí pro $x = 1606,5 \text{ mm}$

Ověření podmínky rovnováhy $\Delta F_p - F_c - N_{pp}^0 = 0$

$$N_{pp}^0 = -29059 \text{ kN}$$

$$F_c = - (h_d \cdot b_{\text{eff}}) \cdot f_{cd} - (0,8x - h_d) \cdot b_w \cdot f_{cd}$$

$$F_c = - 0,3 \cdot 2,4 \cdot 33,33 \cdot 10^3 - (0,8 \cdot 1,607) \cdot 1,2 \cdot 33,33 \cdot 10^3$$

$$F_c = 63408 \text{ kN}$$

Ověření zplastizování předpínací výztuže

$$\varepsilon_p' = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (h - x - c_{pi,2}) = \frac{0,0035}{1606,5} (2200 - 1606,5 - 208) = 0,00084 \text{ [-]}$$

Přetvoření $\varepsilon_{p,0}$ ve výztuži při stavu dekomprese

$$\varepsilon_{p,0} = 0,0046 \text{ [-]}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_p' + \varepsilon_{p,0} = 0,00084 + 0,0046 = 0,00544 \text{ [-]}$$

$$\varepsilon_p \in [\varepsilon_{pe} ; \varepsilon_{ud}] = [0,0073 ; 0,02]$$

$$\varepsilon_p = 0,00544 \text{ [-]}$$

$$\Delta F_p = E_p \cdot \varepsilon_p \cdot n \cdot A_p = 195 \cdot 10^6 \cdot 0,00544 \cdot 8 \cdot 150 \cdot 10^{-6} = 34366,26 \text{ kN}$$

$$R = 34366,26 + 29059 - 63408 = 0$$

...Podmínka splněna

Ramena vnitřních sil

$$z_{mi} = z_{i,h,2} = 1013,6 \text{ mm}$$

$$z_c = z_{mi} - 0,4 \cdot x = 1013,6 - 0,4 \cdot 1606,5 = 371,0 \text{ mm}$$

$$z_p = h - c_{p,i} - z_{mi} = 2200 - 208 - 1013,6 = 978,4 \text{ mm}$$

$$M_R = F_c \cdot z_c + F_p \cdot z_p = -63408 \cdot 0,371 - 34366,2 \cdot 0,978 = -57151,17 \text{ kNm}$$

N_{pp}^0 působící na excentricitě

$$M_{pp}^0 = N_{pp}^0 \cdot z_p = -29059,3 \cdot 0,978 = -28431,9 \text{ kNm}$$

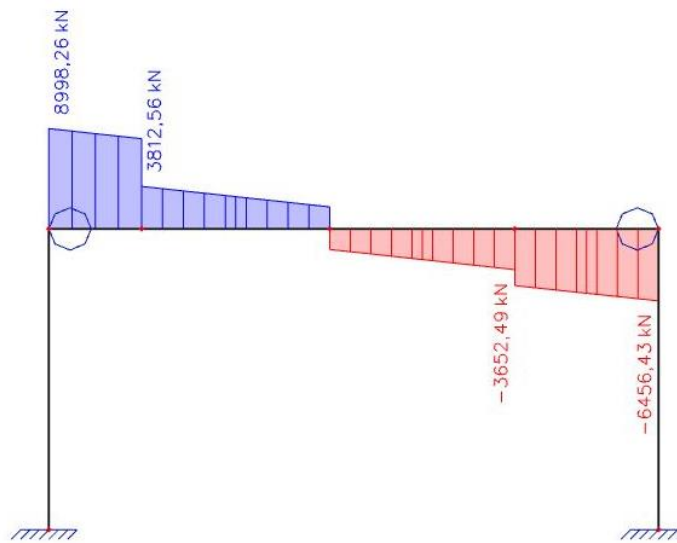
Moment únosnosti

$$M_{Rd} = M_R + M_{pp}^0 = -57151,17 - 28431,9 = -85583,1 \text{ kNm}$$

$$|M_{Rd}| = 85583,1 \text{ kNm} > |M_{E,d}^2| = 53252,1 \text{ kNm}$$

... Nosník vyhovuje v průřezu 2 na únosnost v ohybu (62,2 % využití)

5.4.2.2 Posouzení smykové únosnosti



Obr. Rozhodující hodnoty posouvající síly V_z (6.10a – 6.10b) [kN]

$$V_{Ed,f}^0 = 8998,26 \text{ kN}$$

Redukce posouvající síly od účinků přepínací síly

$$N_{\infty,0,p} = -29760,4 \text{ kN}$$

$$V_{\infty,0,p} = N_{\infty,0,p} \cdot \sin(10,26) = -29760,4 \cdot \sin(10,26) = -5302,8 \text{ kN}$$

Návrhová smyková síla

$$V_{Ed,0} = V_{Ed,0,f} - V_{Ed,0,p} = 8998,26 - 5302,8 = 3695,5 \text{ kN}$$

Únosnost tlačené diagonály průřezu $V_{Rd,max}$:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg\theta^2}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{p,oo,d}^{10}}{A_c + A_p \cdot m} = \frac{29760,4 \cdot 10^{-3}}{3,0 + 32400 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{195}{37}} = 9,39 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \text{ [-]} \quad (\text{pro } 0,25 \cdot f_{cd} = 8,33 < \sigma_{cp} = 9,39 < 0,5 \cdot f_{cd} = 16,66)$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot (h - c - \phi - \frac{0,7 \cdot \phi}{2}) = 0,9 \cdot (2200 - 50 - 117 - \frac{0,7 \cdot 117}{2}) = 1792,8 \text{ mm}$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{50}{250}\right) = 0,48 \text{ [-]}$$

$$\cotg(\theta) = 1,25 \text{ [-]}$$

$$\cotg(\alpha) = 0 \text{ [-]}$$

$$V_{Rd,max} = 1,25 \cdot 1,2 \cdot 1,793 \cdot 0,48 \cdot 33,33 \cdot 10^3 \cdot \frac{1,25+0}{1+1,25^2} = 20989,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 20989,4 \text{ kN} > V_{Ed}^0 = 3695,5 \text{ kN}$$

... Vyhovuje

Materiálové charakteristiky smykové výztuže:

$$f_{y,wk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{y,wd} = \frac{f_{yw,wk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

$$\theta = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Počet stříhů } n: 4$$

$$\text{Vzdálenost třmínků } s: 100 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = \frac{\pi \cdot \theta^2 \cdot n}{4} = \frac{\pi \cdot 12^2 \cdot 4}{4} = 452,4 \text{ mm}^2$$

Únosnost průřezu se smykovou výztuží:

$$V_{Rd,s,0} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{y,wd} \cdot \cotg(\theta) = \frac{452,4 \cdot 10^{-6}}{100 \cdot 10^{-3}} \cdot 1,793 \cdot 434,8 \cdot 10^3 \cdot 1,5 = 4407,96 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,0} = 4407,96 \text{ kN} > V_{Ed}^0 = 3695,5 \text{ kN}$$

... Vyhovuje (využití 83,84 %)

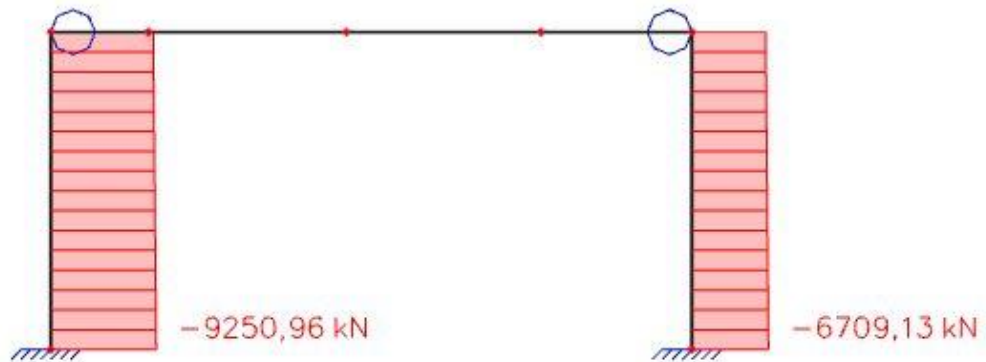
Ověření stupně vyztužení:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} = \frac{452,4}{100 \cdot 1200} = 0,0038 > \rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} = 0,00088 \quad \dots \text{ Splněno}$$

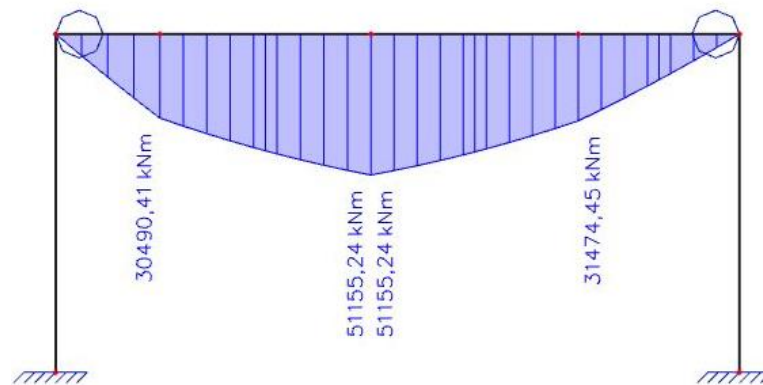
... Průřez 0 vyhovuje na smyk

Závěr: Návrh předpjatý nosník o rozměrech $h_p = 2100$; $b_w = 1200$ mm

5.4.3 MSÚ – Sloup rámu



Obr. Rozhodující hodnoty normálové síly N (6.10a – 6.10b) [kN]



Obr. Rozhodující hodnoty ohybového momentu M_y (6.10a – 6.10b) [kNm]

Zatížení v patě sloupu

$$N_{Ed,1} = - 9250,96 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,1} = 0 \text{ kNm}$$

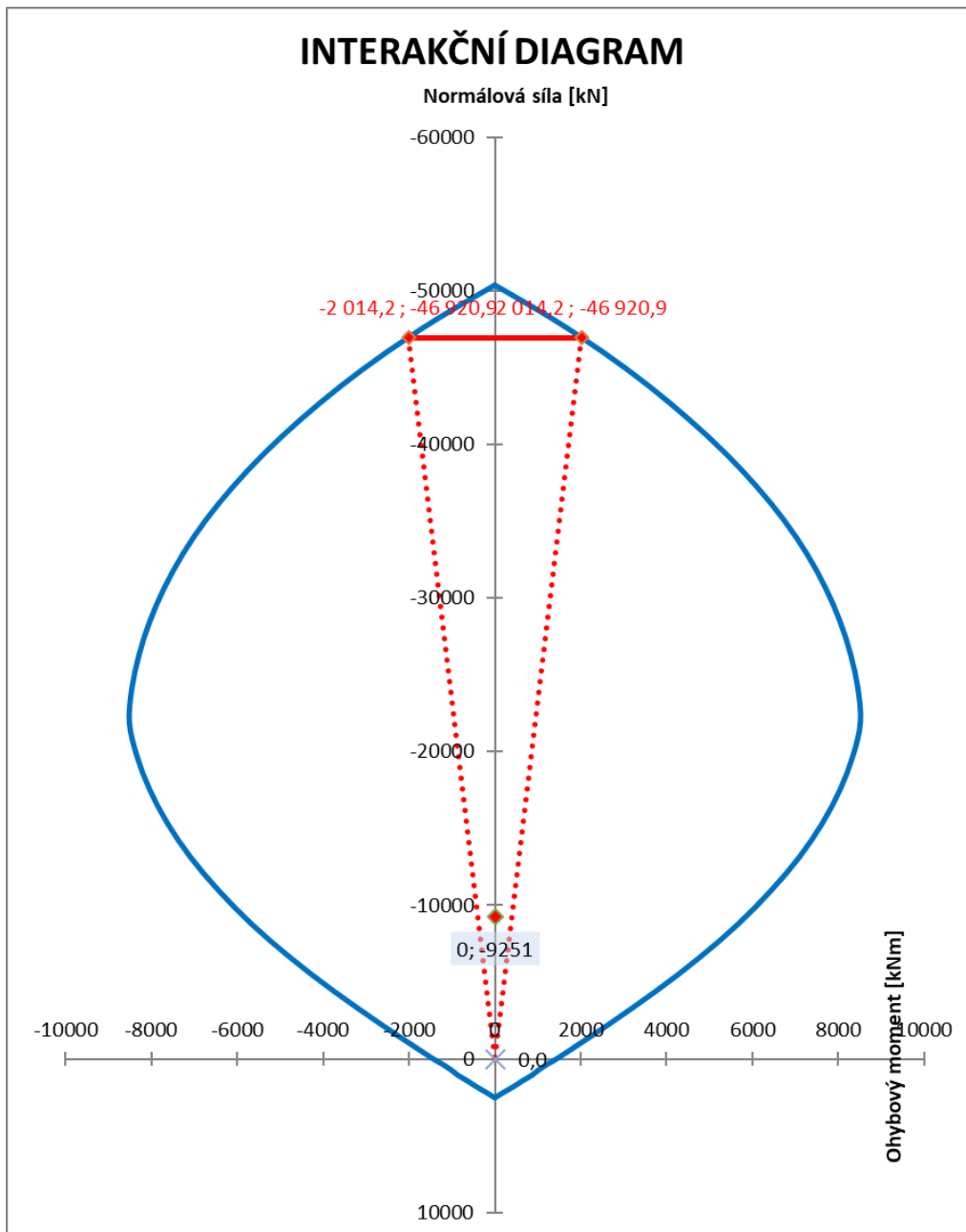
Návrh a posouzení v programu Microsoft Excel – Posouzení pomocí interakčního diagramu.

Rozměr sloupu 1200 x 1200 mm (Návaznost na šířku předpjatého nosníku)

Navržená symetrická výztuž při obou površích

 $6\phi 25$

$$A_{s,prov} = 6 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 16 \cdot \frac{\pi \cdot 25^2}{4} = 2945,2 \text{ mm}^2$$



Obr. Interakční diagram sloupu ŽB varianty rámové konstrukce

Rozhodujícím faktorem pro návrh průřezu sloupu je zajištění dostatečné šířky pro uložení předpjatého nosníku, tedy $b_w = 1200 \text{ mm}$.

Vzhledem k tomu že nosník je uvažován jako prostě uložený, nevznikají od účinků rámu na sloup žádné ohybové momenty. Pro návrh výztuže sloupu tedy jsou rozhodující konstrukční zásady minimálního vyztužení sloupu. Vhodnějším řešením by byl kruhový sloup o průměru $D=1200 \text{ mm}$.

6 Výpis použitých norem

ČSN ISO 2394 - Obecné zásady spolehlivosti konstrukci

ČSN EN 1990 - Eurokód: Zásady navrhování konstrukci

ČSN EN 1991-1-1- Eurokód 1: Zatížení konstrukci - Část 1-1: Obecná zatížení - objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

ČSN EN 1992-1-1 - Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukci - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 206 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN 73 1201 – Navrhování betonových konstrukci pozemních staveb

ČSN EN 13670 – Provádění betonových konstrukci

ČSN EN 10080 - Ocel pro vyztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel - Všeobecně

ČSN EN 420139 - Ocel pro vyztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel žebříková a hladká

7 Použité zdroje, podklady a literatura

Semrád, K.; Szüics, C.: Pomůcka pro návrh betonových konstrukcí pomocí příhradové analogie_4, ČVUT v Praze, 2009.

Semrád, K.; Szüics, C.: Řešené příklady betonových konstrukcí pomocí příhradové analogie, ČVUT v Praze, 2009.

Šmejka, J.: Řešení poruchových oblastí, přednáška předmětu Modelování a vyztužování betonových konstrukcí, ČVUT v Praze.

Šmejka, J; Procházka, J.: Návrh rámových rohů s použitím modelů náhradní příhradoviny. Časopis Beton TKS, 5/2010, str. 66 – 73, Praha 2010.

Šmejka, J; Procházka, J.: Výpočet šířky trhlin – část 2. Časopis Beton TKS

<https://www.google.cz/maps>

Příklady posouzení betonových dle Eurokódů (Autoři Ing. Miloš Zich, Ph.D. a kolektiv, Září 2010, ISBN - 978-80-86897-38-7)

Betonové konstrukce 3 - Navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu (Autoři: Ing. Marek Foglar, Ph.D., Ing. Michaela Frantova, Ph.D.,

<http://concrete.fsv.cvut.cz/pomucky>

Betonové a zděné konstrukce 1 – Základy navrhování betonových konstrukcí (Autoři: Ing. Hana Hanzlova, CSc., Ing. Jiří Šmejkal, CSc., 2015

Studijní materiály Ing. Hany Hanzlové, CSc.

(zdroj: <http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/vyuka.html>) (1.1.2017)

KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jitka VAŠKOVÁ. Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05587-8.

Jaroslav Navrátil. Předpjaté betonové konstrukce (Akademické nakladatelství cerm, s.r.o.)

<http://forumkarlin.cz>

Excelový výpočetní program - Betonové konstrukce dle ČSN P ENV 1992-1-1

(Eurocode 2) (Autor: Ing. Jan Hlavaček, zdroj: www.pro-eng.com)

8 Použitý software

*Program pro výpočet dotvarování a smršťování betonu Creep & Shrinkage C&S,
Doc. Ing. Lukáš Vráblík, PhD.*

AutoCAD 2015

Nemetschek Allplan 2015

Scia Engineer 17

Microsoft Office Excel

Microsoft Office Word

Výpočetní excelové programy poskytnuté Ing. Hanou Hanzlovou, CSc.:

- *Interakční diagram průřezu namáhaného normálovou silou a ohybovým momentem s vyztuží ve více řadách (diplomová práce Bc. Michala Kubalika: Kongresové centrum Harmony, Špindlerův Mlýn)*
- *Výpočet momentů únosnosti průřezu s různými předpoklady výpočtu*