

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

**CITLIVOSTNÍ ANALÝZA ÚNOSNOSTI ŠTÍHLÉHO
ŽELEZOBETONOVÉHO SLOUPU**

Sensitive analysis of load-bearing capacity of a slender reinforced
concrete column

Vypracoval:

Jan Pánek

Vedoucí bakalářské práce:

Ing. Josef Novák, Ph.D.

Praha 2020



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Pánek</u>	Jméno: <u>Jan</u>	Osobní číslo: <u>468186</u>
Zadávající katedra: <u>Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Citlivostní analýza únosnosti štíhlého železobetonového sloupu</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Sensitive analysis of load-bearing capacity of a slender reinforced concrete column</u>	
Pokyny pro vypracování: Bakalářská práce bude obsahovat poznatky z následujících oblastí: Podstata navrhování a chování štíhlých sloupů Metody navrhování štíhlých železobetonových sloupů Konstrukční návrh a citlivostní analýza vybraného železobetonového sloupu u halového objektu.	
Seznam doporučené literatury: ČSN EN1992-1-1, Betonové a zděné konstrukce 1 - Základy navrhování betonových konstrukcí (Jiří Zika , Hana Hanzlová , Jiří Šmejkal) Reinforced Concrete Beams, Columns and Frames: Section and Slender Member Analysis, HELLESLAND, Jostein et al.	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>Ing. Josef Novák, Ph.D.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>19.2.2020</u>	Termín odevzdání bakalářské práce: <u>17.5.2020</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
_____	_____
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.</i>	
_____	_____
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma „Citlivostní analýza únosnosti štíhlého železobetonového sloupu“ zpracoval samostatně s použitím uvedené literatury v seznamu použitých zdrojů a na základě konzultací s vedoucím bakalářské práce.

V Praze dne:.....

.....

Jan Pánek

Poděkování

Rád bych poděkoval vedoucímu bakalářské práce Ing. Josefovi Novákovi, Ph.D. za odborné vedení, skvělý přístup, cenné rady, připomínky a pomoc při zpracování této bakalářské práce.

Anotace

Bakalářská práce se zabývá citlivostní analýzou únosnosti štíhlých železobetonových sloupů. Úvodních částí práce se zaměřuje na problematiku navrhování štíhlých železobetonových sloupů. Shrnuty jsou postupy a výpočetní metody, které se využívají pro určení účinků druhého řádu. Další část práce se věnuje studii únosnosti vybraného štíhlého sloupu prefabrikované haly. Zpracován byl deterministický návrh výztuže při uplatnění metody jmenovité křivosti a podrobná citlivostní analýza. Ta se zaměřuje na analýzu vlivu vstupních parametrů a jejich přirozené proměnlivosti na únosnost prvku. Mezi hlavní výstupy patří vyhodnocení citlivostní analýzy a výkres výztuže prvku.

Klíčová slova

Prefabrikovaná železobetonová konstrukce, štíhlost, vzpěr, účinky druhého řádu, metoda jmenovité křivosti, citlivostní analýza

Annotation

The bachelor thesis deals with the sensitivity analysis of the load-bearing capacity of slender reinforced concrete columns. The initial part aims at the field of the structural design of slender reinforced concrete columns. Procedures and computational methods for the determination of second-order effects are summarized. The other part of the thesis deals with the study on the load-bearing capacity of a selected slender column of a precast concrete building. The deterministic design of reinforcement by using the method based on nominal curvature and detailed sensitivity analysis was carried out. The sensitivity analysis is focused on the effect of input parameters and their natural variability on the load-bearing capacity of the element. The main outcomes are the evaluation of the sensitivity analysis and reinforcement drawing of the element.

Keywords

Precast concrete structure, slenderness, buckling, second order effects, method based on nominal curvature, sensitivity analysis

Obsah

1	Úvod	8
2	Obecné informace	9
2.1	Chování železobetonových sloupů	10
2.2	Únosnost železobetonových sloupů	12
2.3	Geometrická imperfekce	16
2.4	Návrh železobetonových sloupů.....	18
2.4.1	Návrh rozměrů průřezu	18
2.4.2	Návrh výztuže	19
2.5	Kategorie železobetonových sloupů dle štíhlosti	20
3	Štíhlý sloup	23
3.1	Vlastnosti štíhlého sloupu.....	23
3.2	Stabilita a vzpěrná únosnost tlačných prutů	24
3.3	Experimentální výzkum štíhlých sloupů.....	27
3.4	Podstata chování štíhlých sloupů	28
3.5	Metody navrhování štíhlých sloupů	30
3.5.1	Metoda jmenovité křivosti	32
3.5.2	Metoda jmenovité tuhosti.....	34
4	Citlivostní analýza betonového prvku	36
4.1	Vstupní hodnoty.....	36
5	Konkrétní návrh vybraného prvku	39
5.1	Obecný popis objektu	39
5.2	Popis konstrukčního systému haly.....	39
5.2.1	Statické schéma rámové konstrukce haly	40
5.2.2	Nosné konstrukce	40
5.3	Předběžný návrh haly	40
5.3.1	Předem předpjatý vazník.....	40
5.3.2	Ztužidlo	41
5.4	Statický výpočet štíhlého sloupu	41
5.4.1	Proměnné zatížení	43
5.4.2	Stálé zatížení	46
5.4.3	Návrh rozměrů sloupu	46
5.4.4	Zatěžovací stavy.....	47

5.4.5	Kombinace pro MSÚ	50
5.4.6	Hodnoty vnitřních sil a určení kritických kombinací	51
5.4.7	Ověření správnosti softwarového modelu	52
5.4.8	Výpočet výsledného momentu I. řádu a součinitele dotvarování	54
5.4.9	Výpočet momentu II. řádu za pomoci metody jmenovité křivosti.....	56
5.4.10	Výsledné vnitřní síly pro jednotlivé kombinace	57
5.4.11	Návrh podélné výztuže sloupu	57
5.4.12	MSÚ – posouzení únosnosti	58
5.4.13	Příčná výztuž	61
5.4.14	Návrh styku sloup – vazník	62
5.4.15	Vidlice sloupu.....	62
5.4.16	Posouzení sloupu na montážní stádium.....	64
6	Citlivostní analýza štíhlého sloupu.....	68
6.1	Deterministická citlivostní analýza (parametrická studie)	68
6.1.1	Vyhodnocení deterministické citlivostní analýzy	71
6.2	Stochastická citlivostní analýza.....	71
6.2.1	Vyhodnocení stochastické citlivostní analýzy	75
7	Závěr	78
	Použitá literatura	80

1 Úvod

Bakalářská práce se věnuje studii navrhování štíhlých železobetonových sloupů a citlivostní analýze jejich únosnosti na vstupní parametry. Mezi hlavní cíle patří provést deterministický návrh výztuže vybraného prvku a určit vstupní parametry, které díky své přirozené proměnlivosti zásadně ovlivňují únosnost železobetonových štíhlých sloupů. Motivem pro výběr tohoto tématu byla snaha rozšířit si znalosti v oblasti štíhlých sloupů a citlivostní analýzy, které není věnována vysoká pozornost během studia.

Bakalářskou práci lze rozdělit na tři základní části. První část bakalářské práce je zaměřená na teoretické řešení při navrhování železobetonových sloupů. Je zde vysvětleno chování, statické působení a výpočetní metody, které se využívají pro návrh štíhlých železobetonových sloupů.

Druhá část práce se věnuje deterministickému návrhu a posouzení vybraného štíhlého železobetonového sloupu prefabrikované haly. Pro vybranou halu je předběžně navržena geometrie svislých a vodorovných dílců. Následně byl proveden podrobný návrh štíhlého sloupu, při kterém byly uplatněny teoretické poznatky z úvodní části práce. Únosnost sloupu byla posouzena pro několik zatěžovacích stavů, které lze očekávat během životnosti prvku.

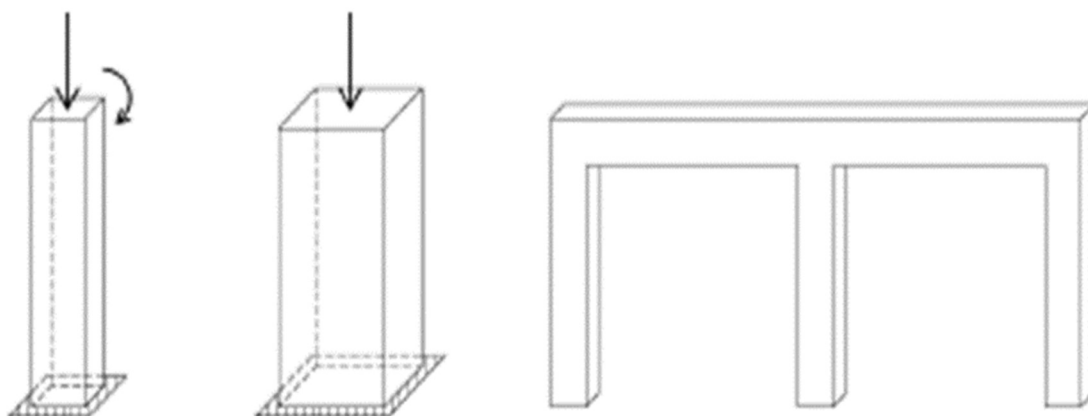
Třetí část se zaměřuje na citlivostní analýzu vybraného štíhlého železobetonového sloupu. Prezentovány jsou výsledky citlivostní analýzy řešené pomocí dvou modelů – deterministický a stochastický. Deterministický model se zabývá otázkou, jaký vliv má vědomá změna vstupních parametrů na únosnost štíhlého sloupu. Získané výsledky umožňují získat představu, jakým parametrem lze docílit zvýšení únosnosti a efektivního návrh štíhlého sloupů. Stochastický model sloupu analyzuje vliv přirozené proměnlivosti vstupních parametrů na únosnost štíhlých sloupů, kterou nelze teoreticky vyloučit. Cílem této analýzy bylo určit takový parametr, který může zásadně ovlivnit únosnosti z důvodu své nežádoucí variability.

Výsledky bakalářské práce ukazují, že při výrobě prefabrikovaného sloupu je zapotřebí věnovat zvýšenou pozornost technologické kázni, která spočívá ve zvýšené kontrole výroby betonu a polohy výztuže.

2 Obecné informace

Sloup je liniový svislý prvek, u kterého výrazně převládá výška nad tloušťkou a šířkou průřezu (Obr. 2.1). V odborné literatuře se lze rovněž setkat s pojmem pilíř, kterým se obvykle nazývá sloup masivnějšího průřezu (Obr. 2.1). V obou případech se jedná o prvek, který je namáhán normálovou silou s kombinací ohybovým momentem. [13]

Primární funkcí sloupu je přenášet zatížení, které do něj vstupují od vodorovných i svislých konstrukcí nad jeho rovinou, do základů. Při spojení řady sloupů s rámovou příčlím (vodorovný prvek) se vytváří tzv. rámové konstrukce (Obr. 2.1), která zajišťuje stabilitu objektu. [13]



Obr. 2.1 Schématická ukázka sloupu, pilíře a rámové konstrukce [13]

Pokud výslednice zatížení působí do směru střednice sloupu, je sloup namáhán čistě normálovou silou. Nepůsobí-li výslednice zatížení do směru střednice, sloup je namáhán normálovou silou a ohybovým momentem. [13] Většina navržených svislých prvků bývá namáhána tlakem s malým ohybovým momentem. Může i nastat tahové namáhání svislého prvku. Typickým příkladem tahového namáhání je působení větru, který může způsobit, že pata sloupu bude tažena. S tahovým namáháním se lze setkat i ve vzácných případech jako např. při zvedání svislých prefabrikovaných prvků nebo u mimořádného zatížení (např. výbuch), kdy se na konstrukci změny průběhy vnitřních sil. Při navrhování tažených svislých prvků se nesmí zapomenout na jeden ze základních předpokladů, že beton v tahu nepůsobí.

Rozhodující faktory pro geometrii sloupu je působící celkové zatížení, statické uložení, štíhlost, kvalita betonu, ale i výrobní technologie. Podle výrobní technologie lze rozlišit železobetonové sloupy na prefabrikované a monolitické. Pro monolitické sloupy je uvedeno normové doporučení nejmenšího možného rozměru 200 mm. V literatuře [24, 36] je uvedena hodnota minimálního rozměru pro prefabrikované sloupy 140 mm. O délce prefabrikovaných sloupů rozhodují montážní a přepravní charaktery. [24]

Nejčastějším průřezem sloupu je čtvercový, kruhový a obdélníkový plný po celé výšce prvku. Tyto jednotlivé sloupy s plným průřezem se využívají tam, kde působí menší zatížení. Pro výrazně zatížené sloupy (např. jeřábovými drahami, vodorovnými silami) se navrhuje tzv. Vierendeelovy sloupy (Obr. 2.2). Tyto profilované sloupy jsou charakterizovány otvory mezi svislými pruty a vodorovnými, popř. šikmými příčlemi. Jejich bezspornou výhodou je snížení hmotnosti sloupu oproti plnému průřezu. [23]



Obr. 2.2 Ukázka Vierendeelova sloupu s vodorovnými příčkami [25]

Prefabrikované sloupy se navrhují na stavbách, kde dochází k vysoké opakovatelnosti dílců. Jedná se např. o průmyslové haly, tribuny, kde slouží jako podpěrný prvek tribunového nosníku (Obr. 2.3), ale i u mostní konstrukce. Monolitické sloupy se obvykle navrhují v administrativních budovách, knihovnách, tedy tam kde je tvar konstrukce nepravidelný nebo celá budova je z jedné technologie.



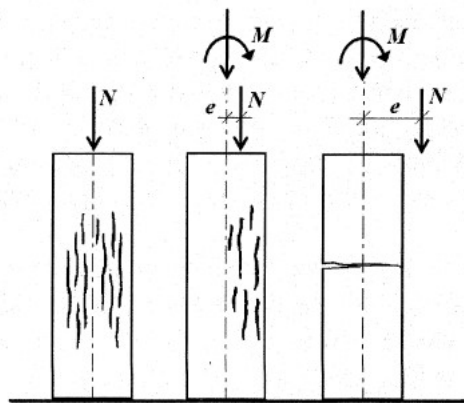
Obr. 2.3 Ukázka detailu sestavy prefabrikované tribuny [11]

2.1 Chování železobetonových sloupů

Charakteristickou vlastností betonu je vysoká pevnost v tlaku, ale bez vyztužení se chová jako velmi křehký materiál. Nevyztužené betonové prvky se navrhují zásadně jako tlačené s minimálním ohybovým momentem. Jedná se zejména o masivní pilíře. Vložená výztuž do betonového prvku značně ovlivňuje charakter chování, porušení, zvyšuje únosnost, ale i díky ní lze podstatně snížit rozměry průřezu. Dalším důležitým charakterem, který mění chování i porušení prvku, je vliv štíhlosti. [10] Tento ukazatel bude rozebrán v podkapitole 3.4.

U nevyztužených prvků mohou nastat následující typy porušení (Obr. 2.4) [10]:

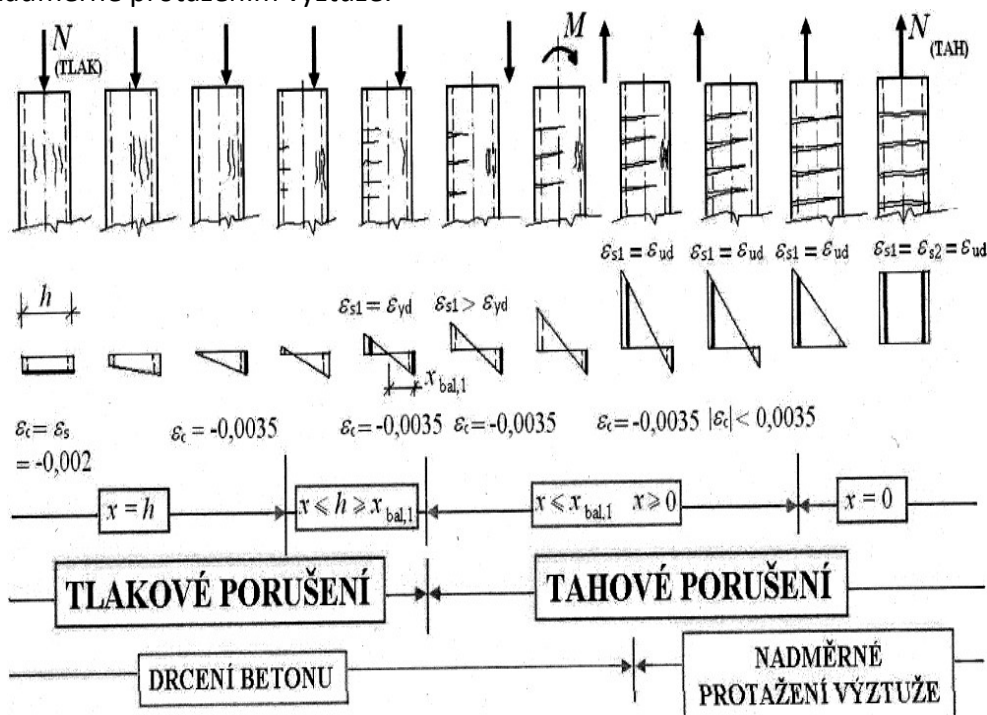
- Drcením betonu, jedná se o tlakové porušení. Nastává u tlačného průřezu s malou excentricitou. U tohoto porušení rozhoduje pevnost betonu v tlaku.
- Porušení betonu v tahu za ohybu, kdy se jedná o tahové porušení. Toto porušení je charakteristické u tlačných prvků s velkou excentricitou. Pro tento případ se navrhují obvykle masivní sloupy, u kterých je rozhodující pevnost betonu v tahu.



Obr. 2.4 Charakteristické porušení nevyztužených sloupů [10]

U vyztužených prvků mohou nastat následující typy porušení (Obr 2.5) [26]:

- Tlakové porušení (tlak s malou výstředností), kdy průřez je celý tlačěn nebo je tlačena část průřezu. S rostoucí excentricitou dochází ve výztuži na odvrácené straně průřezu k poklesu tlakového napětí a mění se postupně na tahové napětí. Výztuž není plně využita v tahu, neboť není dosaženo meze kluzu. Důsledkem porušení je drcení betonu.
- Tahové porušení s působícím tlačným betonem (tlak/tah s velkou výstředností a prostý ohyb), kdy podstatou je dosažení meze kluzu ve výztuži na odvrácené straně tlačného průřezu, tzv. výztuž je plně využita v tahu. Výztuž se postupně plasticky přetváří až do doby, kdy dojde k meznímu přetvoření betonu. Důsledkem porušení je drcení betonu a nadměrné protažení výztuže.
- Tahové porušení s vyloučením působícího betonu (tah s malou excentricitou), kdy se vylučuje ze spolupůsobení beton a veškeré účinky zatížení přebírají obě výztuže na okrajích. Pouze v jedné je dosaženo meze kluzu v tahu. Důvodem porušení je nadměrné protažení výztuže.

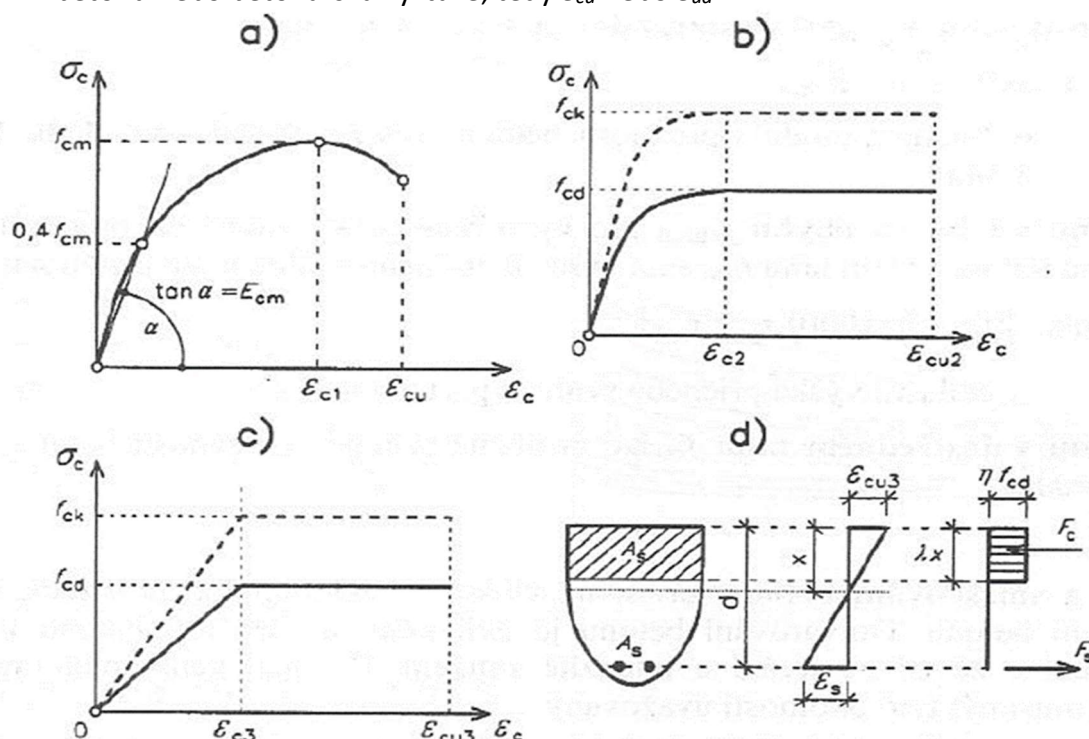


Obr. 2.5 Charakteristické porušení vyztužených sloupů [10]

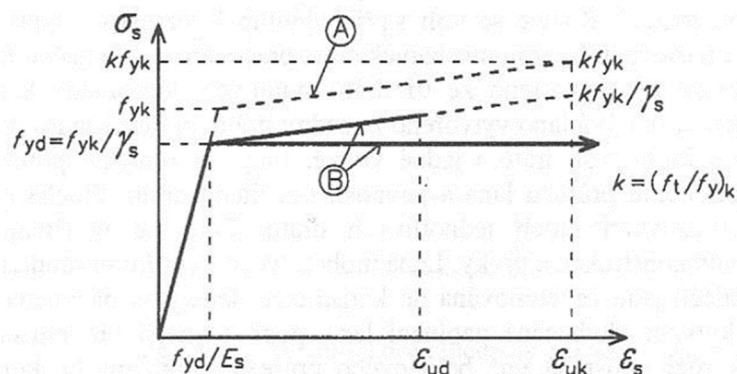
2.2 Únosnost železobetonových sloupů

Mezi základní předpoklady, ze kterých se vychází při určení únosnosti železobetonového sloupu patří [10, 28]:

- Zachování rovinnosti průřezu. Podstatou Navier-Bernoullihy hypotézy je, že průřez v libovolném bodě deformovaného prutu zůstává kolmý na deformovanou střednici prutu. Tato hypotéza umožňuje počítat s lineárním přetvoření průřezu, než dojde k překročení meze únosnosti.
- Dokonalá soudržnost betonu a betonářské výztuže umožní vyjít z předpokladu stejného poměrného přetvoření obou materiálů, tedy $\varepsilon_c = \varepsilon_s$.
- Pevnost betonu v tahu je zanedbána, $f_{ct} = 0$ MPa.
- Napětí v tláčeném betonu se určí za pomoci idealizovaného návrhového pracovního diagramu (Obr. 2.6).
- Napětí v betonářské výztuži, popř. předpínací výztuži, se určí z návrhového pracovního diagramu výztuže. Pro běžné případy se uvažuje bilineární pracovní diagram (Obr. 2.7).
- Mezního stavu únosnosti je dosaženo při dosažení mezního poměrného přetvoření betonu nebo betonářská výztuže, tedy ε_{cu} nebo ε_{ud} .



Obr. 2.6 a) Pracovní diagram betonu v tlaku
 b) Parabolicko-rektangulární pracovní diagram betonu v tlaku
 c) Bilineární pracovní diagram betonu v tlaku
 d) Rovnoměrné rozdělení napětí v tlačené oblasti betonu [26]



Obr. 2.7 Pracovní diagram betonářské výztuže (A – idealizovaný, B – návrhový) [26]

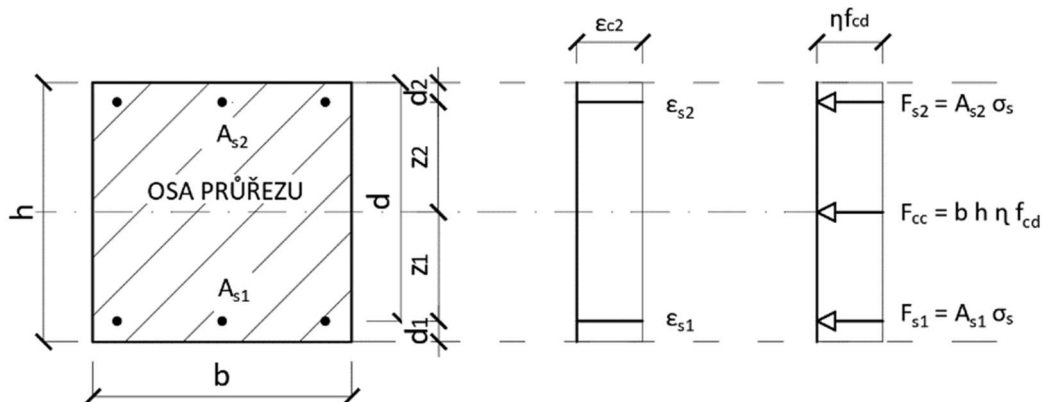
Ze zvolených předpokladů se může definovat tzv. interakční diagram, který umožní posoudit železobetonový průřez namáhaný normálovou silou a ohybovým momentem. Jedná se o grafické znázornění parametrické křivky, která znázorňuje oblast únosnosti průřezu. Interakční diagram se vymodeluje v souřadné rovině N a M , kde svíslá osa reprezentuje účinky normálové síly a vodorovná osa účinek ohybového momentu. Pro sestavení interakčního diagramu se využije charakteristické stavy napjatosti průřezu, kde dochází k různým způsobům namáhání. Lze si povšimnout, že napětí ve výztuži se mění v závislosti na vzdálenosti od neutrální osy. [10]

Pro výpočet mezního stavu únosnosti se uvažuje rovnoměrné rozdělení tlakového napětí ηf_{cd} na účinné výšce tlačené oblasti λx , kdy [28]:

- pro $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ $\eta = 1; \lambda = 0,8$
- pro $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ $\eta = 1 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200}; \lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200}$

Podstata určení tvaru interakčního diagramu spočívá ve výpočtu charakteristických bodů interakčního diagramu, které umožní propojením vytvořit tvar diagramu [29]:

- Bod 0 – dostředný tlak

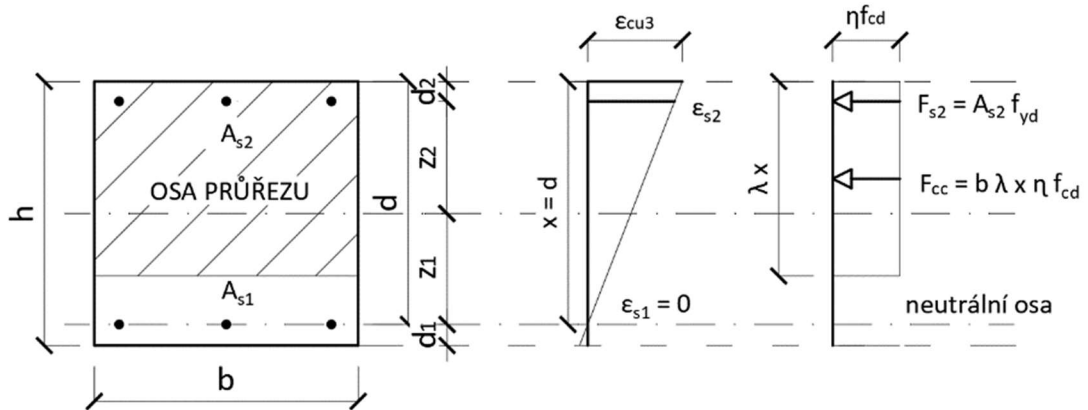


$$N_{RD,0} = -(b h \eta f_{cd} + \Sigma A_s \sigma_s)$$

$$M_{RD,0} = (A_{s2} z_2 - A_{s1} z_1) \sigma_s$$

$$\sigma_s = \varepsilon_s \sigma_s = 0,02 \cdot 10^3 = 400 \text{ MPa} \leq f_{yd} = 434,78 \text{ MPa} (B500B)$$

- Bod 1 – nulové přetvoření tažené výztuže $\rightarrow \epsilon_{s1} = 0, \sigma_{s1} = 0$

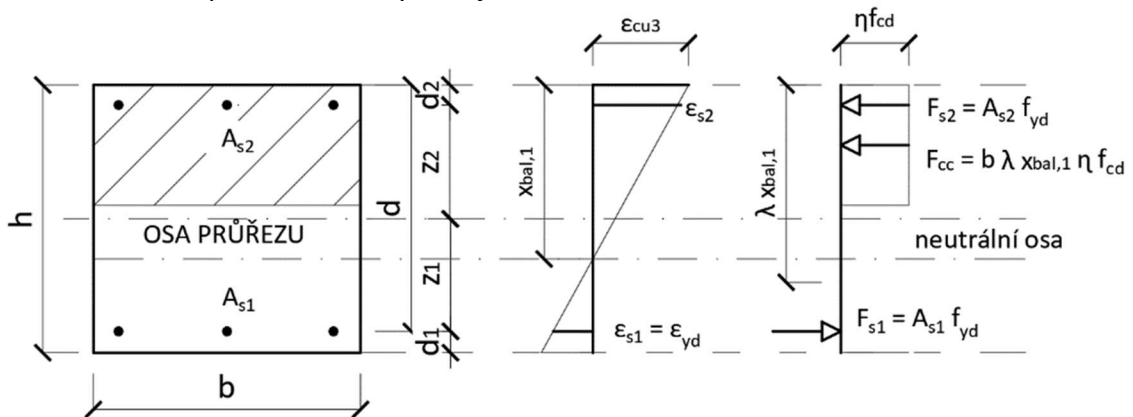


$$N_{Rd,1} = -(b \lambda d \eta f_{cd} + A_{s2} f_{yd})$$

$$M_{Rd,1} = b \lambda d \eta f_{cd} 0,5 (h - \lambda d) + A_{s2} f_{yd} z_2$$

$$x \geq \xi_{bal,2} \cdot d_2 \rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd}$$

- Bod 2 – napětí v tažené výztuži je na mezi kluzu



$$N_{Rd,bal} = -(b \lambda \zeta_{bal,1} d \eta f_{cd} + \Delta F_s)$$

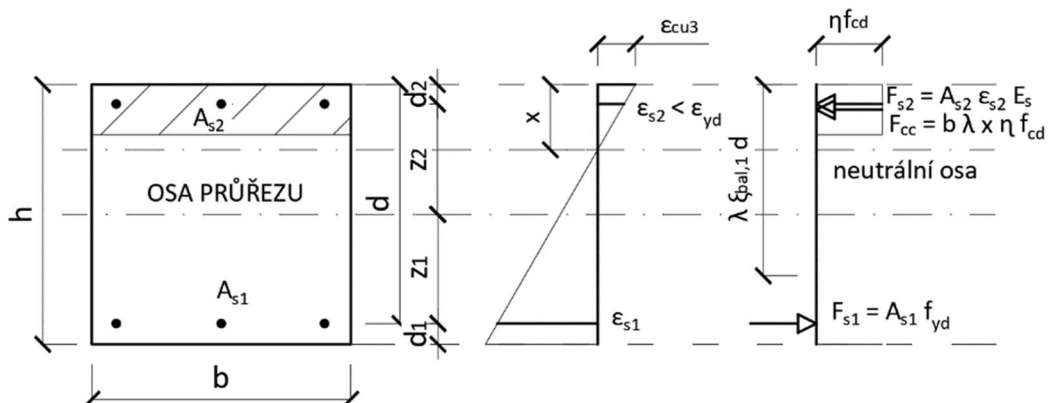
$$M_{Rd,bal} = \lambda \zeta_{bal,1} d b \eta f_{cd} 0,5 (h - \lambda \zeta_{bal,1} d) + A_{s1} f_{yd} z_1 + A_{s2} f_{yd} z_2$$

$$x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \cdot d \geq \xi_{bal,2} \cdot d_2 \rightarrow \sigma_{s1} = \sigma_{s2} = f_{yd}$$

- Bod 3 – prostý ohyb

$$\lambda x^2 b \eta f_{cd} + A_{s2} \epsilon_{cu} E_s x - A_{s2} \epsilon_{cu} E_s d_2 - A_{s1} f_{yd} x = 0$$

\rightarrow vyjádří se parametr x – vybere se jeden reálný/kladný kořen.

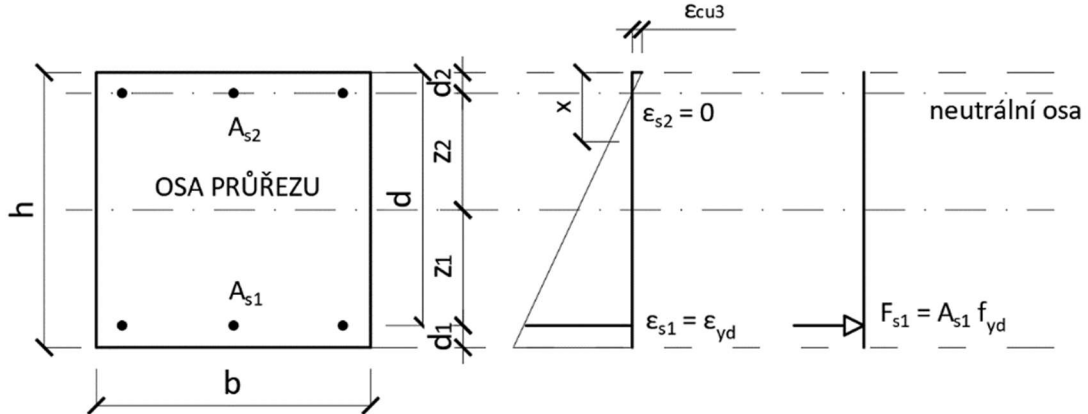


$$N_{Rd} = 0$$

$$M_{Rd} = \lambda x b \eta f_{cd} 0,5 (h - \lambda x) + A_{s1} f_{yd} z_1 + A_{s2} \varepsilon_{s2} E_s z_2$$

$$\sigma_{s2} \leq f_{yd}; \varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (x - d_2); \varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} (d - x)$$

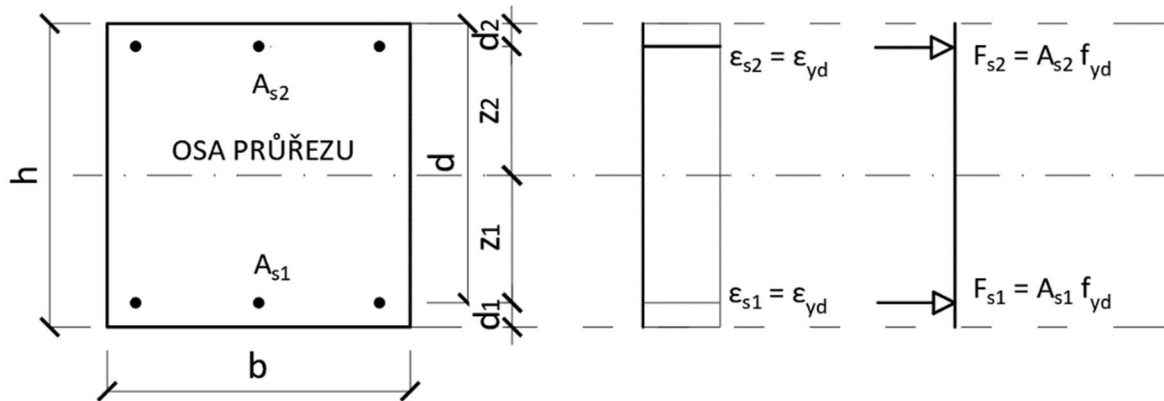
- Bod 4 – Nulové přetvoření tlačené výztuže $\rightarrow \varepsilon_{s2} = 0$



$$N_{Rdt,bal} = A_{s1} f_{yd}$$

$$M_{Rdt,bal} = A_{s1} f_{yd} z_1$$

- Bod 5 – dostředný tah

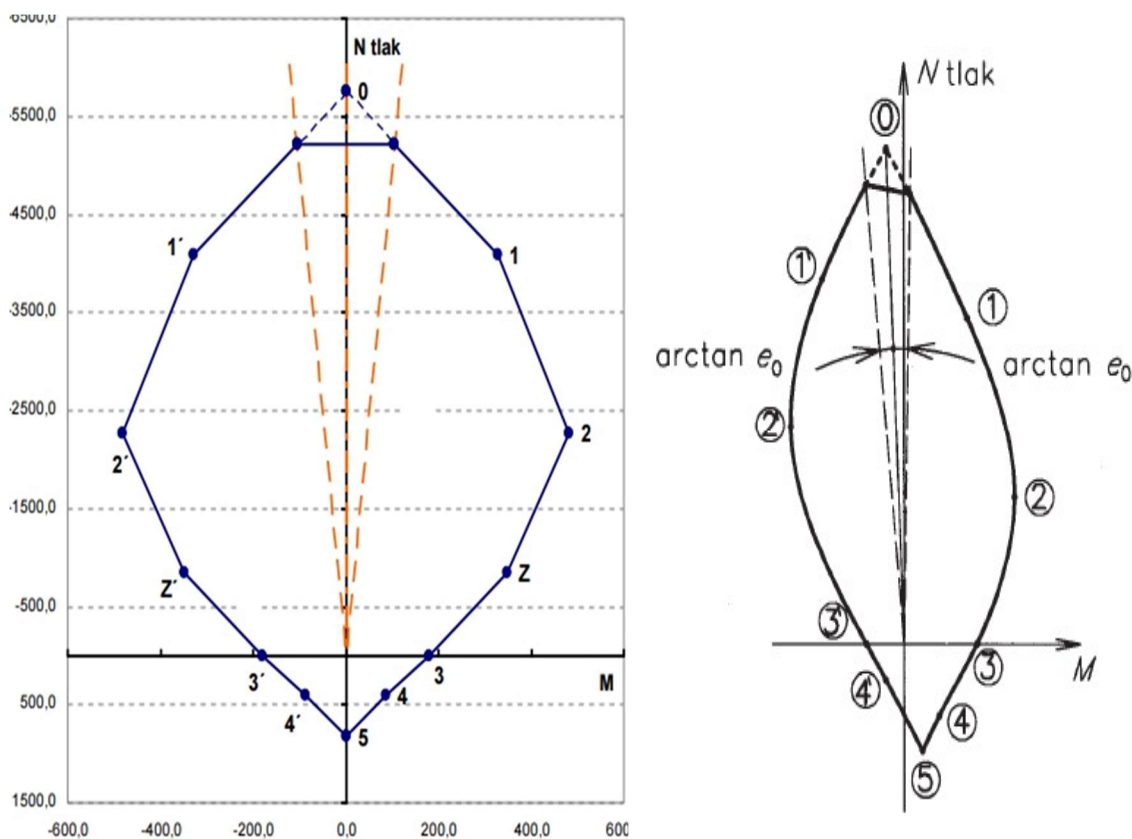


$$N_{Rdt0} = A_{s1} f_{yd} + A_{s2} f_{yd}$$

$$M_{Rdt0} = A_{s1} f_{yd} z_1 - A_{s2} f_{yd} z_2$$

Body 1', 2', 3', 4' vznikají při namáhání momentem opačně orientovaným. V případě symetrického průřezu vznikají stejné hodnoty pro zmíněné body.

Dostředný tlak je pouze teoretický bod diagramu, poněvadž norma předepisuje minimální výstřednost e_o působící síly. Zahrnuje se tak vliv vychýlení sloupu. Graficky je to znázorněno čárkovanou čarou na Obr. 2.8, kdy od počátku souřadného systému se vynese úhel $\arctan(e_o)$. Výstřednost způsobí omezení interakčního diagramu. [10]



Obr. 2.8 Interakční diagram symetrického uspořádání výztuže (vlevo) [29] a ukázka nesymetrického uspořádání výztuže (vpravo) [28]

2.3 Geometrická imperfekce

Při navrhování betonových konstrukcí se obecně uvažuje, že jednotlivé svíslé konstrukce jsou dokonale přímé a dokonale dostředně tlačeny. Tento zjednodušující předpoklad neuvažuje u realizované konstrukce s odklonem střednice prutu nebo odchylkami výstředností (tento efekt aplikován na omezení interakčního diagramu viz výše). Těmto tvarovým odchylkám odborně se říká geometrické imperfekce a zohledňují se na nedeformované konstrukci při výpočtu účinků I. řádu. Jedná se o převod geometrických imperfekcí na formu sílových účinků zatížení. [28]

Příčinami geometrických imperfekcí mohou být nepřesnosti jako montáž prefabrikovaných dílců (styk sloup – vazník) nebo u monolitických konstrukcí montáž bednění.

Při navrhování konstrukcí se tyto účinky I. řádu zohledňují v mezních stavech únosnosti. V mezním stavu použitelnosti není podmínkou. [28]

Geometrická imperfekce je popsána úhlem odklonu od vvislice [28]:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (2.1)$$

kde θ_0 je úhel odklonu od vvislice dle národní přílohy je doporučena hodnota 1/200,
 α_h redukční součinitel pro délku,
 α_m redukční součinitel pro počet prvků.

$$\alpha_h = \min \left[\max \left(\frac{2}{3}, \frac{2}{\sqrt{h}} \right), 1 \right] \quad (2.2)$$

kde h je výška konstrukce nebo délka prvku.

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (2.3)$$

kde m je počet svislých prvků přispívajících k celkovému účinku.

Geometrické imperfekce lze ve výpočtu zohlednit dvěma způsoby [28]:

1) výstřednost e_i - pokud $\alpha_h = 1$, může být použito zjednodušení $e_i = l_0/400$. Většina výrobních tolerancí bezpečně odpovídá této hodnotě.

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2} \quad (2.4)$$

kde l_0 je účinná délka prvku (stanovení viz podkapitola 2.5).

2) zavedením příčné síly H_i v místě největšího ohybového momentu, kde:

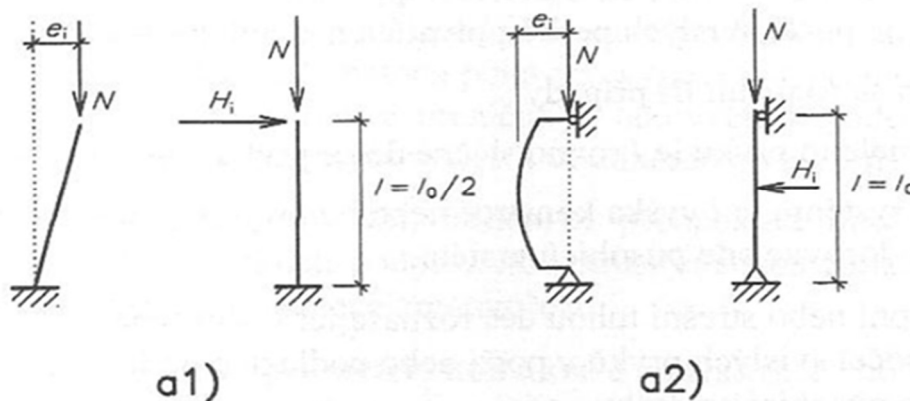
a) pro nevztužené prvky, viz Obr. 2.9 a1:

$$H_i = \theta_i \cdot N \quad (2.5)$$

b) pro ztužené prvky, viz Obr. 2.9 a2:

$$H_i = 2 \cdot \theta_i \cdot N \quad (2.6)$$

kde N je normálová síla.



Obr. 2.9 Ukázky účinků geometrických imperfekcí [26]

Ohybový moment I. řádu zahrnující účinky imperfekcí se vypočte dle vztahu 2.7 [28].

$$M_{Ed,1} = M_{Ed} + M_{imp} = N_{Ed} \cdot e_f + N_{Ed} \cdot e_i = N_{Ed} \cdot e_o \quad (2.7)$$

kde N_{Ed} je normálová síla z kombinace zatížení,
 e_f výstřednost zatížení N_{Ed} ,
 e_i výstřednost vlivem geometrické imperfekce,
 e_o počáteční výstřednost I. řádu.

2.4 Návrh železobetonových sloupů

2.4.1 Návrh rozměrů průřezu

Většina sloupů, vyskytujících u pozemních konstrukcí, je namáhána převážně tlakovou normálovou silou a malými ohybovými momenty. Tento předpoklad umožňuje stanovit orientační rozměry průřezu sloupu. Lze vyjít z rovnice únosnosti pro dostředný tlak. Tím se ověří, zda průřezová plocha sloupu je dostatečná pro přenesení síly N_{Ed} . Je třeba zohlednit skutečnost, že nikdy nemůže být sloup čistě tlačěn. Při navrhování se tato skutečnost zohlední minimální výstředností tlakové normálové síly. Proto dle normy se redukuje plocha průřezu sloupu A_c na 80 % (rovnice 2.7). [10, 27]

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s \geq N_{Ed} \quad (2.7)$$

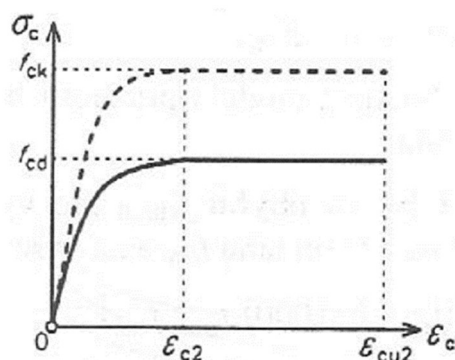
kde 0,8 je součinitel zohledňující vliv výstřednosti zatížení,
 A_c průřezová plocha sloupu,
 f_{cd} návrhová pevnost betonu v tlaku,
 A_s průřezová plocha výztuže sloupu,
 σ_s napětí ve výztuži.

Potřebnou plochu výztuže lze vyjádřit pomocí rovnice 2.8. [27]

$$A_s = \rho_s \cdot A_c \quad (2.8)$$

kde ρ_s je stupeň vyztužení, který pro běžný sloupy lze předpokládat 1,5 až 3 %.

Další neznámou hodnotou v rovnici 2.7 je napětí ve výztuži. Zde se vychází z předpokladu společného přetvoření ocele a betonu, jelikož oba tyto materiály vzájemně spolupůsobí a deformují. Pro porušení sloupu rozhoduje tedy mezní přetvoření alespoň z jednoho z materiálů beton nebo výztuž. Nejslabší částí železobetonu z pohledu porušení je beton. Maximální napětí, kterému beton odolá před porušením, se rovná přetvoření betonu $\varepsilon_{c2} = 2\text{‰}$ pro třídy betonů C20/25 a vyšší (Obr. 2.10). Z tohoto poznatku o přetvoření se může definovat napětí ve výztuži (rovnice 2.9). [10, 27]



Obr. 2.10 Parabolicko-rectangulární pracovní diagram betonu v tlaku [26]

$$\sigma_s = \varepsilon_{c2} \cdot E_s = 0,002 \cdot 200 = 400 \text{ Mpa} \quad (2.9)$$

kde E je modul pružnosti betononářské výztuže.

U sloupů se běžně navrhuje betonářská výztuž B500B, kde je návrhová meze kluzu výztuže 434,78 MPa. Díky skutečnosti, že při mezním porušení betonu není ještě dosaženo meze kluzu v tlačené výztuži, se za hodnotu napětí ve výztuži při dostředném tlaku dosazuje 400

MPa. Pro menší hodnoty návrhové meze kluzu než je 400 MPa, se dosazuje za napětí ve výztuži návrhová mez kluzu, tedy $\sigma_s = f_{yd}$. [27]

Potřebnou plochu průřezu sloupu lze navrhnout z nerovnice 2.10 [27]:

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{0,8 \cdot f_{cd} + \rho_s \cdot \sigma_s} \quad (2.10)$$

2.4.2 Návrh výztuže

Pro návrh požadované výztuže tlačných sloupů se používají nomogramy (Obr. 2.11). Jedná se o grafy, které umožní navrhnout požadovanou plochu výztuže. Rovněž demonstrovují, zda navržený průřez sloupu a třída betonu je dostatečná na účinky vnitřních sil, kterým je sloup vystaven. [27]

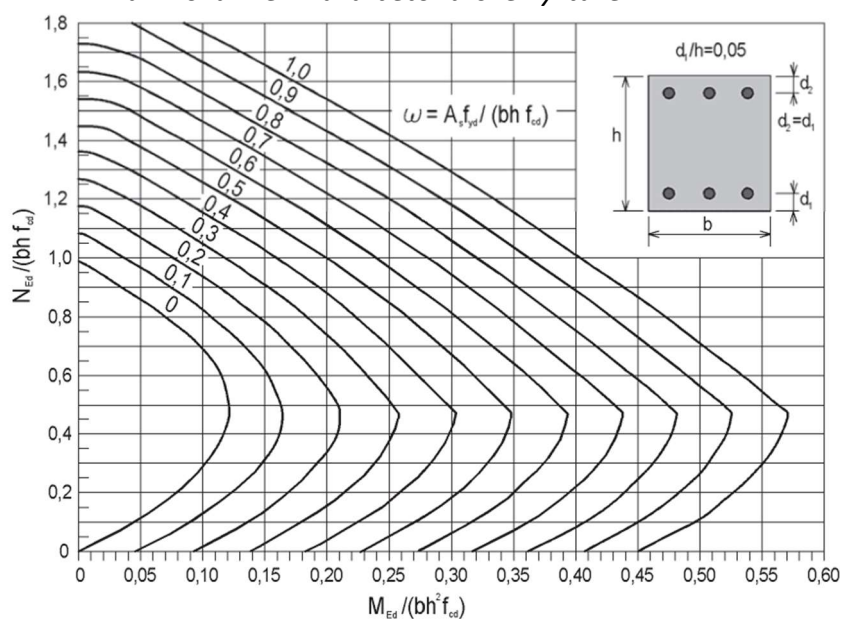
Volba nomogramu závisí na tvaru průřezu (obdélník, kruh), rozmístění výztuže v průřezu (u okrajů kolmých k rovině ohybu, podél všech stran) a na poměru d_1/h . [27]

kde d_1 je vzdálenost těžiště výztuže od hrany průřezu,
 h výška průřezu.

Postup pro stanovení potřebné plochy výztuže $A_{s,req}$ [28]:

$$\left[v = \frac{|N_{Ed}|}{b \cdot h \cdot f_{cd}} ; \mu = \frac{|M_{Ed}|}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \right] \xrightarrow{\text{nomogram}} \omega \rightarrow A_{s,req} = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

kde v je poměrné využití betonového průřezu normálovou silou,
 μ poměrné využití betonového průřezu ohybovým momentem,
 b šířka průřezu,
 h výška průřezu,
 ω mechanický stupeň vyztužení,
 f_{yd} návrhová mez kluzu betonářské výztuže.



Obr. 2.11 Ukázka nomogramu [28]

Z diagramu je patrné, že pokud stupeň mechanického vyztužení bude v oblasti nula, navrhne se konstrukční výztuž sloupu, tedy $4 \times \text{Ø}12$ mm dle ČSN EN 1992-1-1. Pokud vyjde $\omega > 1$, musí se provést zvětšení plochy průřezu nebo zvýšit třídu betonu.

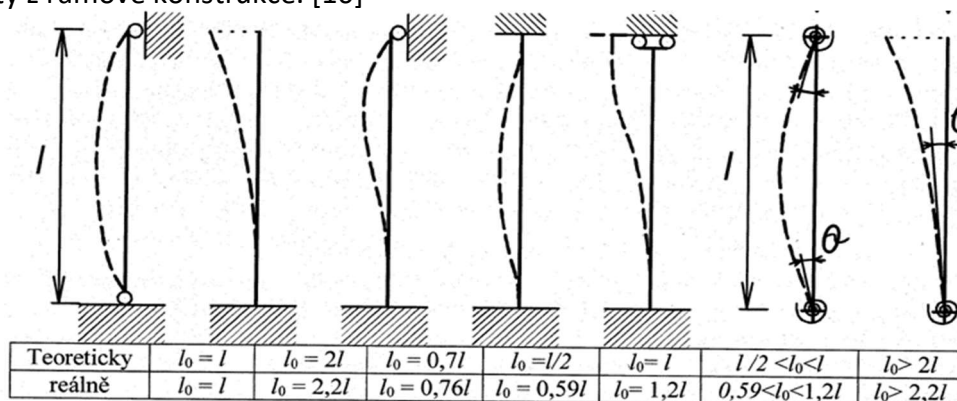
2.5 Kategorie železobetonových sloupů dle štíhlosti

Podle velikosti štíhlosti se odvíjí chování tlačeného prutu. Tedy čím vyšší koeficient štíhlosti, tím významně snižuje únosnost sloupu a zvyšuje riziko ztráty stability prvku. Hodnota štíhlosti se stanoví jako poměr mezi účinnou (vzpěrnou) délkou k poloměru setrvačnosti průřezu prutu. [9]

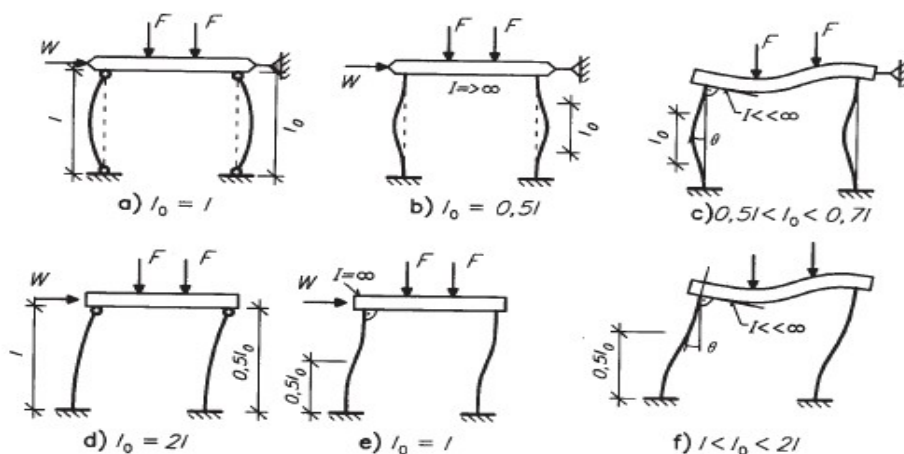
$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}} \quad (2.11)$$

kde λ je štíhlost prutu,
 l_0 účinná délka prvku,
 i poloměr setrvačnosti betonového průřezu bez trhlin,
 I moment setrvačnosti ve směru působícího zatížení,
 A_c průřezová plocha sloupu.

Účinnou délku lze definovat jako vzdálenost inflexních bodů na deformované křivce. Její velikost závisí na způsobu podepření, na ztužení konstrukce, zda rámová konstrukce připouští pootočení a charakter tuhosti styčnicků (kloubová, pružná, tuhá). Charakteristické případy pro stanovení účinné délky lze najít na Obr. 2.12 a 2.13. Norma umožňuje pro účely návrhu uvažovat některé části konstrukce jako samostatné izolované prvky, např. sloup vyjmutý z rámové konstrukce. [10]



Obr. 2.12 Příklady hodnot účinných délek u osamělých izolovaných prvků [10]



Obr. 2.13 Příklady hodnot účinných délek u rámové konstrukce [28]

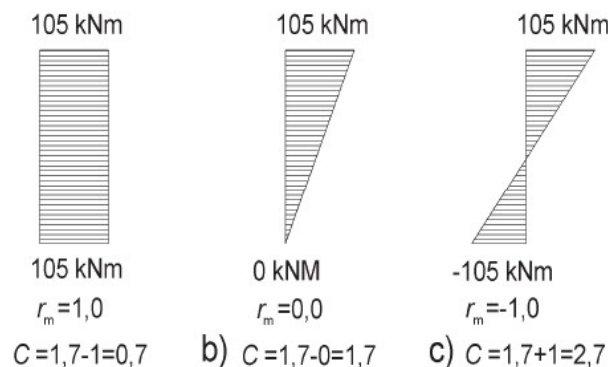
Podle hodnoty vzpěrné štíhlosti λ lze orientačně rozřadit železobetonové sloupy na tři základní kategorie, a to na masivní, štíhlé a velmi štíhlé. Výsledná hodnota štíhlosti se porovná s limitní štíhlostí λ_{lim} , výpočet dle levé části vzorce 2.12. [10]

$$\lambda_{lim} = \min \left[\frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}; 75 \right] \quad (2.12)$$

kde $A = 1/(1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef})$ vliv dotvarování betonu (neznáme-li φ_{ef} , lze uvažovat $A = 0,7$),
 $B = \sqrt{(1 + 2 \cdot \omega)}$ vliv vyztužení (neznáme-li ω , lze uvažovat $B = 1,1$),
 $C = 1,7 - r_m$ vliv koncových ohybových momentů
(neznáme-li r_m , lze uvažovat nejnepříznivější variantu $C = 0,7$)

φ_{ef} účinný součinitel dotvarování viz 2.13,
 $\omega = (A_s \cdot f_{yd}) / (A_c \cdot f_{cd})$ mechanický stupeň vyztužení,
 $r_m = M_{01} / M_{02}$ poměr momentů (Obr. 2.14),
 M_{01}, M_{02} koncové ohybové momenty včetně účinků I. řádu,
 M_{02} v absolutní hodnotě nejvyšší moment,
 $n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ poměrná normálová síla,
75 omezující hodnota daná v národní příloze.
 $\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t0)} \cdot (M_{0Egp} / M_{0Ed})$ (2.13)

kde $\varphi_{(\infty, t0)}$ je konečný součinitel dotvarování, který je stanovený z nomogramů,
 M_{0Egp} ohyb. moment I. řádu od kvazi-stálé kombinace zatížení,
 M_{0Ed} ohyb. moment I. řádu od návrhové kombinace.
 $\varphi_{ef} = 0$, za podmíněk: $\lambda \leq 75$; $\varphi_{(\infty, t0)} \leq 2$; $M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$.. rozměr namáhaného sloupu



Obr. 2.14 Ukázka variant průběhů momentů a jejich vyčíslení na hodnotu C [28]

Při výpočtu limitní štíhlosti λ_{lim} sloupu lze usuzovat, že dominantní vliv na její hodnotu bude mít právě koeficient C. Je to právě z důvodu minimální změny hodnoty koeficientů A a B. Vyčíslení hodnoty A vychází ze stanovení součinitele dotvarování (rovnice 2.13), u kterého se budou pouze měnit vypočtené ohybové momenty s účinkem I. řádu. Lze usoudit, že každý kombinační stav bude mít přibližně podobnou hodnotu součinitele dotvarování. Součinitel B bude mít pro každou kombinaci zatížení stejné vyčíslení, jelikož plocha výztuže, betonu a materiálové charakteristiky se nezmění pro vybraný sloup. Za to koeficient C vychází z poměru koncových momentů. Jelikož každá kombinace zatížení vyvolá na sloupu jiné hodnoty koncových momentů, je nutné provést výpočet koeficientu C pro každou návrhovou kombinaci zatížení v MSÚ. Nestačí se tak spokojit s výpočtem koeficientu C pro extrémní hodnotu z tzv. ohybové obálky momentů, poněvadž při nesprávném určení může dojít k poddimenzování konstrukce. [10] To znamená, že pro určitou návrhovou kombinaci zatěžovacích stavů vyjde vztah $\lambda > \lambda_{lim}$ (štíhlý sloup) a je nutné počítat s účinkem II. řádu pro danou kombinaci.

Masivní tlačené prvky, kdy platí podmínka $\lambda \leq \lambda_{lim}$. Charakteristickým porušením je vyčerpání únosnosti v kritickém průřezu, tj. vyčerpání pevnosti a dosažení mezního přetvoření v nejvíce namáhaných vláknech alespoň jednoho z materiálů beton nebo betonářská výztuž. U těchto prvků je příčná deformace minimální a lze zanedbat účinky II. řádu. [10, 26] Avšak se nesmí zapomenout na přídavné účinky I. řádu, tedy vliv geometrické imperfekce prvku. Tyto prvky lze nalézt jako mostní pilíře, sloupce v garážích, v administrativní budově a v knihovně (Obr. 2.15).



Obr. 2.15 Ukázka masivního sloupu v Národní technické knihovně vlevo [12]

Středně štíhlé tlačené prvky, kdy platí podmínky $\lambda > \lambda_{lim}$. U těchto prvků se uvažuje výpočet rovnováhy vnitřních sil na deformovaném prvku. Z toho plyne provést výpočet účinků II. řádu. [10] Tyto prvky jsou charakteristické pro průmyslové stavby, sloupce v nákupních centrech a estetické účely budovy (Obr. 2.16).



Obr. 2.16 Ukázka štíhlých sloupů na stadionu v Bordeaux [30]

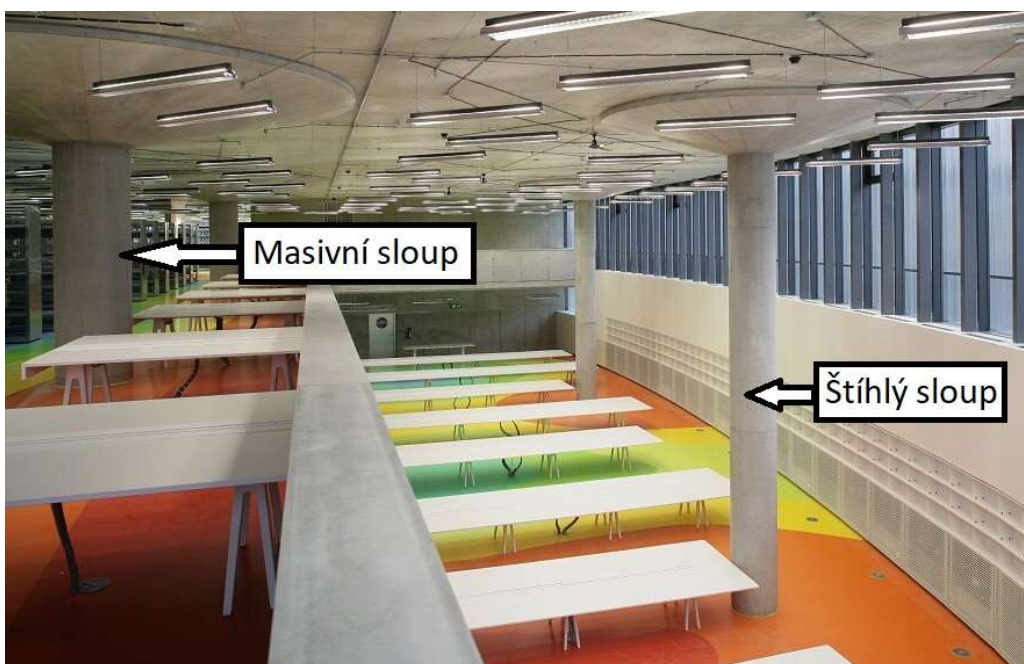
U velmi štíhlých tlačných prvků se orientačně uvádí hodnota štíhlosti λ okolo hodnot 140 až 150. Tento tlačný prvek vyžaduje velmi zvýšenou pozornost při navrhování, neboť důležitou úlohu při porušení prvku hraje role stabilita, viz podkapitola 3.2. [10]

Chování štíhlých tlačných prvků je popsáno v podkapitole 3.4.

3 Štíhlý sloup

Štíhlost prvků je charakteristickým rysem moderních podpěrných železobetonových konstrukcí, tj. sloupy, mostní pilíře a stěny. Benefity štíhlých konstrukčních prvků spočívají v nižší spotřebě materiálu, hospodárnost, provozních výhodách, ale většinou se jedná o architektonický záměr. [9, 10]

V porovnání s masivním sloupem, štíhlé sloupy působí subtilním dojmem vzhledem ke své výšce (Obr. 3.1). Po statické stránce, ačkoliv oba sloupy mají stejný průřez, mají rozdílnou únosnost. Ztráta únosnosti souvisí se zvýšenou štíhlostí prutu, díky které se zvyšuje riziko vybočení sloupu v příčném směru a vzniku dalších účinků namáhání.



Obr. 3.1 Ukázka monolitických sloupů v Národní technické knihovně [12]

Při návrhu štíhlých prvků je klíčové použít co nejuvěstičnější výpočetní postup a vystihnout co nejlépe chování reálné konstrukce. Je třeba provést analýzu konstrukce a správně zvolit vstupní okrajové podmínky jako např. výpočetní model, vlastnosti materiálů, geometrický tvar a zatížení působící na prvek. [9, 10] Ačkoliv konstrukční řešení štíhlého sloupu splňuje veškeré požadavky z hlediska mezního stavu únosnosti, je třeba vzít v úvahu i pocit bezpečí, kterým působí konstrukce směrem k uživateli. Dlouhodobý pobyt v prostředí, působí nebezpečným dojmem v podobě náhlého kolapsu, může ovlivnit psychiku uživatelů.

3.1 Vlastnosti štíhlého sloupu

Při analýze štíhlých tlačených prvků se musí přihlídnout ke geometrické a fyzikální nelinearitě. Tímto přístupem lze v návrhu železobetonových konstrukcí zohlednit reálné chování. Geometrická nelinearita železobetonových sloupů spočívá zejména v příčné deformaci, která se odvíjí od působícího zatížení a přetvárných vlastností průřezu. Fyzikální nelinearita závisí na chování použitých materiálů, které je definované pracovními diagramy betonu a oceli. V případě železobetonového sloupu se analyzují ty vlastnosti, které oslabují průřez a snižují tuhost, jako např. trhliny, dotvarování anebo nehomogenity betonu. Například vyloučení působení betonu v tahu má za následek snížení průřezových veličin.

Díky tomuto předpokladu dochází ke zjednodušení výpočtového modelu v podobě snížení tuhosti průřezu nárůstu příčné deformace. [9, 26]

Se vzrůstající štíhlostí sloupu je důležité směřovat pozornost k reologickým vlastnostem betonu. Jedná se o dotvarování, vliv opakovaného namáhání a rychlost vnesení zatížení. [9]

Příčná deformace a teplota významně ovlivňují vnitřní síly na štíhlých prvcích, jedná-li se o konstrukci staticky neurčitou.

Pro výpočet ohybového momentu na štíhlém prvku platí vztah [9]:

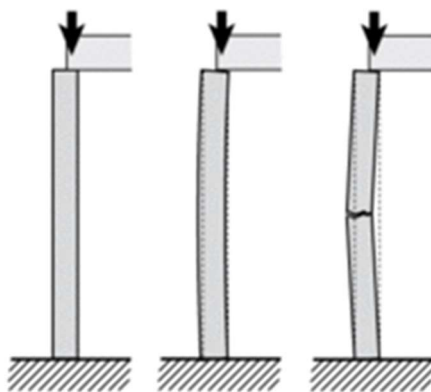
$$M = M_1 + M_2 \quad (3.1)$$

kde M je ohybový moment na geometricky nelineárním štíhlém prvku,
 M_1 ohyb. moment od všech vnějších sil,
 M_2 přírůstek momentu vlivem příčné deformace.

Dalším významným problémem u štíhlých prvků bývá stabilita (viz podkapitola 3.2).

3.2 Stabilita a vzpěrná únosnost tlačných prutů

Mezi konstrukce nejvíce náchylné ke ztrátě stability patří štíhle železobetonové sloupy a ocelové sloupy. Vysoká pevnost oceli umožňuje navrhovat subtilní prvky, které však disponují vysokou štíhlostí. U takových prvků dochází ke snížení únosnosti a porušení z důvodu ztráty stability. [15] I přes to, že průřezy betonových sloupů jsou obvykle masivnější, problematika se stabilitou se jich také týká. Způsob porušení nevztaženého betonového prutu, který se vyznačuje křehkým chováním, spočívá ve zlomení v kritickém průřezu (Obr. 3.2). Ocelový prut, který má charakter houževnatého materiálu, se ohne. [21]

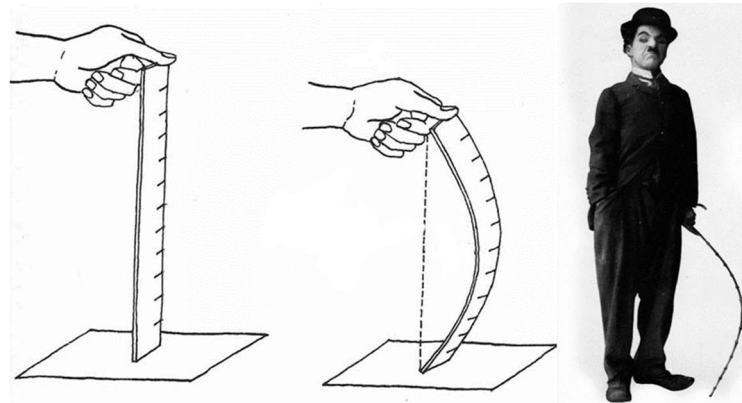


Obr. 3.2 Způsob porušení tlačného štíhlého betonového sloupu [19]

Pod pojmem stabilita si lze představit schopnost tlačného prvku hledat rovnováhu vnějších a vnitřních sil na deformované konstrukci až do vyčerpání vzpěrné únosnosti prvku. Při působení zatížení dochází vybočení prvku z důvodu vzpěrného tlaku. Avšak po odtížení se deformovaná konstrukce buď vrací do původní polohy (žádná trvalá deformace) nebo zůstává po odtížení ve stejné deformační poloze. [15, 16]

Štíhlé tlačné prvky jsou náchylné na vybočení z roviny slabšího průřezu. Tento efekt se nazývá vzpěr (Obr. 3.3). Vzpěr nastává pouze u konstrukcí, které jsou namáhány tlakem. Proto se v této souvislosti hovoří o tzv. vzpěrném tlaku. Problematika vzpěru se řeší pomocí

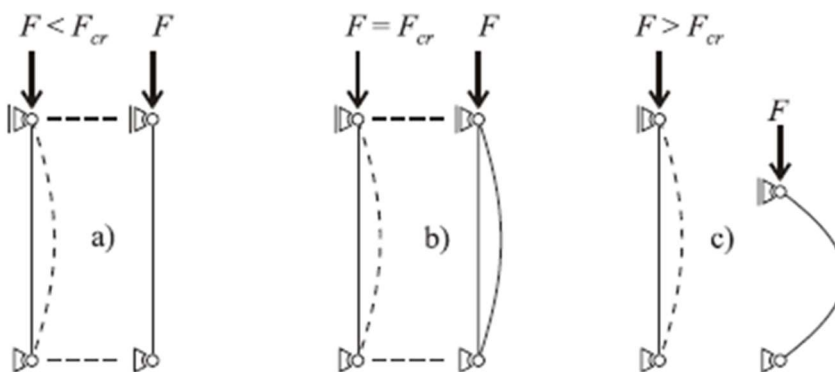
Eulerovy analýzy. Ta spočívá v porovnání kritické síly, která zapříčiní ztrátu stability konstrukce, se silou působící na prutu. [16]



Obr. 3.3 Příklady vzpěru pravitka (vlevo) [20] a Chaplinovy hole (vpravo) [22]

Na zatížené soustavě vzniká jeden ze tří stabilitních stavů, který je definován deformací ideálního prutu z dokonale pružného materiálu (Obr 3.4) [9, 15]:

- Stabilní stav, prut vychýlený vnější silou se po odstranění síly vrací do původní polohy. Deformace je nulová. Je zde dosaženo rovnováhy vnitřních a vnějších sil.
- Indiferentní stav, vychýlený prut po odtížení zůstává v odkloněné poloze. Deformace je konstantní. Stále jsou v rovnováze vnitřní i vnější síly.
- Nestabilní stav, po odtížení se prut prohýbá až dosáhne rovnovážného stavu, kdy původně přímý tvar prutu se stává labilním. Rovnovážný stav prutu znamená, že prut najde vlastní stabilní polohu. Avšak při zvětšení síly roste průhyb prutu, ale po odtížení se vrací do původního deformovaného rovnovážného stavu. Deformace roste bez jakéhokoliv omezení na ideálním prutu.



Obr. 3.4 Chování centricky tlačného prutu [15]

kde F je vnější síla,
 F_{cr} Eulerova kritická síla.

Eulerova kritická síla (3.2) je zatížení, při kterém bylo dosaženo labilního stavu na prutu. Kritická síla se odvodí za pomoci diferenciální rovnice ohybové čáry za podmínky konstantní ohybové tuhosti a vzniku deformace na prutu. [15]

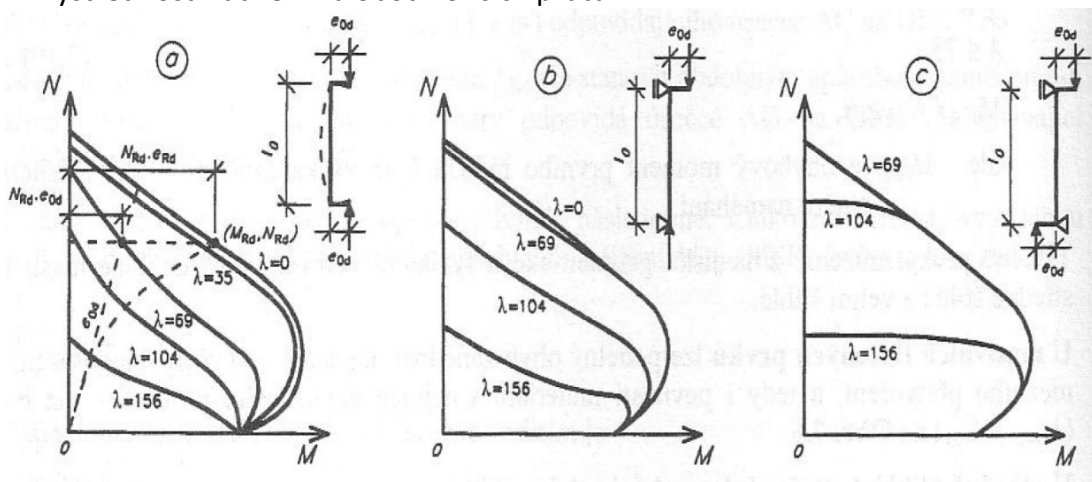
$$F_{cr} = \frac{E \cdot I}{L_{cr}^2} \cdot \pi^2 \quad (3.2)$$

kde EI je tuhost tlačného prutu,
 E modul pružnosti materiálu,
 I menší z hlavních centrálních momentů setrvačnosti,
 L_{cr} vzpěrná délka tlačného prutu (viz podkapitola 2.3).

Ve vztahu si lze všimnout dvou vstupních parametrů, které charakterizují vybočený prut. Jedná se o parametry modul přetvárnosti (E) a moment setrvačnosti (I). Díky těmto parametrům se přibližuje teoretické řešení na řešení reálného chování prvku. Například pro železobetonový prvek se zavádí do výpočtu vliv trhlin, materiálových nelinearit a dotvarování, viz detailněji v pod-kapitole 3.5.2.

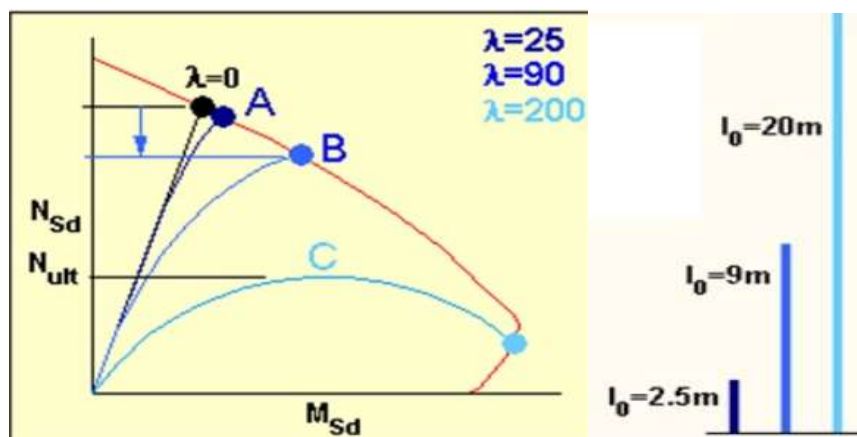
U železobetonového sloupce se vliv štíhlosti prutu na únosnost zohlední přímo v interakčním diagramu. U této grafické metody se dají zohlednit účinky štíhlosti dvojím způsobem:

1. Redukcí interakčního diagramu (Obr. 3.5). Při detailnější analýze všech 3 grafů lze vypočítat různé zakřivení redukovaných křivek. Právě na zakřivení má vliv poloha výstřednosti zatížení na obou koncích prutu.



Obr. 3.5 Redukované interakční diagramy vlivem štíhlosti prutu [26]

2. Navýšení návrhového ohybového momentu o účinek II. řádu při znalosti štíhlosti prvku. Na Obr. 3.6 vlevo je znázorněno chování tří sloupů s odlišnou štíhlostí při zatěžování. Vliv štíhlosti je sledován na třech sloupech se stejným průřezem, avšak hodnotu štíhlosti právě ovlivňuje výška sloupce, jak je patrné z Obr. 3.6 vpravo. V podkapitole 3.4 je detailně vysvětlen charakter porušení pro tyto jednotlivé křivky.



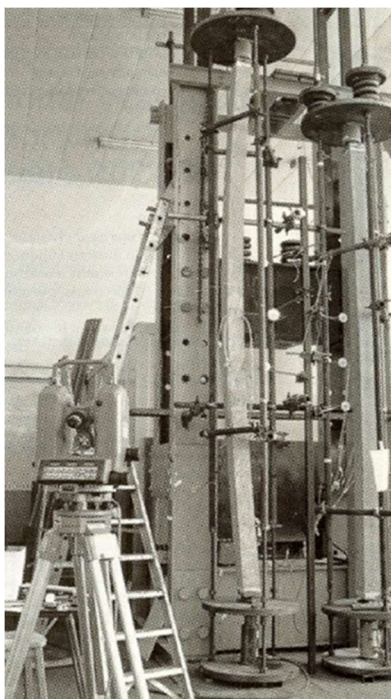
Obr. 3.6 Jak ovlivňuje štíhlost prvku mez únosnosti (vlevo) a výška sloupce (vpravo) [2]

3.3 Experimentální výzkum štíhlých sloupů

I přes to, že problematikou štíhlých železobetonových sloupů se zabývá vědecká komunita již několik desítek let, stále lze dohledat řadu výzkumů z této oblasti. Předmětem takových výzkumů je obvykle chování konstrukce při zatížení, vliv štíhlosti, citlivost únosnosti prvků na různé vstupní parametry a v neposlední řadě vyhodnocení nasbíraných dat. Získaná data se porovnávají s výsledky z počítačových simulací, popřípadě numericky počítanými výsledky.

Příkladem je univerzita Balamand v Libanonu, která se zabývala analýzou výsledků z experimentálních zkoušek štíhlých železobetonových sloupů provedených na univerzitě v Leeds v Anglii. [8]

Ke zkoušce bylo vyrobeno a testováno 19 štíhlých železobetonových sloupů obdélníkového průřezu. Z toho 11 bylo vystaveno krátkodobému zatížení (Obr. 3.7), které byly testovány v období 21 až 33 dní. U těchto vzorků se hodnotila vzpěrná únosnost. Zbýlých 8 bylo testováno pod dlouhodobým zatížením (Obr. 3.7), aby se ověřilo chování prvku a vliv dotvarování betonu na únosnost štíhlých sloupů. Testování u nich proběhlo v období 115 až 125 dní. [8]



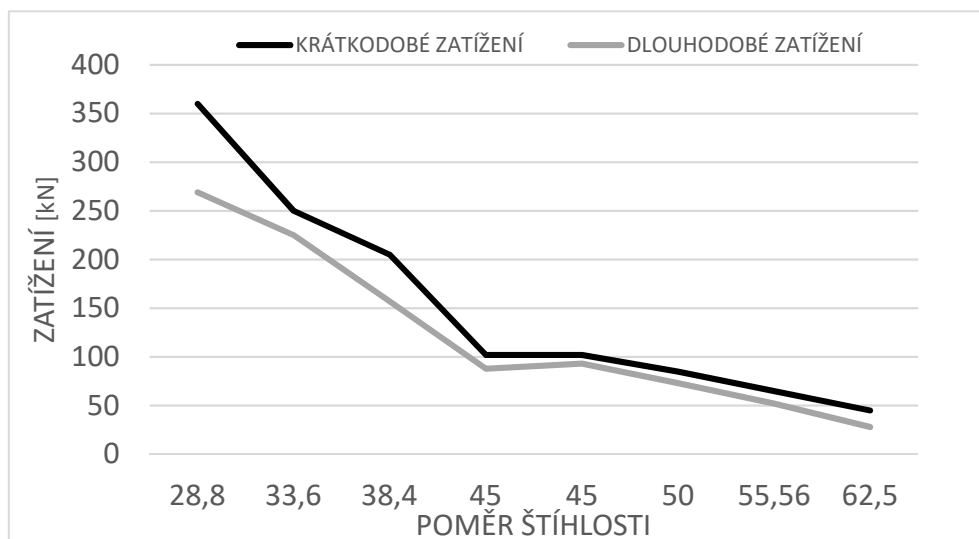
Obr. 3.7 Vlevo krátkodobý a vpravo dlouhodobý test zatížení na štíhlý železobetonový sloup [8]

Napětí v betonových sloupech se měřilo za pomoci tenzometru, který se umístil v předpokládaných kritických místech. Boční průhyby se měřily elektrickým teodolitem a se sofistikovanými měřicími pomůckami. Výsledky pevnosti betonu se zjistili na betonových vzorcích. [8]

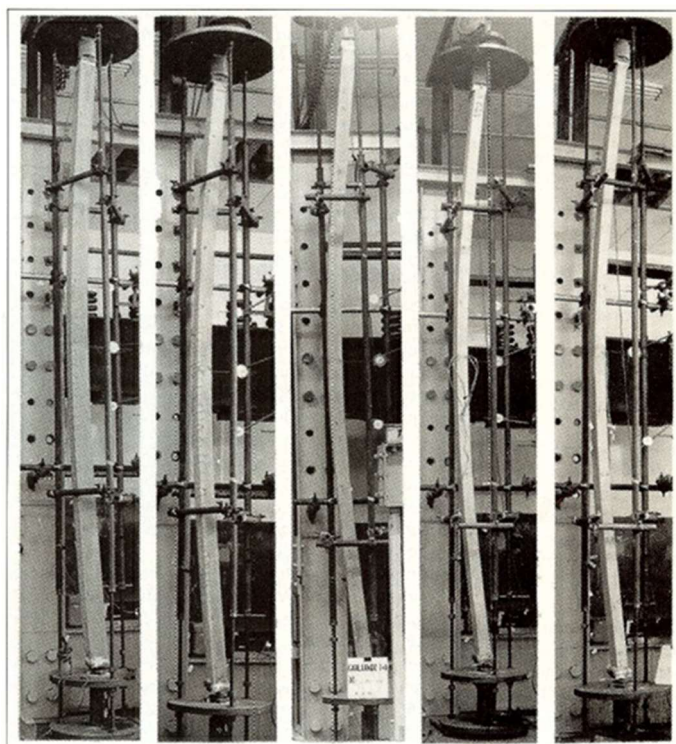
Výsledky z experimentu poukazují na skutečnost, že ztráta stability v důsledku nadměrného vychýlení štíhlých sloupů je hlavním důvodem jejich selhání. Zatížení na sloup bylo aplikováno do doby, než byla překročena mezní hodnota Eulerovy kritické síly. Dosažení mezní hodnoty zapříčinilo kolaps sloupu. Na Obr. 3.9 lze vidět typické příklady porušení štíhlých sloupů na konci krátkodobých zkoušek. Dále bylo zjištěno, že dotvarování betonu hraje významnou roli ve vzpěru. Snižuje únosnost sloupu v rozmezí 10 až 40 %. [8]

Štíhlý sloup na počátku aplikace zatížení je geometricky imperfektní a vlivem dotvarování betonu jeho deformace vzrůstá. To znamená, že únosnost sloupu v čase klesá, protože sloup zvyšuje svojí boční deformaci.

Z Obr. 3.8 je patrné, že štíhlejší sloupy jsou citlivější na působící zatížení.



Obr. 3.8 Grafické znázornění závislosti štíhlosti na hodnotě zatížení



Obr. 3.9 Ukázky porušení štíhlých sloupů [8]

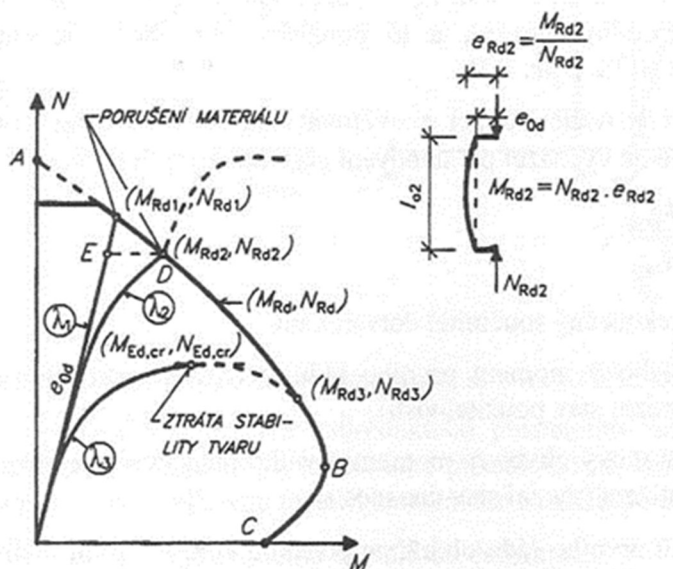
3.4 Podstata chování štíhlých sloupů

Velmi štíhlé železobetonové sloupy mají odlišný charakter porušení než masivní a štíhlé sloupy, kterým je věnována podkapitola 2.1. Velmi štíhlé sloupy charakterizuje porušení při ztrátě stability. Tento typ selhání nastává bez jakéhokoliv varování konstrukce, proto je velmi nebezpečný. Dochází k vybočení podélné výztuže a drcení betonu v místě kritického průřezu (Obr. 3.10). Tento obrázek demonstruje porušení štíhlé stěny, která vybočí, za

působení vzpěrného tlaku, ve směru kolmo na délku stěny. U štíhlých sloupů může vybočit ve dvou směrech (např. krajní sloup) nebo ve směru menší tuhosti sloupu.



Obr. 3.10 Ukázka porušení svislého železobetonového prvku za působení vzpěrného tlaku [14]



Obr. 3.11 Způsoby porušení železobetonových svislých prvků s odlišnou štíhlostí: $\lambda_1 =$ masivní, $\lambda_2 =$ štíhlý, $\lambda_3 =$ velmi štíhlý [26]

Obr. 3.11 je znázorněno chování tří železobetonových sloupů s odlišnou štíhlostí při vzdorování vyvíjeného zatížení N_{Ed} . Z průběhu odporu jednotlivých tlačenných sloupů v interakčním diagramu, lze vyčíst pro:

Masivní sloup, že průběh chování je lineární a nedochází k ohnutí křivky (Obr. 3.11). Způsob porušení definuje bod $[M_{Rd1}; N_{Rd1}]$.

Štíhlý sloup se poruší, jako masivní sloup, při vyčerpání únosnosti v kritickém průřezu, viz bod $[M_{Rd2}; N_{Rd2}]$ (Obr. 3.11). Na rozdíl od masivního sloupu, štíhlý sloup doprovází při zatížení výraznější boční deformace vlivem vzpěru prvku, která způsobí navýšení ohybového momentu v kritickém průřezu. Tento vliv deformace lze vypočítat na Obr.

3.11, kde křivka má nelineární průběh. Z tohoto důvodu je potřebná síla k porušení menší než právě u masivního sloupu. [13, 26]

Výpočet vnitřních sil se provádí na deformované konstrukci. Výrazná boční deformace je ve směru menší tuhosti prvku. Ovšem tuhost ovlivňuje řada charakterních projevů betonu, např. trhliny a dotvarování betonu. Právě proto při statickém řešení štíhlých sloupů se musí zohlednit účinky II. řádu. [13, 26]

Velmi štíhlý sloup se vyznačuje odlišným chování při zatížení než zmíněné sloupy výše. Jako u štíhlých sloupů i zde se podepisuje boční deformace, která vyvolá v prvku přírůstek ohybového momentu II. řádu. Avšak u velmi štíhlých sloupů je vybočení při zvyšujícím se zatížení více znatelnější. Tuto skutečnost lze vyzorovat na Obr. 3.11, kde při určité hodnotě normálové síly velmi štíhlý sloup vykazuje zvýšený ohybový moment vlivem větší boční deformace. Velmi štíhlý sloup se deformuje do doby, než se poruší ztrátou stability. Tento kritický bod je znázorněn na Obr. 3.11 jako $[M_{Ed,cr}; N_{Ed,cr}]$. Zvýší-li se nepatrně hodnota zatížení, prvek kolabuje z důvodu nedosažení rovnováhy vnějších a vnitřních sil na průřezu sloupu. Pokud ovšem po dosažení bodu $[M_{Ed,cr}; N_{Ed,cr}]$ se sníží hodnota zatížení, tak se prvek poruší ztrátou stability až v bodě $[M_{Ed3}; N_{Ed3}]$ při výraznější boční deformaci. Tedy dochází k vyčerpání únosnosti průřezu. [13, 26]

3.5 Metody navrhování štíhlých sloupů

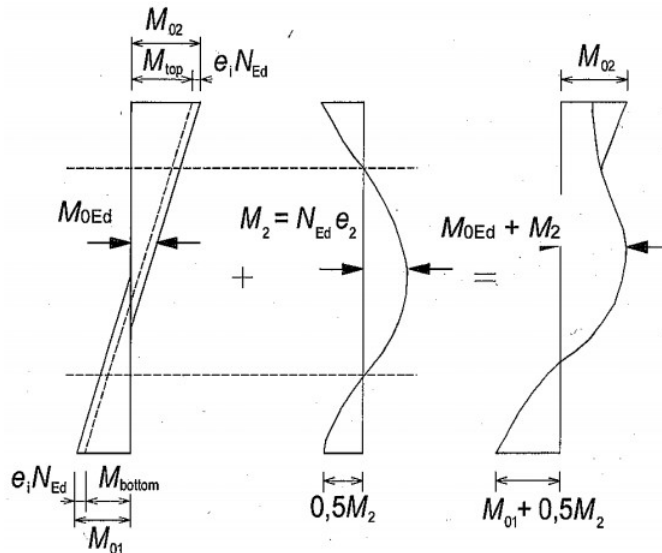
Při navrhování štíhlých tlačených prvků se musí vycházet z předpokladu rovnováhy vnějších a vnitřních sil na zdeformovaném prvku. Tento efekt se zohlední pomocí výpočtu účinků II. řádu. Takovým přístupem se zohlední vliv různých parametrů (např. trhliny, nelineární vlastnosti materiálů, dotvarování), jež ovlivní tuhost prvku a tím urychlí proces porušení v kritickém průřezu. Nelineární chování materiálů v numerických simulacích nebo zjednodušenými výpočty – metoda jmenovité křivosti a tuhosti, jejichž princip je spočítání přírůstku tzv. jmenovitého momentu II. řádu vyvolaného deformací prvku. [26]

Účinek II. řádu lze zanedbat dle normy ČSN EN 1992-1-1, pokud ohybový moment II. řádu je menší jak 10 % hodnoty ohybového momentu stanoveného s účinkem I. řádu. Dále se nepočítá pro masivní prvky $\lambda \leq \lambda_{lim}$ (lze zanedbat z důvodu malého přetvoření prvku). [26]

Norma ČSN EN 1992-1-1 umožňuje tři metody výpočtu účinků II. řádu [26]:

1. Obecná metoda, založená na nelineárním výpočtu. Principem této metody je ověření rovnováhy a kompatibility přetvoření v nebezpečných průřezech. Při výpočtu přihlíží k analyzování účinkům trhlin, nelineárním vlastnostem materiálů a dotvarování. Pro takové výpočty se obvykle využijí sofistikované výpočetní programy.
2. Metoda jmenovité křivosti – pod-podkapitola 3.5.1.
3. Metoda jmenovité tuhosti – pod-podkapitola 3.5.2.

Výsledný návrhový ohybový moment zvětšený o účinky I. a II. řádu se stanoví dle vztahu 3.3. Na Obr. 3.12 je znázorněno grafické řešení pro sestrojení výsledné hodnoty návrhového ohybového momentu. [28]



Obr. 3.12 Určení výsledné návrhové hodnoty ohybového momentu štíhlého sloupu [10]

$$M_{Ed} = \max (M_{02}; M_{0Ed} + M_2; M_{01} + 0,5 \cdot M_2) \quad (3.3)$$

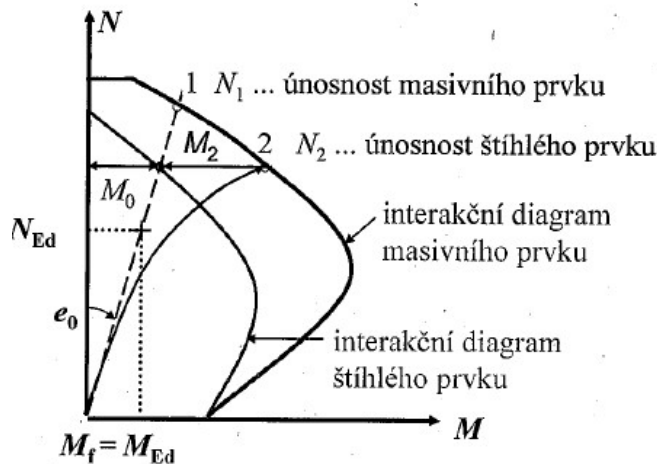
kde $M_{01} = \min (|M_{top}|, |M_{bot}|) + e_i \cdot N_{Ed}$,
 $M_{02} = \max (|M_{top}|, |M_{bot}|) + e_i \cdot N_{Ed}$,
 M_{top}, M_{bot} jsou momenty ve hlavě a patě sloupu z výsledků kombinace zatížení,
 $e_i = \max (l_0/400, h/30, 20 \text{ mm})$ je výstřednost I. řádu,
 h je rozměr sloupu ve směru působícího momentu,
 M_{0Ed} je návrhový ohybový moment I. řádu viz 3.4,
 $M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$ je jmenovitý ohybový moment II. řádu,
 e_2 je výstřednost II. řádu.

$$M_{0Ed} = \max (0,6 \cdot M_{02} + 0,4 \cdot M_{01}; 0,4 \cdot M_{02}) \quad (3.4)$$

kde platí vztah $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ a M_{02}, M_{01} jsou výsledné koncové ohybové momenty I. řádu.

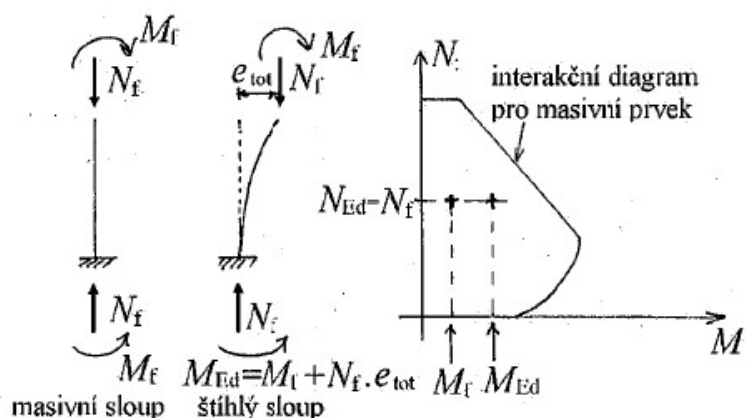
Na posouzení štíhlých prvků lze použít dva postupy [10]:

1. Redukovaný interakční diagram, u kterého vliv štíhlosti posune čáru únosnosti směrem dovnitř interakčního diagramu pro masivní prvek (Obr. 3.13).



Obr. 3.13 Redukovaného interakčního diagramu zohledňující štíhlost prvku [10]

2. Použití interakčního diagramu pro masivní prvky, kde se zvýší účinky zatížení (Obr. 3.14).

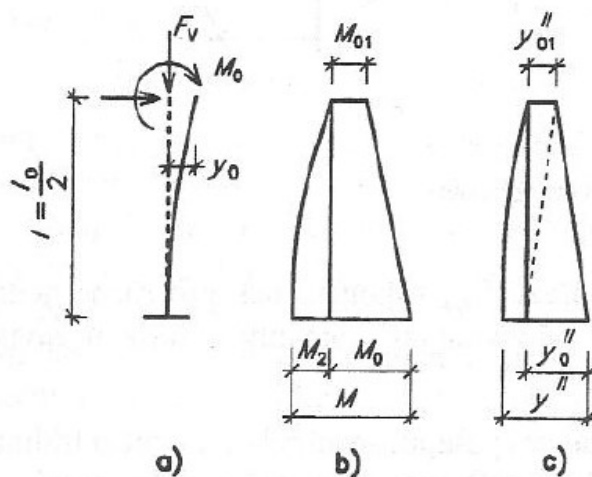


Obr. 3.14 Zvýšený účinek zatížení o II. řád oproti masivním prvku [10]

3.5.1 Metoda jmenovité křivosti

V odborné literatuře se lze setkat i s termínem metoda náhradního štíhlého prutu. Využití této metody je především u osamělých prvků (např. prefabrikované sloupy zatížené vazníkem). Tedy statické schéma náhradního štíhlého nehmotného prutu odpovídá konzole (Obr. 3.15a). Na Obr. 3.15b vlevo je vykreslen průběh předpokládaného momentu II. řádu parabolického tvaru, vpravo ohybový moment od zatížení. [10]

Principem této metody je závislost ohybového momentu na křivosti y'' ($1/r$). Této skutečnosti si lze všimnout na Obr. 3.15c, kde je vyznačen průběh křivosti sloupu. Průhyb y_0'' v patě sloupu je hledaná výstřednost II. řádu e_2 . [10]



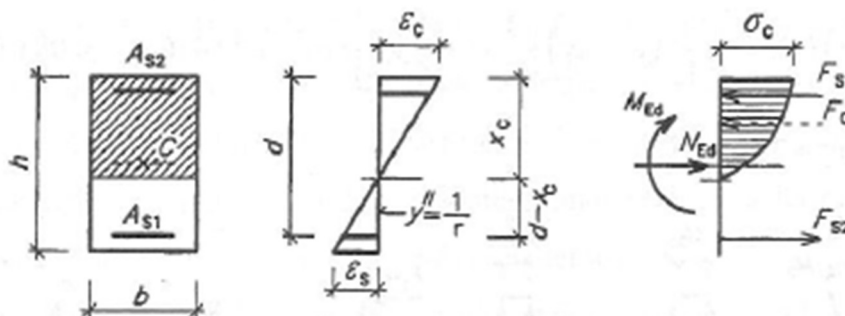
Obr. 3.15 Ukázka náhradního štíhlého nehmotného prutu [26]

Výpočet křivosti v patě sloupu y'' se stanoví dle vztahu 3.5, který je odvozený z Obr. 3.16. Aby bylo možné stanovit hodnotu křivosti y'' , musí být známy vstupní parametry sloupu jako rozměry průřezu, plochy spodní a horní výztuže, návrhová normálová síla N_{Ed} a návrhový ohybový moment M_{Ed} , jež působí v rovině vybočení. [26]

$$y'' = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_c}{x_c} = \frac{\varepsilon_s}{d - x_c} \quad (3.5)$$

kde ε_c (ε_s) je poměrné přetvoření betonu (výztuže) při působení N_{Ed} a M_{Ed} ,

x_c poloha neutrální osy při působení N_{Ed} a M_{Ed} ,
 d účinná výška průřezu.

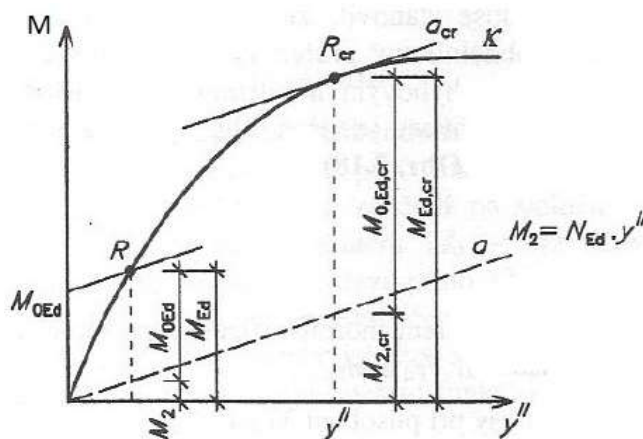


Obr. 3.16 Rovnováha sil v železobetonovém průřezu [26]

Hodnotu momentu únosnosti průřezu M_{Rd} lze stanovit z podmínky rovnováhy za předpokladu konstantní návrhové normálové síly N_{Ed} a libovolně zvolené hodnoty křivosti y'' . Pro různé hodnoty křivosti se vypočítají náležité hodnoty momentu únosnosti. Spojením jednotlivých získaných bodů lze vykreslit křivku únosnosti průřezu κ (Obr. 3.17). Tato křivka bude ukončena bodem, u kterého bude dosaženo mezního přetvoření betonu nebo betonářské výztuže. [26, 38]

Na Obr. 3.17 přímka α znázorňuje ohybový moment II. řádu M_2 , kterou lze sestavit pomocí vztahu 3.6. Při znalosti hodnoty návrhového ohybového momentu s účinkem I. řádu $M_{0,Ed,cr}$ lze sestavit, za pomoci rovnoběžky s přímkou α do vzdálenosti $M_{0,Ed,cr}$, kritický dotkový bod R_{cr} . Díky souřadnici momentu únosnosti bodu R_{cr} , je možné určit velikost výsledného kritického ohybového momentu $M_{Ed,cr}$. [26, 38]

Při posouzení prvku musí platit vztah: $M_{0E} \leq M_{0,Ed,cr}$. [26]



Obr. 3.17 Graf závislosti křivosti na ohybovém momentu [26]

Norma ČSN EN 1992-1-1 uvádí zjednodušený výpočet, při kterém není známa křivost a není potřeba stanovit závislost mezi momentem a křivostí. Tento zjednodušující postup slouží pro výpočet jmenovitého momentu druhého řádu, který lze stanovit dle vztahu 3.6. [26]

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 = N_{Ed} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} \quad (3.6)$$

kde e_2 je výstřednost II. řádu,
 $1/r$ křivost,

- l_0 účinná délka,
 c součinitel závislý na rozdělení křivosti.
 $c = 10$ pro konstatní příčný průřez prvku,
 $c = 8$ pokud je ohybový moment I. řádu konstatní.

Křivost se stanoví u symetrických průřezů (rozměry, výztuž) vztahem 3.7 [26]:

$$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0 \quad (3.7)$$

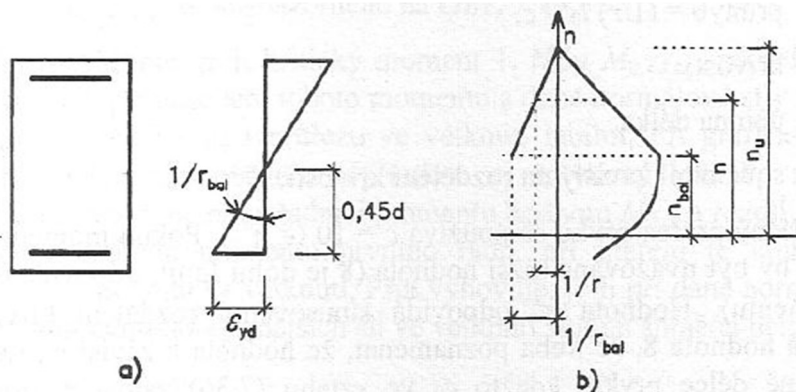
- kde K_r je opravný součinitel závislý na normálové síle 3.8 (Obr. 3.18b),
 K_φ součinitel zohledňující dotvarování 3.9,
 $1/r_0 = (f_{yd}/E_s) / (0,45 \cdot d)$, Obr. 3.18a
 $d = 0,5 \cdot h + i_s$
 i_s je poloměr setrvačnosti plochy veškeré výztuže.

$$K_r = \min [(n_u - n) / (n_u - n_{bal}); 1] \quad (3.8)$$

- kde $n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ je poměrná normálová síla,
 $n_u = 1 + \omega$
 $\omega = (A_s \cdot f_{yd}) / (A_c \cdot f_{cd})$ je mechanický stupeň vyztužení,
 n_{bal} je hodnota n při maximální momentové únosnosti (lze uvažovat 0,4),

$$K_\varphi = \max [1 + \beta \cdot \varphi_{ef}; 1] \quad (3.9)$$

- kde φ_{ef} je účinný součinitel dotvarování viz 2.13,
 $\beta = 0,35 + (f_{ck}/200) - \lambda/150$,
 λ štíhlost prutu.



Obr. 3.18 Určení maximální dovolené křivosti a redukce křivosti součinitelem n [26]

3.5.2 Metoda jmenovité tuhosti

Metoda jmenovité tuhosti umožňuje zahrnout účinky nepružného působení betonu a výztuže, vliv trhlin a dotvarování při dlouhodobě působícím zatížení. Tyto vlivy se zohlední tzv. jmenovité ohybové tuhosti EI , dle vztahu 3.11. Pokud u modulu pružnosti E_{cd} se uvažuje i s působením dotvarování, počítá se s efektivním modulem pružnosti $E_{cd,eff}$ (3.10). [10]

$$E_{cd,eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef}) \quad (3.10)$$

- kde φ_{ef} je efektivní součinitel dotvarování při dlouhodobém zatížení viz 2.13.

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad (3.11)$$

kde E_{cd} je návrhová hodnota modulu pružnosti betonu ($E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE}$),
 γ_{cE} součinitel spolehlivosti, dle NP doporučená hodnota 1,2,
 I_c moment setrvačnosti betonového průřezu vztažený k těžišťové ose,
 I_s moment setrvačnosti výztuže vztažený k těžišť. ose bet. průřezu,
 K_c opravný součinitel zohledňující účinky trhlin a dotvarování betonu,
 K_s opravný součinitel zohledňující výztuž.

Pokud je vyztužení $\rho \geq 0,002$ platí [10]:

$$K_s = 1; K_c = (k_1 \cdot K_2) / (1 + \varphi_{ef}) \quad (3.12)$$

kde ρ je stupeň vyztužení, $\rho = A_s / A_c$,

$$k_1 = \sqrt{(f_{ck}/20)}$$

$$k_2 = (n \cdot \lambda / 170) \leq 0,2$$

Pokud je vyztužení $\rho \geq 0,01$ platí [10]:

$$K_s = 0; K_c = 0,3 / (1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef}) \quad (3.13)$$

Výsledný návrhový moment s vlivem II. řád (3.14) [10]:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{(N_B/N_{Ed}) - 1} \right] \quad (3.14)$$

kde M_{0Ed} je ohyb. moment I. řádu,
 N_B vzpěrné kritické břemeno dle vztahu 3.15,
 $\beta = \pi^2 / 8$

$$N_B = \frac{E \cdot I \cdot \pi^2}{l_0^2} \quad (3.15)$$

4 Citlivostní analýza betonového prvku

Citlivostní analýza se uplatní v mnoha vědních disciplínách např. stavebnictví, ekonomie, strojírenství, zeměpis a biologie. Typickým příkladem v oboru ekonomie je inflace, kde se rovněž zohledňuje zdroj nejistot vstupující do výpočetního modelu. [5]

Mnohdy se reálná konstrukce může značně lišit od navrženého modelu uvažovaného při konstrukčním návrhu. Proto je důležité zohlednit náhodnost jevů, které souvisí s návrhem, výrobou, montáží, provozem, údržbou i rekonstrukcí nosných konstrukcí. [4]

Podstatou citlivostní analýzy je najít vstupní parametry, jejichž náhodné hodnoty nejvíce ovlivňují sledovaný výsledek. Pro tyto vstupní nejistoty se provede vyhodnocení, ve kterém se určí jejich vliv na výstupní model konstrukce. Tedy zda mají zanedbatelný vliv nebo je potřeba určité nejistotě věnovat zvýšenou pozornost. Obecně lze říci, že je klíčem k nahlížení do chování výpočetního modelu, jeho struktury a odezvy konstrukce. [1, 4]

Za pomoci citlivostní analýzy lze stanovit vliv náhodné proměnnosti parametrů na únosnost a deformaci jako např. šířka trhliny, průhyby.

Citlivostní analýza nabízí dva základní modely, které lze využít pro analýzu konstrukce [3]:

1. Deterministický model, často v tomto kontextu se hovoří o parametrické studii. Je součástí návrhového procesu, při kterém lze měnit libovolně vstupní parametry (např. třídy betonu, pevnosti oceli) a sledují se jejich vlivy na výstupní model (např. únosnost nebo průhyb prvku). Tato studie slouží při navrhování betonových konstrukcí k analyzování optimálních parametrů pro vybraný prvek. Lze za pomoci deterministického návrhu konstrukce docílit úspornějšího řešení.
2. Stochastický model je velmi podobný deterministickému modelu s rozdílem, že řeší možné případy, které se mohou vyskytnout na reálné konstrukci. Za pomoci tohoto modelu lze zhodnotit vliv náhodných parametrů na konstrukci.

Mezi výhody citlivostní analýzy patří [5]:

- 1) Podrobné studování zdrojů nejistoty, které nabídnou detailnější vyhodnocení modelu.
- 2) Identifikování slabých/kritických míst v modelu.

4.1 Vstupní hodnoty

Mezi parametry, u kterých lze očekávat jistou proměnlivost a zároveň mají vliv na skutečné chování konstrukce, patří [1, 4]:

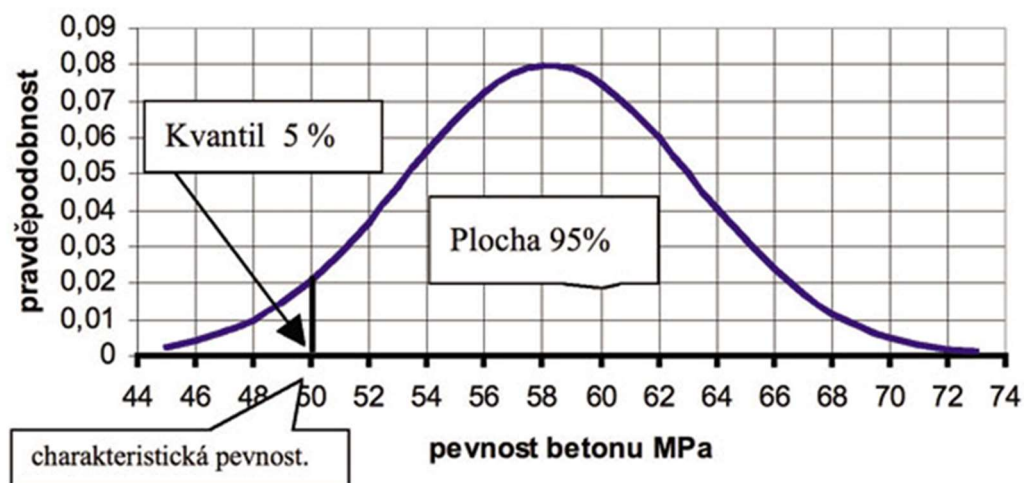
1. materiálové parametry (např. dotvarování a smršťování, modul pružnosti, pevnost oceli, pevnost betonu, která se odvíjí od složení a kvality složek)
2. geometrické parametry (např. změna polohy výztuže, tloušťka krycí vrstvy anebo přípustné rozměrové tolerance)

3. chemické parametry (např. vliv prostředí na prvek).

Zdrojem nejistot je především lidská činnost, technologické aspekty (např. způsob zpracování betonu, odbednění) nebo v průběhu dotvarování betonu. [4]

U prefabrikovaných betonových konstrukcí lze očekávat nižší lidské pochybení, lepší kvalitu provedení a jakost povrchu. Důvodem jsou lepší podmínky pro výrobu betonových prvků. Příkladem jsou klimatické vlivy, které výrazně neovlivňují proces výroby probíhající obvykle v zastřešené hale. Celý proces výroby je navíc na několik etap (armování, betonáž prvku), kterou vždy provádí pracovník specializující se pouze na určitou činnost z výroby prvku.

Pevnosti betonu deklaruje výrobce betonu, popřípadě prefabrikovaný závod, který dodává betonový prvek. Teoreticky nelze nikdy dosáhnout betonu o stejné kvalitě, i přes užití stejného technologického postupu a složením betonu. Kamenivo může mít jinou vlhkost, cement odlišnou jemnost mletí apod. Beton se skládá z více složek, to má vliv na větší rozptýlení získaných dat o pevnosti betonu. S tímto faktorem se proto musí pracovat při vyhodnocení vlastností betonu. Náhodné rozdělení vlastností betonu lze popsat Gaussovým rozdělením (Obr. 4.1), díky kterému lze získat charakteristickou hodnotu pevnosti betonu odpovídající 5 % kvantilu. Obecně lze tak konstatovat, že při návrhu betonových konstrukcí se uvažuje s vlastnostmi betonu, které ve skutečnosti mohou být výrazně vyšší. [6]



Obr. 4.1 Gaussov graf s 5 % kvantilem [17]

Na každou betonovou konstrukci se vztahují přípustné mezní odchylky rozměrů, délky prvku, krytí výztuže, ale i přípustné tolerance polohy výztuže. Tyto mezní odchylky udávají platné normy.

Pro výrobní toleranci prefabrikovaných prvků platí ustanovení dle normy ČSN EN 13 369 Společná ustanovení pro betonové prefabrikáty. Výrobní tolerance nesmí překročit stanovené hodnoty uvedené v Tab 4.2. Před zhotovením prefabrikovaného dílce musí být zhotovena technická výrobní dokumentace nosných betonových prefabrikátů. [18]

Návrhové rozměry průřezu v kontrolovaném směru	ΔL [mm]	Δc_{dev} [mm]
$L \leq 150$ mm	+10, -5	± 5
$L = 400$ mm	+15, -10	+15, -10
$L \geq 2500$ mm	± 30	+25, -10
1) Mezilehlé hodnoty se stanoví lineární interpolací 2) Ve shodě s 4.4.1.1 z EN 1992-1-1:2004: $C_{nom} = C_{min} + \Delta c_{dev}$ (Δc_{dev} – se použije v absolutní hodnotě)		

Tab. 4.2 Výrobní tolerance hlavních parametrů obecně [7]

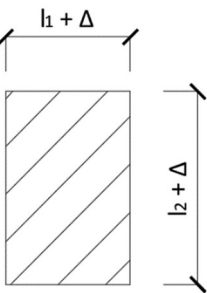
kde L je průřezový rozměr prvku,
 ΔL povolená odchylnka pro rozměr prvku (výška, šířka),
 Δc_{dev} povolená odchylnka krytí betonem, betonářské a předpínací výztuže.

Pro hlavní rozměr prefabrikované prvku platí povolená odchylnka:

$$\Delta L = \pm(10 + L / 1000) \leq \pm 40 \text{ mm} \quad (4.1)$$

kde L je návrhový rozměr posuzované délkové veličiny v mm.

Pro geometrickou toleranci monolitických konstrukcí platí ustanovení dle normy ČSN EN 13 670 Provádění betonových konstrukcí. Pro mezní odchylnku (Tab. 4.3) platí uvedení dle prováděcí specifikace, tedy projektová dokumentace stavby. Většinou se uvažuje běžná tolerance třídy 1. [18]

Druh odchylnky	Popis	Mezní odchylnka Δ	
		Toleranční třída 1	Toleranční třída 2 viz poznámky
	Rozměry průřezu použitelné pro nosníky, desky a sloupy		
	pro		
	$l_1 < 150$ mm	± 10 mm	± 5 mm
	$l_1 = 400$ mm	± 15 mm	± 10 mm
	$l_1 \geq 2500$ mm	± 30 mm	± 30 mm
l_i = rozměr průřezu	s lineární interpolací pro mezilehlé hodnoty		
POZNÁMKA 1: Pokud se požadují, musí být mezní kladné odchylnky pro základy stanoveny v prováděcí specifikaci. Záporné odchylnky platí, jak je zde stanoveno. POZNÁMKA 2: Tolerance pro speciální geotechnické betonové prvky betonované přímo na zeminu nejsou obsaženy v této normě, např. podzemní stěny, vrtané piloty apod. Avšak běžně, normální základy betonované přímo na zeminu jdou zde obsaženy (tj. podkladní betonové vrstvy aj.)			

Tab. 4.3 Mezní odchylnky pro průřez [18]

5 Konkrétní návrh vybraného prvku

5.1 Obecný popis objektu

Předmětem bakalářské práce je objekt v Dobrušce, který slouží pro rekreační a sportovní využití. Tento objekt je rozdělen na 3 trakty. Z nichž prostřední část objektu je velká sportovní hala, která bude vyjmuta a samostatně řešena v rámci této bakalářské práce.

Nosnou konstrukci sportovní haly tvoří jednodlní železobetonový prefabrikovaný skeletový systém. Půdorysný tvar skeletového systému je obdélníkový, jehož půdorysné rozměry jsou 30,6 na 45,85 m. Minimální světlá výška haly pod vazníkem je 7,558 m a maximální světlá výška pod vazníkem je 8,440 m. Z čehož je patrné, že střecha má pultový tvar.

Vodorovné ztužení konstrukce zajišťuje dostatečné vetknutí sloupů v kombinaci se ztužidly.

5.2 Popis konstrukčního systému haly

Nosná konstrukce v příčném směru je tvořena jako rámová konstrukce, jenž se skládá ze dvou sloupů a předem předpjatého vazníku. V podélném směru jsou jednotlivé rámové konstrukce propojeny pomocí ztužidel. Osová vzdálenost rámu v podélném směru je v modulu po 5 m, ale druhý rám od krajního je odsazen 5,125 m dle Obr. 5.1. Na štítové sloupy se umístí ztužidla, které jsou spolu s vazníky pokládány na sloupy proměnné výšky. Na vazníky jsou uloženy střešní panely od firmy Kingspan ve sklonu 3 %. Tvar, velikost, umístění a využití haly nevyžaduje návrh dilatace. Založení objektu bude provedeno za pomoci velkopřůměrových vrtaných pilot. Hlavy pilot budou propojeny s prefabrikovaným kalichem a následně do nich budou osazeny sloupy.



Obr. 5.1 Konstrukční systém sportovní haly

5.2.1 Statické schéma rámové konstrukce haly

Železobetonové prefabrikované sloupy mají na hlavě sloupu navrženy sloupové vidlice, které vymezí prostor pro uložení vazníku. Před uložení vazníku se dovnitř sloupové vidlice položí elastomerové ložisko. Nakonec se vazník ukládá na ocelový trn, jenž je zabudovaný v rámci sloupu a otvor ve vazníku se následně zainjektuje záливkovou maltou. Ztužidla se rovněž uloží na sloup za pomoci ocelových trnů a otvory zainjektují záливkovou maltou. V patě sloupu je navrženo zdrsnění pro lepší přenos síly ze sloupu do kalichu, z něhož se síla přenáší dál do velkopřůměrové vrtané piloty.

Způsobu řešení styků v hlavě a patě sloupu umožňuje určit statické schéma rámové konstrukce. V patě sloupu lze uvažovat vetknutí sloupu do základu. Na hlavě sloupu je pokládán vazník i ztužidla na vyčnívající ocelový trn, který znázorňuje kloubové uložení.

5.2.2 Nosné konstrukce

Geometrie prefabrikovaných prvků je získána na základě empirických vztahů a dle návrhových tabulek (Obr. 5.3). Geometrie vodorovných prvků byla stanovena na základě, jaké rozpětí musí daný prvek překonat. Sloup bude řešen v rámci bakalářské práce nezávisle v podkapitole 5.4. Rozměry a tvary základových prvků jsou převzaty v rámci řešení z navazujícího projektu 2 na bakalářskou práci.

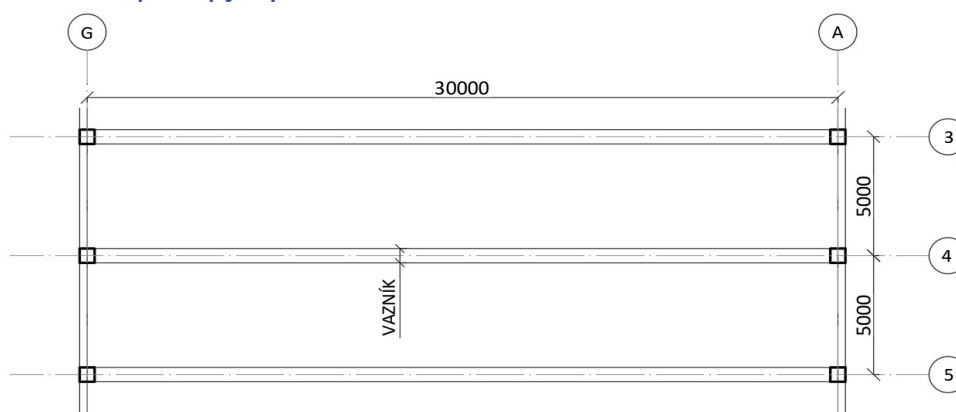
Železobetonové předem předpjaté prefabrikované vazníky mají tvar průřezu T. Vazník bude pokládán našikmo do sloupových vidlic proměnných výšek sloupu. Délka uložení vazníku na sloup je 360 mm. Geometrie vazníku je stanovena na základě tabulek (viz 5.3.1.). Výška dílce je 1400 mm, délka konzoly „T“ je 205 mm, šířka stojiny je 190 mm a výška horní příruby je 200 mm.

Po obvodě objektu jsou navrhnuty ztužidla (viz 5.3.2), jež budou mít obdélníkový průřez 300x400 mm. Budou ukládány na vyčnívající ocelové trny na hlavě sloupu.

Podél obvodu objektu jsou navrženy železobetonové prefabrikované základové prahy. Základové prahy mají tvar obdélníka 250x700 mm a na koncích je navržen ozub. Za pomoci koncových ozubů se pokládají zákl. prahy na kalichy o \varnothing 1600 mm a výšce 1,85 m. Tento případ podepření lze uvažovat jako prostý nosník.

5.3 Předběžný návrh haly

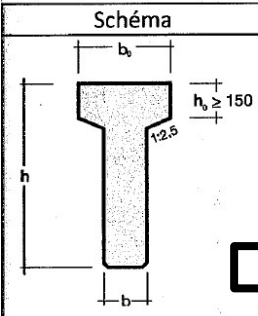
5.3.1 Předem předpjatý vazník



Obr. 5.2 Schéma řešení vazníku

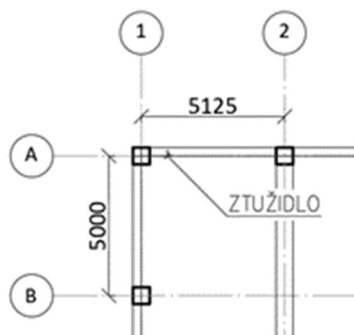
Základní charakteristika vazníku:

- $L_{\text{teor. rozpětí}} = 30 \text{ m}$; $L_{\text{ŠIKMÝ S ULOŽENÍM}} = 29,773 \text{ m}$
- Rozestupy od sloupů po 5 metrech.
- Geometrie vazníku stanovena pomocí tabulek [32].

Schéma	Průřez			Maximální rozpětí l
	h	b_u	b_o	
	[mm]	[mm]	[mm]	[m]
	600	400	190	15,0
	800	400	190	20,0
	1000	400	190	22,5
	1200	500	190	25,0
	1400	600	190	30,0
	1600	700	250	32,5

Obr. 5.3 Tabulka pro předběžný návrh vazníku tvaru T [32]

5.3.2 Ztužidlo



Obr. 5.4 Schéma řešení nejzatíženějšího ztužidla

Z empirických vzorců se určí geometrie ztužidla:

$$h = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10} \right) \cdot L = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10} \right) \cdot 5125 = 427 \div 512,5 = 450 \text{ mm}$$

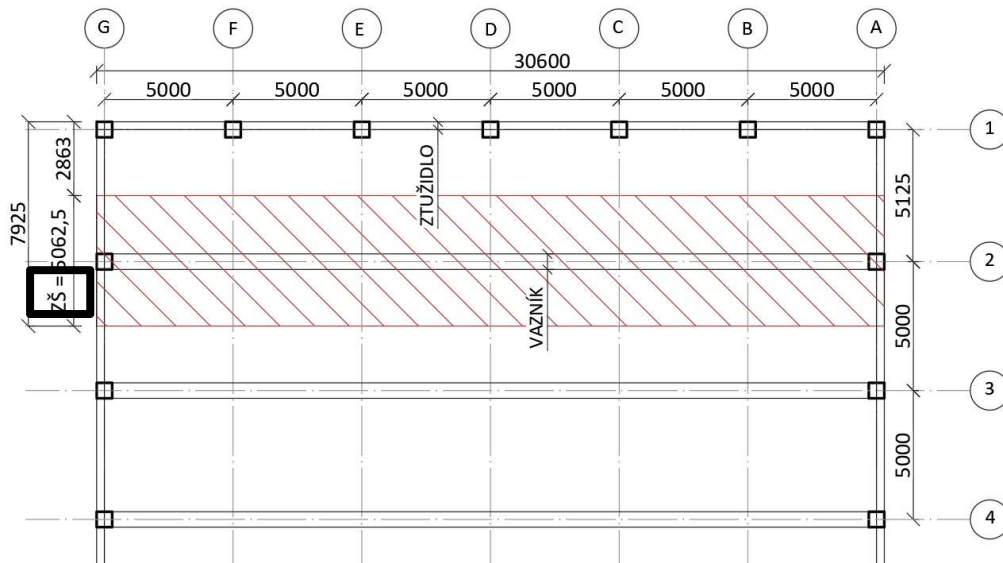
$$b = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) \cdot h = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) \cdot 450 = 150 \div 225 = 200 \text{ mm}$$

NÁVRH: 200 x 450 x (délka dle konkrétního označení ztužidla) mm

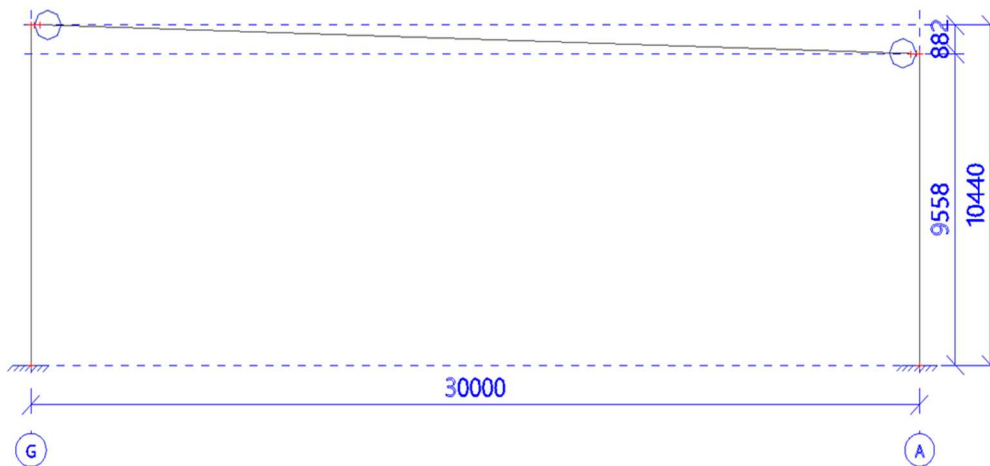
5.4 Statický výpočet štíhlého sloupu

Pro návrh a posouzení prefabrikovaného sloupu byla zvolena rámová konstrukce na ose 2 (Obr. 5.5). Jedná se o nejzatíženější rámovou konstrukci prefabrikované haly. Lze si všimnout větší zatěžovací šířky než u ostatních rámových konstrukcí. Důležitějším důvodem pro výběr rámové konstrukce na ose 2 jsou silové účinky od větru. Na Obr. 5.8 a 5.10 je vyznačena oblast pro řešení uvažované rámové konstrukce. Ovšem je třeba posoudit i krajní sloupy, které budou namáhány ve dvou směrech. Může se jednat o rozhodující kombinaci při posouzení sloupu. Krajní sloupy budou namáhány převážně ohybovým momentem od působení větru.

Z rámové konstrukce na ose 2 bude předmětem řešení právě sloup na ose G. Z Obr. 5.6 je patrná vyšší výška sloupu, a tedy vyšší štíhlost sloupu. Ta zapříčiní přídavné přírůstky vnitřních sil vlivem II. řádu.



Obr. 5.5 Schéma řešené rámové konstrukce haly



Obr. 5.6 Statické schéma typické rámové konstrukce (model z programu SCIA Engineer)

Materiálové charakteristiky

Specifikace betonu: C30/37 – XC1 – C10,2 – Dmax16 – S4

- **BETON:**

Třída betonu: C30/37

Charakteristická pevnost betonu v tlaku (válcová): $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Návrhová pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$

Střední pevnost betonu v tlaku: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Modul pružnosti: $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$

- **OCEL:**

Třída betonářské výztuže: B500B

Charakteristická pevnost výztuže v tahu (mez kluzu): $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Návrhová pevnost výztuže v tahu: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$

Modul pružnosti: $E_s = 200 \text{ GPa}$

Krycí vrstva výztuže

$$c_{\min} = \max(c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10) = \max(\emptyset_{s,předpoklad}; 20; 10) = \max(20; 20; 10) = 20 \text{ mm}$$

$$c_{dev} = 5 \text{ mm} \rightarrow \text{prefabrikovaný dílec}$$

$$c_{nom} = c_{\min} + c_{dev} = 20 + 5 = \mathbf{25 \text{ mm}}$$

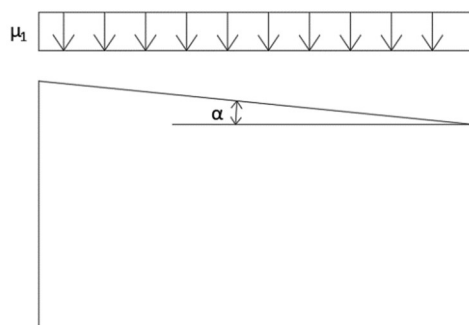
5.4.1 Proměnné zatížení

5.4.1.1 Sníh

Zatížení haly sněhem je vypočten dle normy ČSN EN 1991-1-3. Pro trvalé a dočasné návrhové situace je charakteristická hodnota zatížení sněhem dána dle vztahu:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

kde μ je tvarový součinitel zatížení sněhem,
 s_k charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi,
 C_e charakterizuje součinitel expozice pro okolní prostředí,
 C_t tepelný součinitel.



Obr. 5.7 Určení tvarového součinitele zatížení sněhem pro pultové střechy

Podle mapy sněhových oblastí pro území ČR byla stanovena pro lokalitu prefabrikované haly sněhová oblast III, tedy typická hodnota charakteristického zatížení je $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

Součinitel expozice je stanoven na hodnotu $C_e = 1$. Pro vybranou halu je zvolen normální typ krajiny, tedy nedochází zde k výraznému přemisťování sněhu na halu vlivem okolí.

Tepelný součinitel je běžně stanoven na hodnotu $C_t = 1$.

Prefabrikovaná hala má střechu pultovou se sklonem 3% (= 1,7°). Dle závislosti sklonu střechy na tvarovém součiniteli je stanovena hodnota $\mu = 0,8$.

Charakteristická hodnota zatížení:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

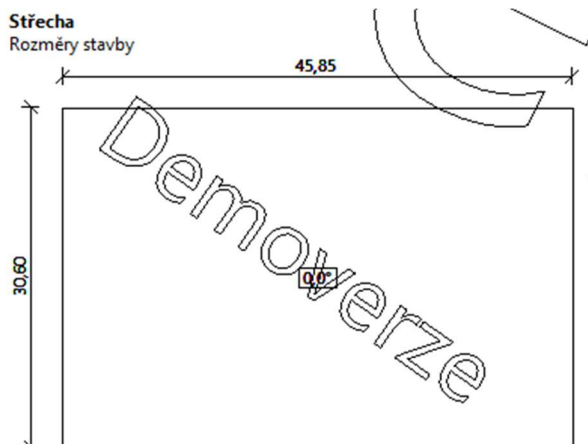
Pro stanovení hodnoty proměnného zatížení střechy bude uvažováno větší z hodnot zatížení sněhem a proměnného zatížení střechy. Tedy, zatížení sněhem je $s = 1,2 \text{ kN/m}^2$ a pro nepřístupnou střechu s výjimkou běžné údržby a oprav (kategorie H) je stanovena hodnota $q = 0,75 \text{ kN/m}^2$.

Proměnné zatížení střechy: $q_{st\check{c}.k} = 1,2 \text{ kN/m}^2$

5.4.1.2 Větr – střecha

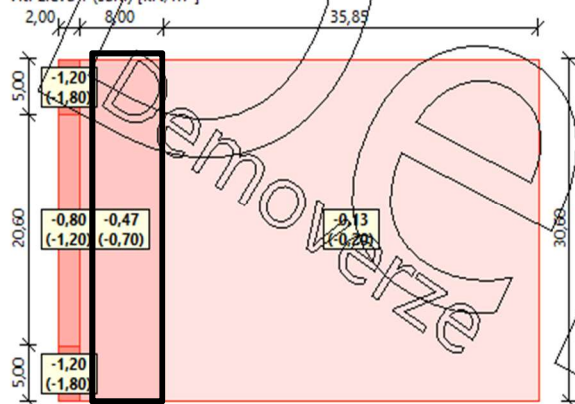
Zatížení podle ČSN EN 1991-1-4

Větrná oblast:	II
Rychlost větru	$v_{b,0} = 25,00 \text{ m/s}$
Kategorie terenu:	III
Referenční výška budovy	$z_e = 10,00 \text{ m}$
Součinitel směru větru	$c_{dir} = 1,00$
Součinitel ročního období	$c_{season} = 1,00$
Měrná hmotnost vzduchu	$\rho = 1,250 \text{ kg/m}^3$
Součinitel orografie	$c_o = 1,00$
Maximální dynamický tlak	$q_p = 0,67 \text{ kN/m}^2$
Součinitel zatížení	$\gamma_{ff} = 1,50$
Plocha pro stanovení c_{pe}	$A = 10,00 \text{ m}^2$

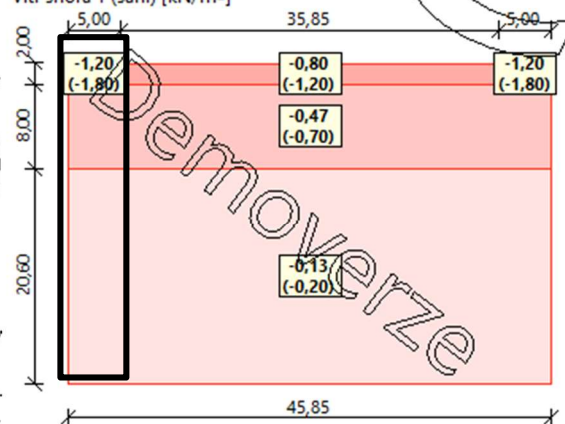


Charakteristické hodnoty zatížení (v závorce návrhové hodnoty)

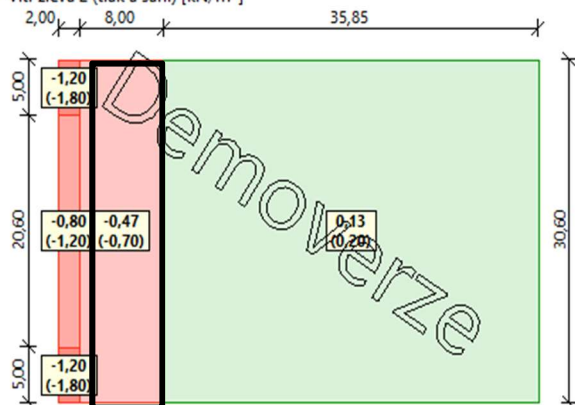
Větr zleva 1 (sání) [kN/m²]



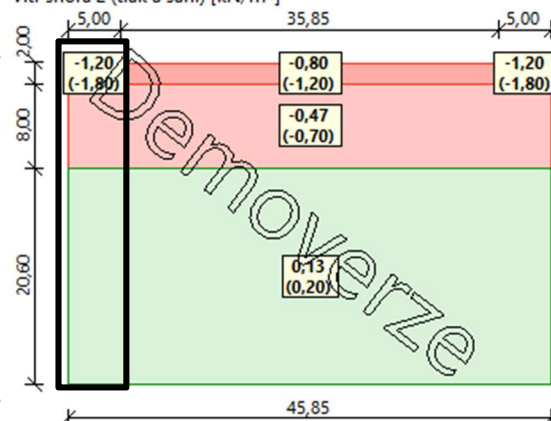
Větr shora 1 (sání) [kN/m²]



Větr zleva 2 (tlak a sání) [kN/m²]



Větr shora 2 (tlak a sání) [kN/m²]



Obr. 5.8 Schéma zatížení větrem na stropní konstrukci (program FIN EC 2020)

Poznámka: v černém rámečku vyznačen výsek hodnot pro řešení rámové konstrukce na ose 2 (uvažován rozhodující případ, pokud zatěž. šířka zasahuje do hodnot vyšších)

→ NÁVRH STŘEŠNÍHO PANELU: KS 1000 XD

(Výrobce uvádí, že lze tento produkt uvažovat jako ztužující střešní prvek)

Tloušťka jádra [mm]	Případ zatížení	Všechna zatížení v kN/m ² pro dané rozpory v metrech									
		2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	6,50
100	Tlak	9,02	7,18	5,94	5,06	4,23	3,32	2,70	2,24	1,91	1,64
	Sání	15,38	10,65	7,99	6,32	5,17	4,34	3,71	3,04	2,53	2,14
	a _{min} [mm]	150	150	150	150	143	126	113	103	96	89

Obr. 5.9 Návrhová tabulka střešního panelu KS 1000 XD [31]

TLAK: $(g+q)_k = q_{stř,k} + q_{vitr,k} = 1,2 + 1,2 = 2,4 \text{ kN/m}^2$; SÁNÍ: $q_{vitr,k} = 0,15 \text{ kN/m}^2$

5.4.1.3 Vítr – stěny

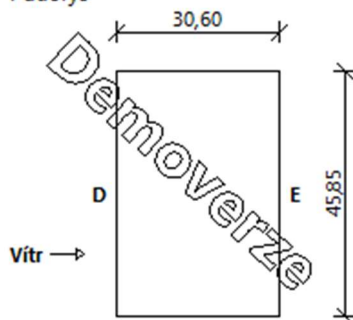
Stěny pravoúhlého objektu - směr 2

Výška objektu $h = 10,00 \text{ m}$

Délka objektu $d = 30,60 \text{ m}$

Šířka objektu $b = 45,85 \text{ m}$

Půdorys



Zatížení podle ČSN EN 1991-1-4

Větrná oblast:	II
Rychlost větru:	$v_{b,0} = 25,00 \text{ m/s}$
Kategorie terénu:	III
Referenční výška budovy:	$z_e = 10,00 \text{ m}$
Součinitel směru větru:	$c_{dir} = 1,00$
Součinitel ročního období:	$c_{season} = 1,00$
Měrná hmotnost vzduchu:	$\rho = 1,250 \text{ kg/m}^3$
Součinitel geografie:	$c_o = 1,00$
Maximální dynamický tlak:	$q_p = 0,67 \text{ kN/m}^2$
Součinitel zatížení:	$\gamma_f = 1,50$
Plocha pro stanovení c_{pe} :	$A = 10,00 \text{ m}^2$

Charakteristické hodnoty zatížení (v závorce návrhové hodnoty)

Výška nad terénem [m]	Tlak větru v oblastech [kN/m ²]				
	A	B	C	D	E
9,00	-0,68 (-1,02)	-0,45 (-0,68)	-0,28 (-0,43)	0,40 (0,60)	-0,18 (-0,27)
10,00	-0,68 (-1,02)	-0,45 (-0,68)	-0,28 (-0,43)	0,40 (0,60)	-0,18 (-0,27)

Nedostatečná korelace tlaků uvažována koeficientem 0,85.

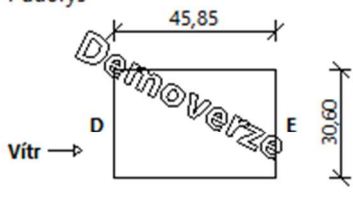
Stěny pravoúhlého objektu - směr 1

Výška objektu $h = 10,00 \text{ m}$

Délka objektu $d = 45,85 \text{ m}$

Šířka objektu $b = 30,60 \text{ m}$

Půdorys



Charakteristické hodnoty zatížení (v závorce návrhové hodnoty)

Výška nad terénem [m]	Tlak větru v oblastech [kN/m ²]				
	A	B	C	D	E
9,00	-0,68 (-1,02)	-0,45 (-0,68)	-0,28 (-0,43)	0,40 (0,60)	-0,17 (-0,26)
10,00	-0,68 (-1,02)	-0,45 (-0,68)	-0,28 (-0,43)	0,40 (0,60)	-0,17 (-0,26)

Nedostatečná korelace tlaků uvažována koeficientem 0,85.

Obr. 5.10 Protokol od zatížení větrem (program FIN EC 2020)

Poznámka: v černém rámečku vyznačen výsek hodnot pro řešení rámové konstrukce na ose 2 (uvažován horší případ, pokud zatěž. šířka zasahuje do hodnot vyšších)

→ NÁVRH STĚNOVÉHO PANELU: KS 1000 FH 175 (KS 1000 WL – prosklený panel)

TLAK								SÁNÍ							
charakteristické proměnné zatížení								charakteristické proměnné zatížení							
0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
12,40	8,77	7,16	6,20	5,12	4,27	3,66	3,20	11,51	8,14	6,65	5,76	5,12	4,27	3,66	3,20

Obr. 5.11 Návrhová tabulka fasádního panelu KS 1000 FH 175 [31]

TLAK: $q_{vitr,k} = 0,68 \text{ kN/m}^2$; SÁNÍ: $q_{vitr,k} = 0,40 \text{ kN/m}^2$

5.4.2 Stálé zatížení

Zatížení vazníku

STÁLÉ ZATÍŽENÍ	CHARAK. ZATÍŽENÍ [kN/m]
„T“ PROFIL VAZNÍKU	$25 \cdot (0,19 \cdot 1,2 + 0,6 \cdot 0,2) = 8,7$
	$\Sigma g_k = 8,7$

Skladba střechy

STÁLÉ ZATÍŽENÍ	CHARAK. ZATÍŽENÍ [kN/m ²]
STŘEŠNÍ PANEL KS 1000 XD	0,246
	$\Sigma g_k = 0,246$

Obvodový plášť

STÁLÉ ZATÍŽENÍ	CHARAK. ZATÍŽENÍ [kN/m ²]
FASÁDNÍ PANEL KS 1000 FH 175 (KS 1000 WL)	0,293
	$\Sigma g_k = 0,293$

Další zatížení

STÁLÉ ZATÍŽENÍ	CHARAK. ZATÍŽENÍ [kN/m ²]
SDK PODHLED + TZB VEDENÍ	0,65
	$\Sigma g_k = 0,65$

5.4.3 Návrh rozměrů sloupu

Návrh rozměrů sloupu: 600x600 mm

$$A_{ZATĚŘOVACÍ} = 5,0625 \cdot 29,773 \cdot 0,5 = 75,36 \text{ m}^2$$

Výška sloupu: 10,440 m

ZATÍŽENÍ	VÝPOČET	CHARAK. ZAT. [kN]	γ_{ZAT}	NÁVRH. ZAT. [kN]
žb sloup	$25 \cdot 0,6^2 \cdot 10,44$	93,96	1,35	126,85
vazník	$8,7 \cdot 29,773 \cdot 0,5$	129,51		174,84
střešní plášť	$0,246 \cdot 75,36$	18,54		25,03
podhled	$0,65 \cdot 75,36$	48,98		66,13
fasádní panel	$0,293 \cdot 5,0625 \cdot 10,44$	15,49		20,91
sníh	$1,2 \cdot 75,36$	90,43	1,5	135,65
				$\Sigma N = N_{Ed,max} = 549,41 \text{ kN}$

NORMÁLOVÁ ÚNOSNOST SLOUPU:

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \sigma_s \cdot \rho = 0,8 \cdot 0,6^2 \cdot 20 + 0,6^2 \cdot 0,02 \cdot 400 = 8,64 \text{ MN} = 8640 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,max} \leq N_{Rd}$$

$$549,41 \leq 8640 \text{ [kN]} \dots \text{Vyhovuje}$$

Při určení geometrie průřezu sloupu byl brán ohled na štíhlost sloupu a způsobu řešení styku mezi sloupem a vazníkem. V prvním případě byla snaha vyhnout se návrhu velmi štíhlého sloupu s hodnotou $\lambda > 140$. Takový sloup by se musel posoudit uplatněním speciálními metodami, které jsou nad rámec této bakalářské práce. Geometrie průřezu byla rovněž navržena tak, aby bylo umožněno vyztužení vidlic sloupu, které slouží pro uložení vazníku.

OVĚŘENÍ ŠTÍHLOSTI:

Štíhlost:

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{\sqrt{12} \cdot l_o}{h} = \frac{\sqrt{12} \cdot 2 \cdot 10,44}{0,6} = 120,55$$

Limitní štíhlost:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{549\,410}{600^2 \cdot 20}}} = 39,02$$

POSOUZENÍ ŠTÍHLOSTI:

$$\lambda_{lim} \leq 75 \text{ (omezuující hodnota daná v NP 2.31 článek 5.8.3.1.)}$$

$$39,02 \leq 75 \dots \text{splněno omezení dané normou}$$

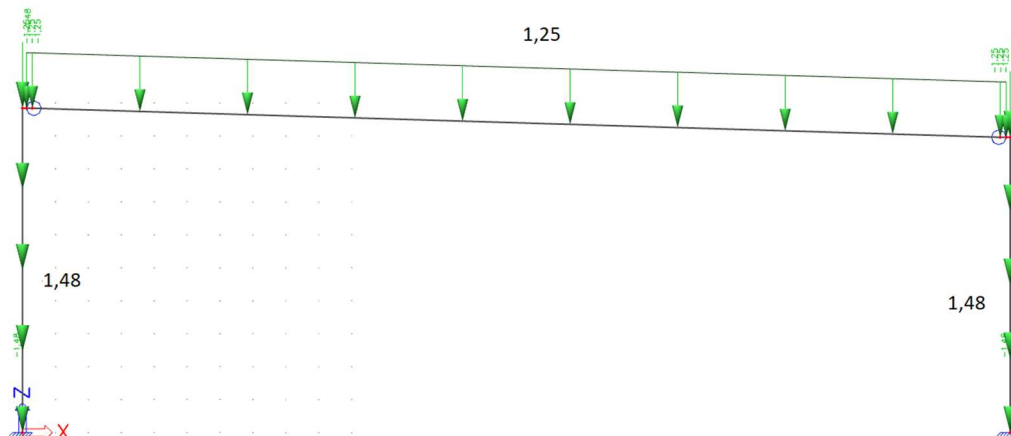
$$\lambda_{lim} \leq \lambda$$

$$39,02 \leq 120,55 \dots \text{Sloup lze označit za štíhlý.}$$

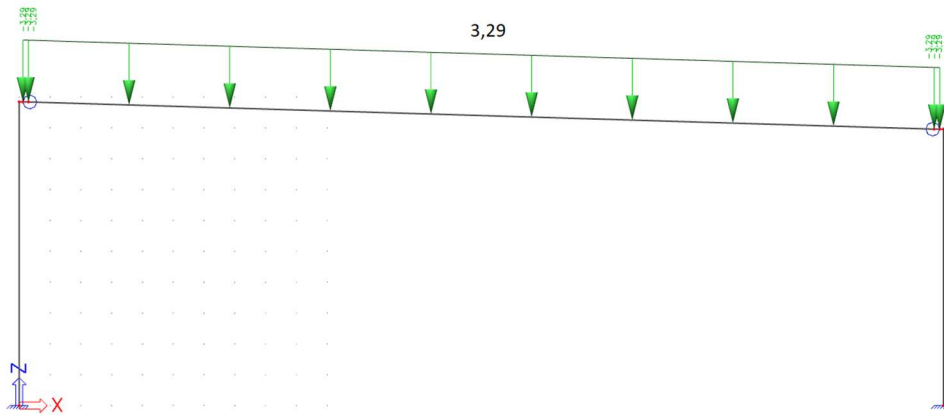
5.4.4 Zatěžovací stavy

Zatěžovací šířka na vybrané rámové konstrukci na ose 2 je 5,0625 m. Touto hodnotou bylo přenásobeno plošné zatížení a vzniklé liniové zatížení se aplikovalo na rámovou konstrukci ve 2D v softwarovém programu Scia Engineer.

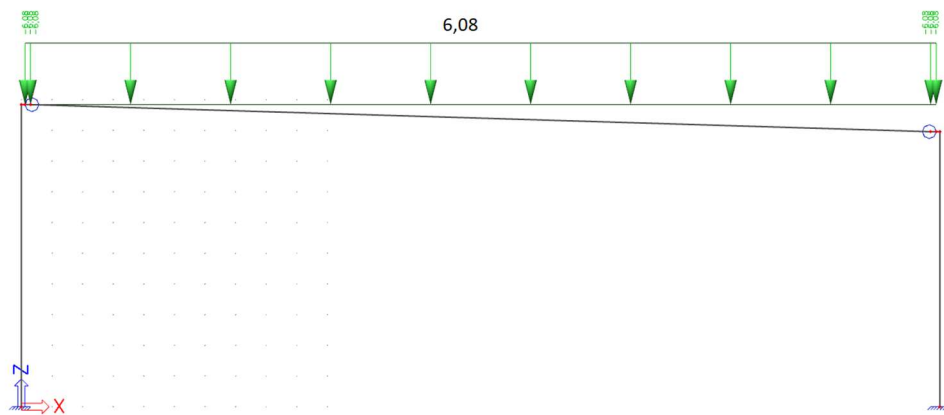
- Zatěžovací stav 1 - vlastní tíha je vypočítán automaticky v programu na základě hmotnosti konstrukce.
- Zatěžovací stav 2 – Panely Kingspan (střešní, fasádní)



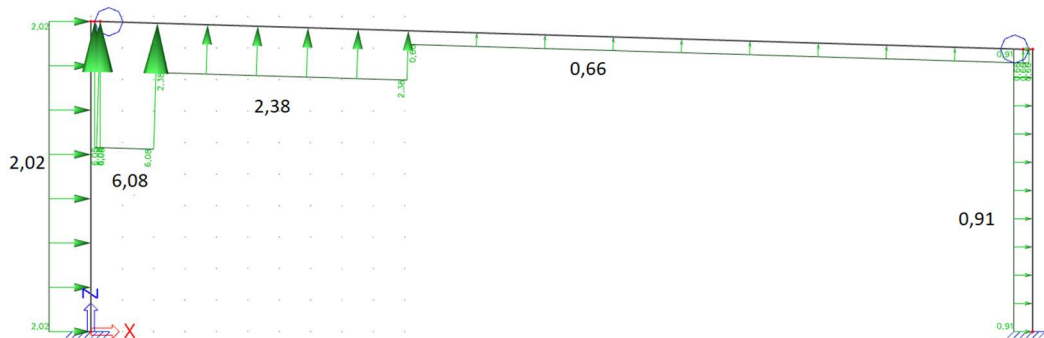
- Zatěžovací stav 3 – TZB + pohled



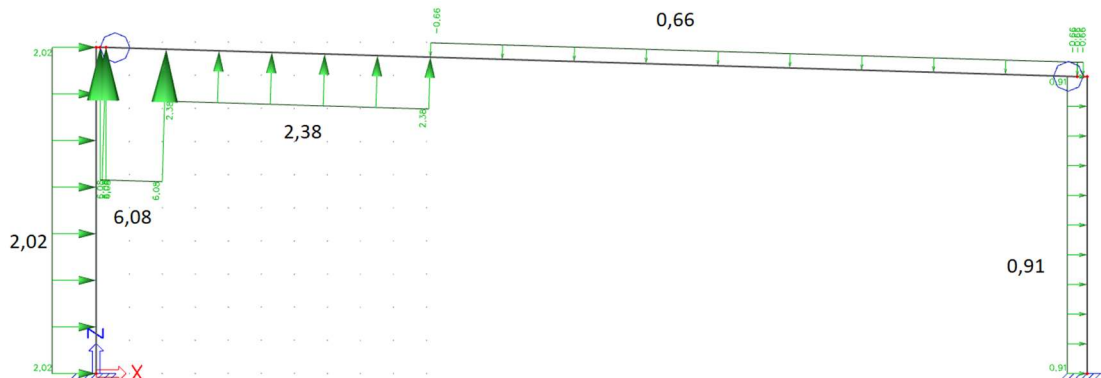
- Zatěžovací stav 4 - sních



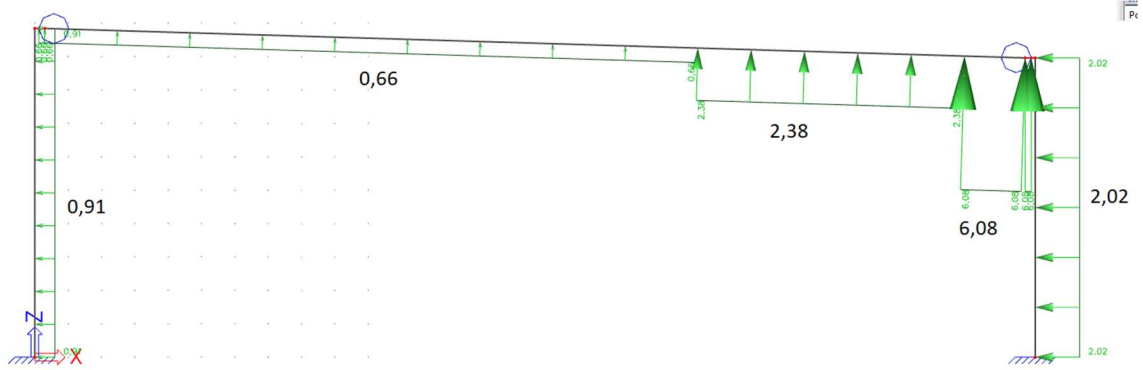
- Zatěžovací stav 5 – Vítr příčný: zleva -



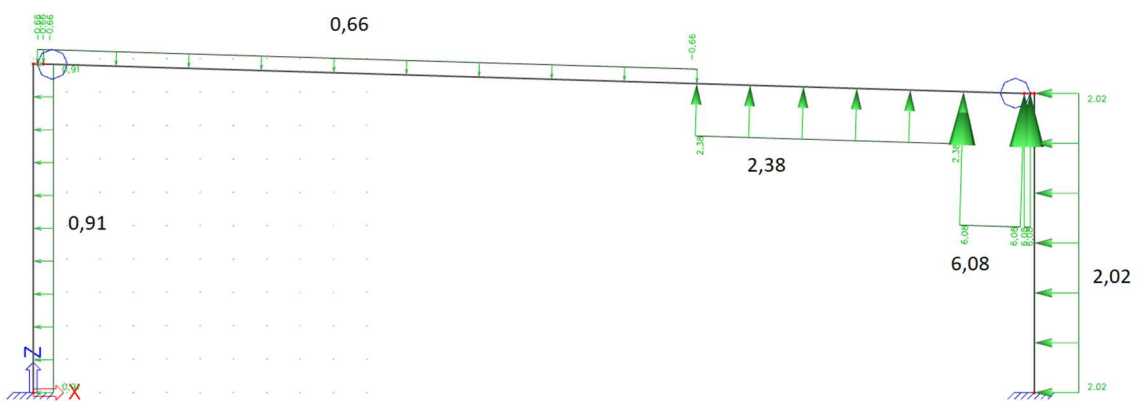
- Zatěžovací stav 6 – Vítr příčný: zleva +



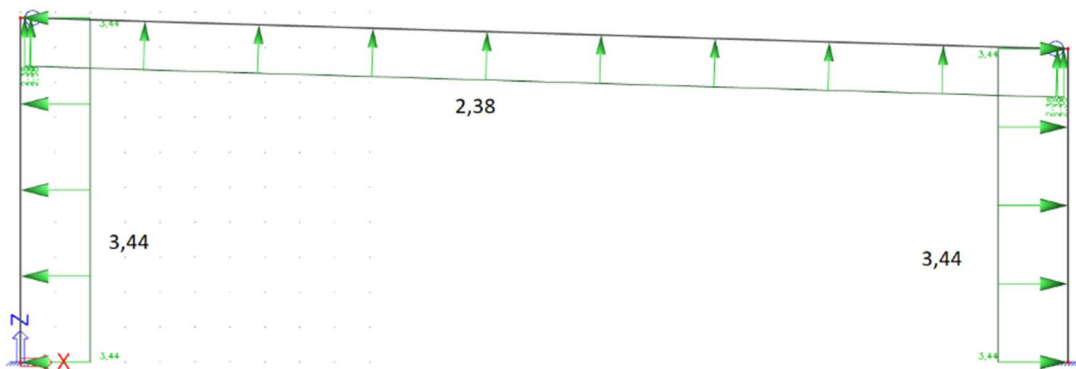
- Zatěžovací stav 7 – Vítr příčný: zprava ⁻



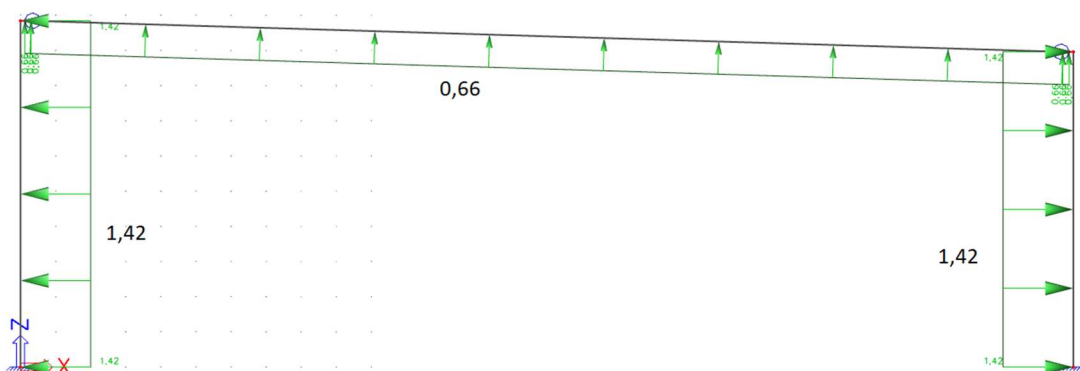
- Zatěžovací stav 8 – Vítr příčný: zprava ⁺



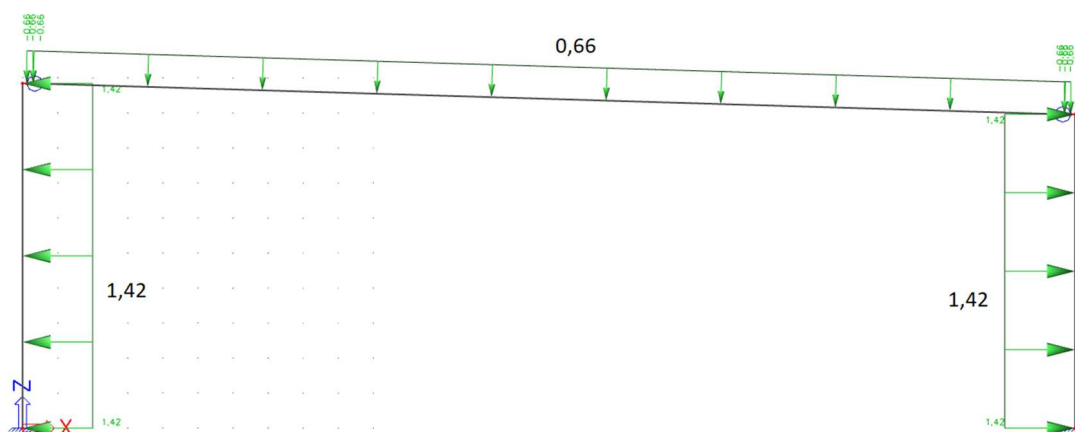
- Zatěžovací stav 9 – Vítr podélný: zleva ⁻⁺



- Zatěžovací stav 10 – Vítr podélný: zprava ⁻



- Zatěžovací stav 11 – Vítr podélný: zprava +



5.4.5 Kombinace pro MSÚ

Jméno	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
KZS1	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled	1,35 1,35 1,35
KZS2	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled ZS4 - Snih	1,35 1,35 1,35 1,50
KZS3	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled ZS5 - Vítr příčný: zleva -	1,35 1,35 1,35 1,50
KZS4	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled ZS6 - Vítr příčný: zleva +	1,35 1,35 1,35 1,50
KZS5	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled ZS7 - Vítr příčný: zprava -	1,35 1,35 1,35 1,50
KZS6	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled ZS8 - Vítr příčný: zprava +	1,35 1,35 1,35 1,50
KZS7	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled ZS9 - Vítr podélný: zleva -+	1,35 1,35 1,35 1,50
KZS8	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled ZS10 - Vítr podélný: zprava -	1,35 1,35 1,35 1,50
KZS9	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled ZS11 - Vítr podélný: zprava +	1,35 1,35 1,35 1,50
KZS10	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled ZS4 - Snih ZS5 - Vítr příčný: zleva -	1,35 1,35 1,35 1,50 1,50
KZS11	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled ZS4 - Snih ZS6 - Vítr příčný: zleva +	1,35 1,35 1,35 1,50 1,50
KZS12	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled ZS4 - Snih ZS7 - Vítr příčný: zprava -	1,35 1,35 1,35 1,50 1,50
KZS13	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled ZS4 - Snih ZS8 - Vítr příčný: zprava +	1,35 1,35 1,35 1,50 1,50
KZS14	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled ZS4 - Snih ZS9 - Vítr podélný: zleva -+	1,35 1,35 1,35 1,50 1,50
KZS15	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled ZS4 - Snih ZS10 - Vítr podélný: zprava -	1,35 1,35 1,35 1,50 1,50
KZS16	ZS1 - Vlastní tíha ZS2 - Panely (střešní, fasádní) ZS3 - TZB+podhled ZS4 - Snih ZS11 - Vítr podélný: zprava +	1,35 1,35 1,35 1,50 1,50

5.4.6 Hodnoty vnitřních sil a určení kritických kombinací

Stanovení výstřednosti účinkem geometrické imperfekce:

$$\alpha_h = \min \left[\max \left(\frac{2}{3}, \frac{2}{\sqrt{l}} \right); 1 \right] = \min \left[\max \left(\frac{2}{3}, \frac{2}{\sqrt{10,44}} \right); 1 \right] = \min [\max (0,667; 0,619); 1] = 0,667$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/m)} = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/1)} = 1$$

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 1/200 \cdot 0,667 \cdot 1 = 1/300$$

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2} = \frac{1}{300} \cdot \frac{2 \cdot 10\,440}{2} = 34,8 \text{ m (rozhoduje větší než 20 mm)}$$

Tabulka stanovení ohybového momentu I. řádu:

Kombinace	Sloup 01	N [kN]	V _z [kN]	M _y [kNm]	M _{imp} = N · e _i [kNm]	M _y + M _{imp} [kNm]	M ₀₁ / M ₀₂	M _y - M _{imp} [kNm]	M ₀₁ / M ₀₂
KZS1	Hlava	-265,85	-4,75	-31,90	9,25	-22,65		-41,15	
	Pata	-413,60	-4,75	17,71	14,39	32,10	-0,71	3,32	-0,08
KZS2	Hlava	-401,48	-7,18	-48,18	13,97	-34,21		-62,15	
	Pata	-549,23	-7,18	26,74	19,11	45,85	-0,75	7,63	-0,12
KZS3	Hlava	-218,84	-7,90	-26,26	7,62	-18,64		-33,88	
	Pata	-366,59	23,81	-109,33	12,76	-96,57	0,19	-122,09	0,28
KZS4	Hlava	-231,78	-8,74	-27,81	8,07	-19,74		-35,88	
	Pata	-379,53	22,97	-102,10	13,21	-88,89	0,22	-115,31	0,31
KZS5	Hlava	-246,43	-5,04	-29,57	8,58	-20,99		-38,15	
	Pata	-394,18	-19,31	97,53	13,72	111,25	-0,19	83,81	-0,46
KZS6	Hlava	-272,49	-5,90	-32,70	9,48	-23,22		-42,18	
	Pata	-420,23	-20,17	103,42	14,62	118,04	-0,20	88,80	-0,48
KZS7	Hlava	-213,33	17,03	-25,60	7,42	-18,18		-33,02	
	Pata	-361,07	-36,88	78,02	12,57	90,59	-0,20	65,45	-0,50
KZS8	Hlava	-251,41	3,91	-30,17	8,75	-21,42		-38,92	
	Pata	-399,15	-18,30	44,96	13,89	58,85	-0,36	31,07	-0,80
KZS9	Hlava	-280,77	2,63	-33,69	9,77	-23,92		-43,46	
	Pata	-428,52	-19,58	54,80	14,91	69,71	-0,34	39,89	-0,92
KZS10	Hlava	-354,47	-10,32	-42,54	12,34	-30,20		-54,88	
	Pata	-502,22	21,39	-100,29	17,48	-82,81	0,36	-117,77	0,47
KZS11	Hlava	-367,41	-11,16	-44,09	12,79	-31,30		-56,88	
	Pata	-515,16	20,55	-93,07	17,93	-75,14	0,42	-111,00	0,51
KZS12	Hlava	-382,06	-7,47	-45,85	13,30	-32,55		-59,15	
	Pata	-529,81	-21,73	106,57	18,44	125,01	-0,26	88,13	-0,67
KZS13	Hlava	-408,12	-8,33	-48,97	14,20	-34,77		-63,17	
	Pata	-555,87	-22,60	112,45	19,34	131,79	-0,26	93,11	-0,68
KZS14	Hlava	-348,96	14,61	-41,88	12,14	-29,74		-54,02	
	Pata	-496,71	-39,31	87,05	17,29	104,34	-0,29	69,76	-0,77
KZS15	Hlava	-387,04	1,48	-46,44	13,47	-32,97		-59,91	
	Pata	-534,79	-20,72	53,99	18,61	72,60	-0,45	35,38	-0,59
KZS16	Hlava	-416,40	0,20	-49,97	14,49	-35,48		-64,46	
	Pata	-564,15	-22,00	63,84	19,63	83,47	-0,43	44,21	-0,69

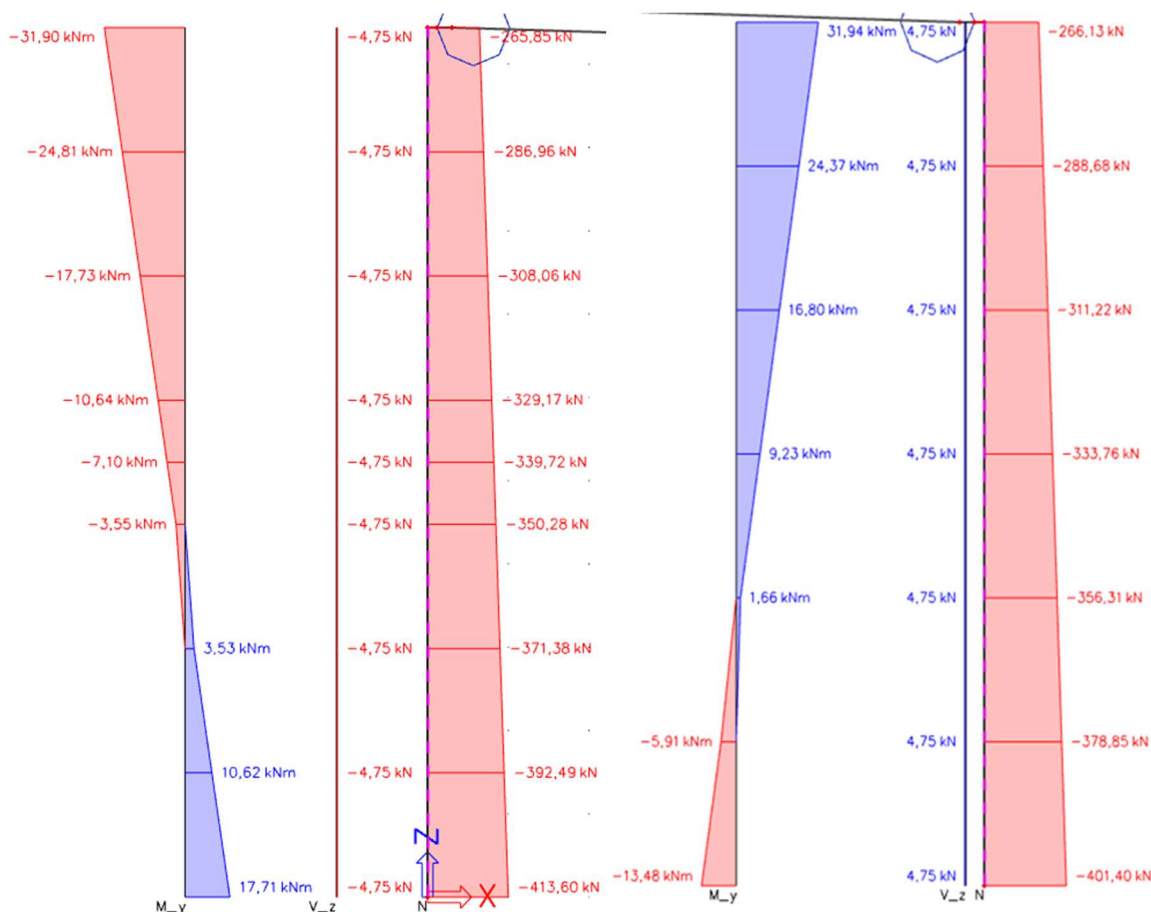
Jednotlivé kombinace KZS1 – KZS16 nebudou působit všechny souběžně. Ale s ohledem na jednoduchost návrhu bude uvažováno s maximálními vnitřními silami, na které se štíhlý sloup navrhne. Přídavný ohybový moment vlivem geometrické imperfekce M_{imp} , může působit kladně (pokud se vazník uloží blíže k těžišti sloupu) nebo záporně (pokud se zkrátí délka uložení vazníku na sloup). Další možností je vychýlení sloupu. Ohybový moment I. řádu odpovídá hodnotám $M_{Ed,i} = M_y \pm M_{imp}$ (M_{01} nebo M_{02}).

Poměr koncových momentů M_{01} / M_{02} je nejnepříznivější v KZS11, tedy $r_m = 0,51$. Avšak v podkapitole 5.4.5 je vypočtena štíhlost sloupu $\lambda = 120,55$, která je vyšší než základní hodnota štíhlost $\lambda_{lim} = 75$ pro železobetonové svíslé prvky, dle NP. Tímto lze označit prefabrikovaný sloup S01 za štíhlý při jakékoliv kombinaci zatížení. Tedy je nutné vyšetřit prefabrikovaný při působení účinků II. řádu, tedy modelově uvažovat sloup deformovaný.

5.4.7 Ověření správnosti softwarového modelu

Správnost výpočtového modelu ve Scia Engineer bude ověřena za pomoci ručního výpočtu. Bude se hlavně ověřovat správnost vymodelování rozdílného uložení vazníku na hlavě sloupu, tedy zohlednění excentricity. Pro jednoduchost ověření ručního výpočtu bude uvažováno zatížení z KZS1 (vlastní tíha + panely Kingspan + TZB a podhled). Tato kombinace na reálné konstrukci nikdy nenastane, vždy se objeví nějaké proměnné zatížení (sníh, vítr). Pro ověření předpokladu zohlednění excentricity je KZS1 dostačující.

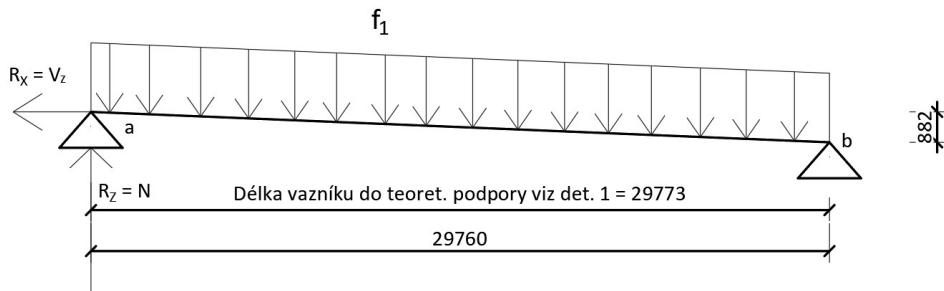
Vnitřní síly získané za pomoci statického softwaru Scia Engineer:



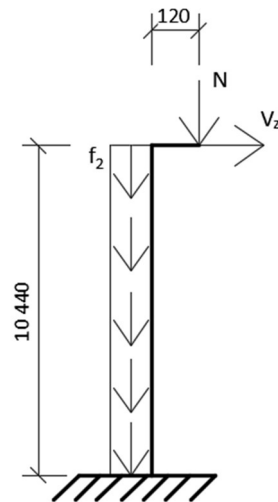
Vlevo vnitřní síly pro sloup S01 (posuzovaný) a vpravo sloup S02 (součástí rámové kce)

ZATÍŽENÍ	CHARAKTER. ZATÍŽENÍ [kN/m]	γ_{ZAT}	NÁVRH. ZATÍŽENÍ [kN/m]
Vlastní tíha vazníku	$25 \cdot 0,348 = 8,7$	1,35	11,745
Střešní panel	$0,246 \cdot 5,0625 = 1,245$		1,681
TZB + podhled	$0,65 \cdot 5,0625 = 3,291$		4,442
			$f_1 = 17,868 \text{ kN/m}$
Vlastní tíha sloupu	$25 \cdot 0,6^2 = 9$	1,35	12,150
Fasádní panel	$0,293 \cdot 5,0625 = 1,483$		2,002
			$f_2 = 14,152 \text{ kN/m}$

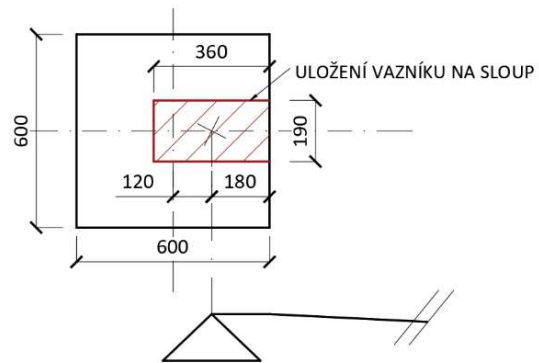
STATICKÉ SCHÉMA VAZNÍKU:



STATICKÉ SCHÉMA SLOUPU:



DET. 1



Vazník:

- Svislá podmínka \uparrow : $R_z = N = 17,868 \cdot 29,773 \cdot 0,5 = 265,99 \text{ kN}$

Na hlavě sloupu S01 výsledná hodnota normálové síly je tedy $-265,99 \text{ kN}$

(Scia = $-265,85 \text{ kN}$) ... Hodnota reakce je snižená, neboť vlivem šikmého nosníku se přelije větší část zatížení z vazníku do sloupu S02 ($-266,13 \text{ kN}$).

- Momentová podmínka z bodu b:

$$R_z \cdot 29,76 - 0,882 \cdot R_x - 29,773 \cdot 17,868 \cdot 29,76 \cdot 0,5 = 0$$

$$R_x \cdot 0,882 = 265,99 \cdot 29,76 - 29,773 \cdot 17,868 \cdot 29,76 \cdot 0,5$$

$$\text{(pro } N = 265,99 \text{ kN)} \quad R_x = -0,07 \text{ kN (Scia = } -5,05 \text{ kN)}$$

$$\text{(pro } N = 265,85 \text{ kN)} \quad R_x = -4,79 \text{ kN (Scia = } -4,75 \text{ kN)}$$

Vodorovná reakce je velmi citlivá na vstupní hodnoty. Lze předpokládat, že díky většímu přerozdělení zatížení do sloupu S02 (rozdíl $0,28 \text{ kN}$), že hodnota $-4,75 \text{ kN}$ je správně vypočtena.

Sloup:

- Moment u hlavy sloupu:

$$M = -265,99 \cdot 0,12 = -31,92 \text{ kNm (Scia = } -31,90 \text{ kNm)}$$

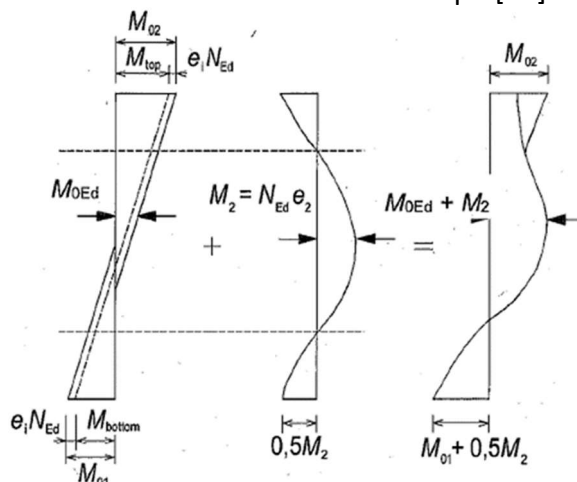
- Normálová síla v patě sloupu:

$$N_1 = -265,99 - f_2 \cdot 10,44 = -265,99 - 14,152 \cdot 10,44 = -413,74 \text{ kN (Scia = } -413,60 \text{ kN)}$$

Navržený model je správně sestaven a ověřen ručním výpočtem.

5.4.8 Výpočet výsledného momentu I. řádu a součinitele dotvarování

Stanovení výsledného návrhové momentu štíhlého sloupu [10]:



Pro ukázkou výpočtu vybrána KZ13:

Kombinace	Sloup 01	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Mimp = N · ei [kNm]	My + Mimp [kNm]	M01 / M02	My - Mimp [kNm]	M01 / M02
KZS13	Hlava	-408,12	-8,33	-48,97	14,20	-34,77		-63,17	
	Pata	-555,87	-22,60	112,45	19,34	131,79	-0,26	93,11	-0,68

$$M_{01} = -34,77 \text{ kNm}$$

$$M_{02} = 131,79 \text{ kNm}$$

Ekvivalentní ohyb. moment I. řádu:

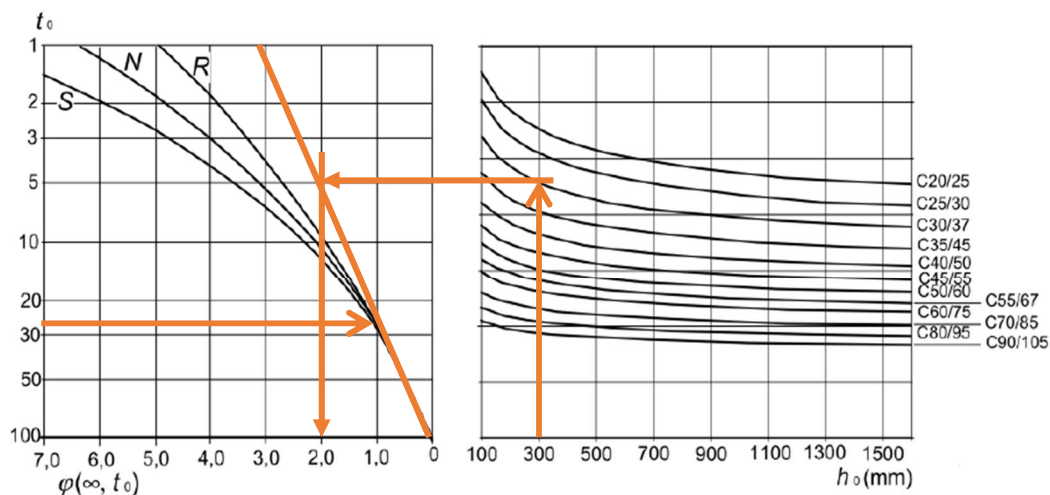
$$M_{0Ed} = \max [0,6 \cdot M_{02} + 0,4 \cdot M_{01}; 0,4 \cdot M_{02}] = \max [0,6 \cdot 131,79 + 0,4 \cdot (-34,77); 0,4 \cdot 131,79] = \max [65,17; 52,72] = 65,17 \text{ kNm}$$

Stanovení konečného součinitele dotvarování:

Vstupní parametr: vnitřní prostředí s RH = 50 %, $t_0 = 28$ dní – vyjádření, kdy bude vneseno zatížení na sloup, třída cementu N a třída betonu C30/37.

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 0,6^2}{4 \cdot 0,6} = 0,3 \text{ m}$$

Stanovení součinitele dotvarování [28]:



a) vnitřní prostředí – RH 50 %

$$\varphi_{(\infty, t_0)} \approx 2$$

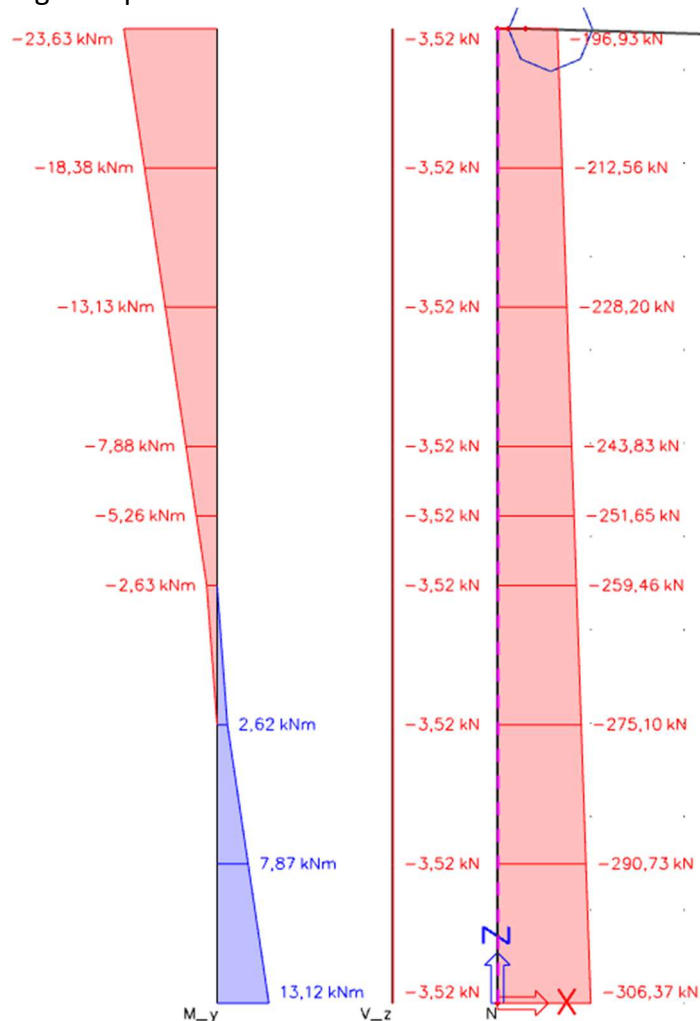
Výpočet ohybového momentu I. řádu pro kvazi-stálé zatížení:

Návrhové zatížení se stanoví na základě součinitele Ψ_2 , jímž se přenásobí proměnné zatížení. Ψ_2 – pro kategorie H (= 0), sníh do 1000 m.n.m. (= 0) a vítr (= 0).

Klíč kombinace: ZS1 + ZS2 + ZS3

STÁLÉ ZATÍŽENÍ	KVAZI-STÁLÉ ZATÍŽENÍ NA HLAVĚ SLOUPU [kN]
Vlastní tíha vazníku	$25 \cdot 0,348 \cdot 29,773 \cdot 0,5 = 129,51$
Střešní panel	$0,246 \cdot 5,0625 \cdot 29,773 \cdot 0,5 = 18,54$
TZB + podhled	$0,65 \cdot 5,0625 \cdot 29,773 \cdot 0,5 = 48,99$
	$N_{qp} = 197,04 \text{ kN} \approx 196,93 \text{ kN}$

Výsledky ze Scia Engineer pro kvazi-stálou kombinaci:



$$M_{\text{imp, hlava}} = N_{\text{Ed}} \cdot e_i = 196,93 \cdot 0,0348 = 6,85 \text{ kN}$$

$$M_{\text{imp, pata}} = N_{\text{Ed}} \cdot e_i = 306,37 \cdot 0,0348 = 10,66 \text{ kN}$$

$$M_{0\text{Eqp}} = M_{\text{Eqp}} + M_{\text{imp}} = -23,63 - 6,85 = -30,48 \text{ kNm}$$

Účinný součinitel dotvarování:

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi_{(\infty, 0)} \cdot M_{0\text{Eqp}}}{M_{0\text{Ed}}} = \frac{2 \cdot 30,48}{65,17} = 0,94$$

5.4.9 Výpočet momentu II. řádu za pomoci metody jmenovité křivosti

Výpočet součinitele K_r :

$$n = \frac{|N_{Ed}|}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{555\,870}{600^2 \cdot 20} = 0,077 < 1$$

$$n_u = 1 + \omega = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1 + \frac{0,03 \cdot 434,78}{20} = 1,652$$

$\rho = A_s / A_c = 0,03$... předpokládaný stupeň vyztužení (odhad)

$$n_{bal} = 0,4$$

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} = \frac{(1,652 - 0,077)}{(1,652 - 0,4)} = 1,26 \leq 1 \dots \text{Nevyhovuje, tedy } K_r = 1$$

Výpočet součinitele K_φ :

$$\beta = 0,35 + (f_{ck} / 200) - \lambda / 150 = 0,35 + (30/200) - (120,55 / 150) = -0,304$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1 + (-0,304) \cdot 0,94 = 0,716 \geq 1 \dots \text{Nevyhovuje, tedy } K_\varphi = 1$$

Výpočet ohybového momentu II. řádu:

účinná výška: $d = h - c - \varnothing_{tr} - (\varnothing_s / 2) = 600 - 25 - 10 - (20/2) = 555$ mm

$$e_2 = \frac{K_r \cdot K_\varphi \cdot f_{yd} \cdot l_0^2}{0,45 \cdot d \cdot E_s \cdot c} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 434,78 \cdot (2 \cdot 10,44)^2}{0,45 \cdot 0,555 \cdot 200\,000 \cdot 10} = 0,379 \text{ m}$$

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 = 555,87 \cdot 0,379 = 210,67 \text{ kNm}$$

Výsledný návrhový moment:

$$M_{Ed} = \max [M_{02}; M_{0Ed} + M_2; M_{01} + 0,5 \cdot M_2] = \max [131,79; 65,17 + 210,67; -34,77 - (0,5 \cdot 210,67)] = \max [131,79; 275,84; -140,11] = 275,84 \text{ kNm}$$

Kontrola stupně vyztužení:

$$v = \frac{|N_{Ed}|}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{555\,870}{600^2 \cdot 20} = 0,077$$

$$\mu = \frac{|M_{Ed}|}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{275,84 \cdot 10^6}{600^3 \cdot 20} = 0,064$$

$$d_1 / h = 45/600 = 0,075 \rightarrow \text{nomogram 12.2 (0,10)} \rightarrow \omega \approx 0,1$$

$$A_{req} = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 600^2 \cdot 20}{434,78} = 1656 \text{ mm}^2$$

$$A_{req} / A_c = 1656 / 600^2 = 0,0046 > \rho = 0,03 \dots \text{Nevyhovuje.}$$

Stupeň vyztužení pro daný sloup není rozhodujícím koeficientem. Poněvadž součinitel K_r se rovná 1, jak při nižším, tak i při vyšším stupni vyztužení ($\rho = 0,0015$ nebo $0,015$).

5.4.10 Výsledné vnitřní síly pro jednotlivé kombinace

Bude provedeno za pomoci programu Excel. Výsledné návrhové veličiny (N_{Ed} , M_{Ed}) budou pro jednotlivé kombinace posouzeny jako body v interakčním diagramu.

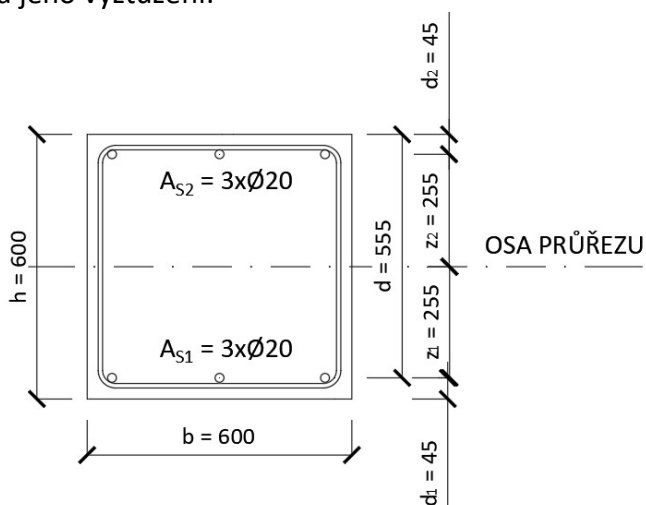
Kombinace	KZS3	KZS7	KZS13	KZS16	
N_{Ed}	-366,59	-213,33	-555,87	-564,15	kN
M_{01}	-33,88	-18,18	-34,77	-35,48	kNm
M_{02}	-122,09	90,59	131,79	83,47	kNm
M_{0Ed}	-86,80	47,08	65,17	35,89	kNm
$\varphi_{(\infty,0)}$	2	2	2	2	-
M_{0Eqp}	30,48	30,48	30,48	30,48	kNm
φ_{ef}	0,70	1,29	0,94	1,70	-
η	0,051	0,030	0,077	0,078	-
η_u	1,102	1,102	1,102	1,102	-
ρ (odhad)	0,0047	0,0047	0,0047	0,0047	-
η_{bal}	0,4	0,4	0,4	0,4	-
$K_r < 1$	1,497	1,527	1,460	1,458	-
K_r	1	1	1	1	-
β	-0,304	-0,304	-0,304	-0,304	-
$K_\varphi > 1$	0,787	0,606	0,716	0,484	-
K_φ	1	1	1	1	-
d	0,555	0,555	0,555	0,555	mm
e_2	0,379	0,379	0,379	0,379	mm
M_2	139,12	80,96	210,94	214,09	kNm
M_{Ed}	-225,92	128,04	276,11	249,98	kNm
ν	0,051	0,030	0,077	0,078	-
μ	0,052	0,030	0,064	0,058	-
ω	0,1	0,05	0,1	0,09	-
A_{req}	1656,0	828,0	1656,0	1490,4	mm ²
$\rho = A_{req} / A_c$	0,00460	0,00230	0,00460	0,00414	-

5.4.11 Návrh podélné výztuže sloupu

Z jednotlivých kombinací zjištěna nejvyšší požadovaná výztuž, tedy $A_{s,req} = 1656 \text{ mm}^2$.

Návrh: 6 x $\varnothing 20$ ($A_{s,prov} = 1885 \text{ mm}^2$)

Uvažovaný průřez a jeho vyztužení:



Dále byla navržena konstrukční výztuž $\varnothing 12$ uprostřed osy průřezu z důvodu délky strany větší jak 300 mm. Tato výztuž se zanedbá při výpočtu únosnosti průřezu.

Konstrukční zásady:

$\emptyset_s = 20 \leq \emptyset_{\min} = 12$ [mm] ... Vyhovuje

$$A_{s,\text{prov}} \geq A_{s,\text{min}} = \max \left[\frac{0,1 \cdot |N_{Ed}|}{f_{yd}}; 0,002 \cdot A_c \right] = \max \left[\frac{0,1 \cdot 547\,370}{434,78}; 0,002 \cdot 600^2 \right] = \max [126; 720]$$

$$A_{s,\text{prov}} = 1885 \geq A_{s,\text{min}} = 720 \text{ [mm}^2\text{]} \dots \text{Vyhovuje}$$

$$A_{s,\text{prov}} \leq A_{s,\text{max}} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 600^2 = 14\,400 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{prov}} = 1885 \leq A_{s,\text{max}} = 14\,400 \text{ [mm}^2\text{]} \dots \text{Vyhovuje}$$

Navržená výztuž splňuje konstrukční požadavky.

5.4.12 MSÚ – posouzení únosnosti

Vnitřní síly získané za pomoci působících kombinací zatížení na sloup budou posouzeny v interakčním diagramu. Ohybový moment u všech kombinací zatížení je zvětšený vlivem geometrické imperfekce a vyšetřený na deformované konstrukci.

Charakteristiky materiálů:

Beton C 30/37: $f_{ck} = 30$ MPa, $f_{cd} = 20$ MPa, $\eta = 1,0$, $\lambda = 0,8$, $\epsilon_{cu2} = 2\text{‰}$, $\epsilon_{cu3} = 3,5\text{‰}$

Ocel B500B: $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 434,78$ MPa

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200} = 2,174\text{‰}$$

$$\xi_{bal,1} = \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd}} = \frac{3,5}{3,5 + 2,174} = 0,617$$

$$x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \cdot d = 0,617 \cdot 0,555 = 0,342 \text{ m}$$

$$\xi_{bal,2} = \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} - \epsilon_{yd}} = \frac{3,5}{3,5 - 2,174} = 2,640$$

$$x_{bal,2} = \xi_{bal,2} \cdot d_2 = 2,640 \cdot 0,045 = 0,119 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \epsilon_s \cdot \sigma_s = 0,02 \cdot 200 \cdot 10^3 = 400 \text{ MPa} \leq f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Výpočet charakteristický bodů interakčního diagramu:

- Bod 0 – dostředný tlak

$$N_{Rd,0} = -(b \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} + \Sigma A_s \cdot \sigma_s) = -(600 \cdot 600 \cdot 1,0 \cdot 20 + 1885 \cdot 400) \cdot 10^{-3} = -7\,954 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,0} = (A_{s2} \cdot z_2 - A_{s1} \cdot z_1) \cdot \sigma_s = 0$$

- Bod 1 – nulové přetvoření tažené výztuže

$$\rightarrow \epsilon_{s1} = 0, \sigma_{s1} = 0, x \geq \xi_{bal,2} \cdot d_2 = 0,119 \text{ m} \rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$$N_{Rd,1} = -(b \cdot \lambda \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd}) = -(600 \cdot 0,8 \cdot 555 \cdot 1,0 \cdot 20 + (1885/2) \cdot 434,78) = -5\,737\,780,15 \text{ N} = -5\,737,8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,1} = b \cdot \lambda \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot d) + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot z_2 = 600 \cdot 0,8 \cdot 555 \cdot 1,0 \cdot 20 \cdot 0,5 \cdot (600 - 0,8 \cdot 555) + (1885/2) \cdot 434,78 \cdot 255 = 520,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 520,1 \text{ kNm}$$

- Bod 2 – napětí v tažené výztuži je na mezi kluzu

$$\xi_{bal,1} \cdot d = 0,342 \text{ m} \geq \xi_{bal,2} \cdot d_2 = 0,119 \text{ m} \dots \text{Vyhovuje} \rightarrow \sigma_{s1} = \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$$N_{Rd,bal} = -(b \cdot \lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} + \Delta F_s) = -(600 \cdot 0,8 \cdot 342 \cdot 1,0 \cdot 20 + 0) = -3\,286\,600 \text{ N} = -3\,286,6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, bal} = \lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot d \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot (h - \lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot d) \cdot 0,5 + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_1 + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot z_2 = 0,8 \cdot 342 \cdot 600 \cdot 1,0 \cdot 20 \cdot (600 - 0,8 \cdot 342) \cdot 0,5 + 942,5 \cdot 434,78 \cdot 255 + 942,5 \cdot 434,78 \cdot 255 = 744,81 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = \mathbf{744,9 \text{ kNm}}$$

- Bod 3 – prostý ohyb

$$\lambda \cdot x^2 \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \varepsilon_{cu3} \cdot E_s \cdot x - A_{s2} \cdot \varepsilon_{cu3} \cdot E_s \cdot d_2 - A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot x = 0 \rightarrow \text{vyjádří } x$$

$$0,8 \cdot x^2 \cdot 600 \cdot 1,0 \cdot 20 + 942,5 \cdot 0,0035 \cdot 200\,000 \cdot x - 942,5 \cdot 0,0035 \cdot 200\,000 \cdot 45 - 942,5 \cdot 434,78 \cdot x = 0$$

$$9600x^2 + 659\,750x - 29\,688\,750 - 409\,780,15x = 0$$

$$9600x^2 + 249\,969,85x - 29\,688\,750 = 0$$

$$x_1 = 44,1 \text{ mm} \dots \text{Vyhovuje}$$

$$x_2 = -70,1 \text{ mm} \dots \text{Nemá smysl}$$

$$\sigma_{s2} \leq f_{yd}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} \cdot (x - d_2) = \frac{3,5}{44,1} \cdot (44,1 - 45) = -0,071\% < \varepsilon_{yd} = 2,174\% \dots \text{Vyhovuje}$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} \cdot (d - x) = \frac{3,5}{44,1} \cdot (555 - 44,1) = 40,548\% > \varepsilon_{yd} = 2,174\% \dots \text{Vyhovuje}$$

$$N_{Rd} = 0$$

$$M_{Rd} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot x) + A_{s2} \cdot \varepsilon_{s2} \cdot E_s \cdot z_2 + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_1 = 0,8 \cdot 44,1 \cdot 600 \cdot 1,0 \cdot 20 \cdot 0,5 \cdot (600 - 0,8 \cdot 44,1) + 942,5 \cdot (-0,071 \cdot 10^{-3}) \cdot 200\,000 \cdot 255 + 942,5 \cdot 434,78 \cdot 255 = 220,62 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = \mathbf{220,6 \text{ kNm}}$$

- Bod 4 – Nulové přetvoření tlačené výztuže $\rightarrow \varepsilon_{s2} = 0$

$$N_{Rdt, bal} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 942,5 \cdot 434,78 = 409\,780,15 \text{ N} = \mathbf{409,8 \text{ kN}}$$

$$M_{Rdt, bal} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_1 = 942,5 \cdot 434,78 \cdot 255 = 104,5 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = \mathbf{104,5 \text{ kNm}}$$

- Bod 5 – dostředný tah

$$N_{Rdto} = A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot f_{yd} = 942,5 \cdot 434,78 \cdot 2 = 819\,560,3 \text{ N} = \mathbf{819,6 \text{ kN}}$$

$$M_{Rdto} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_1 - A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot z_2 = \mathbf{0}$$

Omezení tlakové únosnosti:

$$\text{minimální výstřednost: } e_0 = \max(h/30; 20 \text{ mm}) = \max(600/30; 20) = 20 \text{ mm}$$

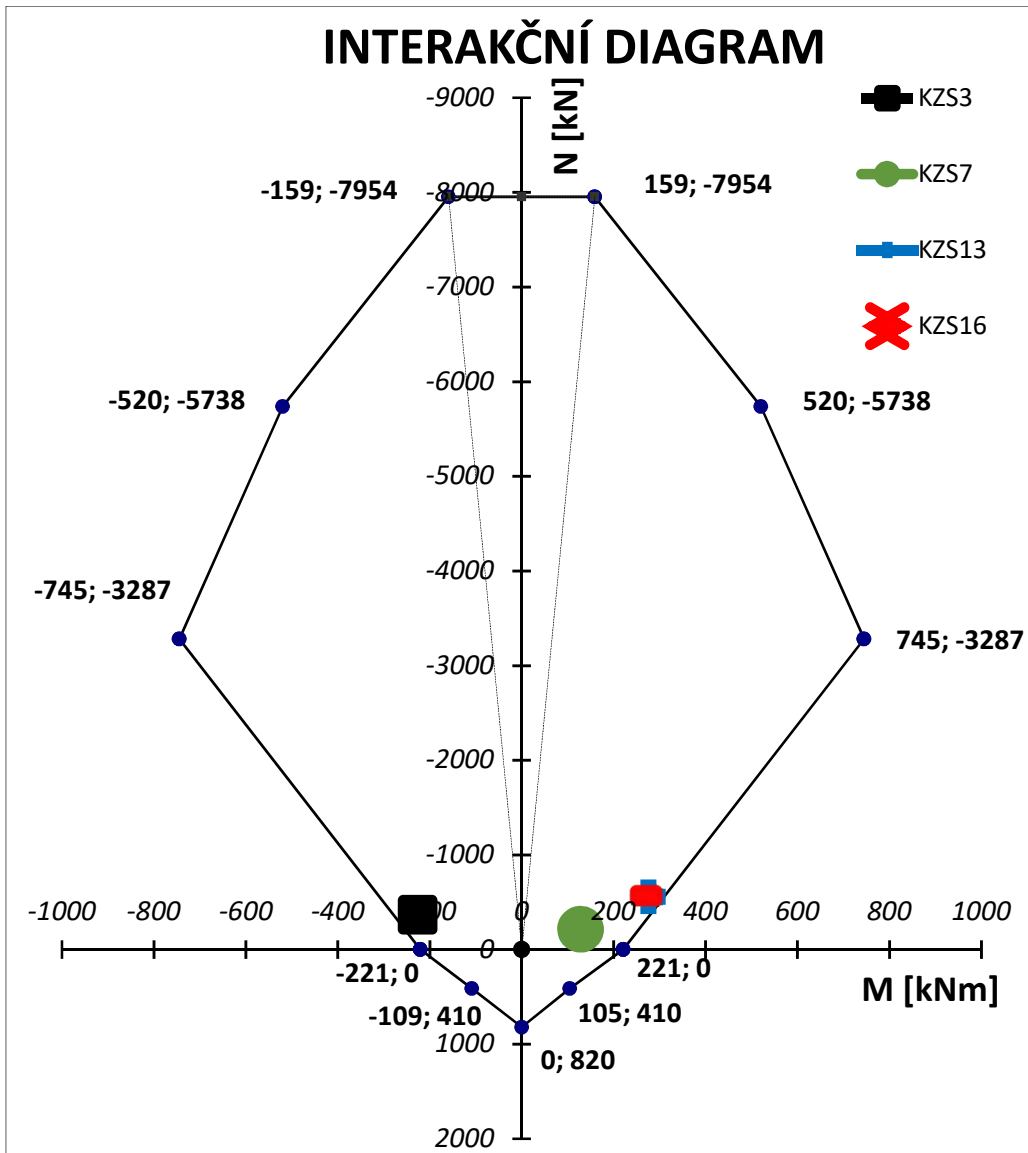
$$\text{minimální ohybový moment: } M_0 = N_{Rd,0} \cdot e_0 = 7\,954 \cdot 0,02 = 159,08 \text{ kNm}$$

Nejkritičtější kombinace zatížení na sloup S01:

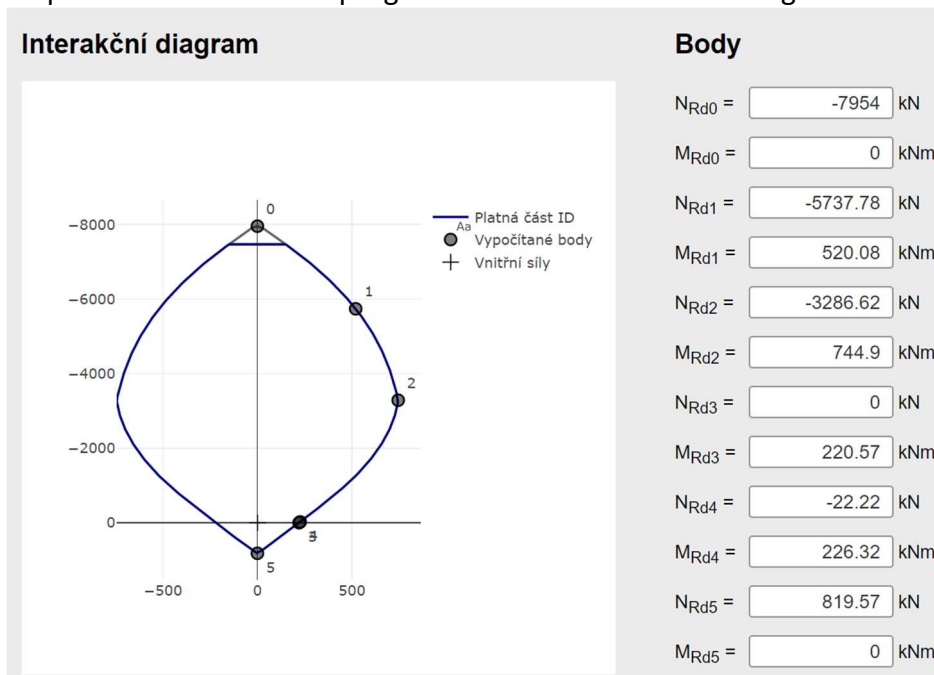
Kombinace	Ned	Med
KZS3	-366,59	-225,92
KZS7	-213,33	128,04
KZS13	-555,87	276,11
KZS16	-564,15	249,98

Závěr:

Jednotlivé kombinace zatížení leží uvnitř ohraničené křivky interakčního diagramu. Tedy prefabrikovaný sloup vyhoví na MSÚ.



Ověření za pomoci softwarového programu: InDiOn – Interakční diagram online [33]:



5.4.13 Příčná výztuž

Hlavní funkcí příčné výztuže je zabránění proti vybočení podélné výztuže. Příčná výztuž je uvažována ve tvaru třmínku. Uvažovaný profil třmínku je $\phi_{tr} = 10$ mm.

Posouzení prefabrikovaného sloupu na smyk bude uvažováno pro KZS14, kde je největší posouvající síla $V_{Ed,max} = -39,31$ kN.

Kombinace	Sloup 01	N [kN]	V _z [kN]	M _y [kNm]	M _{imp} = N · e _i [kNm]	M _y + M _{imp} [kNm]	M ₀₁ / M ₀₂	M _y - M _{imp} [kNm]	M ₀₁ / M ₀₂
KZS14	Hlava	-348,96	14,61	-41,88	12,14	-29,74		-54,02	
	Pata	-496,71	-39,31	87,05	17,29	104,34	-0,29	69,76	-0,77

Únosnost betonu ve smyku:

Smyková výztuž se nemusí navrhnout za předpokladu $|V_{Ed,max}| \leq V_{Rd,c}$. Avšak dle konstrukčních zásad a hlavní funkcí příčné výztuže bude navržena minimálně konstrukční výztuž dle normy.

součinitel účinné výšky k:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{555}} = 1,6 \leq 2 \dots \text{Vyhovuje}$$

stupeň vyztužení:

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{942,5}{600 \cdot 555} = 2,83 \cdot 10^{-3} < 0,02 \dots \text{Vyhovuje}$$

kritické napětí:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed,max}}{A_c} = \frac{-496\,710}{600^2} = |-1,38| \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 20 = 4 \text{ MPa}$$

minimální únosnost ve smyku (součinitel $k_1 = 0,15$):

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,6^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,388$$

$$V_{Rd,c, min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,388 + 0,15 \cdot (-1,38)) \cdot 600 \cdot 555 = 60\,273 \text{ N} = 60,27 \text{ kN}$$

smyková únosnost průřezu:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}}{\gamma_c} \right] \cdot b_w \cdot d = \left[\frac{0,18 \cdot 1,6 \cdot (100 \cdot 0,00283 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot (-1,38)}{1,5} \right] \cdot 600 \cdot 555 = 84\,477,2 \text{ N} > V_{Rd,c, min} = 60\,273 \text{ kN}$$

posouzení:

$$|V_{Ed,max}| \leq V_{Rd,c}$$

$$|-39,31| \leq 84,48 \text{ [kN]} \dots \text{Vyhovuje}$$

Sloup by mohl být navržen bez smykové výztuže. Dle normy musí být navržena minimálně konstrukční příčná výztuž.

Konstrukční zásady:

maximální vzdálenost třmínků:

$$s_1 \leq \min(15 \cdot \phi_s; \min(b, h); 300) = \min(15 \cdot 20; \min(600, 600); 300) = 300 \text{ mm}$$

v oblasti styků navrženo zhuštění třmínků (min. 3 třmínky):

$$s_2 = 0,6 \cdot s_1 = 0,6 \cdot 300 = 180 \text{ mm}$$

Únosnost konstrukčních třmínků:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg\theta = \frac{157,08}{300} \cdot 0,9 \cdot 555 \cdot 434,78 \cdot \cotg34^\circ = 168\,584,3 \text{ N}$$

posouzení:

$$V_{Rd,s} = 168,58 \geq |V_{Ed,max}| = |-39,31| \text{ [kN]} \dots \text{Vyhovuje}$$

Navržená konstrukční výztuž vyhoví.

5.4.14 Návrh styku sloup – vazník

Návrh ocelových trnů zabudovaných ve sloupu se navrhuje na maximální horizontální sílu ve styku sloup – vazník. Jak v případě návrhu příčné výztuže i zde se bude navrhovat na posouvající sílu $V_{Ed,max} = -39,31 \text{ kN}$ z KZS14.

Návrh: 1x ϕ 25 mm žebříkové oceli

únosnost spoje:

$$F = \alpha \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} = 1 \cdot 25^2 \cdot \sqrt{20 \cdot 434,78} = 58\,281,4 \text{ N}$$

posouzení:

$$F = 58,28 \geq V_{Ed,max} = 39,31 \text{ [kN]} \dots \text{Vyhovuje}$$

minimální kotevní délka ocelového trnu zabudovaného ve sloupu (ukládáno na vazník):

$$l_{b,min} = 6 \cdot \phi = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm}$$

5.4.15 Vidlice sloupu

Návrh krycí vrstvy:

Specifikace betonu – C30/37 – XC1 – C10,2 – Dmax16 – S4

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10) = \max(\phi_{VÝZTUŽE - PŘEDPOKLAD}; 20; 10) = \max(12; 20; 10) = 20 \text{ mm}$$

$c_{dev} = 5 \text{ mm} \rightarrow$ prefabrikovaný dílec

$$c_{nom} = c_{min} + c_{dev} = 20 + 5 = \mathbf{25 \text{ mm}}$$

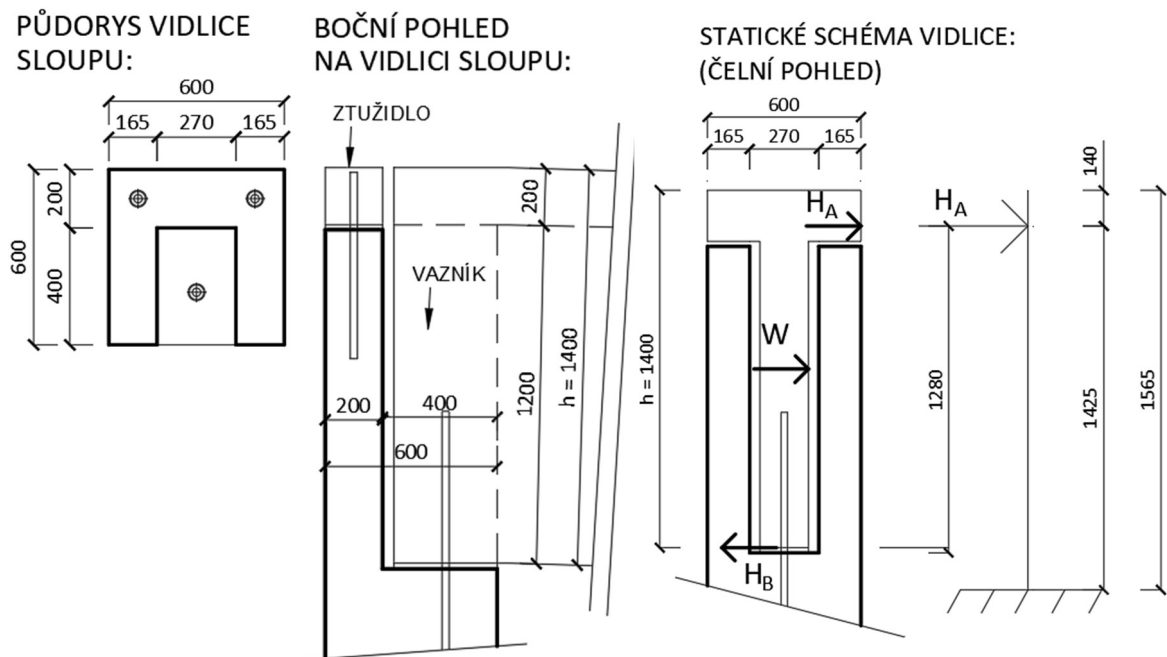
Obecné informace k výpočtu vidlice sloupu:

Podkladem pro výpočet vidlice sloupu bude použita literatura [37]. Vidlice sloupu bude posuzována v montážním stavu, kdy vazník bude plně vystaven působícímu větru. Vazník může příčně vybočit a namáhat vidlici sloupu. Při tomto namáhání vzniká ohybový moment, jímž je vystavena vidlice sloupu.

Na Obr. 5.10 je znázorněno působení větru na svislé stěny. Lze si všimnout, že při působení podélného větru na objekt haly vzniká na vazníku nejvyšší příčné namáhání. Bude uvažováno se zatížení od větru $w_d = 0,68 \text{ kN/m}^2$.

Vidlici sloupu lze uvažovat při návrhu výztuže jako konzolu. Reakce od větru nepůsobí na hlavě sloupové vidlice díky vlivu klopení vazníku. Tento vliv znázorněn ve statickém schématu níže.

Geometrie vidlice sloupu:



MSÚ sloupové vidlice:

$$W = w_d \cdot 0,5 \cdot L \cdot h = 0,68 \cdot 0,5 \cdot 29,773 \cdot 1,4 = 14,17 \text{ kN}$$

$$H_A = H_B = \frac{W \cdot 0,5 \cdot 1,4}{1,26} = \frac{14,17 \cdot 0,5 \cdot 1,4}{1,26} = 7,87 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = H_A \cdot 1,425 = 7,87 \cdot 1,425 = 11,22 \text{ kNm}$$

$$d = h - c - \varnothing_{tr} - 0,5\varnothing_s = 165 - 25 - 8 - 0,5 \cdot 12 = 126 \text{ mm}$$

Návrh: $3 \times \varnothing 12 \text{ mm}$ ($A_{s,prov} = 339,29 \text{ mm}^2$)

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{339,29 \cdot 434,78}{0,8 \cdot 400 \cdot 20} = 23,1 \text{ mm}$$

$$z = d - \lambda \cdot 0,5 \cdot x = 126 - 0,8 \cdot 0,5 \cdot 23,1 = 116,76 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 339,29 \cdot 434,78 \cdot 116,76 = 17,22 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 17,22 \text{ kNm}$$

posouzení: $M_{Rd} = 17,22 \geq M_{Ed} = 11,22 \text{ [kNm]}$

Konstrukční zásady:

$$s_{min} = \max(1,2 \cdot \varnothing_s; d_g + 5; 20) = \max(1,2 \cdot 12; 16+5; 20) = 21 \text{ mm}$$

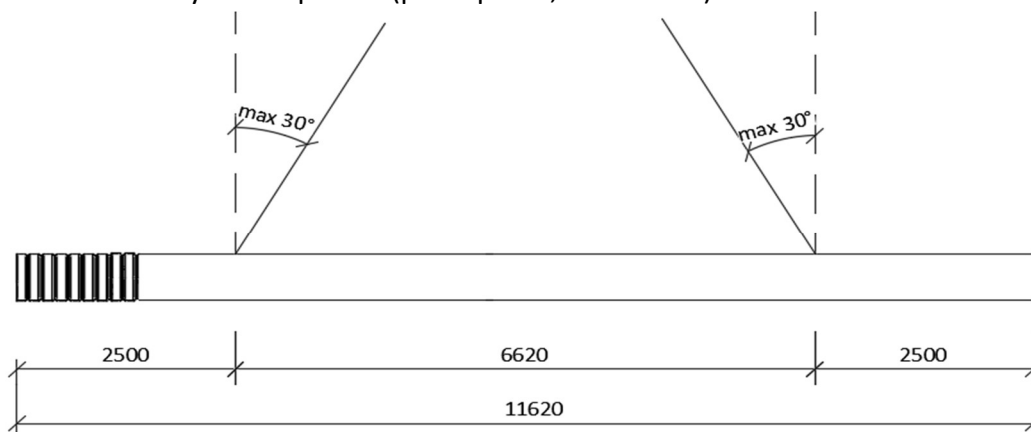
$$s_{podélně,400} = 88 \text{ mm} < s_{min} = 21 \text{ mm} \dots \text{ Vyhovuje}$$

$$s_{příčně,165} = 75 \text{ mm} < s_{min} = 21 \text{ mm} \dots \text{ Vyhovuje}$$

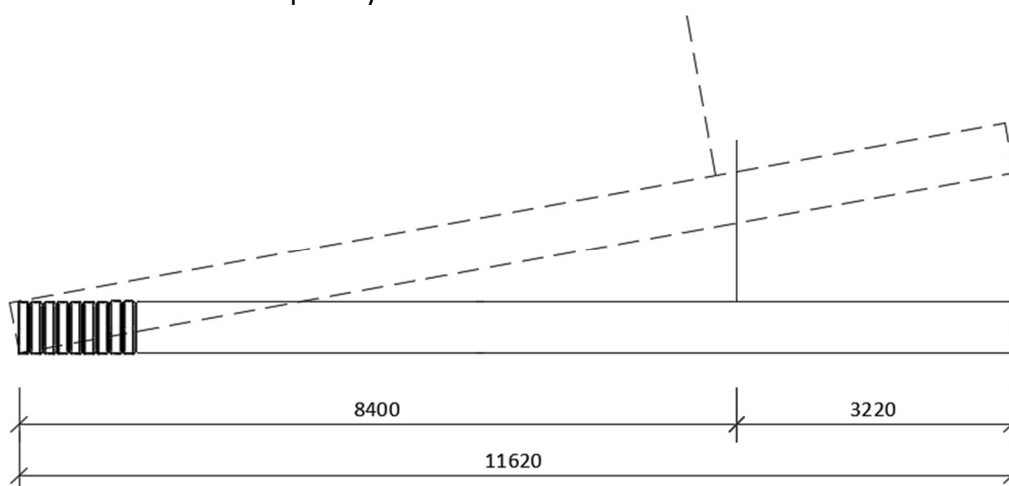
5.4.16 Posouzení sloupu na montážní stádium

Podkladem pro výpočet manipulace s prefabrikovaným dílcem byla použita literatura [23]. Prefabrikované dílce musí být posouzeny na zatěžovací stavy, který charakterizují cestu od jejich výroby až po umístění v objektu. V případě vybraného prefabrikovaného sloupu se jedná o následující zatěžovací/montážní stavy:

Vytahování z formy a manipulace (při dopravě, skladování):



Montáž dílce do vertikální polohy:

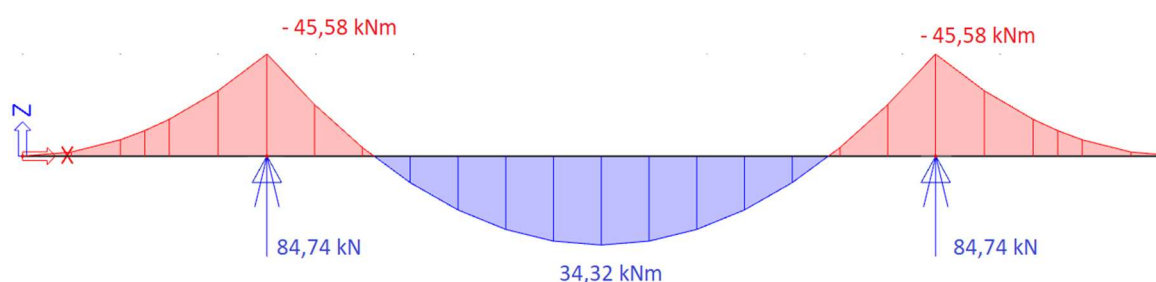


5.4.16.1 Manipulace během odbedňování

Celková plocha přilnutí k formě: $A = 7,104 \text{ m}^2$

Normálová přilnavost dílce k formě: $q_{adh,n} = 2 \text{ kN/m}^2$

$f_{výrobní} = 1,3 \cdot \gamma_{fg} \cdot (b \cdot q_{adh,n} + g_k) = 1,3 \cdot 1,1 \cdot (0,6 \cdot 2 + 25 \cdot 0,6^2) = 14,586 \text{ kN/m}$



Ověření:

$$R \cdot 6,62 = 14,586 \cdot (6,62 + 2,5)^2 \cdot 0,5 - 14,586 \cdot 2,5^2 \cdot 0,5 \rightarrow R = 84,74 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -45,58 \text{ kNm}$$

Posouzení výztuže:

Lze předpokládat, že pevnost betonu při vytahování z formy bude odpovídat 30%:

$$f_{cd} = 0,3 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,3 \cdot \frac{30}{1,5} = 6 \text{ MPa}$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_{s,podélná} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{942,5 \cdot 434,78}{0,8 \cdot 600 \cdot 6} = 142,28 \text{ mm}$$

Účinná výška:

$$d = h - c - \phi_{tr} - \frac{\phi_s}{2} = 600 - 25 - 10 - \frac{20}{2} = 555 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 555 - 0,4 \cdot 142,28 = 498,09 \text{ mm}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = A_{podélná} \cdot f_{yd} \cdot z = 942,5 \cdot 498,09 \cdot 434,78 \cdot 10^{-6} = 204,11 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

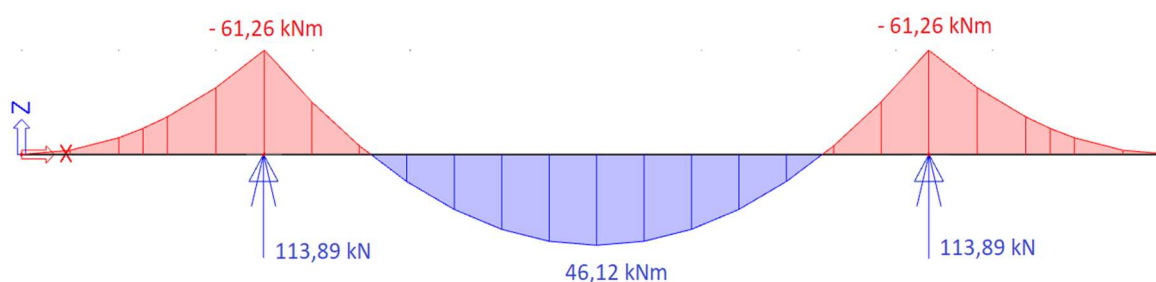
$$45,58 \leq 204,11 \text{ [kNm]} \dots \text{ Vyhovuje}$$

5.4.16.2 Manipulace

$$f_{manipulace} = 1,8 \cdot \gamma_{mean} \cdot \gamma_{fg} \cdot g_k = 1,8 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot 0,6^2 = 19,602 \text{ kN/m}$$

kde γ_{fg} ... součinitel zatížení vlastní tíhou dílce, dle ČSN EN 1990

γ_{mean} ... součinitel podmínek působení dílce (opakovatelnost použití)

**Ověření:**

$$R \cdot 6,62 = 19,602 \cdot (6,62 + 2,5)^2 \cdot 0,5 - 19,602 \cdot 2,5^2 \cdot 0,5 \rightarrow R = 113,89 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -61,26 \text{ kNm}$$

Posouzení výztuže:

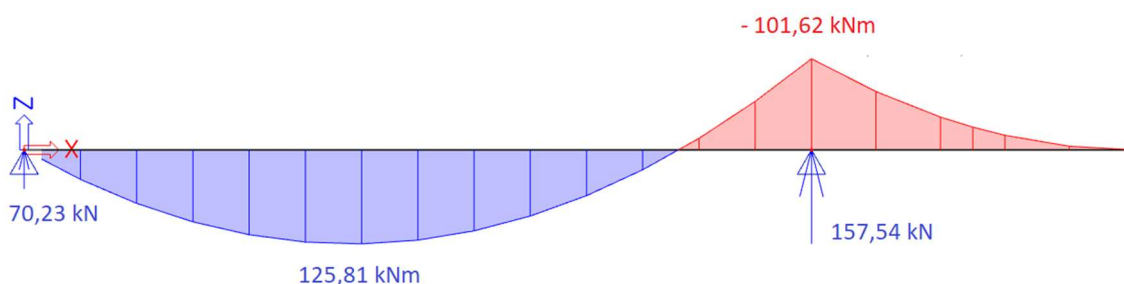
$M_{Rd} = 220,62 \text{ kNm}$... interakční bod 3 – prostý ohyb

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$61,26 \leq 220,62 \text{ [kNm]} \dots \text{ Vyhovuje}$$

5.4.16.3 Montáž

$$f_{\text{montážní}} = 1,8 \cdot \gamma_{\text{mean}} \cdot \gamma_{fg} \cdot g_k = 1,8 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot 0,6^2 = 19,602 \text{ kN/m}$$



Ověření:

$$R \cdot 8,4 = 19,602 \cdot 11,62^2 \cdot 0,5 \rightarrow R = 157,54 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 125,81 \text{ kNm}$$

Posouzení výztuže:

$M_{Rd} = 220,62 \text{ kNm}$... interakční bod 3 – prostý ohyb

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$125,81 \leq 220,62 \text{ [kNm]} \dots \text{ Vyhovuje}$$

Tíha prefabrikovaného sloupu S01: $m = 10,7 \text{ t}$

Navržena trubka $\varnothing 80 \text{ mm}$, která slouží k montáži sloupu.

Následně bude montáž sloupu předvedena do svislé polohy. Zdvih sloupu bude probíhat přes ocelové lano, které se provlíkne otvorem po odstranění ocelové trubky. Pro tento montážní stav je stanoven součinitel zatížení při zvedání (dynamický součinitel) $\gamma_{fg} = 1,4$, dle [34]. Sloup bude vystaven prostému tahu, kterému bude odolávat navržená podélná výztuž. Tento stav se posoudí na základě znalosti bodu únosnosti 5 – dostředný tah, kde $N_{Rdt0} = 819,6 \text{ kN}$.

$$F_{zdvih} = 1,8 \cdot \gamma_{\text{mean}} \cdot \gamma_{fg} \cdot G_k = 1,8 \cdot 1,1 \cdot 1,4 \cdot 25 \cdot 4,054 = 280,94 \text{ kN}$$

$$F_{zdvih} = 280,94 \leq N_{Rdt0} = 819,6 \text{ [kN]} \dots \text{ Vyhovuje}$$

5.4.16.4 Návrh manipulačních úchytů

Manipulační úchyty jsou navrženy pro manipulaci sloupu v horizontální poloze. Tedy, vytahování z formy a manipulace při dopravě, skladování nebo přemísťování. Při odbedňování vzniká v manipulačním úchytu $R_z = 84,74 \text{ kN}$ při pevnosti betonu 6 MPa. Při manipulaci s dílcem vzniká v manipulačním úchytu síla $R_{z,\text{max}} = 113,89 \text{ kN}$ při pevnosti betonu 20 MPa. Na obě tyto síly se posoudí vybraný přepravní úchyt s kulovou hlavou od firmy HALFEN. Navržen je úchyt DEHA 6000-15.0-0400.

Velikost síly působící na úchyt pro odbedňování:

$$N_{Ed} = \frac{R_z}{\cos \alpha} = \frac{84,74}{\cos 30^\circ} = 97,85 \text{ kN}$$

pevnost betonu do 15 N/mm², osový tah do 30°.

$$N_{Ed} = 97,85 \text{ kN} \leq N_{Rd,deha} = 148,9 \text{ kN}$$

Velikost síly působící na úchyt:

$$N_{Ed} = \frac{R_{z,max}}{\cos\alpha} = \frac{113,89}{\cos 30^\circ} = 131,51 \text{ kN}$$

pevnost betonu do 25 N/mm², osový tah a šikmý tah do 45°

$$N_{Ed} = 131,51 \text{ kN} \leq N_{Rd,deha} = 150 \text{ kN}$$

Tabulka dimenzí přepravních úchytů s kulovou hlavou [34]:

Tab. 10 – pokračování Únosnost přepravních úchytů ve stěnách s plně aktivovanou výztuží (hmotnostní skupina 10,0–45,0)								
hmotnostní skupina	označení bez povrchové úpravy	délka přepravních úchytů l [mm]	tloušťka stěny 2 × e _r [mm]	přip. únosnost v kN pevnost betonu v tlaku				osová vzdálenost úchytů e _z [mm]
				osový tah do 30° [β]	šikmý tah do 45° [β]	osový tah a šikmý tah do 45° [β]	osový tah a šikmý tah do 45° [β]	
				15 N/mm ²	15 N/mm ²	25 N/mm ²	35 N/mm ²	
15,0	6000-15.0-0400	400	300	128,9	103,1	150,0	150,0	1200
			400	148,9	119,1	150,0	150,0	
			500	150,0	133,1	150,0	150,0	
	6000-15.0-0840	840	200	111,9	111,9	144,5	150,0	2520
			220	123,1	123,1	150,0	150,0	
			240	134,2	134,2	150,0	150,0	

6 Citlivostní analýza štíhlého sloupu

V rámci bakalářské práce byla navržena a posouzena štíhlý sloup aplikovaná deterministická a stochastická citlivostní analýza. Principem obou analýz je sledování vlivu vstupních parametrů a jejich přirozené proměnlivosti na konečnou únosnost železobetonového sloupu a na návrhový ohybový moment včetně zahrnutí účinků I. a II. řádu. Ostatní parametry (průměr prutu, plocha výztuže atd.), které nejsou předmětem sledování, budou v rámci citlivostní analýzy zachovány.

Únosnost železobetonového sloupu bude sledována na významných bodech interakčního diagramu. Následně bude v procentuální míře srovnána s navrženým sloupem. Pro účely bakalářské práce se zanedbá vliv konstrukční výztuže sloupu. Dále za pomoci výpočtu výsledného ohybového momentu (M_{Ed}) lze určit, jak změna vstupního parametru ovlivní posouzení MSÚ. Pro výpočet návrhového ohybového momentu byla zvolena KZS13 [-555,87; M_{Ed}], jelikož tato kombinace vychází jako nejkritičtější na posudek MSÚ pro vybraný štíhlý sloup.

6.1 Deterministická citlivostní analýza (parametrická studie)

Cílem studie je sledování vlivu vstupních parametrů na únosnost sloupu a na návrhový ohybový moment. Tedy lze za pomoci této studie získat alternativní řešení, které umožní pro vybraný sloup navrhnout ekonomický návrh. Jednotlivé vstupní parametry si uživatel může zvolit podle své vlastní vůle. Konkrétně budou sledovány parametry jako pevnostní třída betonu, krytí výztuže, pevnostní třída oceli, výška a šířka průřezu. Výpočet byl proveden v Excelu a výsledky jsou zaznamenány v tabulkách viz níže. Procentuální hodnota je vztažena k hodnotě základním hodnotám získaným z deterministického návrhu, jenž je v tabulce vyznačen šedým zbarvením celého sloupce buněk.

Pevnostní třída oceli		B420B	B500B	B550B	
$N_{Rd,0}$		-7888,43	-7954,00	-7954,00	[kN]
		99,18	100,00	100,00	[%]
$N_{Rd,1}$		-5672,22	-5737,78	-5778,76	[kN]
		98,86	100,00	100,71	[%]
$M_{Rd,1}$		503,36	520,08	530,53	[kNm]
		96,79	100,00	102,01	[%]
$N_{Rd,2}$		-3501,26	-3286,62	-3165,34	[kN]
		106,53	100,00	96,31	[%]
$M_{Rd,2}$		715,14	744,90	762,02	[kNm]
		96,01	100,00	102,30	[%]
$M_{Rd,3}$		186,87	220,57	241,62	[kNm]
		84,72	100,00	109,54	[%]
$N_{Rd,4}$		344,22	409,78	450,76	[kN]
		84,00	100,00	110,00	[%]
$M_{Rd,4}$		87,78	104,49	114,94	[kNm]
		84,00	100,00	110,00	[%]
$N_{Rd,5}$		688,43	819,57	901,52	[kNm]
		84,00	100,00	110,00	[%]
M_{Ed}		242,36	276,12	297,21	[kNm]
		87,78	100,00	107,64	[%]

Tab. 6.1 Výsledky při sledování změny pevnostní třídy oceli

Z Tab. 6.1 je patrné, že pevnost oceli nejvíce ovlivňuje únosnost sloupu v tahu. Pokud se zvýší pevnost oceli o jednu třídu, tak únosnost sloupu se zvýší v tahu o 10 %, v tlaku do 2 % a návrhový ohybový moment o 8 %. Toto tvrzení neplatí pro normálovou složku bodu únosnosti 2 ($N_{Rd,2}$), kdy naopak hodnota únosnosti se snižuje při vyšší třídě pevnosti oceli o cca 4 %.

Pevnostní třída betonu	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	
$N_{Rd,0}$	-5554,00	-6754,00	-7954,00	-9154,00	-10354,00	[kN]
	69,83	84,91	100,00	115,09	130,17	[%]
$N_{Rd,1}$	-3961,78	-4849,78	-5737,78	-6625,78	-7513,78	[kN]
	69,05	84,52	100,00	115,48	130,95	[%]
$M_{Rd,1}$	381,55	450,81	520,08	589,34	658,61	[kNm]
	73,36	86,68	100,00	113,32	126,64	[%]
$N_{Rd,2}$	-2191,08	-2738,85	-3286,62	-3834,39	-4382,16	[kN]
	66,67	83,33	100,00	116,67	133,33	[%]
$M_{Rd,2}$	566,26	655,58	744,90	834,22	923,53	[kNm]
	76,02	88,01	100,00	111,99	123,98	[%]
$M_{Rd,3}$	217,03	218,86	220,57	222,19	223,73	[kNm]
	98,39	99,22	100,00	100,73	101,43	[%]
$N_{Rd,4}$	409,78	409,78	409,78	409,78	409,78	[kN]
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	[%]
$M_{Rd,4}$	104,49	104,49	104,49	104,49	104,49	[kNm]
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	[%]
$N_{Rd,5}$	819,57	819,57	819,57	819,57	819,57	[kN]
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	[%]
M_{ed}	276,12	276,12	276,12	276,12	276,12	[kNm]
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	[%]

Tab. 6.2 Výsledky při sledování změny pevnostní třídy betonu

Z Tab. 6.2 je patrné, že pevnost betonu nemá vliv na návrhový ohybový moment. Z výsledků lze zjistit, že třída pevnosti betonu nepatrně ovlivňuje únosnost sloupu v tahu, a to pouze u bodu únosnosti 3. Pro únosnost sloupu v tlaku vyplývá skutečnost, že se zvyšující třídou pevnosti betonu se zvyšuje únosnost sloupu.

Krytí výztuže	5	15	25	35	45	[mm]
$N_{Rd,0}$	-7954,00	-7954,00	-7954,00	-7954,00	-7954,00	[kN]
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	[%]
$N_{Rd,1}$	-5929,78	-5833,78	-5737,78	-5641,78	-5545,78	[kN]
	103,35	101,67	100,00	98,33	96,65	[%]
$M_{Rd,1}$	499,09	509,97	520,08	529,42	537,99	[kNm]
	95,96	98,06	100,00	101,80	103,44	[%]
$N_{Rd,2}$	-3405,06	-3345,84	-3286,62	-3227,40	-3168,18	[kN]
	103,60	101,80	100,00	98,20	96,40	[%]
$M_{Rd,2}$	763,80	754,49	744,90	735,01	724,83	[kNm]
	102,54	101,29	100,00	98,67	97,31	[%]
$M_{Rd,3}$	229,13	224,40	220,57	217,57	215,32	[kNm]
	103,88	101,73	100,00	98,64	97,62	[%]
$N_{Rd,4}$	409,78	409,78	409,78	409,78	409,78	[kN]
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	[%]
$M_{Rd,4}$	112,69	108,59	104,49	100,40	96,30	[kNm]
	107,84	103,92	100,00	96,08	92,16	[%]
$N_{Rd,5}$	819,57	819,57	819,57	819,57	819,57	[kN]
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	[%]
M_{ed}	268,78	272,38	276,12	279,99	284,00	[kNm]
	97,34	98,65	100,00	101,40	102,86	[%]

Tab. 6.3 Výsledky při sledování změny krytí výztuže

Z Tab. 6.3 je patrné, že změna krytí výztuže výrazně neovlivní získané výsledky únosnosti a návrhového ohybového momentu. Změna ve velikosti krytí výztuže nemá žádný vliv při stanovení bodů únosnosti 0 (dostředný tlak) a normálovou složku bodu 5 (dostředný tah). Z výsledků vyplývá skutečnost, že při zvětšení velikosti krytí výztuže se zvětší návrhový ohybový moment, a naopak sníží únosnost sloupu.

Šířka průřezu	400	500	600	700	800	[mm]
N _{Rd,0}	-5554,00	-6754,00	-7954,00	-9154,00	-10354,00	[kN]
	69,83	84,91	100,00	115,09	130,17	[%]
N _{Rd,1}	-3961,78	-4849,78	-5737,78	-6625,78	-7513,78	[kN]
	69,05	84,52	100,00	115,48	130,95	[%]
M _{Rd,1}	381,55	450,81	520,08	589,34	658,61	[kNm]
	73,36	86,68	100,00	113,32	126,64	[%]
N _{Rd,2}	-2191,08	-2738,85	-3286,62	-3834,39	-4382,16	[kN]
	66,67	83,33	100,00	116,67	133,33	[%]
M _{Rd,2}	566,26	655,58	744,90	834,22	923,53	[kNm]
	76,02	88,01	100,00	111,99	123,98	[%]
M _{Rd,3}	217,03	218,86	220,57	222,19	223,73	[kNm]
	98,39	99,22	100,00	100,73	101,43	[%]
N _{Rd,4}	409,78	409,78	409,78	409,78	409,78	[kN]
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	[%]
M _{Rd,4}	104,49	104,49	104,49	104,49	104,49	[kNm]
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	[%]
N _{Rd,5}	819,57	819,57	819,57	819,57	819,57	[kNm]
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	[%]
M _{ed}	276,12	276,12	276,12	276,12	276,12	[kNm]
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	[%]

Tab. 6.4 Výsledky při sledování změny šířky průřezu

Z Tab. 6. 4 si lze všimnout skutečnosti, že změna šířky průřezu neovlivní návrhový ohybový moment a nepatrně ovlivní únosnost sloupu v tahu. Změna hodnoty šířky průřezu se projeví pouze na únosnosti sloupu v tlaku. Platí, že při zvýšení rozměru se zvětší únosnost sloupu v tlaku.

Výška průřezu	400	500	600	700	800	[mm]
N _{Rd,0}	-5554,00	-6754,00	-7954,00	-9154,00	-10354,00	[kN]
	69,83	84,91	100,00	115,09	130,17	[%]
N _{Rd,1}	-3817,78	-4777,78	-5737,78	-6697,78	-7657,78	[kN]
	66,54	83,27	100,00	116,73	133,46	[%]
M _{Rd,1}	261,18	381,03	520,08	678,33	855,78	[kNm]
	50,22	73,26	100,00	130,43	164,55	[%]
N _{Rd,2}	-2102,25	-2694,44	-3286,62	-3878,80	-4470,99	[kN]
	63,96	81,98	100,00	118,02	136,04	[%]
M _{Rd,2}	363,34	539,12	744,90	980,67	1246,44	[kNm]
	48,78	72,38	100,00	131,65	167,33	[%]
M _{Rd,3}	138,62	179,59	220,57	261,55	302,53	[kNm]
	62,84	81,42	100,00	118,58	137,16	[%]
N _{Rd,4}	409,78	409,78	409,78	409,78	409,78	[kN]
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	[%]
M _{Rd,4}	63,52	84,01	104,49	124,98	145,47	[kNm]
	60,78	80,39	100,00	119,61	139,22	[%]
N _{Rd,5}	819,57	819,57	819,57	819,57	819,57	[kNm]
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	[%]
M _{ed}	394,96	322,48	276,12	243,91	220,24	[kNm]
	143,04	116,79	100,00	88,34	79,76	[%]

Tab. 6.5 Výsledky při sledování změny výšky průřezu

Při zvětšení výšky průřezu dochází ke snížení návrhového ohybového momentu a zároveň se zvyšuje únosnost sloupu v tahu i v tlaku (Tab. 6.5). Ovšem únosnost bodu 5 (dostředný tah) se nemění pro různé rozměry výšky.

6.1.1 Vyhodnocení deterministické citlivostní analýzy

Ze získaných výsledků lze vypočítat skutečnost, že na významné body únosnosti v tlaku má nejvýraznější vliv pevnost betonu a průřezové rozměry sloupu. Pro únosnost sloupu v tahu má plošně největší vliv pevnost oceli. Výška průřezu pouze ovlivňuje momentovou únosnost sloupu v tahu.

Z výsledků (Tab. 6.1 až Tab. 6. 5) je patrné, že parametr výšky průřezu nejvíce ovlivňuje únosnost sloupu a celkový návrhový ohybový moment. Z toho vyplývá, že určení rozměru výšky průřezu hraje nejdůležitější roli při deterministickém návrhu sloupu.

Zároveň lze vypočítat, že zvýšení o jeden stupeň třídy pevnosti betonu má stejný vliv jako zvětšení rozměru šířky průřezu o 100 mm na únosnost sloupu.

6.2 Stochastická citlivostní analýza

Stochastická citlivostní analýza slouží pro sledování vlivu proměnlivosti vstupních parametrů na sledované výsledky. Uživatel si zvolil materiálové a geometrické vlastnosti vyšetřovaného modelu, ale díky přípustným odchylkám, které mohou nastat při výrobě dílce, analyzuje pravděpodobnostní projevy změn na výsledné hodnoty. V praxi lze tento model využít při hledání rizikového parametru, který z důvodu nejistot a náhodných jevů může výrazně snížit únosnost prvku. Zvýšenou kontrolou takového parametru, lze pak riziko ovlivnění únosnosti částečně snížit.

Cílem této metody bude stanovit, jaký vstupní parametr, s jakou pravděpodobností výskytu, nejvíce ovlivní únosnost sloupu. Následně zda přípustná odchylka stanovená normou neovlivní razantně posouzení MSÚ sloupu.

Z důvodu rozsahu posuzovaných bodů od kombinačních stavů v interakčním diagramu bude stochastická citlivostní analýza omezena na výpočet bodů únosnosti 2 (napětí v tažené výztuži je na mezi kluzu) a 3 (prostý ohyb). Mezi těmito body únosnosti se pohybují výsledné návrhové hodnoty.

Na základě pravděpodobnosti je možné provést Gaussovo rozdělení. Avšak nejdříve se musí stanovit hodnoty parametrů pro určené kvantily k_n . S ohledem na tuto skutečnost a znalosti součinitele pro různé kvantily k_n při uvážení Gaussova rozdělení [35] lze stanovit variační koeficient, dle vztahu 6.1. Při znalosti variačního koeficientu lze výslednou hodnotu pro různé kvantily stanovit za pomoci vzorce 6.2. Následně se stanoví změna únosnosti a ohybového momentu v procentech. Procentuální hodnota je vztažena k hodnotě základního modelu, jenž je v tabulce vyznačen šedým zbarvením celého sloupce buněk.

$$V_x = \frac{m_x - m_i}{m_x \cdot k_n} \quad (6.1)$$

kde m_x je střední hodnota sledované veličiny,
 k_n součinitel pro požadovaný kvantil,
 m_i hodnota známé sledované veličiny.

$$X_k = m_x \cdot (1 - k_n \cdot V_x) \quad (6.2)$$

kde X_k je výsledná hodnota sledované veličiny,
 V_x variační koeficient sledované veličiny.

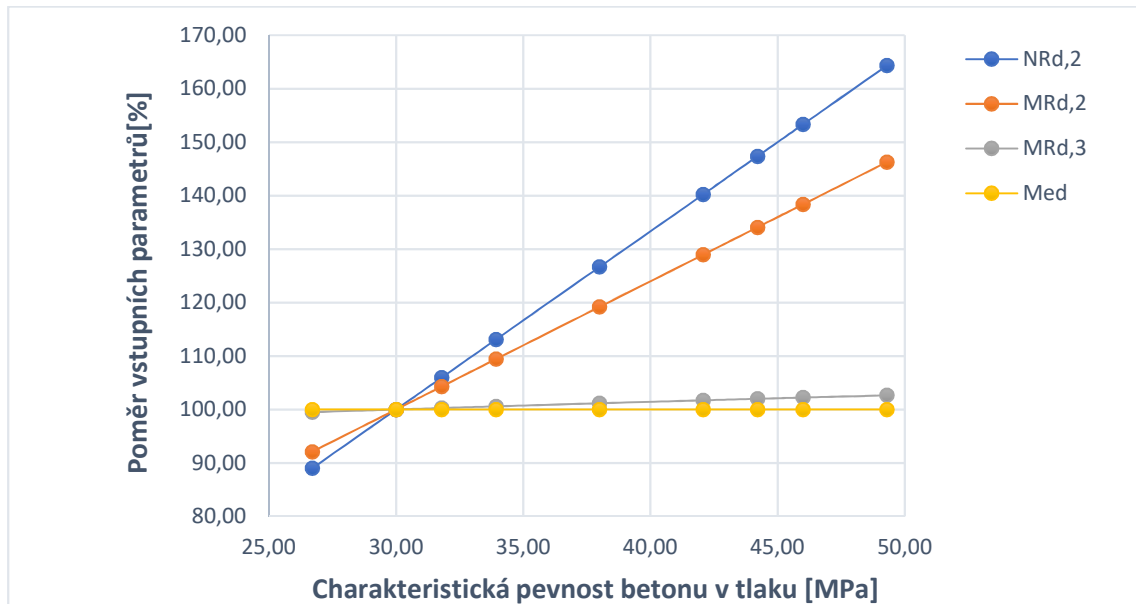
Pevnost betonu:

ČSN EN 1992-1-1 uvádí střední hodnotu pevnosti betonu v tlaku f_{cm} a charakteristickou hodnotu pevnosti betonu v tlaku $f_{ck}/f_{ck,cube}$ odpovídající pěti procentnímu kvantilu. Pro pevnostní třídu C30/37 odpovídá střední hodnota 38 MPa. Cílová hodnota pevnosti betonu je 30 MPa.

	$f_{c0,01}$	$f_{c0,05}$	$f_{c0,10}$	$f_{c0,20}$	$f_{c0,50}$	$f_{c0,80}$	$f_{c0,90}$	$f_{c0,95}$	$f_{c0,99}$	
kn	2,33	1,65	1,28	0,84	0	-0,84	-1,28	-1,65	-2,33	[-]
vx	0,1276	0,1276	0,1276	0,1276	0	0,1276	0,1276	0,1276	0,1276	[-]
xk	26,70	30,00	31,79	33,93	38,00	42,07	44,21	46,00	49,30	[MPa]
NRd,2	-2925,09	-3286,62	-3482,72	-3717,17	-4163,05	-4608,94	-4843,38	-5039,49	-5401,01	[kN]
	89,00	100,00	105,97	113,10	126,67	140,23	147,37	153,33	164,33	[%]
MRd,2	685,95	744,90	776,87	815,10	887,81	960,51	998,74	1030,71	1089,66	[kNm]
	92,09	100,00	104,29	109,42	119,19	128,95	134,08	138,37	146,28	[%]
MRd,3	219,45	220,57	221,16	221,85	223,12	224,35	224,97	225,49	226,41	[kNm]
	99,49	100,00	100,27	100,58	101,16	101,71	101,99	102,23	102,65	[%]
Med	276,12	276,12	276,12	276,12	276,12	276,12	276,12	276,12	276,12	[kNm]
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	[%]

Tab. 6.6 Výsledky pevnosti betonu pro různé kvantily

Z Tab. 6.6 je patrné, že pro jeden případ ze sta $f_{c0,01}$ bude pevnost betonu 26,7 MPa. Naopak $f_{c0,20}$ říká, že hodnota pevnosti betonu menší jak 33,93 MPa bude 20 případů ze sta. Z pohledu statistiky lze usoudit, že navržený prefabrikovaný sloup bude mít větší pevnost betonu než uvažovaných $f_{ck} = f_{c0,05} = 30$ MPa.



Obr. 6.7 Grafické znázornění výsledků pevnosti betonu

Obr. 6.7 ukazuje míru grafickou podobu získaných výsledků. Je patrné, že pevnost betonu nemá ve výsledku žádný vliv na návrhový ohybový moment. Avšak na únosnost sloupu má značný význam. Při posouzení MSÚ vybraný sloup vyhoví i pro pevnost betonu 26,7 MPa.

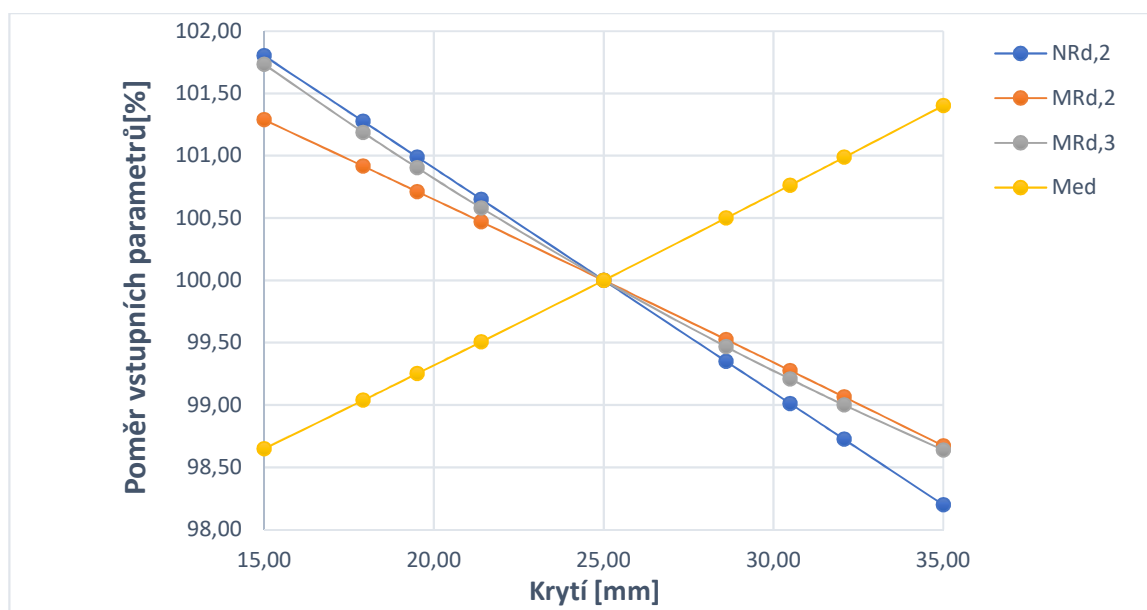
Poloha výztuže:

Dle normy ČSN EN 13 369 se poloha výztuže pro prefabrikované dílce může posunout od požadované hodnoty ± 10 mm. Jedná se o hraniční hodnoty, které odpovídají krajním kvantilům (1 % až 99 %). Polohu výztuže lze nahradit velikostí krytí, která se v tomto případě může pohybovat od 15 mm do 35 mm. Cílová/střední hodnota je stanovena na hodnotu krytí výztuže 25 mm. Změna cílové hodnoty může být způsobena nedbalostí nebo nedostatečným proškolením pracovníků.

	C _{0,01}	C _{0,05}	C _{0,10}	C _{0,20}	C _{0,50}	C _{0,80}	C _{0,90}	C _{0,95}	C _{0,99}	
kn	2,33	1,65	1,28	0,84	0	-0,84	-1,28	-1,65	-2,33	[-]
vx	0,1717	0,1717	0,1717	0,1717	0	0,1717	0,1717	0,1717	0,1717	[-]
xk	15,00	17,92	19,51	21,39	25,00	28,61	30,49	32,08	35,00	[mm]
N _{Rd,2}	-3345,84	-3328,55	-3319,13	-3308,00	-3286,62	-3265,24	-3254,11	-3244,69	-3227,40	[kN]
	101,80	101,28	100,99	100,65	100,00	99,35	99,01	98,72	98,20	[%]
M _{Rd,2}	754,49	751,72	750,20	748,40	744,90	741,36	739,50	737,93	735,01	[kNm]
	101,29	100,92	100,71	100,47	100,00	99,53	99,28	99,06	98,67	[%]
M _{Rd,3}	224,40	223,19	222,56	221,85	220,57	219,40	218,83	218,36	217,57	[kNm]
	101,73	101,19	100,90	100,58	100,00	99,47	99,21	99,00	98,64	[%]
M _{ed}	272,38	273,46	274,05	274,75	276,12	277,50	278,22	278,84	279,99	[kNm]
	98,65	99,04	99,25	99,51	100,00	100,50	100,76	100,99	101,40	[%]

Tab. 6.8 Výsledky polohy výztuže pro různé kvantily

Tab. 6.8 lze chápat, že 80 vyrobených prefabrikovaných sloupů ze 100 bude mít hodnotu krytí výztuže menší jak 28,61 mm.



Obr. 6.9 Grafické znázornění výsledků polohy výztuže

Z Obr. 6.9 lze z grafického vyhodnocení výsledků zjistit, že při posunutí polohy výztuže směrem k ose průřezu může klesnout únosnost sloupu zhruba o 2 % a roste návrhový ohybový moment o 1,4 %. Při posunutí polohy výztuže dochází ke změnám velikosti krytí výztuže. Velikost krytí výztuže je velice podstatná záležitost pro železobetonové prvky. Ochraňuje výztuž před požárem a agresivním prostředím. Při nižší hodnotě krytí klesá razantně únosnost sloupu, pokud výztuž koroduje nebo je následkem požáru znehodnocena. Vyplatí se v tomto případě se zaměřit na dodržení cílové hodnoty krytí nebo právě zvýšit hodnotu krytí výztuže.

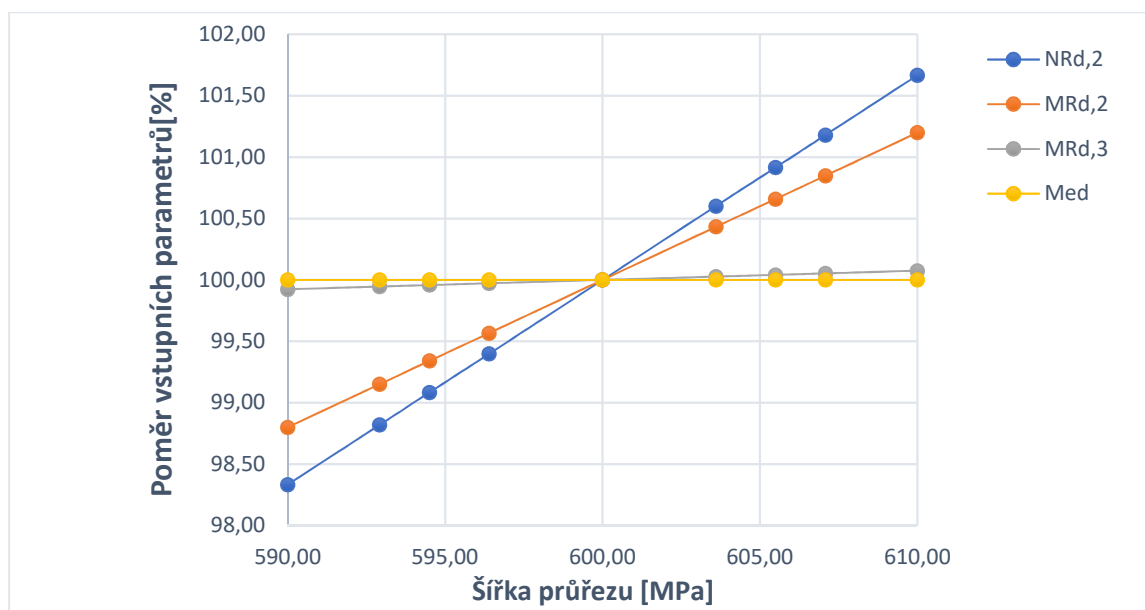
Šířka průřezu:

Dle normy ČSN EN 13 369 je maximální přípustná odchylka změny průřezu pro prefabrikované dílce v rozmezí ± 10 mm. Šířka průřezu se může pohybovat v rozmezí od 590 mm až po 610 mm. Cílová/střední hodnota je stanovena na 600 mm.

	b _{0,01}	b _{0,05}	b _{0,10}	b _{0,20}	b _{0,50}	b _{0,80}	b _{0,90}	b _{0,95}	b _{0,99}	
kn	2,33	1,65	1,28	0,84	0	-0,84	-1,28	-1,65	-2,33	[-]
vx	0,0072	0,0072	0,0072	0,0072	0	0,0072	0,0072	0,0072	0,0072	[-]
xk	590,00	592,92	594,51	596,39	600,00	603,61	605,49	607,08	610,00	[mm]
N _{Rd,2}	-3231,84	-3247,84	-3256,55	-3266,85	-3286,62	-3306,40	-3316,69	-3325,40	-3341,40	[kN]
	98,33	98,82	99,09	99,40	100,00	100,60	100,92	101,18	101,67	[%]
M _{Rd,2}	735,97	738,57	739,99	741,67	744,90	748,12	749,80	751,22	753,83	[kNm]
	98,80	99,15	99,34	99,57	100,00	100,43	100,66	100,85	101,20	[%]
M _{Rd,3}	220,40	220,45	220,48	220,51	220,57	220,63	220,66	220,69	220,74	[kNm]
	99,92	99,95	99,96	99,97	100,00	100,03	100,04	100,05	100,08	[%]
M _{ed}	276,12	276,12	276,12	276,12	276,12	276,12	276,12	276,12	276,12	[kNm]
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	[%]

Tab. 6.10 Výsledky šířky průřezu pro různé kvantily

Z Tab. 6.10 lze vyčíst, že pro 90 vyrobených sloupů bude šířka průřezu menší jak 605,49 mm.



Obr. 6.11 Grafické znázornění výsledků šířky průřezu

Šířka průřezu nemá žádný vliv na výsledný návrhový ohybový moment. Únosnost sloupu roste, pokud šířka průřezu se zvětšuje. Tedy, pro šířku 610 mm do 2 %. Jedná-li se o bod únosnosti číslo 3 (prostý ohyb), šířka průřezu pro tento bod má zanedbatelný vliv.

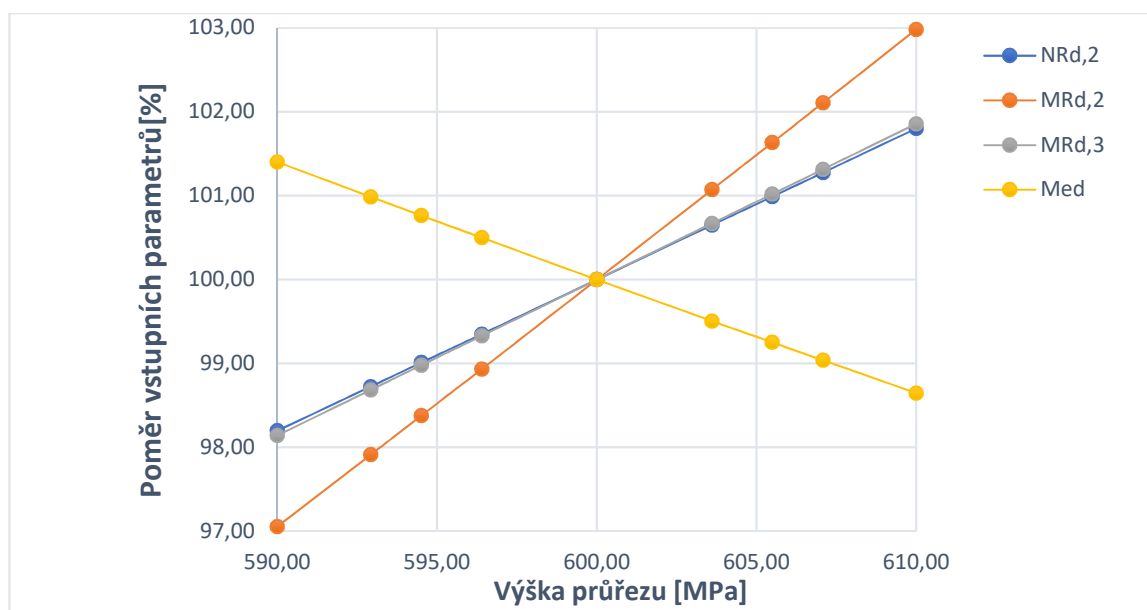
Výška průřezu:

Dle normy ČSN EN 13 369 je maximální přípustná odchylka změny průřezu pro prefabrikované dílce v rozmezí ± 10 mm. Šířka průřezu se může pohybovat v rozmezí od 590 mm až po 610 mm. Cílová/střední hodnota je stanovena na 600 mm.

	h _{0,01}	h _{0,05}	h _{0,10}	h _{0,20}	h _{0,50}	h _{0,80}	h _{0,90}	h _{0,95}	h _{0,99}	
kn	2,33	1,65	1,28	0,84	0	-0,84	-1,28	-1,65	-2,33	[-]
vx	0,0072	0,0072	0,0072	0,0072	0	0,0072	0,0072	0,0072	0,0072	[-]
xk	590,00	592,92	594,51	596,39	600,00	603,61	605,49	607,08	610,00	[mm]
NR _{d,2}	-3227,40	-3244,69	-3254,11	-3265,24	-3286,62	-3308,00	-3319,13	-3328,55	-3345,84	[kN]
	98,20	98,72	99,01	99,35	100,00	100,65	100,99	101,28	101,80	[%]
MR _{d,2}	722,97	729,34	732,82	736,95	744,90	752,89	757,06	760,60	767,12	[kNm]
	97,06	97,91	98,38	98,93	100,00	101,07	101,63	102,11	102,98	[%]
MR _{d,3}	216,47	217,67	218,32	219,09	220,57	222,05	222,82	223,47	224,67	[kNm]
	98,14	98,68	98,98	99,33	100,00	100,67	101,02	101,32	101,86	[%]
Med	279,99	278,84	278,22	277,50	276,12	274,75	274,05	273,46	272,38	[kNm]
	101,40	100,99	100,76	100,50	100,00	99,51	99,25	99,04	98,65	[%]

Tab. 6.12 Výsledky výšky průřezu pro různé kvantily

Z Tab. 6.10 lze vyčíst, že pro 90 vyrobených sloupů bude šířka průřezu menší jak 605,49 mm.

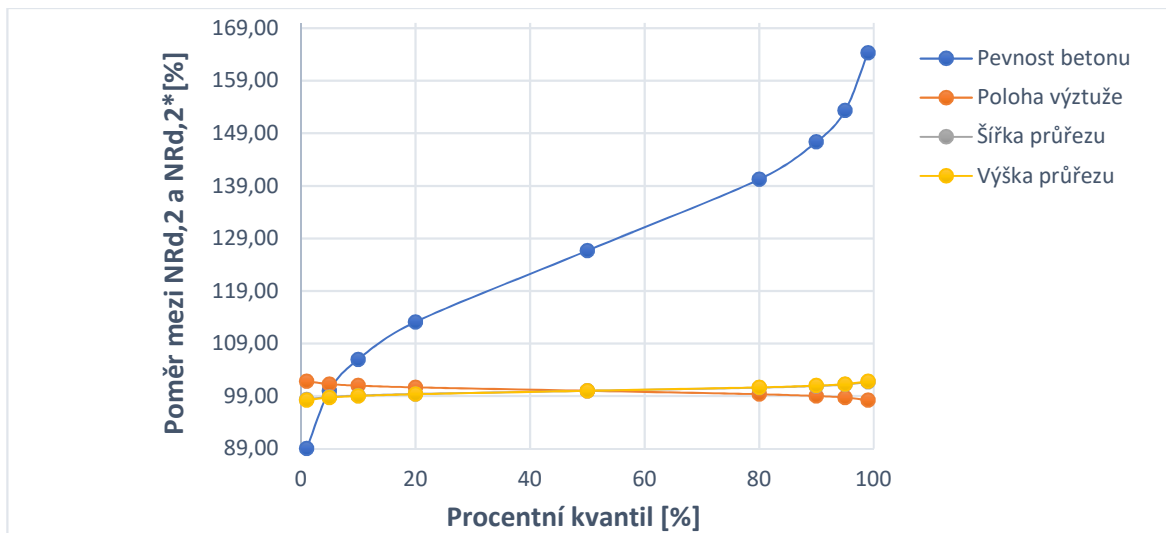


Obr. 6.13 Grafické znázornění výsledků výšky průřezu

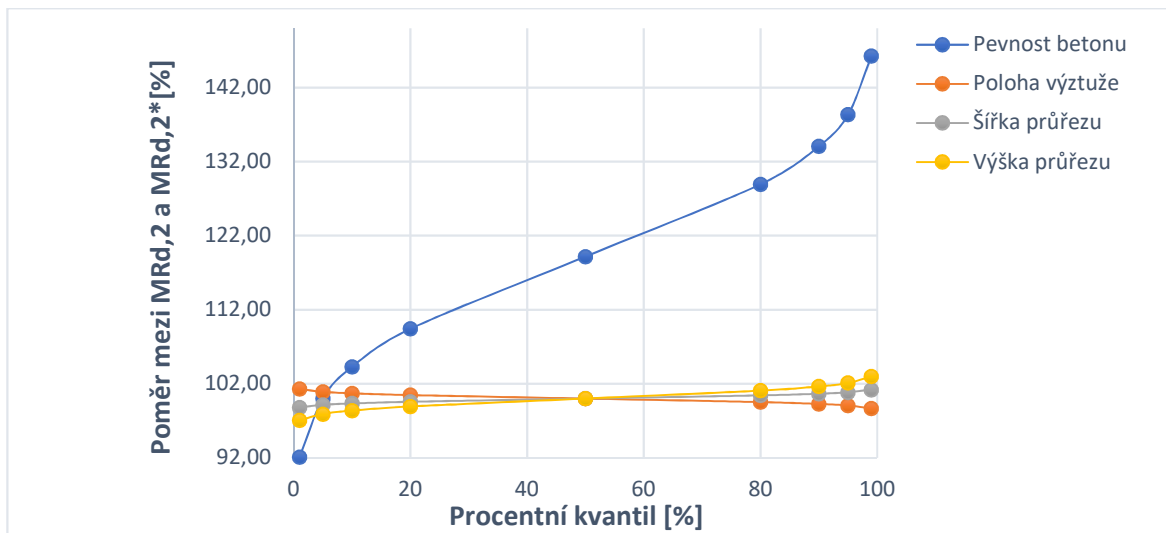
Než v případě šířky průřezu, tak výška průřezu značně ovlivňuje únosnost sloupu i návrhový ohybový moment. Při vyšší hodnotě výšky průřezu roste únosnost sloupu o cca 3% a klesá návrhový ohybový moment o cca 2%.

6.2.1 Vyhodnocení stochastické citlivostní analýzy

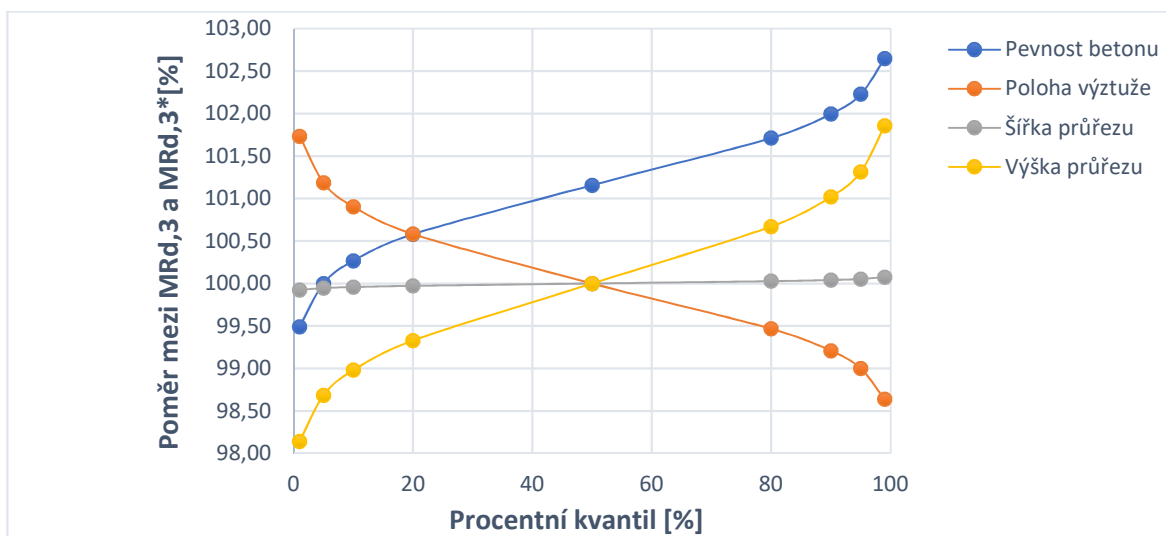
Sledované parametry jsou v různých jednotkách mm a MPa. Při srovnání všech parametrů dohromady se využijí kvantily pravděpodobnosti. Tento způsob umožní provést pro sledované výsledné hodnoty společný graf. Tedy, závislost procentuálního kvantilu na měnící se hodnotě únosnosti nebo návrhového ohybového momentu.



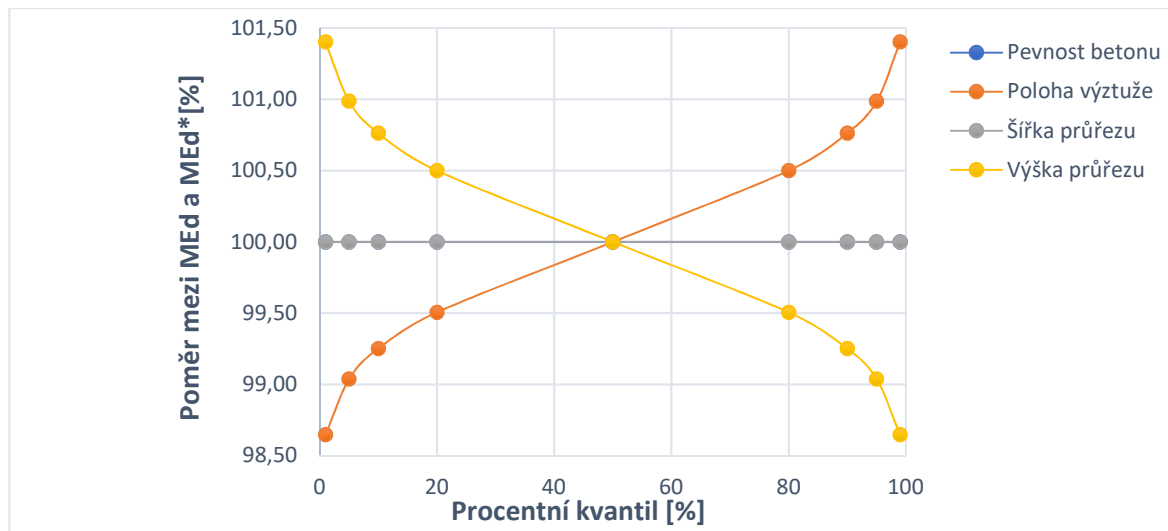
Obr. 6.14 Grafické znázornění vlivu změny na $N_{rd,2}$



Obr. 6.15 Grafické znázornění vlivu změny na $M_{rd,2}$



Obr. 6.16 Grafické znázornění vlivu změny na $M_{rd,3}$



Obr. 6.17 Grafické znázornění vlivu změny na M_{Ed}

Z grafických výsledků z Obr. 6.14 – 6.17 lze říci, že průběh křivky znázorňující polohu výztuže je inverzní ke křivce znázorňující výšku průřezu. Zároveň oba tyto parametry výrazně mění proměnnost grafu. Z toho vyplývá, že proměnnost obou parametrů změní únosnost sloupu a návrhový ohybový moment o cca 2 % nahoru i dolů.

Poloha výztuže, která znázorňuje velikost krycí vrstvy, je velice nebezpečná v minimálních hodnotách. Jak už bylo zmíněno, ochraňuje betonářskou výztuž před požárem a korozi. Narušení pevnosti oceli způsobí prudký pokles únosnosti sloupu až do samotného kolapsu sloupu. V praxi to znamená, že není úplně podstatné se soustředit při výrobě sloupu na dodržení rozměrů, ale soustředit se na správnou polohu výztuže. Tedy, aby se velikost krycí neposunula o 10 mm ze své polohy, protože pak se únosnost a návrhový ohybový moment změní.

Největší vliv na únosnost sloupu má třída pevnosti betonu. Únosnost sloupu se při změně třídy betonu může změnit o 11 % dolů a 60 % nahoru. V praxi to znamená, že je třeba kontrolovat správnou výrobu betonu. Tedy, aby složky betonu byly namíchaný správně dle technologického postupu.

7 Závěr

Bakalářská práce shrnuje základní aspekty navrhování železobetonových sloupů. V úvodních kapitolách byla popsána a objasněna problematika štíhlých železobetonových sloupů. Dále bylo vysvětleno porovnání mezi masivním, štíhlým a velmi štíhlým sloupem z hlediska chování při zatěžování a typické způsoby porušení. Představeny byly zjednodušené výpočetní metody, díky kterým lze stanovit účinky druhého řádu při návrhu štíhlých sloupů. Na závěr teoretického řešení byla představena citlivostní analýza, která má široké uplatnění nejen při navrhování konstrukcí. Získané poznatky byly uplatněny v další fázi bakalářské práce při návrhu konstrukčního řešení vybraného sloupu.

Na teoretickou část navazuje deterministický návrh a posouzení štíhlého železobetonového sloupu. Díky skutečnosti, že se jedná o prefabrikovaný sloup, se musela výztuž navrhnout na několik zatěžovacích stavů, které mohou nastat během živostnosti prvku. Výpočetním nástrojem (Scia Engineer) byly stanoveny kombinace zatížení a následně vypočteny vnitřní síly v hlavě a patě vybraného sloupu. Byly stanoveny extrémní kombinace zatížení, které působí samostatně na vybraný sloup. Skutečnost, že se jednalo o sloup halového objektu bez ztužujícího jádra, vyžadovala zohlednit účinky druhého řádu. Výsledný návrhový ohybový moment včetně účinků druhého řádu byl stanoven pro každou extrémní kombinaci zvlášť. Kromě návrhu podélné výztuže sloupu na vybrané extrémní kombinace zatížení byl zpracován i návrh vyztužení vidlice sloupu pro osazení vazníku, aby se zamezilo ztrátě stability vazníku při působení větru během montáže. Během zpracování bakalářské práce jsem zjistil z výpočtu přídatných momentů skutečnost, že momenty druhého řádu výrazně převyšovaly momenty prvního řádu. Z toho je patrné, že zanedbání účinků druhého řádu by vedlo na značné poddimenzování konstrukce.

V závěrečné části bakalářské práce byla zpracována citlivostní analýza vybraného sloupu. Při deterministické citlivostní analýze byl sledován vliv pevnostní třídy betonu a oceli, výšky a šířky průřezu a krytí výztuže. Z výsledků je patrné, že největší vliv na únosnost sloupu v tlaku má výška průřezu. Pokud se zvýší výška průřezu o 100 mm, tak vzroste únosnost sloupu v rozmezí 15 až 32 % u významných bodů únosnosti sloupu. Pro únosnost sloupu v tahu má největší vliv třída pevnosti oceli, kdy zvýšení o třídu pevnosti vede ke zvětšení únosnosti sloupu v tahu o 10 %. Pevnost betonu a šířka průřezu ovlivní nejvíce únosnost sloupu v tlaku. Při srovnání výsledků je patrná skutečnost, že zvýšení třídy betonu má stejný účinek jako zvětšení šířky průřezu o 100 mm. Zvětšení pevnosti betonu o třídu a zvětšení šířky průřezu o 100 mm vzroste únosnost sloupu v tlaku až o 17 %. Vliv krytí výztuže se ukázal jako zanedbatelný parametr.

Cílem stochastické citlivostní analýzy bylo stanovit vliv přirozené variability vybraných parametrů na únosnost sloupu. Sledován byl vliv pevnosti betonu v tlaku, polohy výztuže a výšky průřezu. Nejrizikovějším parametrem v tomto směru se jeví pevnost betonu v tlaku, která může v extrémním případě snížit únosnost sloupu až o 11 %. Nelze ignorovat i riziko

spojené s nežádoucí změnou polohy výztuže, kdy se může snížit únosnost sloupu až o 2 %. Proto je zapotřebí dbát zvýšené technologické kázně při výrobě betonu a věnovat zvýšenou pozornost při správném umístění polohy výztuže.

Použitá literatura

- [1] Lehký, D, Pan, L, Novák, D, Cao, M, Šomodíková, M, Slowik, O. A comparison of sensitivity analyses for selected prestressed concrete structures. *Structural Concrete*. 2019; 20: 38– 51. Dostupné z: <https://doi.org/10.1002/suco.201700291>
- [2] LORENZ, Karel. *Přednáška: NK 1 – Konstrukce* [online]. In: . 1 - 29 [cit. 2020-03-25]. Dostupné z: <https://slideplayer.cz/slide/2510826/>
- [3] KALA, Zdeněk. Citlivostní analýza stabilních problémů tenkostěnných konstrukcí. *Sborník příspěvků z IV. ročníku celostátní konference Spolehlivost konstrukcí - téma Posudek – poruchy - havárie*. Ostrava: Dům techniky Ostrava, 2003, 157 - 162. ISBN 80-02-01551-7.
- [4] TEPLÝ, Břetislav a Zdeněk KALA. Nástroje spolehlivostní analýzy v aplikaci na navrhování ocelových konstrukcí. *Inženýrská mechanika* [online]. 2000, 7(1), 3-13 [cit. 2020-02-29]. ISSN 1210-2717. Dostupné z: <https://www.fce.vutbr.cz/STM/kala.z/publications/Inzenyrskamechanika2000-1.pdf>
- [5] BORAD, Sanjay. Advantages and Disadvantages of Sensitive Analysis. [online]. 2019 [cit. 2020-03-01]. Dostupné z: <https://efinancemanagement.com/investment-decisions/advantages-disadvantages-of-sensitive-analysis>
- [6] NOVÁK, Josef. *Statistické vyhodnocení experimentálních zkoušek*. Přednáška z předmětu: modelování a vyztužování betonových prvků. ČVUT. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/www/bilypet1/vyuka/YMVB/YMVB01.pdf>.
- [7] ČSN EN 13369 - *Společná ustanovení pro betonové prefabrikáty*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [8] KHALIL, Nariman. Slender reinforced concrete columns. *The Structural Engineer* [online]. 2001, 18(79), 21-30 [cit. 2020-03-05]. Dostupné z: https://www.researchgate.net/publication/36209341_Slender_reinforced_concrete_columns/stats
- [9] JANDA, Lubor. *Štíhlé betonové tlačené pruty*. Praha: SNTL, 1983.
- [10] HANZLOVÁ, Hana a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové a zděné konstrukce 1: základy navrhování betonových konstrukcí*. 2. přepracované vydání. V Praze: České vysoké učení technické, 2018. ISBN 978-80-01-06508-2.
- [11] Detail tribunového nosníku s prostorovou vazbou na stropní nosníky. In: *Časopis stavebnictví: Výstavní, sportovně kulturní a kongresové centrum Karlovy Vary* [online]. 2008 [cit. 2020-03-22]. Dostupné z: https://www.casopisstavebnictvi.cz/vystavni-sportovne-kulturni-a-kongresove-centrum-karlovy-vary_N1119

- [12] *Národní technická knihovna v Praze* [online]. In: . [cit. 2020-03-22]. Dostupné z: <https://www.insidecor.cz/inspirace/narodni-technicka-knihovna-v-praze/>
- [13] VRATNÝ, Ondřej, Martin TIPKA a Jitka VAŠKOVÁ. *Základní typy betonových konstrukcí pozemních staveb se vzorovými příklady* [online]. In: . 2015, (1), s. 1-24 [cit. 2020-03-07]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty_soubory/FRVS_2012/zaklad_typy_bet_konstr.pdf
- [14] Figure 3: Buckled longitudinal rebar in structural wall of Viña del Mar building. In: *ALERT* [online]. průzkumu AIR, 2010 [cit. 2020-03-26]. Dostupné z: <https://alert.air-worldwide.com/EventSummary.aspx?e=502&tp=68&c=1>
- [15] KALA, Zdeněk a Jiří KALA. *Složené případy namáhání prutu, stabilita a vzpěrná pevnost tlačených prutů* [online]. 2004 [cit. 2020-03-09]. Dostupné z: <https://docplayer.cz/45871436-Vysoke-uceni-technicke-v-brne-fakulta-stavebni-doc-ing-zdenek-kala-ph-d-ing-jiri-kala-ph-d-pruznost-a-pevnost-modul-bd02-m03.html>
- [16] KREJSA, Martin, Lenka LAUSOVÁ a Vladimíra MICHALCOVÁ. *Pružnost a plasticita* [online]. 2012 [cit. 2020-03-09]. Dostupné z: http://fast10.vsb.cz/michalцова/Pruznost19/Skripta_pruznost_tisk.pdf
- [17] KUČERA, Václav. Necharakteristická hodnota. *Časopis stavebnictví* [online]. 9(4) [cit. 2020-03-10]. Dostupné z: https://www.casopisstavebnictvi.cz/necharakteristicka-hodnota_N2225
- [18] *Všeobecné technické požadavky* [online]. 7. Uherský Ostroh, 2019 [cit. 2020-03-11]. Dostupné z: https://www.zpsv.cz/wp-content/uploads/2019/03/VTP-00-02_11-V%C5%A1eobecn%C3%A9-technick%C3%A9-po%C5%BEadavky-7-4.pdf
- [19] Column Buckling. In: *SkyCiv* [online]. 2019 [cit. 2020-03-12]. Dostupné z: <https://skyciv.com/docs/tutorials/reinforced-concrete-tutorials/column-buckling/>
- [20] Paper Columns. In: *Weston Middle School* [online]. 2015 [cit. 2020-03-13]. Dostupné z: http://westonk12engineering.org/structures/pages/paper_columns.htm
- [21] SVOBODA, Jaroslav. *Vzpěr, mezní stav stability, pevnostní podmínky pro tlak, nepružný a pružný vzpěr* [online]. In: . 2013, s. 1-9 [cit. 2020-03-13]. Dostupné z: <https://docplayer.cz/7203160-Vzper-mezni-stav-stability-pevnostni-podminky-pro-tlak-nepruzny-a-pruzny-vzper-ing-jaroslav-svoboda.html>
- [22] *The Charlie Chaplin Book (1916)* [online]. In: . [cit. 2020-03-13]. Dostupné z: http://www.philposner.com/CHAPLIN_BOOK_09_0001.jpg
- [23] ZICH, Miloš a Zdeněk P. BAŽANT. *Montované betonové konstrukce*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2018. ISBN 978-80-7204-983-7.
- [24] WITZANY, Jiří. *Konstrukce pozemních staveb 70: prefabrikované konstrukční systémy a části staveb*. 1. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2003. ISBN 80-010-2656-6.

- [25] ZICH, Miloš. *Přednáška: Vodohospodářské betonové konstrukce* [online]. [cit. 2020-03-13]. Dostupné z:
<https://docplayer.cz/111050075-BI-04-vodohospodarske-betonove-konstrukce-monotovane-konstrukce.html>
- [26] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí 1. 2.*, upr. vyd. Praha: ČBS Servis, 2005. ISBN 80-903-5020-8.
- [27] ŠTEFAN, Radek. *10. cvičení – návrh železobetonového sloupu (3.úkol)* [online]. In: . [cit. 2020-03-18]. Dostupné z:
http://people.fsv.cvut.cz/~stefarad/vyuka/133NNKB/Uloha_3/Navod_Uloha_3_cv_10.pdf
- [28] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knihovna (ČKAIT). ISBN 978-80-87438-03-9.
- [29] *Příklad P5.1 - Namáhání ohybem a normálovou silou - Interakční diagram - symetrický vyztužený obdélníkový průřez* [online]. In: . s. 1-8 [cit. 2020-03-19]. Dostupné z:
http://www2.stavebniklub.cz/searchcontent.phtml?getFile=2AXR_TUAMiBFGAgUc6BzY5pKR4a_RmSdJyeRJhvhWt6GT3USXlrOJ1wBNb7IAmzQVajfTUpe7x75N8MGgz73w
- [30] Nouveau Stade de Bordeaux, Bordeaux. In: *AEFAUP* [online]. 2015 [cit. 2020-03-23]. Dostupné z:
<http://www.aefaup.com/nwsl/2015/6/6/n5r6mq86mdcnk9aa23t5eej6md3l4>
- [31] *Kingspan Průvodce projektem a stavbou - Kapitola 5 – Tabulky únosnosti* [online]. In: . s. 1-100 [cit. 2020-04-06]. Dostupné z:
<https://www.kingspan.com/cz/cs-cz/produkty/izolacni-sendvicove-panely/ke-stazeni>
- [32] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové vícepodlažní a halové konstrukce*. V Praze: České vysoké učení technické, 2018. ISBN 978-80-01-06518-1.
- [33] HOLAN, Jakub a Radek ŠTEFAN. InDiOn - Interakční Diagram Online [online]. In: . 2018 [cit. 2020-04-20]. Dostupné z:
<http://people.fsv.cvut.cz/~holanjak/software/indion/program/>
- [34] *Deha systém přepravních úchytů s kulovou hlavou* [online]. In: . s. 1-48 [cit. 2020-04-22]. Dostupné z:
https://velement.sk/doc-produkty/systemy-prepravnych-uchytov/KKT08_CZ.pdf
- [35] *Kvantil náhodné veličiny* [online]. In: . s. 1-13 [cit. 2020-05-07]. Dostupné z:
<http://web.cvut.cz/ki/710/pdf/kap4.pdf>
- [36] HOLICKÝ, Milan. *Základní rozměry betonových nosných prvků* [online]., 1-15 [cit. 2020-05-11]. Dostupné z:
http://www.klok.cvut.cz/wp-content/uploads/2016/02/Zakladni_rozmary.pdf

- [37] SLABÝ, Ondřej. *Vyztužení poruchových oblastí železobetonové konstrukce: Železobetonový prefabrikovaný sloup* [online]. 2017, , 1-9 [cit. 2020-05-11]. Dostupné z:
<https://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/2017/%C5%BD%20sloup%20-%20n%C3%A1vrh%20ulo%C5%BEen%C3%AD%20st%C5%99e%C5%A1n%C3%ADch%20vazn%C3%ADk%C5%AF%20na%20hlavu%20sloupu.pdf>
- [38] ŠTEFAN, Radek, Josef JURA a Jaroslav PROCHÁZKA. Analýza štíhlých železobetonových sloupů metodou založenou na jmenovité křivosti. *Stavební obzor* [online]. 2012, **20**(10), 5-9 [cit. 2020-05-12]. Dostupné z:
<https://www.profesis.cz/files//dokumpdf/sobzor/so102012.pdf>

Použité programy:

- [39] Autocad 2017
- [40] Scia Engineer 19.1
- [41] FIN EC 2020

Přílohy:

- Příloha 1: Výkres základů**
- Příloha 2: Výkres skladby střechy**
- Příloha 3: Pohled na osu 10 – štítová stěna**
- Příloha 4: Pohled na typickou vazbu – příčný řez v ose 7**
- Příloha 5: Podélné pohledy na osu A, G**
- Příloha 6: Detaily styků**
- Příloha 7: Výkres tvaru a výztuže sloupu S01**