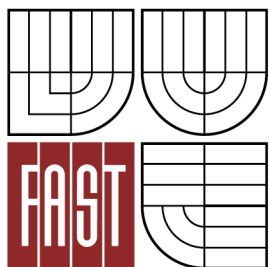




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

ŘEŠENÍ STABILITY PRUTOVÝCH KONSTRUKCÍ

STABILITY SOLUTION OF FRAMED STRUCTURES

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

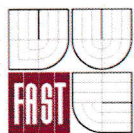
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

BC. RADEK BAXANT

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. ROSTISLAV ZÍDEK, Ph.D.

BRNO 2015



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKE V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav stavební mechaniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Radek Baxant
Název	Řešení stability prutových konstrukcí
Vedoucí diplomové práce	Ing. Rostislav Zidek, Ph.D.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2014
Datum odevzdání diplomové práce	16. 1. 2015

V Brně dne 31. 3. 2014

.....
prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.
Vedoucí ústavu



.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

- [1] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] ČSN EN 1991-1-1-1 Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.
- [3] ČSN EN 1991-1-1-3 Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem.
- [4] ČSN EN 1991-1-1-4 Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem.
- [5] ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

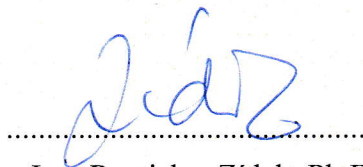
Zásady pro vypracování (zadání, cíle práce, požadované výstupy)

Problematika stability štíhlých prutů zejména v ocelových konstrukcích. Základem je řešení Eulerova prutu. Následně se řeší reálné konstrukce. Prozkoumají se způsoby analýzy prutových konstrukcí jako je lineární výpočet, teorie druhého řádu, stabilitní analýza. Využije se software dostupný na FAST VUT v Brně.

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).



Ing. Rostislav Zídek, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Předmětem této diplomové práce je posouzení stability štíhlých prutů zejména v ocelových konstrukcích. Před posuzováním prutů v rámových konstrukcích je zjišťován vliv nastavení výpočetního modelu na výsledné hodnoty. Počáteční geometrické imperfekce jsou zkoumány na modelu Eulerova prutu. Na jednoduché rámové konstrukci je zkoumán vliv tuhosti příčle na vzpěrnou délku sloupů. Vzpěrné délky jsou posuzovány oproti hodnotám získaných ze statických tabulek a z výpočetního programu. Na rámové konstrukci je zkoumán vliv počátečního naklonění konstrukce a jeho nahrazení soustavou vnějších sil. Následně je navržena trojkloubová rámová konstrukce s pruty proměnného průřezu, na které je zkoumán vliv nelineárního výpočtu na vnitřní síly. Při celkovém posouzení rámu je zkoumán vliv počtu částí prutu s proměnným průřezem na vzpěrnou délku prutu.

Klíčová slova

Stabilita štíhlých prutů, ocelová konstrukce, lineární výpočet, teorie druhého řádu, nastavení výpočetního programu, počáteční geometrická imperfekce, Eulerův prut, rámová konstrukce, trojkloubová rámová konstrukce, počáteční náklon konstrukce, vzpěrná únosnost, vzpěrná délka, součinitel vzpěrné délky, prut proměnného průřezu.

Abstract

This diploma thesis deals with the subject of slenderness bars' stability assessment, especially in the steel structures. Before the assessment of bars in the frame constructions, we search for the influence of the computational model's settings on the final result. The initial geometrical imperfections are examined on the model of Euler's bar. The influence of the rigidity of girders on the poles' buckling length is examined on the basic frame construction. The buckling lengths are assessed in the comparison with the figures we got from the statistical tables and the computational software. The influence of construction's initial tilt and its replacement by the system of outer forces is examined on the frame structure. Three-hinged frame structure with variable cross-section member is designed then and the influence of non-linear calculations on the inner forces is studied. In the complex frame assessment, the influence of the number of parts of variable cross-section member on the bars' buckling length is examined.

Keywords

Stability of slenderness bars, steel structure, linear static analysis, second order theory, adjustment computational software, initial geometric imperfection, Euler's bar, frame structure, three-hinged frame structure, initial tilt structure, buckling load-bearing capacity, buckling load-bearing capacity coefficient, variable cross-section member.

...

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Radek Baxant *Řešení stability prutových konstrukcí*. Brno, 2015. 70 s., 0 s. příl.
Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební
mechaniky. Vedoucí práce Ing. Rostislav Zídek, Ph.D.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 16.1.2015



.....
podpis autora
Bc. Radek Baxant

PODĚKOVÁNÍ:

Děkuji Ing. Rostislavu Zídkovi, Ph.D. za metodické vedení a poskytnutí cenných rad při zpracování této práce.

OBSAH

1	ÚVOD	8
2	VÝPOČTOVÝ MODEL	9
2.1	MAXIMÁLNÍ POČET ITERACÍ	9
2.2	POČET PŘÍRŮSTKŮ	9
2.3	METODA VÝPOČTU GEOMETRICKÉ NELINEARITY	10
2.4	TESTOVACÍ MODEL	10
2.5	VÝBĚR VÝPOČETNÍ METODY	18
3	VLIV PROFILU A GEOMETRIE PRUTU NA VÝPOČET	19
3.1	PROFIL PRŮŘEZU	19
3.2	DÉLKA PRUTU	20
3.3	POČÁTEČNÍ EXCENTRICITA	22
4	RÁMOVÁ KONSTRUKCE	26
4.1	MODEL RÁMOVÉ KONSTRUKCE	26
4.1.1	RÁM ZATĚŽOVANÝ NA JEDNOM SLOUPU	28
4.1.2	RÁM ZATĚŽOVANÝ NA OBOU SLOUPECH	33
4.2	NAHRAZENÍ POČÁTEČNÍHO NÁKLONU SOUSTAVOU SILOU	34
4.2.1	MODEL S NAHRAZÝM POČÁTEČNÍM NÁKLANEM SOUSTAVOU VNĚJŠÍCH SIL	35
4.3	VZPĚR RÁMU	36
4.4	VZPĚRNÁ ÚNOSNOST	38
4.5	ZHODNOCENÍ VÝSLEDKŮ	39
5	TROJKLOUBOVÝ RÁM	41
5.1	NÁVRH DIMENZÍ	41
5.2	TROJKLOUBOVÝ RÁM BEZ POČÁTEČNÍHO NAKLONĚNÍ	42
5.2.1	TROJKLOUBOVÝ RÁM SPOČÍTANÝ LINEÁRNÍ METODOU	42
5.2.2	TROJKLOUBOVÝ RÁM SPOČÍTANÝ NELINEÁRNÍ METODOU	44
5.2.3	POSOUZENÍ TROJKLOUBOVÉHO RÁMU NA VZPĚRNOU ÚNOSNOST	47
5.2.4	VLIV NADĚLENÍ PRUTU S PROMĚNNÝM PRŮŘEZEM NA VZPĚRNOU ÚNOSNOST	50
5.2.5	MOŽNOSTI VÝPOČTU VZPĚRNÉ ÚNOSNOSTI	51
5.3	TROJKLOUBOVÝ RÁM S POČÁTEČNÍM NÁKLODEM	51
5.3.1	NAKLONĚNÍ RÁMU VE SMĚRU PŮSOBENÍ VĚTRU	52
5.3.2	NAKLONĚNÍ RÁMU PROTI SMĚRU PŮSOBENÍ VĚTRU	53
5.3.3	ZHODNOCENÍ VLIVU POČÁTEČNÍHO NAKLONĚNÍ KONSTRUKCE	54
5.3.4	ZHODNOCENÍ VÝSLEDKŮ	55
6	ZÁVĚR	57
7	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	58
8	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ	59
9	SEZNAM PŘÍLOH	61
10	PŘÍLOHY	63

1 ÚVOD

V diplomové práci bude zkoumán vliv počátečních nastavení na řešení výpočtu štíhlých prutů a jejich následné posouzení. Mezi tyto počáteční vlivy patří především nastavení výpočetního programu a počáteční geometrické imperfekce, které jsou na prut navrženy.

K výpočtu vnitřních sil a deformací bude použit program SCIA Engineer 14 ve studentské verzi. Správné nastavení programu bude zjišťováno na modelu Eulerova prutu. Následně budou vytvořeny modely rámových konstrukcí, na kterých budou zkoumány další faktory ovlivňující výpočet štíhlých prutů. Těmito faktory budou především počáteční geometrické imperfekce a vliv výpočtu podle lineární a nelineární metody.

Počáteční geometrické imperfekce budou uvažovány jako počáteční excentricita prutu a počáteční náklon konstrukce. Pro počáteční náklon bude zkoumána možnost jeho nahrazení soustavou vnějších sil.

Při výpočtu podle nelineárních metod bude porovnán rozdíl ve vnitřních silách a deformacích oproti hodnotám získaných z lineárního výpočtu. Následně bude provedeno posouzení prutů na vzpěrnou únosnost s použitím různých metod pro získání vzpěrných délek prutu.

2 VÝPOČTOVÝ MODEL

Před samotným posuzováním konstrukcí bylo zapotřebí zvolit správné nastavení výpočetního modelu, který by byl schopen dostatečně vystihnout danou problematiku. Mezi tato nastavení patří zejména nastavení sítě a nastavení řešiče.

Nastavení sítě modelu určuje množství dílků, na které jsou naděleny jednotlivé pruty konstrukce a jejich minimální a maximální velikost. Vzhledem k velikosti prutů, které budou v modelech použity, bude použito dělení prutu na 10 až 20 dílků, vždy k přihlédnutí k délce prutu, a to tak, aby maximální délka jednoho dílku nepřekročila 0,5 m.

V nastavení řešiče je nutno nastavit maximální počet iterací, počet přírůstků a metodu použitou při nelineárním výpočtu.

2.1 MAXIMÁLNÍ POČET ITERACÍ

Maximální počet iterací definuje, kolik kroků řešič maximálně udělá, aby dosáhl rovnovážného stavu. Při zkoumání vlivu počtu iterací na výpočetní model bylo vyzorováno, že při relativně malých deformacích jsou provedeny jedna až tři iterace a pouze při přiblížení k limitním hodnotám je provedeno iterací více, a to do deseti. Výjimku tvoří pouze případ, kdy je použita modifikovaná Newton-Raphsonova metoda výpočtu, při které je dosahováno většího počtu iterací.

Řešič provede vždy pouze takový počet iterací, kolik potřebuje na výpočet rovnovážného stavu, nikoliv nastavený maximální počet iterací. Z toho plyne, že i při nastavení většího počtu iterací nebude výpočet časově náročnější.

S přihlédnutím k výše jmenovaným faktorům bude ve všech modelech pro řešení diplomové práce nastaveno maximální množství iterací na 50.

2.2 POČET PŘÍRŮSTKŮ

Počet přírůstků definuje, na kolik kroků bude rozděleno zatížení. Pokud je zvolen pouze jeden přírůstek, bude zatížení aplikováno na model konstrukce v jednom zatěžovacím kroku. Při zvolení většího množství přírůstků bude zatížení rozděleno na zadaný počet dílčích zatížení, které budou postupně aplikovány na model

konstrukce. Tyto zatěžovací kroky jsou aplikovány na deformovanou konstrukci od předcházejících zatěžovacích kroků.

Vyšší počet přírůstků nemusí vždy vést k přesnějším výsledkům, jak bude dokázáno později. Zároveň se se zvyšováním počtu přírůstků prodlužuje i výpočetní čas, což u složitějších konstrukcí může vést k časově extrémně náročným výpočtům.

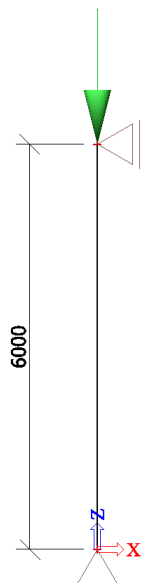
2.3 METODA VÝPOČTU GEOMETRICKÉ NELINEARITY

V programu Scia Engineer lze při nelineárním výpočtu zvolit jednu z nabízených výpočtových metod. Každá z metod používá jiný přístup k výpočtu. Mezi dostupné metody patří metoda Timoshenko, Newton-Raphson, modifikovaná Newton-Raphsonova metoda, Picar, Picard a Newton Raphson. Každá z těchto metod povoluje nastavení maximálního počtu iterací a počtu přírůstků. Jedinou výjimkou je metoda podle Timoshenka, kde je povolen pouze jeden přírůstek. Každá z výše uvedených metod dává lehce odlišné výsledky.

2.4 TESTOVACÍ MODEL

Vzhledem k potřebě vybrat vhodnou výpočtovou metodu a správné nastavení byl vytvořen model Eulerova prutu, na kterém byly otestovány jednotlivé výpočtové metody s různým nastavením.

Model byl vytvořen v 2D prostředí *Rám XZ*. Eulerův prut byl zadán jako trubka profilu CHSCF 101,6x5 s průřezovou plochou $A = 1,52 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ a momentem setrvačnosti $I = 1,77 \times 10^{-6} \text{ m}^4$. Jako materiál byla zvolena ocel S355 s mezí kluzu $f_y = 355 \text{ MPa}$ a modulem pružnosti $E = 210 \text{ GPa}$. Délka prutu byla zvolena $L = 6 \text{ m}$. Prut byl rozdělen na 20 dílků. Dolní podpora byla navržena jako kloubová, horní jako kloubově kluzná v ose z . Vnější síla F byla umístěna do horního uzlu, rovnoběžná s osou z , viz obrázek 2.1. Z důvodu přehlednosti zatížení celého prutu nebylo uvažováno zatížení od vlastní tíhy konstrukce a všechny součinitele byly uvažovány hodnotou 1,0.



Obr 2.1 Schéma testovacího modelu

Jako referenční síla byla použita síla F_{cr} , která byla spočtena jako kritická Eulerova síla:

$$F_{cr} = \pi^2 EI / L_{cr}^2 \quad (2.1)$$

kde L_{cr} je vzpěrná délka prutu.

Pro zadaný model Eulerova prutu je vzpěrná délka L_{cr} rovna konstrukční délce L a kritická Eulerova síla podle vzorce (2.1):

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^{11} \times 1,77 \times 10^{-6}}{6^2} = 101\,903\,N = 101,9\,kN$$

Pro toto nastavení byl spočítán lineární výpočet, který byl použit jako srovnávací. Sledované hodnoty jsou vertikální posun u_z v horním uzlu a maximální dosažené napětí na průřezu σ_{max} :

$$u_z = -1,915 \text{ mm}$$

$$\sigma_{max} = 67,0 \text{ MPa}$$

Dále byly modely počítány nelineárně podle výše zmíněných výpočtových metod. U všech metod, vyjímaje metody podle Timoshenka, byl nastavován počet přírůstků postupně na 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 150 a 200. Výpočet byl vždy nejdříve spuštěn s Eulerovou kritickou silou F_{cr} a následně byla hledána maximální síla F_{Ed} , při které byl výpočet stabilní. Nestabilní výpočet se v programu projevil singulární maticí tuhosti a následně byl ukončen. Síla byla měněna vždy o

jeden kN, což odpovídá přibližně jednomu procentu z Eulerovy kritické síly. Výjimkou bylo hledání síly menší než F_{cr} do rozmezí jednoho kN, kde byla síla měněna o 0,1 kN. Výsledné hodnoty lze vidět v tabulce 2.1 až 2.5.

Tab 2.1 Výsledné hodnoty pro metodu Timoshenko

Timoshenko	
počet přírůstků	1
F_{Ed} [kN]	101,7
u_z [mm]	-1,912
σ_{max} [MPa]	66,9

Nelineární výpočet podle Timoshenka není stabilní při zatížení spočtenou kritickou silou F_{cr} . Maximální možné zatížení při této výpočetní metodě je $F_{Ed} = 101,7$ kN. Při tomto zatížení jsou výsledky maximálního napětí σ_{max} odlišné o desetinu MPa a výsledky vertikálního posunu u_z se liší až v řádech tisícín milimetru.

Tab 2.2 Výsledné hodnoty pro metodu Newton-Raphson

Newton-Raphson														
počet přírůstků	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200
F_{Ed} [kN]	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8
u_z [mm]	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913
σ_{max} [MPa]	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0

Newton-Raphsonova metoda není také stabilní při zatížení modelu spočtenou kritickou silou F_{cr} . Maximální možné zatížení u této výpočtové metody je $F_{Ed} = 101,8$ kN. Výsledné maximální napětí σ_{max} je totožné se statickým výpočtem a vertikální posun u_z se liší v řádech tisícín milimetru. Při tomto zadání modelu neměl počet přírůstků žádný vliv na výsledné hodnoty a projevil se pouze ve výpočetním čase.

Modifikovaná Newton-Raphsonova metoda byla jedinou, která byla stabilní při zatížení modelu spočtenou kritickou silou F_{cr} . Všechny výsledné hodnoty při tomto zatížení se shodovaly s hodnotami získanými při lineárním výpočtu. Maximální možné zatížení modelu však značně překračuje spočtenou kritickou sílu F_{cr} , obzvlášť při nastavení menšího počtu přírůstků. Při pěti přírůstcích je maximální přípustná síla F_{Ed} o téměř 25 % větší než síla F_{cr} .

Tab 2.3 Výsledné hodnoty pro Modifikovanou Newton-Raphsonovu metodu

Modifikovaná Newton-Raphsonova metoda														
počet přírůstků	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200
F_{cr} [kN]	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9
u_z [mm]	-1,915	-1,915	-1,915	-1,915	-1,915	-1,915	-1,915	-1,915	-1,915	-1,915	-1,915	-1,915	-1,915	-1,915
σ_{max} [MPa]	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0
F_{Ed} [kN]	127	113	109	107	105	104	103	103	103	103	102	102	102	102
u_z [mm]	-2,387	-2,124	-2,049	-2,011	-1,973	-1,955	-1,936	-1,936	-1,936	-1,936	-1,917	-1,917	-1,917	-1,917
σ_{max} [MPa]	83,6	74,3	71,7	70,4	69,1	68,4	67,8	67,8	67,8	67,8	67,1	67,1	67,1	67,1

Modifikovaná Newton-Raphsonova metoda byla jedinou, která byla stabilní při zatížení modelu spočtenou kritickou silou F_{cr} . Všechny výsledné hodnoty při tomto zatížení se shodovaly s hodnotami získanými při lineárním výpočtu. Maximální možné zatížení modelu však značně překračuje spočtenou kritickou sílu F_{cr} , obzvláště při nastavení menšího počtu přírůstků. Při pěti přírůstcích je maximální přípustná síla F_{Ed} o téměř 25 % větší než síla F_{cr} .

Tab 2.4 Výsledné hodnoty pro metodu Picard

Picard														
počet přírůstků	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200
F_{Ed} [kN]	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8
u_z [mm]	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913
σ_{max} [MPa]	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0

Tab 2.5 Výsledné hodnoty pro metodu Picard a Newton-Raphson

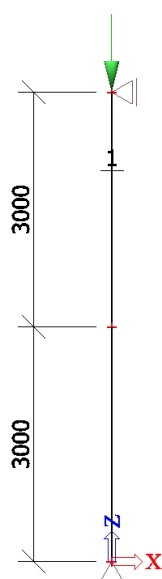
Picard a Newton-Raphson														
počet přírůstků	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200
F_{Ed} [kN]	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8	101,8
u_z [mm]	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913	-1,913
σ_{max} [MPa]	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0	67,0

Metody Picard a Picard a Newton-Raphson dávají zcela totožné výsledky jako metoda Newton-Raphson.

Žádná z těchto výpočetních metod nebyla schopna spočítat vybočení prutu ve směru osy x , ke kterému při kritickém zatížení prutu dochází. Z výše uvedeného vyplývá, že k přesnějšímu postihnutí reálné konstrukce je zapotřebí vložit do modelu

imperfekce. Imperfekce můžeme chápat jako geometrické nedokonalosti konstrukce a jejich přesné stanovení bude popsáno níže.

V dalším testovacím modelu bude do prutu v polovině jeho výšky vložen uzel, který bude vychýlen o jeden milimetr ve směru osy x , viz obrázek 2.2. Díky této malé geometrické imperfekci bude možno pomocí dostupných výpočetních metod spočítat vybočení prutu ve směru osy x . Všechny ostatní vstupní hodnoty budou zachovány a bude opět hledána maximální přípustná síla, při které jsou výpočetní metody stabilní. Dále bude upraven počet přírůstků a to postupně na hodnoty 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 75, 100, 150 a 200.



Obr 2.2 Schéma testovacího modelu s počáteční excentricitou

Pro referenční hodnoty byl nejprve spočítán lineární výpočet. Sledované výsledné hodnoty jsou horizontální posun uzlu v polovině délky prutu u_x , vertikální posun horního uzlu u_z a maximální napětí na průřezu σ_{max} :

$$u_x = 0,823 \text{ mm}$$

$$u_z = -1,916 \text{ mm}$$

$$\sigma_{max} = 67,0 \text{ MPa}$$

Vertikální posun uzlu u_z a maximální napětí σ_{max} jsou prakticky totožné s výsledky získanými z modelu s dokonalou geometrií. Posun uzlu v polovině prutu u_x dosahuje hodnoty menší jak jeden milimetr, což je vzhledem k délce prutu $L = 6 \text{ m}$ zanedbatelná hodnota.

Vytvořený model byl následně spočítán pomocí nelineárních výpočtových metod, u kterých byly sledovány stejné hodnoty jako u lineárního výpočtu. Tyto hodnoty lze vidět v tabulkách 2.6 až 2.8:

Tab 2.6 Výsledné hodnoty pro metodu Timoshenko

Timoshenko	
počet přírůstků	1
F_{Ed} [kN]	101,7
u_x [mm]	1063,42
u_z [mm]	-2,621
σ_{max} [MPa]	3173,8

Výpočet metodou podle Timoshenka není při zatížení kritickou silou F_{cr} stabilní. Stability dosahuje až při zatížení silou $F_{Ed} = 101,7$ kN. Při tomto zatížení dosahuje horizontální posun u_x v polovině délky prutu hodnoty překračující jeden metr, což je vzhledem k mezním hodnotám spolehlivosti nepřijatelná hodnota. Vertikální posun u_z dosahuje necelých tří milimetrů. Hodnota posunu u_z je vzhledem k bočnímu vybočení prutu u_x nesmyslná, jelikož prut by s těmito hodnotami posunů dosahoval délky 6,488 m. Maximální napětí na průřezu σ_{max} dosahuje hodnoty 3173,8 MPa, což je hodnota o řád vyšší, než je mez kluzu použité oceli. Napětí dosahuje těchto hodnot vzhledem k velkému ohybu na prutu.

Tab 2.7 Výsledné hodnoty pro metodu Newton-Raphson

Newton-Raphson											
počet přírůstků	5	10	15	20	30	40	50	75	100	150	200
F_{cr} [kN]	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9
u_x [mm]	285,168	285,173	284,939	285,029	285,143	285,730	-	-	-	-	-
u_z [mm]	-35,645	-35,646	-35,590	-35,612	-35,639	-35,778					
σ_{max} [MPa]	904,0	904,0	903,3	903,6	903,9	905,6					
F_{Ed} [kN]	102,0	102,0	102,0	102,0	102,0	102,0	101,8	101,5	101,4	101,3	101,3
u_x [mm]	-	-	317,657	317,756	318,080	318,390	252,760	166,234	144,293	126,242	126,217
u_z [mm]			-43,781	-43,808	-43,893	-43,976	-28,411	-13,388	-10,566	-8,542	-8,539
σ_{max} [MPa]			1000,0	1000,2	1001,2	1002,1	808,4	553,9	489,5	436,6	436,5

Newton-Raphsonova metoda umožnila spočítat model zatížený kritickou silou F_{cr} do 40-ti přírůstků. Při větším počtu přírůstků postupně klesala maximální přípustná síla F_{Ed} , ta se však nikdy nelišila o více jak jedno procento síly F_{cr} . Do 50-ti přírůstků dosahuje horizontální posun u_x hodnot mezi 250 a 320 milimetry. Při stále klesající

maximální síle F_{Ed} klesá až na hodnotu 126 mm. Vertikální posun u_z také kolísá, a to mezi hodnotami 8 až 44 mm. Obě tyto veličiny jsou větší než při lineárním výpočtu, horizontální posun u_x je až o tři řády větší.

Velký rozptyl má i maximální napětí σ_{max} , které při síle $F_{Ed} = 102,0$ kN dosahuje 1000 MPa a při síle $F_{Ed} = 101,3$ kN hodnoty pouze 436,5 MPa. Takto velké hodnoty napětí σ_{max} jsou dány velkým ohybem na prutu, nikoliv normálovou silou.

Tab 2.8 Výsledné hodnoty pro Modifikovanou Newton-Raphsonovu metodu

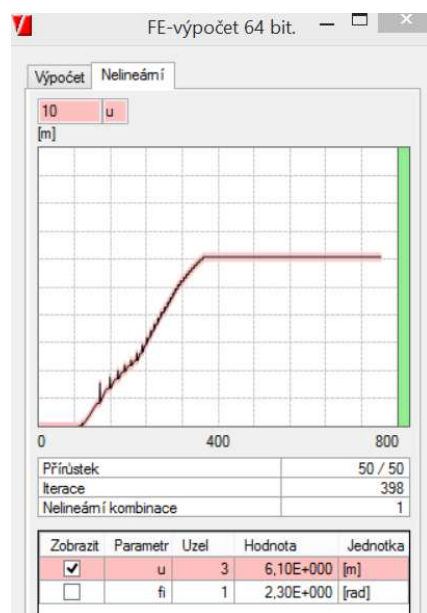
Modifikovaná Newton-Raphsonova metoda											
počet přírůstků	5	10	15	20	30	40	50	75	100	150	200
F_{cr} [kN]	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9
u_x [mm]	285,169	285,173	284,940	285,029	285,144	285,730	285,041	285,905	289,316	290,178	290,130
u_z [mm]	-35,645	-35,646	-35,591	-35,612	-35,639	-35,778	-35,615	-35,820	-36,635	-36,843	-36,832
σ_{max} [MPa]	904,0	904,0	903,3	903,6	903,9	905,6	903,6	906,1	916,1	918,6	918,4
F_{Ed} [kN]	277	246	236	232	229	225	225	224	224	223	223
u_x [mm]	2191,62	2287,02	2311,83	2324,73	2332,49	2341,87	2343,81	2344,83	2345,71	2348,28	2348,42
u_z [mm]	-6923,7	-6445,6	-6278,1	-6197,5	-6139,6	-6063,4	-6058,1	-6041,9	-6039,6	-6018,7	-6018,2
σ_{max} [MPa]	17675,8	16319,1	15834,0	15641,2	15488,0	15283,1	15291,2	15233,0	15237,4	15185,0	15185,2

Modifikovaná Newton-Raphsonova metoda dovolila spočítat model při všech přírůstcích, kdy posuny u_x , u_z a napětí σ_{max} dosahovaly podobných hodnot. Maximální síla F_{Ed} , pro kterou je model stále stabilní, však dosahovala mnohem větších hodnot, a to až 277 kN. Při těchto hodnotách zatížení vznikaly na konstrukci extrémní posuny, ze kterých lze usuzovat, že se horní podpora propadla pod podporu spodní. Maximální napětí σ_{max} dosahuje hodnot značně převyšujících mez kluzu použité oceli.

U této metody se objevila neschopnost dopočítat model při nastavení větší zatěžovací síly než maximální síly F_{Ed} . V tomto případě program nenahlásil problém se singulární maticí tuhosti a nebyl ukončen, ale dále pokračoval i po překročení maximálního nastaveného počtu iterací, lineárně zvětšoval maximální posun a musel být ručně ukončen, viz obrázek 2.3.

Výpočet podle Picarda nedovolil spočítat model pro kritickou sílu F_{cr} u žádného počtu přírůstků. Maximální síla F_{Ed} , při které byl výpočet stabilní, postupně narůstala s navyšováním počtu přírůstků. Posuny na konstrukci u_x a u_z nedosahovaly

extrémních hodnot jako u předešlých metod. Tento fakt je ovšem zapříčiněn sníženou maximální silou F_{Ed} .



Obr 2.3 Průběh výpočtu při větším zatížení než F_{Ed}

Tab 2.9 Výsledné hodnoty pro metodu Picard

Picard											
počet přirůstků	5	10	15	20	30	40	50	75	100	150	200
F_{Ed} [kN]	100	100,1	100,1	100,2	100,3	100,4	100,5	100,7	100,8	100,9	101
u_x [mm]	42,632	44,950	44,960	47,611	50,607	53,981	57,807	67,253	73,172	80,228	88,580
u_z [mm]	-2,654	-2,741	-2,742	-2,846	-2,971	-3,120	-3,300	-3,796	-4,144	-4,595	-5,182
σ_{max} [MPa]	191,0	197,9	197,9	205,7	214,5	224,5	235,7	263,5	280,9	301,6	326,1

Tab 2.10 Výsledné hodnoty pro metodu Picard a Newton-Raphosen

Picard a Newton-Raphson											
počet přirůstků	5	10	15	20	30	40	50	75	100	150	200
F_{Cr}	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9	101,9
u_x [mm]	285,168	285,173	284,940	285,028	285,143	285,730	-	-	-	-	-
u_z [mm]	-35,645	-35,646	-35,591	-35,611	-35,639	-35,778					
σ_{max} [MPa]	904,0	904,0	903,3	903,6	903,9	905,6					
F_{Ed}	102	102	102	102	102	102	101,8	101,5	101,4	101,3	101,3
u_x [mm]	-	-	317,656	317,756	318,080	318,390	252,760	166,234	144,293	126,242	126,217
u_z [mm]			-43,781	-43,808	-43,894	-43,976	-28,411	-13,388	-10,566	-8,542	-8,539
σ_{max} [MPa]			1000,0	1000,2	1001,2	1002,1	808,4	553,9	489,5	436,6	436,5

Výpočetní metoda podle Picarda a Newton-Raphosena vykazuje totožné výsledky jako metoda podle Newton-Raphosena.

2.5 VÝBĚR VÝPOČETNÍ METODY

Při posouzení výpočetních metod použitých u předešlých modelů bylo přihlédnuto především k druhému modelu s počáteční geometrickou imperfekcí.

Výpočetní metoda podle Timoshenka dává nereálné hodnoty posunů, při kterých dochází k prodloužení prutu při jeho zatížení tlakovou silou. Proto nebude s touto metodou dále uvažováno.

Pro další výpočty bude zvolena jako vhodná metoda Newton-Raphosen. Metoda Newton-Raphosen dovoluje oproti metodě Picard bližší přiblížení ke kritické síle F_{cr} , především u nižšího počtu přírůstků. Metoda Picard a Newton-Raphosen dává téměř totožné výsledky jako metoda Newton-Raphosen. Nevýhodou však je nutnost nastavení dalšího parametru řešiče, které může ovlivnit výsledné hodnoty. Modifikovaná Newton-Raphsonova metoda jako jediná dovolila spočítat kritickou sílu F_{cr} bez ohledu na množství přírůstků. Velkou nevýhodou u této metody však představuje možnost značně překročit kritickou sílu F_{cr} a dosáhnout tak nereálných posunů na konstrukci.

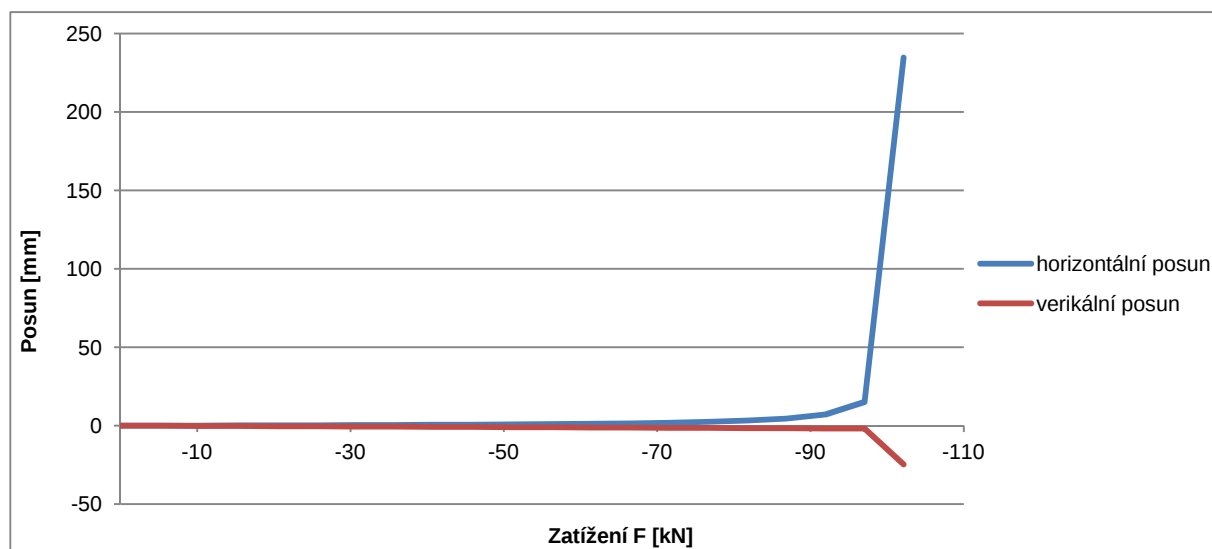
Newton-Raphsonova metoda bude použita u všech dalších výpočetních modelů a bude nastavena s maximálně 50-ti iteracemi a s počtem přírůstků 50.

3 VLIV PROFILU A GEOMETRIE PRUTU NA VÝPOČET

Na výpočet mohou mít vliv i další faktory než jen volba a nastavení výpočetní metody. Faktory, které mohou ovlivnit výsledné hodnoty, jsou průřez prvku, délka prvku a počáteční geometrická imperfekce.

3.1 PROFIL PRŮŘEZU

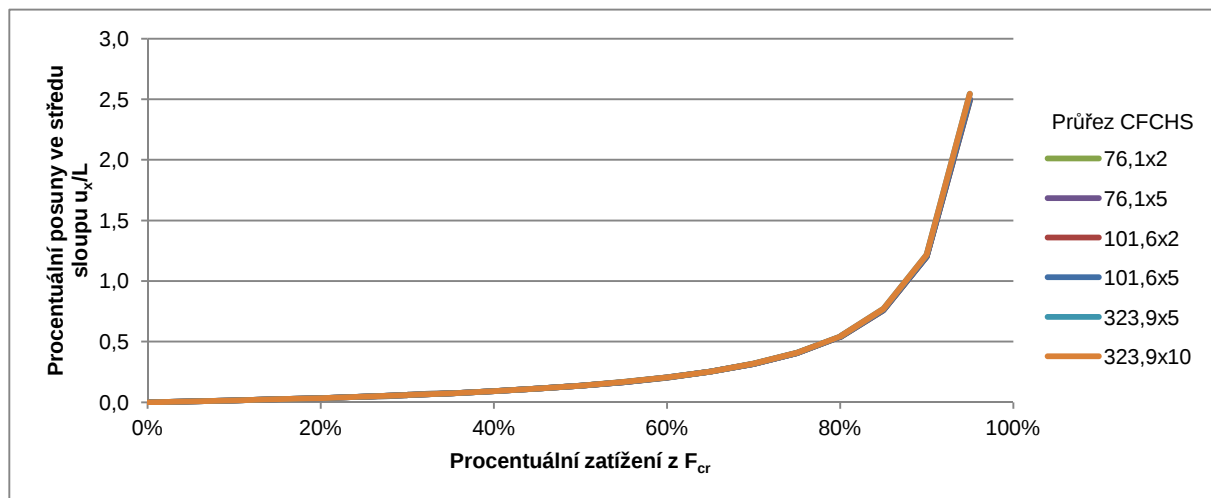
Pro ověření vlivu průřezu na průběh křivky posunů byl vytvořen model Eulerova prutu délky $L = 6$ m s počáteční geometrickou imperfekcí ve středu prutu $e_0 = 1$ mm, který byl zatížen vertikální silou F . Tato síla se postupně zvětšovala až do hodnoty $F = F_{cr}$. Sledovány byly posuny v horním bodě a ve středu prutu. Takto byl získán průběh vertikálních a horizontálních posunů u_x a u_z . Do grafů byly vynášeny posuny pro sílu F až do hodnoty 95% z F_{cr} a to z důvodu přehlednosti grafu, jelikož při zatížení kritickou silou F_{cr} je posun řádově větší, jak lze vidět v grafu 3.1.



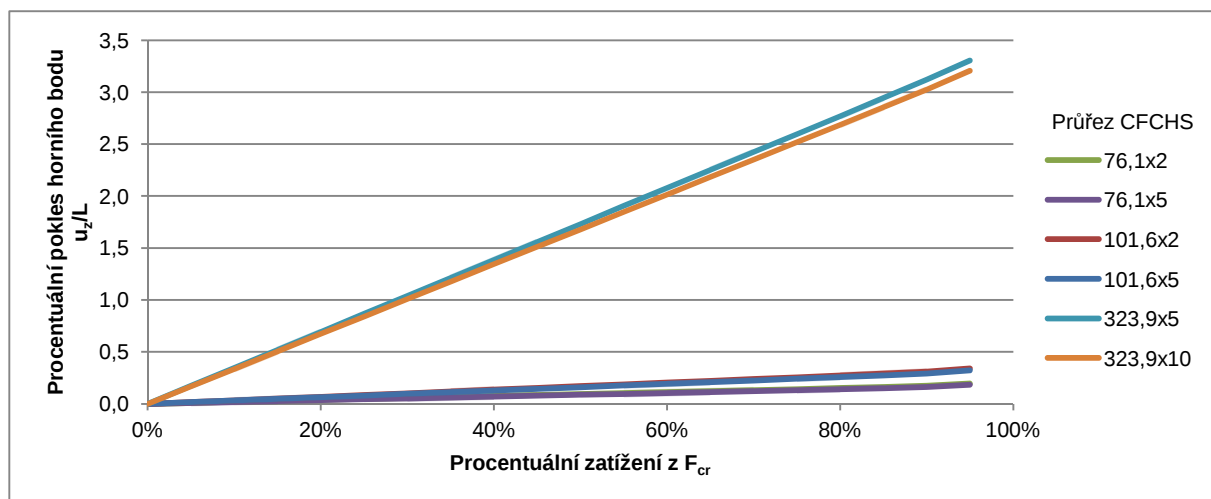
Graf 3.1 Horizontální a vertikální posuny pro průřez CFCHS 101,6*5

Takto byl model spočítán pro 6 různých průřezů. Jelikož při změně průřezu se změní moment setrvačnosti průřezu a s ním i kritická Eulerova síla F_{cr} , byly výsledné posuny přiřazovány k procentuálnímu vyjádření síly F vůči síle F_{cr} , aby bylo možné porovnat průběhy křivky posunů. Na grafu 3.2 lze vidět, že průběh horizontálního posunu v polovině prutu je prakticky totožný pro všechny průřezy. Vertikální průběh posunů v grafu 3.3 je lehce odlišný zejména z důvodu různé průřezové plochy A ,

kteřá se podílí na deformaci prutu při stlačení. Tvar této křivky je však stejný pro všechny průřezy.



Graf 3.2 Průběh horizontálních posunů pro různé průřezy



Graf 3.3 Průběh vertikálních posunů pro různé průřezy

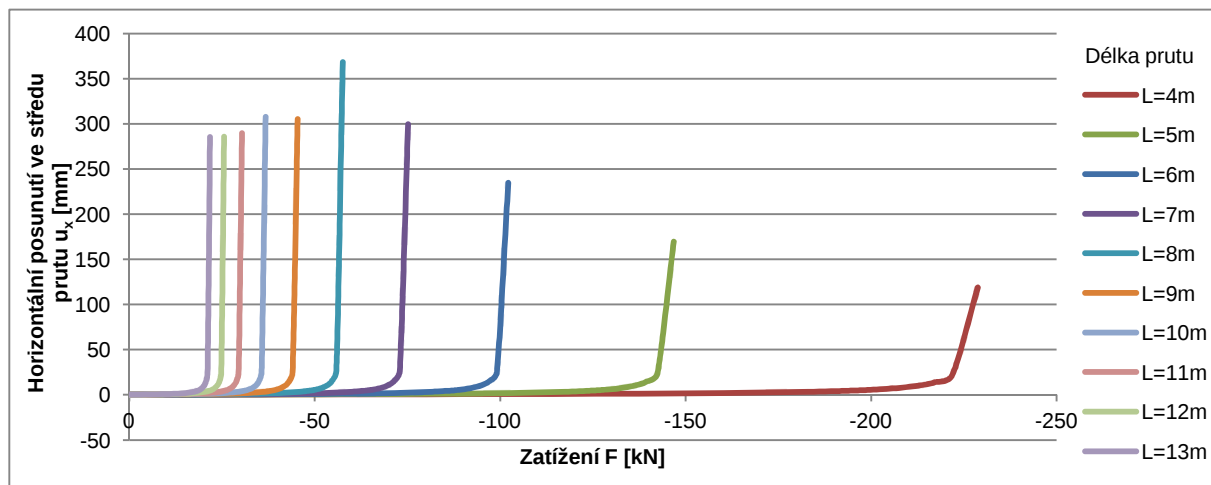
Z výše uvedeného vyplývá, že průřez prutu nemá vliv na průběh křivky posunů.

3.2 DÉLKA PRUTU

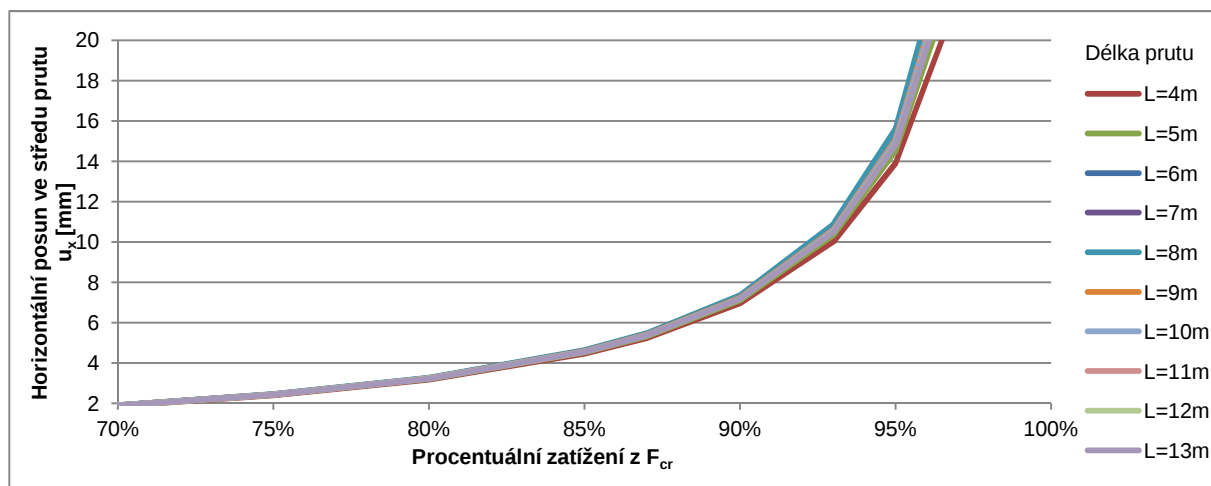
Vliv délky prutu na průběh křivky posunů byl ověřen na modelu Eulerova prutu. Model byl vytvořen z průřezu CFCHS 101,6x5, v polovině délky prutu byl vytvořen uzel s počáteční geometrickou imperfekcí $e_0 = 1$ mm a prut byl zatěžován silou $F \leq F_{cr}$. Křivky byly vynášeny pro délky prutu v rozmezí 4 až 13 metrů.

Na grafu 3.4 lze vidět, jak se s narůstající délkou prutu mění Eulerova kritická síla F_{cr} . Z grafu 3.5, kde bylo na vodorovné ose vynášeno procentuální zatížení prutu vůči kritické síle F_{cr} lze vidět, že absolutní posun ve středu prutu roste s rostoucí

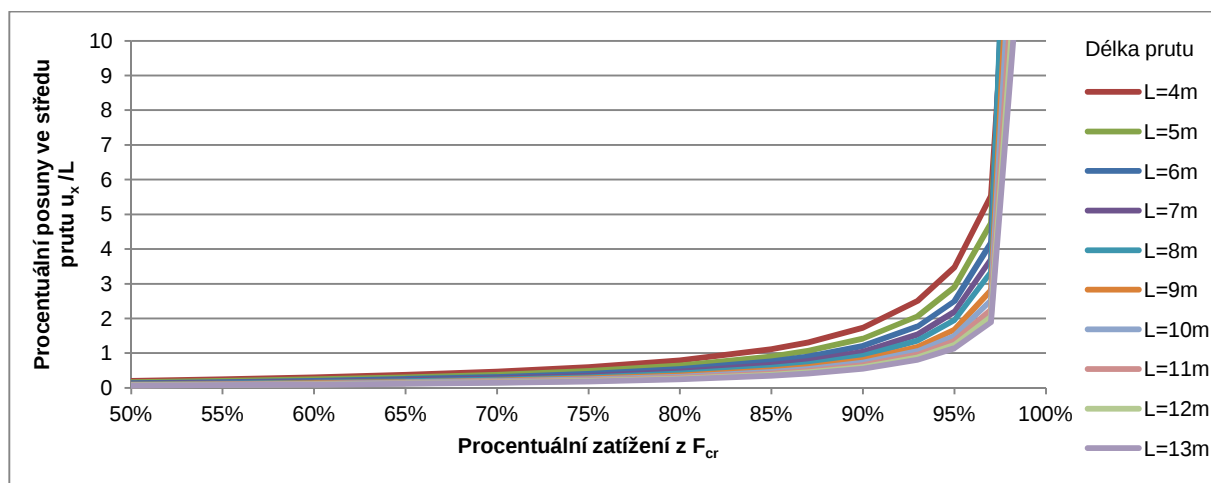
délkou prutu. Z grafu 3.6 ovšem vyplývá, že s rostoucí délkou prutu naopak klesá hodnota posunutí vůči délce prutu.



Graf 3.4 Posuny ve středu prutu po různé délky L



Graf 3.5 Posuny ve středu prutu po různé délky L , procentuální vyjádření síly F



Graf 3.6 Procentuální vyjádření posunů ve středu prutu pro různé délky L

Z výše uvedeného vyplývá, že délka prutu má vliv na vybočení prutu v absolutních hodnotách. Při zatěžování prutů různých délek silou poměrově stejnou vůči kritické síle F_{cr} daného prutu jsou však tyto rozdíly malé.

3.3 POČÁTEČNÍ EXCENTRICITA

Počáteční geometrická imperfekce může mít značný vliv na výsledné posuny na prutu. Počáteční geometrická imperfekce e_0 , která má být do prutu zavedena, určuje norma [5] poměrem:

$$e_0 / L \quad (3.1)$$

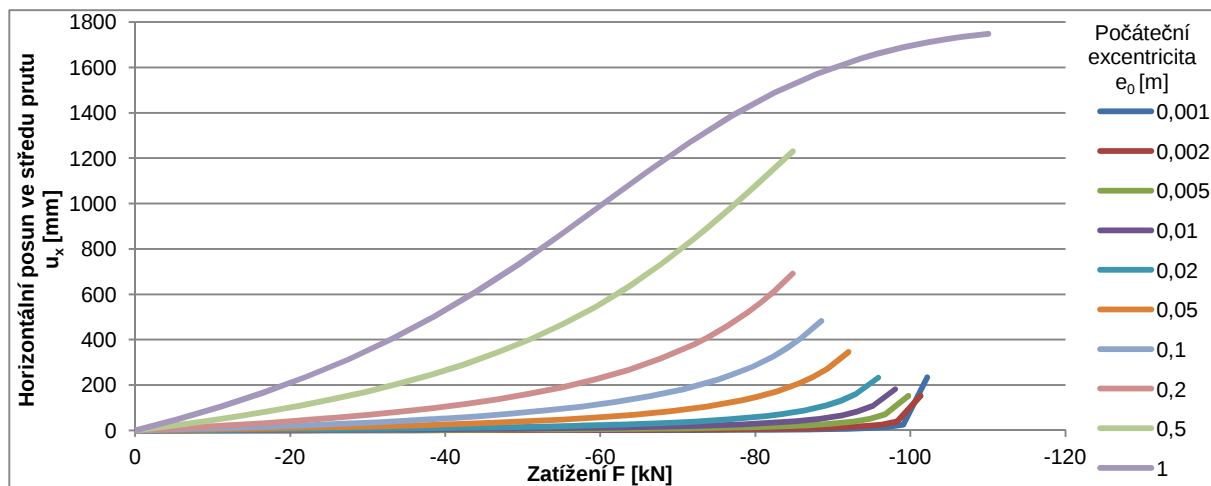
Hodnoty tohoto poměru udává tabulka 3.1 převzatá z normy [5] (tabulka 5.1):

Tab 3.1 Návrhové hodnoty imperfekcí ve tvaru počátečních zakřivení

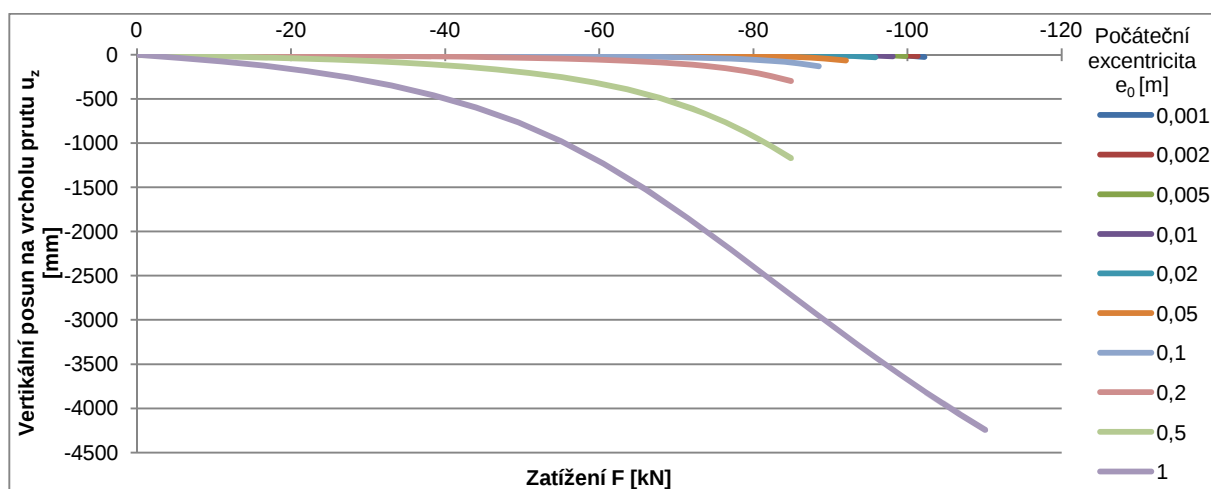
Křivka vzpěrné pevnosti podle tabulky 6.1 v [5]	pružnostní analýza	plasticitní analýza
	e_0/L	
a_0	1/350	1/300
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100

Pro porovnání byl vytvořen model Eulerova prutu délky $L = 6\text{ m}$ z průřezu CFCHS 101,6x5, kterému byla udělena počáteční excentricita $e_0 = \{1; 2; 5; 10; 20; 50; 100; 200; 500; 1000\}$ mm. Tento prut byl zatěžován silou $F \leq F_{cr}$. Sledované hodnoty byly posuny na vrcholu prutu a v jeho středu. Hodnotu výsledného horizontálního posunu u_x vůči zatěžovací síle F je vidět v grafu 3.7.

Z grafu je patrné, že čím větší byla počáteční excentricita, tím rychleji došlo k rozvoji posunů. Také lze vidět, že maximální síla F klesá spolu se zvětšující se počáteční excentricitou. Křivka posunů pro prut s počáteční excentricitou $e_0 = 1\text{ m}$ naznačuje, že od určité počáteční excentricity je prut spíše namáhán na ohyb než na tlak, což odporuje filozofii Eulerova prutu. U tohoto prutu také došlo k většímu posunu u_z v horním uzlu než k bočnímu posunu u_x ve středu prutu, jak ukazuje graf 3.8.



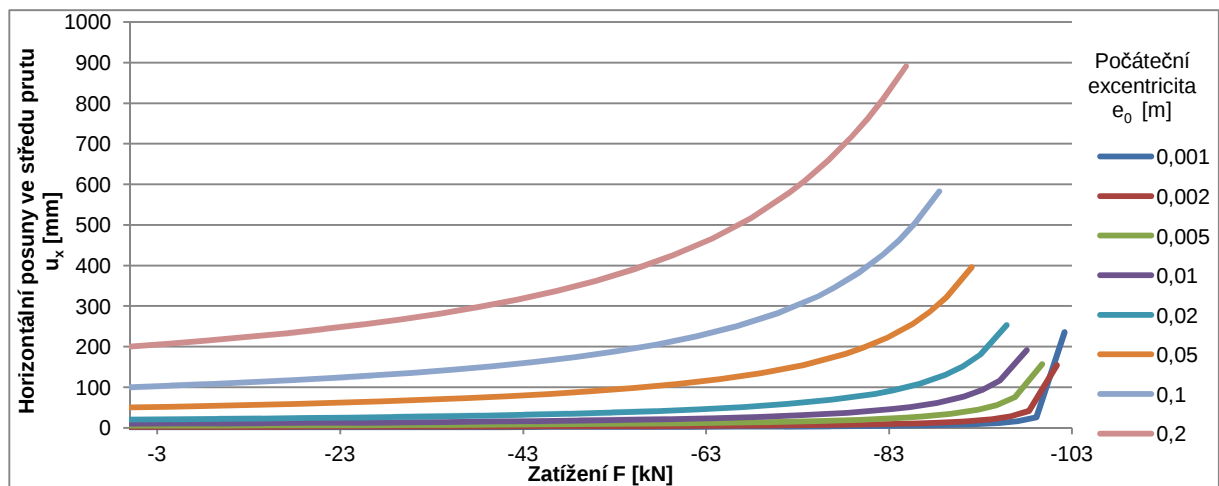
Graf 3.7 Horizontální posuny ve středu prutu pro různé počáteční excentricity e_0



Graf 3.8 Vertikální posuny na vrcholu prutu pro různé počáteční excentricity e_0

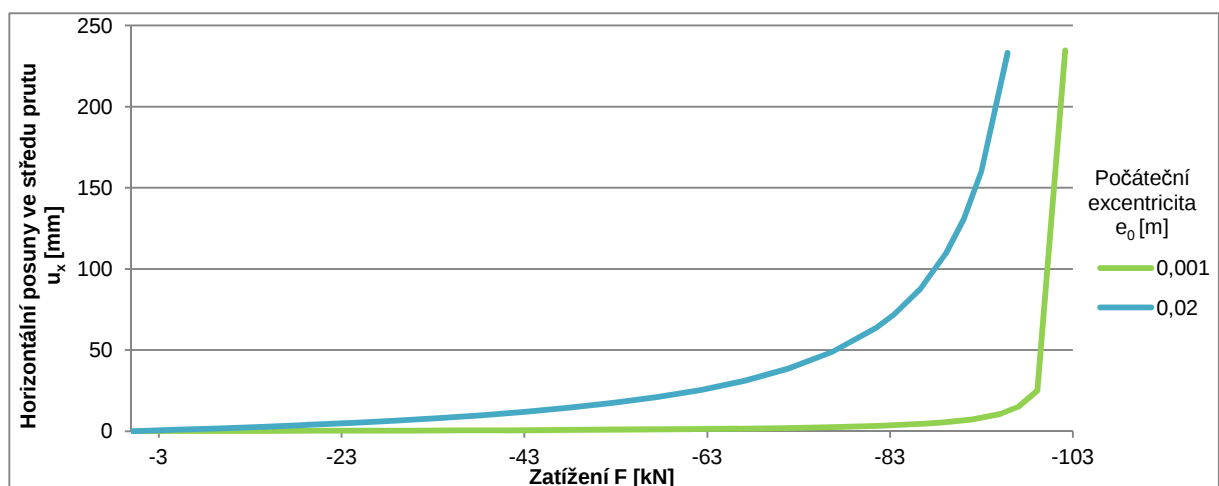
Z grafu 3.7 však lze vyčíst pouze výsledné posuny oproti počátečnímu stavu s excentricitou. Pokud jsou počáteční excentricity vnímány jako geometrické imperfekce, které vzniknou až při výstavbě konstrukce, není s nimi v projektu počítáno jako s předem danými. Z tohoto důvodu jsou v grafu 3.9 znázorněny posuny ve středu prutu spolu s počátečními excentricitami, které přesněji vyjadřují konečnou deformaci konstrukce oproti projektovanému stavu. Z tohoto grafu byl vyloučen model s počáteční excentricitou $e_0 = 1$ m, který měl oproti ostatním modelům značně odlišný průběh posunů středového uzlu, a také model s počáteční excentricitou $e_0 = 0,5$ m, kde posuny byly dvojnásobné oproti ostatním modelům.

Na grafu 3.9 je patrný velký vliv velikosti počáteční excentricity. Při porovnání průběhu posunu u modelu s $e_0 = 10$ mm lze vidět, že celková deformace ve středu prutu oproti navržené geometrii je při maximální síle F_{cr} vyšší, než počáteční excentricita u modelu s $e_0 = 200$ mm.

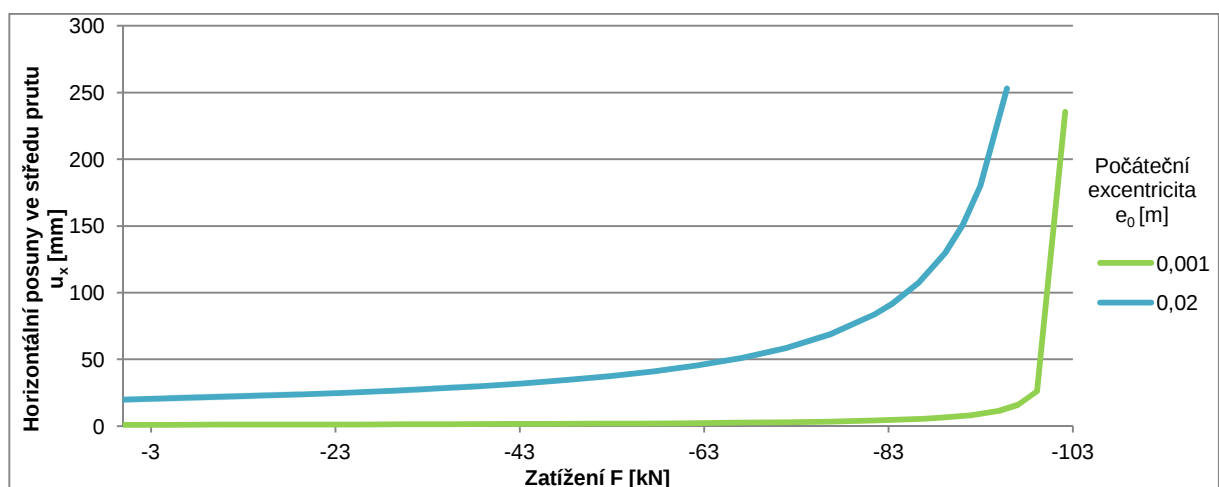


Graf 3.9 Horizontální posuny včetně e_0 ve středu prutu pro různé počáteční excentricity e_0

V grafu 3.10 a 3.11 lze vidět porovnání modelů s minimální počáteční excentricitou $e_0 = 1 \text{ mm}$ s modelem s počáteční excentricitou $e_0 = 20 \text{ mm}$, která odpovídá návrhové hodnotě podle vzorce (3.1).



Graf 3.10 Horizontální posuny ve středu prutu pro počáteční excentricity $e_0 = \{1; 20\} \text{ mm}$



Graf 3.11 Horizontální posuny včetně e_0 na vrcholu prutu pro počáteční excentricity $e_0 = \{1; 20\} \text{ mm}$

Z hodnot lze vidět, že posun při maximální síle F_{cr} oproti počátečnímu stavu je u obou modelů přibližně stejný. Průběh křivek je však odlišný a u modelu s počáteční excentricitou $e_0 = 20$ mm je rychlejší rozvoj deformace. Tato odlišnost se projeví především v případě posuzování konstrukce na mezní stav únosnosti, kdy dojde k překročení povolené deformace dříve u modelu s větší počáteční excentricitou.

4 RÁMOVÁ KONSTRUKCE

V praxi se často navrhují rámové konstrukce, kde sloup není ideálně podepřen na obou koncích. U sloupů těchto konstrukcí je problematické stanovit součinitel vzpěrné délky β a tím stanovit vzpěrnou délku prutu L_{cr} a Eulerovu kritickou sílu F_{cr} . Pro základní Eulerovy případy platí vztahy:

$$L_{cr} = \beta * L \quad (4.1)$$

$$F_{cr} = \pi^2 EI / L_{cr}^2 \quad (4.2)$$

kde L je délka prutu.

Součinitel vzpěrné délky β pro základní případy podepření můžeme najít ve statických tabulkách nebo spočítat pomocí diferenciální rovnice ohybové čáry dosazené do rovnice ohybového momentu v obecném řezu, jak je uvedeno v [6] kapitole 8. K stanovení těchto rovnic je však zapotřebí znát okrajové podmínky sloupu. Podepření sloupu se obvykle idealizuje jako kloubové nebo jako vetknutí a rámový spoj se uvažuje jako dokonale tuhý, stejně tak jako příčle. Tyto předpoklady dostatečně nevystihují reálné vlastnosti konstrukce a mohou vést k odlišným výsledkům.

Při ručním výpočtu rámové konstrukce se vzpěrná délka L_{cr} sloupů musí stanovit s přihlédnutím k tuhosti příčle. Vliv tuhosti příčle na součinitel vzpěrné délky β byl zjišťován na modelu rámové konstrukce.

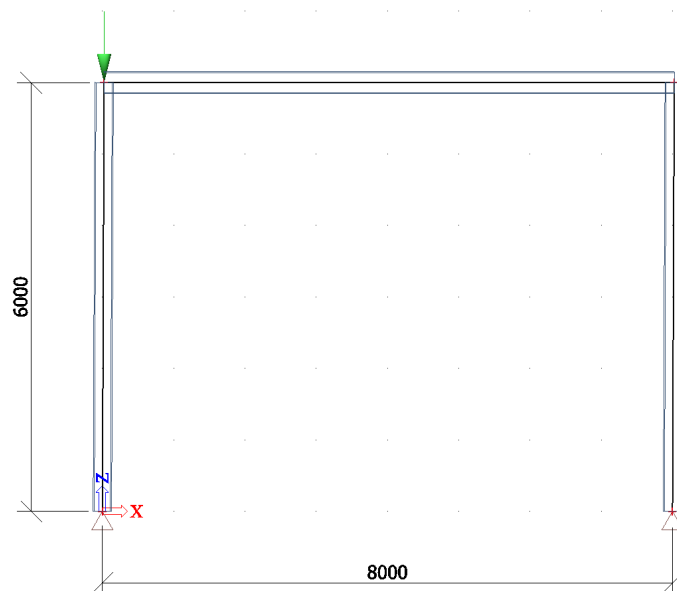
4.1 MODEL RÁMOVÉ KONSTRUKCE

Pro zjištění vlivu tuhosti příčle na součinitel vzpěrné délky β byly vytvořeny modely konstrukce, viz obrázek 4.1, do kterých byl vložen počáteční náklon konstrukce ϕ , jak doporučuje norma [5]:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (4.3)$$

kde ϕ_0 je základní hodnota $\phi_0 = 1/200$;
 α_h redukční součinitel v závislosti na výšce sloupů h ;
 $\alpha_h = 2/\sqrt{h}$ ale $2/3 \leq \alpha_h \leq 1,0$;
 h výška konstrukce v metrech;

α_m redukční součinitel pro počet sloupů v řadě;
 $\alpha_m = (0,5(1+1/m))^{0,5}$;
 m počet sloupů v řadě. Počítají se pouze sloupy, jejichž svislé zatížení F_{Ed} není menší než 50 % průměrného zatížení sloupů v posuzované svislé rovině.



Obr 4.1 Model rámové konstrukce zatěžovaný na jednom sloupu

Modely byly zatěžovány nejdříve jednou silou nad prvním sloupem a následně dvěma totožnými silami nad oběma sloupy. Příčel byla navržena z profilu IPE 300, sloupy byly navrženy jako profily HEB 100 až HEB 1000. U modelu, kde byl zatěžován pouze jeden sloup, byl navržen počáteční náklon konstrukce $\phi = 4,08e-3$. Sledované hodnoty byly posuny na vrcholech sloupů u_x , u_z a maximální napětí σ_{max} na obou sloupech a příčli.

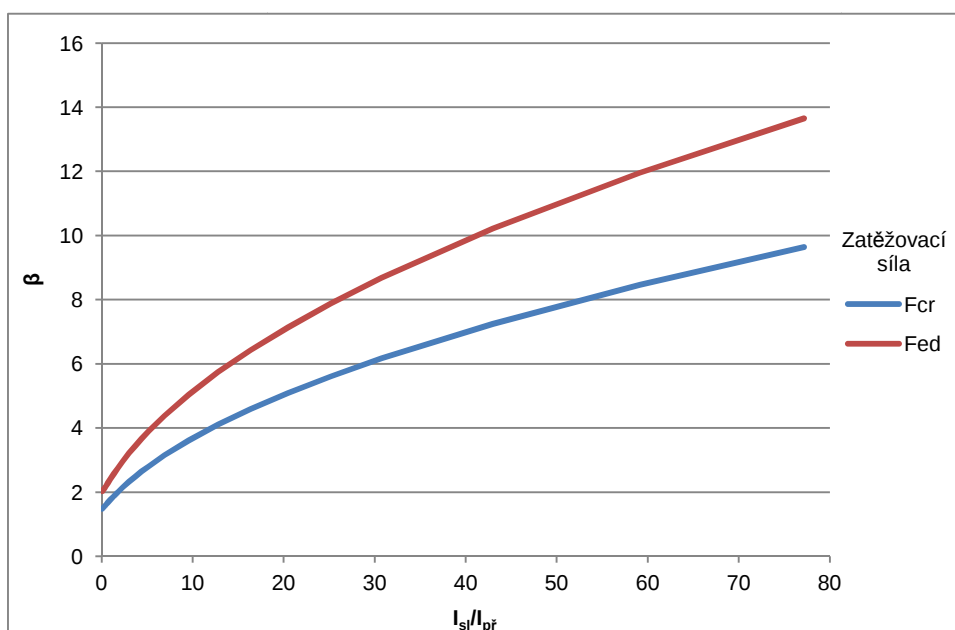
Maximální síla F , při které byl model stále stabilní, byla označena jako síla kritická F_{cr} a byla pro ni dopočtena vzpěrná délka prutu L_{cr} a součinitel vzpěrné délky β . Dále byla hledána síla F_{Ed} , pro kterou by daná konstrukce splňovala maximální povolené vodorovné deformace δ podle normy [5] (NA.2.23). Pro navržený model platí:

$$\delta = h/300 = 6/300 = 0,02 \text{ m}$$

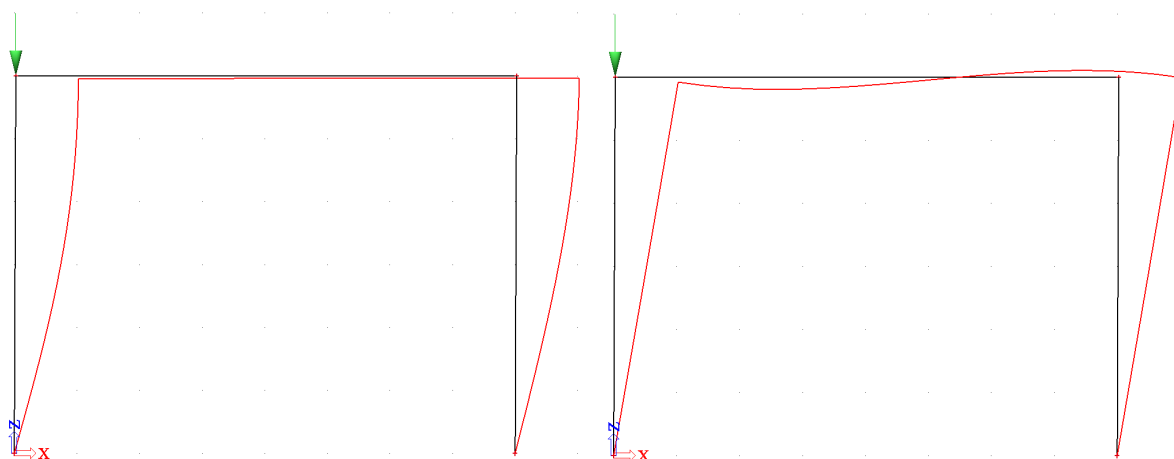
Pro sílu F_{Ed} byla následně dopočítána vzpěrná délka prutu L_{Ed} a součinitel vzpěrné délky β_{Ed} . Do grafů byly získané hodnoty vnášeny vždy pro poměr tuhostí sloupu k příčli. Jelikož oba prvky byly navrženy ze stejného materiálu, měl na poměr tuhostí vliv pouze moment setrvačnosti sloupu a příčle $I_{sl}/I_{př}$.

4.1.1 RÁM ZATĚŽOVANÝ NA JEDNOM SLOUPU

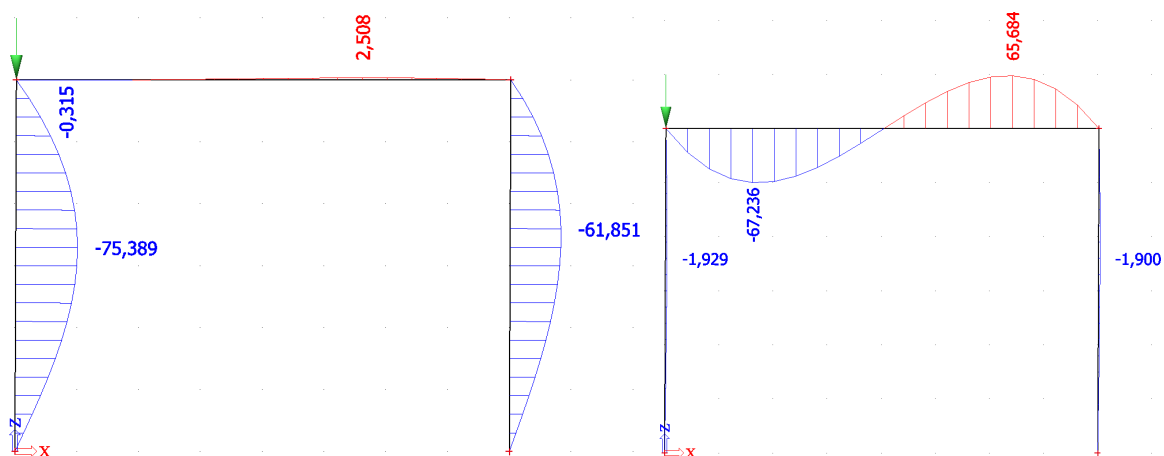
Na grafu 4.1 lze vidět závislost součinitele vzpěrné délky β na poměru momentů setrvačnosti. Se zvětšujícím se poměrem momentů setrvačnosti roste i součinitel vzpěrné délky β jak pro sílu F_{cr} tak i F_{Ed} . Na obrázku 4.2 je vidět rozdílný poměr deformací sloupu a příčle. V prvním případě je poměr momentů setrvačnosti $I_{sl}/I_{př} = 0,05$ a ve druhém $I_{sl}/I_{př} = 77,15$. Pokud je příčel oproti sloupu dostatečně tuhá, nedovolí velké natočení na vrcholu sloupu a většina deformací tak připadne na sloup. Pokud je však příčel oproti sloupu měkká, přebere většinu deformací ona a sloupy se pouze nakloní, viz obrázek 4.3.



Graf 4.1 Závislost součinitele vzpěrné délky β na poměru momentů setrvačnosti



Obr 4.2 Deformovaná konstrukce, vlevo $I_{sl}/I_{př} = 0,05$, vpravo $I_{sl}/I_{př} = 77,15$



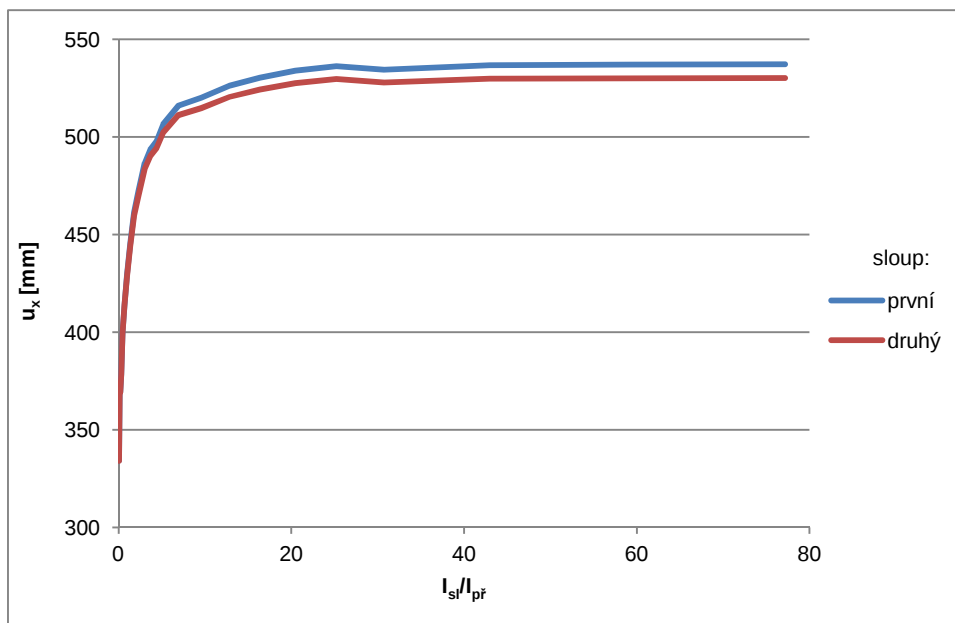
Obr 4.3 Relativní deformace u_z , vlevo $I_{si}/I_{pr}=0,05$, vpravo $I_{si}/I_{pr}=77,15$

Pokud by byla příčel uvažována jako nekonečně tuhá, měla by přenést posuny a natočení z prvního sloupu na druhý. Rám by pak mohl být uvažován jako oboustranně kloubově uložený prut délky $2L$ se součinitelem vzpěrné délky $\beta = 1$. Pro sloup by za těchto předpokladů byl součinitel vzpěrné délky $\beta = 2$. Jelikož příčel nemá nekonečně velkou tuhost, měl by být součinitel vzpěrné délky β pro sloup větší než 2.

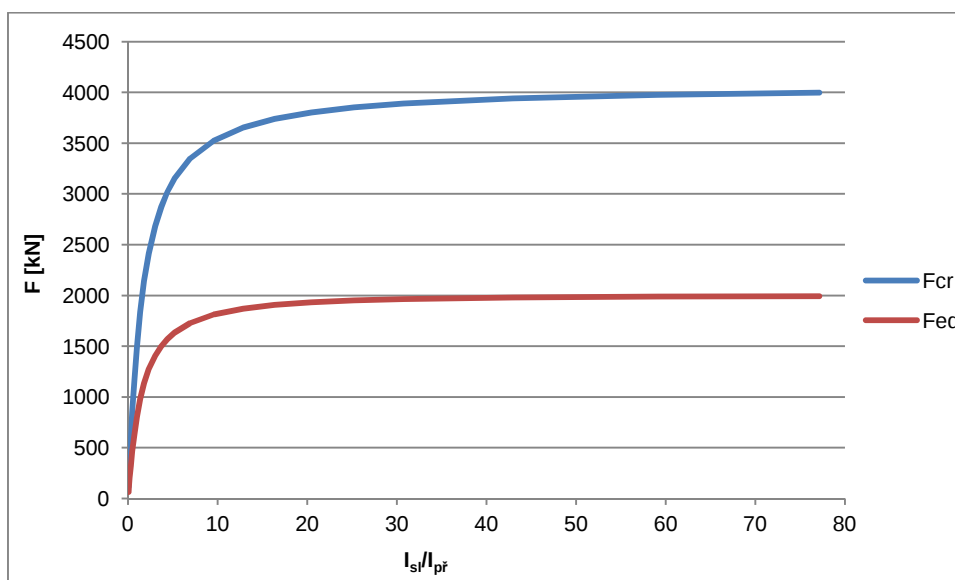
Spočítaný součinitel β však dosahuje hodnot až 1,48. Tato hodnota je dána zatížením pouze jednoho sloupu. Jelikož horizontální posun na vrcholu druhého nezátěžovaného sloupu není vyvolán vnější silou, brání ohybová tuhost sloupu tomuto posunu. To se projeví jako posouvající síla, která je příčlím přenesena na první sloup a brání vzniku větších deformací. Tato posouvající síla dovolí zatížení prvního sloupu větší silou a sníží tak součinitel vzpěrné délky β .

Hodnota horizontálních posunů u_x na vrcholu prvního (zatěžovaného) a druhého sloupu je znázorněna na grafu 4.2. Je vidět, že od poměru momentů setrvačnosti 25 se horizontální posun vrcholu sloupů nezvětšuje.

Na grafu grafu 4.3 je znázorněna maximální síla F_{cr} , při které byl model stabilní a síla F_{Ed} , pro kterou nepřesáhly posuny u_x normou předepsanou hodnotu. I přes zvětšující se součinitel vzpěrné délky β roste i maximální (kritická) síla F_{cr} , která by naopak podle vzorce (4.1) a (4.2) měla se zvětšujícím se součinitelem β klesat. Tento jev je však dán především zvětšujícím se průřezem sloupu, který byl dokázán v kapitole 3.1.



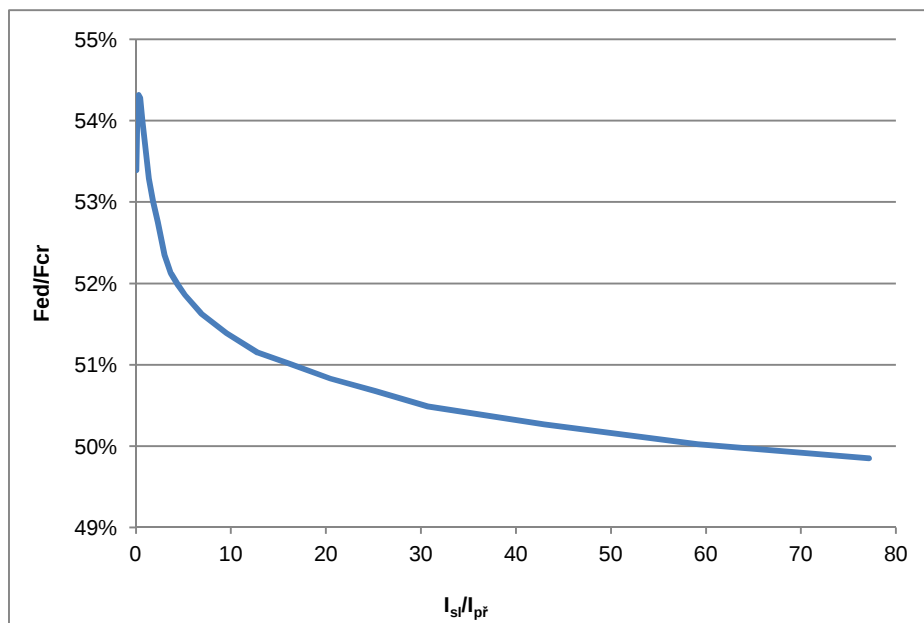
Graf 4.2 Horizontální posun u_x na vrcholu sloupů při zatěžování jednoho sloupu.



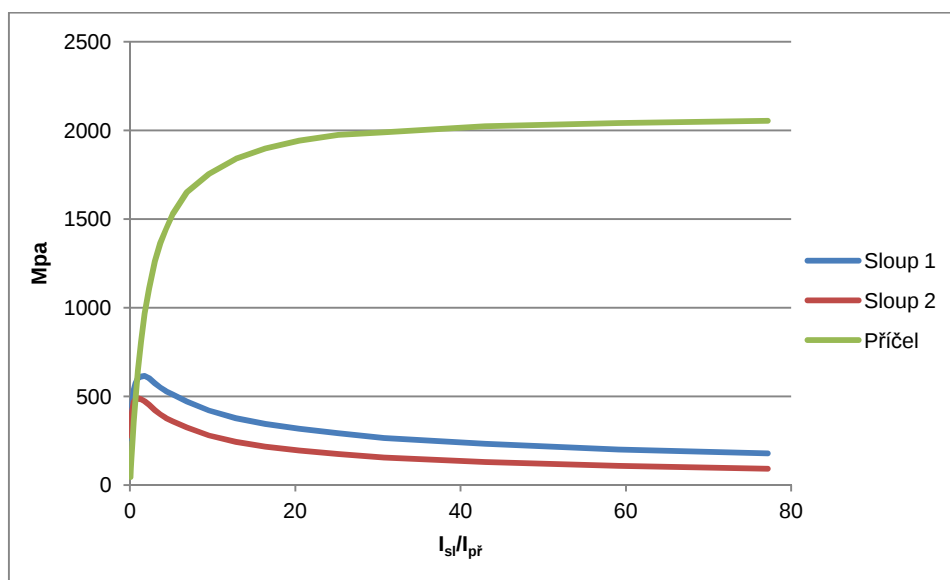
Graf 4.3 Maximální a přípustná síla při nelineárním výpočtu na prvním sloupu

Pro srovnání obou sil je na grafu 4.4 znázorněno procentuální vyjádření síly F_{Ed} na síle F_{cr} .

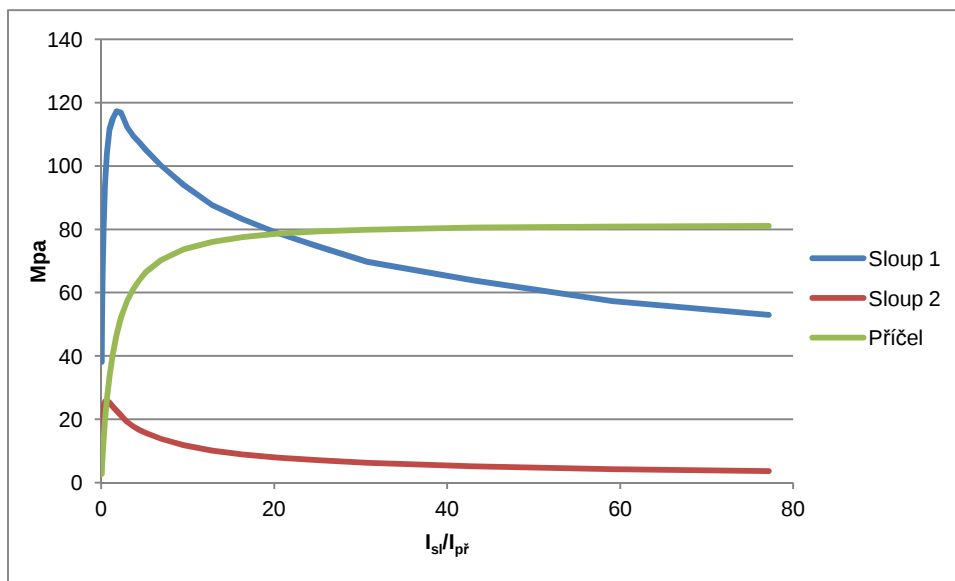
Další sledovanou hodnotou bylo maximální napětí na průřezu σ_{max} . Stabilní výpočetní model nedává záruku toho, že na průřezu nebude dosahováno větších napětí než je mez kluzu materiálu, jak bylo dokázáno v kapitole 2.4. Na grafu 4.5 a 4.6 je znázorněno maximální napětí na jednotlivých sloupech a příčli. Toto napětí je převzato z programu SCIA jako napětí "von Mises".



Graf 4.4 Závislost síly F_{Ed} na síle F_{cr} při zatěžování jednoho sloupu



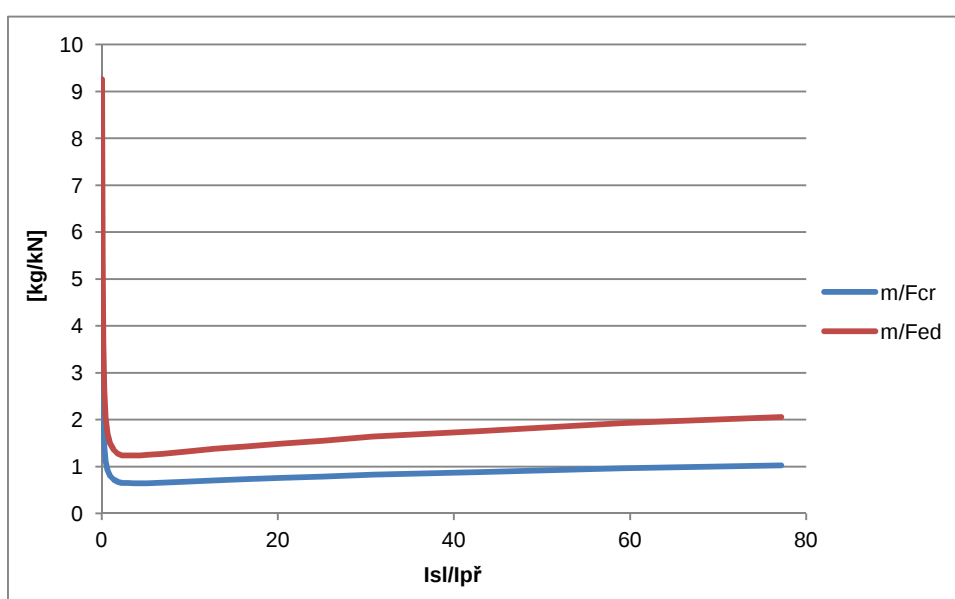
Graf 4.5 Maximální dosažené napětí pro F_{cr} při zatížení jednoho sloupu



Graf 4.6 Maximální dosažené napětí pro F_{ed} při zatížení jednoho sloupu

Pro sílu F_{cr} je patrné, že napětí na příčli se stává dominantním oproti napětí na sloupech již při nízkém poměru momentů setrvačnosti. Síla F_{Ed} dosahuje tohoto efektu až při poměru momentů setrvačnosti přibližně 20. Z grafů je dále patrné menší zatížení druhého sloupu, který by v praxi mohl mít menší průřez. Napětí na sloupech také ukazuje, že se se zvětšujícím se poměrem momentů setrvačnosti klesá napětí na sloupech i přes fakt, že zatěžovací síla je vyšší.

Pro navrhování reálných konstrukcí bývá často rozhodující cena stavby. Cena konstrukce se odvíjí od množství použitého materiálu, respektive od jeho váhy. Vztah mezi hmotností rámu a přenesenou silou znázorňuje graf 4.7.

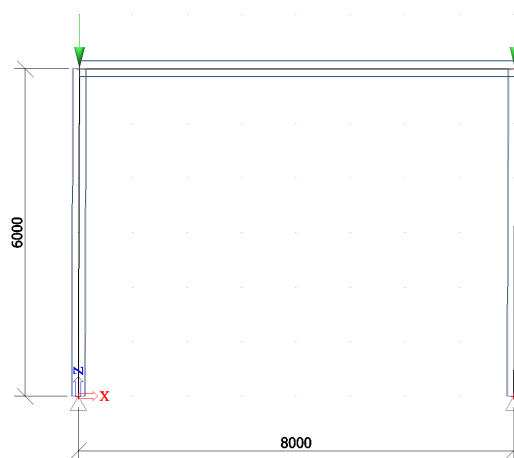


Graf 4.7 Poměr hmoty rámu k přenesené zatěžovací síle

Ideální poměr momentů setrvačnosti je pro obě síly stejný, a to 2-3. Tento poměr odpovídá sloupům průřezu HEB 280 a HEB 300 s příčí IPE 300.

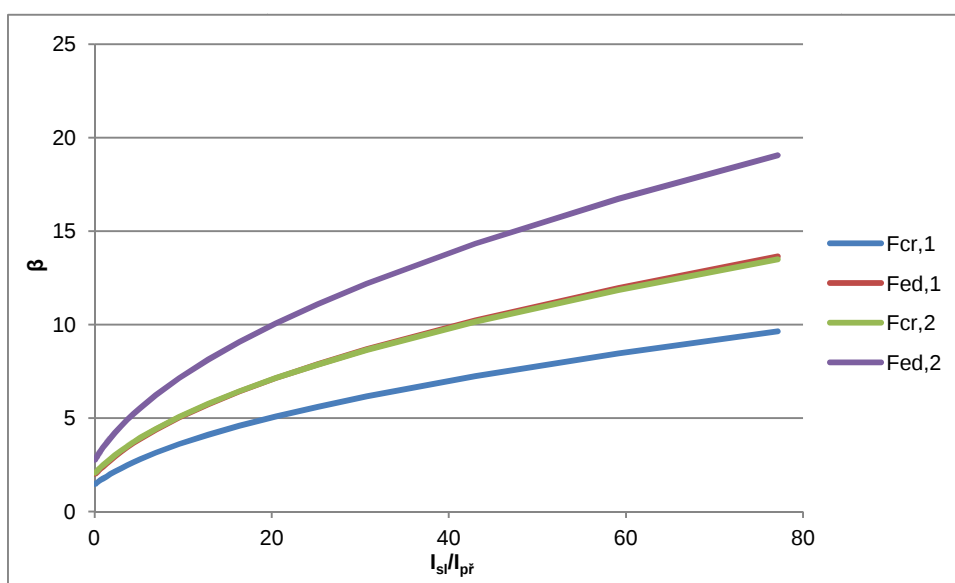
4.1.2 RÁM ZATĚŽOVANÝ NA OBOU SLOUPECH

Vytvořený model rámu, viz obrázek 4.4, zatěžovaného na obou sloupech, byl totožný s rámem zatěžovaným pouze na jednom sloupu. Jedinou výjimkou byl počáteční náklon konstrukce, který byl spočítán na hodnotu $\phi = 3,54e-3$. Obě zatěžovací síly byly navrženy se stejnou hodnotou a hledaly se jako maximální síly F_{cr} , kdy je model ještě stabilní a F_{Ed} , kdy posuny na konstrukci nepřekročí normou stanovenou hodnotu $\delta = 0,02$ m.



Obr 4.4 Model rámové konstrukce zatěžovaný na obou sloupech

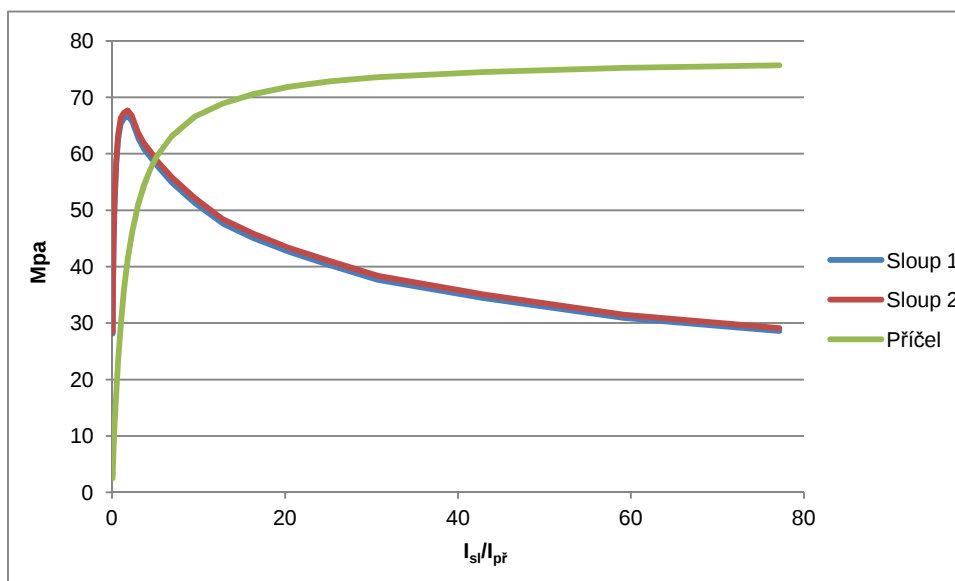
Rozdíl v jednotlivých součinitelích vzpěrné délky β pro obě varianty zatěžování znázorňuje graf 4.8, kde index 1, 2 značí počet zatěžovaných sloupů.



Graf 4.8 Závislost součinitele vzpěrné délky β na poměru momentů setrvačnosti

Pro zatěžovací sílu F_{cr} je při poměru momentů setrvačnosti $I_{sl}/I_{př} = 0,05$ součinitel vzpěrné délky $\beta = 2,07$. Tato hodnota přibližně odpovídá modelu, kde by byla příčel uvažována jako nekonečně tuhá, jak bylo popsáno v kapitole 4.1.1.

Ostatní pozorované veličiny vykazovaly stejné chování jako u rámu zatěžovaného pouze na jednom sloupu. Jedinou výjimkou bylo maximální napětí při síle F_{Ed} , kde napětí na příčli překročilo napětí na sloupech již při poměru momentů setrvačnosti $I_{sl}/I_{př} = 0,97$, viz graf 4.9.



Graf 4.9 Maximální dosažené napětí pro sílu F_{Ed} při zatěžování obou sloupů

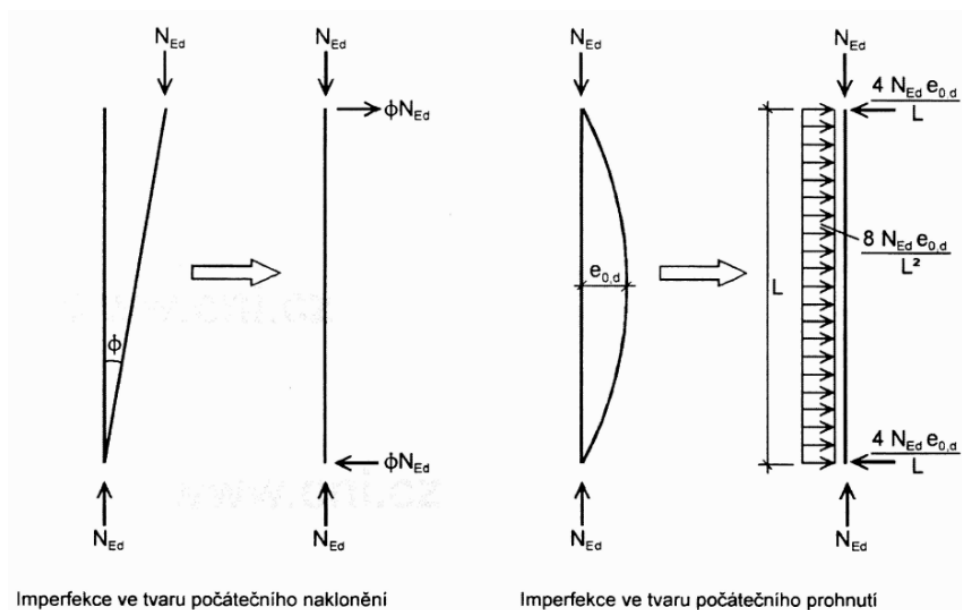
Při posouzení potřebné hmotnosti oceli pro přenesení odpovídající vnější síly se ideální poměr momentů setrvačnosti pohybuje mezi 3-5.

4.2 NAHRAZENÍ POČÁTEČNÍHO NÁKLONU SOUSTAVOU SILOU

Norma [5] v kapitole 6.3.3.(7) stanovuje, že účinky imperfekce ve tvaru naklonění a prohnutí se mohou nahradit soustavou vnějších sil. Při náhradě počátečního naklonění pak platí:

$$H_{Ed} = \phi F_{Ed} \quad (4.4)$$

Vnější síly se mají vložit do každého patra a na každý sloup. Způsob nahrazení je znázorněn na obrázku 4.5 převzatého z normy [5].



Obr 4.5 Nahrazení počátečních imperfekcí soustavou náhradních vodorovných sil

Dále norma [5] říká, že imperfekce ve tvaru počátečního naklonění konstrukcí lze zanedbat, pokud platí:

$$H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed} \quad (4.5)$$

kde V_{Ed} je celkové návrhové svislé zatížení konstrukce v patě podlaží.

4.2.1 MODEL S NAHAZÝM POČÁTEČNÍM NÁKLANEM SOUSTAVOU VNĚJŠÍCH SIL

Předpoklad o nahrazení počátečního naklonění konstrukce byl ověřen na modelech rámu použitých v kapitolách 4.1.1 a 4.1.2. Z těchto modelů byl odebrán počáteční náklon sloupů ϕ , který byl nahrazen soustavou vnějších sil podle vzorce (4.4). V modelech byla hledána maximální síla F_{cr} , při které byly modely stále stabilní a síla F_{Ed} , kdy horizontální posuny na konstrukci nepřekročily hodnot δ z [5].

Porovnání posunů na vrcholu sloupu a napětích na sloupech a příčlích je zobrazeno na grafech v přílohách 10.1 až 10.4. Z těchto grafů vyplývá, že metoda nahrazení počátečních imperfekcí soustavou vnějších sil je dostatečně přesná, jelikož rozdíl ve výsledcích je v řádech desetin procent.

Ze sledovaných hodnot lze také usuzovat, že pokud je horizontální zatížení větší, jak stanovuje rovnice (4.5), není nutné do modelu vnášet počáteční náklon konstrukce ani nahrazující soustavu vnějších sil, které by zabezpečily rozvoj deformací.

4.3 VZPĚR RÁMU

Ve statických tabulkách [8] v kapitole 12.3 je uveden výpočet součinitele vzpěrné délky β pro sloupky různých rámových konstrukcí. Pro navržený model z kapitoly 4.1 je tento součinitel zadán rovnicí:

$$\beta = 2\beta_1(1 + 0,4\kappa)^{0,5} \quad (4.6)$$

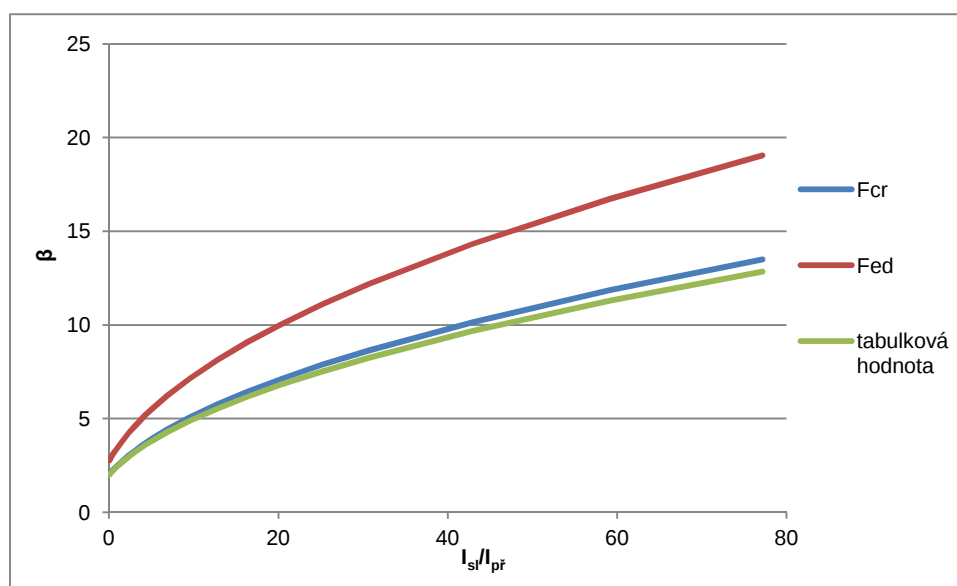
kde $\beta_1 = 0,7(1 + P_1 / P)^{0,5}$;

P zatěžovací síla pro počítaný sloup;

P_1 zatěžovací síla pro druhý sloup, pokud je tahem pak $P_1 = 0$;

$\kappa = I_{sl}L / I_{pr}h$.

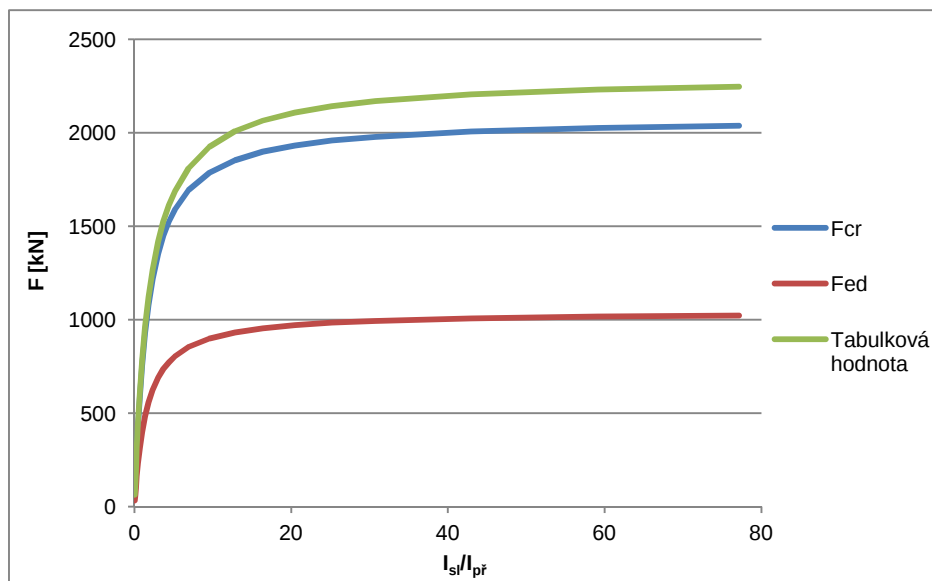
Tabulkový součinitel β byl spočítán pro modely z kapitoly 4.1 a zanesen do grafů pro porovnání se součiniteli β pro síly F_{cr} a F_{Ed} . Na grafu 4.10 je patrné, že tabulkové hodnoty součinitele β jsou nižší jak součinitel β spočítaný pro sílu F_{cr} .



Graf 4.10 Součinitel vzpěrné délky β pro síly F_{cr} , F_{Ed} a tabulkovou hodnotu

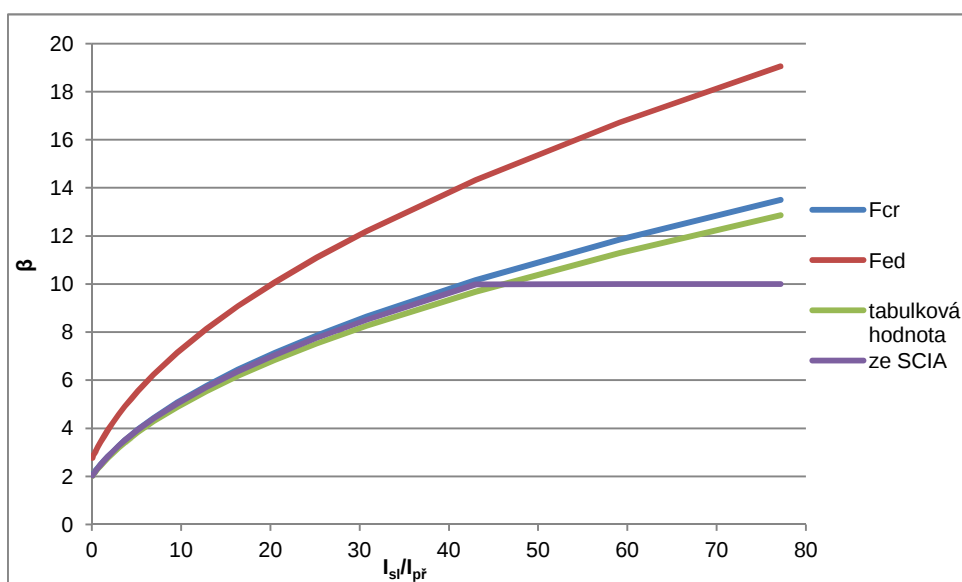
Nízké hodnoty součinitele β mají za následek vyšší kritické síly, jak je znázorněno v grafu 4.11. Takto získaná síla je až o 12% vyšší než maximální síla F_{cr} , při které je model stále stabilní, a až o 125% vyšší než síla F_{Ed} , při které na konstrukci vznikají pouze povolené vodorovné deformace.

Tabulkové hodnoty součinitele vzpěrné délky β je podle získaných hodnot lepší neuvažovat nebo uvažovat pouze orientačně. Tento závěr vyplývá z vysokých hodnot kritické síly F_{cr} , které se ze součinitele β dopočítají a vedou k nestabilním modelům při nelineárním výpočtu.



Graf 4.11 Porovnání kritické síly podle tabulkového součinitele β

Hodnoty součinitele vzpěrné délky β lze dopočítat ze vzpěrné délky prutu L_{cr} , získané z výpočetního programu SCIA. Porovnání takto získaných hodnot s předešlými lze vidět na grafu 4.12. Hodnoty součinitele β získaného z programu SCIA vycházejí podobně jako hodnoty získané z kritické síly F_{cr} , při které je model stabilní. Křivka součinitele β pro hodnoty z programu SCIA však nepřesáhne hodnoty $\beta = 10$ a pro větší poměry momentů setrvačnosti zůstává na této hodnotě. S hodnotami součinitele β získané z programu SCIA lze počítat při ručním posouzení konstrukce, pokud však nepřesahují hodnotu $\beta = 10$.



Graf 4.12 Součinitel vzpěrné délky β pro síly F_{cr} , F_{ed} , tabulkovou hodnotu a hodnoty ze SCIA

4.4 VZPĚRNÁ ÚNOSNOST

Norma [5] v kapitole 6.3 stanovuje výpočet pro tlačené průřezy stálého průřezu. Ty se mají posoudit podle vzorce:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1,0 \quad (4.7)$$

kde N_{Ed} je návrhová hodnota tlakové síly;
 $N_{b,Rd}$ návrhová vzpěrná únosnost tlačného prutu.

Návrhová vzpěrná únosnost tlačného prutu se má pro průřezy třídy 1, 2 a 3 určit ze vztahu:

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{m1} \quad (4.8)$$

kde χ je součinitel vzpěrnosti;
 γ_{m1} součinitel spolehlivosti materiálu 1,0.

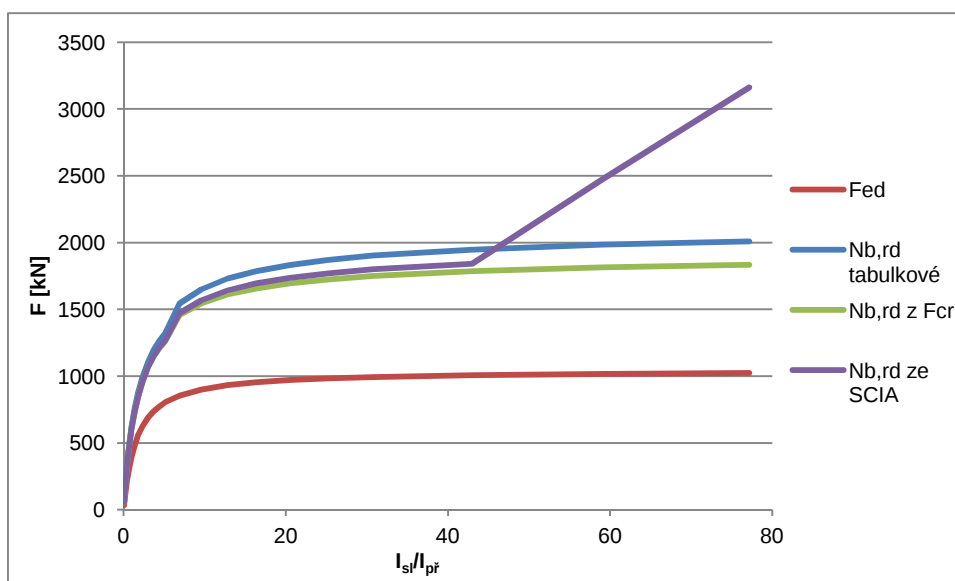
Součinitel vzpěrnosti se má pro odpovídající poměrnou štíhlost λ_p a příslušnou křivku vzpěrnosti určit z výrazu:

$$\chi = 1 / (\phi + (\phi^2 - \lambda_p^2)^{0,5}) \quad (4.9)$$

kde $\phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_p - 0,2) + \lambda_p^2]$;
 $\lambda_p = (A f_y / N_{cr})^{0,5}$ pro průřezy třídy 1, 2 a 3;
 α je součinitel imperfekcí, z normy [5] tabulky 6.1;
 N_{cr} pružná kritická síla pro příslušný způsob vybočení.

Za předpokladu, že pružná kritická síla N_{cr} je získaná síla F_{cr} , lze pro sloupy modelů v kapitolách 4.1.1 a 4.1.2 stanovit návrhovou vzpěrnou únosnost $N_{b,Rd}$. Tato únosnost byla spočítána jak pro sílu F_{cr} , při které byl model stále stabilní, tak pro tabulkovou hodnotu této síly a hodnotu získanou z programu SCIA, viz kapitola 4.3.

Z grafu 4.13 lze vidět, že všechny spočítané návrhové vzpěrné únosnosti $N_{b,Rd}$ jsou vyšší než síla F_{Ed} , při které nejsou překročeny povolené vodorovné deformace. Síla $N_{b,Rd}$ spočítaná z hodnot programu SCIA dosahuje hodnot velmi podobných síle $N_{b,Rd}$ spočítané z kritické síly F_{cr} pouze do poměru momentů 40. To je dáno maximální velikostí součinitele vzpěrné délky β , jak bylo popsáno v kapitole 4.3.



Graf 4.13 Návrhová vzpěrná únosnost $N_{b,Rd}$ pro sílu F_{cr} , F_{Ed} , tabulkou hodnotu a hodnotu z programu SCIA

4.5 ZHODNOCENÍ VÝSLEDKŮ

Z výše uvedených výsledků je patrné, že konstrukce počítané pomocí nelineárních metod dosahují větších povolených deformací dříve, než dojde k překročení únosnosti podle vzorce (4.7).

Norma [5] v kapitole 5.2 stanovuje, za jakých podmínek lze použít analýzu podle prvního řádu podmínkou:

$$\alpha_{cr} = F_{cr} / F_{Ed} \quad (4.10)$$

kde $\alpha_{cr} \geq 10$ pro pružnostní analýzu;

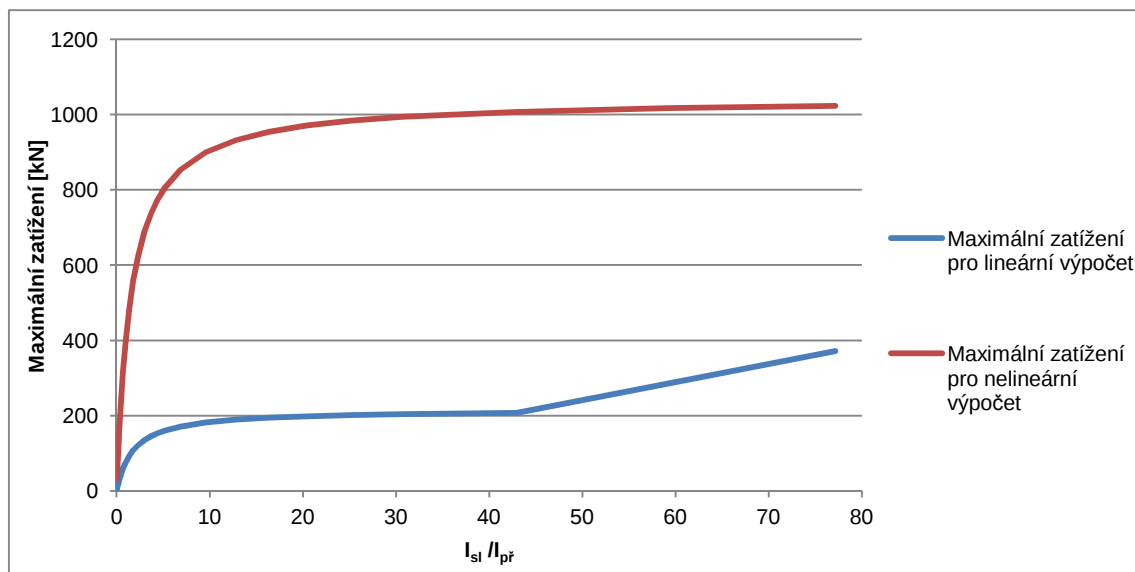
$\alpha_{cr} \geq 15$ pro plasticitní analýzu;

α_{cr} je součinitel, vyjadřující zvýšení návrhového zatížení při dosažení ztráty stability v pružném stavu;

F_{Ed} návrhové zatížení konstrukce;

F_{cr} kritické zatížení pro celkové vybočení, vypočtené pro počáteční tuhosti v pružném stavu.

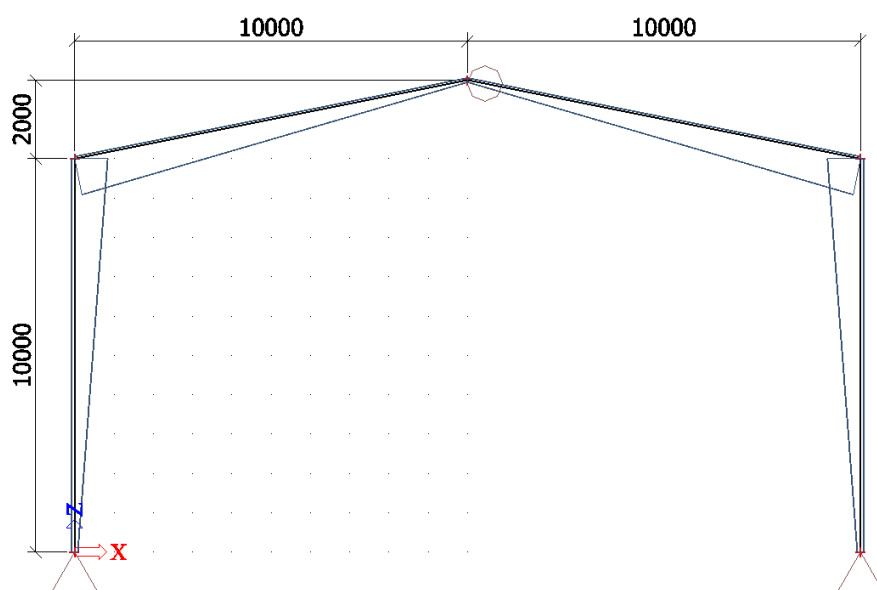
Pokud by měla být rámová konstrukce počítána lineární metodou, muselo by návrhové zatížení splnit podmínku ze vzorce (4.10). V takovém případě nedosáhne zatížení hodnot, kdy by při nelineárním výpočtu došlo k překročení maximálních deformací, jak znázorňuje graf 4.14.



Graf 4.14 Maximální zatížení F_{Ed} pro lineární výpočet a maximální deformace

5 TROJKLOUBOVÝ RÁM

Pro další ověření odlišného chování konstrukcí při lineárním a nelineárním výpočtu byl navržen trojkloubový rám o rozpětí 20 m a výšky 12 m, viz obrázek 5.1. Pruty byly navrženy jako svařované I profily s proměnou výškou H . Výpočetní program požaduje rozdělení prutů s proměnou výškou na menší části, pro které dopočítá průměrné průřezové charakteristiky. Pruty byly proto naděleny vždy na 10 částí, pro které program napočítal průřezové charakteristiky. Jednotlivé dílčí části prutu byly následně naděleny na 4 dílky sítě.



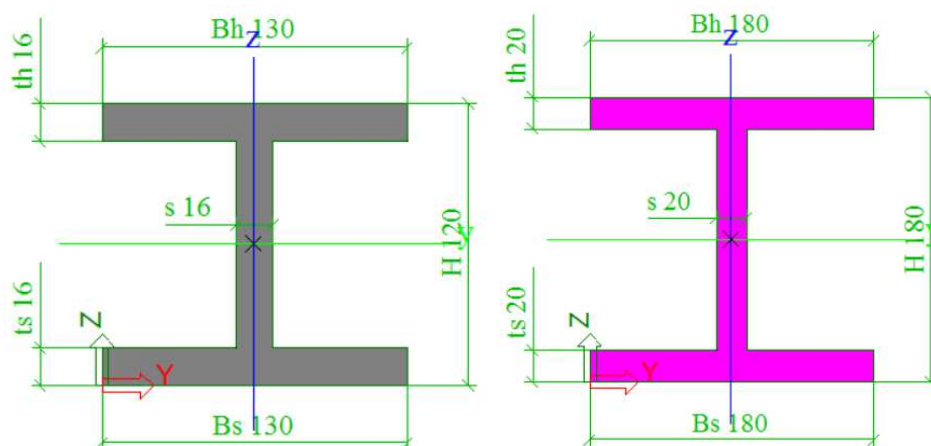
Obr 5.1 model trojkloubového rámu

5.1 NÁVRH DIMENZÍ

Z důvodů reálných dimenzí prutů bylo zatížení na rámovou konstrukci navrženo podle norem [2], [3] a [4]. Osová vzdálenost rámu byla navržena na 5 m. Pro stálé zatížení bylo navrženo opláštění o tíže $0,5 \text{ kN/m}^2$. Pro klimatické zatížení byla rámová konstrukce umístěna do sněhové oblasti IV s charakteristickou hodnotou zatížení sněhem $s_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$, chráněnou topografií s $C_e = 1,2$ a zatížením sněhem na střeše $s = 2,88 \text{ kN/m}^2$. Pro zatížení větrem byla rámová konstrukce posuzována v oblasti IV s výchozí základní rychlostí větru $v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$ a v kategorii terénu IV. Součinitele vnějšího a vnitřního tlaku byly vždy uvažovány pro nejhorší možné postavení rámu v konstrukci.

Pro takto zatíženou konstrukci byly sestaveny kombinační vzorce podle normy [2]. Následně byly průřezy jednotlivých prutů dimenzovány tak, aby vyhověly při posouzení na únosnost podle normy [5].

Výsledný navržený profil příčle je vidět na obrázku 5.2 vlevo. Profil příčle má koncovou výšku $H = 1000$ mm. Navržený profil sloupu je znázorněn na obrázku 5.2 vpravo. Koncová výška profilu byla navržena $H = 940$ mm.



Obr 5.2 Navržený profil příčle (vlevo) a sloupu (vpravo) trojklobového rámu

5.2 TROJKLOBOVÝ RÁM BEZ POČÁTEČNÍHO NAKLONĚNÍ

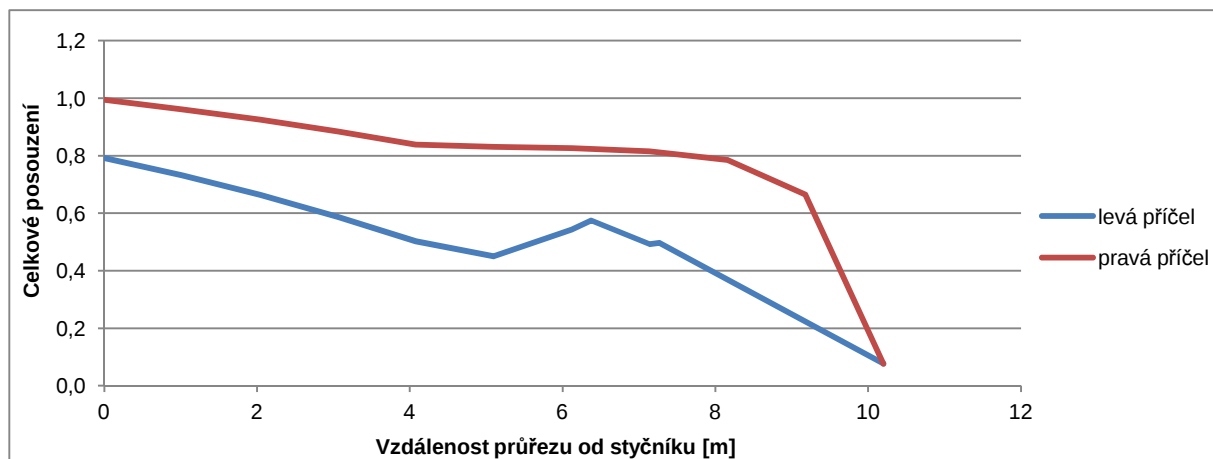
Trojklobový rám byl spočítán bez počátečního naklonění konstrukce, aby byly získány referenční hodnoty pro další porovnávání výsledků. Při dimenzování profilů podle mezního stavu únosnosti nebyla zohledněna vzpěrná délka jednotlivých prutů, aby mohl být následně demonstrován vliv nesprávného navržení těchto délek.

5.2.1 TROJKLOBOVÝ RÁM SPOČÍTANÝ LINEÁRNÍ METODOU

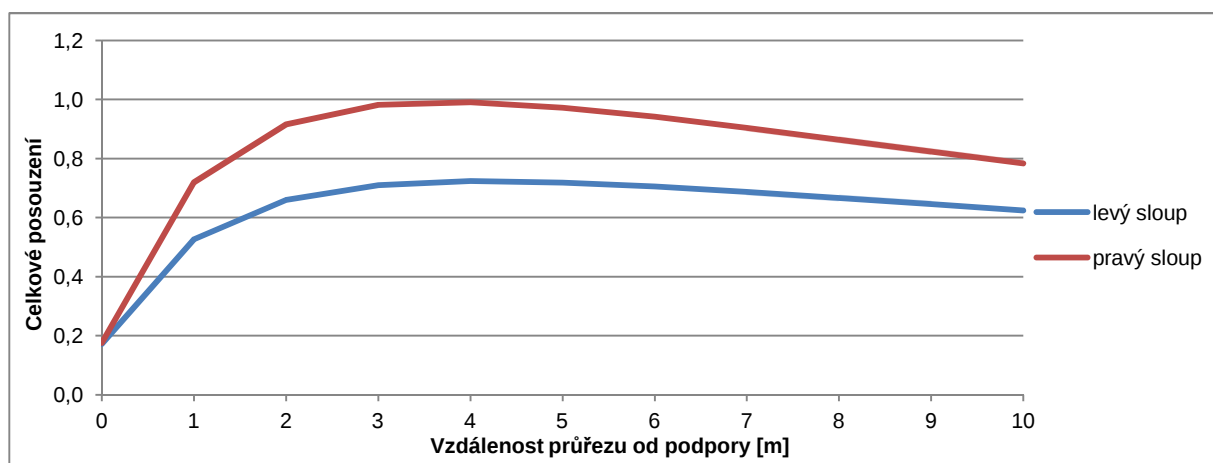
Dimenze příčle i sloupu byly napočítány na výsledky z lineárního výpočtu. Maximální vnitřní síly byly hledány pro každou z deseti dílčích částí prutu zvlášť a posuzovány pro nejnejpříznivější kombinaci.

Vzhledem k osové symetrii rámu byl vítr navržen pouze z jedné strany rámu. Pro dimenzování byly brány hodnoty maximální na obou stranách rámu. Ve vynášených výsledcích jsou však z důvodu jednostranného zatížení větrem odlišné hodnoty pro pravou a levou stranu rámu.

Výsledné vnitřní síly jsou znázorněny na grafech v přílohách 10.5 až 10.10. Celkové posouzení průřezu po délce prutu je pro příčel znázorněno na grafu 5.1 a pro sloup na grafu 5.2.



Graf 5.1 Celkové posouzení příčle trojkloubového rámu bez počátečního náklonu při lineárním výpočtu

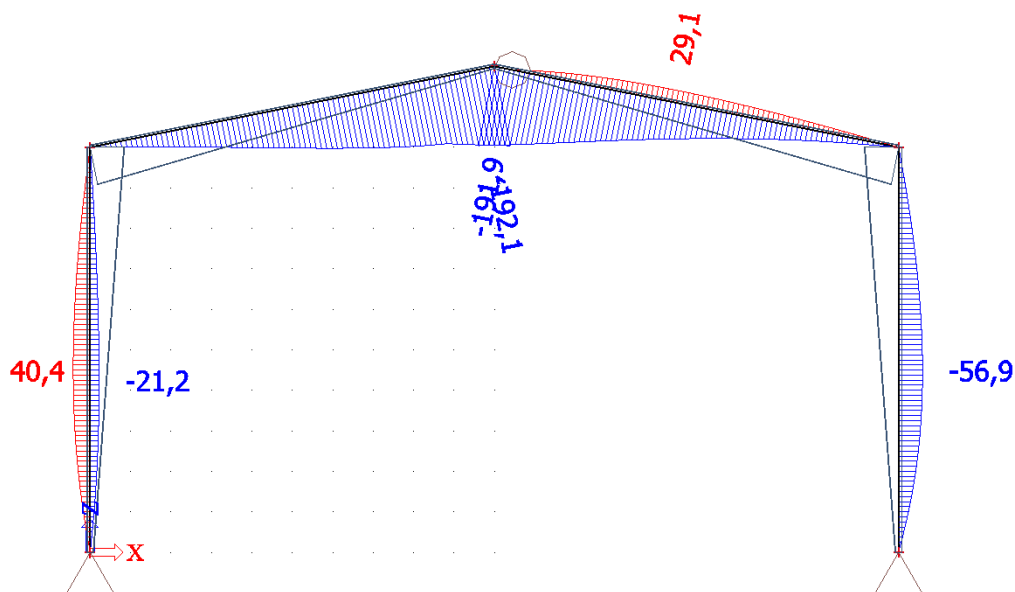


Graf 5.2 Celkové posouzení sloupů trojkloubového rámu bez počátečního náklonu při lineárním výpočtu

Mimo vnitřních sil na prutech byly sledovány maximální posuny u_x , u_z ve styčnicích a na vrcholu rámu, viz tabulka 5.1, a relativní deformace u_z na příčlích a sloupech, viz obrázek 5.3.

Tab 5.1 Posuny uzlů na trojkloubovém rámu bez počátečního náklonu při lineárním výpočtu

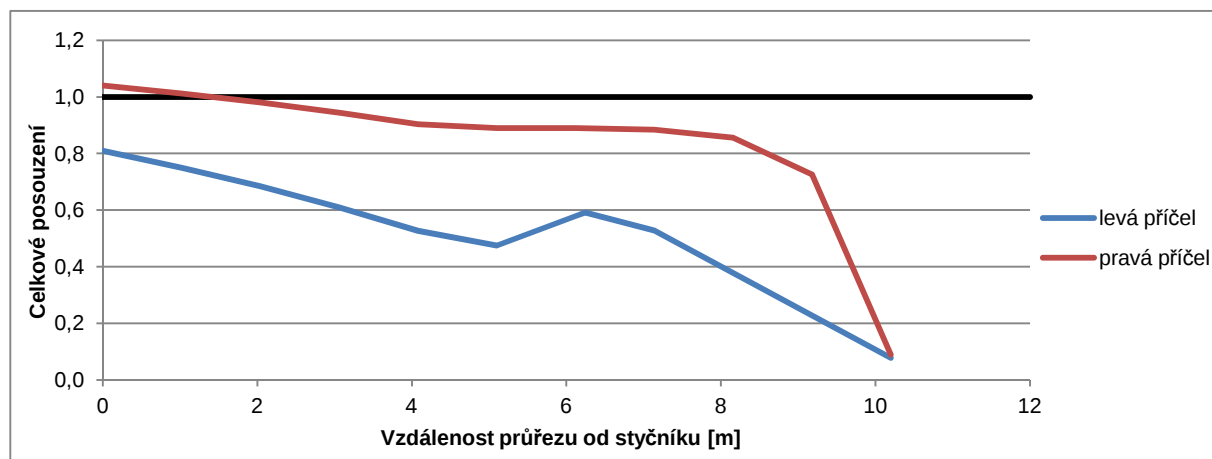
posuny uzlů při lineárním výpočtu			
[mm]	levý styčník	vrchol rámu	pravý styčník
maximální u_x	159,4	180,5	212,5
odpovídající u_z	0,1	-120,3	5,2
maximální u_z	4,1	-183,6	6,0
odpovídající u_x	-40,6	0,6	194,8



Obr 5.3 Maximální relativní deformace u_z při lineárním výpočtu

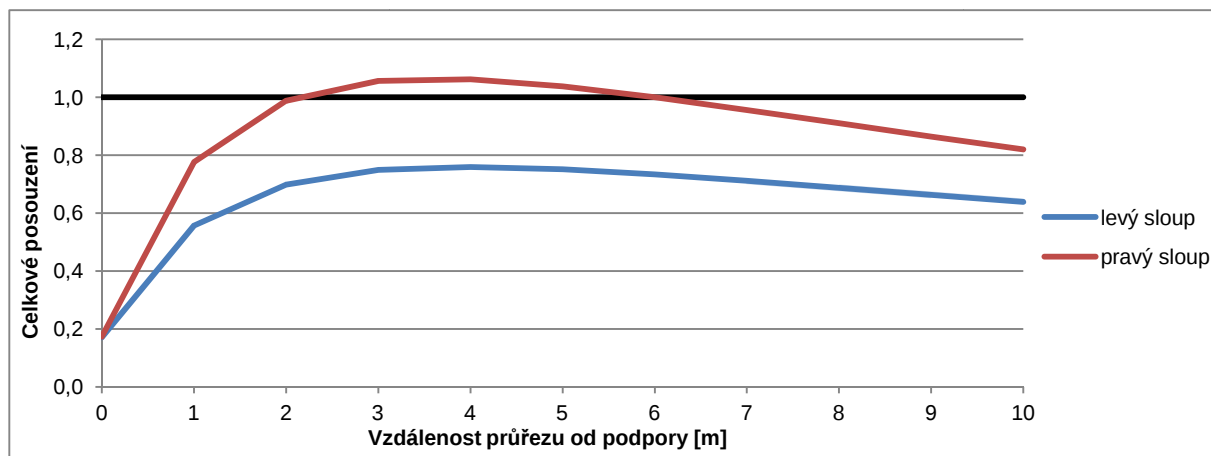
5.2.2 TROJKLOUBOVÝ RÁM SPOČÍTANÝ NELINEÁRNÍ METODOU

Trojkloubový rám navržený z lineárního výpočtu byl následně spočítán nelineární metodou. Dimenze jednotlivých prutů nebyly měněny. Výsledné maximální hodnoty vnitřních sil na příčlích a sloupech jsou znázorněny na grafech v přílohách 10.11 až 10.16. Celkové posouzení průřezu po délce prutu je pro příčel znázorněno na grafu 5.3 a pro sloup na grafu 5.4.



Graf 5.3 Celkové posouzení příčle trojkloubového rámu bez počátečního náklonu při nelineárním výpočtu

Velikost vnitřních sil byla díky nelineárnímu výpočtu větší, než při výpočtu lineární metodou. To mělo za následek nevyhovění při posudku na únosnost. Příčel nevyhověla u styčníku a sloup ve spodní polovině délky. Největší vliv na tyto hodnoty měl zejména ohybový moment vzniklý se zvýšením deformací na konstrukci.

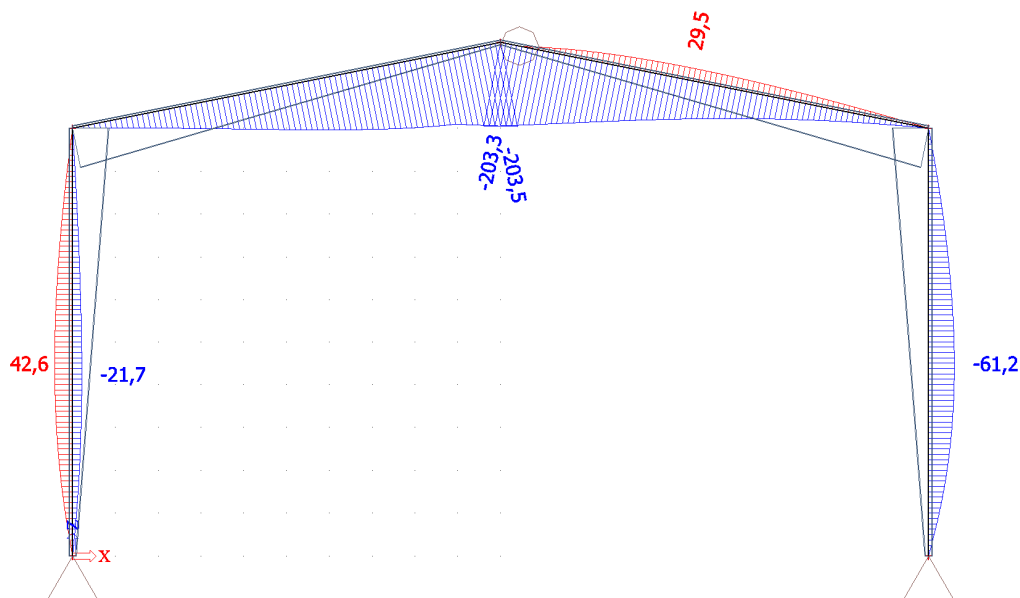


Graf 5.4 Celkové posouzení sloupu trojkloubového rámu bez počátečního náklonu při nelineárním výpočtu

Posuny u_x a u_z lze vidět v tabulce 5.2 a relativní deformace na příčli a sloupu znázorňuje obrázek 5.4.

Tab 5.2 Posuny uzlů na trojkloubovém rámu bez počátečního náklonu při nelineárním výpočtu

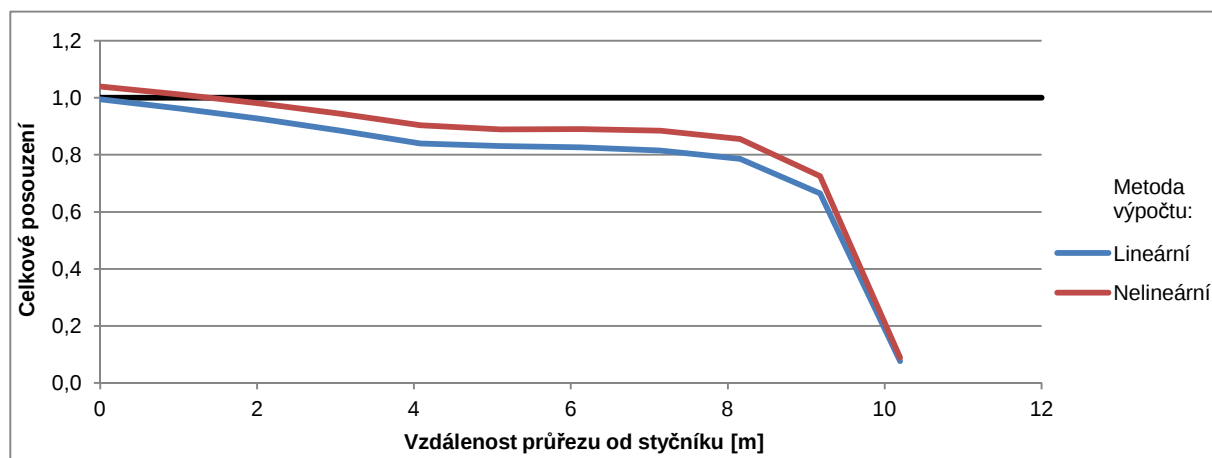
posuny uzlů při nelineárním výpočtu			
[mm]	levý styčník	vrchol rámu	pravý styčník
maximální u_x	176,7	197,5	229,2
odpovídající u_z	-1,6	-128,9	2,2
maximální u_z	-3,9	-195,4	3,8
odpovídající u_x	162,4	0,6	41,1



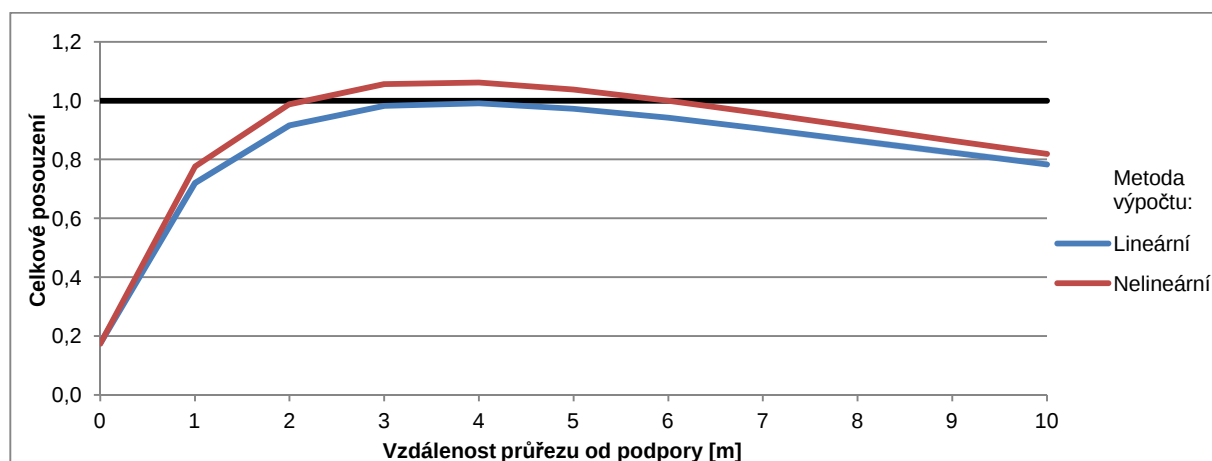
Obr 5.4 Maximální relativní deformace u_z při nelineárním výpočtu

Porovnání velikostí vnitřních sil při lineárním a nelineárním výpočtu je znázorněno na grafech v přílohách 10.17 až 10.22. Do těchto grafů byly zaneseny pouze

maximální hodnoty dosažené pro každou z výpočetních metod. Porovnání posudků z lineárního a nelineárního výpočtu je znázorněno v grafech 5.5 a 5.6.

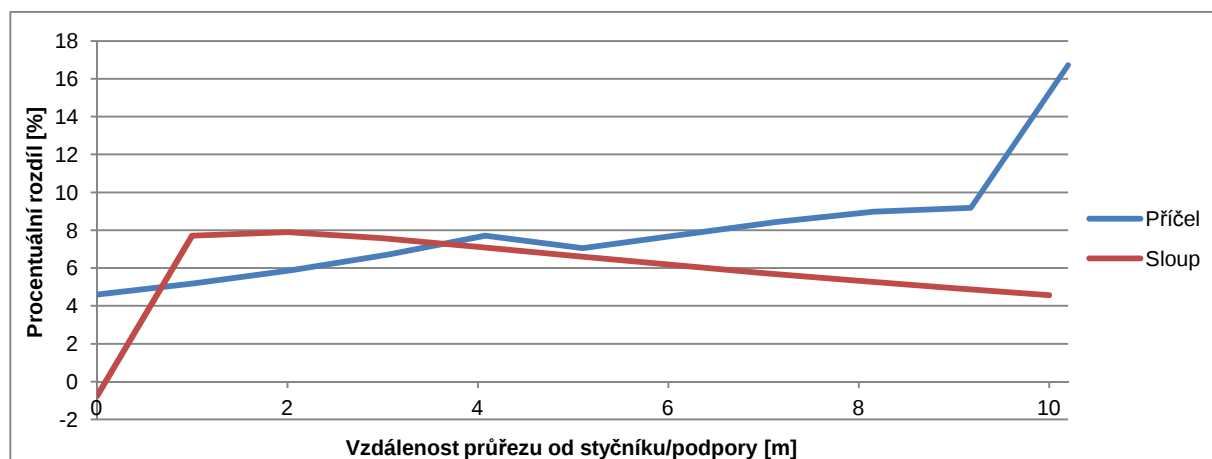


Graf 5.5 Porovnání celkového posouzení příčle trojkloubového rámu bez počátečního náklonu při lineárním a nelineárním výpočtu



Graf 5.6 Porovnání celkového posouzení sloupu trojkloubového rámu bez počátečního náklonu při lineárním a nelineárním výpočtu

Rozdíl v těchto posudcích dosahoval na příčli až 16%, na sloupu 8%.



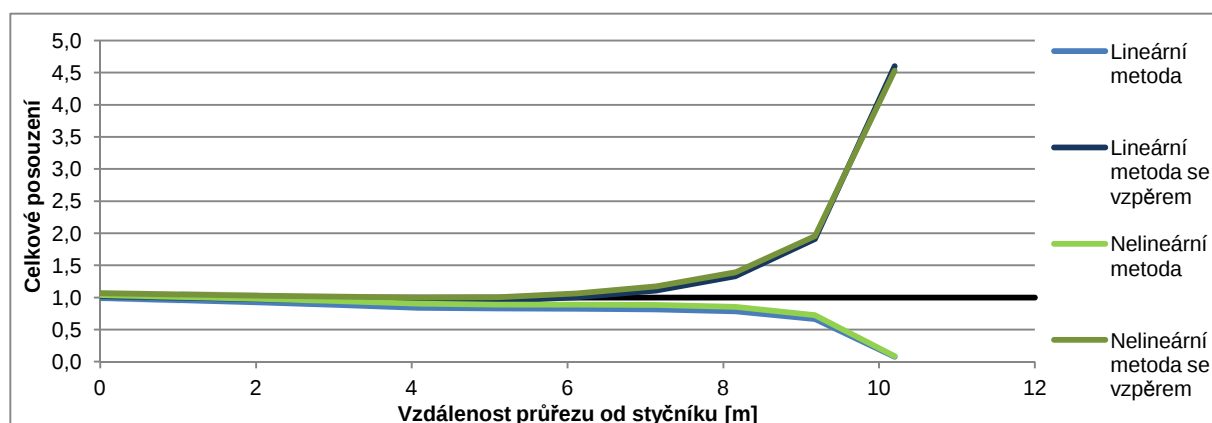
Graf 5.7 Procentuální rozdíl v posudcích při lineárním a nelineárním výpočtu

5.2.3 POSOUZENÍ TROJKLOUBOVÉHO RÁMU NA VZPĚRNOU ÚNOSNOST

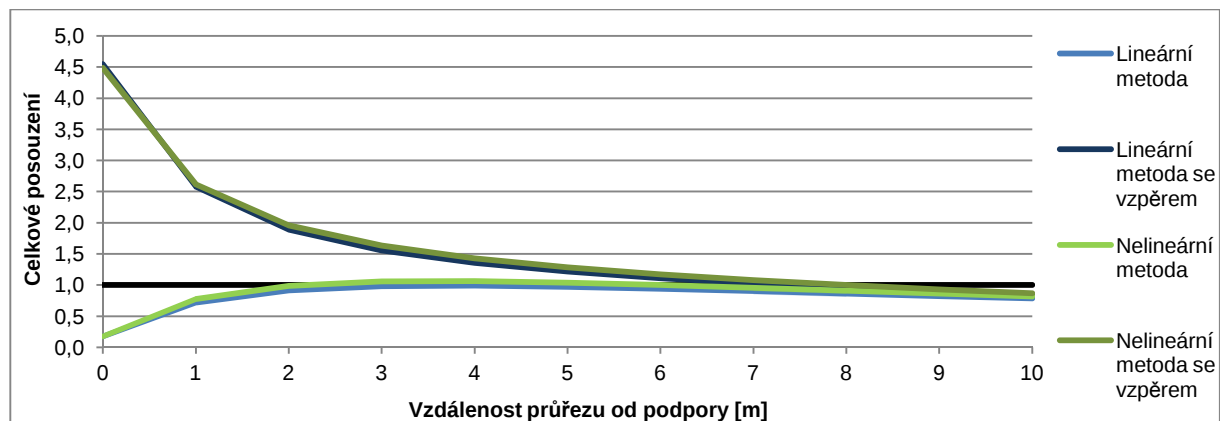
Při posuzování konstrukce se zohledněním vzpěrné únosnosti musíme do výpočtu zadat vzpěrné délky jednotlivých prutů. V kapitole 4.3 a 4.4 bylo dokázáno, že vzpěrná délka L_{cr} převzatá z výpočetního programu SCIA je dostatečně přesná, pokud součinitel vzpěrné délky β nepřekročí hodnotu 10.

Vzpěrná délka pro příčel byla programem SCIA spočítána na $L_{cr} = 34,005$ m, což odpovídá součiniteli vzpěrné délky $\beta = 3,334$, a pro sloup byla spočtena jako $\beta = 3,737$ při $L_{cr} = 37,374$ m. Obě tyto hodnoty splňují požadavky na maximální velikost součinitele β zdůvodněné v kapitole 4.3 a budou použity pro výpočet návrhové vzpěrné únosnosti tlačенého prutu $N_{b,Rd}$.

Pro výpočet vzpěrné únosnosti je potřeba znát i plochu průřezu A a poloměr setrvačnosti i . Jelikož jsou pruty navrženy z proměnného průřezu, mění se obě tyto veličiny po délce prutu. Výsledné posouzení prutů včetně vzpěrné únosnosti je znázorněno na grafech 5.8 a 5.9.



Graf 5.8 Porovnání celkového posouzení se vzpěrnou únosností na příčli trojklobového rámu bez počátečního náklonu při lineárním a nelineárním výpočtu



Graf 5.9 Porovnání celkového posouzení se vzpěrnou únosností na sloupu trojklobového rámu bez počátečního náklonu při lineárním a nelineárním výpočtu

Výsledné hodnoty se značně liší od hodnot bez přihlédnutí ke vzpěrné délce. Nejvíce rozdílných hodnot je dosahováno v místech, kde má prut nejmenší průřez. Zde průřez nevyhoví více jak čtyř a půl násobně. To je dáno velkým rozdílem průřezových charakteristik, které jsou v nejužším místě prutu o několik řádů menší.

V případě sloupu je místo s největšími rozdíly v posudcích u kloubového uložení do podpory. Zde je prut namáhán největší normálovou i posouvající silou, není zde však žádný moment. V případě příčle je průřez s největším rozdílem výsledných posudků na vrcholu rámu. Zde jsou nejmenší normálové i posouvající síly a moment je zde nulový, přesto jsou toto nejkritičtější průřezy.

Vzpěrná únosnost byla v tomto případě počítána podle vzorce (4.8) a (4.9), kde poměrná štíhlost λ_p byla počítána podle vzorce (5.1) převzatého z normy [5] (vzorec 6.50):

$$\lambda_p = L_{cr} / (i * \lambda_1) \quad (5.1)$$

kde $\lambda_1 = 93,9 \varepsilon$ je hodnota štíhlosti pro výpočet poměrné štíhlosti;
 ε poměrné přetvoření.

Poloměr setrvačnosti i plocha průřezu byly dosazovány pro právě počítaný průřez a vzpěrná délka L_{cr} byla převzata z výpočetního programu SCIA.

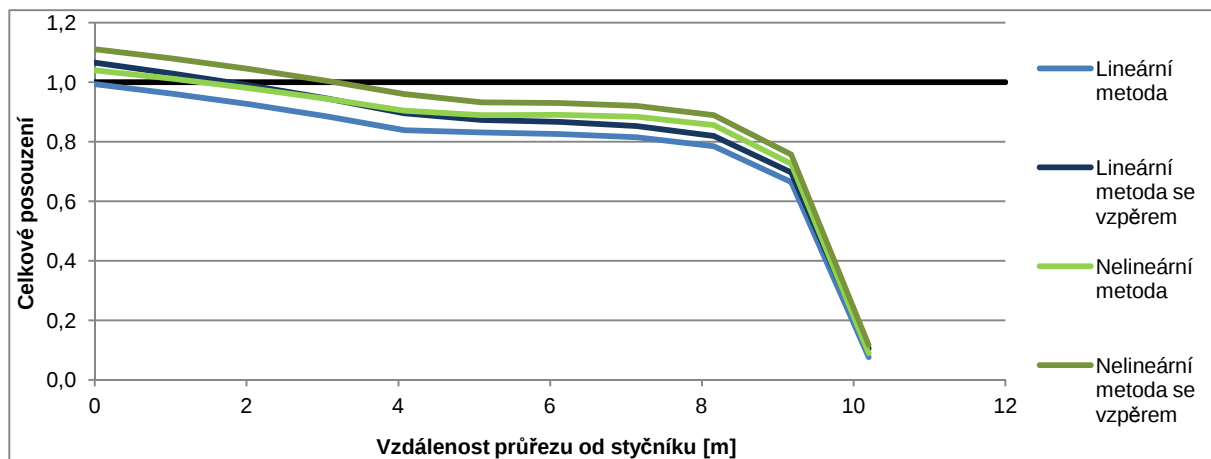
Pokud by byla vzpěrná délka L_{cr} přepočítána na pružnou kritickou sílu N_{cr} podle vzorce (5.2):

$$N_{cr} = \pi^2 EI / L_{cr}^2 \quad (5.2)$$

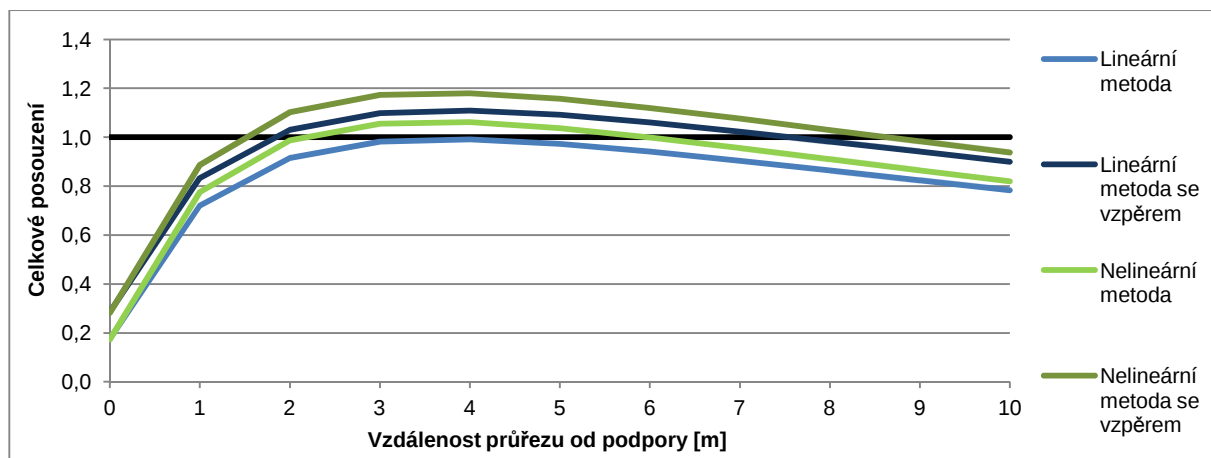
a moment setrvačnosti brán jako průměrný pro celý prut, mohla by být poměrná štíhlost λ_p spočítána podle vzorce (5.3):

$$\lambda_p = (A f_y / N_{cr})^{0,5} \quad (5.3)$$

Takto spočítaná vzpěrná únosnost $N_{b,Rd}$ vede k odlišným výsledkům, které jsou znázorněny v grafech 5.10 a 5.11.



Graf 5.10 Porovnání celkového posouzení se vzpěrnou únosností na příčli trojkloubového rámu bez počátečního náklonu při lineárním a nelineárním výpočtu. $N_{b,Rd}$ počítáno pro průměrný moment setrvačnosti I



Graf 5.11 Porovnání celkového posouzení se vzpěrnou únosností na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního náklonu při lineárním a nelineárním výpočtu. $N_{b,Rd}$ počítáno pro průměrný moment setrvačnosti I

Hodnoty celkového posouzení při uvažování vzpěru nyní kopírují křivky celkového posouzení bez vzpěru. Příčel i sloup v tomto případě stále nevyhoví při posudku na únosnost při lineárním i nelineárním výpočtu. Nevyhoví ovšem maximálně o 20%, což je oproti předešlé metodě velký rozdíl.

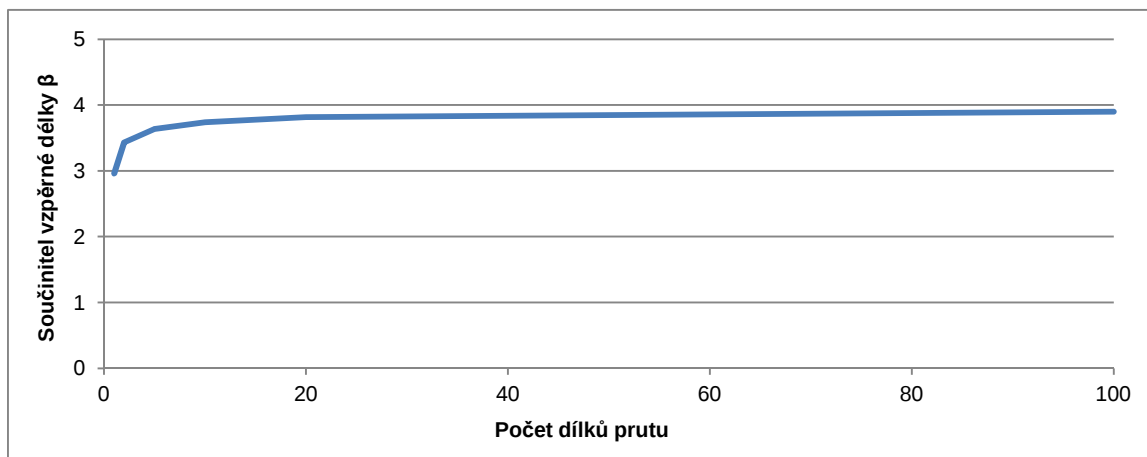
Při výpočtu vzpěrné délky L_{cr} je zohledněn proměnný průřez prutu a tato délka je uvažována pro všechny průřezy. Stanovení vzpěrné únosnosti $N_{b,Rd}$ z pružné kritické síly N_{cr} lze použít v případě, kdy prut nemá proměnný průřez. V opačném případě je do výpočtu vzpěrné únosnosti nejslabšího průřezu zahrnut průměrný moment setrvačnosti, který je o několik řádů větší, než moment setrvačnosti počítaného průřezu. Výpočet přes pružnou kritickou sílu N_{cr} lze použít pouze v případě stálého průřezu prutu nebo tuto sílu počítat pro každý posuzovaný průřez zvlášť.

5.2.4 VLIV NADĚLENÍ PRUTU S PROMĚNNÝM PRŮŘEZEM NA VZPĚRNOU ÚNOSNOST

V případě nevhodného nastavení dělení prutu proměnného průřezu na menší dílčí části může díky přepočítávání průřezových charakteristik dojít ke značné chybě při výpočtu vzpěrné únosnosti $N_{b,Rd}$. Tato chyba se projeví v nesprávně spočítaných vzpěrných délkách L_{cr} . Pokud je využíváno posudků z výpočetního programu, bude chyba ve stanovení vzpěrné únosnosti $N_{b,Rd}$ tím větší, čím větší budou dílčí části prutu s proměnným průřezem.

Pruty proměnného průřezu navrženého trojkloubového rámu byly postupně naděleny na 1, 2, 5, 10, 20 a 100 částí a bylo sledováno, jaké toto dělení bude mít vliv na vzpěrnou délku L_{cr} . Ta byla následně přepočítána na součinitel vzpěrné délky β a zanesena do grafu 5.12. Uvedené hodnoty jsou znázorněny pro součinitel vzpěrné délky sloupu.

Z grafu je patrné, že při nadělení na 20 a více částí se součinitel vzpěrné délky liší minimálně. Při menším nadělení prutu však hodnota součinitele vzpěrné délky β klesá. Pokud se prut nenadělí vůbec, je hodnota součinitele $\beta = 2,9$ oproti 3,8 při nadělení na 20 částí.



Graf 5.12 Závislost součinitele vzpěrné délky β na nadělení prutu proměnného průřezu

Pokud by se prut sloupu s proměnným průřezem nenadělil a byl posuzován jako celek, byla by vzpěrná únosnost $N_{b,Rd}$ v patě sloupu o 58 % větší než při nadělení na 10 částí. Naopak nadělení prutu na 100 částí by vedlo ke snížení vzpěrné únosnosti $N_{b,Rd}$ pouze o 6 %.

Z grafu 5.12 vyplývá, že nadělení prutu na 20 částí je pro získání vzpěrné délky L_{cr} dostačující. Toto nadělení odpovídá velikosti jedné části prutu 0,5 m.

5.2.5 MOŽNOSTI VÝPOČTU VZPĚRNÉ ÚNOSNOSTI

K výpočtu vzpěrné únosnosti $N_{b,Rd}$ je potřeba znát buď vzpěrnou délku L_{cr} nebo pružnou kritickou sílu N_{cr} . Pro získání těchto veličin lze využít několika metod.

Vzpěrnou délku L_{cr} lze získat z výpočetních programů, kde je daná konstrukce počítána. Při tomto způsobu je zapotřebí mít výpočetní model správně nastaven, aby kritické délky byly spočítány co nejpřesněji. Důraz by měl být kladen především na tuhosti jednotlivých spojů, dělení prutů s proměnným průřezem a nastavení metody, kterou program na výpočet vzpěrných délek použije.

Vzpěrnou délku L_{cr} je také možno získat pomocí statických tabulek. Z tabulek se získá součinitel vzpěrné délky β , pomocí kterého je následně dopočítána vzpěrná délka L_{cr} . V tomto případě záleží na přesnosti vybraného modelu konstrukce ve statických tabulkách. Pokud je model konstrukce vybrán nevhodně, může se součinitel vzpěrné délky β značně lišit.

Možností pro získání vzpěrné délky L_{cr} je i ruční výpočet pomocí diferenciální rovnice ohybové čáry dosazené do rovnice ohybového momentu v obecném řezu, jak je uvedeno v [6] v kapitole 8. Tato metoda je však náročná na správné stanovení okrajových podmínek a vyžaduje větší znalosti dané problematiky.

Pro získání kritické síly N_{cr} může být využit reálný model konstrukce. Z naměřených hodnot při zatěžování takového modelu lze následně dopočítat kritické síly pro jednotlivé jeho prvky. Tato metoda je časově i finančně náročná, při správném sestrojení modelu však poskytuje přesné řešení.

5.3 TROJKLOUBOVÝ RÁM S POČÁTEČNÍM NÁKLONEM

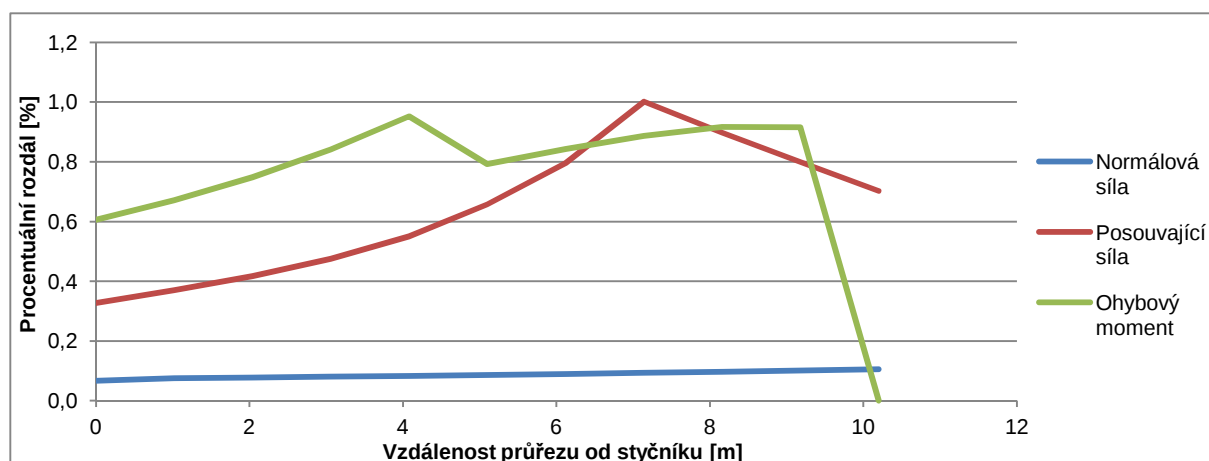
Norma [5] předepisuje počáteční náklon konstrukce podle vzorce (4.3). Tento náklon je možno zanedbat, pokud je dodržena podmínka $H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed}$. Tato podmínka je u navrženého trojkloubového rámu splněna, pokud je v kombinačním vzorci uvažováno se zatížením od větru. Jelikož toto zatížení není obsaženo ve všech možných kombinacích, bude do konstrukce vložen počáteční náklon ϕ .

Naklonění konstrukce bude provedeno ve dvou různých variantách. V první bude konstrukce nakloněna ve směru působení vodorovné složky větru, ve druhé proti tomuto působení. Velikost náklonu navrženého trojkloubového rámu je $\phi = 2,88e-3$.

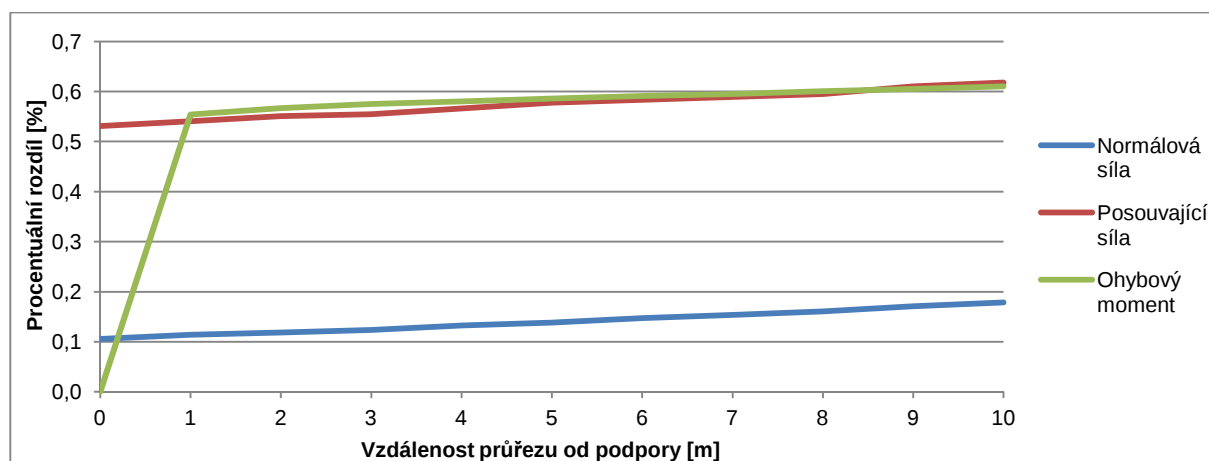
5.3.1 NAKLONĚNÍ RÁMU VE SMĚRU PŮSOBNÍ VĚTRU

Rámová konstrukce byla nakloněna ve směru působení vodorovné složky větru o úhel $\phi = 2,88e-3$. Ostatní parametry konstrukce byly zachovány a model byl spočítán lineární i nelineární metodou.

Maximální vnitřní síly na jednotlivých prutech byly porovnány se silami na konstrukci bez počátečního naklonění. Procentuální rozdíl pro lineární výpočet příčle je znázorněn na grafu 5.13, pro sloup na grafu 5.14.



Graf 5.13 Porovnání vnitřních sil příčle na rámu s počátečním náklonem ve směru větru při lineárním výpočtu



Graf 5.14 Porovnání vnitřních sil sloupu na rámu s počátečním náklonem ve směru větru při lineárním výpočtu

Rozdíly ve vnitřních silách na příčli a sloupu dosahují maximálně jednoho procenta hodnot na rámu bez počátečního náklonu. Tento rozdíl lze považovat za dostatečně malý, aby počáteční náklon v konstrukci nemusel být uvažován. Totožné hodnoty byly naměřeny i při výpočtu nelineární metodou.

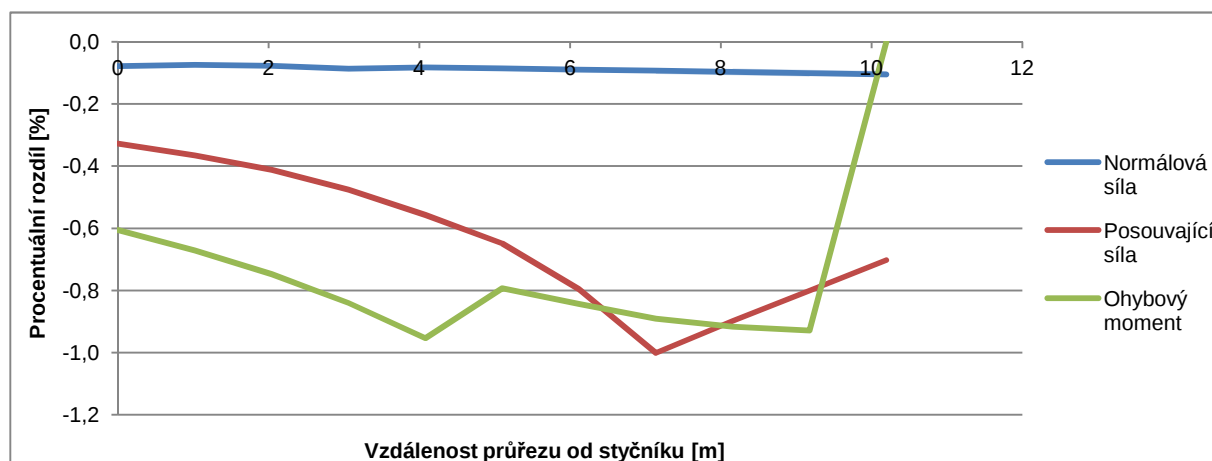
Při celkovém posouzení dojde k navýšení posudku maximálně o jedno procento oproti celkovému posudku rámu bez počátečního náklonu.

Hodnoty posunů u_x a u_z ve styčnicích a na vrcholu rámu jsou rozdílné nanejvýš o 3 milimetry, což při velikosti posunů lze zanedbat.

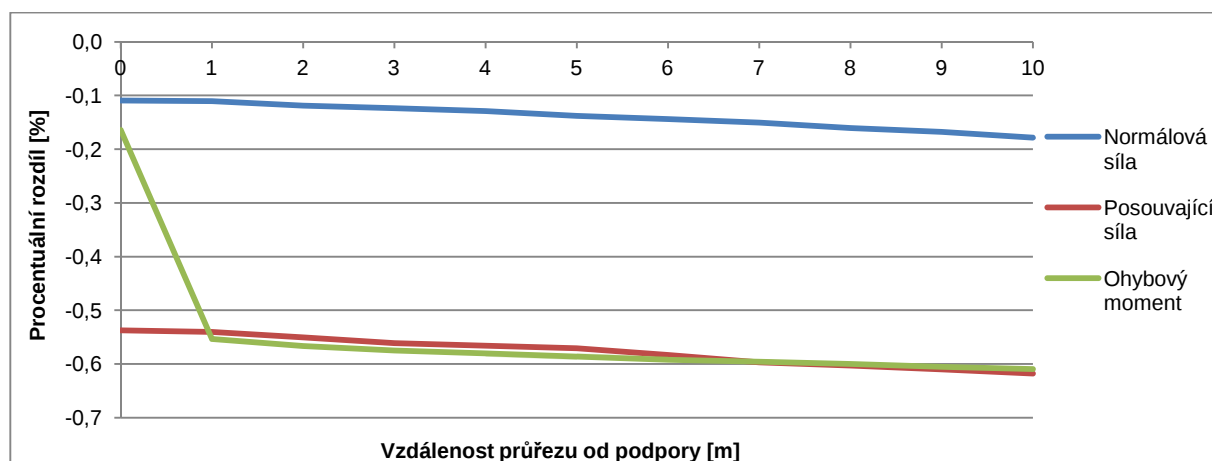
5.3.2 NAKLONĚNÍ RÁMU PROTI SMĚRU PŮSOBNÍ VĚTRU

Rámová konstrukce byla nakloněna proti směru působení vodorovné složky větru a byla spočítána lineární a nelineární metodou.

Maximální vnitřní síly na jednotlivých prutech byly porovnány se silami na konstrukci bez počátečního naklonění. Procentuální rozdíl pro lineární výpočet příčle je znázorněn na grafu 5.15, pro sloup na grafu 5.16.



Graf 5.15 Porovnání vnitřních sil příčle na rámu s počátečním náklonem proti směru větru při lineárním výpočtu



Graf 5.16 Porovnání vnitřních sil sloupu na rámu s počátečním náklonem proti směru větru při lineárním výpočtu

Počáteční naklonění rámu proti směru vodorovné složky větru vedlo i v tomto případě k podobným vnitřním silám jako na rámu bez počátečního naklonění. Jednotlivé vnitřní síly se nelišily o více jak jedno procento. Při počátečním naklonění rámu proti směru větru však tyto síly byly menší, než na rámu bez počátečního naklonění.

Při počátečním naklonění rámu proti směru vodorovné složky větry vyjdou posudky na celkovou únosnost lépe, než na rámu bez počátečního náklonu. Tyto hodnoty se ovšem neliší o více jak jedno procento.

Posuny uzlů u_x a u_z se liší maximálně o 2,5 mm. Jedinou výjimkou je styčník na vrcholu sloupu na návětrné straně, kde je rozdíl posunů u_z 7,6 mm. Tento rozdíl je však z hodnoty $u_z = -3,9$ mm pro rám bez počátečního naklonění na hodnotu $u_z = 3,7$ mm. Tyto posuny vzniknou z kombinace, kde je uvažováno stálé zatížení a zatížení větrem. Maximální posuny u_x a u_z pro všechny počítané varianty jsou shrnuty v tabulce 5.3.

Tab 5.3 Hodnoty posunů u_x a u_z na trojkloubovém rámu

Posuny uzlů trojkloubového rámu		lineární metoda výpočtu			nelineární metoda výpočtu		
		bez počátečního naklonění	počáteční naklonění ve směru větru	počáteční naklonění proti směru větru	bez počátečního naklonění	počáteční naklonění ve směru větru	počáteční naklonění proti směru větru
[mm]							
levý styčník	max u_x	159,4	161,6	158,0	176,7	179,2	174,3
	u_z	0,1	-0,4	-1,9	-1,6	-2,2	-1,0
	u_x	-40,6	-37,6	-43,5	162,4	163,1	-44,2
	max u_z	4,1	4,2	4,1	-3,9	-4,4	3,7
vrchol rámu	max u_x	180,5	182,6	178,3	197,5	199,9	195,2
	u_z	-120,3	-120,8	-119,9	-128,9	-129,5	-128,3
	u_x	0,6	3,4	-2,3	0,6	-8,2	-2,6
	max u_z	-183,6	-183,6	-183,6	-195,4	-195,5	-195,4
pravý styčník	max u_x	212,5	214,7	210,3	229,2	231,6	226,8
	u_z	5,2	4,6	5,8	2,2	1,5	2,9
	u_x	194,8	197,5	192,0	41,1	44,5	37,7
	max u_z	6,0	5,4	6,5	3,8	3,7	3,9

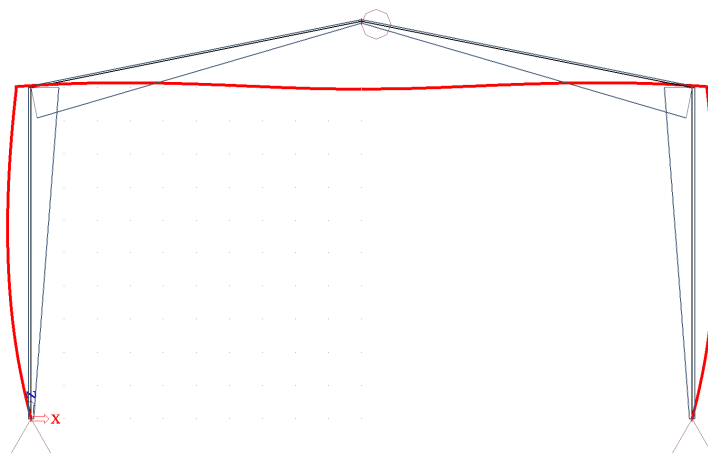
5.3.3 ZHODNOCENÍ VLIVU POČÁTEČNÍHO NAKLONĚNÍ KONSTRUKCE

Počáteční náklon konstrukce se má navrhovat z důvodu správného rozvoje deformací, které se nemusí na dokonalé geometrii konstrukce projevit. Tyto deformace následně vedou k odlišným hodnotám vnitřních sil, jak bylo dokázáno v kapitole 3.3.

Pokud působí na konstrukci vnější vodorovné síly dostatečné velikosti, viz kapitola 4.2, nemusí být počáteční náklon uvažován. To je dáno dostatečně velkými deformacemi konstrukce, které vnější síly vyvolají.

Malý vliv počátečního naklonění rámu i v kombinacích, kde nejsou žádné vnější vodorovné síly, lze vysvětlit deformacemi, které na konstrukci vzniknou od vlastní tíhy konstrukce. Tyto deformace zabezpečí naklonění sloupů, která nahradí počáteční naklonění konstrukce. Deformace od vlastní tíhy jsou znázorněny na obrázku 5.5.

Zatížení od vlastní tíhy nemusí vždy zabezpečit dostatečně velké deformace, které by zabezpečily nahrazení počátečního naklonění. Naopak rozdíl ve velikosti vnitřních sil, při nesprávně navrženém počátečním naklonění, je dostatečně malý, aby mohlo být doporučeno navrhovat počáteční naklonění i tam, kde není zcela nutné.



Obr 5.5 Deformace trojkloubového rámu od vlastní tíhy

5.3.4 ZHODNOCENÍ VÝSLEDKŮ

Navržený trojkloubový rám vykazoval při počítání podle lineární a nelineární metody značné rozdíly ve výsledcích, které nelze při návrhu konstrukce zanedbat. Tyto rozdíly dosahovaly až 8% v nejkritičtějších průřezích. Při tendenci navrhovat průřezy co nejúsporněji by takovéto navýšení mohlo vést ke kolapsu konstrukce.

Nevhodnost lineárního výpočtu naznačují i velké posuny uzlů. Díky těmto deformacím dojde k navýšení vnitřních sil, které lineární výpočet není schopen zohlednit. Toto navýšení není zanedbatelné, proto by se měl provést nelineární výpočet.

Při návrhu prutu s proměnným průřezem je nutné nastavit správné nadělení tohoto prutu. Pokud by byl prut nadělen na malé množství částí, vedlo by to k navýšení vzpěrné únosnosti o desítky procent. Jednotlivé části by neměly být větší než 0,5 m, aby nedošlo ke snížení vzpěrné délky prutu.

Počáteční naklonění konstrukce navrženého rámu se projevilo jako zbytečné, vzhledem k deformacím, které jsou na konstrukci vyvolány od zatížení vlastní tíhou. Pokud bylo počáteční naklonění do konstrukce vloženo, výsledné hodnoty se nelišily o více jak jedno procento.

6 ZÁVĚR

Předložená diplomová práce se zabývá chováním štíhlých prutových konstrukcí při výpočtu, vlivem počátečního nastavení výpočetního modelu na výsledné hodnoty a následným posouzením těchto hodnot.

Ve výpočetním programu bylo zkoumáno, jaký vliv má nastavení jednotlivých parametrů výpočtu na výsledné hodnoty. Mezi tato nastavení patřily především počet iterací a počet přírůstků. Dále bylo zjišťováno, která z nabízených nelineárních metod dává nejpresnější výsledky a je nejvhodnější pro další použití.

Vliv počátečních geometrických imperfekcí byl ověřen na modelu Eulerova prutu. Do tohoto prutu byly vnášeny různé počáteční excentricity a bylo sledováno, jaký mají vliv na následný rozvoj deformací. Poté byla navržena jednoduchá rámová konstrukce, kde byl dále sledován vliv počátečních geometrických imperfekcí na rozvoj deformací a velikost vnitřních sil.

Na jednoduché rámové konstrukci byl ověřen předpoklad možnosti nahrazení počátečního náklonu soustavou vnějších sil. Na tomto rámu bylo dále zjišťováno, jaký vliv má poměrná tuhost příčle vůči sloupu na vzpěrnou délku prutu. Tyto hodnoty byly porovnány s hodnotami získanými ze statických tabulek a s hodnotami získanými z výpočetního programu. Pro takto získané vzpěrné délky byly spočítány vzpěrné únosnosti, která byly mezi sebou porovnány.

V další části práce byl vytvořen trojkloubový rám s pruty proměnného průřezu, který byl dimenzován na reálné zatížení. Na tomto rámu byl zkoumán vliv nelineárního výpočtu na výsledné vnitřní síly oproti hodnotám získaným při lineárním výpočtu. Při posuzování rámu na vzpěrnou únosnost byl zjištěn podstatný vliv dělení prutu s proměnným průřezem na získanou vzpěrnou délku. Naopak při vložení počátečního náklonu do konstrukce byl zjištěn minimální vliv na výsledné hodnoty.

Na modelech rámu byl sledován rozdíl ve výsledcích, které vznikají při použití nelineárního výpočtu a nutnosti jeho použití. Velkou roli v potřebě použít výpočet nelineární metodou hraje především citlivost konstrukce na posun uzlů. Ty vedou k výpočtu jiných hodnot vnitřních sil, které nelze získat při použití výpočtu lineární metodou.

7 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] ČSN EN 1991-1-1-1 Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.
- [3] ČSN EN 1991-1-1-3 Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem.
- [4] ČSN EN 1991-1-1-4 Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem.
- [5] ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [6] Šmírák S.: Pružnost a plasticita I, Brno 2006
- [7] Bujňák J., Vičan J.: Navrhovanie ocel'ových konštrukcií, Žilina 2012
- [8] Hořejší J., Šafka J. a kol.: Statické tabulky, Praha 1987

8 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

A	průřezová plocha
C_e	součinitel okolního prostředí
E	modul pružnosti v tahu, v tlaku
e_0	počáteční geometrická imperfekce
F	zatížení konstrukce
F_{cr}	kritické zatížení pro celkové vybočení, vypočtené pro počáteční tuhosti v pružném stavu
F_{Ed}	maximální přípustné zatížení konstrukce
f_y	mez kluzu
h	výška konstrukce
H	výška průřezu
H_{Ed}	návrhová hodnota vodorovné reakce v patě podlaží při působení vodorovných zatížení a fiktivních vodorovných sil
I	moment setrvačnosti průřezu
$I_{př}$	moment setrvačnosti příčle
I_{sl}	moment setrvačnosti sloupu
i	poloměr setrvačnosti průřezu
L	délka prutu
L_{cr}	vzpěrná délka prutu
$N_{b,Rd}$	návrhová vzpěrná únosnost tlačeního prutu
N_{cr}	pružná kritická síla pro příslušný způsob vybočení
N_{Ed}	návrhová hodnota tlakové síly
P	zatěžovací síla pro počítaný sloup
P_1	zatěžovací síla pro druhý sloup
s	zatížení sněhem na střeše
s_k	charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi
u_x	posun ve směru osy x
u_z	posun ve směru osy z
$v_{b,0}$	výchozí základní rychlost větru
V_{Ed}	celkové návrhové svislé zatížení konstrukce v patě podlaží
α	součinitel imperfekcí

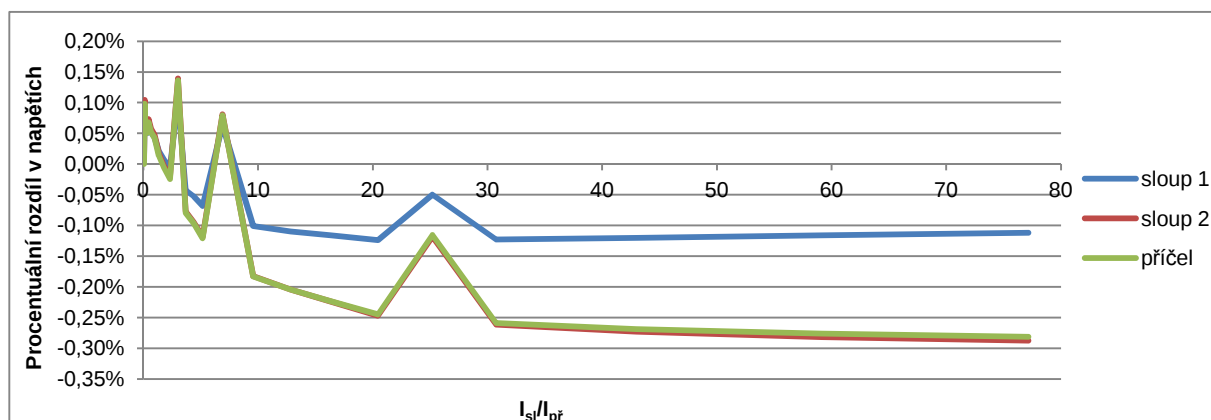
α_{cr}	součinitel vyjadřující zvýšení návrhového zatížení při dosažení ztráty stability v pružném stavu;
α_n	redukční součinitel v závislosti na výšce sloupů h
α_m	redukční součinitel pro počet sloupů v řadě
β	součinitel vzpěrné délky
γ_{m1}	součinitel spolehlivosti materiálu
δ	největší doporučená hodnota vodorovných průhybů
ε	poměrné přetvoření
λ_1	hodnota štíhlosti pro výpočet poměrné štíhlosti
λ_p	poměrná štíhlost
σ_{max}	maximální dosažené napětí na průřezu
ϕ	počáteční náklon konstrukce
χ	součinitel vzpěrnosti pro příslušnou křivku vzpěrné pevnosti

9 SEZNAM PŘÍLOH

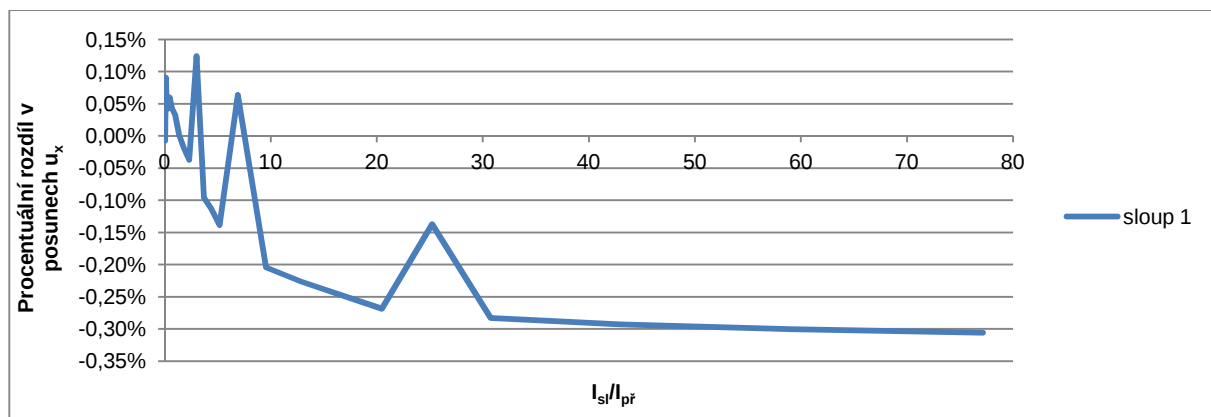
Příloha 10.1 Rozdíly v napětích při nahrazení počátečních imperfekcí vodorovnými silami pro rám zatížený na jednom sloupu.silou F_{cr}	63
Příloha 10.2 Rozdíly v posunech u_x při nahrazení počátečních imperfekcí vodorovnými silami pro rám zatížený na jednom sloupu.silou F_{cr}	63
Příloha 10.3 Rozdíly v napětích při nahrazení počátečních imperfekcí vodorovnými silami pro rám zatížený na obou sloupech.silou F_{cr}	63
Příloha 10.4 Rozdíly v posunech u_x při nahrazení počátečních imperfekcí vodorovnými silami pro rám zatížený na obou sloupech silou F_{cr}	64
Příloha 10.5 Velikost normálové síly na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při lineárním výpočtu	64
Příloha 10.6 Velikost posouvající síly na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při lineárním výpočtu	64
Příloha 10.7 Velikost ohybového momentu na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při lineárním výpočtu	65
Příloha 10.8 Velikost normálové síly na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při lineárním výpočtu	65
Příloha 10.9 Velikost posouvající síly na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při lineárním výpočtu	65
Příloha 10.10 Velikost ohybového momentu na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při lineárním výpočtu	66
Příloha 10.11 Velikost normálové síly na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při nelineárním výpočtu	66
Příloha 10.12 Velikost posouvající síly na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při nelineárním výpočtu	66
Příloha 10.13 Velikost ohybového momentu na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při nelineárním výpočtu	67
Příloha 10.14 Velikost normálové síly na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při nelineárním výpočtu	67
Příloha 10.15 Velikost posouvající síly na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při nelineárním výpočtu	67
Příloha 10.16 Velikost ohybového momentu na sloupu trojkloubového rámu bez	

počátečního naklonění při nelineárním výpočtu	68
Příloha 10.17 Porovnání maximálních normálových sil na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění pro lineární a nelineární metodu	68
Příloha 10.18 Porovnání maximálních posouvajících sil na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění pro lineární a nelineární metodu	68
Příloha 10.19 Porovnání maximálních ohybových momentů na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění pro lineární a nelineární metodu	69
Příloha 10.20 Porovnání maximálních normálových sil na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění pro lineární a nelineární metodu	69
Příloha 10.21 Porovnání maximálních posouvajících sil na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění pro lineární a nelineární metodu	69
Příloha 10.22 Porovnání maximálních ohybových momentů na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění pro lineární a nelineární metodu	70

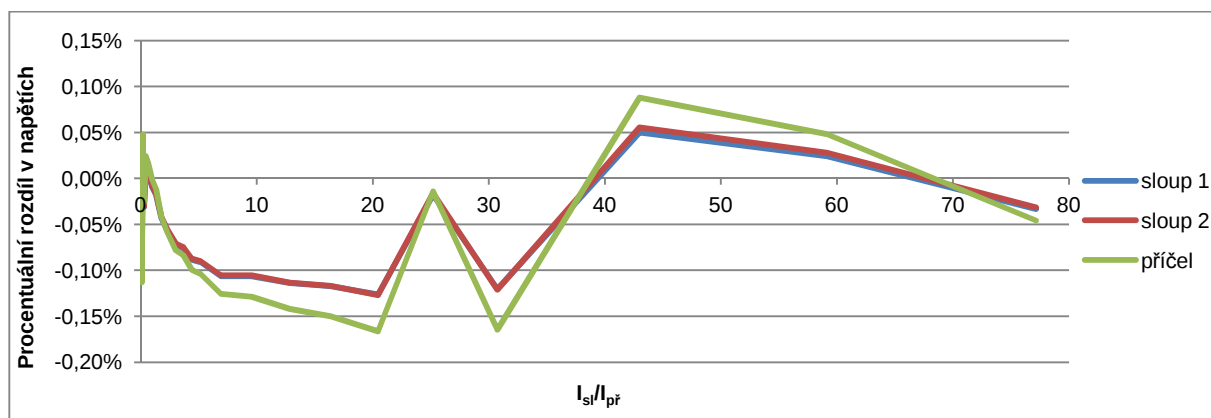
10 PŘÍLOHY



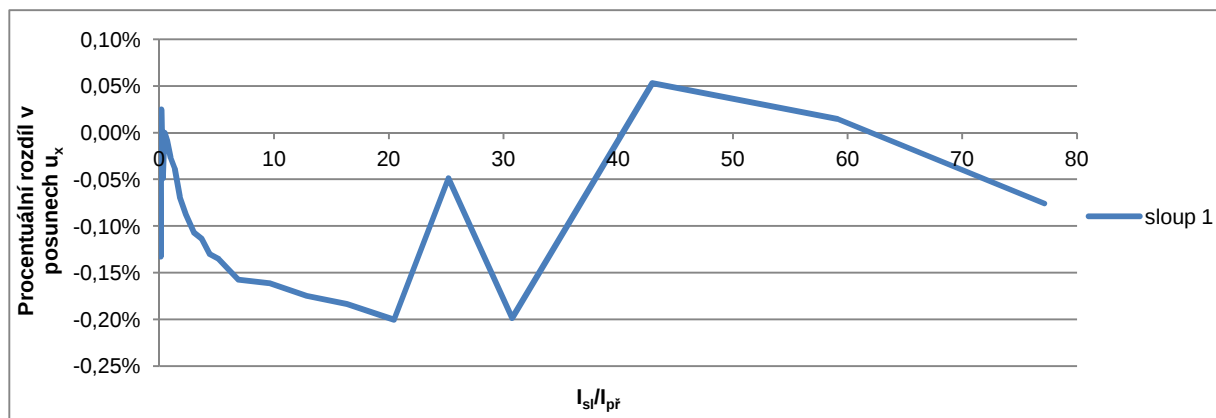
Příloha 10.1 Rozdíly v napětích při nahrazení počátečních imperfekcí vodorovnými silami pro rám zatížený na jednom sloupu silou F_{cr}



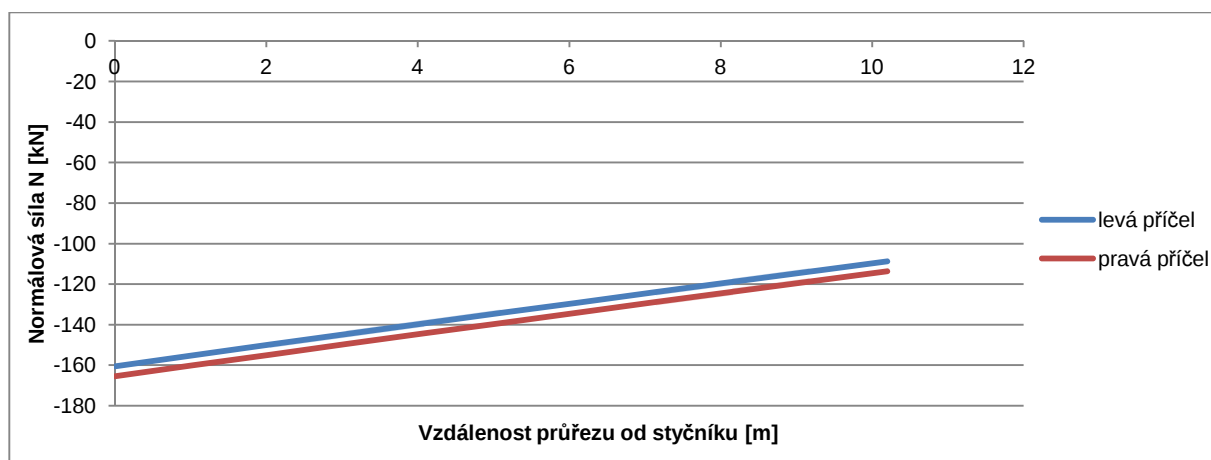
Příloha 10.2 Rozdíly v posunech u_x při nahrazení počátečních imperfekcí vodorovnými silami pro rám zatížený na jednom sloupu silou F_{cr}



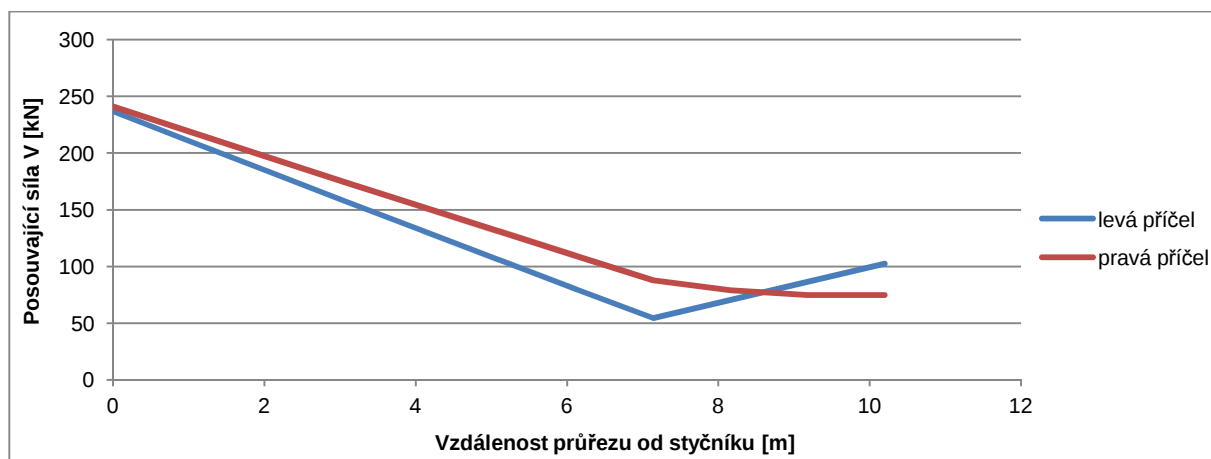
Příloha 10.3 Rozdíly v napětích při nahrazení počátečních imperfekcí vodorovnými silami pro rám zatížený na obou sloupech silou F_{cr}



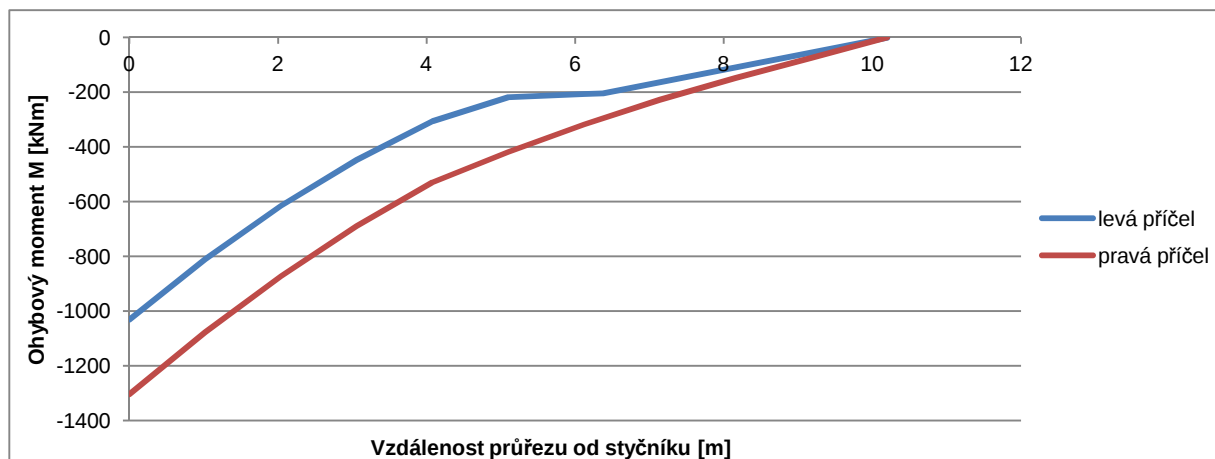
Příloha 10.4 Rozdíly v posunech u_x při nahrazení počátečních imperfekcí vodorovnými silami pro rám zatížený na obou sloupech silou F_{cr}



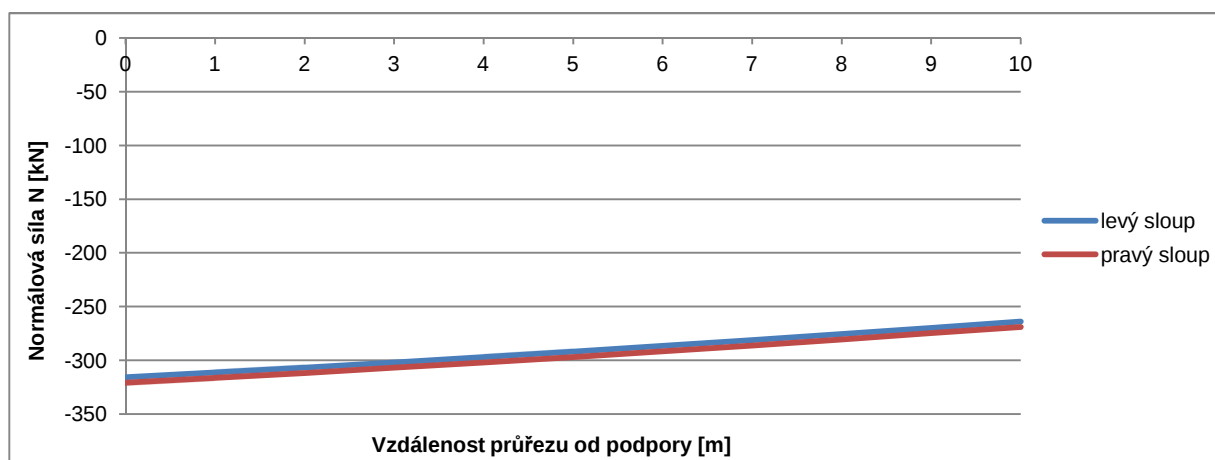
Příloha 10.5 Velikost normálové síly na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při lineárním výpočtu



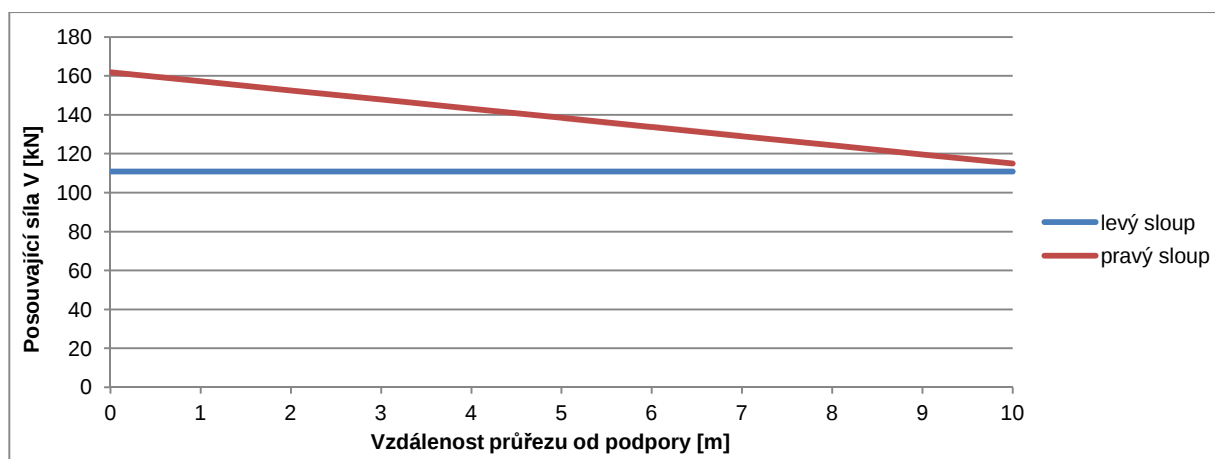
Příloha 10.6 Velikost posouvající síly na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při lineárním výpočtu



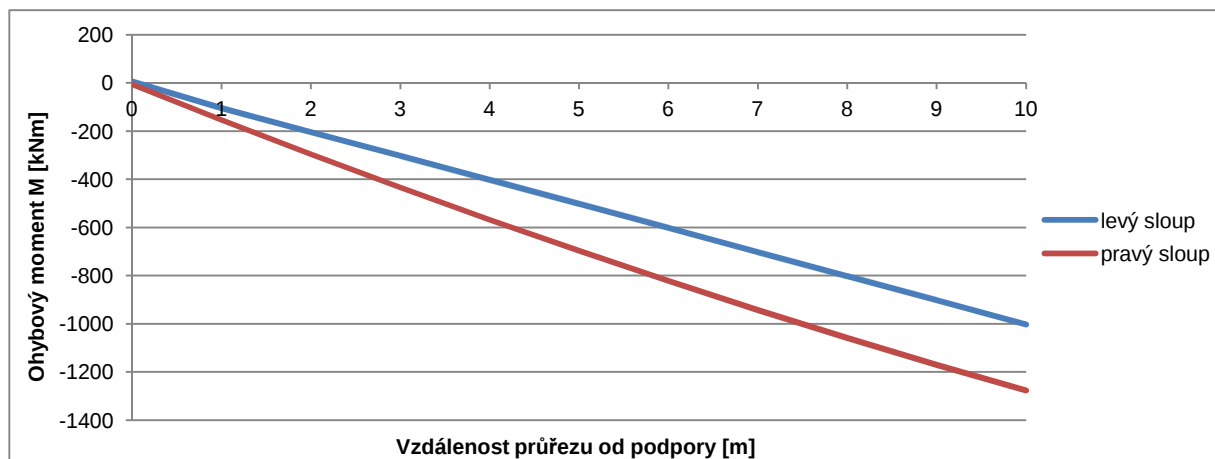
Příloha 10.7 Velikost ohybového momentu na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při lineárním výpočtu



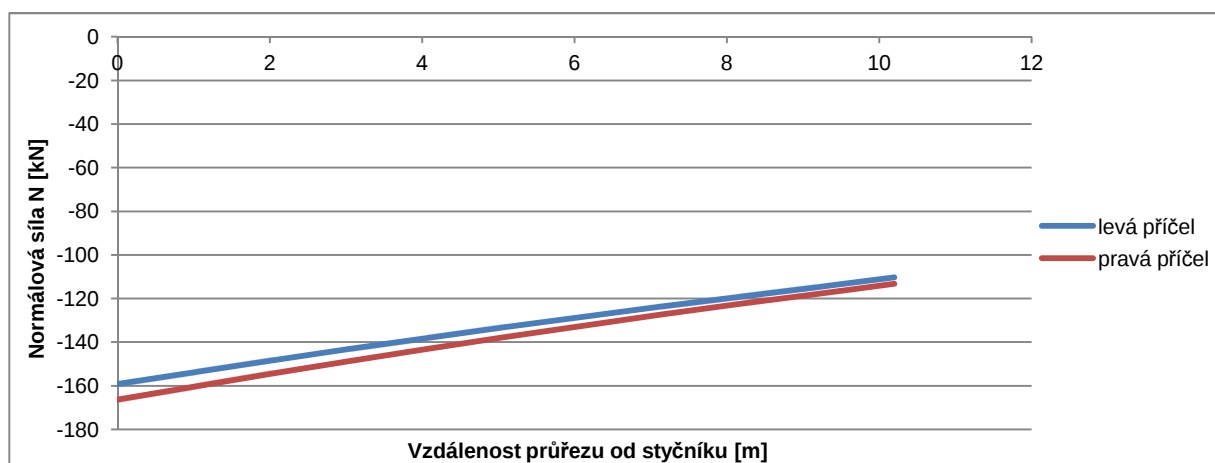
Příloha 10.8 Velikost normálové síly na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při lineárním výpočtu



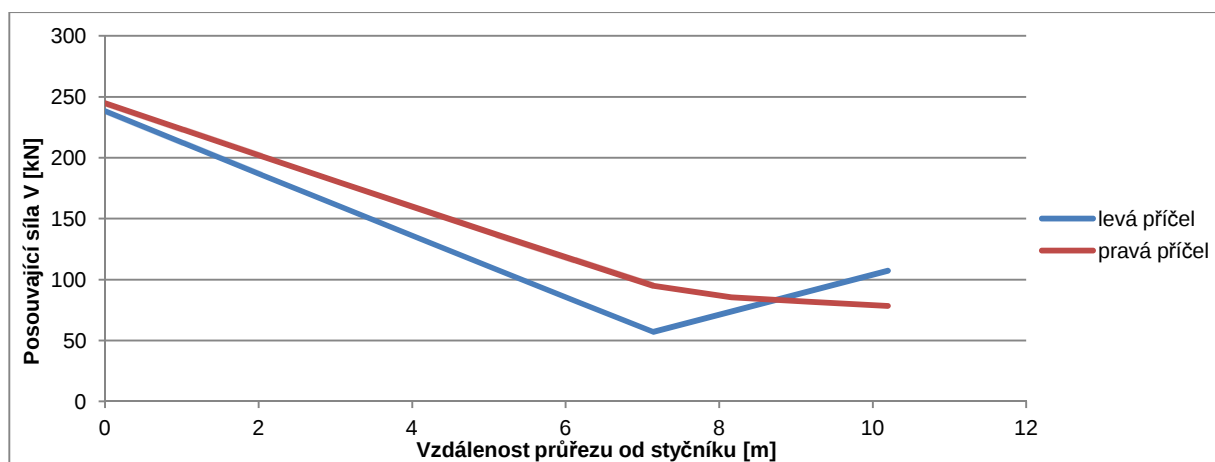
Příloha 10.9 Velikost posouvající síly na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při lineárním výpočtu



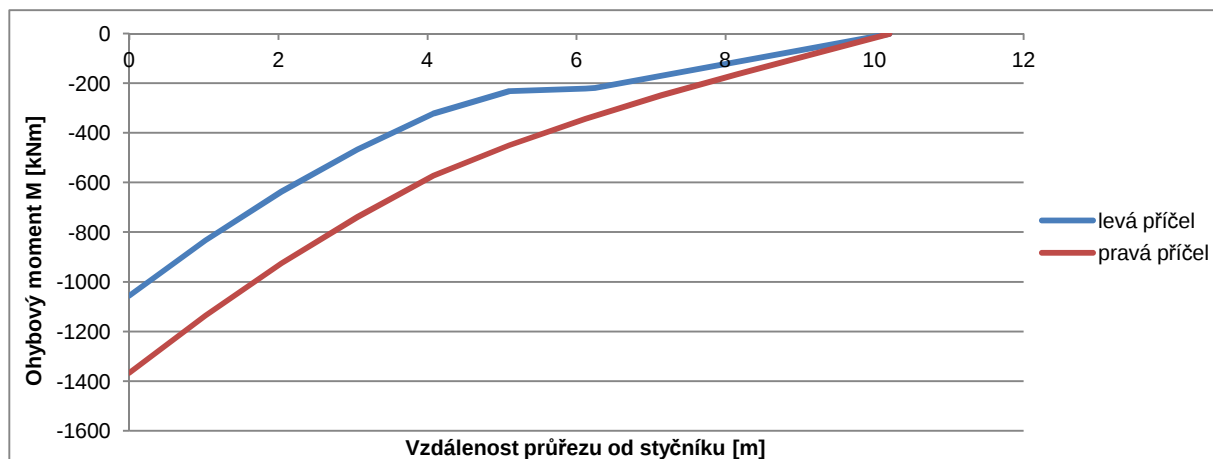
Příloha 10.10 Velikost ohybového momentu na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při lineárním výpočtu



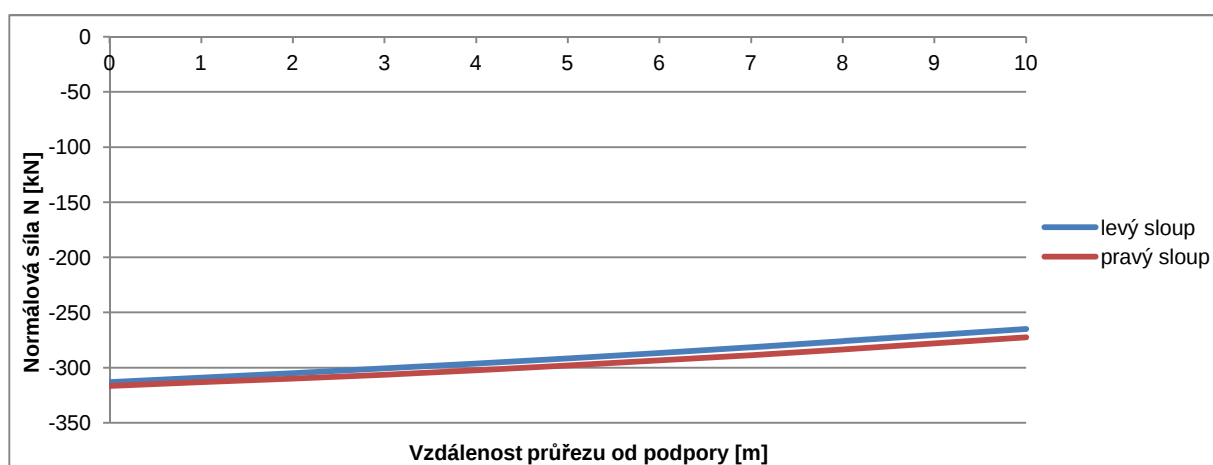
Příloha 10.11 Velikost normálové síly na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při nelineárním výpočtu



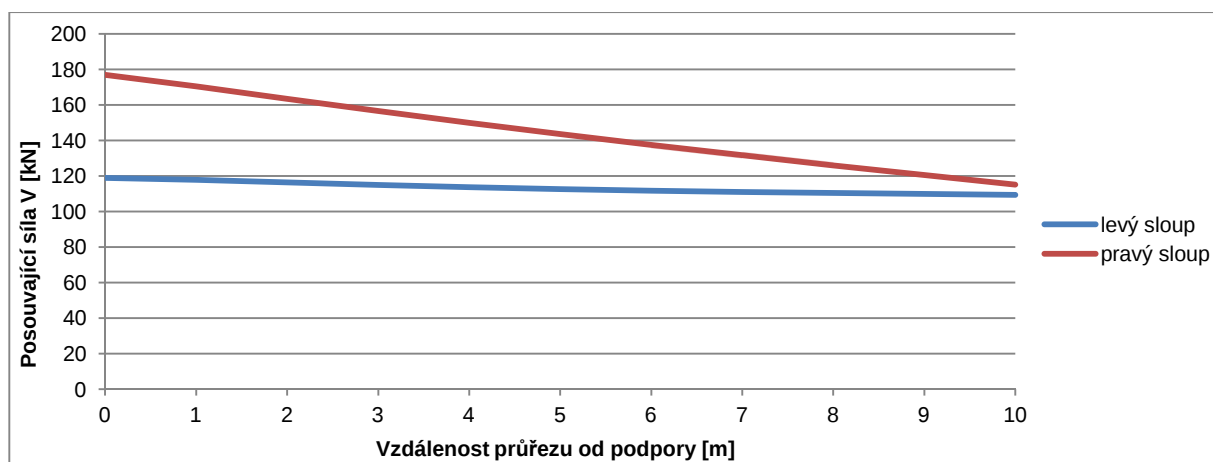
Příloha 10.12 Velikost posouvající síly na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při nelineárním výpočtu



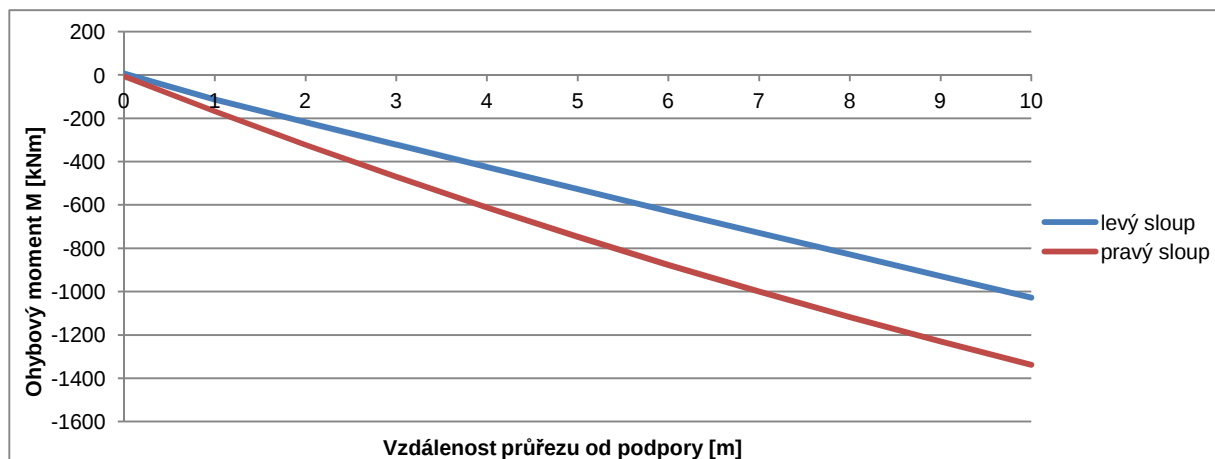
Příloha 10.13 Velikost ohybového momentu na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při nelineárním výpočtu



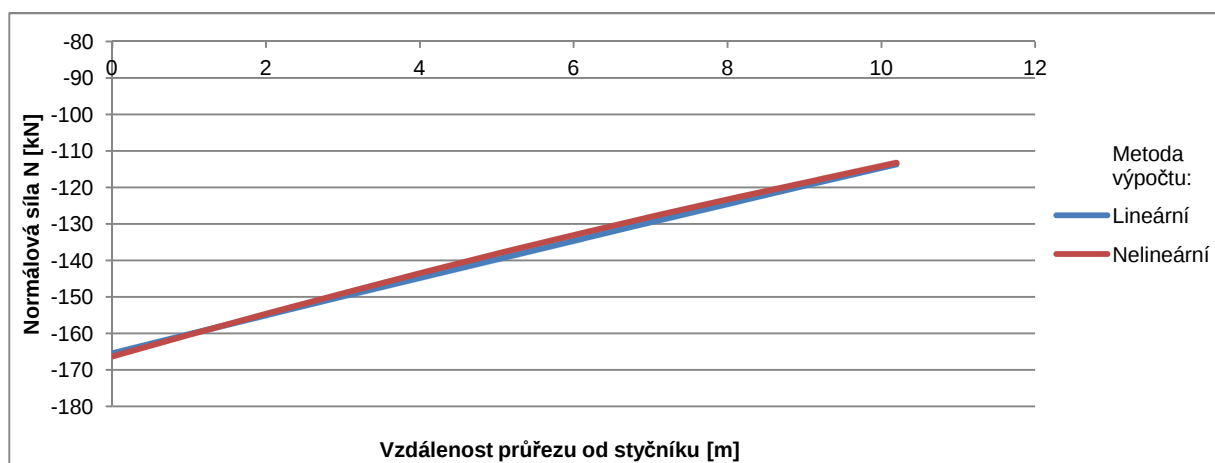
Příloha 10.14 Velikost normálové síly na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při nelineárním výpočtu



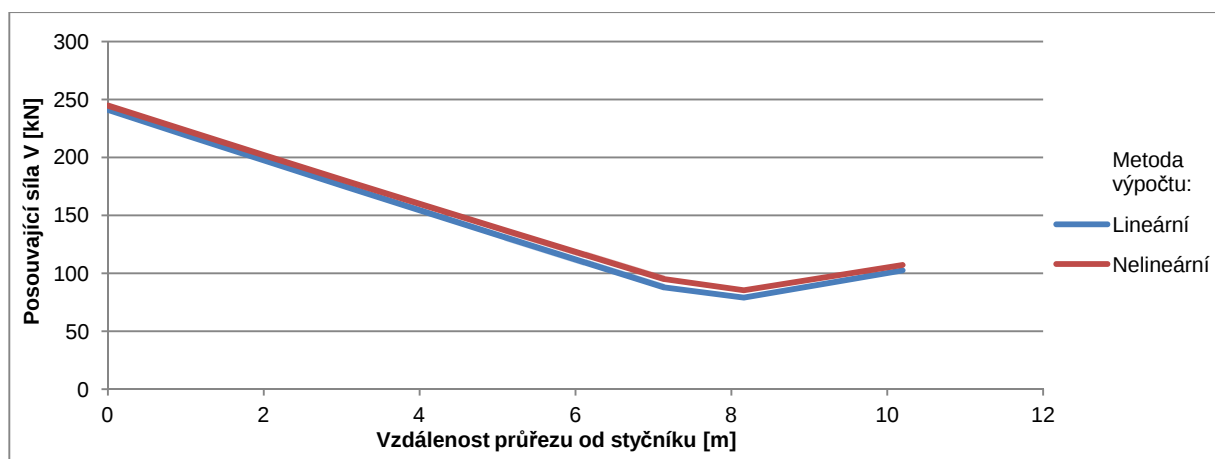
Příloha 10.15 Velikost posouvající síly na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při nelineárním výpočtu



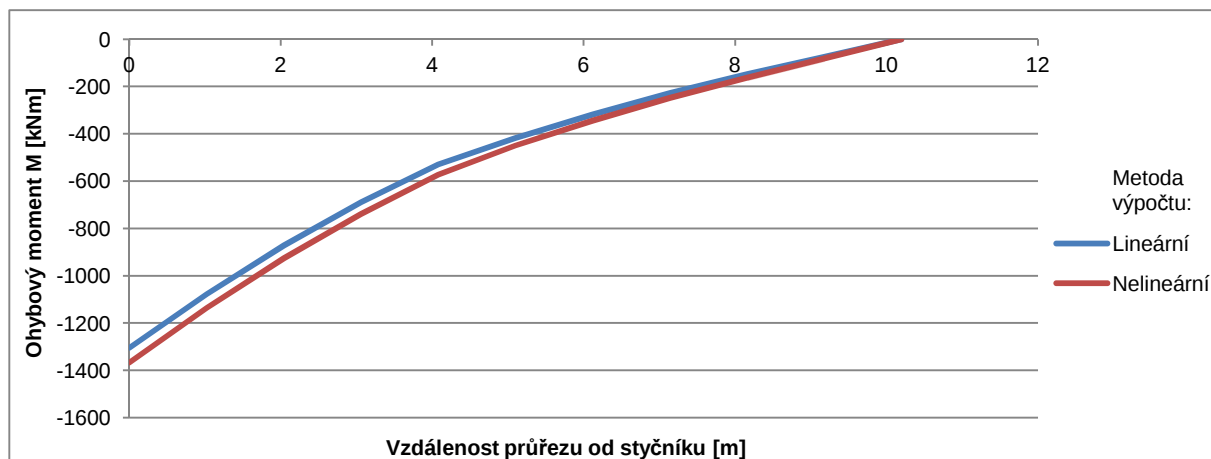
Příloha 10.16 Velikost ohybového momentu na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění při nelineárním výpočtu



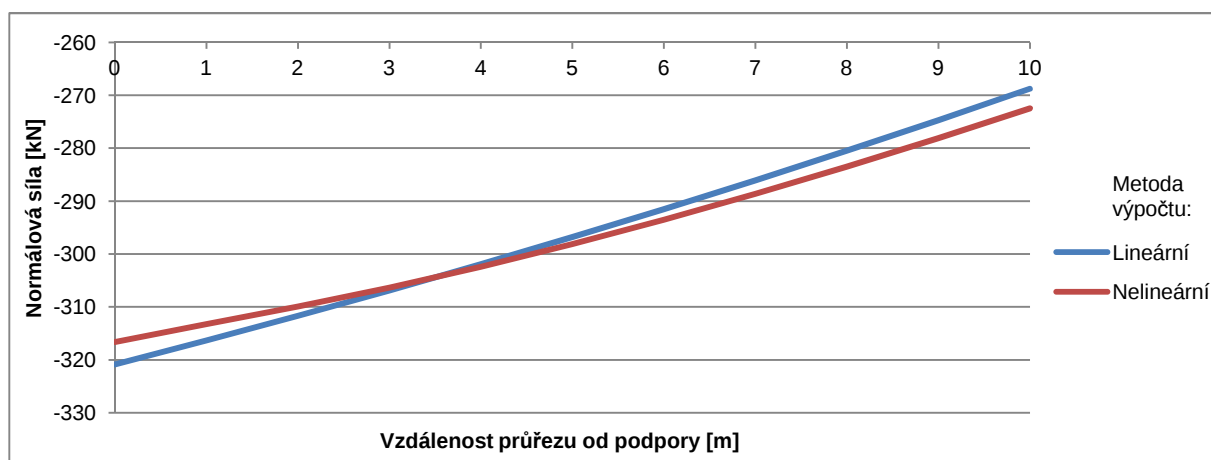
Příloha 10.17 Porovnání maximálních normálových sil na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění pro lineární a nelineární metodu



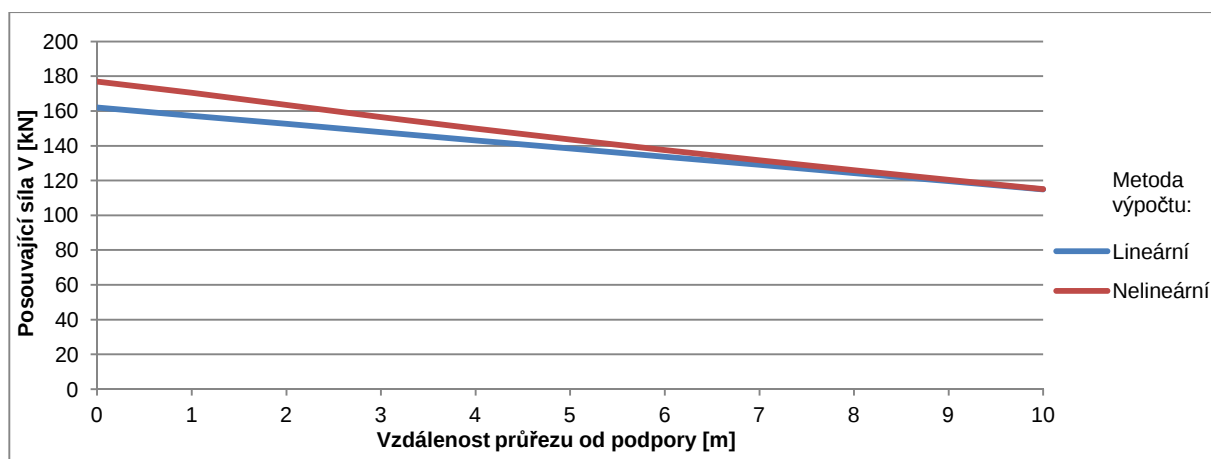
Příloha 10.18 Porovnání maximálních posouvajících sil na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění pro lineární a nelineární metodu



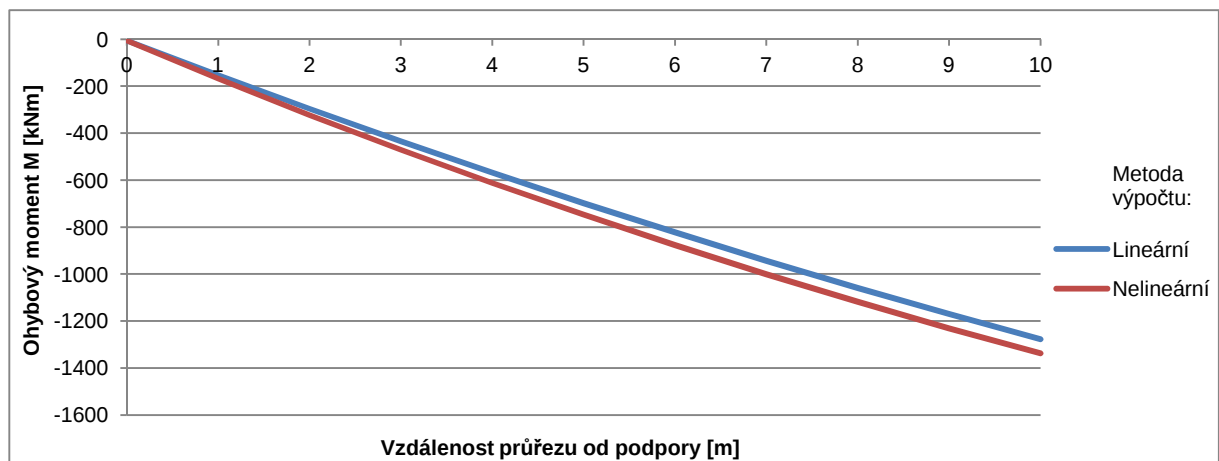
Příloha 10.19 Porovnání maximálních ohybových momentů na příčli trojkloubového rámu bez počátečního naklonění pro lineární a nelineární metodu



Příloha 10.20 Porovnání maximálních normálových sil na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění pro lineární a nelineární metodu



Příloha 10.21 Porovnání maximálních posouvajících sil na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění pro lineární a nelineární metodu



Příloha 10.22 Porovnání maximálních ohybových momentů na sloupu trojkloubového rámu bez počátečního naklonění pro lineární a nelineární metodu