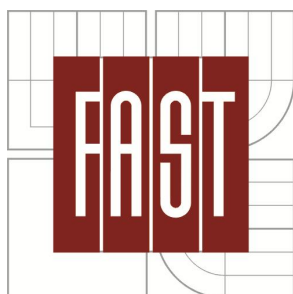


VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV KOVOVÝCH A DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF METAL AND TIMBER STRUCTURES

OCELOBETONOVÉ PRUTY Z MATERIÁLŮ VYSOKÝCH PEVNOSTÍ

STEEL-CONCRETE COMPOSITE MEMBERS USING HIGH-STRENGTH MATERIALS

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DOCTORAL THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

ING. VÁCLAV RÖDER

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

DOC. ING. MARCELA KARMAZÍNOVÁ, CSC.

BRNO 2013

PODĚKOVÁNÍ

Disertační práce vznikla pod vedením doc. Ing. Marcely Karmazínové, CSc, které bych rád poděkoval za odborné vedení během výzkumu a trpělivost při zpracování práce. Dále bych chtěl poděkovat zaměstnancům laboratoří Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí za spolupráci při realizaci experimentů. Velké díky také patří všem mým blízkým za povzbuzení a jejich pochopení při dokončování závěrečné práce.

V neposlední řadě je nutné také zmínit, že tato práce by se neobešla bez finanční podpory programu GAČR 103 09 0597 - Ocelobetonové tlačené pruty z materiálů vysokých pevností, GAČR 103 09 H085 - Moderní kompozitní konstrukce a projektu č. MEB0810113 - dvoustranné česko-slovenské spolupráce v rámci programu KONTAKT MŠMT.

Abstrakt

Hlavním cílem této disertační práce je ověření vzpěrné pevnosti ocelobetonových tlačných prutů z materiálů vysokých pevností. Disertační práce je rozdělena do čtyř hlavních bloků, které se vzájemně prolínají. První blok shrnuje současný stav problematiky tlačných prutů. Základem jsou elementární teorie a výzkumy, přičemž úkolem tohoto shrnutí je snaha o pochopení a odvození normativních postupů, které jsou praktickým využitelným výsledkem. Druhý blok se zabývá teoretickou analýzou ocelobetonového prutu, především zkoumáním jednotlivých vlivů na vzpěrnou pevnost. Vyústěním prvního a druhého bloku je analytická algebraická rovnice pro určení vzpěrné pevnosti prutu. Třetí blok se zabývá numerickou analýzou, která si klade za cíl vytvoření a kalibrace výstižného numerického modelu tlačného prutu. Numerický model slouží k verifikaci teoretických analýz a zkoumání chování prutu při namáhání osovou silou. Poslední blok se zabývá experimentálním ověřením předešlých analýz. Testovány jsou různé typy ocelobetonových sloupů, přičemž byly užity oceli s mezí kluzu do 455 MPa a betony s krychelnou mezí pevnosti do 102 MPa. Experimentální výsledky potvrdily vysokou spolehlivost při působení osového tlaku. U všech zkušebních těles došlo k vybočení prutu jako celku typickému při vzpěrném tlaku.

Závěrem a posledním krokem bylo vyhodnocení a porovnání výsledků získaných ze všech čtyř bloků. Bylo zjištěno, že návrhové předpisy pro určení vzpěrné pevnosti ocelobetonových prutů jsou konzervativní a neumožňují ekonomické využití příznivých vlastností vysokopevnostních materiálů.

Klíčová slova:

ocelobetonové sloupy, vysokopevnostní ocel, vysokohodnotný beton, vzpěrná pevnost, experimentální analýza, teoretická analýza

Bibliografická citace:

RÖDER, V., *Ocelobetonové pruty z materiálů vysokých pevností*, Brno, 2013. 153s., 74s. příloh, Vysoké učení technické v Brně. Stavební fakulta. Ústav kovových a dřevěných konstrukcí, Vedoucí disertační práce Doc. Ing. Marcela Karmazínová, CSc.

Summary

The main objective of this thesis is the verification of the buckling strength of the composite compression members which were made from high-strength materials. This thesis is divided into four main chapters which are interconnected. The first chapter summarizes the current state of the problem of the compression members. The basis of this part is the elementary theories and researches, the task of this text is attempted to understand and obtain normative procedures which are important for practical use. The second part deals with the theoretical analysis of composite column, mainly with the examination of the individual effects on the buckling strength. The result of the first and the second parts is analytical algebraic equations which determine the buckling strength of the member. The third part contains the numerical analysis, which leads to create a numerical model of the compression column. The numerical model is used for the verification of the theoretical analysis and for the investigation of the behaviour of the column loaded by axial force. The last part deals with the experimental verification of the previous analyses. There are tested various types of the composite columns, which were made of steel with a yield strength up to 455 MPa and of the concrete with a cube compression strength up to 102 MPa. Experimental results confirmed the high reliability of centrally loaded column and every tested columns failed by flexural buckling.

The final step is evaluation and comparison of the results obtained from previous four parts. It was founded that design criteria for centrally loaded steel-concrete column are too conservative and design relationships doesn't use the positive properties of high-strength materials for economic design.

Key words:

composite column, high strength steel, high performance concrete, buckling strength, experimental analysis, theoretical analysis

Prohlášení:

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

V Brně dne

.....
podpis autora práce

OBSAH

ZNAČKY	9
SEZNAM OBRÁZKŮ	13
SEZNAM GRAFŮ	14
SEZNAM TABULEK	16
1 ÚVOD	17
1.1 Téma práce	17
1.2 Typy a rozdělení ocelobetonových sloupů	18
1.3 Materiálové charakteristiky ocelí a betonů vyšších pevností.....	19
1.3.1 Oceli vyšších pevností – (HSS).....	20
1.3.2 Betony vyšších pevností – (HSC, HPC).....	22
2 SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY CENTRICKY TLAČENÝCH PRUTŮ	25
2.1 Vzpěr celistvých prutů – homogenní prut.....	25
2.1.1 Ideální tlačený prut	25
2.1.2 Reálný tlačený prut.....	31
2.2 Vzpěr celistvých prutů – kompozitní prut	48
2.2.1 Normativní přístup podle ČSN EN 1993-1-1, ČSN EN 1994-1-1.....	52
2.2.2 Normativní přístup podle BS 5400-3 [8], BS 5400-5 [9].....	54
2.2.3 Normativní přístup podle AISC 2005 – LFRD [6]	55
2.2.4 Normativní přístup podle AS 5100–6 [10], AS 4100 [11]	56
3 CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE	58
3.1 Teoretická analýza.....	58
3.2 Numerická analýza	58
3.3 Experimentální analýza.....	58
4 TEORETICKÁ ANALÝZA OCELOBETONOVÉHO PRUTU	60
4.1 Ocelobetonový sloup z ocelí a betonů vyšších pevností	60
4.1.1 Vliv užití ocelí a betonu vyšší pevnosti na vzpěrnou pevnost a únosnost sloupu.....	60
4.1.2 Vliv velikosti počátečních deformací střednice na vzpěrnou pevnost a únosnost sloupu	62
4.1.3 Vliv tvaru ekvivalentní geometrické imperfekce	63
4.1.4 Vliv reziduálních napětí na vzpěrnou pevnost a únosnost sloupu	66
4.1.5 Vliv užití plastické analýzy a plastické rezervy u tlačených prutů	68
4.1.6 Analytický model pro určení vzpěrné pevnosti sloupu	71

4.2	Ekonomické a environmentální hodnocení ocelobetonových sloupů	74
4.2.1	Parametry a geometrie ocelobetonového sloupu.....	75
4.2.2	Studie využití materiálů vyšších pevností v ocelobetonovém sloupu	75
4.2.3	Ekonomické zhodnocení.....	76
4.2.4	Environmentální hodnocení.....	78
5	NUMERICKÁ ANALÝZA	81
5.1	Numerická analýza v programu ATENA	81
5.1.1	Použité materiálové modely.....	81
5.2	Popis numerického modelu ocelobetonového sloupu	84
5.3	Analýza výsledků numerického modelu.....	86
6	EXPERIMENTÁLNÍ ANALÝZA.....	89
6.1	Popis experimentu a jeho fáze.....	89
6.2	Pilotní experiment	93
6.2.1	Popis experimentu	93
6.2.2	Materiálové zkoušky a měření geometrických imperfekcí.....	94
6.2.3	Analýza výsledků	96
6.3	Hlavní experiment	102
6.3.1	Popis experimentu	102
6.3.2	Materiálové zkoušky a statistické vyhodnocení.....	103
6.3.3	Analýza výsledků	105
7	ZÁVĚRY DISERTAČNÍ PRÁCE	111
8	LITERATURA	118
8.1	Normy	118
8.2	Publikace.....	118
8.3	Publikace autora	120
PŘÍLOHA A - SCHÉMA ZKUŠEBNÍHO ZAŘÍZENÍ		122
PŘÍLOHA B - MĚŘENÁ NAPĚTÍ UPROSTŘED PRŮŘEZU		125
1	Pilotní experiment	125
2	Hlavní experiment	126
PŘÍLOHA C - IMPERFEKCE PRUTU, SOUTHWELLOVA METODA		133
1	Pilotní experiment	134
2	Hlavní experiment	136
PŘÍLOHA D – ÚCHYLKY V PŘÍMOSTI STŘEDNICE PRUTU.....		139
1	Pilotní experiment	140
2	Hlavní experiment	142

PŘÍLOHA E - FOTODOKUMENTACE	151
1 Příprava experimentu.....	152
2 Materiálové zkoušky betonu	154
3 Pilotní experiment	155
4 Hlavní experiment	157

ZNAČKY

Velká písmena latinské abecedy

A	průřezová plocha
A_a	plocha oceli
A_c	plocha betonu
A_{eff}	efektivní průřezová plocha
A_s	plocha oceli
c_v	variační koeficient
E	modul pružnosti
E_a	modul pružnosti oceli
E_c	modul pružnosti betonu
E_{cm}	sečný modul pružnosti betonu
E_m	modifikovaný modul pružnosti
E_r	redukovaný modul pružnosti oceli (Engesser-Kármánův modul)
E_s	modul pružnosti oceli
E_t	tečný modul pružnosti oceli
$(EI)_{eff,i}$	efektivní ohybová tuhost,
$(EI)_e$	efektivní ohybová tuhost
F	osová síla
F_b	průřezová plocha betonu
F_{cr}	vzpěrná únosnost prutu
F_e	Eulerovo kritické napětí
F_{er}	průřezová plocha ocelové výztuže
F_g	průřezová plocha litinového sloupu
F_{my}	modifikovaná mez kluzu oceli
F_y	napětí rovno mezi kluzu, mez kluzu oceli
HSC	betony vyšších pevností (Hight strength concrete)
HSS	oceli vyšších pevností (Hight strength steel)
HPC	vysokohodnotné betony (Hight performance concrete)
I	moment setrvačnosti
I_a	moment setrvačnosti ocelové části
I_c	moment setrvačnosti betonové části

I_t	moment setrvačnosti v prostém kroucení
I_y	moment setrvačnosti k ose Y
I_z	moment setrvačnosti k ose Z
I_ω	výsečový moment setrvačnosti
KL	kritická délka prutu
L	délka prutu
N	osová síla
$N_{b,Rd}$	návrhová vzpěrná únosnost
N_{cr}	Eulerova kritická síla
N_{Ed}	vnější osové zatížení prutu
$N_{pl,Rd}$	návrhová plastická únosnost prutu v prostém tlaku
N_r	Engesserova-Kármánova kritická síla podle druhé Engesserovy teorie
N_{Rd}	návrhová únosnost prutu v prostém tlaku
N_t	kritická síla podle první Engesserovy teorie
N_u	návrhová únosnost prutu v prostém tlaku
N_{uc}	vzpěrná únosnost
N_{us}	únosnost v prostém tlaku
N_y	vzpěrná únosnost
N_y, N_z, N_ω	kritické síly pro rovinný vzpěr ve směru osy Y, Z a prostorový vzpěr kroucením
ω	
N_0	vzpěrná pevnost
M	ohybový moment
P_u	osová únosnost centricky tlačенého prutu
S_i	statický moment plochy
W	modul průřezu

Malé písmena latinské abecedy

e_0	velikost amplitudy počátečního zakřivení (imperfekce)
$e_{0,d}$	ekvivalentní imperfekce
$e_{(x)}$	ohybová čára počátečního zakřivení prutu
f	deformace uprostřed délky prutu
f_c	mez pevnosti betonu

f_{cd}	návrhová hodnota válcové pevnosti betonu
f_{ck}	charakteristická hodnota tlakové pevnosti betonu
$f_{ck,cube}$	charakteristická hodnota krychelné tlakové pevnosti betonu
f_{ctm}	charakteristická hodnota tahové pevnosti betonu
f_{cu}	charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu
$f_{0,2}$	smluvní mez kluzu oceli
f_p	mez pružnosti oceli
f_u	mez pevnosti oceli
f_y	mez kluzu oceli
i	poloměr setrvačnosti
i_p	polární poloměr setrvačnosti
j	jádrová úsečka
l_{cr}	kritická délka prutu
l_y	vzpěrná délka pro ohyb ve směru osy Z
l_z	vzpěrná délka pro ohyb ve směru osy Y
l_ω	vzpěrná délka pro kroucení kolem osy X
m_0	poměrná počáteční excentricita
q_0	ekvivalentní zatížení
r	poloměr setrvačnosti
w_0	velikost amplituda počáteční deformace prutu
w_{max}	celková maximální výchylka prutu
$w_{(x)}$	ohybová čára prutu od vnějšího zatížení
$w(x)''$	druhá derivace ohybové čáry podle x
x, y, z	směry globálních os

Písmena řecké abecedy

α	součinitel imperfekce
α_a	redukční faktor
α_c	štíhlostní redukční faktor (compression member slenderness reduction factor)
γ_{M1}	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu
δ	konečná deformace prutu
ε	poměrné přetvoření

$\varepsilon_c, \varepsilon_{ci}$	poměrné přetvoření betonu
η	poměrná počáteční excentricita
λ	štíhlost prutu
$\bar{\lambda}$	poměrná štíhlost
λ_c	modifikovaná štíhlost prutu
λ_n	modifikovaná štíhlost
λ_p	štíhlost prutu na mezi pružnosti oceli
λ_r	relativní štíhlost
λ_0	štíhlost prutu v oblasti „plateau“
λ_1	srovnávací štíhlost prutu
μ	střední hodnota
ξ	compression member factor
π	Ludolfovo číslo
ρ	hustota
σ	směrodatná odchylka
σ_b	pevnost betonu v tlaku
σ_e	mez kluzu ocelové výztuže
σ_c	napětí v betonu
σ_{cr}	Eulerovo kritické napětí
$\sigma_{cr,a}$	kritické napětí oceli
$\sigma_{cr,c}$	kritické napětí betonu
σ_g	vzpěrná pevnost litinového sloupu v tlaku
σ_{max}	maximální napětí
σ_p	napětí na mezi úměrnosti (pružnosti) oceli
σ_r	kritické napětí podle druhé Engesserovy teorie
σ_{re}	reziduální napětí
σ_t	kritické napětí podle první Engesserovy teorie
σ_u	vzpěrná pevnost
σ_y	je napětí na mezi kluzu oceli
σ_0	vzpěrná pevnost
χ	součinitel vzpěrné pevnosti

SEZNAM OBRÁZKŮ

<i>Obr. 1.1</i>	<i>Zvyšování jemnosti zrna vlivem zpracování oceli [16].....</i>	<i>20</i>
<i>Obr. 1.2</i>	<i>Typické porušení betonového vzorku při tlakové zkoušce.....</i>	<i>24</i>
<i>Obr. 2.1</i>	<i>Tvary vybočení prutu.....</i>	<i>27</i>
<i>Obr. 2.2</i>	<i>Rozdělení napětí podle Engesserovy-Kármánovy teorie.....</i>	<i>28</i>
<i>Obr. 2.3</i>	<i>Sčítání napětí.....</i>	<i>34</i>
<i>Obr. 2.4</i>	<i>Rozdělení reziduálních napětí po tloušťce profilu [28].....</i>	<i>41</i>
<i>Obr. 2.5</i>	<i>Uvolnění a následné měření reziduálních napětí [29].....</i>	<i>41</i>
<i>Obr. 2.6</i>	<i>Velikost reziduálních napětí v MPa pro válcovaný profil HE 100A z ocelí tříd S 235 a S 355 [29].....</i>	<i>41</i>
<i>Obr. 2.7</i>	<i>Velikost reziduálních napětí v MPa pro válcovaný profil HE 360B z ocelí tříd S 235 a S 355 [29].....</i>	<i>42</i>
<i>Obr. 2.8</i>	<i>Průběhy reziduálních napětí u válcovaných profilů [27].....</i>	<i>42</i>
<i>Obr. 2.9</i>	<i>Sčítání reziduálních napětí svařovaných H-průřezů.....</i>	<i>43</i>
<i>Obr. 2.10</i>	<i>Rozdělení reziduálních napětí po tloušťce svařovaného profilu (Alpsten a Tall 1970) [28].....</i>	<i>44</i>
<i>Obr. 2.11</i>	<i>Betonové mostní oblouky vyztužené válcovanými profily, které tvoří hlavní nosný prvek podle Melanova patentu [30].....</i>	<i>48</i>
<i>Obr. 2.12</i>	<i>Empergerův sloup [31].....</i>	<i>49</i>
<i>Obr. 2.13</i>	<i>Ocelobetonové sloupy [32].....</i>	<i>50</i>
<i>Obr. 2.14</i>	<i>Ocelobetonové sloupy vyztužené válcovanými profily a ocelovou výztuží [32].....</i>	<i>51</i>
<i>Obr. 2.15</i>	<i>Ocelobetonové sloupy podle DIN 18806 [32].....</i>	<i>51</i>
<i>Obr. 2.16</i>	<i>Křivky vzpěrné pevnosti podle ČSN EN 1993-1-1 [3].....</i>	<i>52</i>
<i>Obr. 4.1</i>	<i>Příklad vybraného kompozitního průřezu.....</i>	<i>60</i>
<i>Obr. 4.2</i>	<i>Tvar počátečního prohnutí, nahrazení počátečních imperfekcí soustavou náhradních sil [3].....</i>	<i>65</i>
<i>Obr. 4.3</i>	<i>Sčítání napětí od vnějšího zatížení s reziduálním napětím.....</i>	<i>66</i>
<i>Obr. 4.4</i>	<i>Průběhy reziduálního napětí na válcovaných a svařovaných profilech podle švédské návrhové normy BSK 94 [35].....</i>	<i>66</i>
<i>Obr. 4.5</i>	<i>Průběh napětí excentricky zatíženého prutu: a) prut bez reziduálních napětí; b) prut s reziduálním napětím.....</i>	<i>68</i>
<i>Obr. 5.1</i>	<i>Tetrahedral a Brick element [40].....</i>	<i>84</i>
<i>Obr. 5.2</i>	<i>Průběh reziduálních napětí v průřezu.....</i>	<i>85</i>
<i>Obr. 5.3</i>	<i>Průběh napětí excentricky zatíženého prutu – ocelová část: a) prut bez reziduálních napětí; b) prut s reziduálním napětím.....</i>	<i>86</i>
<i>Obr. 5.4</i>	<i>Průběh napětí excentricky zatíženého ocelobetonového prutu – betonová část.....</i>	<i>86</i>
<i>Obr. 5.5</i>	<i>Průběh napětí po kolapsu prutu při dalším zatěžování bez vlivu reziduálních napětí.....</i>	<i>86</i>
<i>Obr. 6.1</i>	<i>Výroba ocelobetonových sloupů, schéma navaření trnů na stojinu sloupu.....</i>	<i>89</i>
<i>Obr. 6.2</i>	<i>Centrování zkušebního tělesa.....</i>	<i>90</i>
<i>Obr. 6.3</i>	<i>Ocelový kloub.....</i>	<i>90</i>
<i>Obr. 6.4</i>	<i>Zatěžovací stolice, dvojice hydraulických lisů o max. zatěžovací síle 4000 kN.....</i>	<i>91</i>
<i>Obr. 6.5</i>	<i>Měření úchylek ocelových profilů bylo provedeno metodou velmi přesné nivelace (VPN) [43], [44]..</i>	<i>91</i>
<i>Obr. 6.6</i>	<i>Umístění tenzometrů uprostřed délky sloupu pro měření napětí v oceli a betonu.....</i>	<i>92</i>
<i>Obr. 6.7</i>	<i>Experimentální ověřování fyzikálních a mechanických vlastností betonu.....</i>	<i>92</i>
<i>Obr. 6.8</i>	<i>Dva typy průřezů odzkoušených v pilotním experimentu.....</i>	<i>93</i>
<i>Obr. 6.9</i>	<i>Zkušební tělesa T16, T17, T18 při vybočení.....</i>	<i>96</i>
<i>Obr. 6.10</i>	<i>Mezní únosnost zkušebních těles.....</i>	<i>97</i>
<i>Obr. 6.11</i>	<i>Zkoušený typ průřezů v hlavní fázi experimentu.....</i>	<i>103</i>
<i>Obr. 6.12</i>	<i>Zkušební tělesa H4, H5, H6 při vybočení.....</i>	<i>106</i>

SEZNAM GRAFŮ

Graf 1.1	Vzájemné porovnání pracovních diagramů oceli, dovolená zjednodušení pro potřeby dimenzování ...	21
Graf 1.2	Pracovní diagram betonu obvyklé pevnosti – jednoosá napjatost.....	22
Graf 1.3	Pracovní diagramy betonu pro dimenzování.....	22
Graf 1.4	Pracovní diagramy betonů.....	24
Graf 2.1	Rovnovážný stav, bifurkace prutu.....	26
Graf 2.2	Rozdvojení rovnováhy ideálního prutu v plastické oblasti.....	29
Graf 2.3	Průběh kritického napětí centricky tlačенého prutu.....	30
Graf 2.4	Vliv velikosti počátečních imperfekcí na vzpěrnou pevnost prutu.....	32
Graf 2.5	Výsledky osově namáhaných sloupů [26].....	32
Graf 2.6	Průběhy vztahů založených na Engeserově teorii.....	33
Graf 2.7	Průběh křivky v plastické oblasti při porovnání s křivkami vzpěrné pevnosti.....	34
Graf 2.8	Srovnání křivek vzpěrné pevnosti odvozené z počáteční imperfekce prutu $L/1000$ a $L/1470$ (Bjorhovde, 1972) [27].....	38
Graf 2.9	Křivky vzpěrné pevnosti podle ČSN EN 1993-1-1[3].....	39
Graf 2.10	Porovnání výsledků experimentu pro svařované a válcované H-profilý [26].....	40
Graf 2.11	Srovnání křivek kritického zatížení přímých prutů a křivek vzpěrné pevnosti počátečně zakřivených prutů[27].....	42
Graf 2.12	Srovnání křivek kritického zatížení přímých prutů a křivek vzpěrné pevnosti počátečně zakřivených prutů u svařovaných profilů (Kishima et al., 1969; Bjorhovde, 1972) [27].....	44
Graf 2.13	Southwellovy přímky pro centricky tlačенý prut.....	46
Graf 2.14	Porovnání křivek vzpěrné pevnosti.....	47
Graf 4.1	Průběh vzpěrné pevnosti v závislosti na štíhlosti.....	61
Graf 4.2	Vliv štíhlosti na vzpěrnou pevnost tlačенého prutu v závislosti na třídě použité oceli.....	61
Graf 4.3	Příspěvek f_y na zvýšení σ_0 , srovnávací třída oceli je S 235.....	62
Graf 4.4	Příspěvek f_{ck} na zvýšení σ_0 , srovnávací třída betonu je C 12/15.....	62
Graf 4.5	Procentuální závislost poměru vzpěrné pevnosti a kritického napětí ocelobetonového prutu na e_0	63
Graf 4.6	Vliv použité třídy betonu v závislosti na poměru vzpěrné pevnosti a kritického napětí při měnící se e_0	63
Graf 4.7	Graf srovnávací vztahy (4.4) a (4.6) pro odpovídající poměrné počáteční excentricity.....	64
Graf 4.8	Průběh závislosti zatížení a přetvoření uprostřed délky prutu.....	67
Graf 4.9	Vliv využití plastické rezervy v závislosti na excentricitě zatížení.....	71
Graf 4.10	Porovnání křivek vzpěrnosti odvozených ze vztahu 4.9 a 4.10 při různých ekvivalentních excentricitách.....	73
Graf 4.11	Porovnání normových vztahů, rovnice (4.10) a experimentálních výsledků.....	74
Graf 4.12	Procentuální nárůst kritické síly prutu použitím betonů vyšší třídy.....	75
Graf 4.13	Vliv třídy oceli na procentuální nárůst normálové síly, při které je dosaženo meze kluzu oceli a meze pevnosti betonu na imperfektovaném prutu vůči ideálnímu prutu.....	75
Graf 4.14	Trendy nárůstu cen oceli a betonu s rostoucí jakostí charakteristické pro leden roku 2009.....	77
Graf 4.15	Sledovaný poměr únosnosti kompozitního sloupu podle [5] a ceny.....	77
Graf 4.16	Procentuální zastoupení jednotlivých složek ceny sloupu.....	77
Graf 4.17	Svázané emise CO_2	79
Graf 4.18	Svázané emise SO_2	79
Graf 4.19	Svázaná energie.....	79
Graf 4.20	Hmotnost.....	79
Graf 4.21	Redukce hmotnosti v závislosti na třídě použité oceli.....	79
Graf 4.22	Procentuální vyjádření stupně recyklovatelnosti, referenční typ byl volen železobetonový průřez ŽB 280.....	79
Graf 5.1	a) Dokonale a lineárně pružný Hookův prvek.....	82

Graf 5.2	Obecný průběh pracovního diagramu oceli v tahu a tlaku [42]	82
Graf 5.3	Trilineární pracovní diagram oceli [40]	82
Graf 5.4	Pracovní diagram betonu s rozdílným chováním v tlaku a v tahu [40]	84
Graf 5.5	Korelace mezi zatížením a deformací uprostřed výšky nosníku pro válcované profily HEA 140	86
Graf 5.6	Závislost mezi zatížením a deformací uprostřed výšky nosníku pro svařované profily	87
Graf 5.7	Porovnání experimentálních dat s modely s vloženou počáteční imperfekcí $L/500$	88
Graf 6.1	Tahové diagramy oceli S 420	94
Graf 6.2	Srovnání únosností dosažených při zatěžovacích zkouškách s normativní únosností	98
Graf 6.3	Srovnání únosností dosažených při zatěžovacích zkouškách s normativní únosností a vztahem pro vzpěrnou pevnost N_0 podle rovnice (4.10)	98
Graf 6.4	Vzpěrná únosnost prutu u velkých štíhlostí je ovlivněna Eulerovou kritickou silou, další zvyšování pevnosti betonu bez růstu modulu pružnosti není ekonomicky výhodné	99
Graf 6.5	Průběh závislosti zatížení a přetvoření uprostřed délky prutu	99
Graf 6.6	Průběh únosnosti tlačěného prutu první skupiny sloupů při měnících se mechanických vlastnostech: a) proměnný modul pružnosti oceli E_a a betonu E_c ; b) proměnná mez kluzu oceli f_y a mez pevnosti betonu f_c	100
Graf 6.7	Průběh únosnosti tlačěného prutu druhé skupiny sloupů při měnících se mechanických vlastnostech: a) proměnný modul pružnosti oceli E_a a betonu E_c ; b) proměnná mez kluzu oceli f_y a mez pevnosti betonu f_c	101
Graf 6.8	Tahové diagramy oceli S 235 a S 355	104
Graf 6.9	Závislost krychelné pevnosti betonu v tlaku a sečnového modulu pružnosti v tlaku podle [2]	106
Graf 6.10	Průběh přetvoření uprostřed délky prutu v závislosti na vnesené síle pro pruty tvořené pouze ocelí: a) S 235, b) S 355	108
Graf 6.11	Průběh přetvoření uprostřed délky prutu v závislosti na vnesené síle pro pruty tvořené kombinací oceli a betonu: a) S 235 + C 55/67, b) S 355 + C 55/67	108
Graf 6.12	Průběh přetvoření uprostřed délky prutu v závislosti na vnesené síle pro pruty tvořené kombinací oceli a betonu: a) S 235 + C 70/85, b) S 355 + C 70/85	109
Graf 6.13	Grafické porovnání experimentálních výsledků s normovými hodnotami	110
Graf 7.1	Porovnání pilotního a hlavního experimentu s křivkami vzpěrnosti podle [3] a [6]	112
Graf 7.2	Proložení exponenciální regrese experimentálních výsledků ocelobetonových průřezů křivkou vzpěrnosti n_0 podle rovnice (4.10)	113
Graf 7.3	Grafické porovnání experimentu [45] s křivkami vzpěrnosti podle [3] a [6]	113
Graf 7.4	Rozdělení napětí po průřezu uprostřed délky prutu změřené na druhé skupině sloupů pilotního experimentu	114
Graf 7.5	Průběh napětí u prutů tvořených ocelí třídy S 235 a betonem C 55/67 vs. S 355 + C 55/67	115
Graf 7.6	Průběh napětí u prutů tvořených ocelí třídy S 235 a betonem C 70/85 vs. S 355 + C 70/85	115
Graf 7.7	Průběh napětí u prutů tvořených ocelí třídy S 235 a betonem C 70/85 (H6) vs. S 355 + C 70/85 s výsušnou trhlinou (H14), která se rovněž vyskytovala u prutu H15.	116

SEZNAM TABULEK

Tab. 1.1 Jmenovité hodnoty meze kluzu f_y a meze pevnosti v tahu f_u za tepla válcovaných ocelí podle ČSN EN 1993-1-1[3].....	21
Tab. 1.2 Jmenovité hodnoty meze kluzu f_y a meze pevnosti v tahu f_u za tepla válcovaných ocelí podle ČSN EN 1993-1-12[4].....	21
Tab. 1.3 Pevnostní třídy betonu a jejich charakteristiky podle ČSN EN 1992-1-1 [2].....	24
Tab. 2.1 Návrhové hodnoty imperfekcí ve tvaru počátečního prohnutí [3].....	44
Tab. 2.2 Křivky vzpěrné pevnosti a imperfekce prutu pro ocelobetonové průřezy [5].....	45
Tab. 2.3 Ekvivalentní imperfekce z experimentálních dat pilotního testu podle Southwellovy metody.....	46
Tab. 2.4 Křivky vzpěrné pevnosti a imperfekce prutu pro ocelobetonové průřezy [5].....	54
Tab. 2.5 Porovnání přístupů.....	55
Tab. 2.6 Průřezová konstanta, α_b	57
Tab. 4.1 Procentuální rozdíly σ_0 prutu s excentricitou zatížení a prutu zakřiveného podle sinusoidy.....	65
Tab. 4.2 Ekvivalentní imperfekce určené pomocí Southwellovy metody.....	70
Tab. 4.3 Srovnání poměru f_y/f_u pro jednotlivé třídy oceli.....	70
Tab. 4.4 Přehled porovnávaných profilů.....	76
Tab. 4.5 Přehled porovnávaných tříd betonů [2].....	76
Tab. 4.6 Přehled porovnávaných tříd ocelí [3], [4].....	76
Tab. 4.7 Označení a druhy posuzovaných sloupů.....	78
Tab. 4.8 Environmentální charakteristiky materiálů podle [37], [38], [39].....	78
Tab. 6.1 Přehled zkušebních těles.....	93
Tab. 6.2 Materiálové charakteristiky betonu zkušebních těles s válcovaným profilem HEA 140.....	94
Tab. 6.3 Materiálové charakteristiky betonu zkušebních těles se svařovaným H profilem.....	94
Tab. 6.4 Materiálové charakteristiky oceli zkušebních těles.....	95
Tab. 6.5 Geometrické imperfekce střednice prutu profilu HEA 140.....	95
Tab. 6.6 Geometrické imperfekce střednice prutu svařovaného profilu H 160.....	96
Tab. 6.7 Průměrné hodnoty imperfekcí prutů získaných ze Southwellovy metody.....	97
Tab. 6.8 Porovnání variačních koeficientů mechanických vlastností oceli a betonu s variačním koeficientem výsledků experimentu dané skupiny sloupů.....	102
Tab. 6.9 Srovnávací tabulka.....	102
Tab. 6.10 Přehled zkušebních těles.....	103
Tab. 6.11 Materiálové charakteristiky betonu zkušebních těles.....	103
Tab. 6.12 Materiálové charakteristiky oceli zkušebních těles.....	104
Tab. 6.13 Geometrické imperfekce střednice prutu profilu HEA 160.....	105
Tab. 6.14 Mezní únosnost zkušebních těles.....	107
Tab. 6.15 Průměrné hodnoty imperfekcí prutů.....	107
Tab. 6.16 Tabulkové porovnání experimentálních výsledků s normovými hodnotami.....	110
Tab. 7.1 Porovnání průměrných hodnot maximálních napětí naměřených na straně prutu, která přecházela do tahu.....	116

1 ÚVOD

1.1 Téma práce

Do roku 1950 se užívalo betonové směsi nízké pevnosti a byl zanedbán příspěvek betonu k únosnosti a stabilitě sloupu. Později se ukázalo, že lze dosáhnout jisté úspory při užití lepší kvality betonu a navrhování sloupu jako kompozitní prut. Dnes užitím vysokohodnotných materiálů je možné docílit vyšší únosnosti při zachování či zlepšení užitečných vlastností prutu [12], [13]. Technologie výroby vysokopevnostních ocelí a vysokohodnotných betonů snižuje geometrické a strukturální imperfekce. Výroba stavebních ocelí a výrazné změny v technologii betonu za posledních 20 let směřují k významnému zvyšování pevnosti oceli a umožňují navrhovat a vyrábět betony pro stavební užití s pevností v tlaku až 200 MPa a oceli s mezí kluzu přes 1000 MPa. Užití kompozitních konstrukcí, zejména kombinace betonu a oceli, je nejvýhodnější u ohýbaných a tlačných prutů, kde je nejen využito výhodných vlastností obou materiálů s ohledem na mezní stavy, ale i vzájemné spolupůsobení před jinými negativními vlivy, které snižují únosnost a použitelnost, jako je například koroze oceli nebo vliv požáru.

Tématem disertační práce je problematika vzpěrné pevnosti a únosnosti ocelobetonových sloupů s využitím materiálů vyšších pevností. Práce je zaměřena na chování částečně obetonovaného H-průřezu při centrickém tlaku. Hlavním důvodem užití kombinace oceli a betonů vyšších jakostí v tlačných prutech je zvýšení vzpěrné pevnosti a únosnosti prutu. U ocelobetonového tlačného prutu má však rozhodující roli tuhost a štíhlost, která redukuje vzpěrnou únosnost a velikost kritické síly, proto je třeba optimalizovat návrh konstrukce vzhledem k plnému využití vlastností materiálů vyšších pevností. Oceli vyšších pevností v tlačných prutech vedou k návrhu subtilnějších profilů, avšak toto směřuje k problémům globální i lokální ztráty stability. Tyto problémové aspekty může řešit užití betonů vyšších pevností. U těchto typů konstrukcí se předpokládá, že beton přebírá část osového zatížení, brání vzniku lokální ztráty stability, zvyšuje tuhost a kritickou sílu, ale hlavně redukuje celkovou štíhlost ocelového prutu, která pak zvyšuje jeho vzpěrnou pevnost [48], [49].

Dalšími faktory, které ovlivňují únosnost, je provedení konstrukčních detailů, způsobu uložení konstrukce a výskytu imperfekcí. Zavedením imperfekcí do výpočtu nabývají oceli a betony vyšších pevností na významu, zejména při zohlednění účinků podle teorie II. řádu.

V neposlední řadě je rozhodujícím faktorem návrhu těchto konstrukcí cena materiálů, která se paralelně zvyšuje s rostoucí jakostí, je tedy nutné formulovat zásady pro optimalizaci návrhu z hlediska ceny, ale i z hlediska např. environmentálních aspektů konstrukce (svázané emise CO₂ a SO_x, svázaná spotřeba energie). Koncepce výroby nových stavebních konstrukcí, například použití ocelobetonových sloupů z materiálů vyšších pevností koresponduje s požadavky udržitelné výstavby, které jsou založeny na redukci čerpání primárních neobnovitelných surovin.

Je ale zřejmé, že používání těchto materiálů nemůže být založeno jen na rutinních postupech navrhování tradičních ocelobetonových sloupů, ale musí být podloženo vývojem návrhových postupů a také vývojem nových konstrukčních systémů, které umožní využití příznivých vlastností těchto materiálů.

V disertační práci jsou shrnuty dosavadní poznatky z problematiky centricky tlačенých ocelobetonových sloupů, tvořených částečně obetonovaným H-profilem. Práce se dále zabývá popisem skutečného chování z hlediska jednotlivých parametrů ovlivňujících výslednou mezní vzpěrnou únosnost sloupů z materiálů vyšších pevností.

Sledovány jsou mechanismy porušení centricky tlačенých sloupů při vzpěrném tlaku vzhledem k různým typům pevnostních tříd ocelí a betonů.

Souběžně s prováděnými experimenty jsou sestavovány numerické modely popisující danou problematiku. Tyto numerické modely mohou rozšířit pohled na vliv jednotlivých parametrů v širším rozsahu než dovolují možnosti laboratoře, také minimalizují potřebu dalších finančně nákladných zkoušek, které by byly nutné, pokud by se postupovalo pouze cestou experimentální. Experimenty tak zároveň slouží k verifikaci těchto sestavovaných numerických modelů.

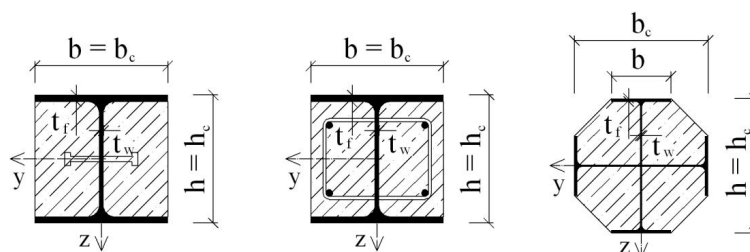
1.2 Typy a rozdělení ocelobetonových sloupů

Tvar průřezu ocelobetonového sloupu bývá povětšinou definován typem použitého ocelového prutu, který spolu s betonem tvoří kompozitní průřez. Ocelobetonové sloupy lze pak dělit jako sloupy s částečně obetonovaným, plně obetonovaným, nebo uzavřeným vybetonovaným ocelovým průřezem. Částečně nebo plně obetonované průřezy splňují vysoké požadavky na požární odolnost, avšak problematickým se jeví ve stavební praxi provádění přípojů, které vyžadují náročnější technické řešení. Mezi hlavní výhody jistě patří dobrá vizuální kontrola obetonování ocelového průřezu a pak také cena. Vyšší estetické hledisko a

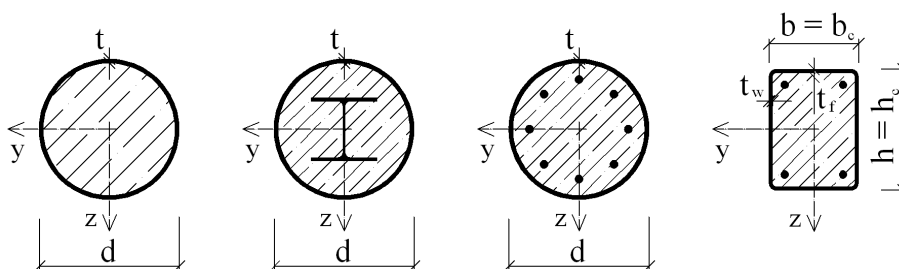
relativně jednoduché řešení přípojů nabízí ocelobetonové sloupy s vyplněným průřezem. V neprospěch tohoto řešení hovoří jen cena a nižší požární odolnost.

Rozdělení ocelobetonových sloupů podle typu průřezu:

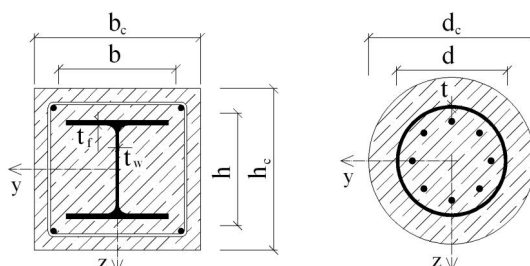
Částečně obetonované průřezy



Duté kruhové a pravoúhlé vybetonované průřezy



Obetonované průřezy



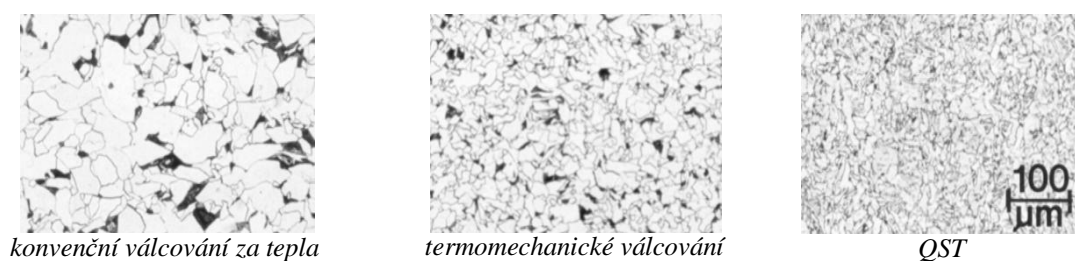
1.3 Materiálové charakteristiky ocelí a betonů vyšších pevností

Materiálové vlastnosti a chování ocelí vyšších pevností se výrazně liší od vžitě představy chování běžných stavebních ocelí. Paralelně se zvyšováním meze kluzu dochází ke snížení plastické rezervy a tažnosti oceli. U vysokopevnostních a některých vysokohodnotných betonů dochází především ke zvýšení sečného modulu pružnosti, avšak podobně jako u ocelí, tyto betony se stávají křehčími. Následující text porovnává chování materiálů běžně používaných a obecně známých, s materiály novými a ve stavební praxi opomíjenými.

1.3.1 Oceli vyšších pevností – (HSS)

Na našem trhu jsou dnes běžně dostupné oceli pevnostních tříd S 420 a S 460 jak ve formě válcovaných tyčí, tak i plechů. Oceli tříd S 500 a výše jsou pak dostupné pouze ve formě plechů.

Tradiční způsob výroby běžné oceli spočívá v přidávání legujících přísad a válcování při řízených teplotách. Tato technika zpracování oceli má však jistá omezení a jedním z nich je i nemožnost výrazně snížit hodnotu obsahu uhlíku v oceli což má za následek horší tvárnost a svařitelnost. Naproti tomu vysoké meze kluzu a meze pevnosti je dosaženo termomechanickým válcováním s kalením a následně pak temperováním (QST) při 600 °C. Tento proces výrazně zvyšuje mez kluzu, pevnost oceli a zjemňuje mikrostrukturu oceli, (Obr. 1.1). Vzhledem k mnohem nižším hodnotám uhlíku ve srovnání s konvenčními konstrukčními oceli, je svařitelnost a tvárnost výrazně lepší. Také je omezeno snižování hodnoty meze kluzu vzhledem k měnící se tloušťce plechu. Chemické složení se téměř nemění při porovnání s konvenčními oceli.

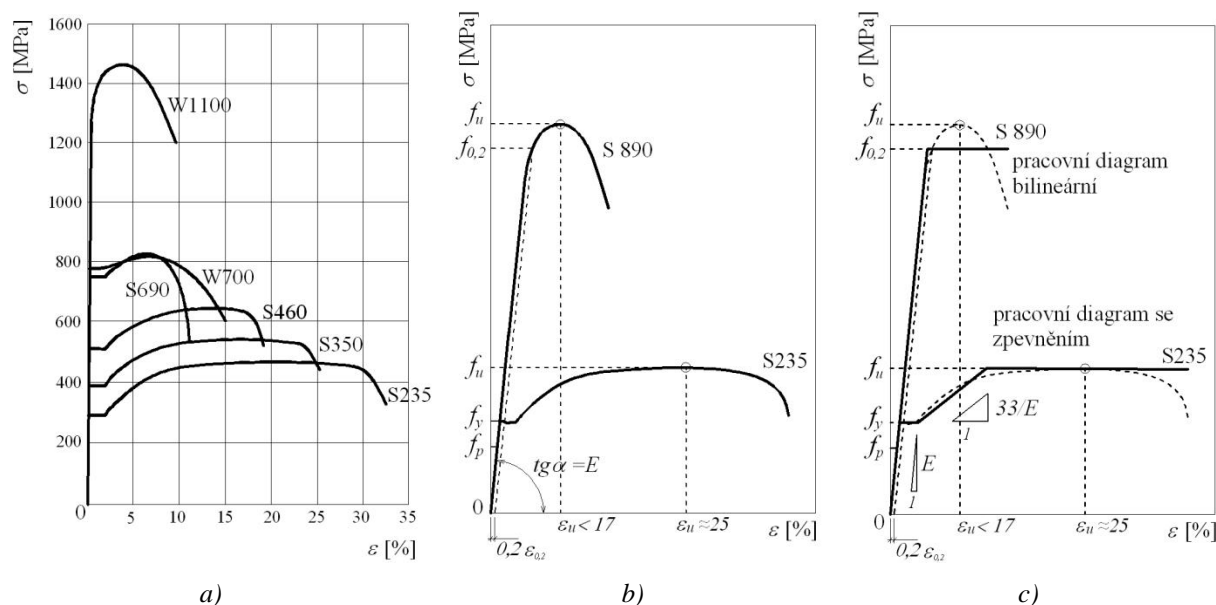


Obr. 1.1 Zvyšování jemnosti zrna vlivem zpracování oceli [16]

Hodnota modulu pružnosti je shodná s modulem pružnosti běžných ocelí. Oceli avšak mají nižší míru tažnosti, například minimální tažnost, tj. poměrné prodloužení při přetržení oceli je u třídy S 460 17 % (tažnost oceli S 235 je okolo 25 %), také plastická rezerva se ze zvyšující pevností materiálů snižuje [17].

Závislost mezi napětím a poměrným protažením je víceméně až do meze kluzu f_y lineární. Pro obyčejnou stavební ocel je typický diagram naznačen v grafu 1.1a. Mez kluzu je okamžik, kdy se v průběhu zatěžování vzorek protahuje, aniž by se zvyšovalo zatížení. Ocel se po překonání meze kluzu znovu zpevní a po dosažení meze pevnosti f_u se přetrhne. U běžných stavebních ocelí lze na pracovním diagramu odlišit bod, v němž přestává platit Hookův zákon. Tento bod definuje tzv. mez úměrnosti. Při přesnějším měření lze odlišit mez pružnosti, obvykle se však příliš neliší od meze úměrnosti. Při překročení napětí nad mez pružnosti dochází po poklesu zatížení k trvalé plastické deformaci. Oceli vyšších pevností při použití legovacích přísad nebo oceli zpevněné

termomechanickým tvářením mají pracovní diagram odlišný, (Graf 1.1b). Mez kluzu je vyznačena na diagramu tzv. smluvní mezí kluzu $f_{0,2}$, tj. odpovídající trvalé poměrné deformaci $\varepsilon = 0,002 = 0,2 \%$.



Graf 1.1 Vzájemné porovnání pracovních diagramů oceli, dovolená zjednodušení pro potřeby dimenzování

Norma a pevnostní třída oceli	Jmenovitá tloušťka prvku t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [MPa]	f_u [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540

Tab. 1.1 Jmenovité hodnoty meze kluzu f_y a meze pevnosti v tahu f_u za tepla válcovaných ocelí podle ČSN EN 1993-1-1[3]

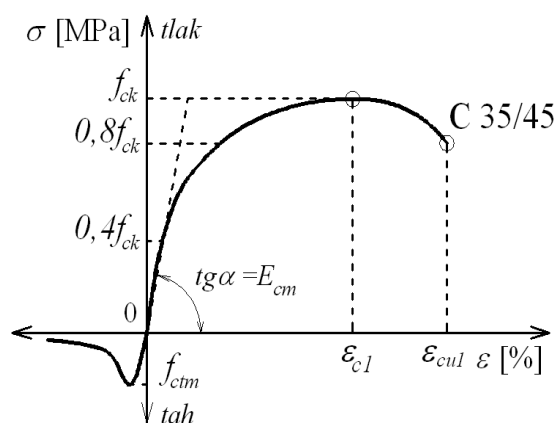
EN 10025-6 Pevnostní třída a jakost oceli	Jmenovitá tloušťka prvku t [mm]					
	$t \leq 50$ mm		$50 \text{ mm} < t \leq 100$ mm		$100 \text{ mm} < t \leq 150$ mm	
	f_y [MPa]	f_u [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
S 500Q/QL/QL1	500	590	480	590	440	540
S 550Q/QL/QL2	550	640	530	640	490	590
S 620Q/QL/QL3	620	700	580	700	560	650
S 690Q/QL/QL4	690	770	650	760	630	710

Tab. 1.2 Jmenovité hodnoty meze kluzu f_y a meze pevnosti v tahu f_u za tepla válcovaných ocelí podle ČSN EN 1993-1-12[4]

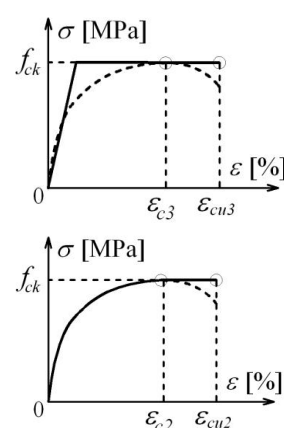
1.3.2 Betony vyšších pevností – (HSC, HPC)

U betonu je závislost mezi napětím σ_c a poměrným přetvořením betonu ε_c od krátkodobého zatížení v tlaku, výrazně nelineární. Větev pracovního diagramu betonu v tlaku je přibližně parabolická. Je to především způsobeno křehkostí vazby mezi cementovým tmelem a kamenivem, pracovní diagramy jednotlivých složek betonu jsou však víceméně lineární. Na rozhraní mezi tmelem a zrnem kameniva vzniknou již za relativně nízkého napětí mikrotrhliny. Důsledkem toho je „změkčení“ betonu, které se projeví zaoblením větve pracovního diagramu (Graf 1.2).

Oblast lineárního chování betonu platí až do meze úměrnosti, která je asi na úrovni 40 % pevnosti betonu. Nad touto hranicí leží oblast vytváření mikrotrhlin, tzv. kvazielastická oblast. Po jejím překročení, tj. zvýšením napětí nad 80 % f_c začne materiál vykazovat, výrazně nelineární chování a dochází ke vzniku plastických deformací. Jedná se o oblast zpevnění, kdy se již projevují výrazné nelineární podélné i příčné deformace. Dochází ke vzniku magistralních trhlin, tj. k rozvoji a následnému propojování mikrotrhlin. Hranice této oblasti je mez pevnosti betonu f_c , při jejímž dosažení vzniklé trhliny oddělí jednotlivé části betonu ve sloupky, které dále působí samostatně. Tato oblast se nazývá oblast změkčení. Tahová napětí vnášená příčně ke směru působícího tlaku proto vedou k výraznému oslabení betonu. Odpovídající trvalá poměrná deformace betonu ε_c při dosažení maximálního napětí v tlaku f_c se pohybuje mezi 0,2 - 0,3 % [18].



Graf 1.2 Pracovní diagram betonu obvyklé pevnosti – jednoosá napjatost



Graf 1.3 Pracovní diagramy betonu pro dimenzování

Tečnový modul pružnosti E_c roste s rostoucí pevností betonu a klesá s rostoucím napětím vneseným do betonu. Z tohoto důvodu je uvažován pro praktický návrh sečný modul pružnosti (Graf 1.2).

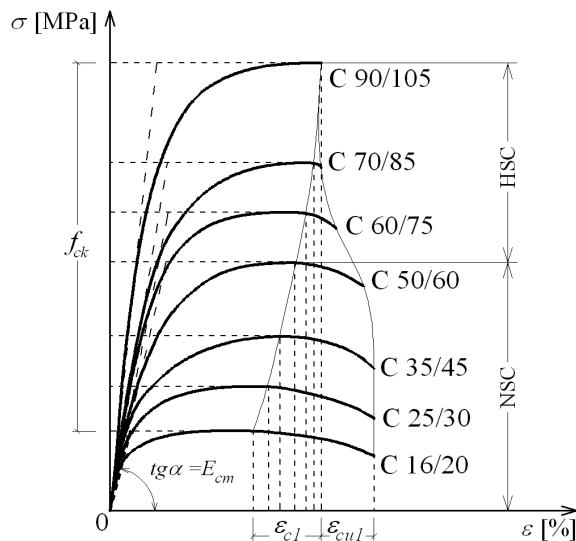
Při ovinutí betonu dochází k tzv. trojosé napjatosti. Dochází ke zvýšení pevnosti a také se prodlužuje plastická část pracovního diagramu. Hlavní důvodem nárůstu pevnosti je omezení příčné deformace, nedojde k vytvoření samostatně působících částí betonu, tj. zabránění vzniku magistrálních trhlin rovnoběžných ke směru zatěžování. Chování betonu v tlaku a v tahu je výrazně rozdílné, beton je materiál kvazikřehký. Pevnost v tahu betonu dosahuje zpravidla 8-15 % mezní pevnosti v tlaku f_c . Závislost mezi napětí a deformací je lineární do okamžiku dosažení maximální pevnosti v tahu, poté dochází k výraznému a náhlému změkčení.

Vysokopevnostní (HSC) a vysokohodnotné (HPC) betony charakterizují nikoliv pouze vysoké hodnoty mechanických vlastností, ale též zvýšené odolnosti (nepropustnost, chemické vlivy, abraze) při dobré zpracovatelnosti, neboť pevnost betonu a těsnost ztvrdlého cementového tmelu jsou v korelaci. Pevnost betonu závisí zejména na pevnosti cementového tmelu, a tedy na vodním součiniteli, stupni hydratace (stáří betonu) a typu cementu, u vysokopevnostních betonů dále na pevnosti kameniva. Podle použitých surovin a náročnosti výroby lze vysokopevnostní betony rozdělit do 3 základních skupin:

1. skupina – betony tříd C50/60 až C60/75 (w/c cca 0,30 až 0,40)
2. skupina – betony tříd C70/85 až C90/105 (w/c je cca 0,30 - 0,25)
3. skupina – betony tříd vyšších než C90/105 (w/c = 0,20 - 0,25)

Použití vysokopevnostních betonů je výhodné tam, kde je nutno zajistit dostatečnou únosnost prvků v tlaku, popřípadě ve smyku. Roste také modul pružnosti a chování se již podstatně liší od vžitě představy betonu jako pružně-plastického materiálu. Pokud pozorujeme pracovní diagram betonu s normální pevností (Graf. 1.2), můžeme zpočátku pozorovat lineární část větve, ve které platí (alespoň částečně) Hookův zákon. Po dosažení jisté hodnoty napětí se projeví odchylka od lineární pružného chování, což se projevuje větší deformací při dalším zvětšování zatížení. Po dosažení tlakové pevnosti dochází k deformačnímu změkčení a poté k porušení betonového prvku.

U vysokohodnotného betonu je lineární část mnohem delší a naopak rozsah deformačního změkčení mnohem menší (Graf 1.4). Napětí je přímo úměrné přetvoření přibližně do 40 až 45 % [18] mezní hodnoty napětí, teprve potom nastává odklon od pomyslné přímky, ani tehdy však nedochází k výraznější plastizaci betonu naopak k porušení dochází poměrně náhle [19], [20]. Betony jsou tedy výrazně křehčí a na rozdíl od běžných betonů, dochází i k porušení kameniva.



Graf 1.4 Pracovní diagramy betonů



Obr. 1.2 Typické porušení betonového vzorku při tlakové zkoušce

Výhodou HSC a HPC jsou vysoké pevnosti - 80 až 400 MPa; příznivě (vysoké) hodnoty statického modulu pružnosti v tlaku; velmi nízká difusní propustnost – snížení rychlosti karbonatce, sulfatace a působení korozivního prostředí, vyšší trvanlivost; ekologicky příznivější - nižší celková spotřeba materiálů; jednodušší betonování vlivem zmenšení stupně vyztužení; nižší smršťování od vysychání betonu - (snížením vodního součinitele).

Nevýhodou HPC je komplikovanější složení - superplastifikátory, zpomalovače tuhnutí, mikroplniva, stabilizátory atd.; vyšší preciznost při výrobě; ošetřování; intenzivnější vývoj hydratačního tepla; nezanedbatelné autogenní smršťování – HPC w/c = 0,2 – 0,35 po několika dnech 0,15 až 0,25 mm/m, běžný beton s w/c = 0,50 dosahuje hodnot 0,10 mm/m až po cca. 1 roce; zvyšování křehkosti betonů paralelně se zvyšováním jejich pevnosti [20].

	třída betonu	f_{ck} [MPa]	$f_{ck,cube}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	ϵ_{c1} [%]	ϵ_{cu1} [%]	ϵ_{c2} [%]	ϵ_{cu2} [%]	ϵ_{c3} [%]	ϵ_{cu3} [%]	E_{cm} [GPa]
NSC (normal strength concrete)	C 12/15	12	15	1,6	0,18	0,35	0,20	0,35	0,18	0,35	27
	C 16/20	16	20	1,9	0,19						29
	C 20/25	20	25	2,2	0,20						30
	C 25/30	25	30	2,6	0,21						31
	C 30/37	30	37	2,9	0,22						33
	C 35/45	35	45	3,2	0,23						34
	C 40/50	40	50	3,5	0,23						35
	C 45/55	45	55	3,8	0,24						36
C 50/60	50	60	4,1	0,25	37						
HSC (high strength concrete)	C 55/67	55	67	4,2	0,25	0,32	0,22	0,31	0,18	0,31	38
	C 60/75	60	75	4,4	0,26	0,30	0,23	0,29	0,19	0,29	39
	C 70/85	70	85	4,6	0,27	0,28	0,24	0,27	0,20	0,27	41
	C 80/95	80	95	4,8	0,28	0,28	0,25	0,26	0,22	0,26	42
	C 90/105	90	105	5,0	0,28	0,28	0,26	0,26	0,23	0,26	44

Tab. 1.3 Pevnostní třídy betonu a jejich charakteristiky podle ČSN EN 1992-1-1 [2]

2 SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY CENTRICKY TLAČENÝCH PRUTŮ

Současný stav řešení problematiky centricky tlačených prutů je rozdělen v této práci na vyšetřování stability homogenního prutu a prutu složeného ze dvou rozdílných materiálů - nehomogenní - kompozitní prut.

2.1 Vzpěr celistvých prutů – homogenní prut

Analýza tlačeného celistvého prutu lze rozdělit do dvou základních kategorií.

Analýza ideálního prutu, tedy prutu s nepřítomností imperfekcí, jehož geometrické a materiálové parametry lze přesně stanovit.

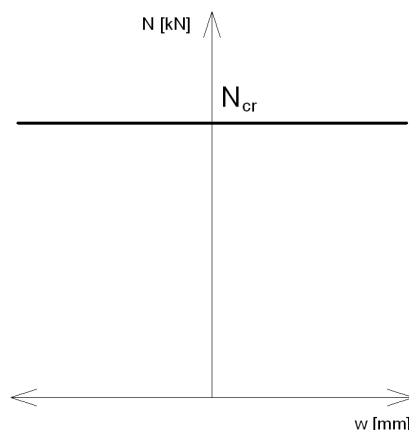
Analýza reálného prutu, tedy prutu zatíženého geometrickými, strukturálními a konstrukčními imperfekcemi. Tyto imperfekce jsou v podstatě náhodné veličiny a to jak ve smyslu směru, tak ve smyslu velikosti. Podle normových předpisů mohou být imperfekce zaváděny prostřednictvím ekvivalentních veličin a postupů.

2.1.1 Ideální tlačený prut

Ideální prut je dokonale přímý, uvažujeme lineárně pružný materiál řídící se Hookovým zákonem. Statická rovnováha je vyšetřována na nedeformované konstrukci podle teorie I. řádu. Účinky II. řádu lze zohlednit jejich nepřímým zavedením ve formě součinitelů vzpěrné únosnosti. Pracovní diagram běžných stavebních ocelí se řídí Hookovým zákonem až do meze pružnosti, toto kritérium je posunuto na mez kluzu, tzn., že únosnost průřezu je vyčerpána, je-li v nejvíce namáhaném místě dosaženo meze kluzu.

Stabilita ideálního prutu

První matematické odvození ztráty stability centricky tlačeného prutu kloubově uloženého publikoval v roce 1744 Leonhard Euler. Předpokládá se, že při zatížení ideálního prutu osovou silou na obou koncích stejně velkou dochází k bifurkaci prutu, tj. rozdvojení rovnováhy, jenž nastává, jestliže osové zatížení prutu dosáhne hodnoty kritické síly N_{cr} . Přímý prut, který je ve stabilním stavu po dosažení kritické síly, se stává nestabilní; dochází k náhlému vybočení do strany a deformace prutu narůstá do nekonečna [21]. Ve vybočeném stavu je znám průběh průhybu a vnitřních sil prutu, avšak velikosti jsou neurčitě. Tento stav, kdy $N = N_{cr}$, označujeme za rovnovážný stav indiferentní.



Graf 2.1 Rovnovážný stav, bifurkace prutu

Výpočet kritické síly vychází z diferenciální rovnice ohybové čáry druhého řádu, která je odvozena pro křivost rovinné čáry v oblasti malých deformací.

$$w(x)'' = -\frac{M}{EI}. \quad (2.1)$$

Uvážením vlivu momentu podle teorie II. řádu, tedy vlivu změny geometrie prutu na podmínky rovnováhy, lze napsat diferenciální rovnice ohybové čáry ve tvaru

$$EIw(x)'' + Nw(x) = 0. \quad (2.2)$$

po úpravě, kde $\frac{N}{EI} = k^2$, dostáváme homogenní lineární diferenciální rovnici s konstantními koeficienty ve tvaru

$$w(x)'' + k^2 \cdot w(x) = 0; \quad (2.3)$$

obecné řešení rovnice je

$$w(x) = C_1 \cdot \sin kx + C_2 \cdot \cos kx, \quad (2.4)$$

určením integračních konstant C_1 a C_2 , dosažením okrajových podmínek pro kloubově uložený prut $w(0) = w(l) = 0$, bude mít, při ztrátě stability, rovnice ohybové čáry prutu zakřiveného ve tvaru jedné sinusové půlvlny tvar

$$w = C \cdot \sin \frac{n\pi x}{L} \quad (2.5)$$

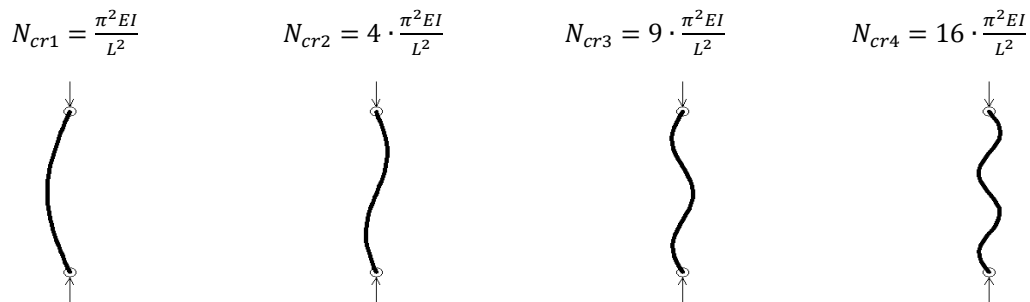
a spektrum kritických sil

$$N_{crk} = n^2 \cdot \frac{\pi^2 EI}{L^2}, \quad (2.6)$$

z nichž je nejvýznamnější kritická síla s proměnnou $n = 1$, označuje se jako Eulerova kritická síla N_{cr}

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}. \quad (2.7)$$

Prut při ztrátě stability vybočí v jedné sinusové půlplně, ostatní tvary ztráty stability nastávají při vyšší kritické síle [21].



Obr. 2.1 Tvary vybočení prutu

Eulerovo řešení stability platí pouze v oblasti platnosti Hookova zákona, tedy v pružné oblasti. Hodnota kritické síly není ohraničena vlastnostmi skutečného materiálu, u oceli uvažujeme pružnou oblast do meze pružnosti $f_p = 0,8f_y$ a odtud pro kritické napětí platí

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \leq 0,8f_y. \quad (2.8)$$

Ze vztahu (2.8) lze odvodit závislost kritického napětí na štíhlosti, tj. Eulerovu hyperbolu, která je platná do meze pružnosti oceli, neboli do hodnoty štíhlosti λ_p

$$\lambda_p = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{0,8f_y}}. \quad (2.9)$$

Jestliže však platí $\lambda < \lambda_p$, přechází prut do stádia, kdy je již v rovnovážném stavu nepružně stlačen. Kritické zatížení je větší než zatížení na mezi pružnosti skutečné oceli. Platnost Eulerovy stability je však omezena jen na pružnou oblast, tj. pro $E = konst.$, jde o ztrátu stability v nepružném oboru.

Engesserova-Kármánova a Engesserova-Shanleyho teorie se zabývá hledáním kritické síly v nepružném oboru, kdy centricky tlačенý přímý prut přechází do nestabilního stádia [22], [23].

Základem je první Engesserova teorie (Tangent-modulus theory), která uvažuje pracovní diagram oceli, který je v nepružné oblasti řízen okamžitým tečným modulem E_t . Předpokládá se, že v tlačенém prutu při ztrátě stability dochází ke vzniku nerovnoměrného rozdělení napětí od ohybu. Napětí od tlaku je na konvexní straně odlehčováno, kdežto na konkávní straně přitěžováno. Odlehčení i přitížení se řídí tečným modulem E_t , který lze pro běžné stavební oceli uvažovat podle vztahu (2.10) [22]:

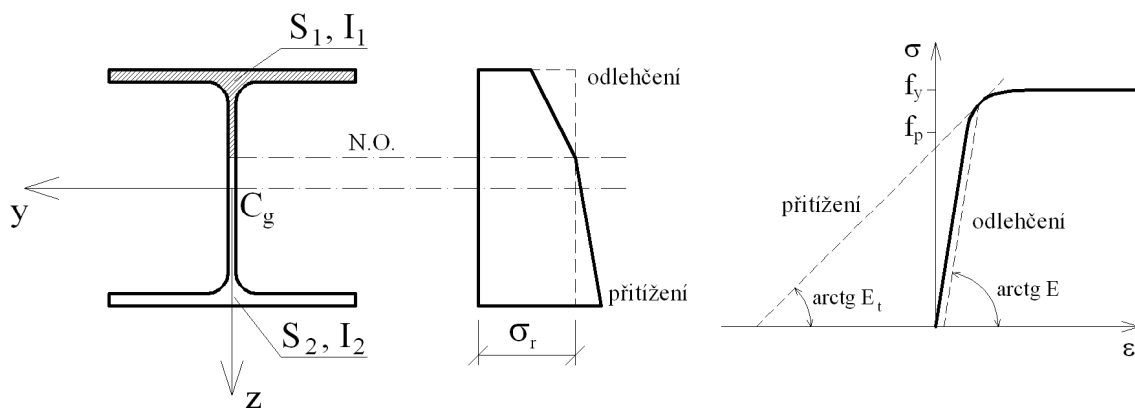
$$E_t = E \cdot \left[1 - \left(\frac{\sigma - f_p}{f_y - f_p} \right)^2 \right] \quad (2.10)$$

Prut vybočí po dosažení kritické síly N_t , resp. napětí σ_t

$$N_t = \frac{\pi^2 E_t I}{l^2}, \quad \sigma_t = \frac{\pi^2 E_t}{\lambda^2} = \sigma_{cr} \frac{E_t}{E}. \quad (2.11)$$

Síla je pak po rozdvojení rovnováhy konstantní, neutrálná osa prochází těžištěm. Napětí v odlehčené části průřezu klesne pod hodnotu σ_t .

Druhá Engesserova teorie potvrzená zkouškami Kármána (Engesserova-Kármánova teorie – reduced-modulus theory) uvažuje taktéž pracovní diagram oceli, který je v nepružné oblasti řízen okamžitým tečným modulem E_t , avšak odlehčení se řídí modulem pružnosti E , tedy klesne podle Hookova zákona [22]. Průběh napětí v průřezu se neřídí stejným modulem pružnosti, při ztrátě stability dochází k posunu polohy neutrálné osy mimo těžiště.



Obr. 2.2 Rozdělení napětí podle Engesserovy-Kármánovy teorie

Dosažením do součtové a momentové podmínky rovnováhy (2.12) dostáváme:

$$E_t S_1 = E S_2 \quad (2.12)$$

$$(E_t I_1 + E I_2) w(x)'' + N w(x) = 0 \quad (2.13)$$

kde S_1 a S_2 jsou statické momenty ploch, I_1 a I_2 jsou momenty setrvačnosti ploch podle Obr. 2.2 k posunuté neutrálné ose. Pro idealizovaný průřez I je pak redukovaný modul, neboli Engesser-Kármánův modul roven:

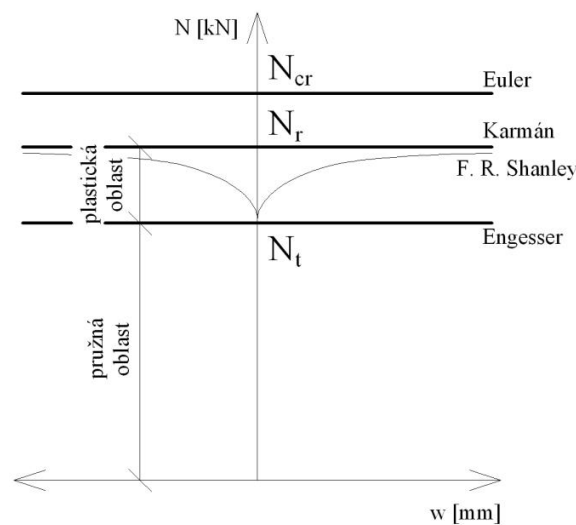
$$E_r = \frac{E_t I_1 + E I_2}{I} \quad (2.14)$$

Dosažením do rovnice (2.13), při splnění okrajových podmínek pro kloubově uložený prut, dostáváme Engesserovu-Kármánovu kritickou sílu:

$$N_r = \frac{\pi^2 E_r I}{l^2} \geq N_t, \quad \sigma_r = \frac{\pi^2 E_r}{\lambda^2} \geq \sigma_t \quad (2.15)$$

Prut vybočí ve chvíli, kdy osová síla dosáhne N_r , nastane odlehčení, přičemž napětí neklesne pod hodnotu σ_t .

Engesserova-Shanleyho teorie poopravuje předchozí předpoklady. První i druhá Engesserova teorie předpokládá, že vybočení nastane při konstantní síle a jakmile osová síla dosáhne N_t nebo N_r , dojde k rozdělení rovnováhy. Stejně jako u Eulerovy stability, je ve vybočeném stavu znám průběh průhybu a vnitřních sil prutu, avšak velikosti jsou neurčité, dochází k nekonečně rychlému vzdalování dvou stabilních stavů.



Graf 2.2 Rozdělení rovnováhy ideálního prutu v plastické oblasti

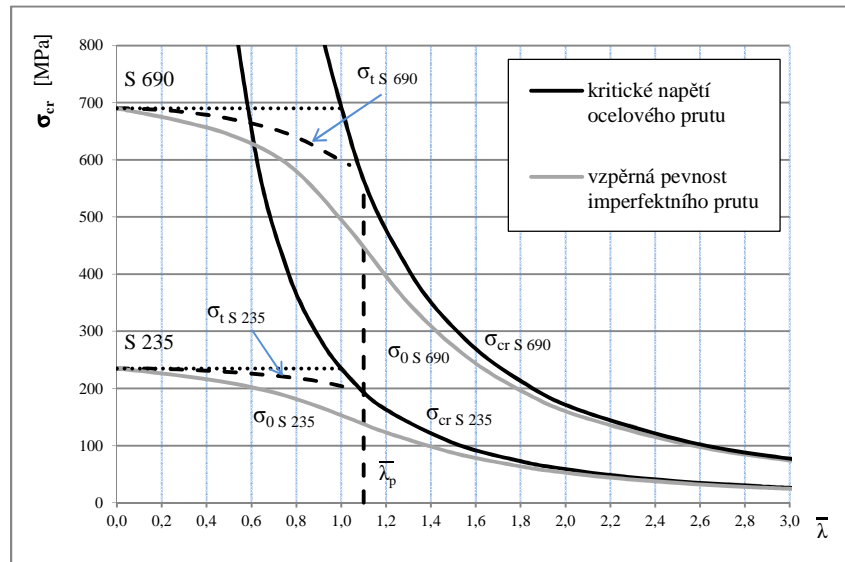
Shanley uvádí, že jakmile zatížení dosáhne N_t , dochází k vybočení souběžně s růstem osové síly, přičemž zpočátku nedochází k odlehčení, zatížení roste velmi rychle. Při osové síle $N_t \leq N \leq N_r$ je rovnovážný stav stabilní, lze určit jednoznačnou závislost mezi zatížením a deformací. Pro kritické síly pak platí $N_{cr} > N_r > N_t$. Nejmenší napětí, při kterém dojde k rozdělení rovnováhy je pak σ_t , pro které lze získat po úpravách kvadratickou rovnicí (2.16):

$$\sigma_t^2 - \left(1,6f_y - 0,04 \frac{f_y^2}{\sigma_{cr}}\right) \sigma_t + 0,6f_y^2 = 0. \quad (2.16)$$

Vyjádřením σ_t určíme kritické napětí v nepružné oblasti jako funkci dvou proměnných, tj. meze kluzu f_y a štíhlosti λ

$$\sigma_t = f_y \left[0,8 - 0,02 \frac{f_y}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(0,8 - 0,02 \frac{f_y}{\sigma_{cr}}\right)^2 - 0,6} \right]. \quad (2.17)$$

Běžné stavební oceli vykazují zanedbatelné rozdíly křivek kritického napětí σ_t a σ_r , zaoblení křivky v oblasti od meze pružnosti do meze kluzu je malé [24]. Oceli vyšších pevností vykazují po dosažení meze kluzu zpevnění. Vliv zpevnění se však projeví až v oblasti malých štíhlostí, které se ve stavební praxi u tlačných sloupů vyskytují jen zřídka.



Graf 2.3 Průběh kritického napětí centricky tlačného prutu

Graf 2.3 znázorňuje průběh kritického napětí, které je řízeno v pružné oblasti Eulerovou hyperbolou a v nepružné oblasti pak napětím podle rovnice (2.17).

Centricky tlačný dvouose symetrický prut

V obecném případě u dvouose symetrického prutu, kloubově uloženého v ohybu i kroucení, nastává ztráta stability třemi způsoby: rovinným vzpěrem, tedy vybočením v jedné ze dvou hlavních rovin setrvačnosti, které jsou totožné s rovinami souměrnosti, a prostorovým vzpěrem o jedné složce posunutí, tj. pootočením kolem osy prutu.

Označíme-li hlavní osy setrvačnosti Y a Z, pak nastává rovinný vzpěr ve směru osy Y, rovinný vzpěr ve směru osy Z a prostorový vzpěr kroucením ω [25].

Příslušnou kritickou silou pro jednotlivé způsoby ztráty stability označíme pak N_y , N_z a N_ω . Prut ztratí stabilitu dosažením nejmenší kritické síly. Je-li je jedna z kritických sil N_y , N_z menší než N_ω , nastane rovinný vzpěr

$$N_y = \frac{\pi^2 EI_y}{l_y^2}, \quad N_z = \frac{\pi^2 EI_z}{l_z^2}, \quad N_\omega = \frac{1}{i_p^2} \left(\frac{\pi^2 EI_\omega}{l_\omega^2} + GI_t \right), \quad (2.18)$$

kde

l_y je vzpěrná délka pro ohyb ve směru osy Z;

l_z je vzpěrná délka pro ohyb ve směru osy Y;

l_ω je vzpěrná délka pro kroucení kolem osy X;

I_y je moment setrvačnosti k ose Y;

I_z je moment setrvačnosti k ose Z;

I_ω je výsečový moment setrvačnosti;

I_t je moment setrvačnosti v prostém kroucení;

i_p je polární poloměr setrvačnosti.

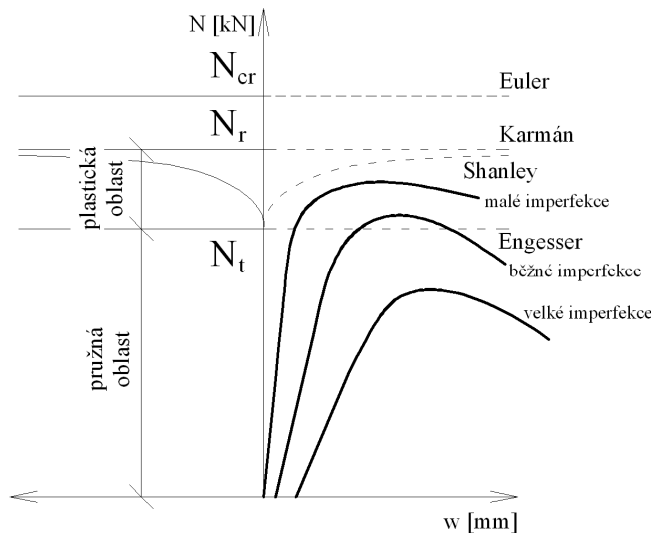
Pro prut z I-profilu kloubově uloženého v ohybu i kroucení, platí $N_z < N_y < N_\omega$, tedy prut vybočí rovinným vzpěrem ve směru hlavní osy setrvačnosti Y.

2.1.2 Reálný tlačенý prut

U reálných tlačенých prutů lze očekávat vznik imperfekcí, které lze rozdělit do tří skupin: geometrické, strukturální a konstrukční. Geometrické imperfekce jsou odchylky od předpokládaného ideálního tvaru (rovinnost průřezu, přímý tvar střednice prutu). Strukturální imperfekce především představují reziduální napětí a odchylky fyzikálně mechanických vlastností oceli. Konstrukční imperfekce zohledňují odchylky předpokládaného statického modelu od skutečného provedení a působení konstrukce.

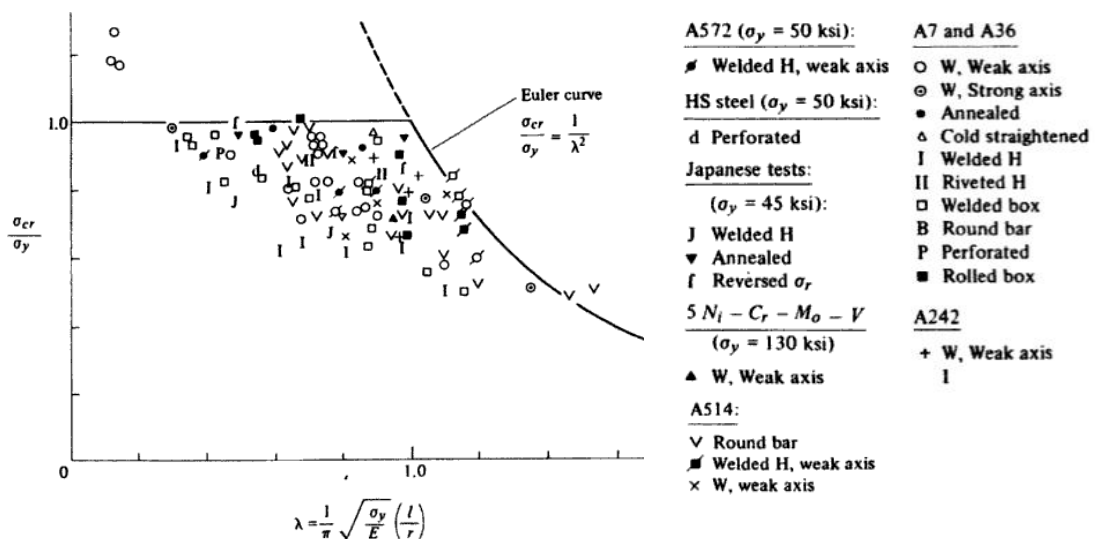
Řešení stability reálného prutu

U skutečného prutu nenastává rozdělení rovnováhy, prut již od samého začátku zatěžování zaujme rovnovážný stav. Uvážíme-li vliv geometrických imperfekcí na vzrůstající napětí od ohybového momentu podle teorie II řádu, nedostaneme již případ prosté stability podle Eulera, ale problém pevnosti nebo únosnosti prutu. Avšak i nadále je vzpěrná pevnost či únosnost ovlivněna stabilitním problémem, tedy kritickou silou, která nabývá na významu zejména s rostoucí štíhlostí. Platnost Eulerovy stability je omezena jen na pružnou oblast, tj. pro $E = konst$, avšak mnoho reálných sloupů je v rozsahu středních štíhlostí, kde ztráta stability neprobíhá v pružné oblasti. Výsledkem částečné plastizace průřezu v místech tlakového reziduálního napětí dochází k redukci tuhosti sloupu, pracovní diagram oceli je v nepružné oblasti řízen okamžitým tečným modulem E_t (Engesserova teorie - tangent-modulus theory). Engesserova teorie udává kritická zatížení velice blízká experimentálním výsledkům, avšak má jisté nedostatky, které zpřesňuje Engesserova-Kármánova a Engesserova-Shanleyho teorie, nicméně efekt těchto nepřesností na únosnost sloupu je obvykle vykompenzován počátečními imperfekcemi reálného sloupu (Graf 2.4).



Graf 2.4 Vliv velikosti počátečních imperfekcí na vzpěrnou pevnost prutu

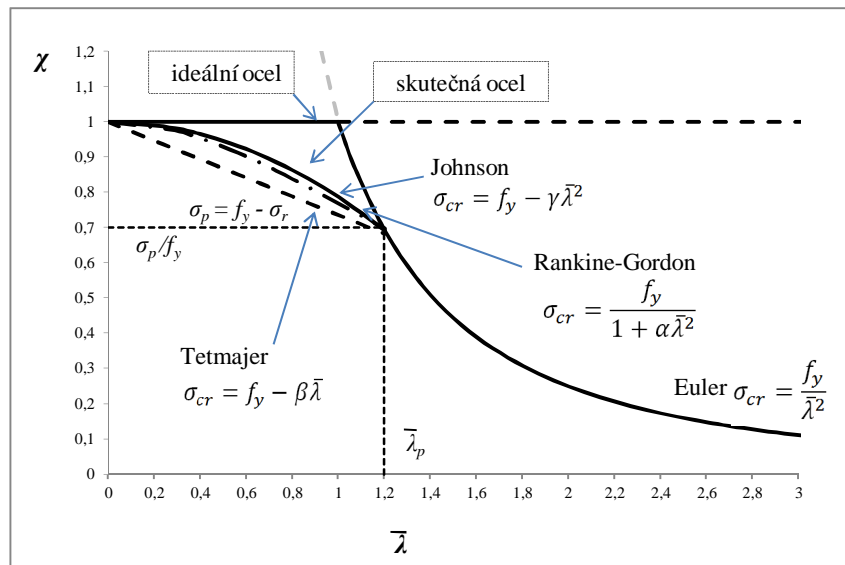
Graf 2.5 znázorňuje experimentální výsledky cca. 100 sloupů [26], je patrné, že sloupy středních štíhlostí mají tendenci ztrácet stabilitu při zatížení v oblasti plastické stability. Tato redukce únosnosti je převážně způsobena reziduálními napětími, která způsobují předčasné zplastizování průřezu.



Graf 2.5 Výsledky osově namáhaných sloupů [26]

Engesserova teorie (Tangent modulus theory) vychází z teoretických předpokladů ideálních podmínek poplatných pro ideální tlačené pruty nebo pruty s počáteční imperfekcí střednice. Je založena na tečném modulu pružnosti E_t , který je však funkcí napětí a lze určit buď experimentálně z pracovního diagramu oceli sloupů namáhaných prostým tlakem, nebo teoreticky z předpokládaných průběhů reziduálních napětí. Pro praktické využití je však Engesserova teorie nevhodná, a proto byly vyvíjeny další návrhové přístupy, které by

jednoduše pro sloupy středních štíhlostí kopírovaly křivku získanou z experimentů a Engesserovy teorie, (Graf 2.6).



Graf 2.6 Průběhy vztahů založených na Engeserově teorii

Pro praktické využití se ukázal vhodný přístup založený na Johnsonově parabole, která lze zapsat i v tomto tvaru:

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - (\sigma_y - \sigma_p) \left(\frac{l_{cr}}{\lambda_p \cdot i} \right)^2 = f_y - \sigma_{re} \left(\frac{l_{cr}}{\lambda_p \cdot i} \right)^2 \quad (2.19)$$

kde σ_y je napětí na mezi kluzu oceli, σ_p je mez úměrnosti (pružnosti) oceli, σ_{re} je reziduální napětí, i je poloměr setrvačnosti, l_{cr} je kritická délka prutu a λ_p je štíhlost na mezi pružnosti daná vztahem:

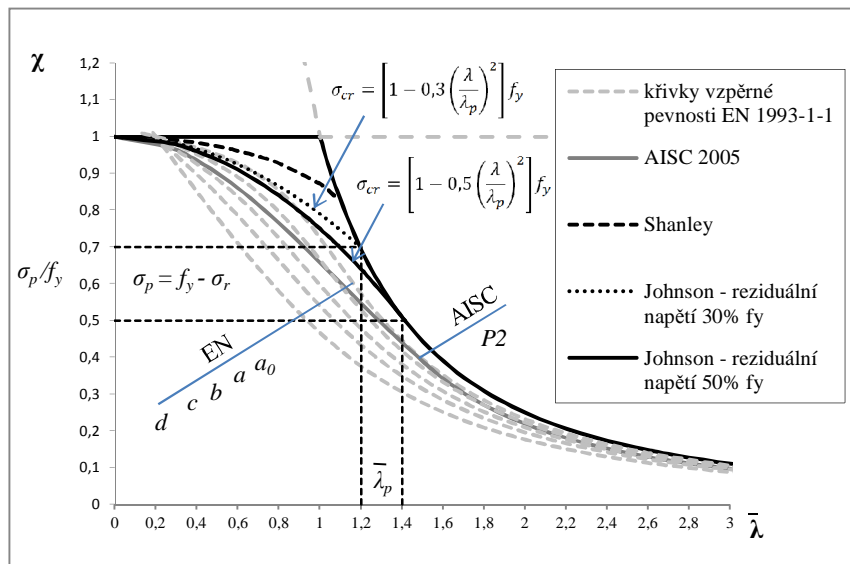
$$\lambda_p = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_p}} \quad (2.20)$$

Pokud budeme uvažovat, že poloha meze pružnosti je závislá na velikosti reziduálních napětí, tedy například $\sigma_{re} = 0,3f_y$ pak $\sigma_p = 0,7f_y$ a dosadíme do (2.19) dostaneme:

$$\sigma_{cr} = \begin{cases} \left[1 - 0,3 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] f_y & (\lambda < \lambda_p) \\ \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} & (\lambda \geq \lambda_p) \end{cases} \quad (2.21)$$

Kritické napětí je pak řízeno v pružné oblasti Eulerovým kritickým napětím, zatímco v plastické oblasti je dáno vztahem odvozeným z Johnsonovy paraboly. Pracovní diagram oceli pak vykazuje pozvolnou plastizaci mezi mezí úměrnosti a mezí kluzu, z důvodu přítomnosti reziduálního napětí.

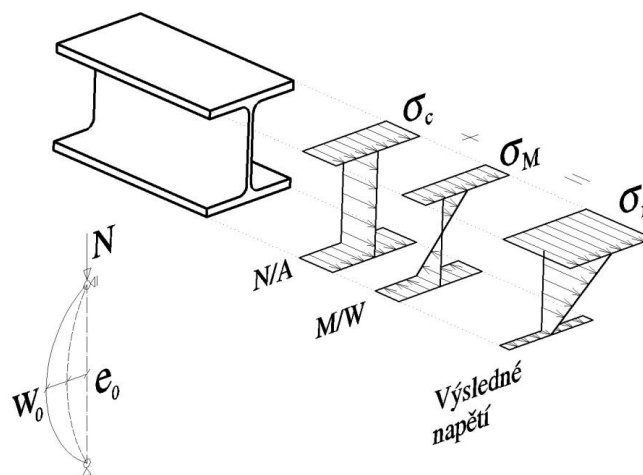
Na tomto principu jsou pak postaveny návrhové vztahy pro určení vzpěrné únosnosti AISC 2005 [6]. Graf 2.7 graficky porovnává křivky vzpěrné pevnosti podle ČSN EN 1993-1-1 [3], AISC-LFRD 2005 [6] a Johnsonovu parabolu pro reziduální napětí velikosti 30 % f_y a 50 % f_y .



Graf 2.7 Průběh křivky v plastické oblasti při porovnání s křivkami vzpěrné pevnosti

Další možností je pevnostní řešení, které je založeno na analytických rovnicích, kde hledáme napětí, při kterém je v krajních vláknech dosaženo meze kluzu - vzpěrná pevnost σ_0 .

Při řešení stability reálného prutu je prut s přímkou střednicí nahrazen prutem se zakřivenou střednicí, která je nejčastěji modelována ve tvaru jedné sinusové půlvlny, toto odpovídá tvaru ztráty stability ideálního prutu. Maximální amplituda e_0 je velikost excentricity daná normou nebo určená z experimentu. Uvážením teorie II. řádu při zatěžování dochází k nárůstu velikosti excentricity w_0 a tím i k zvětšování napětí od imperfekce vlivem přidavného ohybového momentu (Obr. 2.3).



Obr. 2.3 Sčítání napětí

Předpokládáme, že tvar ohybové čáry osově zatíženého prutu je jedna sinusová půlvlna [21].

Diferenciální rovnice ohybové čáry druhého řádu má tvar

$$w_{(x)}'' = -\frac{N \cdot \delta}{EI} = -\frac{M}{EI'} \quad (2.22)$$

kde δ je konečná deformace prutu, vytknutím $N/EI = k^2$ dostaneme homogenní diferenciální rovnici, jejíž obecné řešení je vztah (2.4), určením integračních konstant C_1 a C_2 , dosazením okrajových podmínek pro kloubově uložený prut bude mít rovnice ohybové čáry prutu zakřiveného ve tvaru jedné sinusové půlvlny tvar

$$w_{(x)} = C_1 \cdot \sin \frac{\pi}{L} x. \quad (2.23)$$

Počáteční zakřivení po délce prutu je pak dáno podle rovnice:

$$e_{(x)} = e_0 \cdot \sin \frac{\pi}{L} x, \quad (2.24)$$

rovněž průběh deformace od zatížení je ve tvaru jedné sinusové půlvlny:

$$w_{(x)} = w_0 \cdot \sin \frac{\pi}{L} x. \quad (2.25)$$

Celkový ohybový moment je dán součinem vnějšího zatížení a celkové deformace prutu:

$$M = N \cdot (e_{(x)} + w_{(x)}) = N \cdot (e_0 + w_0) \cdot \sin \left(\frac{\pi}{L} x \right), \quad (2.26)$$

dosazením rovnice (2.26) do rovnice (2.22) dostaneme po úpravách celkovou maximální výchylku prutu:

$$w_{max} = e_0 \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \quad (2.27)$$

Maximální napětí v krajních vláknech je dáno součtem napětí od osového zatížení a ohybového momentu vlivem zakřivení prutu, dostáváme vztah pro tlačенý a zároveň ohýbaný prut (beam-column formula):

$$\sigma_{max} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M}{W} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{N_{Ed}(e_0 + w_0)}{W} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{N_{Ed}}{W} \cdot e_0 \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \quad (2.28)$$

Po úpravě dostaneme maximální napětí v tlačенých vláknech prutu

$$\sigma_{max} = \sigma_0 \cdot \left(1 + m_0 \cdot \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr} - \sigma_0} \right), \quad (2.29)$$

kde $\sigma_0 = N_{Ed}/A$, σ_{cr} je Eulerovo kritické napětí, m_0 je poměrná počáteční excentricita daná vztahem $m_0 = e_0/j$, j je jádrová úsečka a e_0 je velikost amplitudy imperfekce.

Vzpěrná pevnost σ_0 je pak napětí, při kterém je v krajních vláknech dosaženo meze kluzu

$$\sigma_{max} = \sigma_0 \cdot \left(1 + m_0 \cdot \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr} - \sigma_0} \right) = f_y. \quad (2.30)$$

Po úpravách získáme kvadratickou rovnici (2.31):

$$\sigma_0^2 - \sigma_0(\sigma_{cr}(1 + m_0) + f_y) + f_y\sigma_{cr} = 0 \quad (2.31)$$

Řešením rovnice (2.31) získáme vztah pro vzpěrnou pevnost σ_0 :

$$\sigma_0 = \frac{1}{2} \left[\sigma_{cr}(1 + m_0) + f_y - \sqrt{[\sigma_{cr}(1 + m_0) + f_y]^2 - 4f_y\sigma_{cr}} \right]. \quad (2.32)$$

Jedním z podobných řešení založených na stejném principu je Perry-Robertson rovnice, na jejímž základě jsou postaveny návrhové vztahy a křivky vzpěrnosti pro určení vzpěrné únosnosti v ČSN EN 1993-1-1 [3].

První vztah pro určení vzpěrné pevnosti byl odvozen pány Ayrton a Perry (1886)

$$(\sigma_{max} - \sigma_0) \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_0) = \eta \cdot \sigma_{cr} \cdot \sigma_c \quad (2.33)$$

kde η je poměrná počáteční excentricita σ_{cr} je Eulerovo kritické napětí a σ_{max} je maximální napětí podle rovnice (2.28). Po úpravách lze Ayrton-Perryho rovnice napsat v tomto tvaru:

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_{cr}(1 + \eta) + f_y}{2} - \sqrt{\left[\frac{\sigma_{cr}(1 + \eta) + f_y}{2} \right]^2 - f_y\sigma_{cr}}. \quad (2.34)$$

Robertson (1925) [26] provedl 200 testů sloupů s počáteční geometrickou imperfekcí $L/1000$, přičemž se zjistilo, že pruty malých štíhlostí kolabují po vyčerpání materiálových vlastností bez vlivu Eulerova kritického napětí, v návrhových předpisech se toto zohlednilo tzv. „plateau“, což je oblast vymezená štíhlostí λ_0 v grafu křivek vzpěrné pevnosti při které je uvažován prostý tlak bez vlivu stability, lze určit podle vztahu (2.35)

$$\lambda_0 = 0,2 \left(\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \quad (2.35)$$

Po úpravách lze kritické napětí vyjádřit:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi E}{(\lambda - \lambda_0)^2} \quad (2.36)$$

Poměrná počáteční excentricita lze pak určit podle vztahu (2.37):

$$\eta = \left(0,001 \cdot \frac{y}{i}\right) \cdot \left(\frac{\lambda}{i}\right) = \alpha \cdot \lambda = \alpha(\lambda - \lambda_0) \quad (2.37)$$

kde α vyjadřuje imperfekce, tedy počáteční zakřivení prutu a vliv reziduálních napětí.

Z důvodu praktického využití byl přístup založený na Ayrton-Perry-Robertson rovnicích upraven na tvar:

$$\sigma_0 = \sigma_{cr} \left[0,5(1 + \eta + \bar{\lambda}^2) - \sqrt{[0,5(1 + \eta + \bar{\lambda}^2)]^2 - \bar{\lambda}^2} \right] \quad (2.38)$$

Vliv imperfekcí na únosnost prutu lze vyjádřit poměrem napětí, při němž je dosaženo v krajních vláknech meze kluzu σ_0/f_y potom:

$$\frac{\sigma_0}{f_y} = \frac{1}{\bar{\lambda}^2} \left(\phi - \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right) \quad (2.39)$$

kde $\phi = 0,5(1 + \eta + \bar{\lambda}^2)$; $\eta = \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) = \alpha(\bar{\lambda} - 0,2)$, po úpravách dostaneme vztahy pro výpočet součinitele vzpěrnosti podle ČSN EN 1993-1-1 [3]:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}; \quad \phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]. \quad (2.40)$$

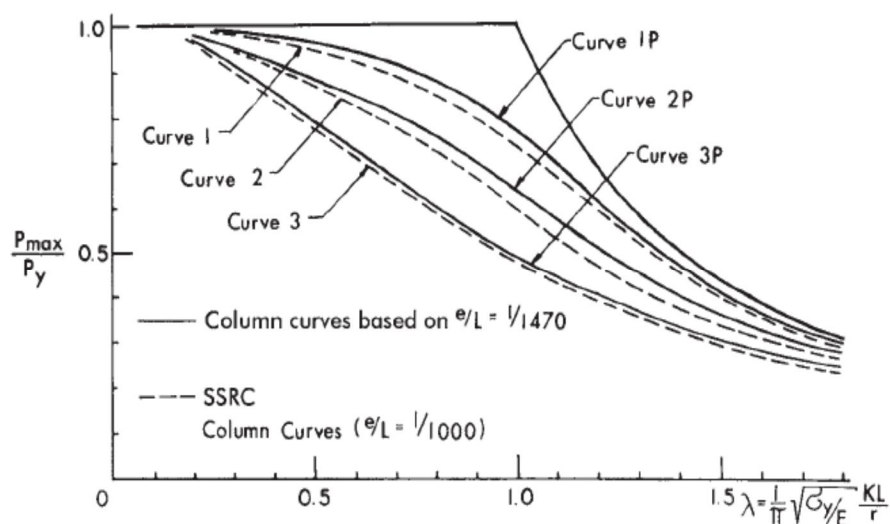
Geometrické imperfekce

Jedním z typů imperfekcí jsou geometrické odchylky od ideálního tvaru. Ty lze rozdělit na globální imperfekce prutu, jež jsou charakterizovány převážně nesouladem skutečného od předpokládaného tvaru střednice, a lokální imperfekce prutu. Tyto imperfekce především zahrnují odchylku od rovinnosti průřezu, do výpočtu se zahrnují úpravou průřezových charakteristik. Pro vzpěrnou únosnost tlačенého prutu mají však rozhodující význam globální geometrické imperfekce, tedy počáteční zakřivení prutu. Zásadním problémem je výstižné stanovení velikosti a tvaru počátečního zakřivení střednice.

Byla provedena celá řada experimentů a měření, přičemž bylo stanoveno maximální počáteční zakřivení střednice prutu, z čehož pak vycházejí kritéria pro určování vzpěrné únosnosti sloupu. Obecná doporučení je užít tvaru jedné sinusové půl vlny s maximální amplitudou uprostřed délky sloupu. Není ani tak rozhodující tvar jako velikost excentricity, protože má výrazný efekt na napětí hlavně u středních štíhlostí. Beer a Schultz (1970) uvádějí počáteční zakřivení prutu $L/1000$, zatímco měření provedená Bjorhovde (1972) na válcovaných H-profilech směřují k vyšší hodnotě, v průměru kolem hodnoty $L/1470$. Dux a Kitipornchai (1981) a Essa a Kennedy (1993) uvádí střední hodnotu pro maximální počáteční

imperfekci $L/3300$ a $L/2000$ pro H-profilu o délce 6 - 10 m. Pro svařované H-profilu byla zjištěna střední hodnota $L/3300$ (Chernenko a Kennedy, 1991) [27].

Hlavní kritérium pro určování vzpěrné únosnosti sloupu v dnešních návrhových předpisech jsou křivky vzpěrné pevnosti, které vznikly na základě provedených experimentů v Evropě (Beer a Schultz, 1970) a USA (Bjorhovde, 1972). Vznikla rozsáhlá databáze centrálně tlačенých prutů, zahrnující celý sortiment průřezů, pevnostních tříd a způsobů výroby. Studie ukázala značnou proměnnost únosností jednotlivých typů sloupů. Bylo zjištěno, že se vytváří skupiny křivek, které jsou závislé na typickém průběhu reziduálních napětí. Pro každou skupinu průřezů, pak byly vytvořeny takzvané křivky vzpěrné pevnosti pro návrh vzpěrné únosnosti sloupu – „ECCS“ - (Beer a Schultz, 1970) a „SSRC“ - (Bjorhovde, 1972). Křivky „ECCS“ vycházejí z maximální dovolené odchylky $L/1000$, zatímco „SSRC“ křivky jsou odvozeny z počáteční imperfekce $L/1470$. Srovnání křivek s imperfekcí $L/1000$ a $L/1470$ je zobrazeno na grafu. 2.8.



Graf 2.8 Srovnání křivek vzpěrné pevnosti odvozené z počáteční imperfekce prutu $L/1000$ a $L/1470$ (Bjorhovde, 1972) [27]

Výsledkem je pět křivek vzpěrné pevnosti v ČSN EN 1993-1-1 [3] a tři křivky SSRC column strength curves 1P, 2P, a 3P. Algebraické vyjádření těchto tří křivek při počáteční imperfekci $L/1000$ může být určeno například rovnicí (2.41) [27].

$$\sigma_u = \frac{f_y}{2\bar{\lambda}^2} \left(Q - \sqrt{Q^2 - 4\bar{\lambda}^2} \right) \leq f_y \quad (2.41)$$

kde:

$$Q = 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,15) + \bar{\lambda}^2 \quad (2.42)$$

a α je dáno:

$$\alpha = \begin{cases} 0,103 & \text{pro křivku 1} \\ 0,293 & \text{pro křivku 2} \\ 0,622 & \text{pro křivku 3} \end{cases}$$

V kanadských návrhových normách CSA S16-09 (CSA - Canadian Standards Association, 2009 – The new design of steel structure standards) je užit jiný výraz s parametrem n [27]:

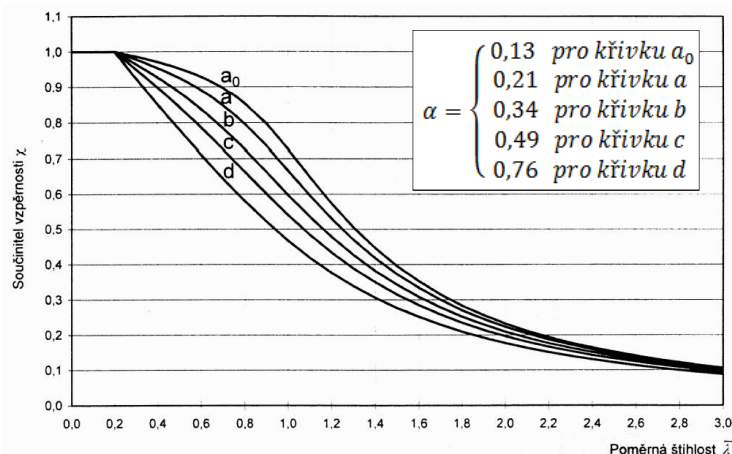
$$\sigma_u = f_y (1 + \bar{\lambda}^{2n})^{-\frac{1}{n}} \quad (2.43)$$

kde:

$$n = \begin{cases} 2,24 & \text{pro křivku 1} \\ 1,34 & \text{pro křivku 2} \end{cases}$$

$n = 0,96$ pro křivku 3 – není obsaženo v CSA

Norma ČSN EN 1993-1-1 [3] užívá vztahy založené na pevnostní koncepci vzpěru podle vztahu (2.40), přičemž součinitel imperfekce α je určen z pěti křivek vzpěrné pevnosti, (Graf 2.9)



Graf 2.9 Křivky vzpěrné pevnosti podle ČSN EN 1993-1-1[3]

Norma AISC (2005 - Part 4 - AISC/LRFD) [6] užívá vztahy založené na křivce 2P. Dvě rovnice popisují tuto křivku pro dvě úrovně poměru napětí F_y/F_e . První rovnice se užívá v nepružné oblasti vzpěru a druhá rovnice se užívá pro štíhlosti v pružné oblasti.

$$F_{cr} = \begin{cases} \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y & \text{pro } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (F_e \geq 0,44F_y) \\ 0,877F_e & \text{pro } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (F_e < 0,44F_y) \end{cases} \quad (2.44)$$

kde F_e je Eulerovo kritické napětí σ_{cr} pro štíhlosti $\lambda = KL/r = l_{cr}/i$ a $F_y = \sigma_y = f_y$ je napětí rovno mezi kluzu.

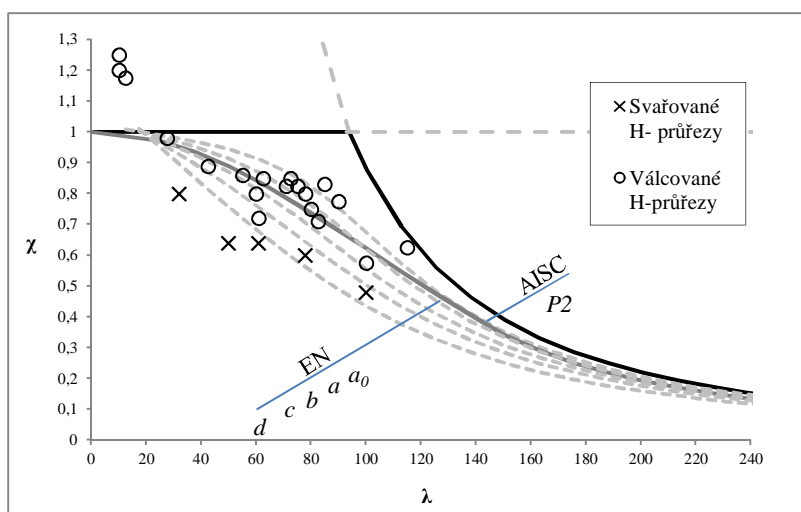
Rovnice (2.44) lze zapsat také ve tvaru pro poměrnou štíhlost, viz rovnice (2.45), přičemž podobný vztah nabízí norma AISC (2005) [6] viz také odst. 2.2.3:

$$F_{cr} = \begin{cases} (0,658\bar{\lambda}^2) f_y & \text{pro } \bar{\lambda} \leq 1,5 \\ \left(\frac{0,877}{\bar{\lambda}^2}\right) f_y & \text{pro } \bar{\lambda} > 1,5 \end{cases} \quad (2.45)$$

Strukturální imperfekce – reziduální napětí

Významný faktor, který ovlivňuje vzpěrnou únosnost sloupu, je reziduální napětí. Při výrobě válcovaných profilů vlivem nerovnoměrného ochlazování jednotlivých částí průřezů na nezátíženém prutu vznikají reziduální pnutí, které jsou navzájem ve statické rovnováze. Velikost napětí je závislá na technologii výroby prutu, tloušťce jednotlivých částí a tvaru průřezu. Citlivé na reziduální napětí jsou především I-profilů a H-profilů. Části H-profilu, které ochladnou jako první, jsou tlačeny (okraje pásnic), zatímco části, které ochladnou později, jsou taženy, tedy místa styku stojiny a pásnic (Obr. 2.6, Obr. 2.7). Reziduální napětí je výraznější u široko-přírubových I-profilů (HEA, HEB), protože konce přírub se ochlazují rychleji než u klasických I-profilů [22], [24].

Vliv reziduálních napětí na vzpěrnou pevnost svařovaných a válcovaných sloupů, byl poprvé zmíněn na začátku dvacátých let minulého století. Systematický výzkum započal kolem roku 1940, tyto práce vyvrcholily po roce 1970 v rozsáhlé výzkumné projekty (Beer a Schultz, 1970; Alpsten a Tall, 1970; Bjorhovde, 1972). Výzkum ukázal podstatný rozdíl mezi válcovanými a svařovanými H-profilů.

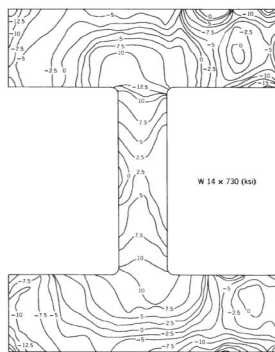


Graf 2.10 Porovnání výsledků experimentu pro svařované a válcované H-profilů [26]

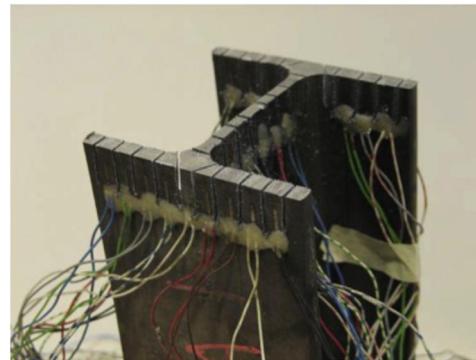
Sloupy tvořené svařovanými průřezy mají mnohem menší vzpěrnou únosnost než sloupy vyrobené z válcovaných průřezů a kolabují vždy na stranu nebezpečnou, (Graf 2.10). Je to především důvodem vyššího reziduálního napětí a větších počátečních imperfekcí z důvodu svařování. Pokud uvážíme technologii výroby válcovaných nosníků z HSS je tento vliv již nezanedbatelný

a) reziduální napětí - válcované profily

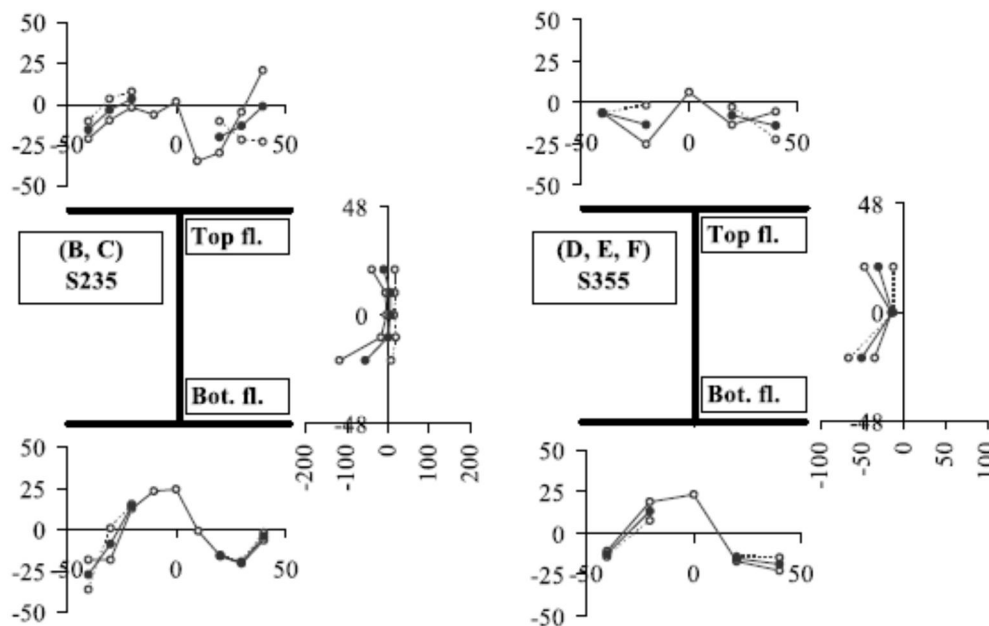
Velikost a rozložení reziduálních napětí ve válcovaných profilech závisí na typu průřezu, válcovací teplotě, ochlazování, postupu rovnání a materiálových vlastnostech oceli (Beedle and Tall, 1960). Příklad průběhu reziduálních napětí vlivem ochlazování H-profilu ukazuje Obr. 2.4 (Brozzetti et al., 1970).



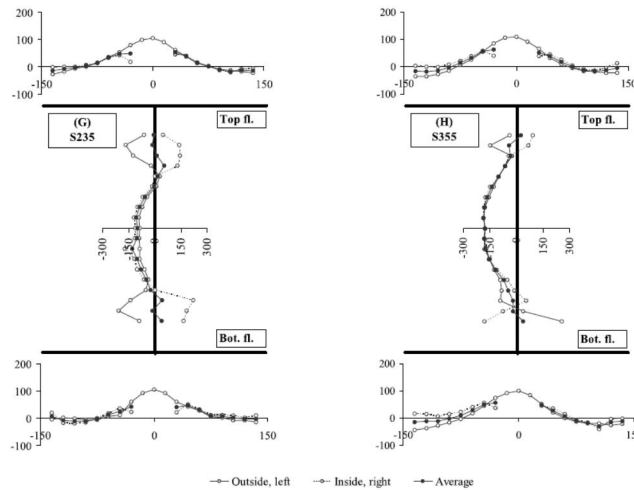
Obr. 2.4 Rozdělení reziduálních napětí po tloušťce profilu [28]



Obr. 2.5 Uvolnění a následné měření reziduálních napětí [29]



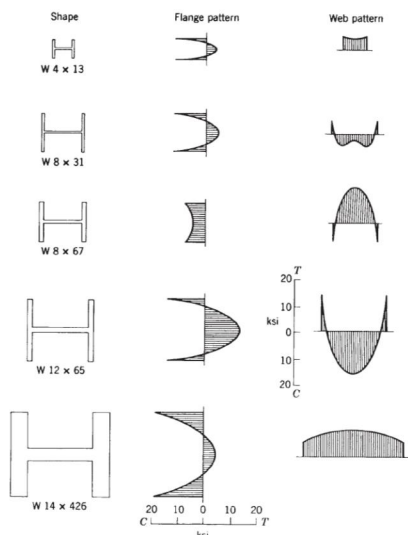
Obr. 2.6 Velikost reziduálních napětí v MPa pro válcovaný profil HE 100A z ocelí tříd S 235 a S 355 [29]



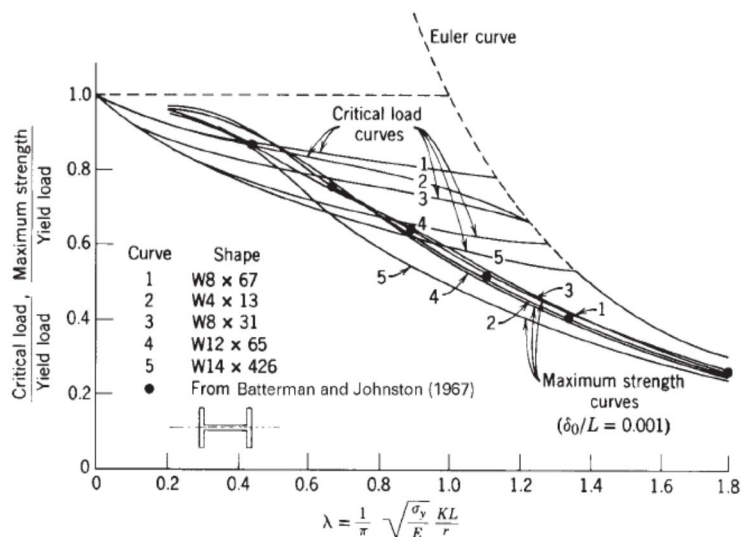
Obr. 2.7 Velikost reziduálních napětí v MPa pro válcovaný profil HE 360B z ocelí tříd S 235 a S 355 [29]

U tlustějších průřezů se reziduální napětí výrazně mění po tloušťce. Vliv pevnosti oceli na rozdělení reziduálních napětí není tak velký jako geometrie průřezu. Naměřená reziduální napětí u stejných průřezů vyrobených z rozdílných tříd ocelí ukázalo, že rozložení a velikost napětí je téměř identická, viz Obr. 2.7. Ukázalo se, že u H-profilů mají největší vliv tlakové reziduální napětí v pásnicích.

Vypočtené křivky kritického zatížení odvozené z reziduálních napětí pěti průřezů (Obr. 2.8) jsou znázorněny v grafu 2.11 (Tall, 1964) pro vybočení kolmo na osu „z“.



Obr. 2.8 Průběhy reziduálních napětí u válcovaných profilů [27]



Graf 2.11 Srovnání křivek kritického zatížení přímých prutů a křivek vzpěrné pevnosti počátečně zakřivených prutů [27]

V grafu 2.11 jsou rovněž znázorněny křivky vzpěrné pevnosti prutu vypočtené pro tyto profily při užití kombinace naměřeného reziduálního napětí a počáteční geometrické imperfekce, tj. zakřivení střednice prutu $e = L/1000$. Černé tečky znázorňují únosnost sloupu podle Battermana a Johnstona, která byla spočítána na základě naměřeného

maximálního reziduálního napětí 90 MPa (13 ksi) (vážený průměr maxim z pěti průřezů z Obr. 2.8) při mezi kluzu 250 MPa (36 ksi) [27].

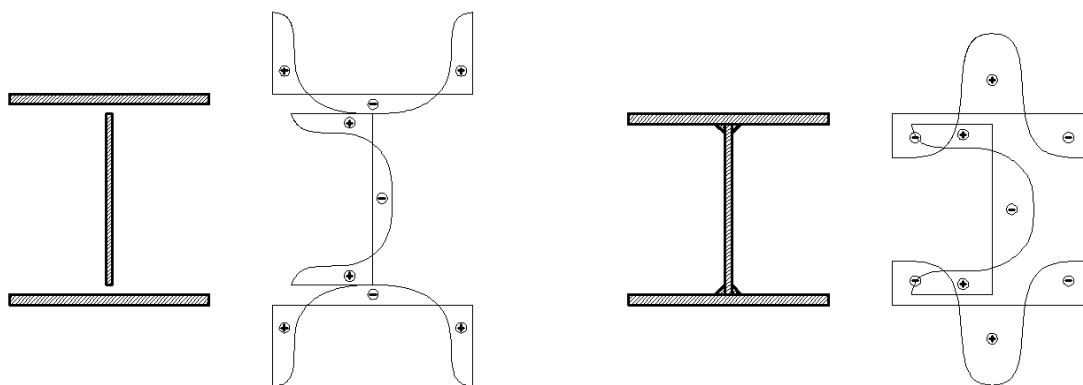
Velikost maximálních tlakových reziduálních napětí u válcovaných profilů dosahuje 50 % meze kluzu a více. Reziduální napětí mají malý vliv na vzpěrnou pevnost velmi štíhlých sloupů. Takovéto sloupy mají maximální únosnost blízká se Eulerově kritickému zatížení, protože tyto sloupy ztratí stabilitu dříve, než dojde k dosažení meze kluzu.

b) reziduální napětí - svařované profily

U svařovaných profilů je reziduální napětí vnášeno do oblasti v okolí svarů. Vzdálenější okolí svaru (konce pásnic) při svařování brání volnému roztažení, tím je do něj vneseno tlakové napětí, po vychladnutí dojde ke smrštění svaru a jeho nejbližšího okolí, kam je pak vneseno tahové napětí, které je v rovnováze s tlakovým napětím. Vlivem těchto napětí dochází k větší či menší deformaci průřezu.

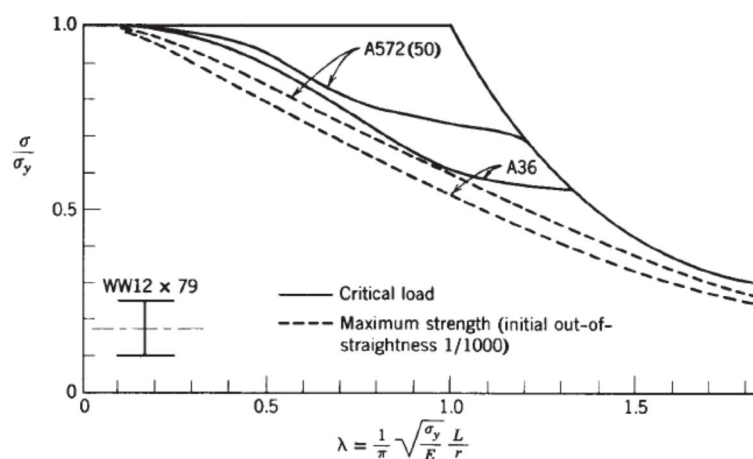
K napětí od svařování se přičítají také napětí, která jsou od počátku vnesena do jednotlivých svařovaných částí při řezání kyslíkem. Průběh napětí u pásnic je však opačný než výsledné napětí od svařování. Řezané hrany jsou taženy a střední část je tlačena, po svaření se pak reziduální napětí od svařování a řezání sčítají (Obr. 2.9), toto lze pak odstranit opětovným žíháním.

Gradient reziduálního napětí od svařování je velmi strmý lze tedy s velkou přesností nahradit přímkami, přičemž tahová napětí mohou dosahovat až meze kluzu, zvětšující se oblast tlakového reziduálního napětí pak nepříznivě ovlivňuje vzpěrnou pevnost sloupu.

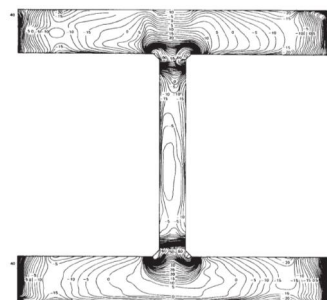


Obr. 2.9 Sčítání reziduálních napětí svařovaných H-průřezů

Několik studií se zabývalo vlivem velikosti průřezu, bylo prokázáno, že svařování má největší vliv na celkové rozdělení reziduálních napětí u malých a středních profilů. Rozdělení reziduálních napětí ve velkých profilech není jednotné po tloušťce plechu, jak ukazuje Obr. 2.10. Avšak bylo zjištěno, že toto nemá velký vliv na kritické zatížení a vzpěrnou pevnost sloupu.



Graf 2.12 Srovnání křivek kritického zatížení přímých prutů a křivek vzpěrné pevnosti počátečně zakřivených prutů u svařovaných profilů (Kishima et al., 1969; Bjorhovde, 1972) [27]



Obr. 2.10 Rozdělení reziduálních napětí po tloušťce svařovaného profilu (Alpsten a Tall 1970) [28]

V ČSN EN 1993-1-1 [3] je vliv reziduálního napětí v průřezu charakterizováno vzpěrnou křivkou. Vlivem technologie výroby ocelí vyšších pevností je reziduální napětí zmenšeno, toto je vyjádřeno vznikem nové křivky vzpěrnosti a_0 pro oceli S 460, kde se uvádí, že tuto křivku lze také užít pro vyšší pevnostní třídy oceli. Při zavedení ekvivalentní imperfekce, je reziduální napětí zohledněno ve velikosti počátečního prohnutí.

Ekvivalentní imperfekce

Změnou geometrie střednice, tedy náhradním počátečním zakřivením, lze vyjádřit všechny imperfekce (geometrické, strukturální a konstrukční), tzv. ekvivalentní imperfekce $e_{0,d}$. Závisí na tvaru průřezu, na štíhlosti prutu, na volbě analýzy, tj. pružné nebo pružněplastické. Ověření stability tlačných prutů, je při takovémto přístupu zapotřebí provést podle teorie II. řádu.

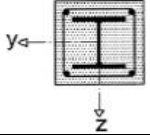
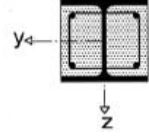
Velikosti excentricit se stanovují podle ČSN EN 1993-1-1 [3] následovně: pro oceli S 235 – S 420 platí křivka vzpěrné pevnosti c , pro ocel S 460 je to pak křivka a , další třídy ocelí nejsou zmíněny.

Křivka vzpěrné pevnosti	pružnostní analýza	plasticitní analýza
	$e_{0,d}/L$	
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

Tab. 2.1 Návrhové hodnoty imperfekcí ve tvaru počátečního prohnutí [3]

Tyto křivky platí pro I profily při vybočení kolmo na osu větší tuhosti při poměru $h/b \leq 1,2$; $e_{0,d}$ se pak určí podle Tab. 2.1.

Návrhová pravidla pro ocelobetonové tlačené konstrukce podle ČSN EN 1994-1-1 [5] vycházejí z křivek vzpěrné pevnosti podle ČSN EN 1993-1-1 [3], které jsou založené na počáteční imperfekci $L/1000$, nebo je dovoleno alternativně použít ekvivalentní imperfekce podle tabulky 2.2. Částečně obetonovanému průřezu při vybočení kolmo na osu $z - z$ náleží křivka vzpěrné pevnosti c , pro tuto křivku pak platí imperfekce $e_{0,d}/L = 1/150$. Tato hodnota je společná pro všechny třídy oceli a betonu.

Průřez	Vybočení kolmo k ose	Křivka vzpěrné pevnosti	Imperfekce prutu
Obetonovaný profil 	y-y	b	$L/200$
	z-z	c	$L/150$
Částečně obetonovaný profil 	y-y	b	$L/200$
	z-z	c	$L/150$

Tab. 2.2 Křivky vzpěrné pevnosti a imperfekce prutu pro ocelobetonové průřezy [5]

ČSN 731401 [1] uvádí tyto vztahy pro výpočet ekvivalentní imperfekce tlačených prutů:

pro I průřez při použití pružnostní metody výpočtu

$$e_{0,d} = \frac{[(1 - k_{\delta}) + 2k_{\delta}\bar{\lambda}]e_{eff}}{\sqrt{\frac{235}{f_y}}} \quad (2.46)$$

při použití pružnoplasticitní metody

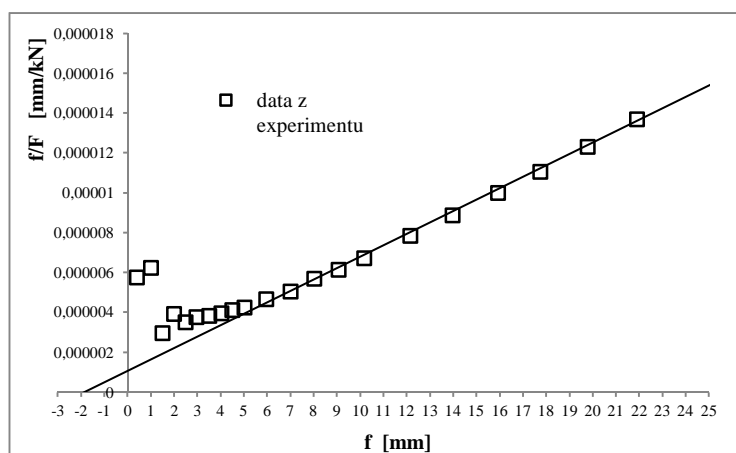
$$e_{0,d} = \frac{2,0[(1 - k_{\delta}) + 2k_{\delta}\bar{\lambda}]e_{eff}}{\sqrt{\frac{235}{f_y}}} \quad (2.47)$$

kde je $e_{eff} = 1/270$ pro křivku vzpěrné pevnosti c , která odpovídá I profilu při vybočení kolmo na osu $z - z$ společnou pro všechny třídy ocelí, k_{δ} součinitel závislý na druhu oceli a křivce vzpěrné pevnosti.

Stanovení velikosti ekvivalentní imperfekce z experimentálních dat

Jedna z možností, jak určit velikost ekvivalentní imperfekce, je vyhodnocení experimentálních dat tlačených prutů Southwellovou metodou. Prut je zatěžován přírůstkem

síly F , přičemž je měřen průhyb f uprostřed délky prutu. Body o souřadnicích f/F a f v grafu (Graf 2.13), zejména ve středním rozsahu, lze proložit přímkou. V místě průsečíku přímky s osou, na které jsou vynášeny hodnoty průhybu, lze odečíst hodnoty ekvivalentních počátečních excentricit e_0 . Neuvažuje se s body na začátku zatěžování, které vykazují velké odchylky, protože při malých hodnotách průhybu a zatížení dochází k chybám měření. Také body na konci měření se vyznačují odchylkami, protože prut přechází do stádia plastizace a průhyb tedy roste rychleji [22]. Otázkou zůstává, zdali ekvivalentní imperfekce určená Southwellovou metodou dostatečně vystihuje strukturální imperfekce v podobě reziduálních napětí. Reziduální napětí u H-profilů je téměř symetrické a na koncích pásnic nabývá tlakových hodnot, centricky tlačенý prut s malou počáteční geometrickou imperfekcí je po dlouhou dobu namáhán tlakem v celém průřezu, až při větším nárůstu zatěžovací síly (téměř na konci zatěžování) je vliv napětí od ohybového momentu způsobeného imperfekcí natolik výrazný, že dojde ke vzniku částečné plastizace průřezu v místech tlakového reziduálního napětí. Krajiní vlákna na konvexní straně přechází do tahu a na straně konkávní prut přechází do stádia plastizace a průhyb roste rychleji, následně prut kolabuje.



Graf 2.13 Southwellovy přímky pro centricky tlačенý prut

Body o souřadnicích f/F a f se v této fázi zatěžování neuvažují, protože se vyznačují výraznými odchylkami.

Z Tab. 2.3 je patrné, že ačkoliv válcované H-profilů mají menší reziduální napětí než svařované, ekvivalentní imperfekce podle Southwellovy metody toto neprokázaly.

Profily označené T16, T17 a T18 jsou částečně obetonované válcované průřezy HEA 140, svařované H-profilů výšky 160 mm jsou označeny T1, T2 a T3.

	T16	T17	T18	T1	T2	T3
e_0/L	1/3906	1/1586	1/2276	1/15291	1/58 823	1/3802

Tab. 2.3 Ekvivalentní imperfekce z experimentálních dat pilotního testu podle Southwellovy metody

Všechny typy ekvivalentních imperfekcí byly porovnány s křivkami vzpěrné pevnosti podle ČSN EN 1993-1-1 [3], přičemž pro určení napětí, při kterém je dosaženo v krajních vláknech meze kluzu (vzpěrná pevnost) σ_0 , byl použit výpočet podle teorie druhého řádu užitím kvadratické rovnice (2.48)

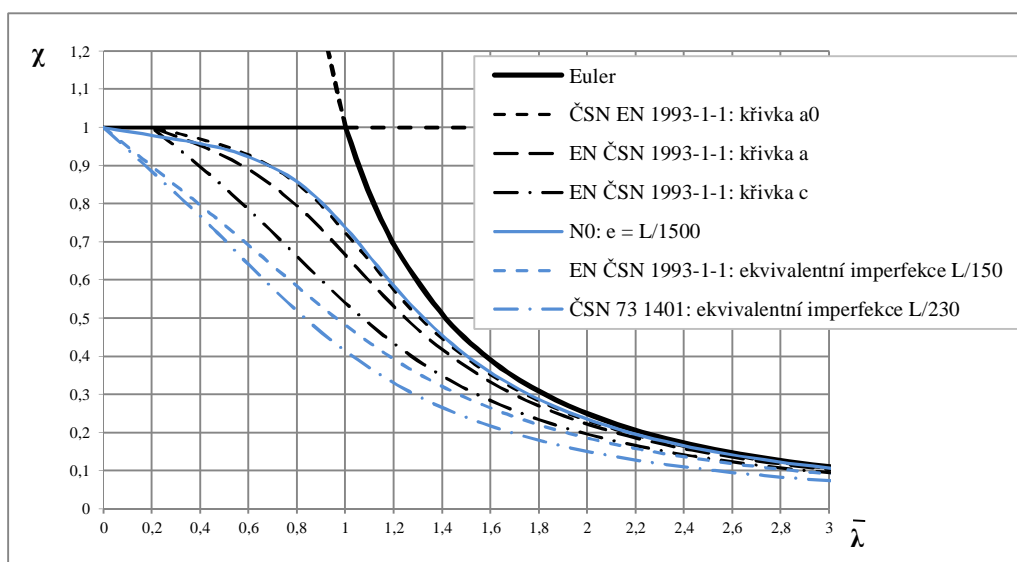
$$\sigma_0 = \frac{1}{2} \left[\sigma_{cr}(1 + m_0) + f_y - \sqrt{[\sigma_{cr}(1 + m_0) + f_y]^2 - 4f_y\sigma_{cr}} \right] \quad (2.48)$$

kde $m_0 = e_{0,i}/j$, je poměrná excentricita vyjádřená součinem ekvivalentní imperfekce a jádrové úsečky $j = z/i^2$, σ_{cr} je kritické napětí, f_y je mez kluzu materiálu.

Součinitel vzpěrné pevnosti je dán vztahem $\chi = \sigma_0/f_y$, dosazením σ_0 dostáváme rovnici:

$$\chi = \frac{1}{2} \left[\frac{\sigma_{cr}}{f_y} (1 + m_0) + 1 - \sqrt{\left[\frac{\sigma_{cr}}{f_y} (1 + m_0) + 1 \right]^2 - 4 \frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \right]. \quad (2.49)$$

V grafu 2.14 jsou porovnány ekvivalentní imperfekce $e_{0,d} = L/150$ podle ČSN EN 1994-1-1 [5], $e_{0,d} = L/230$ podle ČSN 731401 [1] a $e_{0,d} = L/1500$ zjištěná z experimentálních dat. Pro porovnání byly vloženy křivky vzpěrné pevnosti a_0 , a a c podle ČSN EN 1993-1-1 [3].

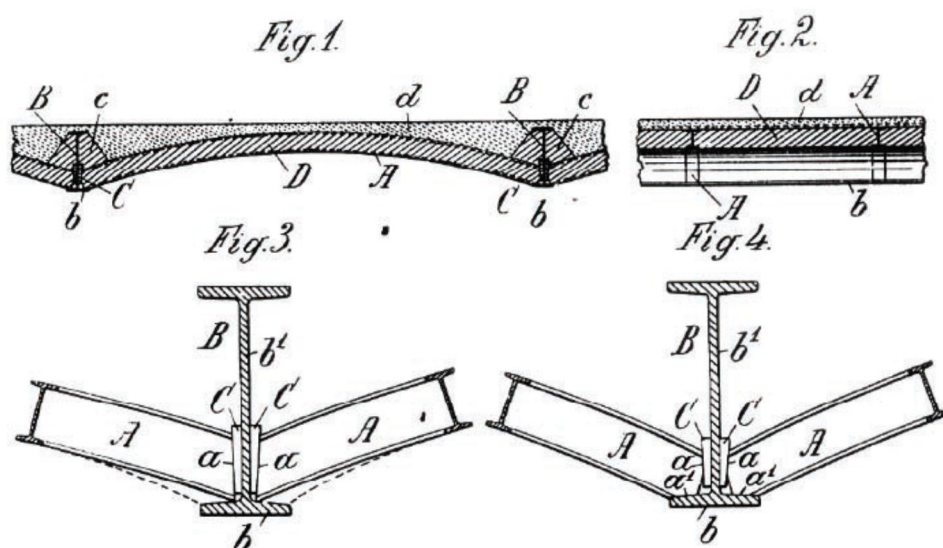


Graf 2.14 Porovnání křivek vzpěrné pevnosti

Z grafu je patrné, že ekvivalentní imperfekce $e_{0,d} = L/150$ je na stranu bezpečnou, norma ČSN EN 1994-1-1 [5] nezohledňuje oceli a betony vyšších pevností, které mají mnohem vyšší strukturální jakost než běžné materiály. Experiment (odst. 6.2) prokázal, že pro prut z kombinace oceli s mezí kluzu 455 MPa a betonem C 80/95 se blíží křivce a_0 .

2.2 Vzpěr celistvých prutů – kompozitní prut

Zpočátku se využívalo betonové směsi malé pevnosti a vliv pevnosti betonu na únosnost sloupu byl zanedbáván. Hlavním důvodem požití betonu v kombinaci s ocelovým profilem byla především ochrana před ohněm a povětrnostním vlivům. Později se zjistilo, že spolupůsobení betonu a oceli má pozitivní dopad na zvýšení statické únosnosti prvku. První použití a vývoj spřažených ocelobetonových a železobetonových konstrukcí ve smyslu v jakém se používá dodnes, se datuje přibližně na konec 19. století. Rakouský inženýr Joseph Melan v roce 1893 nechal provést sérii experimentů a následně pak patentovat betonový mostní oblouk vyztužený ocelovými válcovanými I nosníky (Obr. 2.11). Ocelový nosník byl celý obetonován betonem přičemž smykové účinky mezi betonem a ocelí byly přenášeny pouze třením bez použití spřahovacích prostředků.



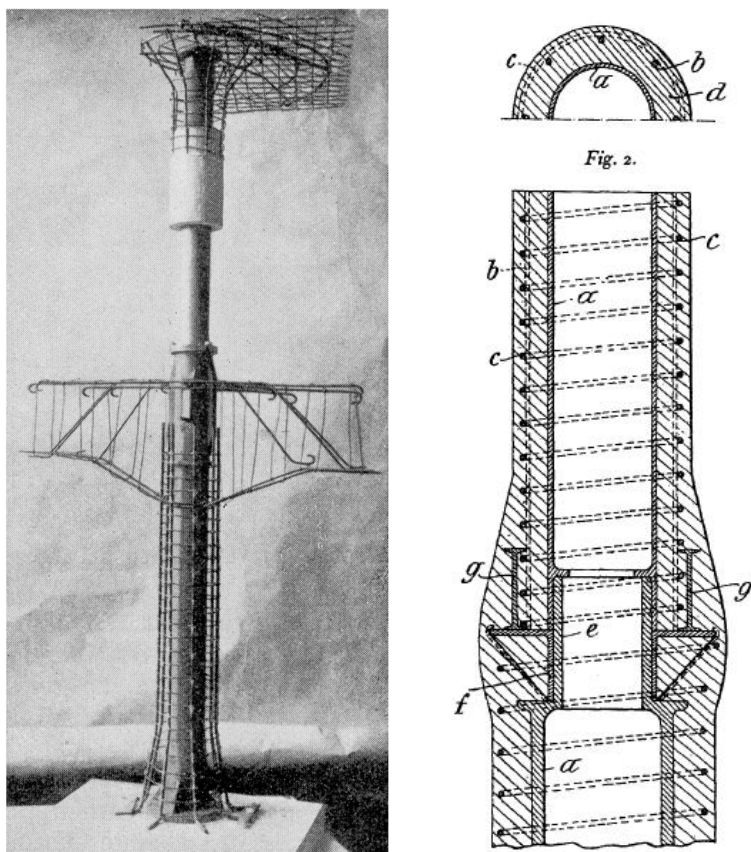
Obr. 2.11 Betonové mostní oblouky vyztužené válcovanými profily, které tvoří hlavní nosný prvek podle Melanova patentu [30]

Krátce po roce 1900, Fritz von Emperger započal sérii testů zaměřených na betonové sloupy vyztužené ocelovým profilem a formuloval zásady pro návrh tohoto druhu sloupů. Jeden z mnoha typů sloupů, který zkoumal, byly duté litinové trubky obetonované vyztuženým betonem, (Obr. 2.12). Tento sloup můžeme považovat za kompozitní sloup v moderním slova smyslu, protože silná spirálová výztuž poskytuje dobré spolupůsobení mezi litinovým jádrem a betonovým pláštěm. V roce 1911 byl tomuto druhu sloupu udělen patent a dnes jsou známy pod označením Empergerovy sloupy. První aplikace ve stavební praxi byla při stavbě budovy továrny Ericsson ve Vídni v roce 1913, ale také i v předválečném Československu. Největší rozmach užití tohoto sloupu však můžeme zaznamenat v USA při stavbě výškových budov.

Fritz von Emperger zastával názor, že mezní únosnost kompozitního sloupu je dána součtem jednotlivých pevností ocelové a betonové části a nezávisí na modulu pružnosti, později publikoval návrhovou rovnici pro mezní zatížení sloupu pro tento typ kompozitního sloupu jako:

$$P = F_b \cdot \sigma_b + F_{er} \cdot \sigma_e + F_g \cdot \sigma_g \quad (2.50)$$

kde F_b je průřezová plocha betonu a σ_b je pevnost betonu v tlaku, F_{er} je průřezová plocha ocelové výztuže a σ_e je mez kluzu ocelové výztuže, F_g je průřezová plocha litinového sloupu a σ_g je vzpěrná pevnost litinového sloupu v tlaku. Podobná rovnice se dnes objevuje ve zjednodušeném výpočtu návrhové plastické únosnosti spřažených ocelobetonových sloupů podle ČSN EN 1994-1-1 [5].

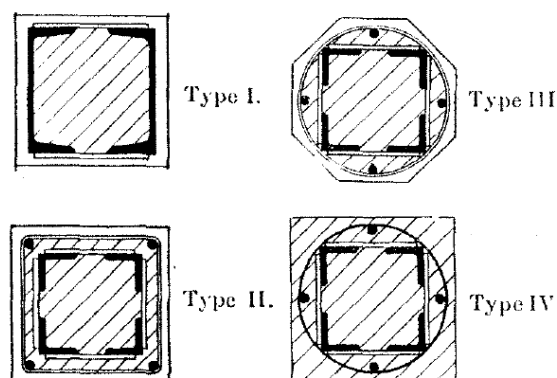


Obr. 2.12 Empergerův sloup [31]

V roce 1912 byly provedeny experimenty na ocelových sloupech vyztužených betonem pány Talbot a Lord (1912) a v roce 1915 pány Swain a Holmes, byly provedeny testy na ocelových trubkách vyplněných betonem. Oba týmy testovaly více než 30 sloupů a pro určení vzpěrné pevnosti používali jednoduchý vzorec jako pro běžné ocelové sloupy v té době. Také v roce 1912, William H. Burr provedl testy s ocelovými sloupy vyplněnými betonem, ale

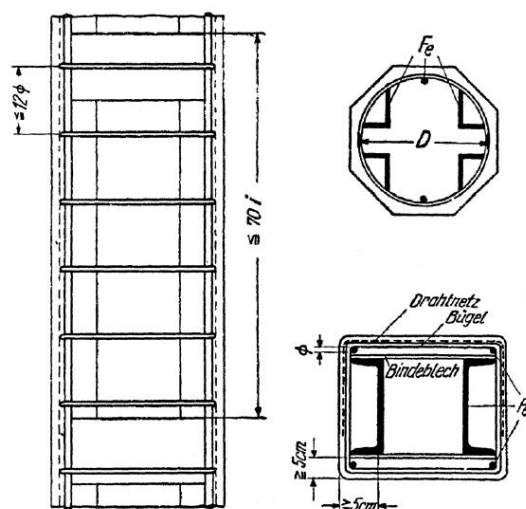
neodvodil žádné návrhové vztahy. Do roku 1932 bylo v Evropě a Severní Americe otestováno více než 1500 sloupů.

První pokusy o začlenění návrhových postupů pro kompozitní konstrukce jsou známy z roku 1903 kdy na konferenci Americké společnosti stavebních inženýrů (American Society of Civil Engineers - ASCE), byl jmenován zvláštní výbor, který se začal zabývat otázkou betonových a ocelo-betonových konstrukcí. Návrhová pravidla pro kompozitní sloupy byly uvedeny v ACI Standard Specifications č. 23 v roce 1920 - "Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete". Byly zde popsány dva typy kompozitních sloupů, první typ byl ocelový sloup vyplněný a obetonovaný betonem a druhý typ je Empergerův sloup, který se běžně používal do roku 1930 na výstavbu výškových budov v Chicagu. Následně v roce 1932 představil Emperger čtyři rozdílné typy kompozitních sloupů (Obr. 2.13), které se již velmi podobají kompozitním sloupům užívaným dnes. Typ I se nyní nazývá částečně obetonovaný sloup a typ II, III a IV je dnes znám jako obetonovaný kompozitní sloup.



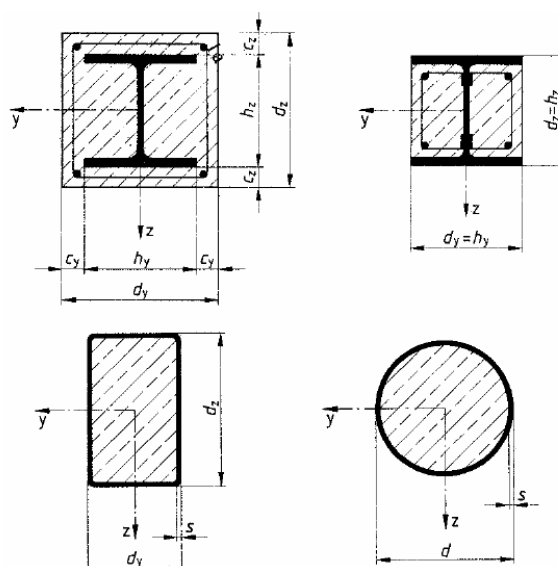
Obr. 2.13 Ocelobetonové sloupy [32]

Během roku 1930, byly v Německu provedeny testy pány Memmler, Bierett a Grüning (1934) na ocelových sloupech plněných betonem a pány Gehler a Amos (1936) na betonových sloupech vyztužených ocelovou výztuží. Tyto testy vedly k prvním německým stavebním předpisům pro kompozitní sloupy. DIN 1045-1943 uvažuje betonové sloupy vyztužené ocelovými profily (Obr. 2.14). Únosnost sloupu byla vypočtena Empergerovým vztahem vylepšeným o součinitel zohledňující stabilitu tlačných prutů. Následně vývoj kompozitních konstrukcí stagnoval až do konce druhé světové války. Výzkum v oblasti kompozitních konstrukcí byl obnoven během roku 1950, kdy využití betonu přinášelo výrazné úspory oceli v poválečné ekonomice. Klöppel a Goder (1957) testovali 54 ocelových profilů vyplněnými betonem a 45 čistých ocelových trubek. Výsledkem byl Klöppelův návrh ocelových sloupů plněných betonem, návrhy byly vzaty v úvahu pro německé předpisy DIN 1050, v roce 1954.



Obr. 2.14 Ocelobetonové sloupy vyztužené válcovanými profily a ocelovou výztuží [32]

První stavebním předpisem, který je zaměřen výhradně na kompozitní sloupy, byla německá norma 18806. Stanovila tři typy různých kompozitních sloupů (Obr. 2.15) a návrhový vztah pro určení únosnosti sloupu. Návrhová pravidla byla založena na práci Roik, Bergmann, Bode a Wagenknecht (1975, 1976). Tato metoda byla pak užitá jako základ pro zjednodušenou metodu návrhu v ČSN EN 1994-1-1 [5].



Obr. 2.15 Ocelobetonové sloupy podle DIN 18806 [32]

V 70 letech 20 století byla pak provedena celá řada experimentů s uzavřenými kruhovými, nebo čtvercovými ocelovými profily vyplněnými betonem, především pány Neogi, Knowles a Park [33], [34]. Vývoj v této oblasti trvá až dodnes a v poslední době především ve vyspělých zemích, prožívá užití trubky vyplněné betonem opravdovou renesanci. Mezi hlavní výhody patří rychlost montáže a výstavby, přičemž ocelový profil funguje jako ztracené bednění a zároveň mnohdy i plní funkci výztuže, jakož i možnost

jednoduchého připojení ostatních konstrukčních prvků. Mezi nevýhody patří cena a náročnější technologie provádění, což omezuje užití po celém světě. Největší vývoj a rozmach ocelových uzavřených průřezů vyplněných betonem probíhá nyní v Japonsku. Ovinutím betonu lze dosáhnout větší houževnatosti, která je žádoucí pro cyklické zatěžování při zemětřesení.

2.2.1 Normativní přístup podle ČSN EN 1993-1-1, ČSN EN 1994-1-1

Princip návrhu a posouzení centricky tlačných sloupů podle ČSN EN 1993-1-1 [3]

Analýzu centricky tlačných sloupů lze řešit dvojím způsobem. První možnost je užití součinitele vzpěrnosti χ , který zahrnuje imperfekce prutu.

Návrhová vzpěrná únosnost tlačného prutu pro průřezy třídy 1, 2 a 3 je

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (2.51)$$

pro průřezy třídy 4

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (2.52)$$

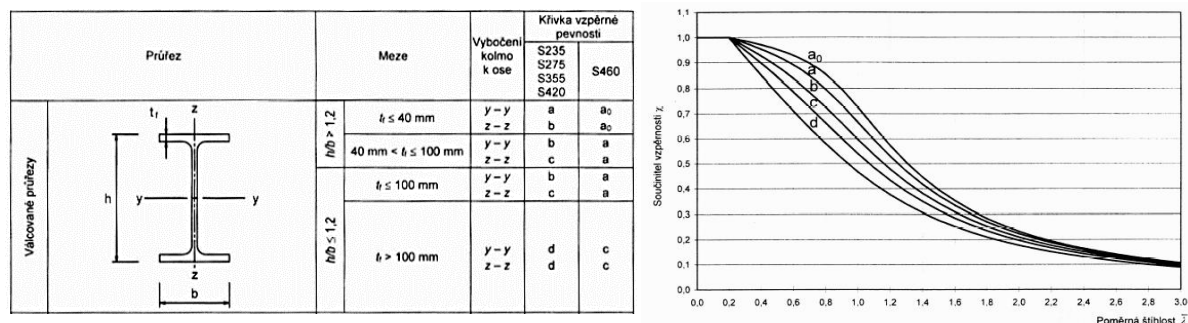
kde χ je součinitel vzpěrnosti pro příslušný způsob vybočení

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \quad \phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2], \quad (2.53)$$

kde $\bar{\lambda}$ je poměrná štíhlost pro průřezy třídy 1, 2 a 3 ve tvaru

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1}, \quad (2.54)$$

kde N_{cr} je kritická síla, α je součinitel imperfekce (Obr. 2.16):



Obr. 2.16 Křivky vzpěrné pevnosti podle ČSN EN 1993-1-1 [3]

λ_1 je štíhlost, při které je prut zatížen kritickou silou N_{cr} v pružném oboru, tzn. platnost Eulerovy hyperboly je rozšířena až na mez kluzu (2.55).

V odstavci 2.1.1 jsme předpokládali platnost Hookova zákona do meze pružnosti, tedy do štíhlosti $\lambda_p = \pi \cdot \sqrt{E/0,8f_y}$.

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}. \quad (2.55)$$

Druhá z možností je ověření stability zavedením imperfekce a účinků druhého řádu. Na prutu se zavádí ekvivalentní imperfekce $e_{0,d}$ ve tvaru počátečního prohnutí střednice, nebo adekvátním náhradním zatížením (odst. 2.1.2).

Princip návrhu a posouzení centricky tlačných sloupů podle ČSN EN 1994-1-1 [5]

Návrh ocelobetonového sloupu podle ČSN EN 1994-1-1 [5] je založen na stejném principu jako určení vzpěrné pevnosti ocelového prutu podle [3], imperfekce jsou zohledněny v křivkách vzpěrné pevnosti, kde jsou začleněny účinky reziduálního napětí a geometrických imperfekcí.

Je možné použít zjednodušenou metodu, kterou lze aplikovat pouze na sloupy s dvouose symetrickým průřezem konstantním po celé délce a je-li splněna podmínka, že poměr příspěvku oceli δ leží mezi hodnotami 0,2 až 0,9. Návrhová únosnost prutu v prostém tlaku se pak vypočítá ze vztahu (2.56).

$$N_{Rd} = N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_y + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad (2.56)$$

Kde A_a je plocha oceli, A_c je plocha betonu, f_y mez kluzu oceli a $f_{cd} = f_{ck}/1,5$ je návrhová hodnota válcové pevnosti betonu.

Vzpěrná únosnost se pak vypočítá podle vztahu:

$$N_{Rd} \cdot \chi_i \quad (2.57)$$

kde χ_i se určí ze vztahu:

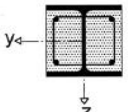
$\chi_i = \frac{1}{\phi_i + \sqrt{\phi_i^2 + \bar{\lambda}_i^2}}$	součinitel vzpěrnosti, který zahrnuje imperfekce prutu
$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$	parametr
$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{cr,i}}}$	poměrná štíhlost
$N_{Rk} = A_a \cdot f_y + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck}$	charakteristická únosnost
$N_{cr,i} = \frac{\pi^2(EI)_{eff,i}}{L_{cr,i}^2}$	kritická síla
$(EI)_{eff,i} = E_a \cdot I_a + 0,6 \cdot E_c \cdot I_c$	efektivní ohybová tuhost, kde I_a je moment setrvačnosti ocelové části, I_c je moment setrvačnosti betonové části, E_a modul pružnosti oceli, E_c modul pružnosti betonu

α je součinitel imperfekce, který se určuje podle křivky vzpěrnosti, pro ocelový prut $\alpha = 0,21$, pro ocelobetonový prut $\alpha = 0,49$ při vybočení kolmo na osu „z-z“

Musí být splněna podmínka (steel contribution factor): $0,2 < \delta = \frac{A_a \cdot f_y}{N_{Rd}} < 0,9$.

Zvyšováním pevnosti oceli se úměrně zvyšuje příspěvek oceli a blíží se k limitní hodnotě 0,9, avšak užitím betonu vyšší pevnosti je dosaženo příznivějších mezilehlých hodnot.

Návrh ocelobetonových sloupů lze rovněž provést podle obecné metody založené na teorii druhého řádu, přičemž imperfekce pro částečně obetonovaný H-profil, s nimiž se musí ve výpočtu uvažovat, jsou uvedeny v tabulce 2.4.

Průřez	Vybočení kolmo k ose	Křivka vzpěrné pevnosti	Imperfekce prutu
Částečně obetonovaný profil 	y-y	b	L/200
	z-z	c	L/150

Tab. 2.4 Křivky vzpěrné pevnosti a imperfekce prutu pro ocelobetonové průřezy [5]

Ohybová tuhost pro výpočet podle teorie druhého řádu je modifikována na hodnotu podle vztahu:

$$(EI)_{eff,d} = 0,9(E_a I_a + 0,5E_{cm} I_c + E_s I_s). \quad (2.58)$$

2.2.2 Normativní přístup podle BS 5400-3 [8], BS 5400-5 [9]

Návrhová únosnost prutu v prostém tlaku je stanovena podle vztahu:

$$N_u = 0,95 \cdot A_s \cdot f_y + 0,45 \cdot A_c \cdot f_{cu} \quad (2.59)$$

kde A_s je plocha oceli, A_c je plocha betonu, f_y mez kluzu oceli a f_{cu} je charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu.

Vzpěrná únosnost podle BS5400 – Part 5 se pak vypočítá podle vztahu:

$$N_y = 0,85 \cdot N_u \cdot K_1 \quad (2.60)$$

kde K_1 se určí ze vztahu:

$$K_1 = 0,5 \left[\left\{ 1 + \frac{1 + \eta}{\lambda_i^2} \right\} - \sqrt{\left\{ 1 + \frac{1 + \eta}{\lambda_i^2} \right\}^2 - \frac{4}{\lambda_i^2}} \right] \quad (2.61)$$

Štíhlost je počítána ze vztahu:

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{\pi \sqrt{\frac{0,95 \cdot E_s \cdot I_s + 0,45 \cdot E_c \cdot I_c}{N_u}}} \quad (2.62)$$

Po úpravách lze štíhlost napsat v podobném tvaru jako poměrná štíhlost v ČSN EN 1993-1-1: $\lambda = \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{cr,i}}}$, kde $N_{Rk} = A_s \cdot f_y + A_c \cdot f_{cu}$ je charakteristická únosnost, $N_{cr,i} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff,i}}{L_{cr,i}^2}$ je kritická síla.

Modifikovaná ohybová tuhost je určena ze vztahu:

$$(EI)_{eff,i} = 0,95 \cdot E_s \cdot I_s + 0,45 \cdot E_c \cdot I_c \quad (2.63)$$

kde I_s je moment setrvačnosti ocelové části, I_c je moment setrvačnosti betonové části, E_s modul pružnosti oceli, E_c modul pružnosti betonu.

Součinitel imperfekce se stejně jako v ČSN EN 1993-1-1 [3] určuje podle křivky vzpěrnosti podle normy BS5400-3 [8].

$$\eta = 75,5 \cdot \alpha \cdot (\lambda - 0,2) \quad (2.64)$$

Je zřejmé, že normové postupy podle ČSN EN 1993-1-1 [3] a BS 5400-3 [8] vycházejí z totožného přístupu a to kombinace pevnostního a stabilitního problému, základem je rovnice Ayrton-Perry-Robertson. Pokud porovnáme hodnoty $75,5\alpha$ ve vztahu pro η v BS5400 s α v ČSN EN 1993-1-1, dostaneme rovněž podobné hodnoty součinitele imperfekce, (Tab. 2.5).

EC 4		BS5400	
α		$75,5 \alpha$	
a₀	0,19	-	-
a	0,21	A	0,19
b	0,34	B	0,34
c	0,49	C	0,47
d	0,63	D	0,63

Tab. 2.5 Porovnání přístupů

Musí být splněna podmínka (concrete contribution factor): $0,1 < \alpha_c = \frac{0,45 \cdot A_c \cdot f_{cu}}{N_{Rd}} < 0,8$

2.2.3 Normativní přístup podle AISC 2005 – LFRD [6]

Je aplikována metoda založená na návrhu ocelových sloupů z AISC - 2005, která vychází z „Tangens modulus theory“,

Osovou únosnost centricky tlačенého prutu P_u , je definována v AISC LFRD – část E2 s modifikací vztahů podle části I2:

$$P_u = \phi_c \cdot P_n = 0,85 \cdot P_n \quad (2.65)$$

P_n je charakteristická osová únosnost daná vztahem:

$$P_n = A_s \cdot F_{cr} \quad (2.66)$$

kde A_s je plocha oceli a F_{cr} je kritická síla která je závislá na štíhlosti prutu:

$$\begin{aligned} \lambda_c \leq 1,5 \quad F_{cr} &= 0,658 \lambda_c^2 \cdot F_{my}, \\ \lambda_c \geq 1,5 \quad F_{cr} &= 0,877 / \lambda_c^2 \cdot F_{my}. \end{aligned} \quad (2.67)$$

Štíhlost prutu se vypočítá ze vztahu: $\lambda_c = \frac{l_{cr}}{r \cdot \pi} \sqrt{(F_{my}/E_m)}$, kde r je poloměr setrvačnosti ocelového profilu, F_{my} je modifikovaná mez kluzu oceli, kterou určím ze vztahu:

$$F_{ym} = F_y + c_2 \cdot f_c \cdot \frac{A_c}{A_s} \quad (2.68)$$

kde A_s je plocha oceli, A_c je plocha betonu, F_y mez kluzu oceli a f_c je charakteristická pevnost betonu v tlaku a $c_2 = 0,6$ pro částečně obetonované H-průřezy.

Modifikovaný modul pružnosti je určen podle vztahu:

$$E_m = E_s + c_3 \cdot E_c \cdot \frac{A_c}{A_s} \quad (2.69)$$

kde E_c je modul pružnosti betonu, E_s je modul pružnosti oceli, A_a je plocha oceli, A_c je plocha betonu a $c_3 = 0,2$.

2.2.4 Normativní přístup podle AS 5100–6 [10], AS 4100 [11]

Únosnost v prostém tlaku

$$N_{us} = \phi \cdot A_s \cdot f_y + \phi_c \cdot A_c \cdot f_c = 0,9 \cdot A_s \cdot f_y + 0,6 \cdot A_c \cdot f_c \quad (2.70)$$

Kde A_s je plocha oceli, A_c je plocha betonu, f_y mez kluzu oceli a f_c je charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku.

Vzpěrná únosnost podle AS 5100 [11] se pak vypočítá podle vztahu:

$$N_{uc} = N_{us} \cdot \alpha_c \quad (2.71)$$

kde α_c se určí ze vztahu:

$$\alpha_c = \xi \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{90}{\xi \cdot \lambda} \right)^2} \right) \quad \text{štíhlostní redukční faktor (compression member}$$

slenderness reduction factor)

$$\xi = \frac{\left(\frac{\lambda}{90} \right)^2 + 1 + \eta}{2 \cdot \left(\frac{\lambda}{90} \right)^2}$$

compression member factor

$$\eta = 0,00326 \cdot (\lambda - 13,5)$$

$$\lambda = \lambda_n + \alpha_a \cdot \alpha_b$$

kde:

$$\lambda_n = 90 \cdot \lambda_r$$

parametr

štíhlost

modifikovaná štíhlost, kde relativní štíhlost se počítá ze

vztahu $\lambda_r = \sqrt{\frac{A_s \cdot f_y + A_c \cdot f_c}{N_{cr}}}$, kde $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{L_{cr}^2}$ je kritická

síla a $(EI)_e = 0,9 \cdot E_s \cdot I_s + 0,6 \cdot E_c \cdot I_c$ efektivní ohybová tuhost, kde I_s je moment setrvačnosti ocelové části, I_c je moment setrvačnosti betonové části, E_s modul pružnosti oceli, E_c modul pružnosti betonu

redukční faktor,

průřezová konstanta, (Tab. 2.6)

$$\alpha_a = \frac{2100 \cdot (\lambda_n - 13,5)}{\lambda_n^2 - 15,3 \cdot \lambda_n + 2050}$$

α_b

Průřezová konstanta α_b	Popis průřezu
-1,0	Pravoúhlé a kruhové duté průřezy za tepla válcované
	Pravoúhlé a kruhové duté průřezy, tvářené za studena, žíhané
-0,5	Pravoúhlé a kruhové duté průřezy, tvářené za studena
0	Svařované H a I profily vyrobené z plechů řezaných plamenem
0,5	Svařované H a I profily vyrobené z plechů za tepla válcovaných (tl. pásnice do 40 mm)
1,0	Svařované H a I profily vyrobené z plechů za tepla válcovaných (tl. pásnice nad 40 mm)

Tab. 2.6 Průřezová konstanta, α_b

3 CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE

Hlavním cílem této disertační práce je ověření vzpěrné pevnosti ocelobetonových tlačených prutů z materiálů vysokých pevností. Takto široce definovaný cíl je nutné rozdělit do tří dílčích cílů:

- Teoretická analýza
- Numerická analýza
- Experimentální analýza

3.1 Teoretická analýza

Hlavním cílem teoretické analýzy je shrnutí a vyšetření různých aspektů, které mají vliv na vzpěrnou únosnost a vzpěrnou pevnost ocelového a ocelobetonového prutu. Shrnutím těchto analýz je teoretický předpoklad chování ocelobetonového prutu a jeho porovnání s normativními postupy. Závěrem teoretické analýzy je vytvoření výpočetního modelu pro určení vzpěrné pevnosti ocelobetonového prutu, který vychází z existujících analytických postupů. Za základ pro stanovení vzpěrné pevnosti, byly použity výpočetní postupy podle ČSN EN 1994-1-1 [5] a Ayrton-Perry-Robertson rovnice (2.38).

3.2 Numerická analýza

Numerická analýza si klade za úkol vytvoření numerického modelu staticky namáhaného ocelobetonového sloupu, který bude sloužit k verifikaci analytického modelu s výsledky experimentální fáze. Numerický model je kalibrován na základě materiálových zkoušek a experimentálních výsledků centricky tlačených sloupů. Jedním ze stěžejních aspektů je také ověření chování ocelobetonového prutu při měnících se faktorech, které mají zásadní vliv na vzpěrnou pevnost prutu, což minimalizuje provádění dalších finančně nákladných zkoušek. Výsledky numerické studie ověřené experimenty budou porovnány s přístupem podle normativních předpisů a analytickou rovnicí vycházející z teoretické analýzy.

3.3 Experimentální analýza

Experimentální analýza je dělena do dvou fází, první (pilotní) fáze je zaměřena na ověření předpokládaného chování centricky zatíženého prutu na základě teoretické analýzy. Tato část experimentu slouží pro vymezení hledaného problému a také pro kalibraci zkušebního zařízení. Zatímco druhá (hlavní) fáze si klade za hlavní cíl vyšetření a ověření

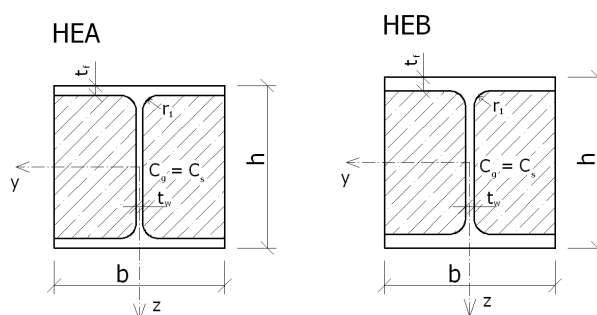
vlivu použití ocelí a betonů vyšších pevností na vzpěrnou únosnost a pevnost prutu a porovnat je se stávajícími normativními postupy.

Aby bylo možné vyšetřit vliv užití betonů a ocelí vyšších pevností nebylo uvažováno se spřáhnutím betonové a ocelové části. Betonová část není nijak vyztužena, opatřením proti vypadnutí betonové části ze ztraceného bednění, které tvoří H-profil, byly přivařené trny průměru 6 mm na stojině ocelové části a to na obou koncích. Část prutu, která byla nejvíce namáhaná, tedy oblast uprostřed délky prutu, byla ponechána bez trnů.

4 TEORETICKÁ ANALÝZA OCELOBETONOVÉHO PRUTU

4.1 Ocelobetonový sloup z ocelí a betonů vyšších pevností

Vzhledem k praktickému provádění kompozitního sloupu byl vybrán typ částečně obetonovaného H-profilu. Stojina sloupu je kryta betonem ze dvou stran, zatímco pásnice, které tvoří bednicí formu, jsou obetonovány pouze z jedné strany (Obr. 4.1). Aby bylo možné vyšetřit vliv užití betonů a ocelí vyšších pevností nebylo uvažováno se sprážením betonové a ocelové části spráhovacími prostředky. Betonová část není nijak vyztužena, opatřením proti vypadnutí betonové části ze ztraceného bednění, které tvoří H-profil, byly přivařené trny průměru 6 mm na stojině ocelové části a to na obou koncích. Část prutu, jež byla nejvíce namáhaná, tedy oblast uprostřed délky prutu, byla ponechána bez trnů.



Obr. 4.1 Příklad vybraného kompozitního průřezu.

4.1.1 Vliv užití oceli a betonu vyšší pevnosti na vzpěrnou pevnost a únosnost sloupu

Pro užití ocelí vyšších pevností (HSS) v tlačných prutech je limitní především stabilitní hledisko. Jedná se o globální stabilitu prutu, která je založena na Eulerově kritické síle, ale také, z důvodu zeštíhlování tloušťky pásnic a stojiny, o lokální ztrátu stability. Tato stabilitní hlediska jsou pro tlačné pruty limitující a redukují výhody užití HSS. Užití HSS při stabilitním řešení nemá podstatný vliv, protože při zvyšování pevnosti oceli zůstává neměnný modul pružnosti a kritická síla je také konstantní. Efektivita využití pevnosti oceli se snižuje, kritické napětí, při němž je v nejvíce namáhaném vlákne dosaženo meze kluzu, nedosáhne maximálně možného napětí v důsledku ztráty stability. Zohledníme-li vliv štíhlosti sloupů, dojde u vyšších štíhlostí sloupů ke ztrátě stability především v pružné oblasti.

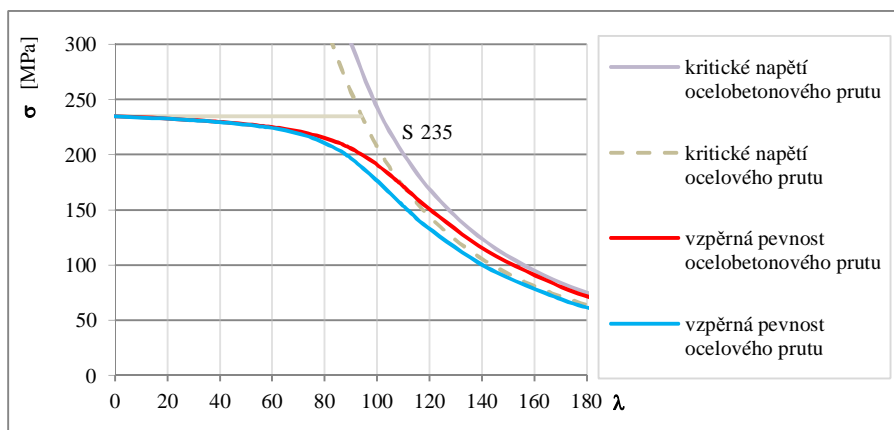
Avšak skutečné pruty mají materiálové i geometrické imperfekce. Při užití geometrické imperfekce prutu, tedy zakřivení střednice prutu, nebo adekvátně, při použití excentricity zatížení, se mění stabilitní problém na pevnostní řešení. Úloha je pak řešena z pevnostního pohledu, napětím od ohybového momentu se zohledněním vlivu změny geometrie konstrukce

na podmínky rovnováhy (teorie II. řádu) dojde k růstu napětí v krajních vláknech (4.1). Zde právě nachází uplatnění vyšší mez kluzu.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{Ne_{0,d}}{\left(1 - \frac{N}{N_{cr}}\right)W} \quad (4.1)$$

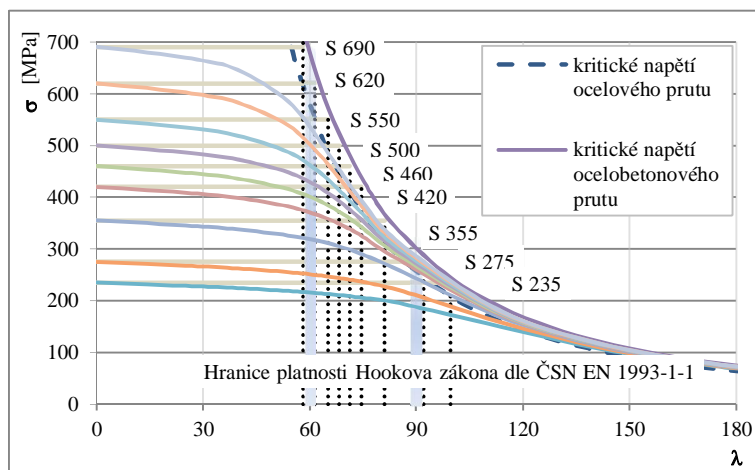
Nespornou výhodou HSS je, že mají z výroby nízké hodnoty materiálových imperfekcí, především reziduálních napětí [16], které má podstatný vliv na velikost vzpěrné pevnosti a únosnosti u tlačných prutů.

Vysokopevnostní beton pak zvyšuje kritické napětí, které je limitující pro prut namáhaný vzpěrným tlakem (Graf 4.1). Napomáhá také eliminaci boulení průřezu v nejvíce namáhaném místě a v neposlední řadě také snižuje štíhlost prutu, což vede k lepšímu využití ocelí vyšších tříd.



Graf 4.1 Průběh vzpěrné pevnosti v závislosti na štíhlosti

U běžných štíhlostí sloupů v pozemních stavbách $\lambda = 50 - 90$ je dosaženo použitím ocelí vyšších pevností největšího nárůstu vzpěrné pevnosti, u vyšších štíhlostí je pak použití těchto ocelí neekonomické (Graf 4.2).

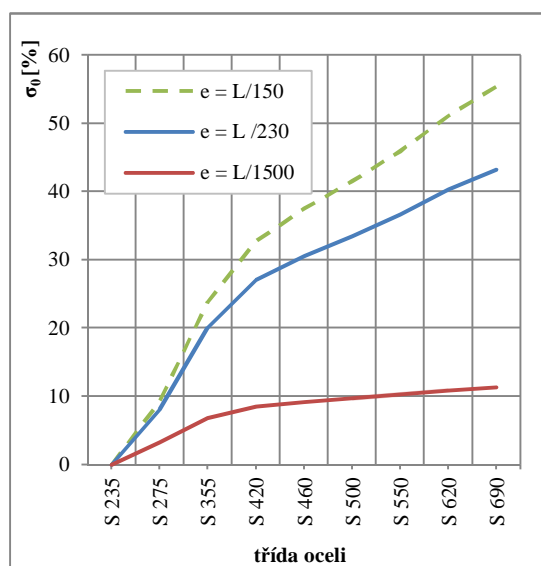


Graf 4.2 Vliv štíhlosti na vzpěrnou pevnost tlačného prutu v závislosti na třídě použité oceli

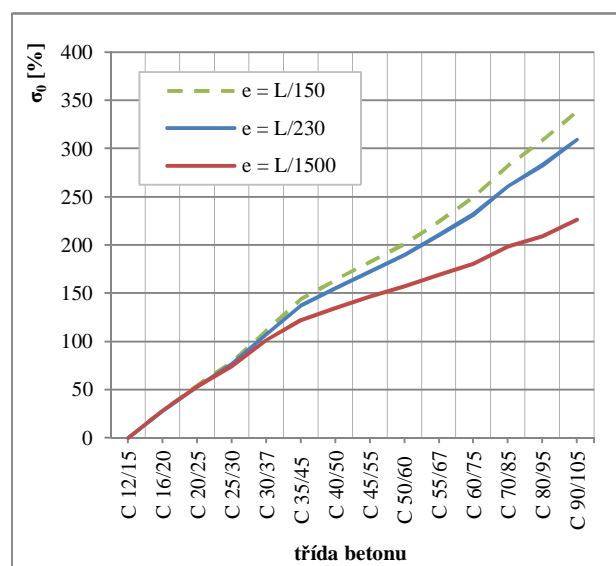
4.1.2 Vliv velikosti počátečních deformací střednice na vzpěrnou pevnost a únosnost sloupu

Opustíme-li předpoklad ideálního prutu a zahrneme-li do výpočtu imperfekce, přestane se jednat o případ prosté stability, ale je řešen problém pevnosti prutu. Napětí σ_0 , při kterém je v nejméně namáhaném vlákne dosaženo meze kluzu f_y , je zásadně ovlivňováno velikostí imperfekcí a také druhem a jakostí použitého materiálu.

Oceli vyšších pevností přispívají ke zvýšení vzpěrné pevnosti prutu s imperfekcí a betony vyšších tříd pak zejména posouvají kritickou sílu prutu, jež je pro tlačný prut limitující. Se zvětšující se imperfekcí dochází k lepšímu využití ocelí vyšších pevností, u betonů toto již nemá tak velký vliv. Grafy 4.3 a 4.4 ukazují procentuální zvýšení vzpěrné pevnosti σ_0 užitím vyšší třídy oceli a betonu [49].

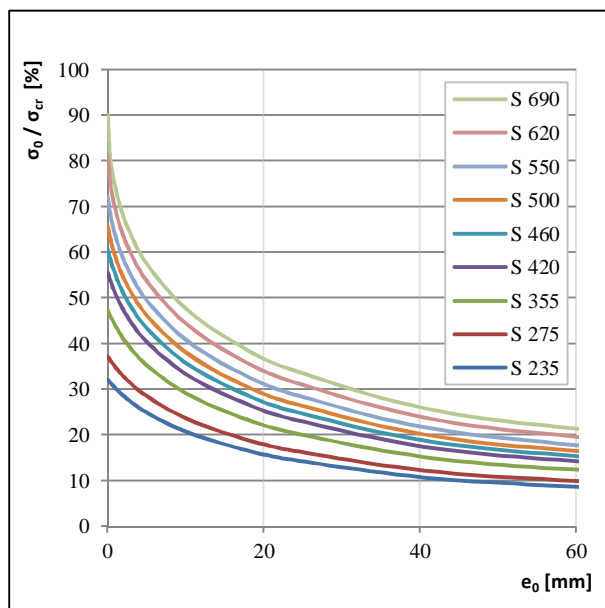


Graf 4.3 Přispěvek f_y na zvýšení σ_0 , srovnávací třída oceli je S 235

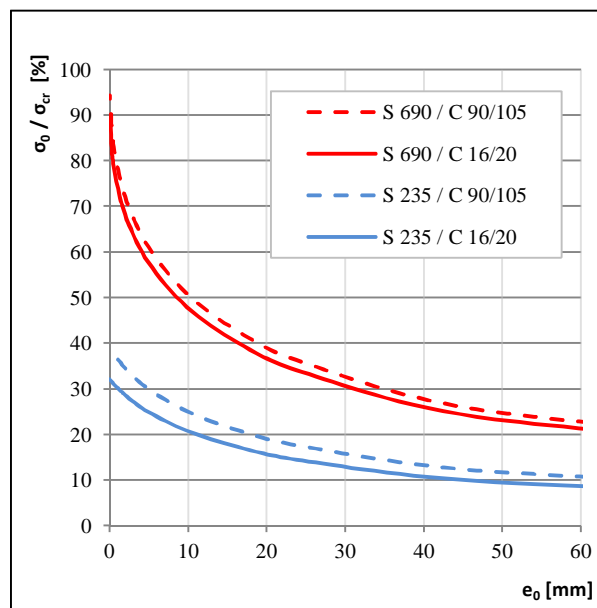


Graf 4.4 Přispěvek f_{ck} na zvýšení σ_0 , srovnávací třída betonu je C 12/15

Největší příspěvek na zvýšení vzpěrné pevnosti (vzhledem k oceli třídy S 235), zejména při malé imperfekci, platí pro oceli do třídy S 460. U betonů nemá velikost imperfekce podstatný vliv, příspěvek betonu vzhledem k C 12/15 je přibližně totožný pro všechny zkoumané imperfekce. Toto je zapříčiněno měnícím se sečnovým modulem pružnosti E_{cm} , jenž má větší vliv na vzpěrnou pevnost s imperfekcí než pevnost betonu. Avšak vzhledem k třídě betonu C 12/15 je procentuální nárůst markantní. Hlavní podíl na zvýšení vzpěrné pevnosti ocelobetonového prutu s imperfekcí má jakost použité oceli. Graf 4.5 a 4.6 ilustruje vliv užití třídy oceli a betonu na velikost poměru vzpěrné pevnosti a kritického napětí ocelobetonového prutu v závislosti na ekvivalentní imperfekci.



Graf 4.5 Procentuální závislost poměru vzpěrné pevnosti a kritického napětí ocelobetonového prutu na e_0



Graf 4.6 Vliv použité třídy betonu v závislosti na poměru vzpěrné pevnosti a kritického napětí při měnící se e_0

4.1.3 Vliv tvaru ekvivalentní geometrické imperfekce

Prozatím bylo předpokládáno ze stabilitní teorie podle Eulera, že prut při ztrátě stability vybočí v jedné sinusové půlvlně, stejně tak při řešení stability reálného prutu, je nahrazen prut s přímkou střednicí, prutem se zakřivenou střednicí o stejném tvaru. Prut se zakřivenou střednicí je nejčastěji modelován ve tvaru jedné sinusové půlvlny, kde maximální amplituda $e_{0,d}$ je velikost ekvivalentní imperfekce (excentricity) daná normou, nebo určená z experimentu.

Avšak v některých případech (tvorba numerického modelu) je toto řešení neefektivní a je třeba zavést jiné řešení, které pružně reaguje na změny, a to bez nutnosti zásahu do geometrie prutu. Řešením je excentricky zatížený prut s přímkou střednicí, přičemž imperfekce je vnesena pomocí excentricity osového zatížení, kde maximální vyosení břemene je $e_{0,d}$ stanovené stejně jako u prvního způsobu podle normy nebo z experimentu.

Předpokládáme, že tvar ohybové čáry je u obou případů jedna sinusová půlvlna.

Rovnice ohybové čáry prutu zakřiveného ve tvaru jedné sinusové půlvlny má tvar podle (4.2):

$$w(x) = C_1 \cdot \sin \frac{\pi}{L} x. \quad (4.2)$$

Pro osově zatížený prut, s počátečním zakřivením střednice podle jedné sinusové půlvlny s uvážením teorie II. řádu, je pak celková výchylka podle (4.3)

$$w_{max} = e_{0,d} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}}, \quad (4.3)$$

maximální napětí v tlacených vláknech prutu je pak podle (4.4)

$$\sigma_{max} = \sigma_0 \cdot \left(1 + m_0 \cdot \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr} - \sigma_0} \right). \quad (4.4)$$

Celková výchyłka pro prut s přímou střednicí s excentrickým zatížením je [21]

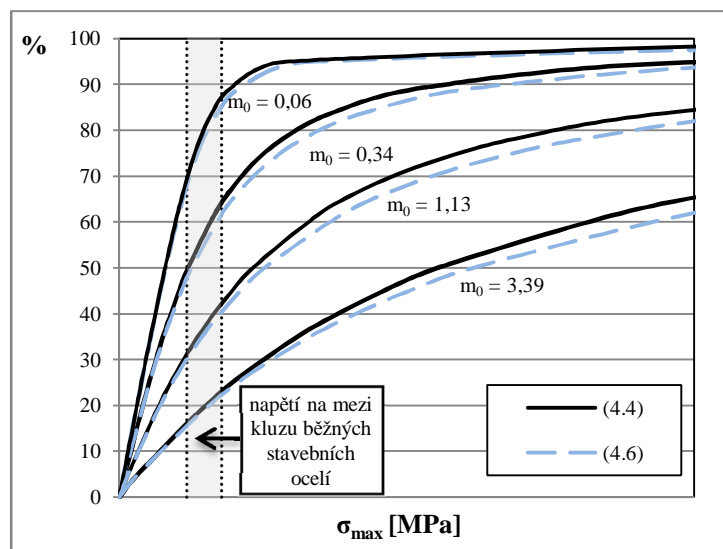
$$w_{max} = e_{0,d} \cdot \sec \sqrt{\frac{N_{Ed} L}{EI} \frac{L}{2}}, \quad (4.5)$$

maximální napětí v tlacených vláknech prutu je pak

$$\sigma_{max} = \sigma_0 \cdot \left(1 + m_0 \cdot \sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{\sigma_0}{\sigma_{cr}}} \right), \quad (4.6)$$

kde m_0 je poměrná počáteční excentricita daná vztahem $m_0 = e_{0,d}/j$, j je jádrová úsečka a $e_{0,d}$ je ekvivalentní imperfekce.

Vliv tvaru imperfekce je vyjádřen v grafu 4.7, černá plná čára odpovídá sloupu s počátečním zakřivením podle jedné sinusové půlvlny a modrá přerušovaná čára platí pro přímý sloup s excentrickým zatížením.



Graf 4.7 Graf srovnávací vztahy (4.4) a (4.6) pro odpovídající poměrné počáteční excentricity

Na svislé ose je vyneseno osové zatížení prutu vyjádřené jako procento z kritické síly N_{cr} , σ_{max} je pak odpovídající napětí v extrémně tlacených vláknech podle vztahu (4.4) a (4.6).

Z grafu 4.7 je patrné, že tvar imperfekce není významný na rozdíl od její velikosti. Není ani tak rozhodující tvar jako velikost excentricity, protože má výrazný efekt na napětí hlavně u středních štíhlostí [22].

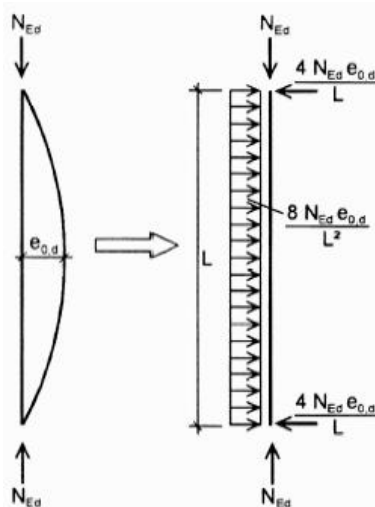
Při dosažení normálové síly, při které je dosaženo meze kluzu oceli, do vztahů (4.4) a (4.6), se procentuální rozdíl mezi napětím σ_{max} zmenšuje s klesající excentricitou e_0 . Rozdíly ve vzpěrné pevnosti σ_0 , kdy je dosaženo v krajních vláknech meze kluzu $\sigma_{max} = f_y$, u prutu zatíženého excentricky a zakřiveného podle sinusovky, jsou pro dané štíhlosti λ zobrazeny v tabulce 4.1:

λ	0	50	100	150	200	250
%	0,0	0,8	3,1	3,2	2,2	1,5

Tab. 4.1 Procentuální rozdíly σ_0 prutu s excentricitou zatížení a prutu zakřiveného podle sinusoidy

Norma ČSN EN 1993-1-1 [3] dovoluje alternativně použít prut s přímou střednicí zatíženou spojitým zatížením q_0 , které nahrazuje parabolické zakřivení střednice (Obr. 4.2).

$$q_0 = \frac{8 \cdot N_{Ed} \cdot e_{0,d}}{L} \quad (4.7)$$



Obr. 4.2 Tvar počátečního prohnutí, nahrazení počátečních imperfekcí soustavou náhradních sil [3]

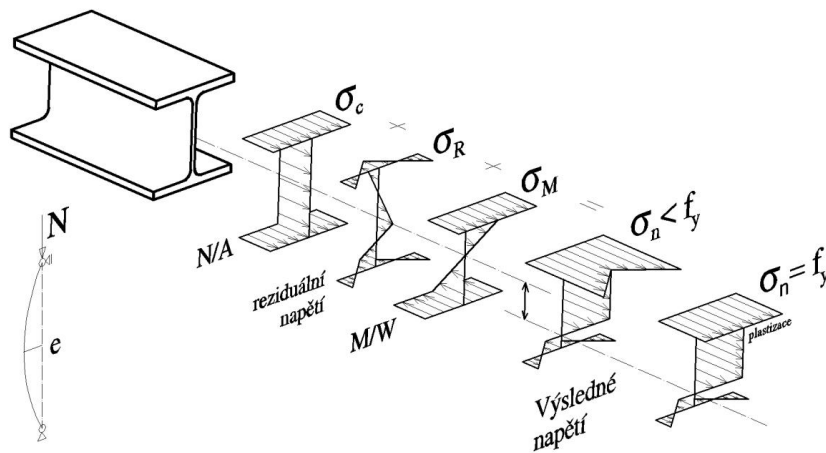
Pokud uvažujeme, že tvar ohybové čáry při zatížení je totožný s předcházejícími případy, je velikost σ_{max} shodná se vztahem (4.4).

Pro tvorbu numerického modelu je zakřivení střednice velice pracné a neefektivní, byla by nutná změna geometrie prutu paralelně s velikostí ekvivalentní imperfekce. Z tohoto pohledu jsou pak výhodnější metody s použitím excentricity zatížení nebo postup podle [3], které ponechávají nezměněnou geometrii střednice prutu a manipulují pouze s vnějším zatížením. Navzdory jisté minimální nepřesnosti je užití vztahu (4.6) nevhodnější, protože postup podle [3] vykazuje velké odchylky vlivem interakce zatížení s modelem sloupu.

Alternativní způsob podle [3] je nejlépe využitelný pro jednoduchý prutový model, kde průřez je dán momentem setrvačnosti namísto přesným konečno-prvkovým tvarem.

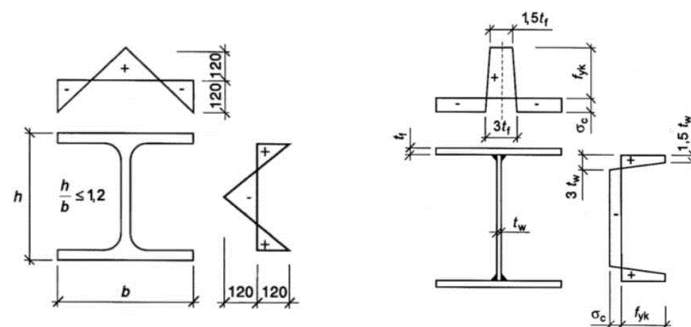
4.1.4 Vliv reziduálních napětí na vzpěrnou pevnost a únosnost sloupů

Uvažujeme-li prut zatížený tlakovou silou, jsou nejnejpříznivější tlaková reziduální napětí, která se sčítají s tlakovými napětími od vnějšího zatížení. Toto vede k jednostrannému plastickému stádiu napjatosti a posunutí neutrálné osy, což má za následek zvýšení excentricity zatížení. (Obr. 4.3)



Obr. 4.3 Sčítání napětí od vnějšího zatížení s reziduálním napětím

Vysokých hodnot meze kluzu a meze pevnosti u válcovaných profilů je dosaženo kalením a následným temperováním při 600°C. Tímto technologickým procesem prochází válcované profily a je tím i z větší části odstraněno reziduální napětí. Avšak válcované profily jsou běžně dostupné pouze do pevnostní třídy oceli S 460, pokud je třeba zhotovit průřez z vyšší třídy oceli, je nutné profil svařit z adekvátních plechů a tím je vnášeno dodatečné reziduální napětí. Uvažujeme-li vzpěrnou únosnost relativně k mezi kluzu, je pak vzpěrná únosnost sloupů z válcovaných profilů větší než sloupů z ocelí o stejných pevnostních charakteristikách, kterých ale bylo dosaženo změnou chemického složení.

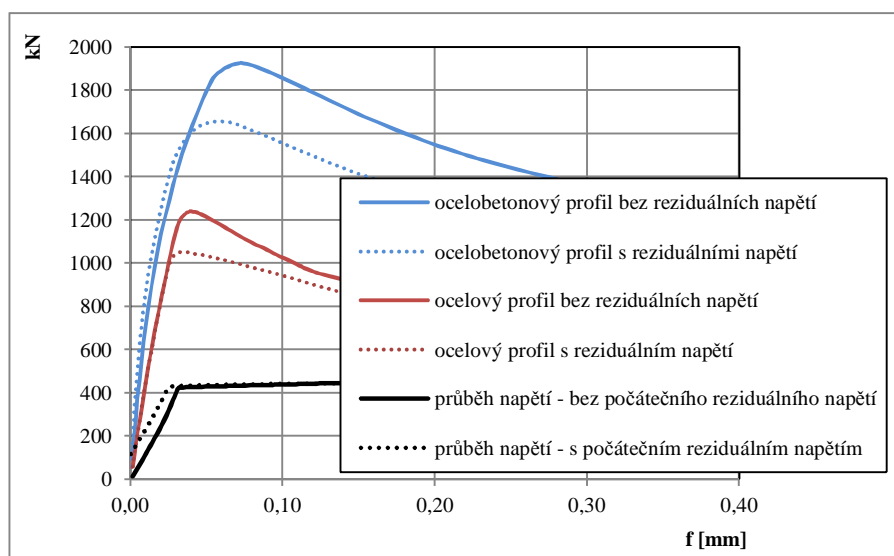


Obr. 4.4 Průběhy reziduálního napětí na válcovaných a svařovaných profilech podle švédské návrhové normy BSK 94 [35]

U válcovaných profilů je možné uvažovat reziduální napětí konstantní hodnotou, avšak u svařovaných profilů je reziduální napětí závislé na tloušťce desek a mezi kluzu, (Obr. 4.4).

Vliv reziduálních napětí je podstatný pro vzpěr v plastickém oboru, avšak s uvážením stability je u tlačných prutů rozhodující štíhlost. Ta má za následek, že u prutů běžných štíhlostí dojde ke ztrátě stability nejčastěji v pružném oboru. Avšak užitím vysokohodnotných betonů může dojít ke snížení štíhlosti sloupu a reziduální napětí pak může zásadně ovlivnit vzpěrnou pevnost prutu. Ze stabilitního hlediska je tedy patrné, že u válcovaných profilů užitím HSS reziduální napětí nenabývá velkého významu vzhledem k vysoké mezi kluzu. U svařovaných profilů podle [22] a [24] dosahují tlaková reziduální napětí 30 % - 50 % meze kluzu u běžných ocelí a tahová reziduální napětí mohou však dosáhnout až hodnoty meze kluzu.

Pokud budeme uvažovat pevnostní problém a zavedeme geometrické imperfekce střednice prutu, vlivem reziduálních napětí dojde ke snížení normálové síly, při které je dosaženo napětí na mezi kluzu oceli. Výsledky numerického modelu, které potvrzují tento předpoklad, znázorňuje graf 4.8.



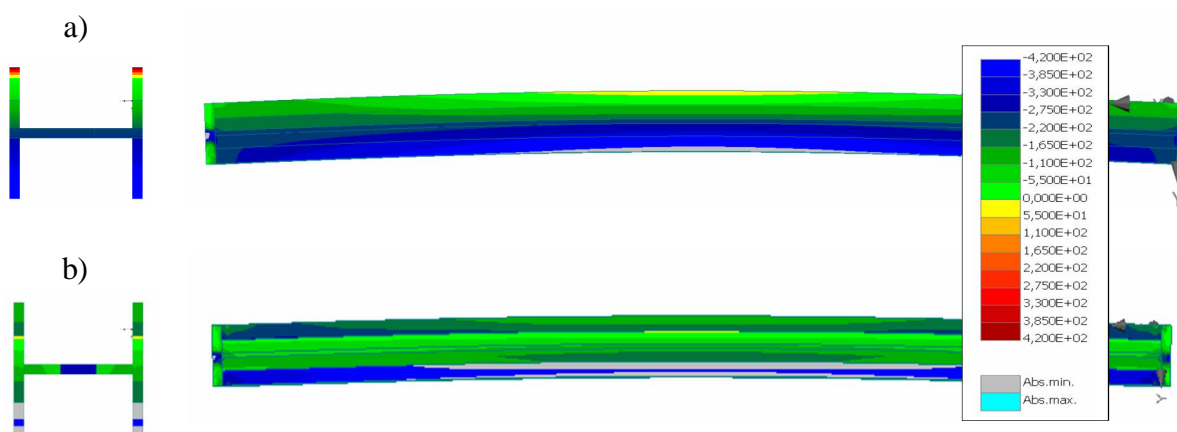
Graf 4.8 Průběh závislosti zatížení a přetvoření uprostřed délky prutu

Z odstavce 4.1.1 je zřejmé, že největší vliv na vzpěrnou pevnost ocelobetonového prutu s imperfekcemi má mez kluzu oceli, beton mezi pásnicemi ovlivňuje zejména velikost kritické síly. Nicméně z výsledků numerických modelů je také patrné, že u tlačných ocelobetonových sloupů je nejdříve vyčerpána únosnost betonu, v této chvíli dojde i ke kolapsu prutu (je dosažena maximální osová síla), mez kluzu oceli je dosažena ve stejnou dobu (při malé excentricitě zatížení) nebo dříve (při velké excentricitě zatížení), pak následuje plastizace oceli, které je dosaženo až po kolapsu sloupu, a to ve fázi, kdy beton již nepřenáší

zatížení – v betonu dochází ke vzniku magistrálních trhlin. Toto je zapříčiněno především tím, že přetvoření nutné pro vyvolání napětí na mezi kluzu oceli jsou u vysokohodnotných betonů nereálná, protože tyto betony nemají tak velkou plastickou rezervu, tj. deformační změkčení jsou mnohem menší (odst. 1.3.2).

U prutů s větší excentricitou zatížení dojde k částečnému využití plastické rezervy, avšak souběžně při zmenšování excentricity dochází k menšímu využití plastické rezervy [36], tzn., že u prutů s minimální imperfekcí je dosaženo meze kluzu zároveň při dosažení maximální osově síly. Plastická analýza či uvažování zpevnění oceli je tedy zanedbatelná. Pruty střední a velké štíhlosti s malou excentricitou zatížení dosáhnou lokální plastizace průřezu uprostřed délky prutu.

Avšak budeme uvažovat vliv reziduálních napětí, vznikne jednostranná plastická oblast protažená, až po celé délce prutu, viz Obr. 4.5. Tedy u tlačných štíhlých prutů s malou excentricitou zatížení lze již uvažovat s plastickou analýzou.



Obr. 4.5 Průběh napětí excentricky zatíženého prutu: a) prut bez reziduálních napětí; b) prut s reziduálním napětím

4.1.5 Vliv užití plastické analýzy a plastické rezervy u tlačných prutů

Při pružné analýze je předpokládáno, že se materiál chová až do okamžiku kolapsu lineárně. Tento předpoklad je možný jak pro analýzu teorií prvního řádu, tak i s přihlédnutím ke geometrické imperfekci pro analýzu teorií druhého řádu. Únosnost průřezu je vyčerpána, pokud je v nejméně namáhaném místě dosaženo meze kluzu, tedy dolním limitem plastické podmínky. Plné využití průřezu může být dosaženo pouze, pokud nejsou překročeny jisté geometrické podmínky, jako je například štíhlost prutu a kompaktnost průřezu.

Plastická analýza vychází ze stejných podmínek, avšak je dále doplněna o další pravidla. Plastický návrh v normativních předpisech je podmíněn dostatečnou tuhostí průřezu, tedy průřezů tříd 1 a 2, zajištěním stability a dostatečnou rotační kapacitou průřezu, pak

v nejvíce namáhaném místě dojde k vytvoření plastického kloubu. Lze uvažovat s materiálovými modely: tuho - plastickým, pružně - plastickým nebo pružně nelineárně - plastickým. Tyto modely se liší předpoklady v pružné oblasti, kde se uvažuje dokonale tuhé, lineárně pružné nebo nelineární chování.

Pro porušení oceli je rozhodující mez pevnosti, avšak z hlediska spolehlivosti návrhu je plastifikace průřezu charakterizována mezí kluzu. Plastický kloub tedy vznikne, pokud napětí v celém průřezu dosáhne meze kluzu. Použití plastické analýzy je vhodnější pro staticky neurčité konstrukce, avšak i u staticky určité konstrukce lze pro efektivitu návrhu únosnosti zohlednit plastizaci průřezu, popřípadě účinky zpevnění. U centricky tlačených sloupů o štíhlosti $\lambda \leq 20$ dochází k plastizaci celého průřezu po překročení meze kluzu, bez nutnosti splnění podmínky dostatečné rotační kapacity. Při dalším zatěžování dochází k využití plastické rezervy a ke kolapsu sloupu dojde po dosažení meze pevnosti. U štíhlých sloupů ($\lambda > 20$) je mez kluzu popřípadě mez pevnosti dosažena celkovou ztrátou stability před vytvořením plastického mechanismu.

Pružnoplastické stadium štíhlých prutů namáhaných vzpěrným tlakem

V ocelobetonových konstrukcích namáhaných ohybem je ekonomicky výhodné využití plastické analýzy. U tlačených štíhlých prutů je toto komplikovanější, protože základním předpokladem je vznik plastického kloubu, který vzniká v nejvíce namáhaném místě prutu, přitom nesmí dojít k celkové ztrátě stability vybočením. U velmi štíhlých prutů toto však téměř vždy nastane. Je také nutné zvolit adekvátní typ průřezu z hlediska lokální ztráty stability, tedy průřez třídy 1 a 2, ke které může dojít právě v místech předpokládaných plastických kloubů. Oba tyto aspekty ztráty stability napomáhá eliminovat užití betonu, u ocelí vyšších pevností pak užití betonu vyšších tříd, jež vyváží poměr příspěvku oceli k vzpěrné únosnosti. Vysokohodnotný beton napomáhá eliminaci boulení průřezu v nejvíce namáhaném místě a také snižuje štíhlost prutu. Je tedy otázkou, zda je nutné u ocelobetonových prutů uvažovat pro použití plastické analýzy pouze průřezy 1. a 2. třídy.

Z odstavce 4.1.3 je patrné, že ekvivalentní imperfekce ve formě zakřivení střednice prutu lze nahradit prutem s přímou střednicí s excentricitou zatížení. Pruty střední a velké štíhlosti s malou excentricitou zatížení dosáhnou lokální plastizace průřezu uprostřed délky prutu. U prutů velkých štíhlostí se plastická oblast soustředí kolem středu, protože se zvětšuje podíl vzpěru od osově síly, jež má za následek nerovnoměrnost rozdělení ohybového momentu od přetvoření II. řádu. Pokud budeme uvažovat velkou excentricitu zatížení, vznikne jednostranná plastická oblast protažená až po celé délce prutu. S rostoucí

excentricitou zatížení zasahuje tečení více na vypuklou stranu prutu, protože roste podíl ohybového momentu na napjatosti prutu. Je tedy patrné, že velikost plastické zóny závisí především na štíhlosti prutu a velikosti excentricity zatížení [36].

Southwellovou metodou určená ekvivalentní imperfekce z experimentů provedených na Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí na VUT v Brně [14], (Tab. 4.2) dokazuje, že imperfekce skutečných centricky tlačných prutů jsou minimální.

Zkušební těleso	T10	T11	T12	T13	T14	T15	T16	T17	T18
$e_{0,d}/L$	1/2265	1/4769	1/2479	1/4762	1/2381	1/5309	1/3906	1/1586	1/2276

Tab. 4.2 Ekvivalentní imperfekce určené pomocí Southwellovy metody

U excentricky tlačných prutů nastává kolaps při plném plastickém kloubu jen u prutů s malou štíhlostí, u sloupů běžných štíhlostí $\lambda = 40 - 90$ dochází ke zhroucení ještě před vytvořením úplného plastického kloubu. V průřezu vzniká maximálně jednostranně plastické stadium napjatosti. Tedy u tlačných štíhlých prutů s malou excentricitou zatížení lze plastickou analýzu zanedbat, ale se zvětšující excentricitou roste její význam. Avšak použitím betonů vyšší pevnosti se posouvá mezní štíhlost, při které je třeba již zohlednit vliv stability. U betonů pevnostní třídy C 90/105 je to o 6,1 %, což může vést k oboustranně plastickému stadiu napjatosti a tedy k lepšímu využití materiálových charakteristik.

Plastická rezerva – zpevnění oceli

U běžných stavebních ocelí nastává zpevnění při prodloužení cca. 1 %, tedy při zohlednění štíhlosti, při které nenastane kolaps prutu ještě před protažením krajního vlákna o 1 %, dostaneme prut o štíhlosti $\lambda < 12$, tyto pruty se však na vzpěr neposuzují. Mez kluzu u běžných ocelí je výrazná a zpevnění nenastává okamžitě, u HSS se mez kluzu f_y určuje tzv. smluvní mezí kluzu $f_{0,2}$, jež je napětí vyvolané trvalou poměrnou deformací 0,2 % původní měřené délky. Zpevnění oceli nastává ihned po dosažení meze kluzu, uvažujeme tedy bilineární pracovní diagram s plastickou rezervou.

I když u ocelí vyšších pevností dochází ke zpevnění okamžitě po dosažení meze kluzu, nedochází k paralelnímu zvětšování meze pevnosti s rostoucí mezí kluzu, což má za následek snižování plastické rezervy. Toto je patrné již na průběhu pracovního diagramu oceli nebo při porovnání poměru meze kluzu a meze pevnosti jednotlivých tříd ocelí (Tab. 4.3).

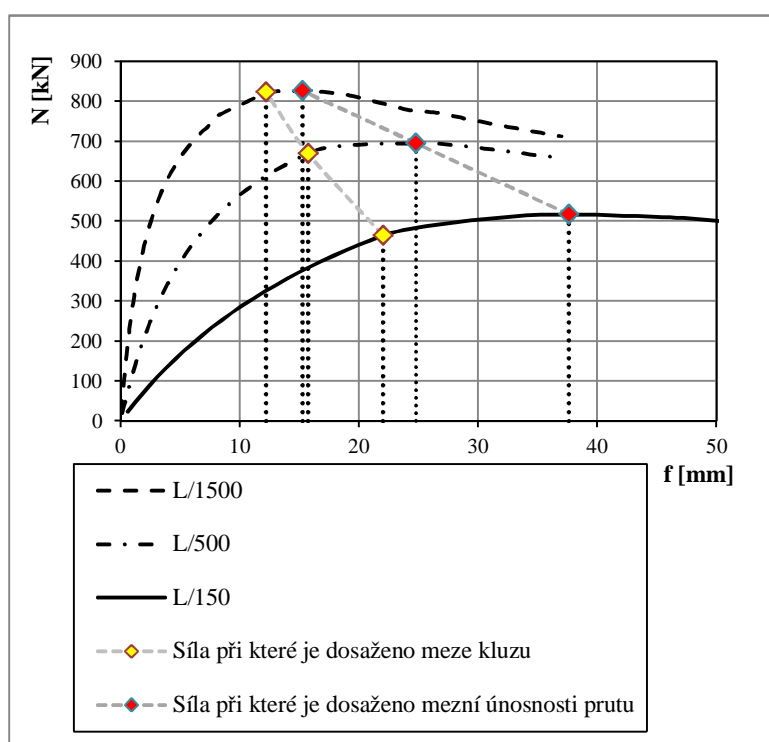
třída	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460	S 500	S 550	S 620	S 690
f_y / f_u	0,65	0,64	0,70	0,81	0,85	0,85	0,86	0,89	0,90

Tab. 4.3 Srovnání poměru f_y / f_u pro jednotlivé třídy oceli

U prutů štíhlosti $\lambda < 50$ je vliv zpevnění na přírůstek vzpěrné únosnosti asi 6 %, s rostoucí štíhlostí však klesá a u prutů se štíhlostí $\lambda > 150$ je nepatrný.

Při návrhu ocelobetonových tlačených prutů dle [5], je uvažována u oceli pouze mez kluzu. Avšak u skutečných prutů dojde při kolapsu prutu k vyčerpání vzpěrné penosti v níž je i zahrnuta plastická rezerva obsahující zpevnění oceli.

U prutů s imperfekcí $e_{0,d} = L/150$ dojde k částečnému využití plastické rezervy, souběžně při zmenšování imperfekce dochází k menšímu využití plastické rezervy tzn, že u prutů s minimální imperfekcí je dosaženo meze kluzu zároveň při dosažení maximální osové síly (Graf 4.9).



Graf 4.9 Vliv využití plastické rezervy v závislosti na excentricitě zatížení

4.1.6 Analytický model pro určení vzpěrné pevnosti sloupu

Návrhová filozofie určení mezního stavu únosnosti kompozitního ocelobetonového průřezu, při namáhání normálovou silou, je založena na součtu mezních únosností jednotlivých částí. Rovněž ohybová tuhost je dána součtem jednotlivých tuhostí ocelové a betonové části (odst. 2.2). Je však nutné zohlednit snížení celkové ohybové tuhosti z důvodu malé odolnosti betonu v tahu. Obecně je také únosnost tlačeného prutu ovlivněna sloučením geometrické imperfekce a materiálové nelinearity (reziduálního napětí). Tyto imperfekce lze zastoupit v tzv. ekvivalentní imperfekci, která lze zavést na prut buď formou počátečního zakřivení střednice, nebo excentricitou osového zatížení (odst. 4.1.3). Uvážíme-li vliv

ekvivalentní imperfekce na vzrůstající napětí od ohybového momentu podle teorie II. řádu, nedostaneme již případ prosté stability podle Eulera, ale problém pevnosti nebo únosnosti prutu. Avšak i nadále je vzpěrná pevnost či únosnost ovlivněna stabilitním problémem, tedy kritickou silou, která nabývá na významu zejména s rostoucí štíhlostí. Zástupcem tohoto přístupu je analytická rovnice (4.8), kde hledáme napětí, při kterém je v krajních vláknech v počátečně imperfektovaném sloupu dosaženo napětí na mezi kluzu oceli, nebo mezi pevnosti betonu. Za základ pro stanovení vzpěrné pevnosti σ_0 ocelobetonového sloupu, byly použity výpočetní postupy podle ČSN EN 1994-1-1 [5] a vztah podle Ayrton – Perry – Robertson (2.38).

$$\begin{aligned} \sigma_0 = & \frac{1}{2} \left[\sigma_{cr,a}(1 + m_{0,a}) + \sigma_{cr,c}(1 + m_{0,c}) + f_y + 0,85f_c \right. \\ & - \left([\sigma_{cr,a}(1 + m_{0,a}) + f_y]^2 - 4f_y\sigma_{cr,a} \right)^{1/2} \\ & \left. - \left([\sigma_{cr,c}(1 + m_{0,c}) + 0,85f_c]^2 - 4f_y\sigma_{cr,c} \right)^{1/2} \right] \end{aligned} \quad (4.8)$$

kde $m_{0,i}$ je poměrná počáteční excentricita daná vztahem $m_{0,i} = e_0/j_i$, j_i je jádrová úsečka a e_0 je velikost amplitudy ekvivalentní imperfekce určená například ze Southwellovy metody, f_y je mez kluzu oceli, f_c mez pevnosti betonu, $\sigma_{cr,a}$ je kritické napětí oceli a $\sigma_{cr,c}$ je kritické napětí betonu.

Vyjádřením síly N_0 z analytické rovnice (4.8), získáme osovou sílu – únosnost prutu, při které je v krajních vláknech dosaženo meze kluzu oceli a meze pevnosti betonu.

$$\begin{aligned} N_0 = & \frac{N_{cr,a}}{2} \left[1 + m_{0,a} + \bar{\lambda}_a^2 - \sqrt{(1 + m_{0,a} + \bar{\lambda}_a^2)^2 - 4\bar{\lambda}_a^2} \right] \\ & + \frac{N_{cr,c}}{2} \left[1 + m_{0,c} + \bar{\lambda}_c^2 - \sqrt{(1 + m_{0,c} + \bar{\lambda}_c^2)^2 - 4\bar{\lambda}_c^2} \right] \end{aligned} \quad (4.9)$$

kde

$N_{cr,a} = \pi^2 E_a I_a / L_{cr}^2$	kritická síla pro ocelovou část,
$N_{cr,c} = \pi^2 0,6 E_c I_c / L_{cr}^2$	kritická síla pro betonovou část,
$m_{0,a} = e_0 y / i_a^2$	relativní počáteční excentricita ocelové části,
$m_{0,c} = e_0 y / i_c^2$	relativní počáteční excentricita betonové části,
$\bar{\lambda}_a^2 = A_a f_y / N_{cr,a}$	druhá mocnina poměrné štíhlosti ocelové části,
$\bar{\lambda}_c^2 = 0,85 A_c f_{ck} / N_{cr,c}$	druhá mocnina poměrné štíhlosti betonové části ocelobetonového sloupu.

Lokální ztráta stability ocelového profilu může být zanedbána při dodržení mezních štíhlostí stěn a při uvážení spolupůsobení betonové části, zatímco globální ztráta stability se řídí stejně jako u homogenního prutu stabilitním problémem. Vzhledem k rozdělení modulů pružnosti ocelové a betonové části průřezu je rozhodující globální stabilita ocelového prutu. Můžeme tedy vztah (4.9) zjednodušit na tento tvar:

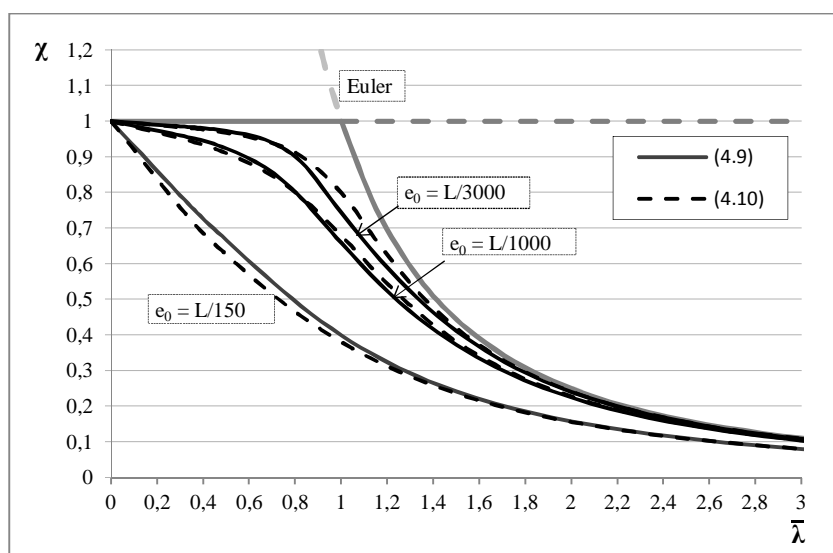
$$N_0 = \frac{N_{cr}}{2} \left[1 + m_{0,a} + \bar{\lambda}^2 - \sqrt{(1 + m_{0,a} + \bar{\lambda}^2)^2 - 4\bar{\lambda}^2} \right] \quad (4.10)$$

kde

$\bar{\lambda}^2 = (A_a f_y + 0,85 A_c f_{ck}) / N_{cr}$ druhá mocnina poměrné štíhlosti ocelobetonového prutu

$N_{cr} = \pi^2 (EI)_{eff} / L_{cr}^2$ kritická síla ocelobetonového prutu

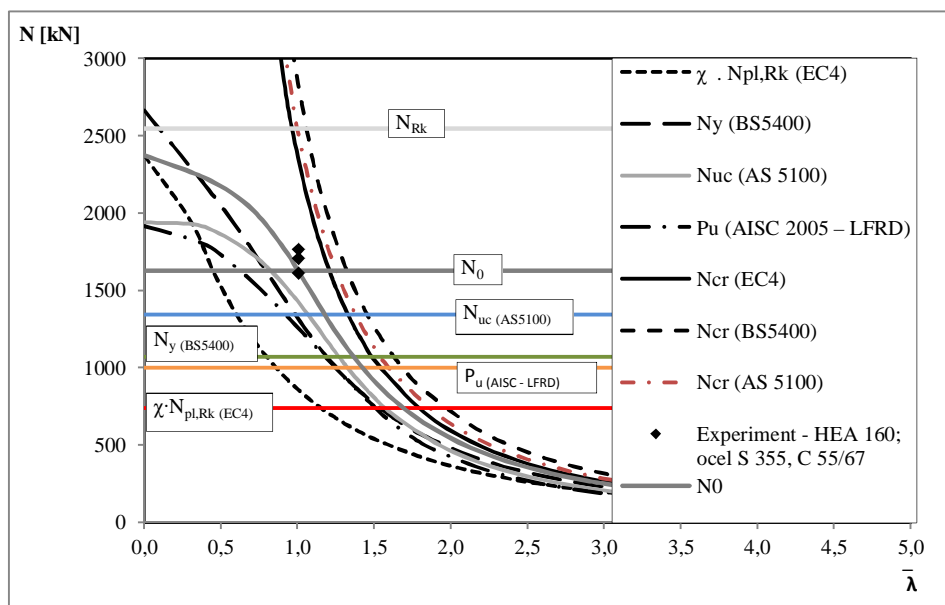
$(EI)_{eff} = E_a I_a + 0,6 E_c I_c$ efektivní ohybová tuhost ocelobetonového prutu



Graf 4.10 Porovnání křivek vzpěrnosti odvozených ze vztahu 4.9 a 4.10 při různých ekvivalentních excentricitách

Vzájemné porovnání vztahů (4.9) a (4.10) zobrazuje graf 4.10, je evidentní, že při ekvivalentní imperfekci $e_0 = L/1000$ jsou rozdíly mezi těmito vztahy minimální. Uvážíme-li, že ekvivalentní imperfekce reálných ocelobetonových prutů se pohybuje mezi hodnotami $L/1000$ až $L/3000$, zjednodušený vztah (4.10) lze bezpečně užívat. Graf 4.11 porovnává rovnici (4.10) s experimentálními daty druhé fáze experimentu (Tab. 6.15) a normovými postupy (odst. 2.2). Ekvivalentní imperfekce dosažená do vztahu (4.10) byla určena ze Southwellovy metody (odst. 2.1.2), přičemž její průměrná hodnota je $e_0 = L/1176$. Z grafu vyplývá, že průběh křivky vzpěrnosti podle rovnice (4.10) se nejvíce blíží výsledkům získaných z experimentu, normové vztahy jsou na stranu bezpečnou, přičemž jsou patrné velké rozdíly mezi jednotlivými výsledky. Největší vzpěrnou únosnost udává australská

norma AS5100-6 [10] (odst. 2.2.4), zatímco velmi konzervativní výsledky udává norma ČSN EN 1994-1-1 [5] (odst. 2.2.1).



Graf 4.11 Porovnání normových vztahů, rovnice (4.10) a experimentálních výsledků

Vybetonované průřezy také vykazují zvýšenou hodnotu vzpěrné pevnosti vlivem ovití betonu, tj. omezení příčné deformace což má za následek vznik trojosé napjatosti, tedy zvýšení příčného tlaku, který zvyšuje pevnost betonu. Tento vliv je však zanedbatelný u částečně obetonovaných ocelových profilů a ocelových sloupů tvořených pravoúhlými trubkovými průřezy.

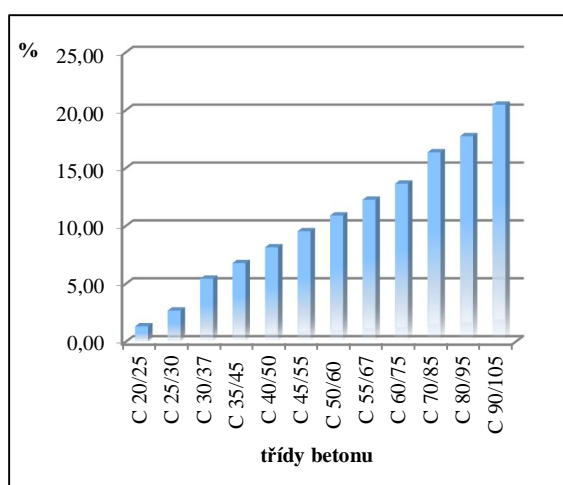
4.2 Ekonomické a environmentální hodnocení ocelobetonových sloupů

Návrh sloupu je vhodné provést tak, aby bylo dosaženo úspory materiálů, maximální využitelnost a minimální výsledné ceny konstrukce. Zákon o životním prostředí č. 17/1992 Sb., definoval trvale udržitelný rozvoj, jako rozvoj, který současným i budoucím generacím zachovává možnost uspokojovat jejich základní potřeby a přitom nesnižuje rozmanitost přírody a zachovává přirozené funkce ekosystémů. Hlavním aspektem pro trvale udržitelný rozvoj je snížení nákladů na výrobu, snížení nákladů na údržbu, ale i provozních nákladů, snížení ceny materiálu a v neposlední míře i dopad na životní prostředí a možnost recyklace. Avšak takto ekonomicky navržený sloup musí splňovat všechny podmínky spolehlivosti z hlediska únosnosti a použitelnosti. Užití materiálů vyšší pevnosti v tlačených prutech vede ke snížení hmotnosti konstrukce při zachování předepsaných kritérií a užitných vlastností, zvyšuje se efektivita návrhu a cena konstrukce jako celku je nepoměrně menší. Primární

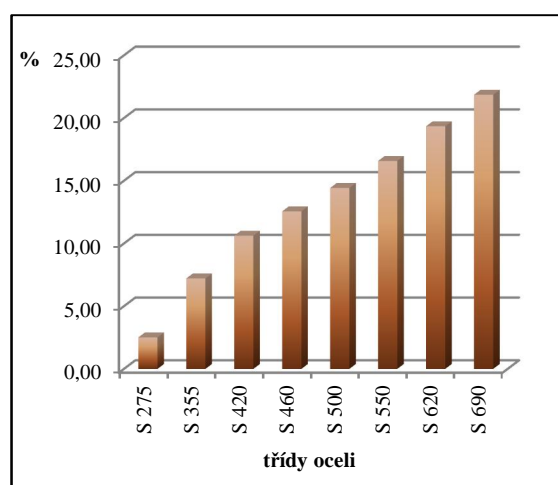
spotřeba surovin a snížení částečně recyklovaných materiálů snižuje dopad na životní prostředí a uspokojuje požadavky trvale udržitelného rozvoje.

4.2.1 Parametry a geometrie ocelobetonového sloupu

Předmětem studie je sloup tvořený z částečně obetonovaného profilu HEA 120 – 220 o délce 3 metry, na obou koncích kloubově uložen. Uvažovány byly oceli tříd S 235 – S 690 a betony tříd C 16/20 – C 90/105. Základním faktem je, že betony vyšších pevností zvyšují kritickou sílu (Graf 4.12) - referenční třída oceli je S 235 a srovnávací třída betonu je C 16/20 a oceli vyšších tříd pak u prutu s imperfekcí napomáhají ke zvýšení vzpěrné pevnosti.



Graf 4.12 Procentuální nárůst kritické síly prutu použitím betonů vyšší třídy



Graf 4.13 Vliv třídy oceli na procentuální nárůst normálové síly, při které je dosaženo meze kluzu oceli a meze pevnosti betonu na imperfektovaném prutu vůči ideálnímu prutu

Graf 4.13 ukazuje rostoucí procentuální podíl normálové síly, při které je dosaženo meze kluzu oceli a meze pevnosti betonu na imperfektovaném prutu vůči ideálnímu prutu, referenční třída betonu je C 16/20 a srovnávací třída oceli je S 235. Imperfekce ocelobetonového prutu je brána podle tabulky (2.4).

4.2.2 Studie využití materiálů vyšších pevností v ocelobetonovém sloupu

Pro zjištění vlivu různých parametrů konstrukce při užití materiálů vyšších pevností byla provedena parametrická studie. Základními parametry studie jsou velikost a typ ocelového profilu, třída použité oceli a třída použitého betonu. Kombinací těchto parametrů je nalezen nejlepší poměr využití, tzn. je hledán takový typ sloupu, jenž bude teoreticky mít optimální využití mechanických vlastností materiálů. Jako kritérium byl zvolen poměr

kritické síly (tuhost pro výpočet byla brána pro zjednodušenou metodu - odst. 2.2.1) a vzpěrné únosnosti ideálního prutu v rozmezí $\pm 10\%$.

Byly uvažovány válcované profily typu HEA, přehled profilů je v Tab. 4.4.

typ profilu	I_z [mm ⁴]	A [mm ²]
HEA 120	2,310E+06	2530,00
HEA 140	3,893E+06	3142,00
HEA 160	6,156E+06	3878,15
HEA 180	9,250E+06	4530,00
HEA 200	1,340E+07	5380,00
HEA 220	1,960E+07	6430,00
HEA 240	2,770E+07	7680,00

Tab. 4.4 Přehled porovnávaných profilů

Materiálové charakteristiky betonu byly uvažovány podle tabulky 4.5 [2]. Posuzované třídy oceli byly uvažovány podle tabulky 4.6 [3], [4].

třída betonu	$f_{ck, cube}$ [MPa]	E_{cm} [GPa]	
C 12/15	15	27	běžný beton
C 16/20	20	29	
C 20/25	25	30	
C 25/30	30	31	
C 30/37	37	33	
C 35/45	45	34	
C 40/50	50	35	vysokopevnostní beton
C 45/55	55	36	
C 50/60	60	37	
C 55/67	67	38	
C 60/75	75	39	
C 70/85	85	41	
C 80/95	95	42	
C 90/105	105	44	

Tab. 4.5 Přehled porovnávaných tříd betonů [2]

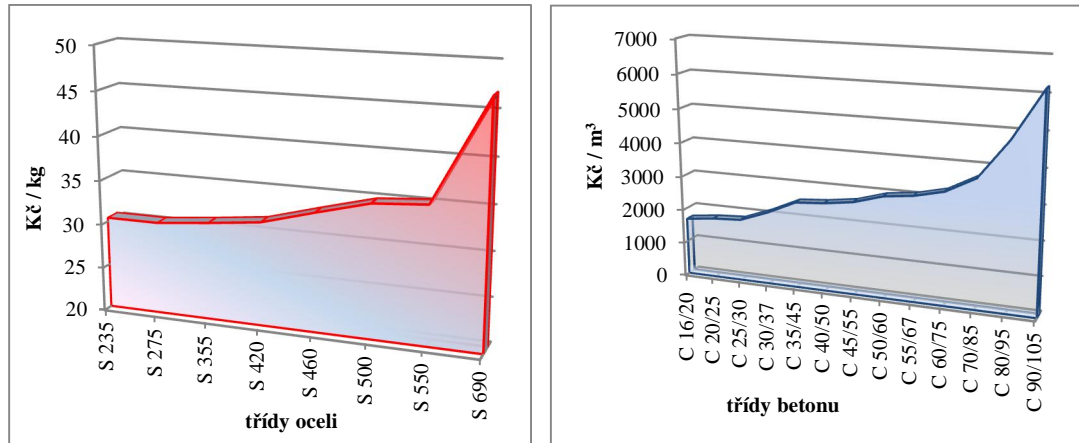
třída oceli	f_y [MPa]	f_u [MPa]	
S 235	235	360	$t \leq 40$ mm
S 275	275	430	
S 355	355	510	
S 420	420	520	
S 460	460	540	
S 500	500	590	$t \leq 50$ mm
S 550	550	640	
S 690	690	770	

Tab. 4.6 Přehled porovnávaných tříd ocelí [3], [4]

Na základě těchto parametrů bylo vybráno 94 typů ocelobetonových prutů s maximálním využitím, které se dále uvažovaly v ekonomické studii.

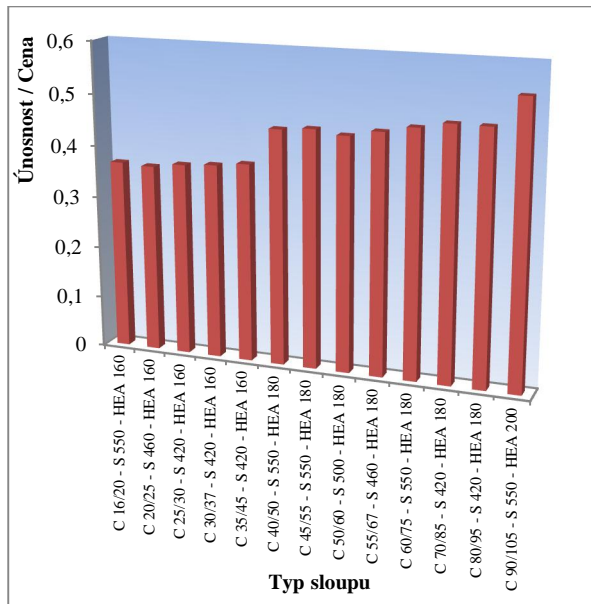
4.2.3 Ekonomické zhodnocení

Vliv ekonomického faktoru poskytuje ekonomická studie. Tato studie je zaměřená na nalezení nejlepšího poměru ceny sloupu a vzpěrné únosnosti podle ČSN EN 1994-1-1 [5]. Je hledán takový typ sloupu, který bude mít největší vzpěrnou únosnost a současně nejnižší cenu. Pro každou třídu betonu byl vybrán ocelobetonový profil s nejlepším poměrem vzpěrné únosnosti a ceny.

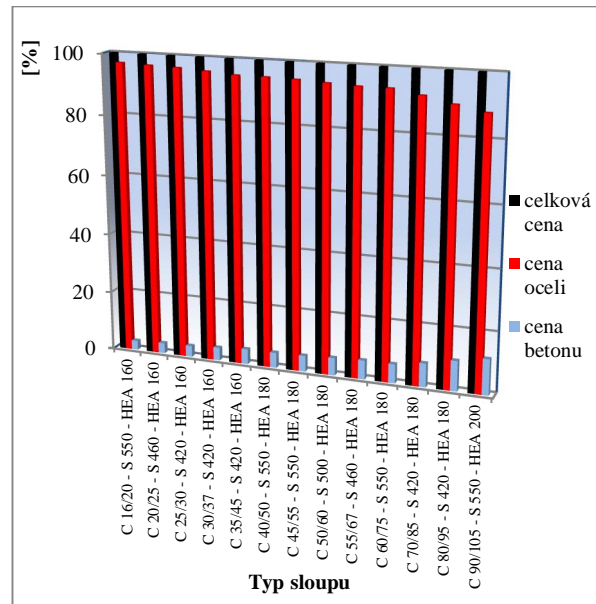


Graf 4.14 Trendy nárůstu cen oceli a betonu s rostoucí jakostí charakteristické pro leden roku 2009

Vyhodnocení této studie je znázorněno v grafu 4.15 a 4.16, byla vynechána třída betonu C 12/15, protože tato třída betonu nepřináší výrazné zlepšení vlastností ocelobetonového sloupu.



Graf 4.15 Sledovaný poměr únosnosti kompozitního sloupu podle [5] a ceny



Graf 4.16 Procentuální zastoupení jednotlivých složek ceny sloupu

Uvážíme-li také dostupnost materiálu, nejvýhodnější typ průřezu je profil HEA 180 z oceli S 420 a betonu třídy C 70/85. Užití vysokohodnotného betonu C 70/85 je dražší o 4,3 % než při použití běžného betonu C 16/20 (hlavní složku ceny tvoří ocel), avšak vzpěrná únosnost prutu se zvýší o 19,45 %. Sloup z běžných materiálů o stejné únosnosti (HEA 220, S 275, C 16/20) se o 23,57 % prodraží. Pokud bereme v úvahu, že prut HEA 240 bude tvořen z kombinace oceli třídy S 235 a betonu C 90/105 (tedy nejhorší kombinace), pak pouze 16 % z celkové ceny prutu tvoří beton. Vzhledem k tomu, že použitím betonu třídy C 90/105 místo C 16/20 se zvýší kritická síla N_{cr} o 34 %, je použití vysokohodnotného betonu výhodné.

4.2.4 Environmentální hodnocení

Vliv kompozitního sloupu na životní prostředí je vypracován v environmentálním profilu, jedná se o soubor kritérií, které určují dopad na životní prostředí v procesu výroby produktu až do okamžiku jeho použití. Svázané hodnoty emisí CO₂ a SO_x, spotřeba materiálů a jejich recyklace a také spotřeba primární energie, jsou hlavními kritérii. Svázanou energii lze stanovit jako součet veškeré energie potřebné k přípravě produktu k použití zahrnující všechny dílčí procesy (těžbu materiálů, zpracování, dopravu, montáž). Svázané emise CO₂ a SO_x vznikají při spotřebě energie v procesu výroby produktu až do okamžiku použití. Hodnoty pro dané materiály jsou uvedeny v tabulce 4.8. Jedno z kritérií je také využití materiálu po dožití konstrukce, právě možnost recyklace významně snižuje ekologickou zátěž. Plně recyklovatelný materiál jsou kovy, zatímco beton je částečně recyklovatelný materiál - recyklací vznikne materiál horších vlastností než původní.

Byl vybrán ocelobetonový sloup HEA 180 z třídy oceli S 420 a třídy betonu C 70/85, který se jeví jako nejvýhodnější z ekonomického hodnocení, tento sloup byl porovnáván s ocelobetonovým sloupem o stejné vzpěrné únosnosti, avšak vyrobeným z běžných materiálů. Pro názorné srovnání je přidán i běžný železobetonový sloup o stejné mezní únosnosti podle [2] jako dva sloupy předešlé (Tab. 4.7).

Ocelobetonový sloup			
označení	typ profilu	třída oceli	třída betonu
OC 180	HEA 180	S 420	C 70/85
OC 220	HEA 220	S 275	C 16/20

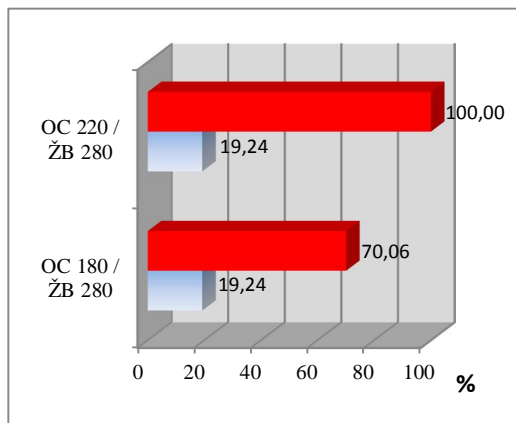
Železobetonový sloup			
označení	rozměry [mm]	výztuž	třída betonu
ŽB 280	280 x 280	B410 - 4 x 12	C 25/30

Tab. 4.7 Označení a druhy posuzovaných sloupů

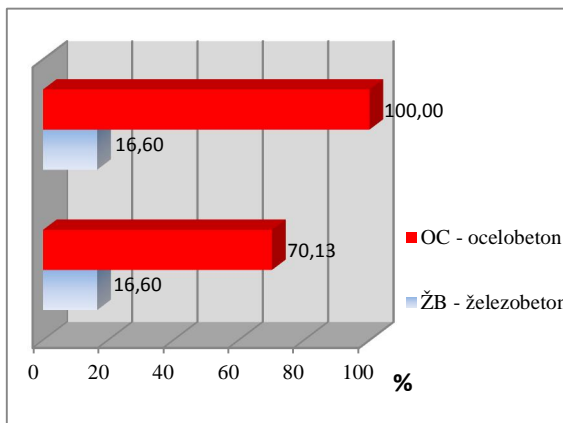
materiál	svázané emise CO ₂	svázané emise SO _x	svázaná energie
	kg CO ₂ , ekv /kg	g SO ₂ , ekv /kg	MJ / kg
prostý beton	0,132	0,46	0,811
výztužná ocel	0,768	3,63	13,6
konstrukční ocel	2,588	11	38,6

Tab. 4.8 Environmentální charakteristiky materiálů podle [37], [38], [39]

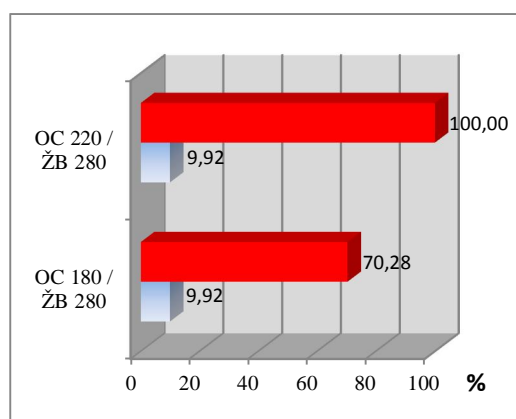
Procentuální porovnání hodnot svázané energie, svázaných emisí CO₂ a SO_x jednotlivých alternativ sloupů, je uvedeno v grafu 4.17 až 4.20, jako srovnávací typ byl volen sloup s označením OC 220.



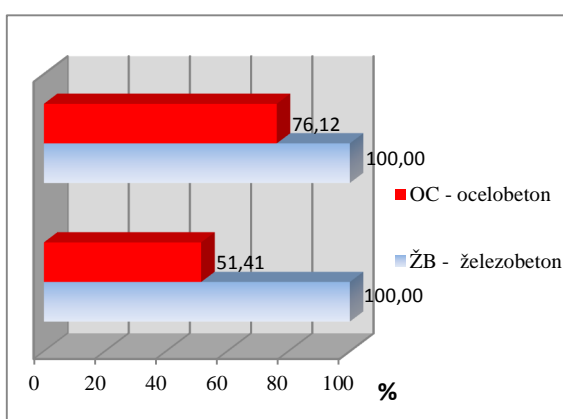
Graf 4.17 Svázané emise CO₂



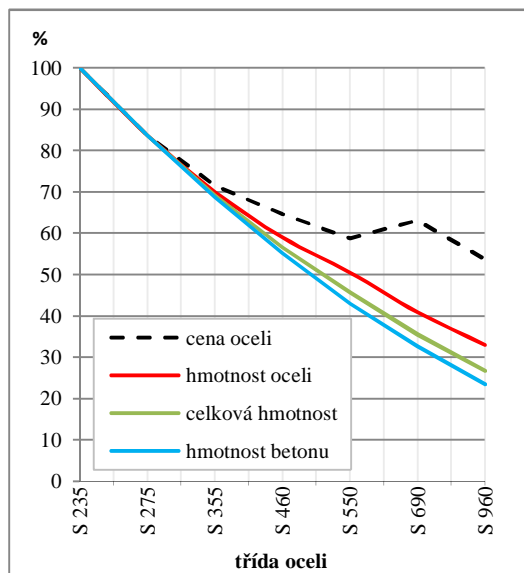
Graf 4.18 Svázané emise SO₂



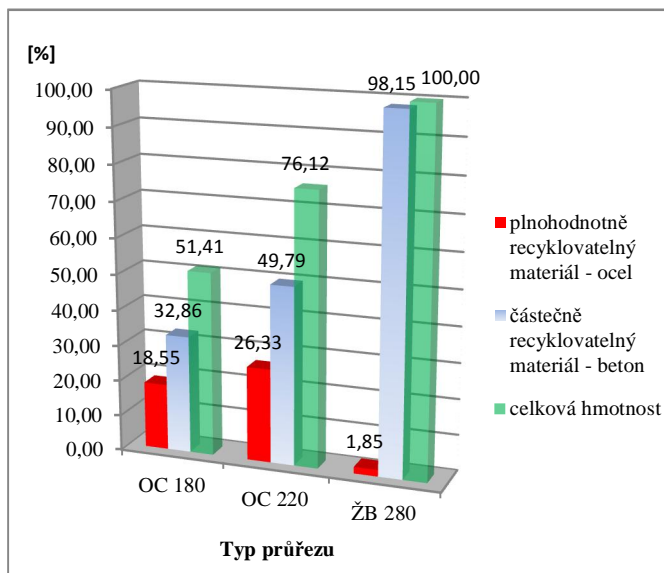
Graf 4.19 Svázaná energie



Graf 4.20 Hmotnost



Graf 4.21 Redukce hmotnosti v závislosti na třídě použité oceli



Graf 4.22 Procentuální vyjádření stupně recyklovatelnosti, referenční typ byl zvolen železobetonový průřez ŽB 280

Graf 4.21 porovnává poměr hmotnosti železobetonového sloupu s ocelobetonovými alternativami, jako referenční typ sloupu byl tentokrát zvolen sloup ŽB 280.

Z environmentálního pohledu nevychází ocelobetonové sloupy příliš příznivě, především hodnoty svázaných emisí a energie jsou příznivější pro železobetonový sloup. Je-li však porovnán ocelobetonový sloup vyrobený z běžných jakostních tříd se sloupem z vysokopevnostních materiálů, je dosaženo redukce hmotnosti téměř o 30 %. Při uvážení vlivu hmotnosti sloupů z globálního pohledu na celou konstrukci, je zaznamenána nemalá redukce hmotnosti spojená s nižší ekonomickou a environmentální zátěží.

Například ocelobetonový sloup z materiálů vyšších pevností má téměř o 50 % nižší hmotnost než sloup železobetonový o téže mezní únosnosti. S tímto přímo souvisí i fakt nižší spotřeby primárních zdrojů surovin a vyššího stupně plné recyklovatelnosti po dožití konstrukce (Graf 4.22).

5 NUMERICKÁ ANALÝZA

5.1 Numerická analýza v programu ATENA

Hlavním cílem numerické analýzy bylo vytvoření a kalibrace výstižného numerického modelu tlačeného prutu. Pro tvorbu modelu byl použit program ATENA [40], který je vhodný pro modelování ocelobetonových konstrukcí, protože je schopný mimo jiné simulovat chování betonu včetně porušování trhlinami v tahu a tlaku. Jednotlivé části numerického modelu ocelobetonového prutu, byly modelovány pomocí prostorových prvků. Model umožňuje pružnou i pružno-plastickou analýzu chování prutu namáhaného kombinací normálové síly a ohybového momentu od imperfekcí. Pro určení vnitřních sil, napětí a deformací je užitá geometricky a materiálově nelineární analýza (GMNA). Tato analýza kombinuje dvě metody - geometricky nelineární analýzu (GNA) a materiálově nelineární analýzu (MNA). GNA je metoda analýzy prutu, která zohledňuje vliv odchylky od přímého tvaru střednice na velikost vnitřních sil, označované jako výpočet podle teorie II. řádu. Hledání statické rovnováhy probíhá tedy na deformovaném prutu. MNA vychází z použití nelineárních modelů materiálu, které umožňují věrnější simulaci chování skutečného ocelobetonového prutu. Pro výpočet se užívá metody konečných prvků, zatížení je vnášeno na prut postupně, přičemž v každém přírůstku se provádí nový iterační výpočet. Z provedených experimentů vyplývá, že po dosažení maximální únosnosti sloupu dojde k poklesu zatěžovací síly, a proto je vhodné pro výpočet numerického modelu použití Modifikované Newton-Raphsonovy metody nebo Riksovy metody, které umožňují zachytit sestupnou větev zatížení v závislosti na deformaci [41], [42].

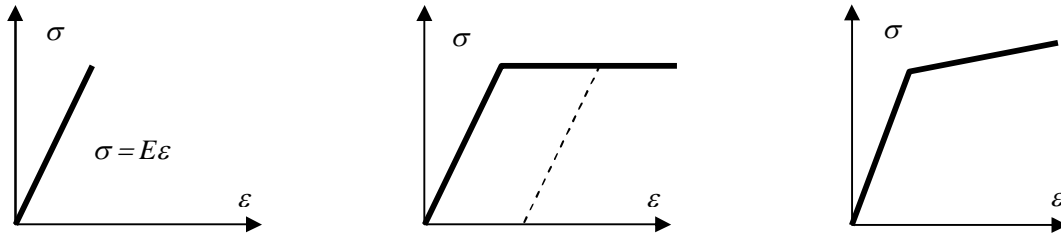
5.1.1 Použité materiálové modely

Správné zadání materiálových vlastností je zásadním bodem celého numerického modelování. Zadání vlastností materiálů je realizováno pomocí předdefinovaných materiálových modelů, nebo jejich modifikací popřípadě vytvoření vlastního modelu. Důležitým krokem je zadání správných vstupních parametrů modelu, např. modul pružnosti, Poissonovo číslo atd., tyto jsou určeny především z materiálových zkoušek.

Materiálový model pro ocel

Pro ocel je aplikován tzv. multilineární izotropní materiálový model se zpevněním se stejnými vlastnostmi v tahu a tlaku. Model je založen na dekompozici mechanické deformace na část elastickou a na část plastickou, vychází z klasických podmínek plasticity HMM

(Huber-Mises-Hencky) a lineární teorie pružnosti. Jakmile napětí překročí hodnotu meze kluzu pružnosti, dojde k plastické deformaci, která se po odlehčení projeví jako trvalá, avšak při dalším monotónním zatěžování ocel vykazuje zpevnění, které se projeví nárůstem plastické větve pracovního diagramu (Graf 5.1c).

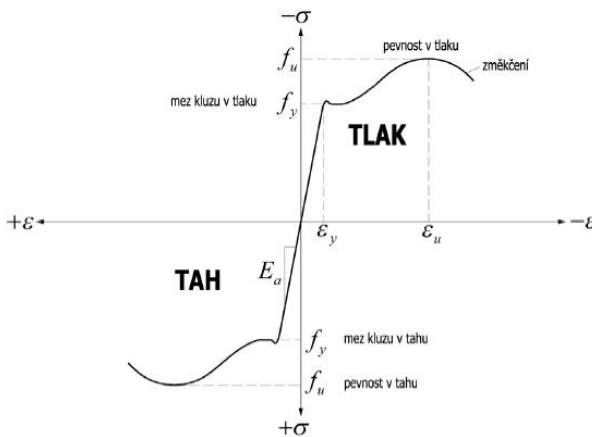


Graf 5.1 a) Dokonale a lineárně pružný Hookův prvek

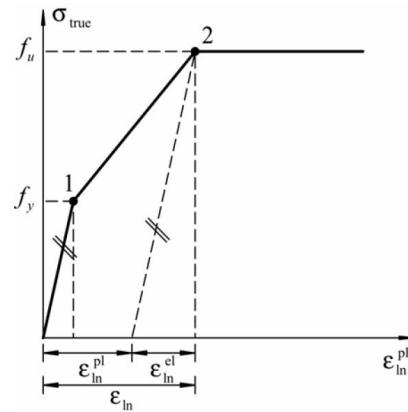
b) Pružno-plastický materiál (Prandtl)

c) Pružno-plastický model se zpevněním

Skutečná závislost napětí σ na poměrné deformaci ε je zřejmá z grafu 5.2.



Graf 5.2 Obecný průběh pracovního diagramu oceli v tahu a tlaku [42]



Graf 5.3 Trilineární pracovní diagram oceli [40]

V programu Atena [40] byl užit materiálový model oceli, který zpevňuje až do hodnoty meze pevnosti. Po dosažení meze pevnosti se napětí dále nemění, poměrná deformace roste teoreticky do nekonečna (Graf 5.3).

Materiálový model pro beton

Jelikož beton je jako materiál nehomogenní a závislost mezi napětím σ_c a poměrným přetvořením betonu ε_c od krátkodobého zatížení v tlaku je výrazně nelineární, je složité vytvořit jeden model, který by vystihl všechny vlastnosti betonu při různých způsobech zatížení. Je proto vytvořena celá řada materiálových modelů, které lze užít v určitém případě namáhání a očekávaného chování. Materiálové modely betonu můžeme dělit do těchto skupin:

- pružnoplastické modely zahrnující podmínky plasticity a zpevnění,

- modely zahrnující vznik trhlin a chování betonu porušeného trhlinami,
- kombinace obou výše zmíněných modelů

Modely zahrnující podmínky plasticity

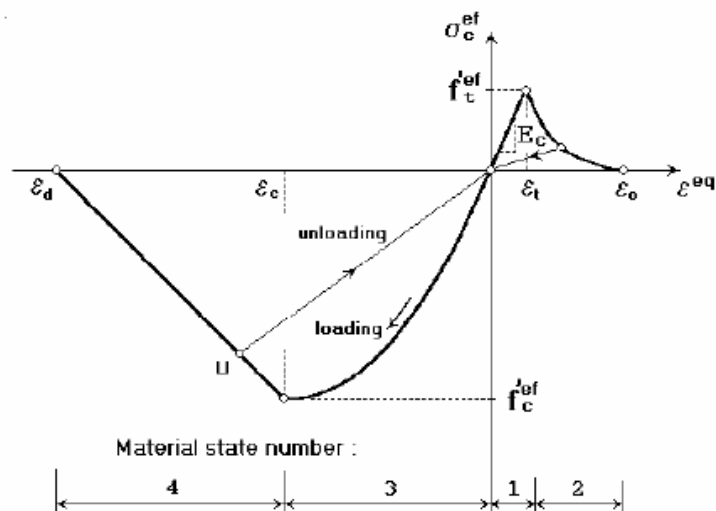
Řada materiálových modelů vychází z teorie plasticity, přičemž se předpokládá pružně plastické chování se zpevněním. Protože odezva betonu na namáhání v tahu je výrazně odlišná než odezva na namáhání v tlaku a není tedy možné vycházet z klasických podmínek plasticity a podmínek porušení (HMH – pro izotropní materiál), a proto byly zformulovány takové podmínky plasticity, které tuto skutečnosti respektují, např. Rankinova podmínka plasticity, která poměrně věrohodně charakterizuje stav napjatosti tělesa z kvazikřehkého materiálu [40]. Modely založené na teorii plasticity však nepopisují chování betonu po tahovém porušení. Zpravidla se doporučuje při vyšetřování statického působení betonových a železobetonových konstrukcí používat pružnoplastický model materiálu pro beton před vznikem trhlin spolu s jiným modelem pro beton porušený trhlinami.

Modely trhlin

Beton při tahovém porušování vykazuje kvazikřehké chování, tedy k rozvoji trhlin dochází postupně a v určité omezené oblasti. Zpravidla nevzniká jediná trhlinka, ale větší počet mikrotrhlin. Pro určení počátku inicializace trhlin a pro popis chování betonu porušeného trhlinami je možné použít modelu rozmazaných trhlin (smeared crack model), v modelu jsou vhodně upravovány (snižovány) vlastnosti materiálu, především modul pružnosti. Síť mikrotrhlinek způsobuje postupný pokles smykové a ohybové tuhosti materiálu. Tento vliv se do modelu zavádí v podobě snižování materiálových charakteristik zpravidla ortotropního materiálu, přičemž směry mat. ortotropie se řídí podle směru vznikajících trhlin. Trhliny se nijak neprojevují na podobě sítě konečných prvků.

Kombinace pružnoplastického modelu a modelu trhlin

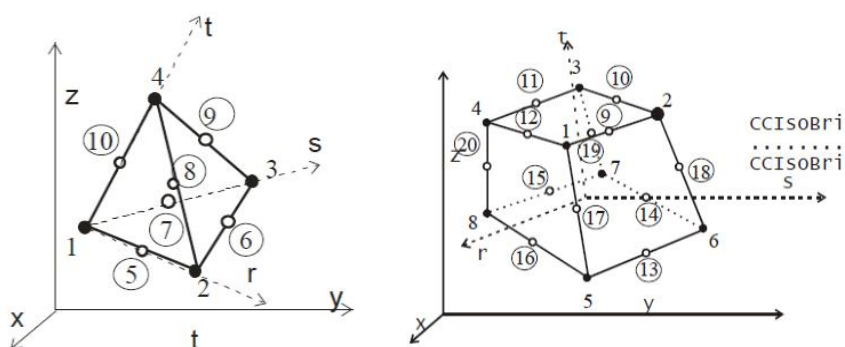
Vyjmenované modely jsou obsaženy v programu ATENA [40] v materiálovém modelu Fracture-plastic model, který vznikl kombinací modelu trhlin, který je založen na klasickém modelu rozmazaných trhlin (smeared crack model) a kombinací modelu zahrnující podmínku plasticity podle Druckner-Prager nebo Menetrey-Willam, viz [40]. Vznik trhlin je podmíněn Rankinovým tahovým kritériem. Zpevnění nebo změkčení vychází z Menetrey-Willam plochy porušení.



Graf 5.4 Pracovní diagram betonu s rozdílným chováním v tlaku a v tahu [40]

5.2 Popis numerického modelu ocelobetonového sloupu

Numerický model ocelobetonového prutu je modelován pomocí prostorových prvků, přičemž geometrie průřezu ocelového profilu byla zjednodušena v nezbytně nutné míře pro zachování objektivních výsledků. Síť konečných prvků byla generována automaticky, přičemž program ATENA obsahuje tři druhy prvků pro objemové modelování těles: Tetrahedral element, který je tvořen čtyřmi hlavními uzly; Brick element, který je definován hlavními osmi uzly a Wedge element s šesti uzly (Obr. 5.1). Prvky mají v každém uzlu šest stupňů volnosti (posun v osách x , y , z a pootočení v osách x , y , z). Prvky jsou definovány materiálovými vlastnostmi (objemová hmotnost, součinitel roztažnosti, moduly pružnosti, atd.), jsou vhodné pro geometricky nelineární analýzu, přičemž výstupem jsou deformace a napětí v libovolném souřadném systému.



Obr. 5.1 Tetrahedral a Brick element [40]

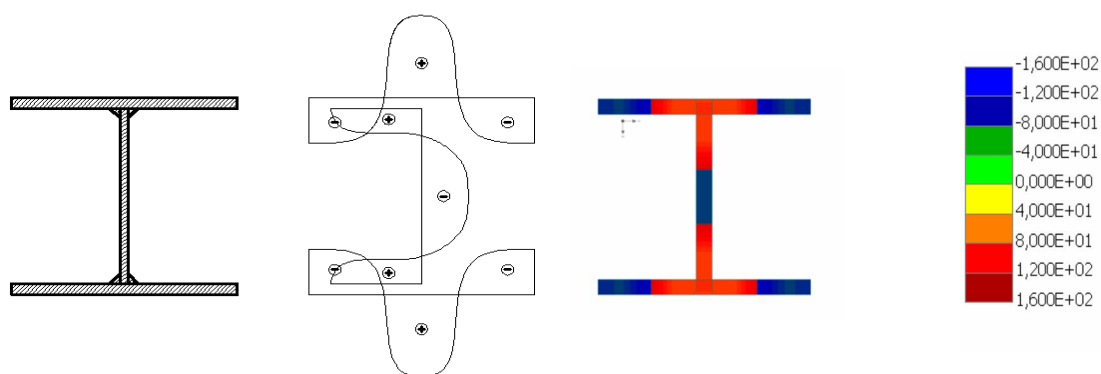
Konce sloupů jsou opatřeny blokem s materiálovými vlastnostmi oceli S 690 o výšce rovnající se součtu koncové desky skutečného sloupu a jedné poloviny kloubu. Koncové bloky tak tvoří místo pro vložení zatížení a kloubové uložení sloupu, přičemž spolu s délkou

sloupu tvoří skutečnou vzpěrnou délku prutu. Spodní podpora je uvažována jako neposuvná ve všech směrech s možností natočení kolmo na osu z, což odpovídá pravděpodobnému vybočení reálného prutu. Horní podpora je modelována podobným způsobem, avšak není bráněno posunu ve směru osy prutu. Koncové bloky napomáhají rovnoměrnému rozložení reakcí a zatížení do prutu, respektive roznosu sil do betonové a ocelové části průřezu. Kontakt mezi betonem a ocelí byl volen jako tuhý, protože koncové bloky brání vzájemnému posunu a vzniku smykových sil na rozhraní betonových a ocelových ploch.

Prut je modelován jako prut s přímou střednicí, imperfekce jsou zavedeny excentricitou zatížení (odst. 4.1.3) s maximální výchylkou rovnající se velikosti ekvivalentní imperfekce. Problém výstižného stanovení velikosti počáteční ekvivalentní imperfekce je rozebrán v odst. 2.1.2.4, do modelu byla zaváděna excentricita zatížení určená podle Southwellovy metody. Zatížení bylo na zkušební těleso zaváděno postupně po přírůstcích.

V betonu i v oceli bylo monitorováno napětí v závislosti na čase a průhybu střednice uprostřed rozpětí prutu.

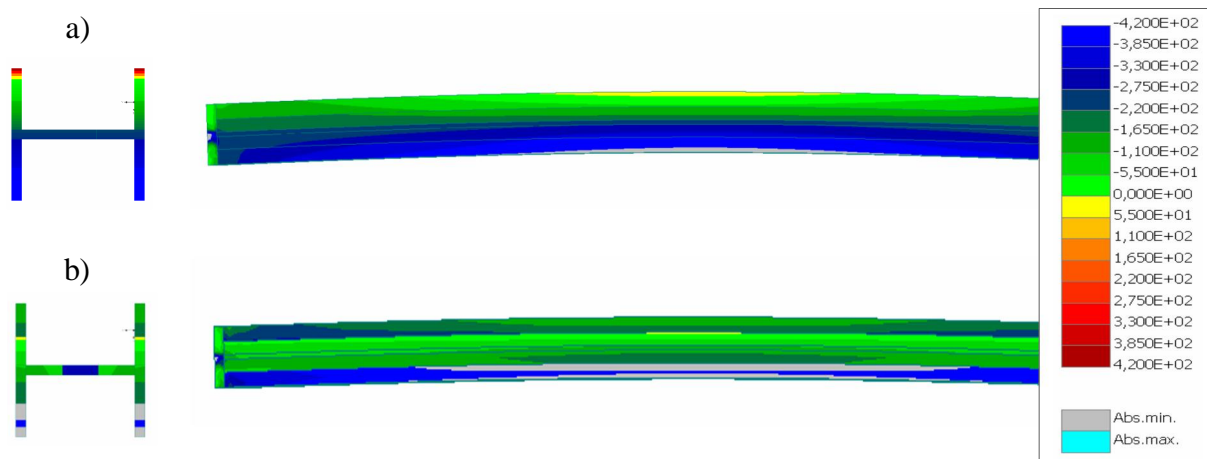
Pro porovnání byl také vytvořen model s vloženým reziduálním napětím v ocelové části prutu. Vliv reziduálních napětí je vyjádřen zavedením příslušných tlakových a tahových napětí po průřezu. Na konci pásnic ve čtvrtině délky bylo uvažováno tlakové napětí o hodnotě 30 % meze kluzu, přičemž uprostřed pásnic bylo vloženo tahové napětí o stejné hodnotě podle [22] (Obr. 5.2). Analýza a vyhodnocení vlivu reziduálních napětí na vzpěrnou únosnost je rozebrána v odstavci 4.1.4.



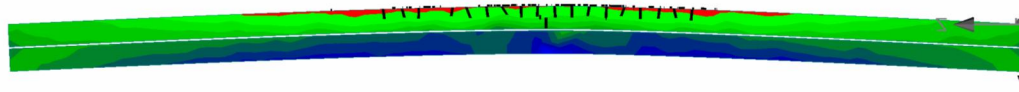
Obr. 5.2 Průběh reziduálních napětí v průřezu

Pro zjištění chování a porovnání MKP modelů s experimentem byly vytvořeny modely prutů pilotní fáze experimentu, která je tvořena dvěma skupinami sloupů, válcovanými profily HEA 140 a svařovanými profily vycházejícími z geometrie profilu HEA 160 (odst. 6.2).

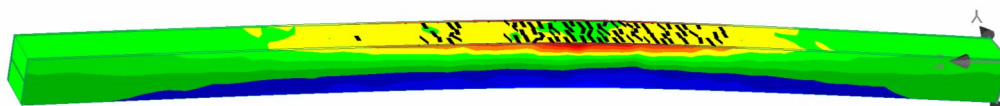
Průběh napětí po délce prutu pro druhou skupinu sloupů znázorňují Obr. 5.3 až Obr. 5.5.



Obr. 5.3 Průběh napětí excentricky zatíženého prutu – ocelová část: a) prut bez reziduálních napětí; b) prut s reziduálními napětími



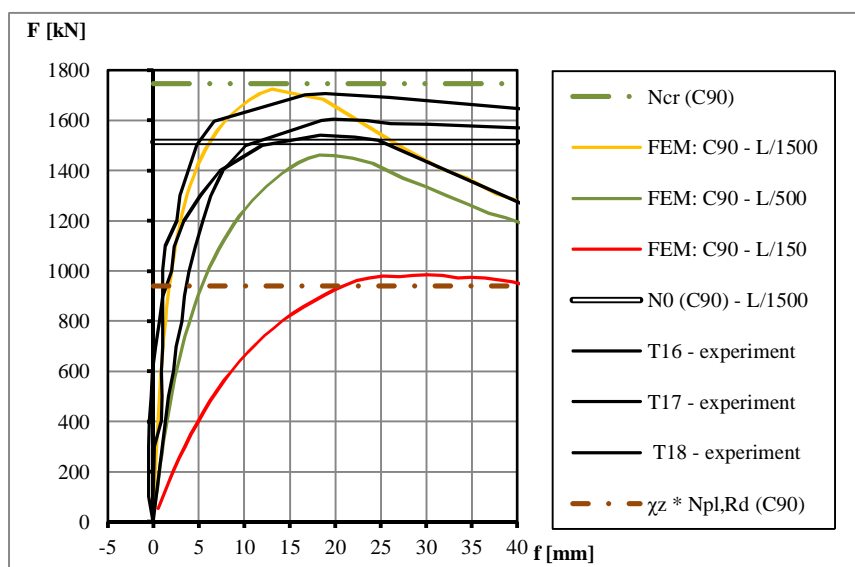
Obr. 5.4 Průběh napětí excentricky zatíženého ocelobetonového prutu – betonová část



Obr. 5.5 Průběh napětí po kolapsu prutu při dalším zatěžování bez vlivu reziduálních napětí

5.3 Analýza výsledků numerického modelu

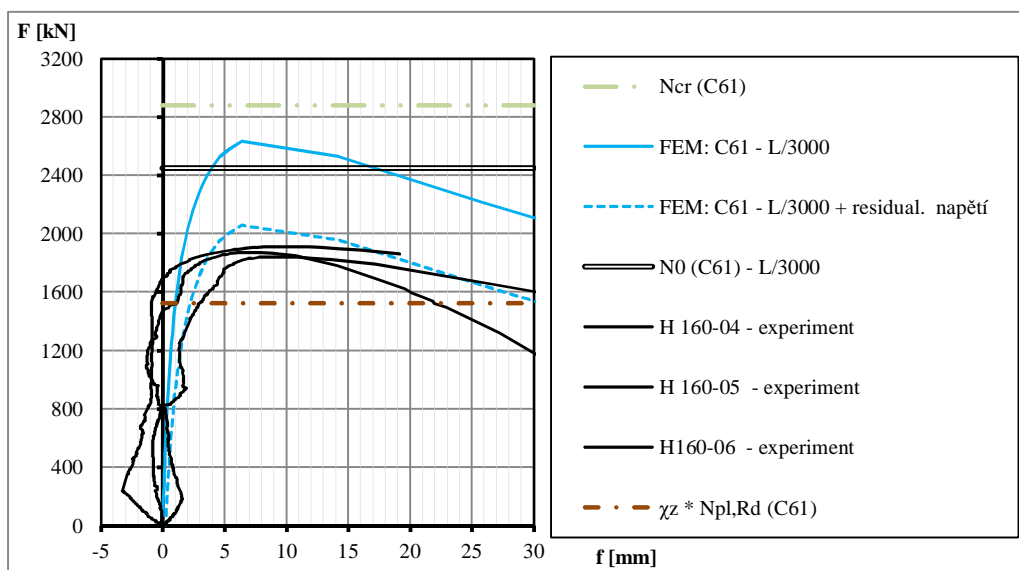
Numerický model byl porovnán s návrhovými předpisy a analytickými modely. V modelu byly užity střední hodnoty válcových pevností betonu určené z materiálových zkoušek v době zatěžování sloupu.



Graf 5.5 Korelace mezi zatížením a deformací uprostřed výšky nosníku pro válcované profily HEA 140

Graf 5.5 porovnává data pilotního experimentu první skupiny sloupů tvořenou válcovanými profily (odst. 6.2) s analytickými modely, návrhovými vztahy a numerickými modely s excentricitou zatížení $L/150$, $L/500$ a $L/1500$. Vzpěrná pevnost N_0 podle rovnice (4.10) se při ekvivalentní imperfekci $L/1500$ blíží experimentálním datům, stejně tak numerický model s touto imperfekcí udává hodnoty blízké. Experiment také potvrdil předpoklad, že vzpěrná pevnost ocelobetonových štíhlých prutů se blíží Eulerově kritické síle.

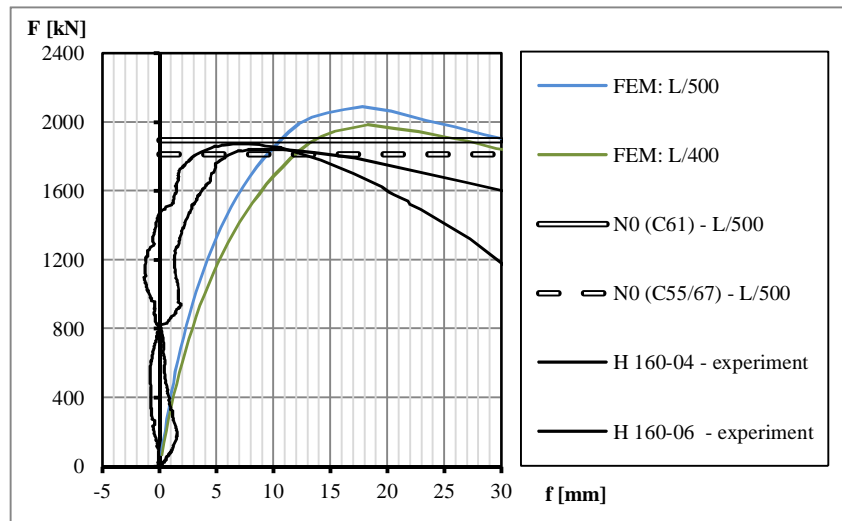
Druhá skupina sloupů je tvořena pruty středních štíhlostí, zde se očekává chování prutu ovlivněného pevnostním problémem a stabilitou v plastické oblasti podle Engesserovy teorie. Naměřená střední hodnota vyosení od přímého směru střednice uprostřed rozpětí činila 0,85 mm, což je přibližně $1/3500$ délky sloupu. Podle Southwellovy metody byla určena střední hodnota ekvivalentní excentricity 0,35 mm, což poukazuje na velmi málo imperfektní prut. Do numerického modelu byla začleněna ekvivalentní imperfekce o hodnotě $L/3000$ a pro porovnání také reziduální napětí v ocelovém profilu.



Graf 5.6 Závislost mezi zatížením a deformací uprostřed výšky nosníku pro svařované profily

Analytický model ve formě vztahu (4.10) vykázal velmi podobné výsledky v porovnání s numerickým modelem u obou skupin sloupů. Avšak očekávaná vzpěrná pevnost se u druhé skupiny sloupů nepotvrdila, i když pruty nevykazovaly velké imperfekce (Graf 5.6). Výsledná hodnota vzpěrné únosnosti odpovídá větší ekvivalentní imperfekci. Graf 5.7 znázorňuje pro ilustraci průběh ekvivalentní imperfekce $L/500$, která vykázala stejnou hodnotu vzpěrné pevnosti podle vztahu (4.10) při porovnání s experimentem, avšak numerický model s touto excentricitou zatížení ukázal, že závislost deformace na zatížení odpovídá prutu s velkou počáteční imperfekcí, přičemž experimentální data poukazují na pruty s velmi malou imperfekcí, avšak horší materiálové charakteristiky. Jako jedno z vysvětlení lze uvažovat vliv

reziduálních napětí na velikost a rozdělení plastických zón po délce prutu [36] a paralelně s tímto i ovlivnění vzpěrné pevnosti.



Graf 5.7 Porovnání experimentálních dat s modely s vloženou počáteční imperfekcí L/500

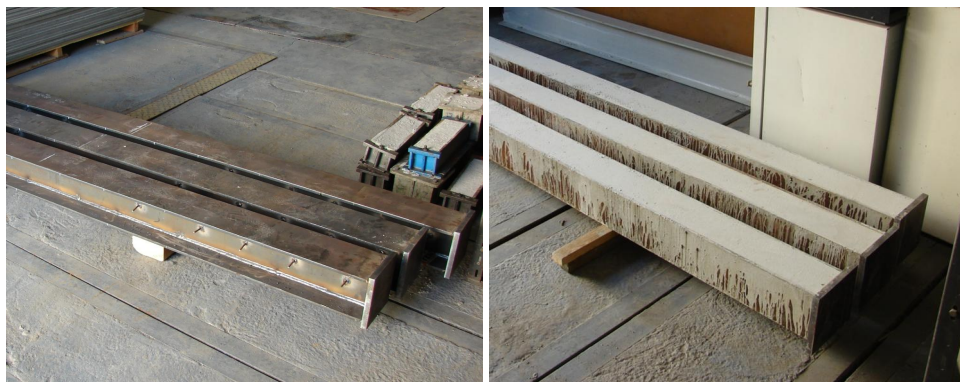
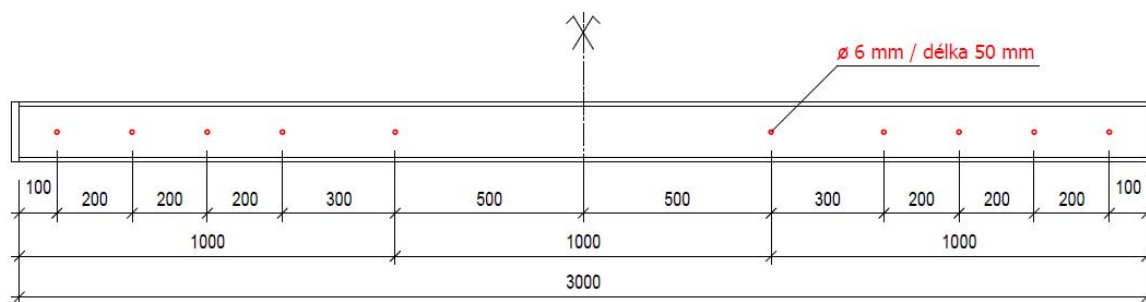
Užití numerického modelu napomohlo k potvrzení předpokladu skutečného chování tlačeného prutu, rovněž vzájemná korelace výsledků numerického modelu a analytického vztahu podle (4.10) potvrdila správnost teoretických úvah. Normové vztahy pro výpočet vzpěrné únosnosti ocelobetonového prutu však vykazují značně konzervativní výsledky.

6 EXPERIMENTÁLNÍ ANALÝZA

6.1 Popis experimentu a jeho fáze

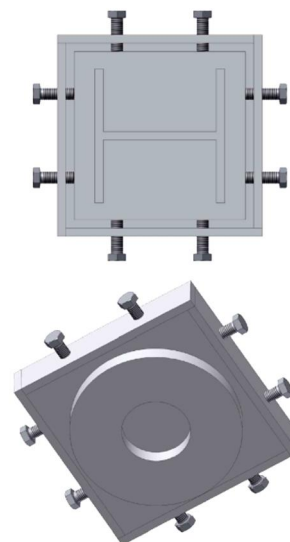
Experimentální program je zaměřen na zjištění skutečného působení, mechanismu porušení a mezní únosnosti prutů při vzpěrném tlaku z materiálů vyšších pevností. Volba typů průřezů, pevnostních tříd ocelí a betonů je uskutečněna v návaznosti na co nejvyšší efektivitu návrhu v návaznosti na teoretické studie. Experimentální analýza je dělena do dvou fází, první (pilotní) fáze je zaměřena na ověření předpokládaného chování centricky zatíženého prutu na základě teoretické a numerické analýzy. Tato část experimentu slouží pro vymezení hledaného problému, pro kalibraci zkušebního zařízení a zahrnuje dva typy ocelových průřezů – válcované HEA profily a svařované H-profily, zatímco druhá (hlavní) fáze si klade za hlavní cíl vyšetření a ověření cílené skupiny vlivů. Jedná se především o vyšetření vlivu použití ocelí a betonů vyšších pevností na vzpěrnou únosnost a pevnost prutu.

Experiment je zaměřen na částečně obetonovaný H-profil, který byl zvolen na základě praktického využití v praxi. Pro zjištění skutečného spolupůsobení oceli a betonu není beton spřažen s ocelovým profilem výztuží. Betonová část byla pouze ošetřena proti nadměrnému smršťování při zrání dodatečnými přísadami ve směsi betonu. Z důvodu reálných obav o zajištění kompaktnosti ocelobetonového průřezu jsou na stojinu ocelového profilu navařeny trny průměru 6 mm. Tyto trny jsou navařeny v ose prutu po 200 mm, přičemž střed prutu byl ponechán bez trnů (Obr. 6.1).



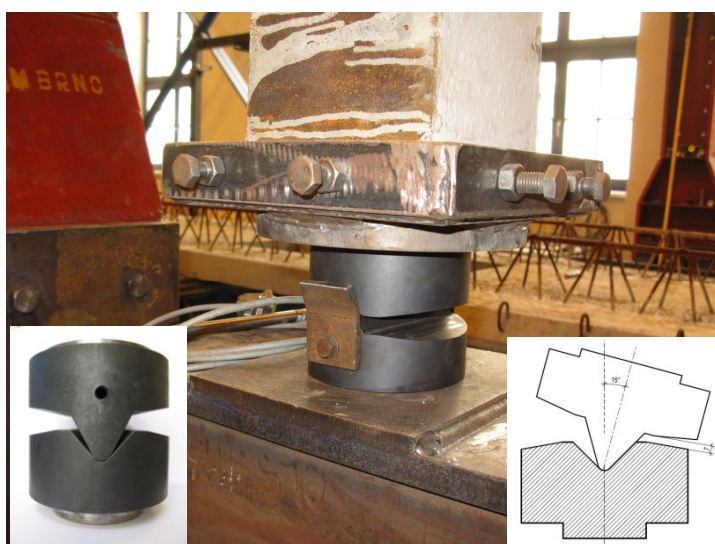
Obr. 6.1 Výroba ocelobetonových sloupů, schéma navaření trnů na stojinu sloupce

Pro analýzu vlivu obetonování stojiny ocelového profilu na vzpěrnou únosnost jsou zkoušeny vždy z každé série sloupy bez obetonování. Zkušební tělesa jsou zatěžována ve svislé poloze, každé z těles je na obou koncích opatřeno ocelovou deskou, na kterou je upevněna rektifikační botka, která slouží k centrování sloupu a k upevnění kloubu, který simuluje oboustranné kloubové uložení prutu.



Obr. 6.2 Centrování zkušebního tělesa

Kloub je realizován ocelovou kolébkou s břitem, přičemž břit je umístěn vždy kolmo k předpokládanému směru vybočení tlačенého prutu. Břit i kolébka jsou vyrobeny z kalené oceli.



Obr. 6.3 Ocelový kloub

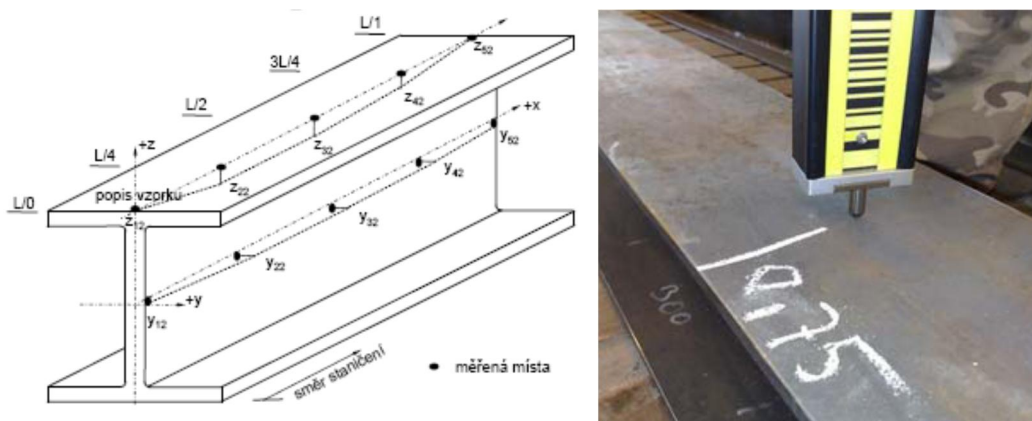
Zkušební tělesa o konstrukční délce 3 metry jsou zatěžována v zatěžovací stoličce osovou silou vyvozenou hydraulickými lisami o maximální zatěžovací síle 4000 kN. Hlava lis je opatřena tenzometrickým siloměrem pro měření velikosti vnášené síly a indukčností

snímačem polohy pro měření posuvu hlavy (příloha A). Protože velký vliv na vzpěrnou únosnost mají počáteční geometrické odchylky, je každé zkušební těleso podrobena důkladným měřením počátečních průhybů.



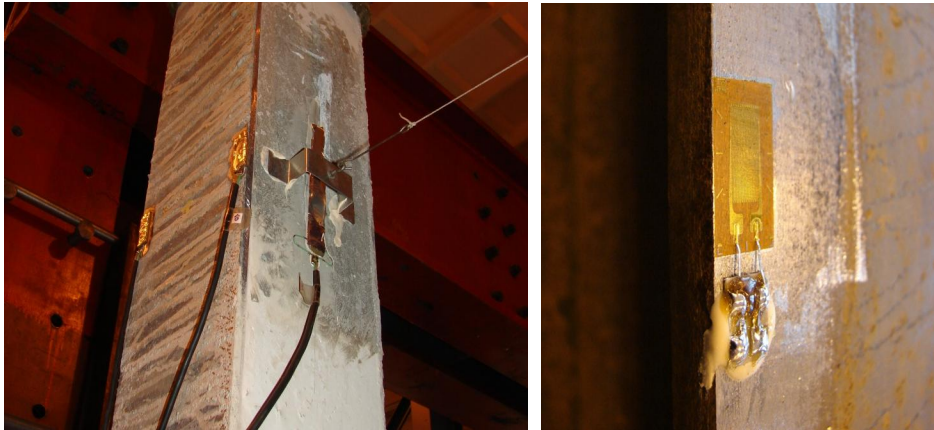
Obr. 6.4 Zatěžovací stolice, dvojice hydraulických lisů o max. zatěžovací síle 4000 kN

Jsou sledovány především odchylky střednice prutu od přímého tvaru, vždy ve čtvrtinách délky prutu ve dvou navzájem kolmých směrech, v těchto místech jsou také měřeny odchylky od rovinnosti příčného řezu. Měření deformace střednice zkušebních těles bylo provedeno metodou velmi přesné nivelace (VPN) za pomoci kalibrovaného elektronického nivelačního přístroje Wild NA3003, v případě svařovaných profilů bylo užito nivelačního přístroje Leica DNA03 a komparované kódové latě GWCL182 s invarovou stupnicí. Všechna zkušební tělesa byla měřena ve vodorovné poloze. V průběhu měření profilů HEA 140 byla naměřena teplota okolního prostředí v průměru 16,8 °C, v případě svařovaných profilů pak 22,6 °C [43], [44].



Obr. 6.5 Měření úchylek ocelových profilů bylo provedeno metodou velmi přesné nivelace (VPN) [43], [44]

Na každém tělese je při zatěžování měřen vodorovný posun uprostřed rozpětí rotačním inkrementálním snímačem v závislosti na vnesené síle. Tělesa jsou zatěžována po přírůstcích. Vybraný sloup z každé skupiny je opatřen odporovými tenzometry pro měření napětí v oceli a betonu. Snímače jsou umístěny uprostřed rozpětí sloupu na obou stranách pásnice a betonu. V každém kroku záznamu v počítači je souběžně zaznamenána působící síla, deformace sloupu a napětí v betonu a oceli. Velikost vnesené síly byla rovněž odečítána na tlakoměru hydraulické jednotky lisu.



Obr. 6.6 Umístění tenzometrů uprostřed délky sloupu pro měření napětí v oceli a betonu

Před samotným zatěžováním zkušebních těles proběhlo testování materiálových charakteristik betonu a oceli. Pevnost betonu byla určována na krychlích rozměru 150×150×150 mm, statický modul pružnosti na kvádrech o rozměru 100×100×400 a to ve stáří 28 dnů a dále pak v čase provádění zatěžovacích zkoušek.



Obr. 6.7 Experimentální ověřování fyzikálních a mechanických vlastností betonu

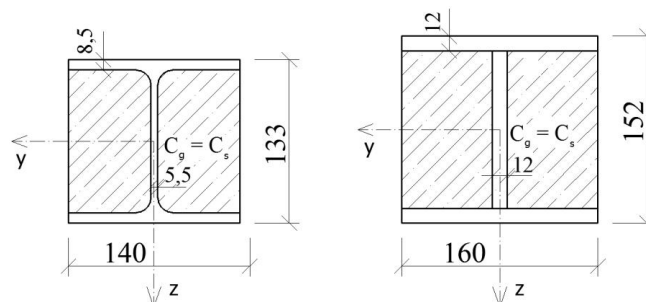
U pilotní fáze, při výrobě ocelobetonových sloupů se svařovaným ocelovým profilem, byla zvláštní péče věnována určení modulu pružnosti betonu. Bylo užito ultrazvukové impulzové metody a rezonanční metody. Materiálové vlastnosti ocelových profilů byly zjišťovány na vzorcích vyřezaných ze zkoušených těles po ukončení experimentů.

Na základě údajů získaných před zkoušením těles sloupů, bylo odhadnuto chování sloupu a určena vzpěrná pevnost sloupu podle analytické rovnice (4.10).

6.2 Pilotní experiment

6.2.1 Popis experimentu

V roce 2003 byla na Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí VUT v Brně realizována první část experimentálního programu [14], [15]. Bylo vyrobeno devět zkušebních těles z válcovaného profilu HEA 140 z oceli klasifikované jako jakost S 355. Tři kusy byly voleny bez výplně betonem, tři tělesa byla obetonována betonem běžné pevnosti C 20/25 a tři tělesa byla obetonována betonem vysoké pevnosti (HPC) C 80/95. Druhá část pilotního experimentu byla realizována v roce 2010 a byla tvořena svařeným H-profilem z oceli jakosti S 420 a betonu C 55/67. Základní konstrukční délka těles je 3 m, přičemž skutečná vzpěrná délka je odvozena z uspořádání kloubového uložení v lisu, tj. 3,15 metru. Průřezové charakteristiky (Tab. 6.1).



Obr. 6.8 Dva typy průřezů odzkoušených v pilotním experimentu

	Označení	Popis	poměrná štíhlost λ_z	$(EI)_{\text{eff},z}$ [Nmm ²] $\times 10^9$	δ
První série zkušebních těles	T10, T11, T12	HEA 140 BEZ BETONU	1,255	829,21	1,000
	T13, T14, T15	HEA 140 + BETON C 20/25	1,099	1256,24	0,903
	T16, T17, T18	HEA 140 + BETON C 80/95	1,208	1612,09	0,652
Druhá série zkušebních těles	H 160 – 04	Svařovaný H-průřez, ekvivalent HEA 160 + BETON C 55/67	1,114	2621,39	0,789
	H 160 – 05				
	H 160 – 06				

Tab. 6.1 Přehled zkušebních těles

6.2.2 Materiálové zkoušky a měření geometrických imperfekcí

Mechanické vlastnosti použitého betonu, ze kterého byla vyrobena zkušební tělesa, byly určeny na základě zkoušek betonu v tlaku, vyhodnoceny ve smyslu ČSN ISO 13 822 a zaříděny podle ČSN EN 1990 příloha D. Betony vykazovaly vysokou stejnoměrnost, přičemž variační součinitel krychelné pevnosti a modulu pružnosti se pohybuje v rozmezí od 0,02 do 0,06.

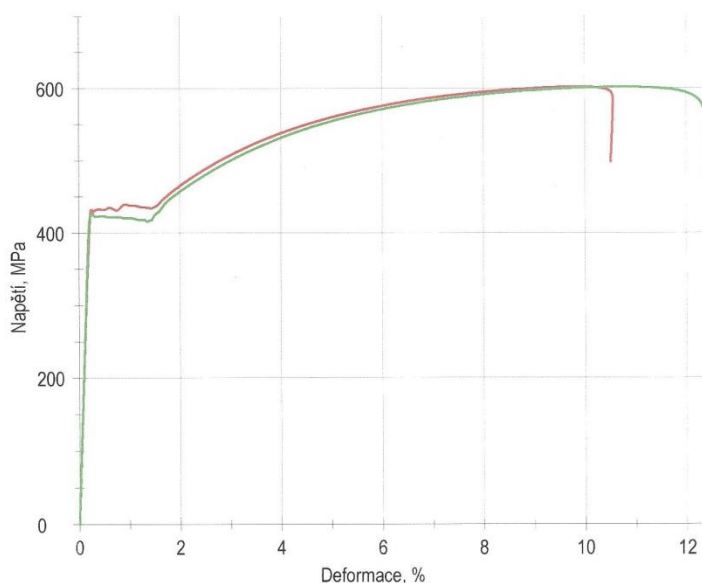
Pevnostní třída betonu podle ČSN ISO 13 822, příloha D ČSN EN 1990	stáří [dny]	$f_{ck, cube}$ [MPa]	E [GPa]	ρ [kg/m ³]
C 20/25	28	22	33	2263
C 80/95	28	102,5	49,5	2500

Tab. 6.2 Materiálové charakteristiky betonu zkušebních těles s válcovaným profilem HEA 140

Pevnostní třída betonu podle ČSN ISO 13 822, příloha D ČSN EN 1990	stáří [dny]	$f_{ck, cube}$ [MPa]	E [GPa]			ρ [kg/m ³]
			zkouška tlakem	Ultrazvuková impulzová metoda - Lydon a Balendran	Ultrazvuková impulzová metoda - Neville	
C 55/67	28	71,98	33,38	34,56	33,05	2356
	90	76,33	34,50	34,67	33,21	

Tab. 6.3 Materiálové charakteristiky betonu zkušebních těles se svařovaným H profilem

Mechanické vlastnosti oceli byly ověřeny tahovou zkouškou ve smyslu předpisu ČSN EN 10002-1. Vzorky materiálu pro zkoušku tahem byly odebrány z rovné části pásnice profilu. Průběh tahové zkoušky oceli S 420 je zaznamenán v grafu 6.1.



Graf 6.1 Tahové diagramy oceli S 420

HEA profil byl vyhotoven z oceli s průměrnou hodnotou meze kluzu 455,8 MPa zařazenou však do pevnostní třídy S 355. Variační součinitel meze kluzu se pohyboval okolo 0,02. Svařovaný H-průřez je vyroben z oceli pevnostní třídy S 420 s naměřenou průměrnou hodnotou meze kluzu oceli 429,5 MPa s variačním součinitelem 0,01. Obě oceli vykázaly minimální hodnotu modulu pružnosti 210 GPa. Obecně všechny použité oceli třídy S 355 vykazovaly největší rezervy hodnot meze kluzu ve srovnání s ostatními třídami.

Ozn.	Pevnostní třída oceli	f_y [MPa]	f_u [MPa]	E [GPa]
HEA 140	S 355	455,81	581,13	211,52
Svařovaný H 160	S 420	429,49	601,46	213,68

Tab. 6.4 Materiálové charakteristiky oceli zkušebních těles

Měření počátečních průhybů (imperfekcí) střednice prutu zkušebních těles HEA 140 bylo provedeno ve dvou navzájem kolmých směrech, ve směru osy Z tj. ve směru stojiny profilu a ve směru osy Y. Hodnoty průhybů střednice prutu jsou přepočítány vzhledem ke koncům prutu. Výsledky měření jsou uvedeny v tabulce 6.5, kde jsou vyjádřeny průměrné hodnoty průhybů v příslušném směru osy Z a Y. Z analýzy opakovaných měření byla vyšetřena přesnost ve formě směrodatné odchyly, která činí u určení průhybů profilů HEA $\sigma = 0,02$ mm.

Těleso	Průměrná hodnota průhybu střednice prutu	Průměrná hodnota průhybu střednice prutu
	ve směru osy Z	ve směru osy Y
HEA 140 – T10	- 0,20	- 0,40
HEA 140 – T11	- 0,20	+ 1,40
HEA 140 – T12	+ 0,30	+ 1,30
HEA 140 – T13	- 0,30	- 0,80
HEA 140 – T14	+ 0,30	+ 0,40
HEA 140 – T15	+ 0,20	- 0,40
HEA 140 – T16	- 0,10	+ 1,50
HEA 140 – T17	+ 0,40	- 1,40
HEA 140 – T18	+ 0,10	+ 1,40

Tab. 6.5 Geometrické imperfekce střednice prutu profilu HEA 140

Měření svařovaných profilů bylo prováděno totožným způsobem ve dvou navzájem kolmých směrech, přičemž byla rovněž ověřena geometrická přesnost svařovaného profilu, respektive odklon (deformace) pásnic vlivem reziduálních napětí. Z opakovaných měření byla analyzována přesnost ve formě směrodatné odchyly, která činí v určení úchylek přímosti

profilů H $\sigma = 0,02$ mm. Přesnost oboustranného odklonu pásnic od kolmice k ose stěny činí $\sigma = 0,1$ mm.

Těleso	Průměrná hodnota průhybu střednice prutu	Průměrná hodnota průhybu střednice prutu
	ve směru osy Z	ve směru osy Y
H 160 – 04	-1,08	+0,60
H 160 – 05	-1,82	-0,66
H 160 – 06	-1,46	-0,59

Tab. 6.6 Geometrické imperfekce střednice prutu svařovaného profilu H 160

Vyhodnocení počátečních odchylek střednice prutů od přímého směru je graficky vyšetřeno v příloze D [43].

6.2.3 Analýza výsledků

U první série zkušebních těles HEA 140 experiment prokázal vysokou spolehlivost při působení osového tlaku. U všech těles došlo k vybočení prutu jako celku typickému při vzpěrném tlaku. V průběhu zatěžování bylo sledováno především příčné přetvoření tlačných prutů, a to uprostřed délky prutu ve směru předpokládaného vybočení v závislosti na vnesené osově síle (Obr. 6.9).



Obr. 6.9 Zkušební tělesa T16, T17, T18 při vybočení

Objektivní mezní únosnosti dosažené při zatěžovacích zkouškách obou sérií těles pilotního testu jsou uspořádány v tabulce. 6.10.

HEA 140						Svařovaný H 160	
Ozn.	N [kN]	Ozn.	N [kN]	Ozn.	N [kN]	Ozn.	N [kN]
T10	881,8	T11	931,2	T12	835,2	H 160 - 04	1871
T13	1239,5	T14	1321,5	T15	1078,7	H 160 - 05	1910
T16	1707,3	T17	1603,4	T18	1541,4	H 160 - 06	1840

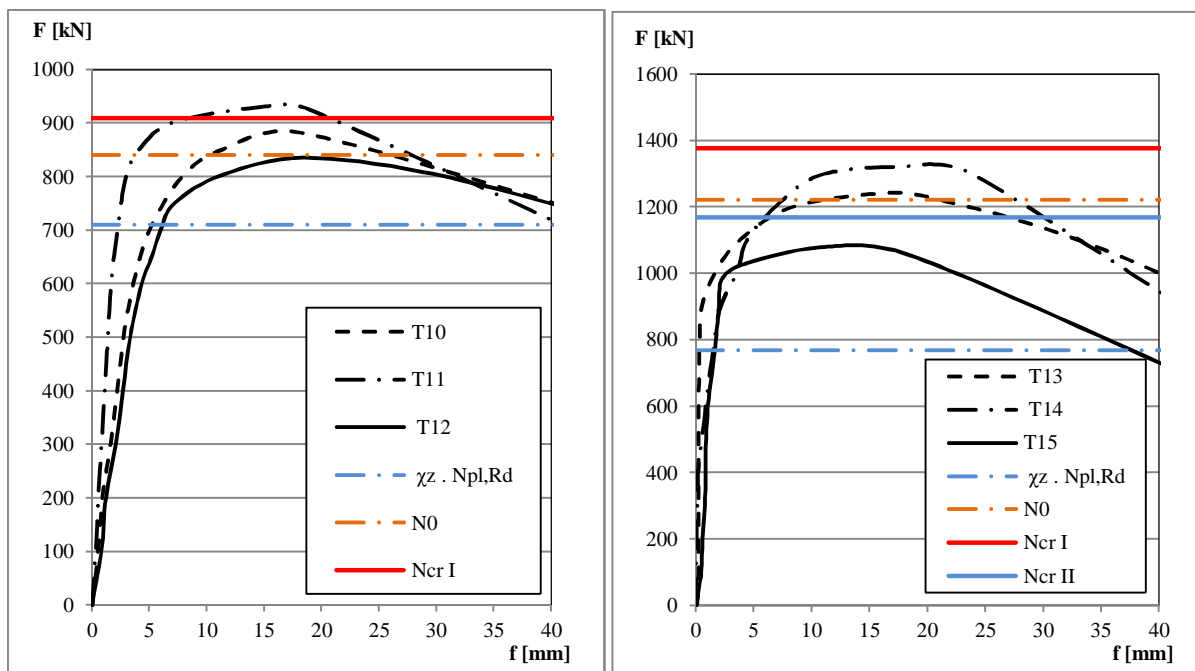
Obr. 6.10 Mezní únosnost zkušebních těles

Porovnání získaných výsledků s běžnými postupy uvedenými v evropských normativních dokumentech [3] a [5] dává základní informaci, jak se liší mezní únosnost získaná ze zkoušek od únosností vypočtených podle normativních postupů. Návrhové hodnoty podle obecné a zjednodušené metody [5] byly mnohem nižší než experimentálně ověřená únosnost. Toto je především dáno nízkou hodnotou součinitele vzpěrnosti vycházejícího z křivky vzpěrnosti „c“. Rovněž hodnota ekvivalentní imperfekce pro užití ve výpočtu podle teorie II. řádu, která je podle [5] $e_{0,d} = L/150$, je velmi konzervativní. Obě hodnoty $e_{0,d}$ a χ , které redukují vzpěrnou únosnost pevnost, jsou odvozeny ze zkoušek prutů běžných pevností. Vzájemné porovnání grafů ukazuje, že normativní vztahy pro ocelový prut jsou na stranu bezpečnou, avšak blíží se hodnotám získaným z experimentu, zatímco u ocelobetonových prutů s rostoucí pevností betonu se hodnoty získané z experimentu vzdalují normativním únosnostem. Rovněž uvažování tuhosti $(EI)_{eff,d}$ ve výpočtu kritické síly $N_{cr II}$, podle obecné metody založené na teorii druhého řádu, je výrazně na stranu bezpečnou (Graf 6.2 a 6.3). Normové vzpěrné únosnosti byly uvažovány s hodnotami válcové pevnosti betonu, vypočítané z průměrné hodnoty krychelné pevnosti po 28 dnech stáří betonu. Dobré výsledky udává algebraická rovnice N_0 daná vztahem (4.10), do výpočtu byla rovněž užitá průměrná hodnota válcové pevnosti betonu a ekvivalentní imperfekce (Tab. 6.7) získané ze Southwellovy metody, (příloha C).

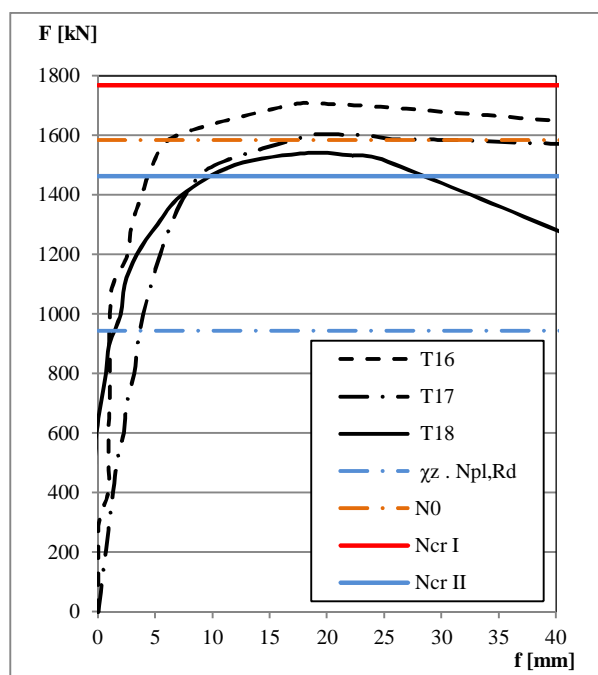
Označení	Popis	Imperfekce prutu
T10, T11, T12	HEA 140 - S 355, BEZ BETONU	L / 3172
T 13, T14, T15	HEA 140 - S 355 + C 20/25	L / 4152
T16, T17, T18	HEA 140 - S 355 + C 80/95	L / 2592

Tab. 6.7 Průměrné hodnoty imperfekcí prutů získaných ze Southwellovy metody

Charakteristická únosnost v osovém tlaku bez vlivu vzpěru je v případě ocelobetonových prutů o 30 - 40 % vyšší než Eulerova kritická síla $N_{cr I}$, přičemž i štíhlost prutů je velmi vysoká a tudíž kolaps prutů je určen převážně stabilitním problémem (Graf 6.2 a 6.3).

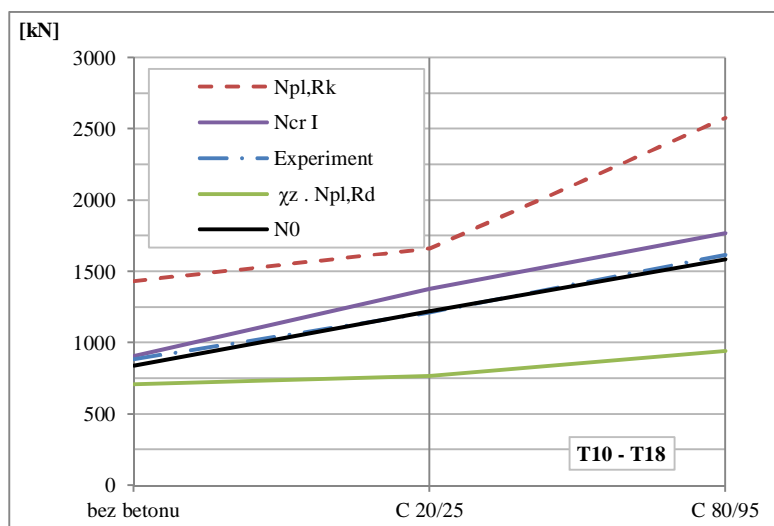


Graf 6.2 Srovnání únosností dosažených při zatěžovacích zkouškách s normativní únosností



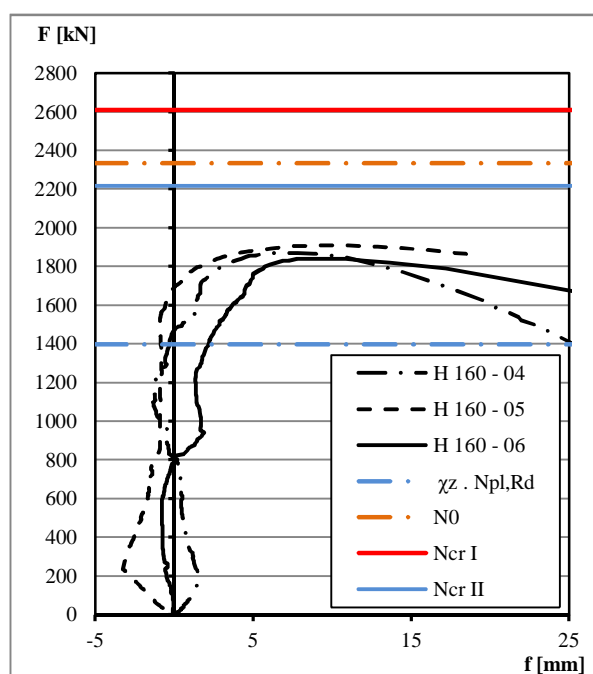
Graf 6.3 Srovnání únosností dosažených při zatěžovacích zkouškách s normativní únosností a vztahem pro vzpěrnou pevnost N_0 podle rovnice (4.10)

Vliv vysokohodnotného betonu na vzpěrnou pevnost je tedy ekonomicky a staticky výhodný v případě prutů malých štíhlostí, v opačném případě je nutné volit druh betonu s vysokým modulem pružnosti. Vzpěrná pevnost prutu N_0 podle rovnice (4.10) vykázala prakticky totožný průběh při porovnání s průměrnými hodnotami získaných z experimentu.



Graf 6.4 Vzpěrná únosnost prutu u velkých štíhlostí je ovlivněna Eulerovou kritickou silou, další zvyšování pevnosti betonu bez růstu modulu pružnosti není ekonomicky výhodné

Druhá série těles tvořená svařovanými H profily vykázala výsledky mnohem menší vzpěrné pevnosti, než bylo očekáváno (Graf 6.5). Ze závislosti zatížení a přetvoření uprostřed délky prutu je zřejmé, že pruty vykazují mnohem menší imperfekce než tomu bylo u válcovaných profilů; rovněž Soutwellova metoda pro určení ekvivalentní imperfekce potvrdila tento závěr (příloha C). Byla provedena také numerická analýza, která potvrdila možný vliv reziduálních napětí na vzpěrnou pevnost prutu (viz odst. 5.3).

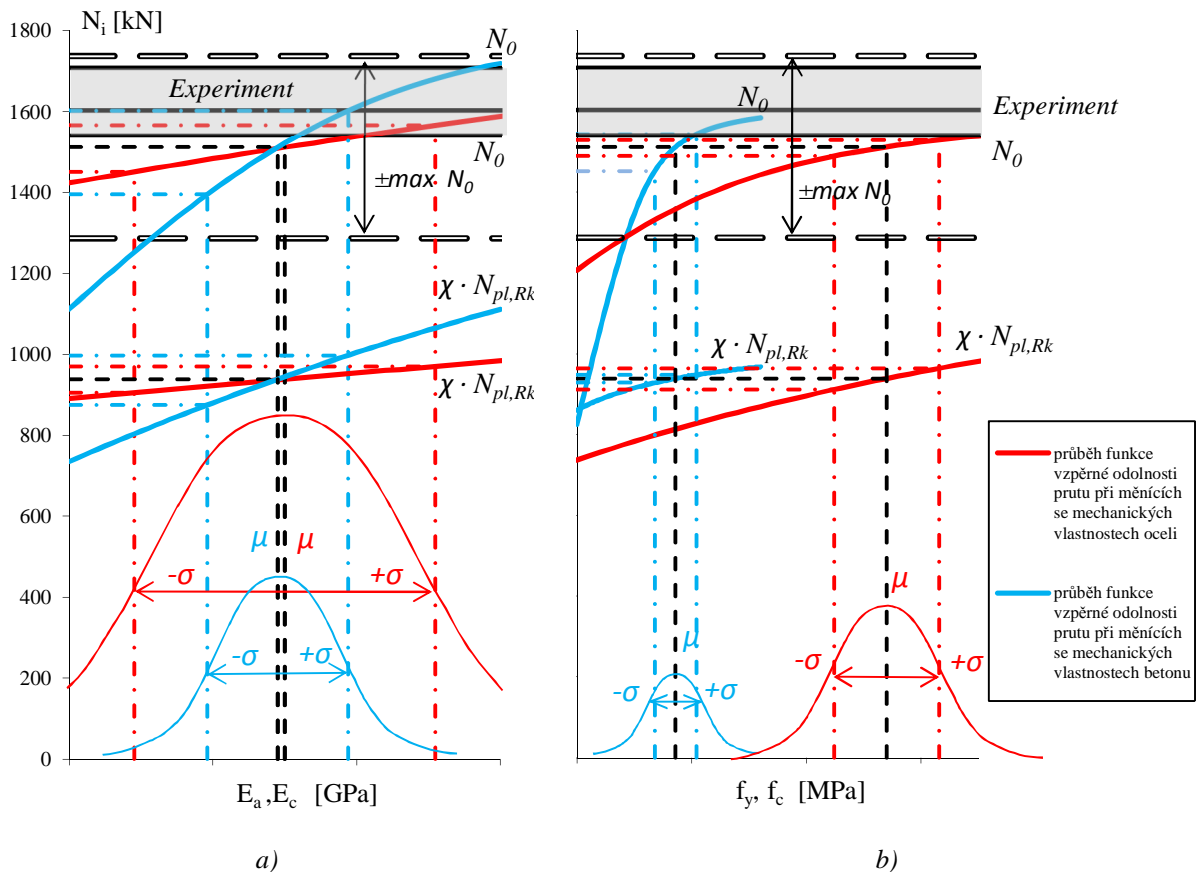


Graf 6.5 Průběh závislosti zatížení a přetvoření uprostřed délky prutu

Vzhledem ke střední štíhlosti prutu, lze očekávat výrazný vliv pevnostního problému. Pevnostní problém se týká prutů o malých a středních štíhlostech a je založen na porovnání

meze kluzu oceli a meze pevnosti betonu, které je dosaženo součtem napětí od osového zatížení, od ohybového momentu vlivem geometrických imperfekcí a od reziduálních napětí, která jsou mnohem vyšší u svařovaných průřezů (odst. 2.1.2 a odst. 4.1.4).

Při porovnání chování skutečného tlačného prutu a jeho vzpěrné pevnosti s teoretickými předpoklady dochází k výrazným odchylkám. Základní úvaha je taková, že pokud je teoretické chování odvozeno správně, odchylky se pohybují v rozmezí rozptylu mechanických charakteristik. Graf 6.6 porovnává experimentální data první skupiny sloupů tvořených z válcovaného profilu HEA 140 s únosností prutu podle rovnice N_0 (4.10) a rovnice $\chi_z \cdot N_{pl,Rd}$ podle (2.57) při uvažování proměnných charakteristických vlastností oceli a betonu. Plná černá čára představuje hodnoty únosnosti získaných z experimentu, zatímco čárkovaná čára představuje krajní hodnoty únosnosti prutu podle (4.10) při maximálních rozptylech mechanických hodnot.

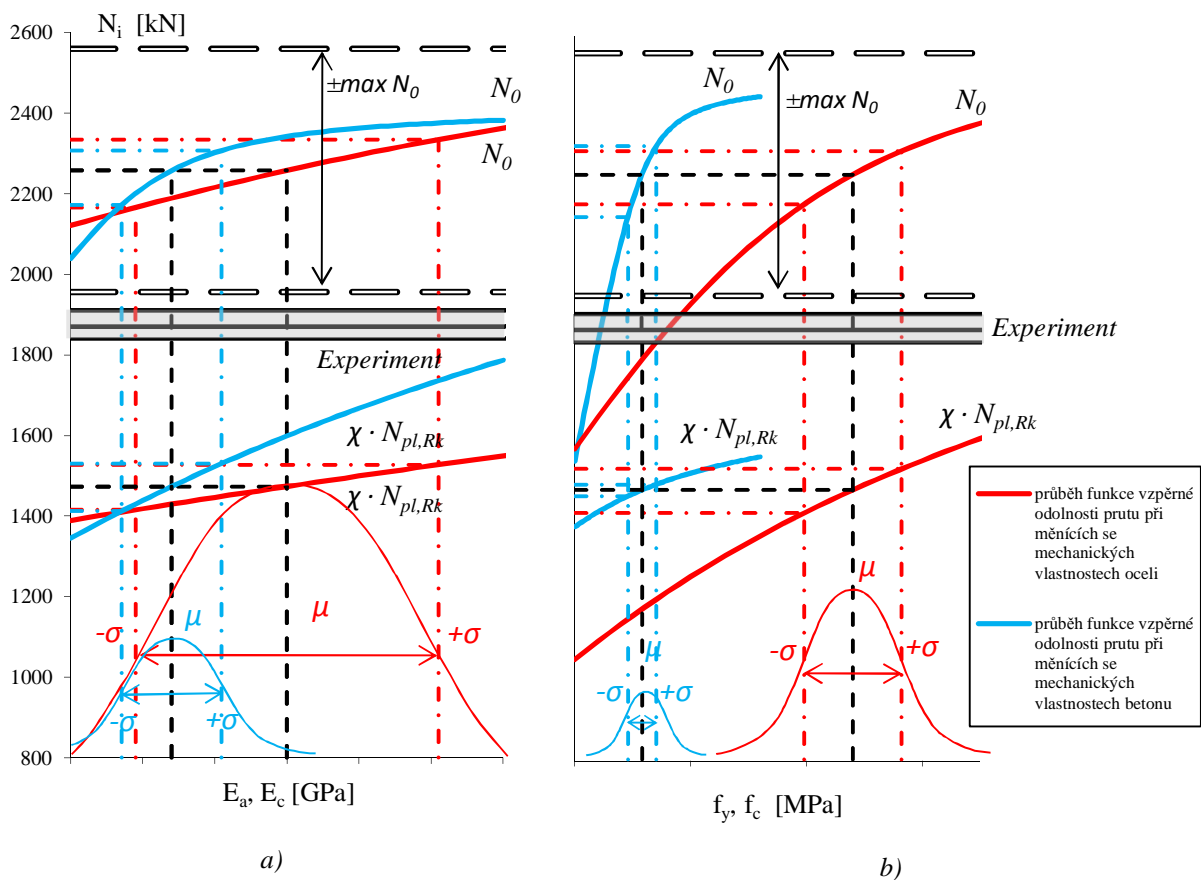


Graf 6.6 Průběh únosnosti tlačného prutu první skupiny sloupů při měnících se mechanických vlastnostech: a) proměnný modul pružnosti oceli E_a a betonu E_c ; b) proměnná mez kluzu oceli f_y a mez pevnosti betonu f_c .

Z grafu 6.6a je patrné, že největší vliv na rozptyl hodnot únosnosti prutu má ve všech případech modul pružnosti betonu. Je to především dáno průběhem funkce únosnosti prutu.

Variační koeficient modulu pružnosti betonu je uvažován 0,2, zatímco u oceli je uvažován 0,1. Střední hodnoty μ byly určeny z výsledků materiálových zkoušek.

Pokud budeme uvažovat proměnnou mez kluzu oceli f_y a mez pevnosti betonu f_c (Graf 6.6b), přičemž variační koeficient meze pevnosti betonu bude uvažován 0,2 a u meze kluzu oceli 0,1, můžeme pozorovat podobnou závislost průběhu funkce síly N_0 jako u grafu 6.6a, avšak průběh funkce únosnosti prutu podle (2.57) při měnící se mezi pevnosti betonu mnohem pozvolnější. V tomto případě má pak větší vliv na únosnost prutu mez kluzu oceli. Při porovnání grafu 6.6a a 6.6b lze říci, že rozptyl hodnot modulu pružnosti oceli a betonu má největší vliv na vzpěrnou pevnost (únosnost) prutu.



Graf 6.7 Průběh únosnosti tlačěného prutu druhé skupiny sloupů při měnících se mechanických vlastnostech: a) proměnný modul pružnosti oceli E_a a betonu E_c ; b) proměnná mez kluzu oceli f_y a mez pevnosti betonu f_c .

Graf 6.7 porovnává průběh funkce vzpěrné pevnosti (únosnosti) prutu pro druhou skupinu sloupů tvořených svařovaným H-profilem z oceli S 420 a betonu C 55/67. Únosnost prutu u středních štíhlostí je především ovlivněna rostoucím vlivem rozptylu mechanických charakteristik oceli, především modulu pružnosti. Je možné sledovat oslabení vlivu betonu (Graf 6.7a). Při porovnání grafu 6.6b a 6.7b můžeme pozorovat, že s klesající štíhlostí nabývá na významu mez kluzu oceli a mez pevnosti betonu základních materiálů. Pokud porovnáme

graf 6.7a a 6.7b lze pozorovat také zvětšující se podíl mez kluzu oceli a meze pevnosti betonu na únosnosti prutu oproti modulu pružnosti těchto materiálů.

Při uvážení kombinace maximálních směrodatných odchylek mechanických vlastností oceli a betonu při výpočtu vzpěrné odolnosti prutu podle (4.10) s uvážením ekvivalentní imperfekce určené ze Southwellovy metody, v případě první skupiny sloupů (Graf 6.6a, 6.6b) leží rozptyl hodnot únosností získaných z experimentu v oblasti vymezené „ $\pm \max N_0$ “.

Experimentální hodnoty vzpěrných pevností u druhé skupiny sloupů leží mimo tuto hranici (Graf 6.7a, 6.7b), což poukazuje na možný vliv reziduálního napětí, přičemž rozptyl hodnot vzpěrných pevností byl velmi malý. V obou případech odpovídaly rozptyly hodnot vzpěrné pevnosti získané z testů, rozptylům hodnot základních materiálů určených z materiálových zkoušek (Tab. 6.8).

Variační koeficient $c_{v,i}$									
První skupina sloupů					Druhá skupina sloupů				
Experiment	f_y	E_a	f_c	E_c	Experiment	f_y	E_a	f_c	E_c
0,051	0,021	0,01	0,052	0,05	0,02	0,01	0,002	0,052	0,07

Tab. 6.8 Porovnání variačních koeficientů mechanických vlastností oceli a betonu s variačním koeficientem výsledků experimentu dané skupiny sloupů

Závěrečné porovnání normativních únosností obou sérií těles je prezentováno v podobě tabulky 6.9, průběhy závislosti zatížení a přetvoření uprostřed délky prutu jsou zobrazeny v grafu 6.2 a 6.3.

Ozn.	Experiment [kN]	Euler [kN]	ČSN EN 1993-1-1 [kN]		Rovnice (4.10) [kN]
	Průměrná hodnota	N_{cr}	$N_{pl,Rk}$	$\chi z * N_{pl,Rd}$	N_0
T10, T11, T12	883	909,33	1432,12	710,81	840,33
T13, T14, T15	1213	1377,62	1663,67	769,16	1222,01
T16, T17, T18	1617	1767,86	2579,35	944,72	1583,92
H 160 - 04, 05, 06	1873	2607,42	3236,44	1395,71	2332,54

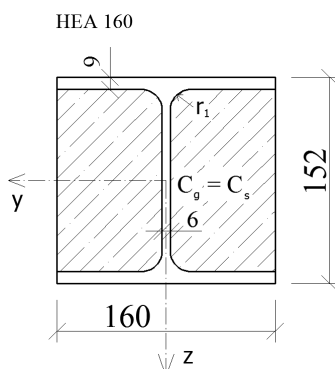
Tab. 6.9 Srovnávací tabulka

6.3 Hlavní experiment

6.3.1 Popis experimentu

V roce 2010 - 2013 byla na Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí VUT v Brně realizována druhá fáze experimentu, která byla zaměřena na vyšetření vlivu použití ocelí a betonů vyšších pevností na vzpěrnou únosnost a pevnost prutu. Bylo vyrobeno osmnáct zkušebních těles z válcovaného profilu HEA 160 z oceli klasifikované jako jakost S 235 a

S 355 a betonu pevnostní třídy C 55/67 a C 70/85. Tři kusy zkušebních těles z každé jakosti oceli byly voleny bez výplně betonem, tři tělesa byla obetonována betonem C 55/67 a tři tělesa byla obetonována betonem vysoké pevnosti (HPC) C 70/85. Základní konstrukční délka těles je 3 m, přičemž skutečná vzpěrná délka je odvozena z uspořádání kloubového uložení v lisu a činí 3,3 m. Průřezové charakteristiky jsou shrnuty v tabulce 6.10. Jednotlivé typy průřezů a kombinace oceli a betonu jsou voleny v návaznosti na výsledky parametrické a ekonomické studie.



Obr. 6.11 Zkoušený typ průřezů v hlavní fázi experimentu

Označení	Popis	poměrná štíhlost λ_z	$(EI)_{\text{eff},z}$ [Nmm ²] $\times 10^9$	δ
H1, H2, H3	HEA 160 - S 235, BEZ BETONU	0,942	1241,98	1,000
H7, H8, H9	HEA 160 - S 235 + C 55/67	0,929	2553,96	0,601
H4, H5, H6	HEA 160 - S 235 + C 70/85	1,008	2377,16	0,557
H11, H12, H19	HEA 160 - S 355, BEZ BETONU	1,188	1331,42	1,000
H16, H17, H18	HEA 160 - S 355 + C 55/67	1,061	2643,40	0,719
H13, H14, H15	HEA 160 - S 355 + C 70/85	1,138	2466,60	0,682

Tab. 6.10 Přehled zkušebních těles

6.3.2 Materiálové zkoušky a statistické vyhodnocení

Mechanické vlastnosti použitého betonu, ze kterého byla vyrobena zkušební tělesa, byly určeny na základě zkoušek betonu v tlaku, vyhodnoceny ve smyslu ČSN ISO 13 822 a zatříděny podle ČSN EN 1990 příloha D. Oproti zadání, druhý typ betonu vykazoval mnohem menší hodnoty pevnosti a především modulu pružnosti. Variační součinitel krychelné pevnosti a modulu pružnosti obou druhů betonů se pohybuje v rozmezí od 0,02 do 0,07.

Pevnostní třída betonu podle ČSN ISO 13 822, příloha D ČSN EN 1990	stáří [dny]	$f_{\text{ck, cube}}$ [MPa]	E [GPa]	ρ [kg/m ³]
C 55/67	28	71,70	48,16	-
C 70/85	28	85,67	41,67	-

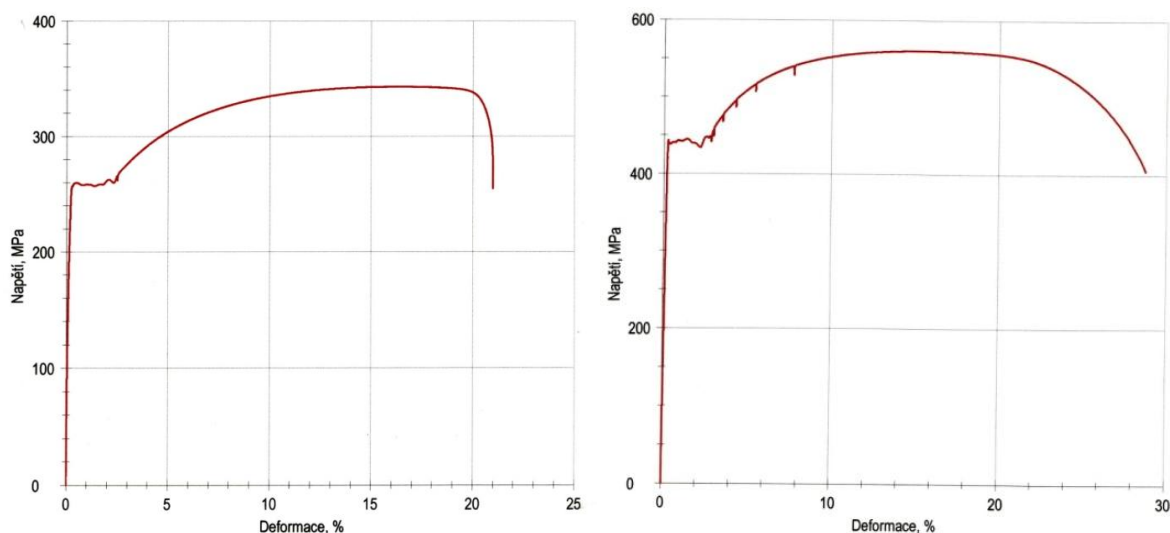
Tab. 6.11 Materiálové charakteristiky betonu zkušebních těles

Mechanické vlastnosti oceli byly ověřeny tahovou zkouškou ve smyslu předpisu ČSN EN 10002-1. Vzorky materiálu pro zkoušku tahem byly odebrány z rovné části pásnice profilu.

Průměrná hodnota meze kluzu oceli S 235 byla 257,8 MPa, zatímco ocel S 355 vykazovala hodnoty mnohem vyšší, tj. 439,1 MPa. Variační součinitel meze kluzu se pohyboval okolo 0,02. Ocel S 235 vykázala nízkou hodnotu modulu pružnosti (Tab. 6.12).

Ozn.	Pevnostní třída oceli	f_y [MPa]	f_u [MPa]	E [GPa]
HEA 160	S 235	257,75	342,82	201,76
	S 355	439,05	560,09	216,29

Tab. 6.12 Materiálové charakteristiky oceli zkušebních těles



Graf 6.8 Tahové diagramy oceli S 235 a S 355

Měření počátečních průhybů (imperfkcí) střednice prutu zkušebních těles HEA 160 bylo provedeno totožným způsobem jako v případě pilotního experimentu, tj. ve dvou navzájem kolmých směrech, ve směru osy Z tj. ve směru stojiny profilu a ve směru osy Y. Hodnoty průhybů střednice prutu jsou rovněž přepočítány vzhledem ke koncům prutu. Výsledky měření jsou uvedeny v tabulce 6.13. Přesnost měření byla určena ve formě směrodatné odchylky, která činí $\sigma = 0,02$ mm.

Přesnost oboustranného odklonu pásnic od kolmice k ose stěny činí $\sigma = 0,1$ mm. Grafické znázornění deformace střednice profilů HEA 160 je obsaženo v příloze D [44].

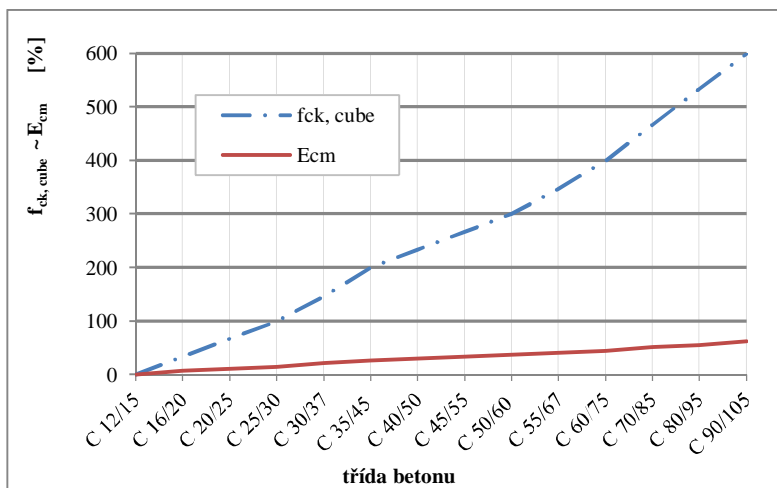
Těleso	Maximální hodnota průhybu střednice prutu	Maximální hodnota průhybu střednice prutu
	ve směru osy Z	ve směru osy Y
H1	- 0,43	- 0,30
H2	- 0,54	- 0,38
H3	- 0,42	- 0,41
H4	+ 1,20	+ 0,45
H5	+ 0,55	+ 0,02
H6	- 0,40	- 0,18
H7	+ 0,39	- 0,23
H8	+ 0,43	- 0,18
H9	- 0,46	- 0,17
H11	- 0,97	- 0,17
H12	- 1,07	- 0,93
H13	+ 1,44	- 0,25
H14	- 0,49	- 0,24
H15	+ 0,24	- 0,23
H16	- 0,40	- 0,28
H17	- 0,33	- 0,28
H18	+ 0,79	- 0,21
H19	+ 0,79	- 0,16

Tab. 6.13 Geometrické imperfekce střednice prutu profilu HEA 160

6.3.3 Analýza výsledků

Zvyšování pevnosti oceli u tlačných prutů nemusí být vždy výhodné, protože modul pružnosti oceli zůstává stejný, nemění se také kritická síla N_{cr} , po jejímž dosažení přestává být přímý tvar prutu stabilní. Užitím vysokopevnostního betonu v kompozitních sloupech lze výhodně navýšit kritickou sílu prutu. Hodnota kritické síly prutu se zvětšuje s rostoucí pevností betonu, protože paralelně s rostoucí pevností roste i sečnový modul pružnosti betonu E_{cm} (Graf 6.9 - srovnávací třída betonu je C 12/15).

V kompozitních sloupech je tedy výhodné využití HPC. Avšak ČSN EN 1994-1-1 [5] uvažuje materiály pro návrh kompozitních sloupů a tlačných prvků pouze z betonů do třídy C 60/75. U všech sérií zkušebních těles HEA 160 došlo k vybočení prutu jako celku typickému při vzpěrném tlaku. Zkoušené ocelobetonové pruty vykazovaly velmi malé imperfekce, kolaps zkušebního tělesa byl náhlý, doprovázený prudkým až explozivním porušením betonové části průřezu v místech největšího namáhání, tj. uprostřed prutu.



Graf 6.9 Závislost krychelné pevnosti betonu v tlaku a sečnového modulu pružnosti v tlaku podle [2].

V průběhu zatěžování bylo sledováno příčné přetvoření uprostřed délky prutu ve směru předpokládaného vybočení v závislosti na vnesené osově síle, u vybraných prutů bylo rovněž monitorováno napětí na betonové a ocelové části (Obr. 6.12).



Obr. 6.12 Zkušební tělesa H4, H5, H6 při vybočení

Objektivní mezní únosnosti dosažené při zatěžovacích zkouškách všech sérií těles jsou uspořádány v Tab. 6.14.

S 235		S 235 + C 55/67		S 235 + C 70/85	
Ozn.	N [kN]	Ozn.	N [kN]	Ozn.	N [kN]
H1	901,39	H7	1801,09	H4	1804,17
H2	954,82	H8	1706,69	H5	1570,03
H3	863,57	H9	1811,22	H6	1866,73
S 355		S 355 + C 55/67		S 355 + C 70/85	
Ozn.	N [kN]	Ozn.	N [kN]	Ozn.	N [kN]
H11	947,23	H16	1958,12	H13	1947,54
H12	1104,54	H17	1830,27	H14	2067,92
H19	914,55	H18	1697,46	H15	1899,76

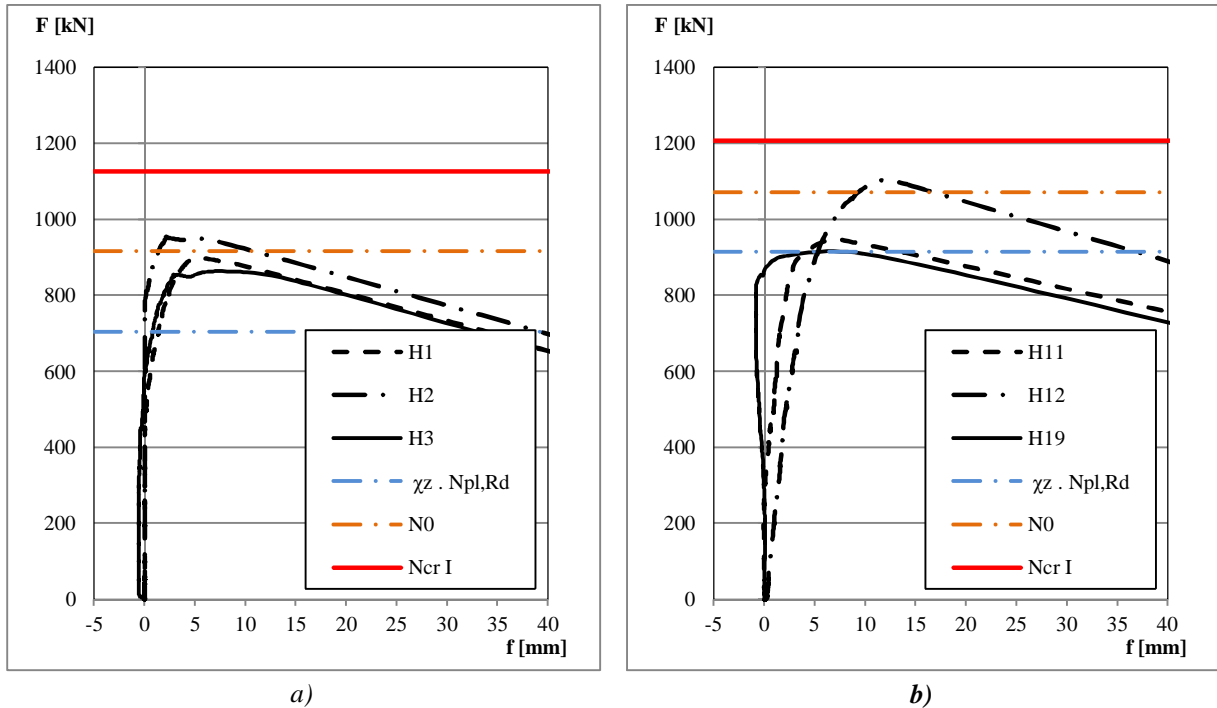
Tab. 6.14 Mezní únosnost zkušebních těles

Grafické vyjádření průběhu zatěžování při experimentu a jeho srovnání s normovými hodnotami podle [3], [5] a rovnicí pro vzpěrnou pevnost N_0 podle (4.10) je znázorněno v grafech 6.10 – 6.13. Získané výsledky potvrdily závěry pilotního experimentu, že návrhové hodnoty podle obecné a zjednodušené metody [5] udávají velmi konzervativní hodnoty únosností než experimentálně ověřená vzpěrná pevnost. Největší rozdíly jsou patrné u ocelobetonových průřezů, kde součinitele vzpěrnosti χ či dovolené ekvivalentní imperfekce $e_{0,d}$ redukuje výrazně vzpěrnou únosnost prutu. Při výpočtu vzpěrné pevnosti N_0 a normové vzpěrné únosnosti byly uvažovány hodnoty válcové pevnosti betonu, vypočítané z průměrné hodnoty krychelné pevnosti po 28 dnech stáří betonu. Algebraická rovnice N_0 podle (4.10) udává hodnoty blízké experimentu, do výpočtu byla užita průměrná hodnota ekvivalentní imperfekce dané skupiny prutů (Tab 6.15), která byla určena pomocí Southwellovy metody (příloha C).

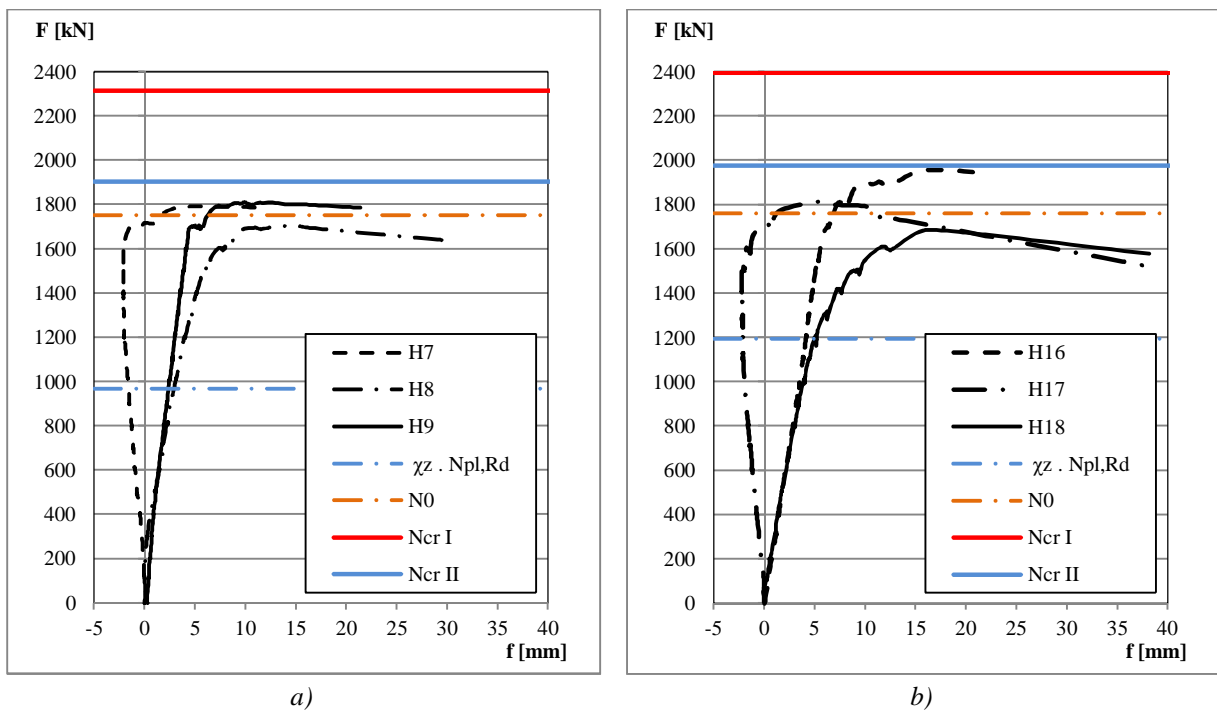
Označení	Popis	Imperfekce prutu
H1, H2, H3	HEA 160 - S 235, BEZ BETONU	L / 10032
H7, H8, H9	HEA 160 - S 235 + C 55/67	L / 4947
H4, H5, H6	HEA 160 - S 235 + C 70/85	L / 6671
H11, H12, H19	HEA 160 - S 355, BEZ BETONU	L / 2508
H16, H17, H18	HEA 160 - S 355 + C 55/67	L / 1176
H13, H14, H15	HEA 160 - S 355 + C 70/85	L / 1700

Tab. 6.15 Průměrné hodnoty imperfekcí prutů

Pokud tlačný prut vykázal extrémně malou hodnotu imperfekce, byla tato hodnota vyřazena a průměr byl počítán ze zbylých hodnot.

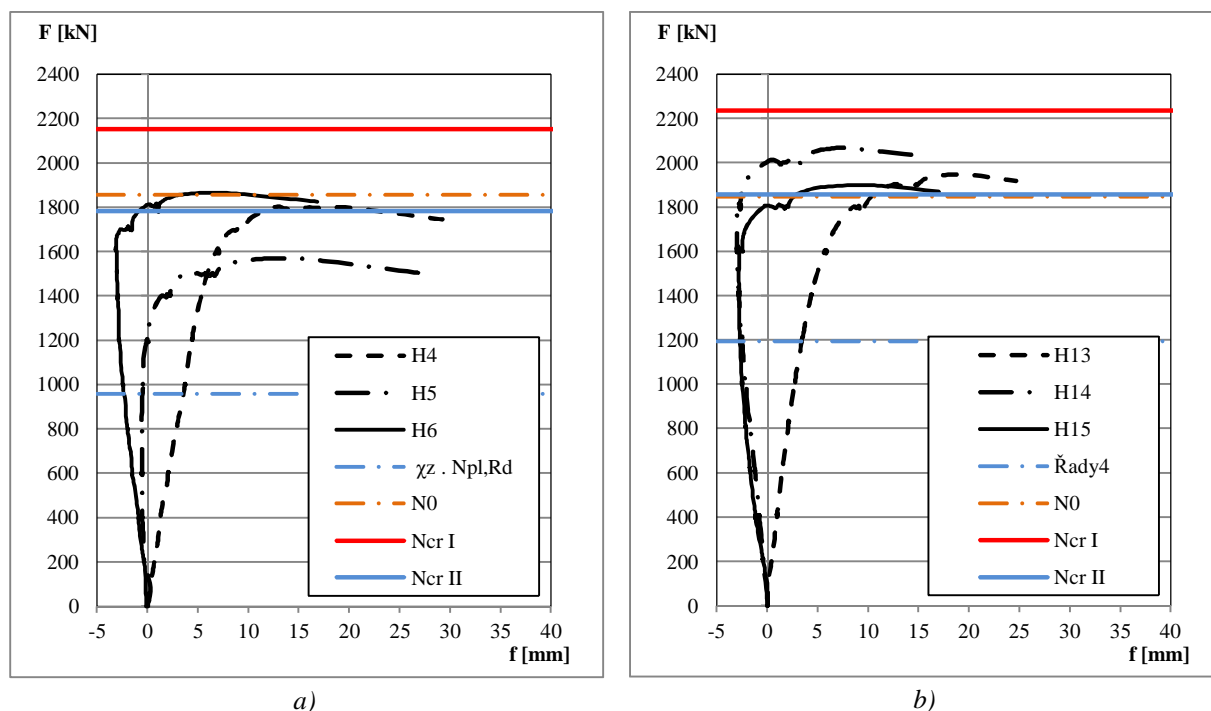


Graf 6.10 Průběh přetvoření uprostřed délky prutu v závislosti na vnesené síle pro pruty tvořené pouze ocelí: a) S 235, b) S 355



Graf 6.11 Průběh přetvoření uprostřed délky prutu v závislosti na vnesené síle pro pruty tvořené kombinací oceli a betonu: a) S 235 + C 55/67, b) S 355 + C 55/67

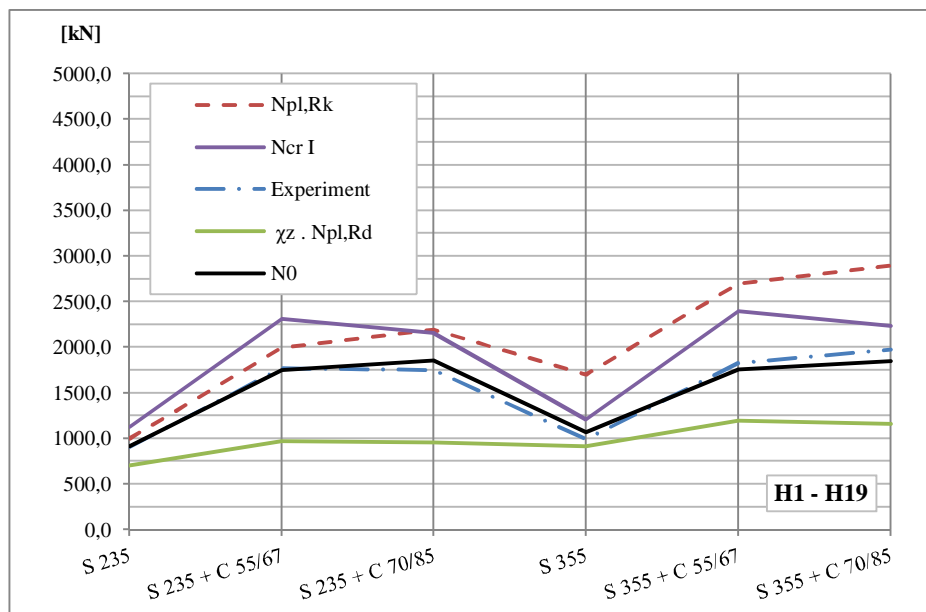
Pruty bez betonu (H1 – H3) vykazovaly velmi malé imperfekce, zatímco u prutů s průřezem tvořenými betonem C 55/67 dochází k výraznému zvětšení vzpěrné pevnosti avšak rovněž také ke vzniku větších imperfekcí. Pruty tvořené ocelí třídy S 355 vykazovaly již od počátku zatěžování větší imperfekce.



Graf 6.12 Průběh přetvoření uprostřed délky prutu v závislosti na vnesené síle pro pruty tvořené kombinací oceli a betonu: a) S 235 + C 70/85, b) S 355 + C 70/85

Použití betonu třídy C 70/85 rovněž zvýšilo vzpěrnou pevnost prutu, avšak oproti očekávání nebyl nárůst tak markantní (Graf 6.12).

Charakteristická únosnost v prostém tlaku bez vlivu imperfekcí je v případě ocelobetonových prutů tvořených ocelí S 235 v průměru o 7 % nižší než Eulerova kritická síla $N_{cr I}$, zatímco v případě oceli S 355 je charakteristická únosnost v prostém tlaku v průměru vyšší o 27 %. Z hlediska efektivity návrhu u prutů s velkou štíhlostí a malými imperfekcemi, lze považovat návrh prutů tvořených ocelí S 235, za návrh hospodárný. Experiment potvrdil, že pruty tvořené ocelí S 235 byly zřejmě ovlivněny převážně pevnostním problémem, avšak oproti očekávání pruty z oceli S 355 vykázaly i při velmi malých imperfekcích (příloha C) nižší vzpěrnou pevnost. Nárůst vzpěrné pevnosti při užití vysokohodnotných betonů je evidentní. Malé rozdíly mezi vzpěrnou pevností prutů s betonem C 55/67 a C 70/85 lze přičítat jejich obdobným vlastnostem, kdy beton C 70/85 na úkor vzpěrné pevnosti vykazoval malou hodnotu modulu pružnosti. Další zvyšování pevnosti betonu bez růstu modulu pružnosti není ekonomicky výhodné zejména u prutů, kde je vzpěrná únosnost ovlivněna Eulerovou kritickou silou, jako tomu bylo u prutů s jakostí oceli S 355. Závěrečné shrnutí výsledků druhé fáze experimentu je provedeno v grafu 6.14 a tabulce 6.16. Hodnoty získané z rovnice (6.10) téměř kopírují výsledky experimentu, průměrná hodnota ekvivalentní imperfekce dosazovaná do (6.10) je $L/3623$.



Graf 6.13 Grafické porovnání experimentálních výsledků s normovými hodnotami

Ozn.	Experiment [kN]	Euler [kN]	ČSN EN 1993-1-1 [kN]		Rovnice (4.10) [kN]
	Průměrná hodnota	N_{cr}	$N_{pl,Rk}$	$\chi_z \cdot N_{pl,Rd}$	N_0
H1, H2, H3	906,59	1125,60	999,33	705,12	917,22
H7, H8, H9	1773,00	2314,65	1996,05	968,91	1753,14
H4, H5, H6	1746,98	2154,42	2190,10	959,66	1856,07
H11, H12, H19	988,77	1206,67	1702,26	915,45	1070,95
H16, H17, H18	1828,62	2395,72	2698,97	1195,58	1760,39
H13, H14, H15	1971,74	2235,48	2893,07	1159,75	1848,53

Tab. 6.16 Tabulkové porovnání experimentálních výsledků s normovými hodnotami

7 ZÁVĚRY DISERTAČNÍ PRÁCE

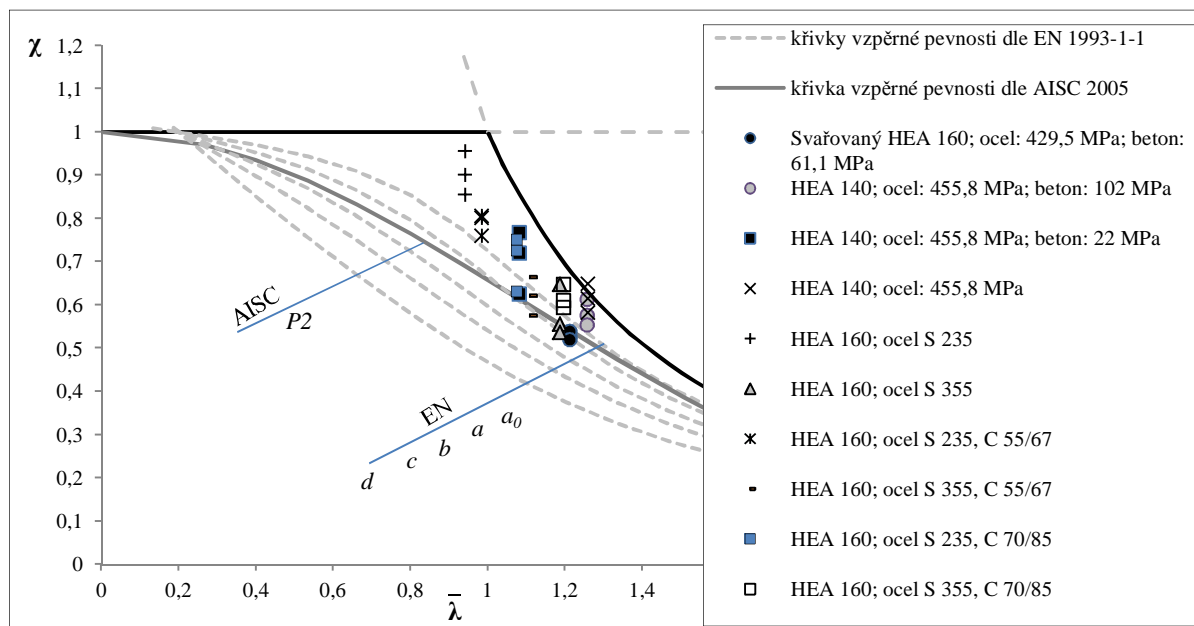
Cílem disertační práce byla analýza problematiky vzpěrné pevnosti a únosnosti ocelobetonových sloupů s využitím materiálů vyšších pevností. V rámci práce bylo provedeno vyhodnocení a porovnání výsledků, které byly stanoveny pro zjištění skutečného chování, přičemž bylo zjištěno, že základní návrhová pravidla jsou odvozena z podkladů výsledků zkoušek prutů z běžných tříd ocelí a betonů, jejich obecné principy lze užít i pro HSS a HPC (HSC), avšak při srovnání chování běžných a vysokopevnostních materiálů je nutné provést nové testy a modifikovat návrhové postupy.

Při zohlednění účinků podle teorie II. řádu při zavedení imperfekcí do výpočtu nabývá mez kluzu oceli a mez pevnosti betonu většího významu. Skutečná hodnota vzpěrné odolnosti prutu je pak kombinací obou těchto problémů a její rozptyl závisí především na mechanických vlastnostech použitých materiálů. Novými technologiemi výroby vysokopevnostních ocelí a vysokohodnotných betonů se však snižují strukturální imperfekce a také rozptyl mechanických charakteristik, což pomáhá v konečném důsledku určit přesněji reálné chování prutu. Při navrhování tlacených ocelových prutů podle ČSN EN 1993-1-1 [3] se uvažuje s ocelí pevnostní třídy pouze do S 460. Norma ČSN EN 1993-1-12 [4] rozšiřuje pevnostní řady ocelí až na S 690, ale nikterak dále nezohledňuje jejich lepší materiálové vlastnosti. Díky relativně malému reziduálnímu napětí, které se sníží technologií výroby válcovaných průřezů z ocelí vyšších pevnostních tříd, se zlepšilo chování tlaceného prutu při vzpěru. Lze použít výhodnější křivku vzpěrné pevnosti a_0 , která byla vytvořena pro oceli S 460 (Obr. 2.16).

Vyšší pevnostní třídy oceli nejsou nikterak zohledněny, je uvažováno se stejnou křivkou vzpěrné pevnosti. Rovněž návrh podle ČSN EN 1994-1-1 [5], který je založen na stejných principech jako ČSN EN 1993-1-1 [3], nezohledňuje betony vyšších pevností a úplně pomíjí lepší chování HPC a HSS. U částečně obetonovaných H-průřezů se jednotně uvažuje pro všechny druhy betonů a ocelí při vybočení ve směru „y-y“ s křivkou vzpěrnosti c a ekvivalentní excentricitou $e_0 = L/150$. Avšak z provedených experimentů vyplývá, že normativní výsledky vzpěrné únosnosti prutu jsou až příliš na stranu bezpečnou a pokud bychom se řídili návrhem podle těchto norem, není nárůst vzpěrné únosnosti ocelobetonových prutů ekonomicky výhodný (Graf 6.14).

Graf 7.1 znázorňuje průběh křivek vzpěrné pevnosti $a_0 - d$ podle ČSN EN 1993-1-1[3] a křivku $P2$ podle ASCI [6] a porovnává výsledky pilotního a hlavního experimentu. Při určení souřadnic jednotlivých bodů experimentu, byly použity průměrné hodnoty krychelné

pevnosti betonu v době zkoušek a mez kluzu oceli určená z odebraných vzorků po ukončení experimentu.



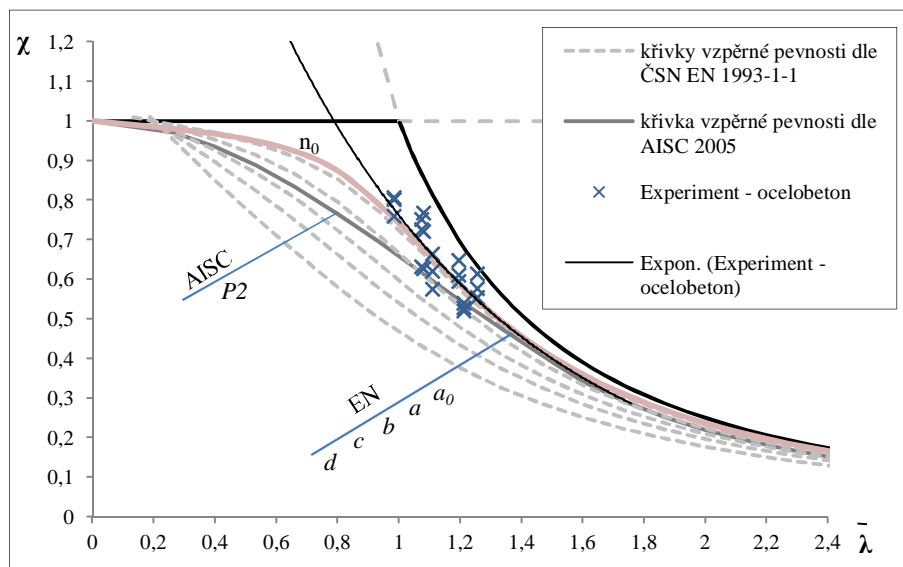
Graf 7.1 Porovnání pilotního a hlavního experimentu s křivkami vzpěrnosti podle [3] a [6]

Výsledky potvrzují závěry provedené v odstavci 6.2.3. a 6.3.3. Válcované profily pilotního experimentu byly ovlivněny stabilitním problémem (únosnost v prostém tlaku je o mnoho vyšší než kritická síla – návrh průřezu nebyl hospodárný), zatímco průřezy svařované, které vykázaly nižší únosnost, byly ovlivněny pevnostním problémem (možný vliv reziduálních napětí). Návrh průřezů hlavního experimentu byl optimalizován, a proto se výsledky experimentu neblíží Eulerově parabole, lze předpovídat chování prutu ovlivněné kombinací pevnostního a stabilitního problému. Žádný z výsledků experimentů se neblíží křivce vzpěrnosti c , naproti tomu křivka $P2$, která vychází z ekvivalentní imperfekce $e = L/1470$ se jeví jako optimální.

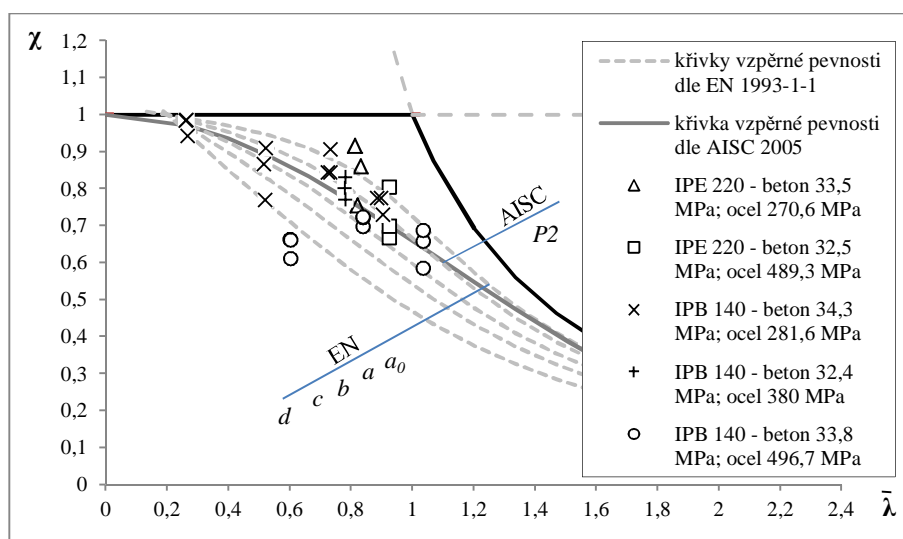
Uvažujeme-li pouze ocelobetonové průřezy, pak pomocí exponenciální regrese získáme křivku, jejímž překrytím dostaneme křivku vzpěrnosti n_0 založenou na rovnici (4.10) s hodnotou ekvivalentní imperfekce $e = L/1800$ (Graf 7.2). Tato křivka je velice blízká křivce vzpěrnosti a_0 , kterou při hodnotě $e = L/1500$ téměř kopíruje.

Graf 7.3 znázorňuje výsledky experimentu ocelobetonových sloupů, který byl realizován v roce 1974 pány Anslijn, R. a Janss, J. [45]. Byly odzkoušeny dva typy sloupů s plně obetonovaným ocelovým průřezem IPE 220 a IPB 140 o průměrné pevnosti betonu v tlaku 33,2 MPa a modulem pružnosti podle publikovaného vztahu 26,8 GPa, ocelí s mezí

kluzu od 270,6 MPa do 496,7 MPa s odhadnutým modulem pružnosti 210 GPa. Zkoušená délka byla v rozmezí od 1,25 m do 4,28 m.



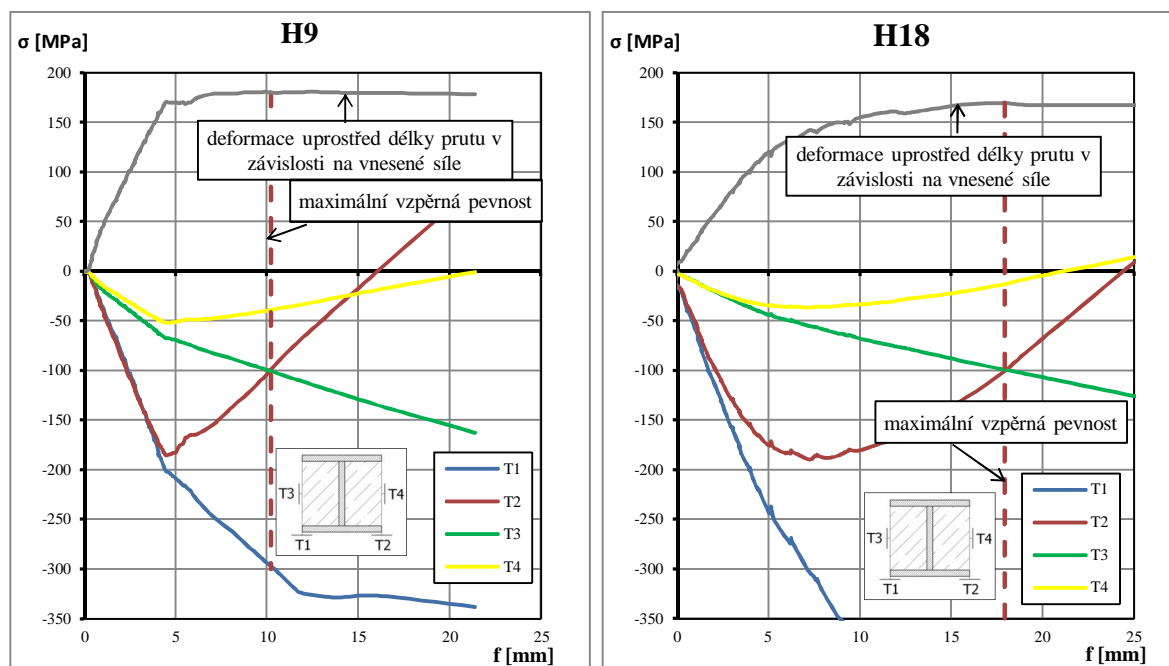
Graf 7.2 Proložení exponenciální regrese experimentálních výsledků ocelobetonových průřezů křivkou vzpěrnosti n_0 podle rovnice (4.10)



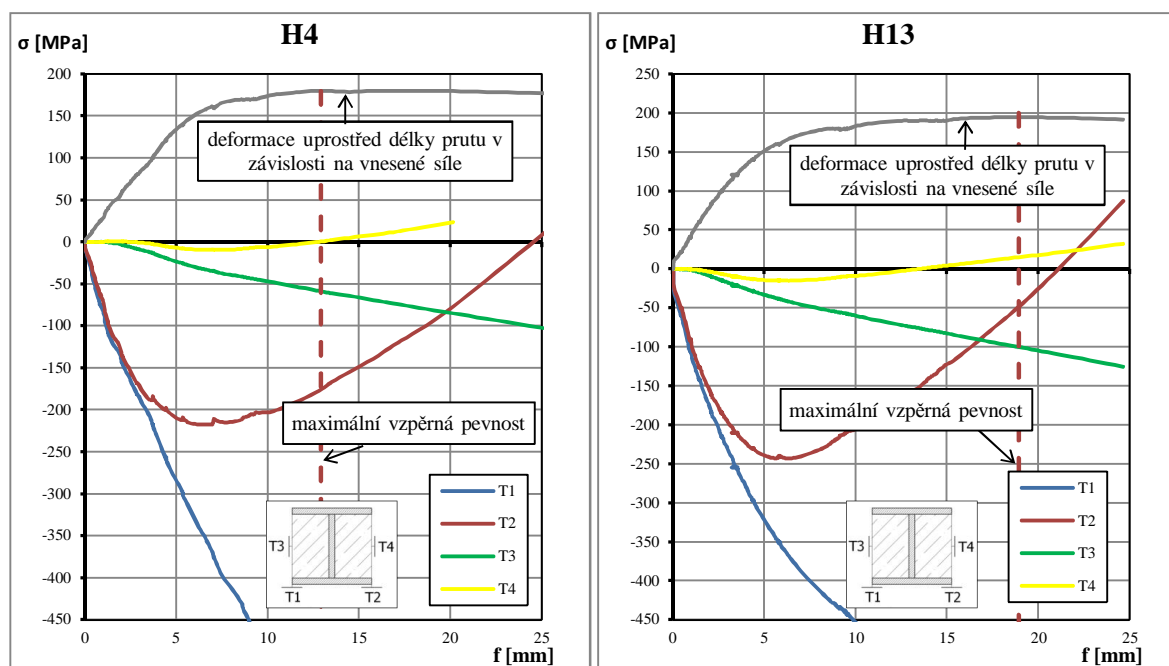
Graf 7.3 Grafické porovnání experimentu [45] s křivkami vzpěrnosti podle [3] a [6].

Přestože se jedná o sloupy s převládajícím betonem v průřezu, a tedy lze očekávat vyšší imperfekce prutu, je evidentní, že výsledky z experimentu potvrzují předpoklad nižší ekvivalentní imperfekce.

Podle předešlých analýz a numerických modelů je patrné, že největší vliv na vzpěrnou pevnost částečně obetonovaného ocelobetonového prutu s imperfekcemi má mez kluzu oceli, beton mezi pásnicemi ovlivňuje zejména velikost kritické síly. Výsledky experimentu však dokazují, že u reálných prutů jsou imperfekce, zvýhodňující vyšší mez kluzu, velmi malé, a tedy nedochází k postupnému porušení, ale prut kolabuje náhle. Nejdříve je vyčerpána



Graf 7.5 Průběh napětí u prutů tvořených ocelí třídy S 235 a betonem C 55/67 vs. S 355 + C 55/67



Graf 7.6 Průběh napětí u prutů tvořených ocelí třídy S 235 a betonem C 70/85 vs. S 355 + C 70/85

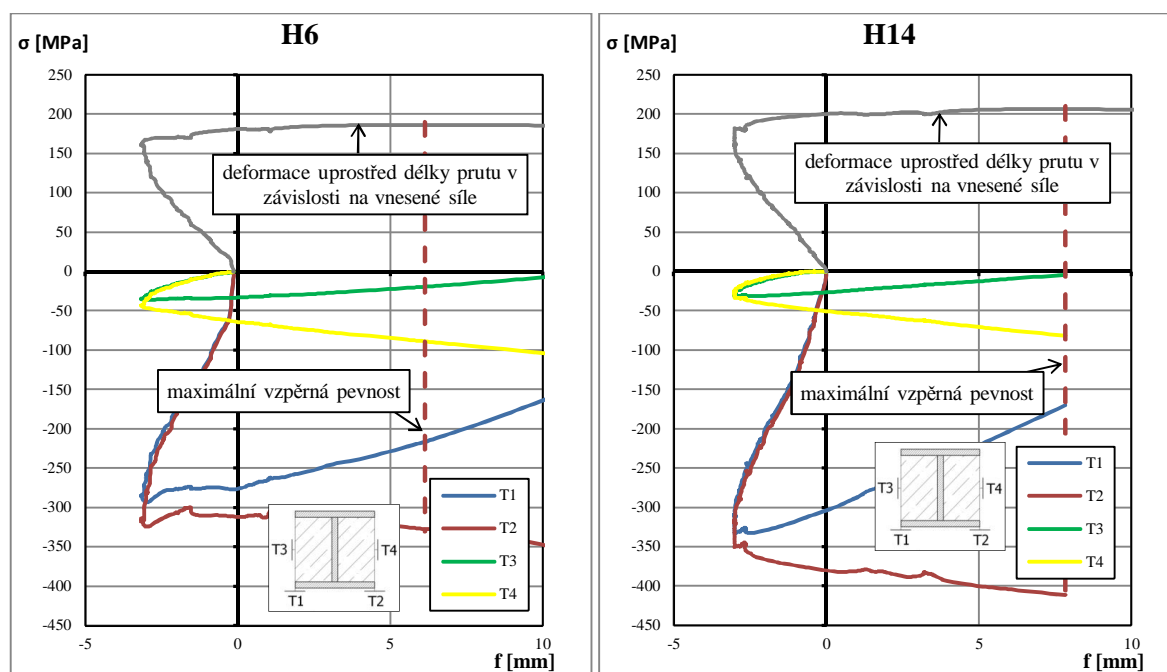
Pruty s betonem C 70/85 se rovněž chovají obdobně, beton rozhoduje, kdy dojde k ukončení lineárního průběhu napětí a kdy začne prut přecházet do ohybu. Vyšší mez kluzu oceli se pak projeví až v této chvíli. Pruty vykazují velmi malé imperfekce již od počátku zatěžování.

Pruty tvořené betony nižší pevnosti jsou řízeny chováním oceli. Průměrná hodnota dosaženého maximálního napětí v oceli na straně prutu, která přechází do tahu, je stejná u prutu tvořeného pouze ocelí, tak i u prutů s betonem C 55/67. Změnou betonu za vyšší třídu

pevnosti C 70/85, dochází ke zvýšení dosaženého maximálního napětí v oceli na tažené straně. Maximální hodnoty napětí betonu na téže straně se téměř nemění se zvyšující se pevností oceli. Naopak vyšší třída pevnosti betonu C 70/85 vykazuje nižší hodnoty u obou typů ocelí, což může být zapříčiněno výsušnými trhlinami, které vznikly jen u tohoto typu betonu nesprávným ošetřováním.

	Použité třídy jakosti					
	C 235	S 235 + C 55/67	S 235 + C 70/85	C 355	S 355 + C 55/67	S 355 + C 70/85
ocel σ [MPa]	177,6	170,57	217,37	192,90	199,23	275,00
beton σ [MPa]	-	53,77	15,18	-	38,97	23,47

Tab. 7.1 Porovnání průměrných hodnot maximálních napětí naměřených na straně prutu, která přecházela do tahu.



Graf 7.7 Průběh napětí u prutů tvořených ocelí třídy S 235 a betonem C 70/85 (H6) vs. S 355 + C 70/85 s výsušnou trhlinou (H14), která se rovněž vyskytovala u prutu H15.

Prokázal se pozitivní vliv použití ocelí a betonů vyšších pevností na zvýšení vzpěrné pevnosti prutu. Oproti očekávání však nárůst vzpěrné pevnosti ocelobetonových prutů při použití betonů vyšší pevnosti nebyl tak výrazný.

Zkoušená tělesa s betony nízkých pevností a malých štíhlostí vybočovala postupně při nárůstu trhlin v tažené oblasti, což charakterizuje pevnostní problém ztráty stability. Tomuto způsobu porušení rovněž odpovídala konečná deformace prutu, která by se dala přirovnat tvaru „U“. Zatímco tělesa vyplněná betonem vysoké pevnosti i při vyšších štíhlostech prokazovala velkou tuhost při rovinném vzpěru, před dosažením mezní únosnosti došlo k nečekanému vybočení, přičemž došlo k odstřelení nejvíce namáhané tlacené oblasti betonu.

Konečná deformace by se dala charakterizovat tvarem zlomeného prutu do „V“ (viz příloha E). Kolaps prutů byl vždy náhlý a bez varování, což odpovídá prutům ovlivněných převážně stabilitním problémem.

Další směr výzkumu

Při řešení hlavních cílů vyplynul jeden hlavní problém, který byl řešen pouze okrajově, a to vliv reziduálních napětí na vzpěrnou pevnost ocelobetonových prutů. Experimentální ověřování by mělo být zaměřeno na svařované H-profily z plechů větších a menších tloušťek, přičemž bude sledován vliv použití vysokopevnostních ocelí na vzpěrnou pevnost.

Dalším problémem, který je potřebné rozvést, je vliv reologického chování betonu na vzpěrnou pevnost. Smršťování při vysychání betonu vnáší do ocelobetonového prutu přídavná namáhání nebo, jako v našem případě, dojde ke vzniku výsušných trhlin, které mohou mít rovněž vliv na únosnost sloupu.

8 LITERATURA

8.1 Normy

- [1] ČSN 731401 *Navrhování ocelových konstrukcí*, Praha. ČSN. 1998.
- [2] ČSN EN 1992-1-1 (73 1201) *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, ČNI Praha, 2006.
- [3] ČSN EN 1993-1-1 (73 1401) *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, ČNI Praha, 2006.
- [4] ČSN EN 1993-1-12 *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-12: Doplňující pravidla pro oceli vysoké pevnosti do třídy S 700*, ČNI Praha, 2008.
- [5] ČSN EN 1994-1-1 (73 1470) *Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, ČNI Praha, 2006.
- [6] ANSI/AISC, *Load and Resistance Factor Design*, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, 2005.
- [7] ANSI/AISC, *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, 2005.
- [8] BS 5400-3 *Steel, concrete and composite bridges -Part 3: Code of practice for design of steel bridges*, British Standard (BSI), London, 2000.
- [9] BS 5400-5 *Steel, concrete and composite bridges —Part 5: Code of practice for design of composite bridges*, British Standard (BSI), London 2005.
- [10] AS 5100-6 *Bridge Design, Part 6: Steel and Composite Construction*, Australian Standard, Council of Standards Australia, 2004.
- [11] AS 4100 *Steel Structures*, Australian Standard Council of Standards Australia, 1998.

8.2 Publikace

- [12] MELCHER, J., KARMAZÍNOVÁ, M., *The analysis of composite steel-and-concrete compression members with high strength concrete*. In Proceedings of „SSRC Annual Technical Session and Meeting held in Long Beach“, University of Missouri Rolla / SSRC, Long Beach 2004, pp. 223-237. ISBN 1-879749-71-8.
- [13] KARMAZÍNOVÁ, M., MELCHER, J., RÖDER, V., *Load-carrying capacity of steel-concrete compression members composed of high-strength materials*. In Proceedings of the 9th International Conference on Steel-Concrete Composite and Hybrid Structures "ASCCS 2009" held in Leeds. Singapore, Research Publishing Services. 2009. p. 239 - 244. ISBN 978-981-08-3068-7.
- [14] MELCHER, J., KARMAZÍNOVÁ, M., LUKÁŠ, J., *Experimentální ověření únosnosti tlačných ocelových prutů vyplněných betonem vysoké pevnosti*. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav kovových a dřevěných konstrukcí. 2003
- [15] MELCHER, J., KARMAZÍNOVÁ, M., *Zatěžovací zkoušky tlačných ocelobetonových sloupů vyplněných betonem vysoké pevnosti – zpráva o zatěžovacích zkouškách vypracovaná pro firmu OKM Ostrava*, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav kovových a dřevěných konstrukcí. 2003

- [16] ARCELOR SECTIONS COMMERCIAL, *Recent developments in the use of quenched and self-tempered hot rolled H-beams*, Luxembourg, 2005
- [17] BILLINGHAM, J., SHARP, J.V., *Rewiew of the performance of high strength steel used offshore*, School of Industrial and Manufacturing Science, Cranfield University. 2003
- [18] NAVRÁTIL, J., *Předpjaté betonové konstrukce*, Cerm 2004. ISBN 80-214-2649-7
- [19] TERZIJSKI, I., STRNAD, J., *Lomové vlastnosti vysokopevnostních betonů*. Vysoké učení technické v Brně, CIDEAS. 2006
- [20] TERZIJSKI, I., STRNAD, J., *Návrhy a ověření vlastností betonů s vyšší pevností*. Vysoké učení technické v Brně, CIDEAS. 2005
- [21] ŠMIŘÁK, S., *Pružnost a plasticita I*, Cerm 1995. ISBN 80-214-1151-1
- [22] BŘEZINA, V., *Vzpěrná únosnost kovových prutů a nosníků*, Nakladatelství Československé akademie věd, Praha 1962.
- [23] MASSONNET, C., *Vzpěrná pevnost excentricky tlačených prutů a boulení stěn*, Československá vědecká společnost, Práce, Praha 1961
- [24] FALTUS, F., *Prvky ocelových konstrukcí*, Nakladatelství Československé akademie věd, Praha 1954
- [25] VLASOV, V. Z., *Tenkostěnné pružné pruty*, SNTL, Praha 1962
- [26] CHEN, W.F., ATSUTA, T., *Theory of beam-columns Volume 1: In-plane behaviour and design*. J. Ross Publishing edition, 2008, republication of the the edition published by McGraw-Hill, Inc., New York, USA, 1976, ISBN-10: 1-932159-76-2, ISBN-13: 978-1-932159-76-9
- [27] ZIEMIAN, R.D., *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*. 6th ed., John Willey & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 2010, ISBN 978-0-470-08525-7, 1078 stran
- [28] TEBEDGE, N., ALPSTEN, G., TALL, L., *Residual stress measurement by sectioning method*. Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm, Sweden; Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, 1972 SESA SPRING MEETING, Cleveland, Ohio, May 21 – 26
- [29] SPOORENBERG, R.C., SNIJDER, H.H., HOENDERKAMP, J.C.D., *Experimental investigation of residual stresses in roller bent wide flange steel sections*. Journal of Constructional Steel Research 66 (2010) 737_747
- [30] EGGEMANN, H., *On the International Propagation of the Melan Arch System since 1892*. Proceedings of the Third International Congress on Construction History, Cottbus, May 2009
- [31] KURRER, K.E., *The history of the theory of structures: from arch analysis to computational mechanics*. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, Germany, 2008, ISBN 978-3-433-01838-5, 855 stran.
- [32] EGGEMANN, H. *Development of composite columns*. Emperger's effort Proceedings of the First International Congress on Construction History, Madrid, 20th-24th January 2003

- [33] KNOWLES, R.B., PARK, R., *Strength of concrete filled steel tubular columns*. Journal of Structural Division, ASCE 1969;95(ST12):2565–87.
- [34] NEOGI, P.K., SEN, H.K., CHAPMAN, J.C., *Concrete filled tubular steel columns under eccentric loading*. Journal of Structural Engineering 1969;47(5):187–95.
- [35] MATTIAS, C., *Hight Strength Steel – Local buckling and rezidual stresses*, Lulea university of technology. 2004. ISSN: 1402-1757
- [36] MRÁZIK, A., ŠKALOUD, M., TOCHÁČEK, M., *Navrhování ocelových konstrukcí podle teorie plasticity*, SNTL - Nakladatelství technické literatury, Praha 1980.
- [37] FIALA, C., *Environmentální a materiálová analýza stropních konstrukcí na velké rozpony: Srovnání plné a kazetové křížem pnuté stropní desky v návrhu administrativní budovy*, 2008. Dostupný na <http://www.ctislav.wz.cz>
- [38] HOLLINGER CONSULT, *Bauteilkatalog*. Dostupný na www.bauteilkatalog.ch
- [39] Svázané hodnoty energie a emisí v systémech TZB, Dostupné na www.tzb-info.cz
- [40] ČERVENKA, V., JENDELE, L., ČERVENKA, J., *ATENA Program Documentation Part 1 Theory*. Prague 2006
- [41] BROŽOVSKÝ, J., *Modelování fyzikálně nelineárního chování železobetonových konstrukcí*. Disertační práce, VŠB Technická universita Ostrava, 2003, Dostupný na <http://fast10.vsb.cz/brozovsky/clanky/prace.pdf>
- [42] STUDNIČKA, J.; SAMEC, J., *Chování perforované lišty v ocelobetonových konstrukcích*. ČVUT Praha, 2004
- [43] BUREŠ, J; VITULA, A., *Měření deformací ocelových profilů HEA 200, HEA 160, HEA 180*. Technická zpráva, Brno, 2009.
- [44] BUREŠ, J; VITULA, A., *Měření deformací ocelových profilů 160*. Technická zpráva, Brno, 2011.
- [45] ANSLIJN, R; JANSS, J., *Le calcul de charges ultimes des colonnes metalliques enrobees de beton*. C.R.I.F., Report MT89, April 1974, Brussels.

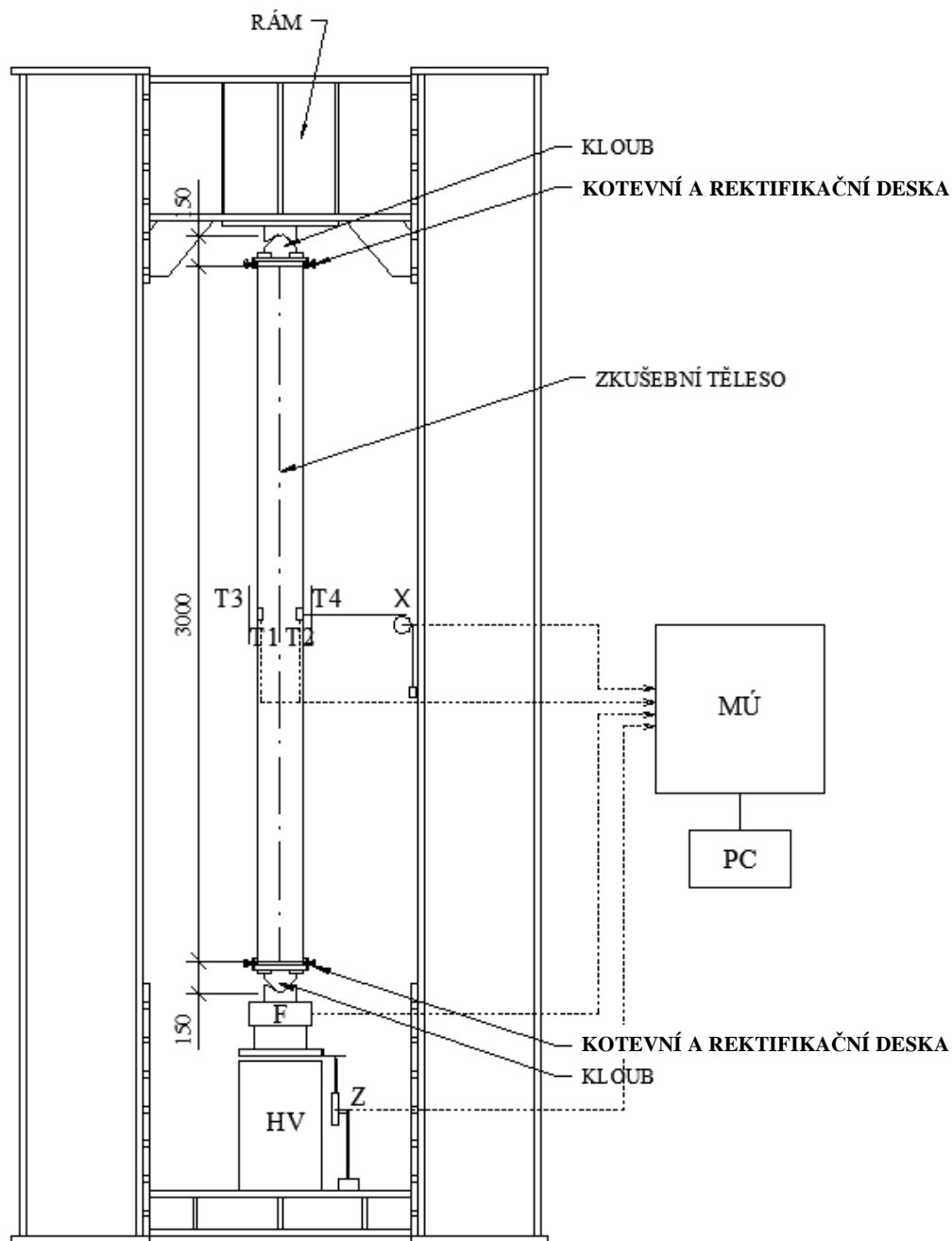
8.3 Publikace autora

- [46] RÖDER, V., GRYGÁREK, Z., OBADAL, J., *K aplikaci metody navrhování na základě zkoušek*. In sborník EXPERIMENT 07. Brno. 2008. p. 141 - 547. ISBN 978-80-7204-543-3.
- [47] RÖDER, V., *Užití vysokopevnostních materiálů v tlačných prutech*. Juniorstav 2008, Sborník anotací. Brno, VUT FAST. 2008. p. 151 - 151. ISBN 978-80-86433-45-5.
- [48] RÖDER, V., *Vliv imperfekcí na vzpěrnou pevnost tlačných ocelobetonových prutů z vysokopevnostních materiálů*. In 70 rokov SvF STU Zborník príspevkov z medzinárodnej vedeckej konferencie. Bratislava, Slovenská technická univerzita v Bratislave, Stavebná fakulta . 2008. p. 1 - 8. ISBN 978-80-227-2979-6.
- [49] RÖDER, V., *Optimalizace návrhu ocelobetonových sloupů z materiálů vyšších pevností*. Juniorstav 2009, Sborník anotací. Brno, VUT FAST. 2009. p. 142 - 142. ISBN 978-80-214-3810-1.

- [50] RÖDER, V., KARMAZÍNOVÁ, M., *Optimalizace návrhu ocelobetonových sloupů z materiálů vyšších pevností*. Konstrukce. 2009. 8(3/2009). p. 21 - 26. ISSN 1213-8762.
- [51] KARMAZÍNOVÁ, M., MELCHER, J., RÖDER, V., *Load-carrying capacity of steel-concrete compression members composed of high-strength materials*. In Proceedings of the 9th International Conference on Steel-Concrete Composite and Hybrid Structures "ASCCS 2009" held in Leeds. Singapore, Research Publishing Services. 2009. p. 239 - 244. ISBN 978-981-08-3068-7.
- [52] RÖDER, V., *Composite steel-concrete columns composed of high-strength materials in elastoplastic stage*. In Stretnutie pracovníkov katedrií kovových a drevených konštrukcií stavebných fakúlt v SR a ČR. Košice, TUKE, SvF, UIS, Košice. 2010. p. 85 - 91. ISBN 978-80-553-0344-4.
- [53] RÖDER, V., *Teoretická a numerická studie vlivu reziduálních napětí na tlačенý ocelobetonový sloup*. Juniorstav 2010, Sborník anotací. Brno, VUT FAST. 2010. p. 161 - 161. ISBN 978-80-214-4042-5.
- [54] RÖDER, V., *Columns composed of HSS and HPC with welded H-cross-section in elastoplastic stage*. In Proceedings of the 10th International Scientific Conference VSU' 2010, Vol. I, Proceedings of the 10th International Scientific Conference VSU' 2010. VSU. Sofia, "L. Karavelov" Civil Engineering Higher School, Sofia. 2010. p. 193 - 198. ISSN 1314-071X.
- [55] ŠTRBA, M., RÖDER, V., *The comparison of HSS and HPC composite columns of circular and H cross-section*. In Proceedings of the 10th International Scientific Conference VSU' 2010, Vol. I, Proceedings of the 10th International Scientific Conference VSU' 2010. VSU. Sofia, Bulharsko, VSU Sofia. 2010. p. 131 - 136. ISSN 1314-071X.
- [56] RÖDER, V., *Numerická analýza tlačенého ocelobetonového prutu tvořeného částečně obetonovaným H-průřezem*, Juniorstav 2011, sborník anotací. Brno, VUT FAST. 2011. p. 148 - 148. ISBN 978-80-214-4232-0.
- [57] RÖDER, V., *The influence of material properties variation on load carrying capacity of columns*, In Young Scientist 2011. Košice, Technická univerzita v Košiciach. 2011. p. 1 - 8. ISBN 978-80-553-0639-1.
- [58] RÖDER, V., *The behaviour of composite steel-concrete columns - Numerical simulation and experimental investigation of the behaviour of composite steelconcrete columns with HSS and HPC*, In Eurosteel 2011. Budapešť, ECCS. 2011. p. 1827 - 1832. ISBN 978-92-9147-103-4.
- [59] RÖDER, V., *Experimentální ověření únosnosti tlačенého prutu profilu H s obetonovanou stojinou*. Juniorstav 2012, sborník anotací. Brno, VUT FAST. 2012. p. 196 - 196. ISBN 978-80-214-4393-8.

PŘÍLOHA A
SCHÉMA ZKUŠEBNÍHO ZAŘÍZENÍ

SCHÉMA ZKUŠEBNÍHO ZAŘÍZENÍ

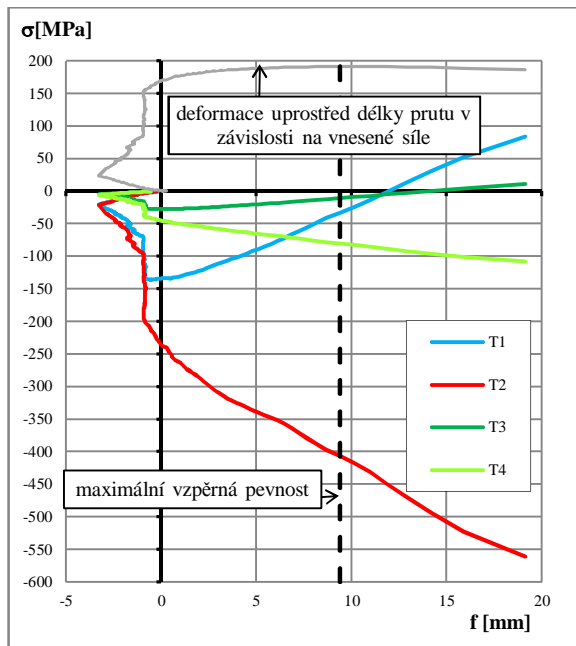


Obr. A.1 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H2 - ocel S 235

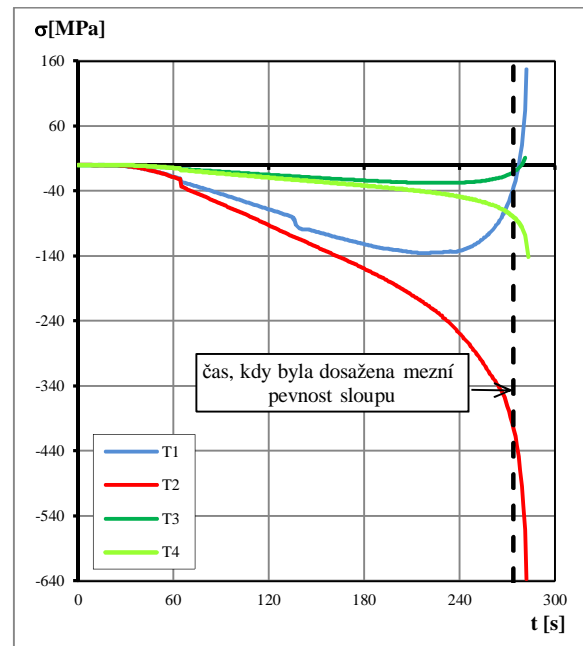
T1, T2	tenzometry ocel, LY 11 10/350, HBM (lepidlo Z70)
T3, T4	tenzometry beton, LY 41 100/120, HBM (lepidlo X60)
X	potenciometrický snímač posunutí ARITMA (± 120 mm)
F	tenzometrický siloměr CGA/2000 kN
Z	indukčnostní snímač polohy WA50-T, HBM
HV	hydraulický válec BRANO /2000 kN
MÚ	měřicí ústředna MGCplus, HBM
PC	stolní počítač, měřicí software CATMAN easy, HBM

PŘÍLOHA B
MĚŘENÁ NAPĚTÍ UPROSTŘED PRŮŘEZU

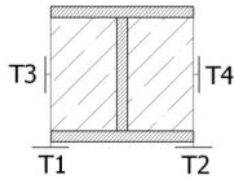
1 PILOTNÍ EXPERIMENT



Graf B.1 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H2 - ocel S 235

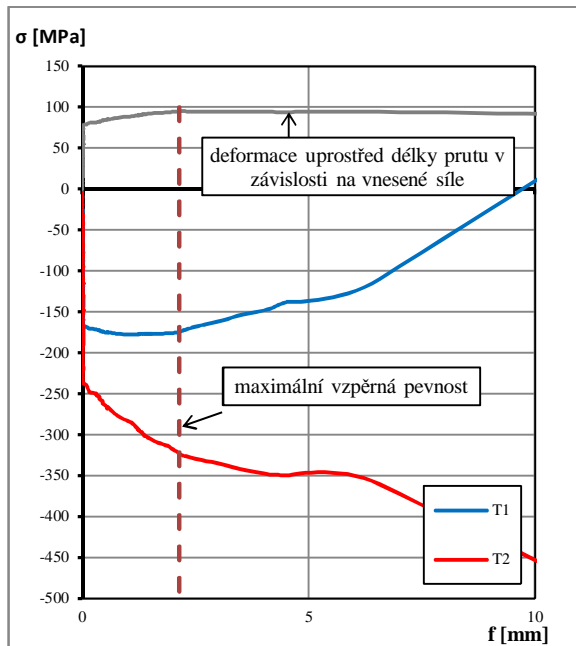


Graf B.2 Průběh napětí prutu H2 v závislosti na čase - ocel S 235

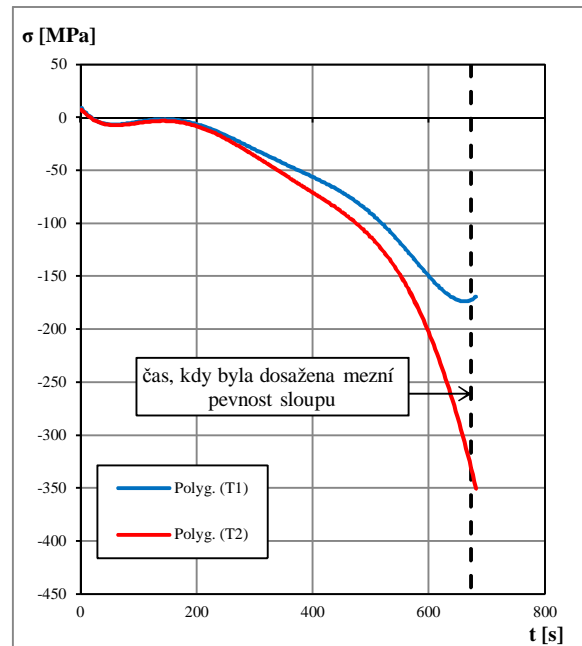


- T1 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)
- T2 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)
- T3 – tenzometrický snímač na betonové části (LY 41 100/120, HBM)
- T4 – tenzometrický snímač na betonové části (LY 41 100/120, HBM)

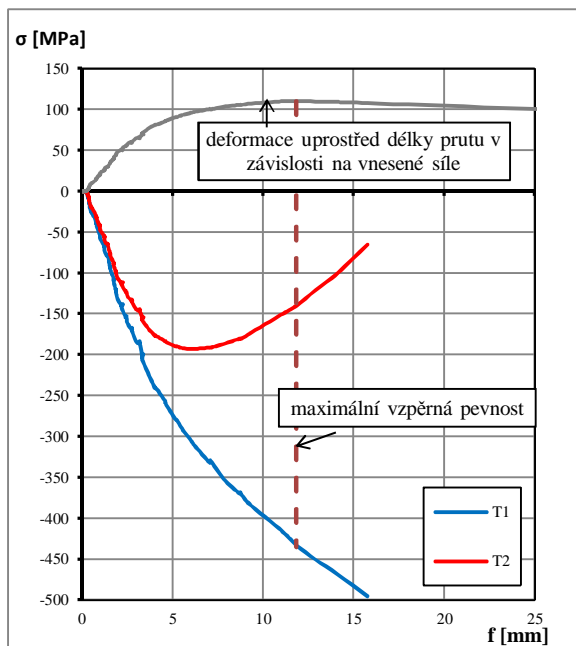
2 HLAVNÍ EXPERIMENT



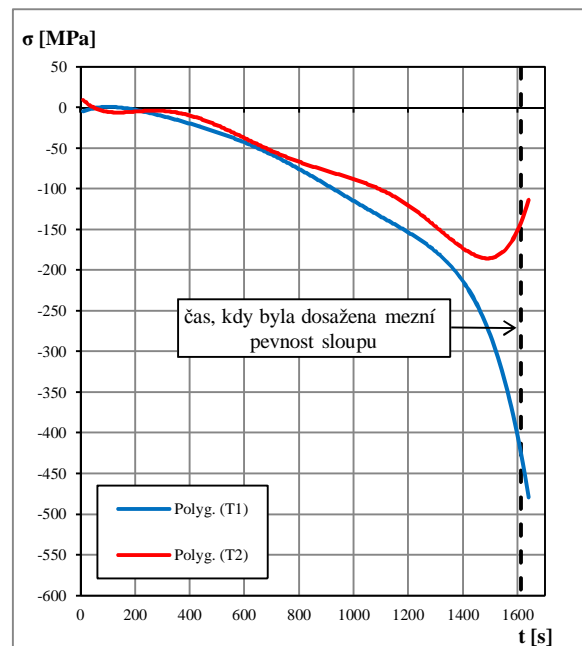
Graf B.3 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H2 - ocel S 235



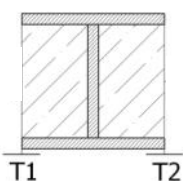
Graf B.4 Průběh napětí prutu H2 v závislosti na čase - ocel S 235



Graf B.5 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H12 - ocel S 355

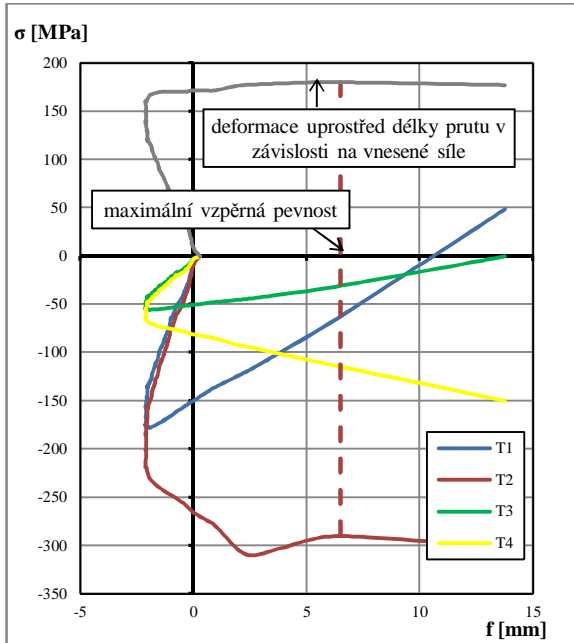


Graf B.6 Průběh napětí prutu H12 v závislosti na čase - ocel S 355

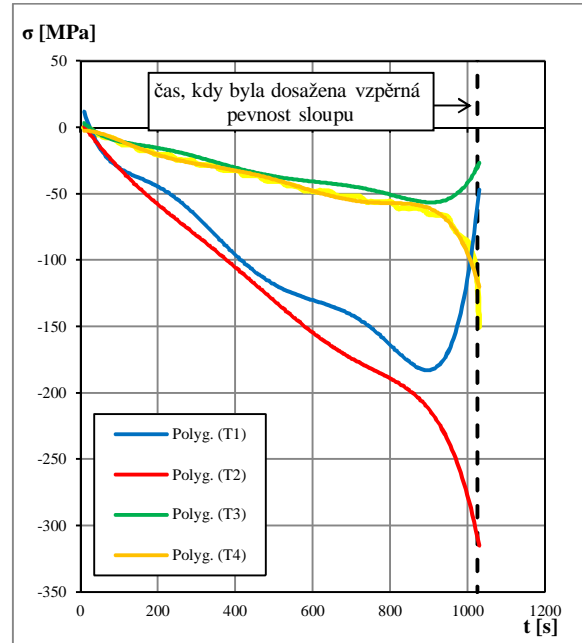


T1 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)

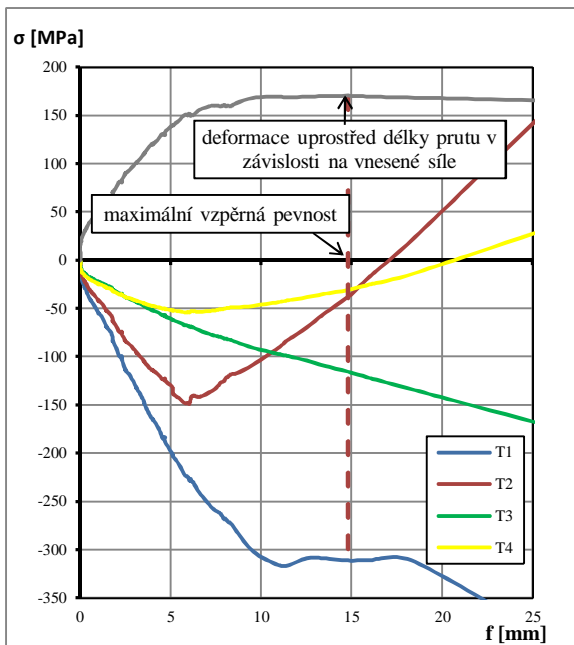
T2 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)



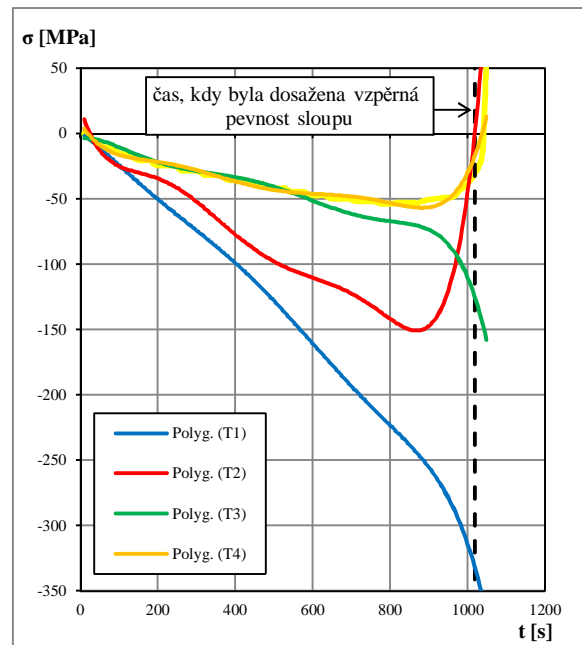
Graf B.7 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H7 - ocel S 235, beton C 55/67



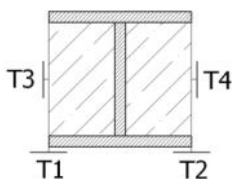
Graf B.8 Průběh napětí prutu H7 v závislosti na čase - ocel S 235, beton C 55/67



Graf B.9 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H8 - ocel S 235, beton C 55/67



Graf B.10 Průběh napětí prutu H8 v závislosti na čase - ocel S 235, beton C 55/67

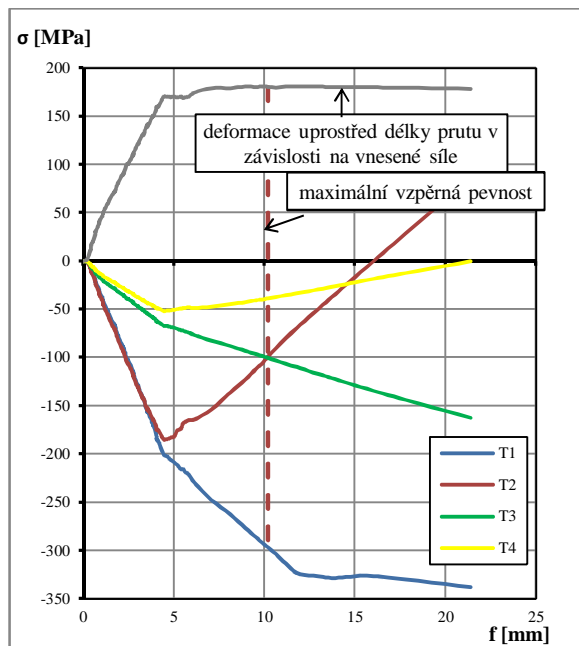


T1 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)

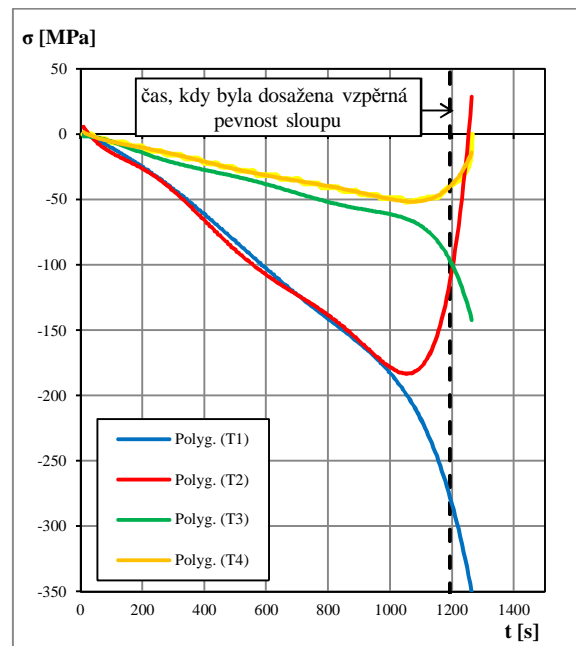
T2 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)

T3 – tenzometrický snímač na betonové části (LY 41 100/120, HBM)

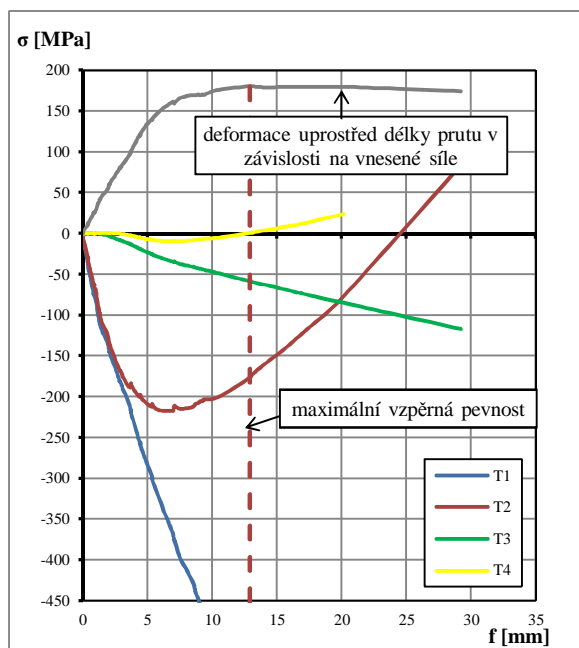
T4 – tenzometrický snímač na betonové části (LY 41 100/120, HBM)



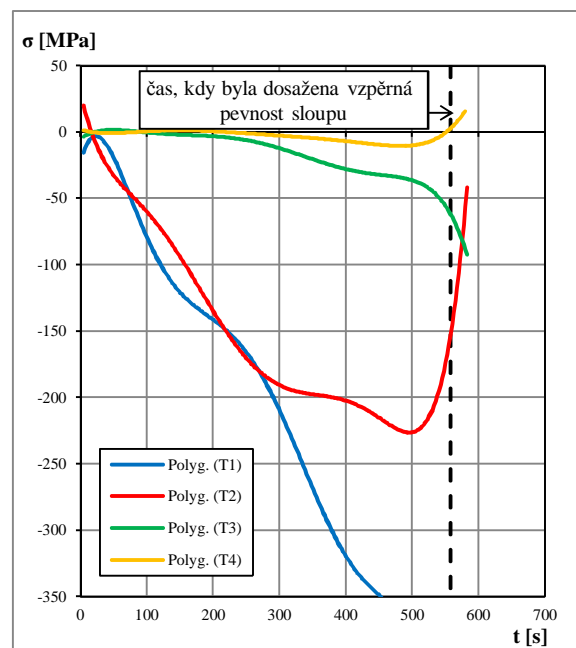
Graf B.11 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H9 - ocel S 235, beton C 55/67



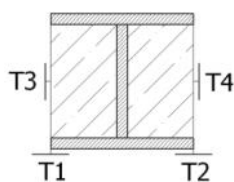
Graf B.12 Průběh napětí prutu H9 v závislosti na čase - ocel S 235, beton C 55/67



Graf B.13 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H4 - ocel S 235, beton C 70/85



Graf B.14 Průběh napětí prutu H4 v závislosti na čase - ocel S 235, beton C 70/85

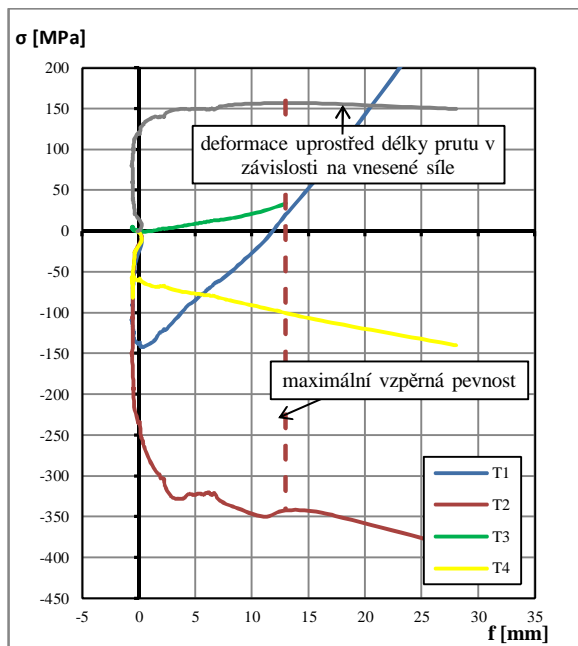


T1 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)

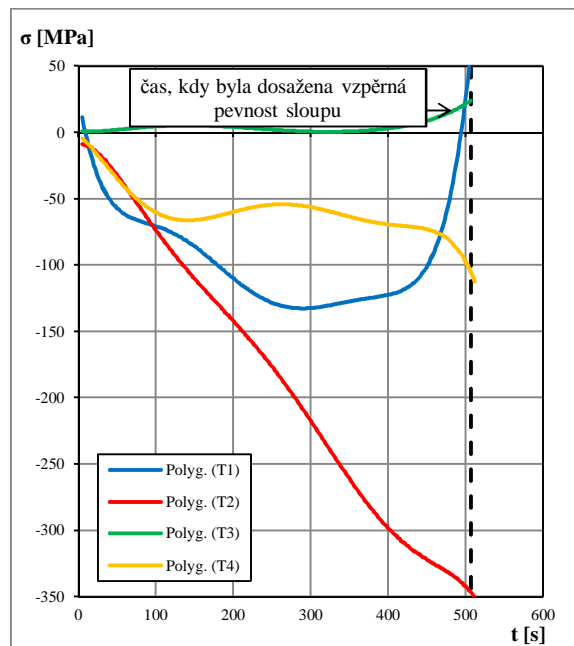
T2 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)

T3 – tenzometrický snímač na betonové části (LY 41 100/120, HBM)

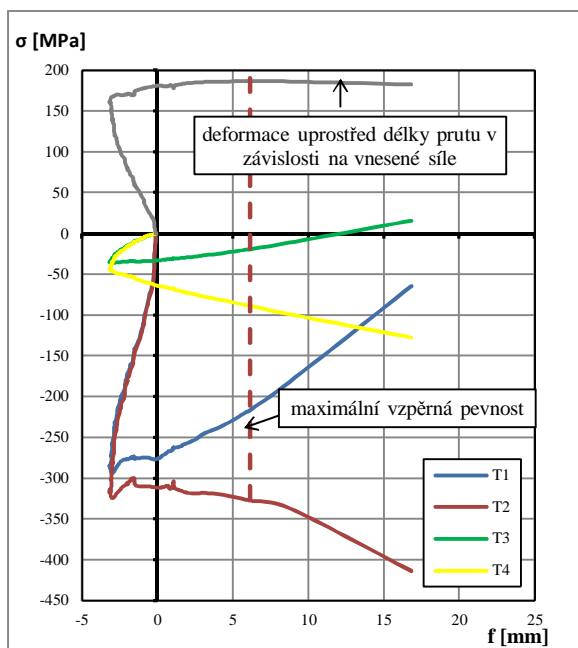
T4 – tenzometrický snímač na betonové části (LY 41 100/120, HBM)



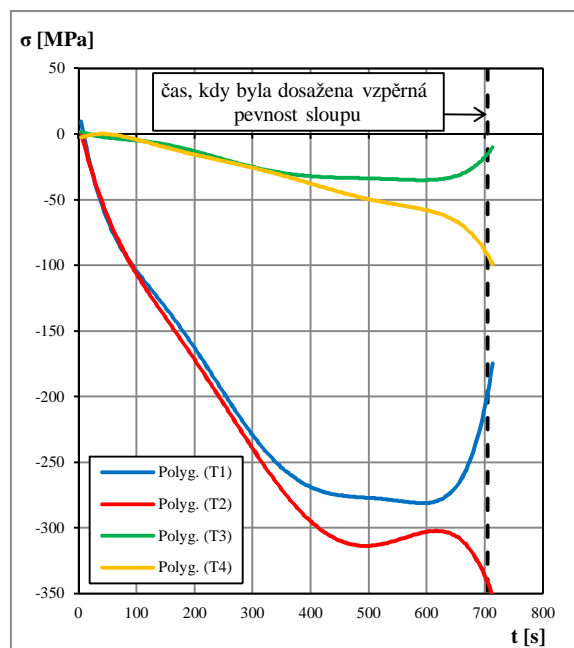
Graf B.15 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H5 - ocel S 235, beton C 70/85



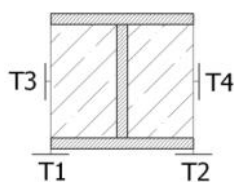
Graf B.16 Průběh napětí prutu H5 v závislosti na čase - ocel S 235, beton C 70/85



Graf B.17 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H6 - ocel S 235, beton C 70/85



Graf B.18 Průběh napětí prutu H6 v závislosti na čase - ocel S 235, beton C 70/85

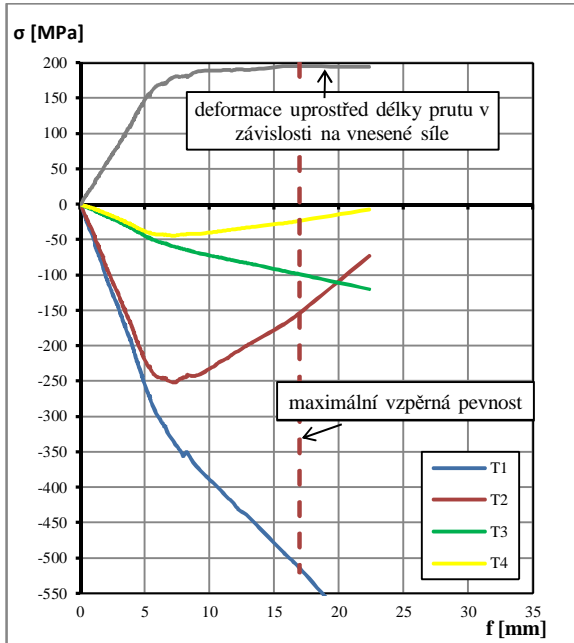


T1 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)

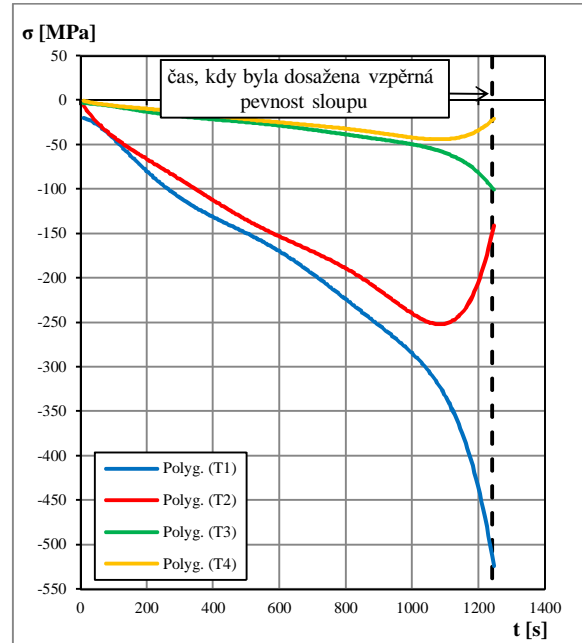
T2 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)

T3 – tenzometrický snímač na betonové části (LY 41 100/120, HBM)

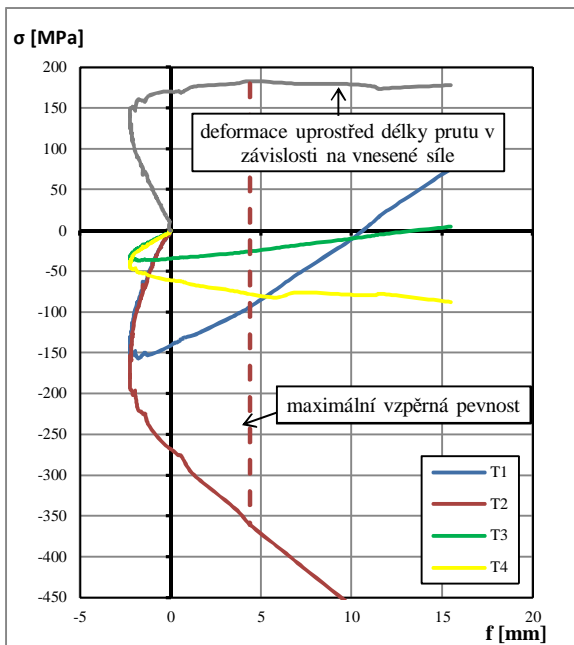
T4 – tenzometrický snímač na betonové části (LY 41 100/120, HBM)



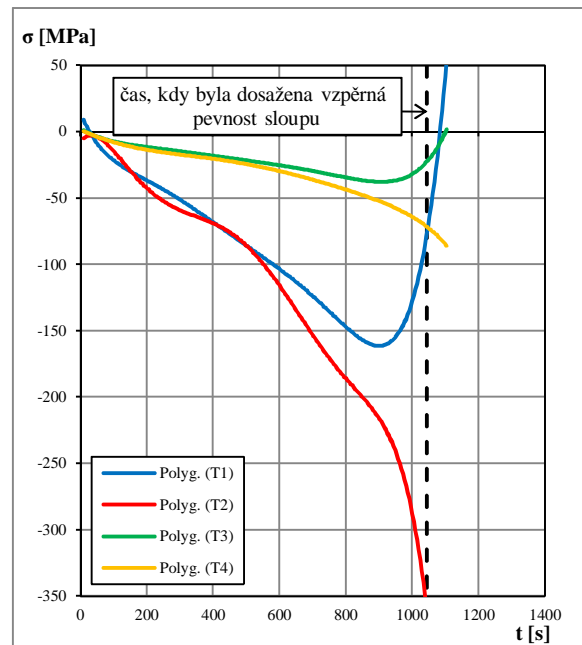
Graf B.19 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H16 - ocel S 355, beton C 55/67



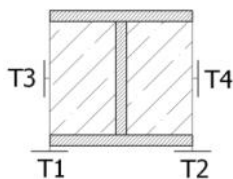
Graf B.20 Průběh napětí prutu H16 v závislosti na čase - ocel S 355, beton C 55/67



Graf B.21 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H17 - ocel S 355, beton C 55/67



Graf B.22 Průběh napětí prutu H17 v závislosti na čase - ocel S 355, beton C 55/67

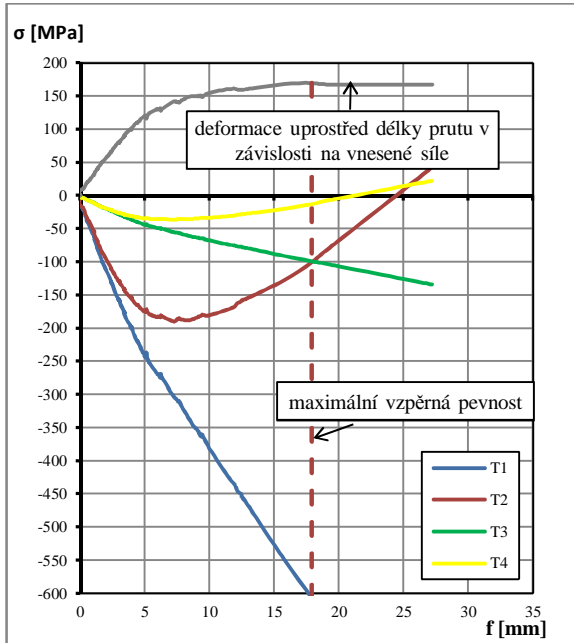


T1 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)

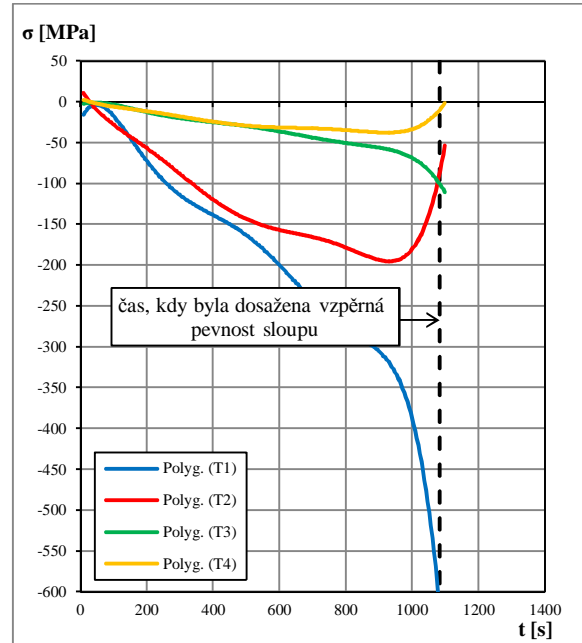
T2 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)

T3 – tenzometrický snímač na betonové části (LY 41 100/120, HBM)

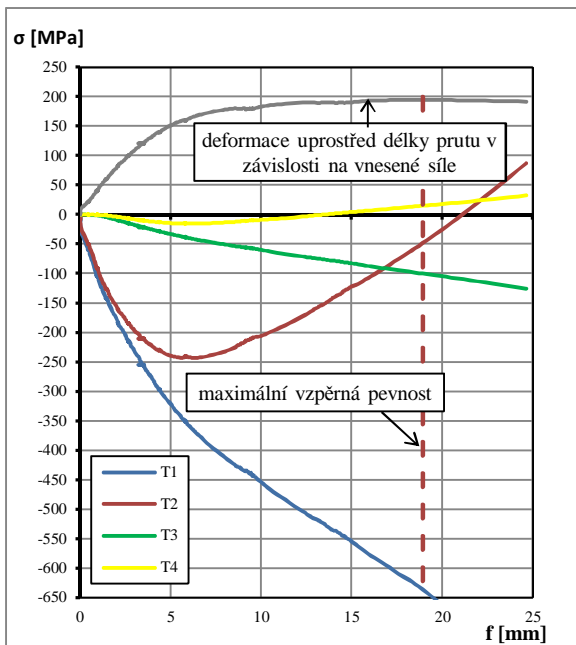
T4 – tenzometrický snímač na betonové části (LY 41 100/120, HBM)



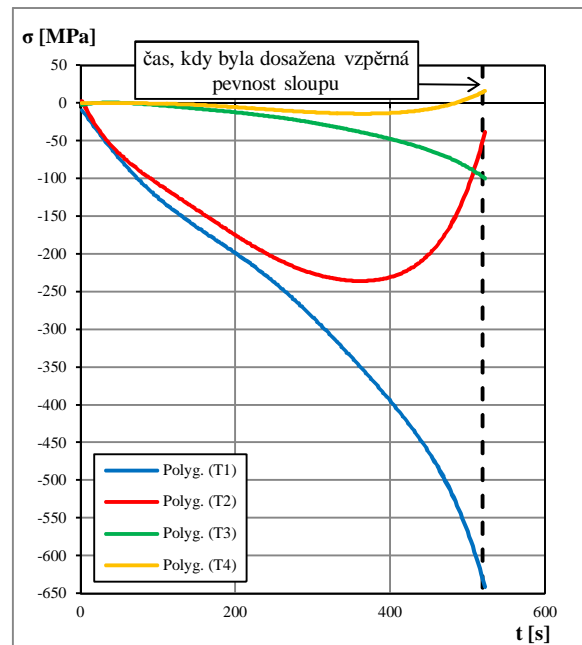
Graf B.23 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H18 - ocel S 355, beton C 55/67



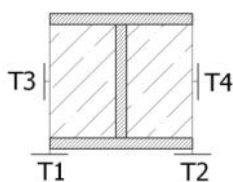
Graf B.24 Průběh napětí prutu H18 v závislosti na čase - ocel S 355, beton C 55/67



Graf B.25 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H13 - ocel S 355, beton C 70/85



Graf B.26 Průběh napětí prutu H13 v závislosti na čase - ocel S 355, beton C 70/85

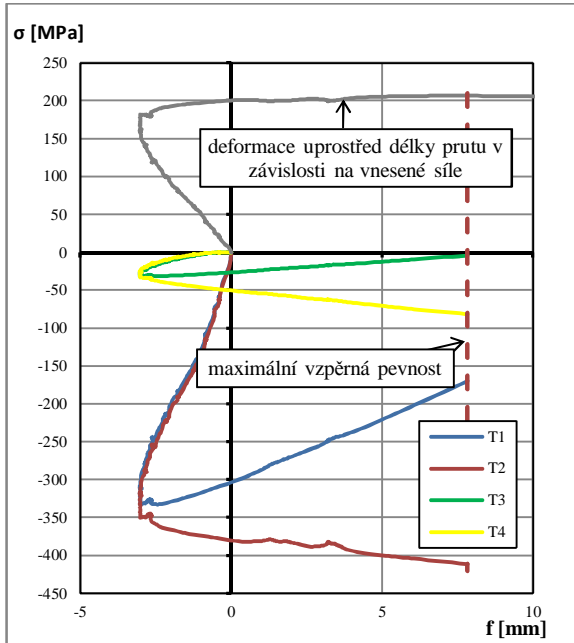


T1 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)

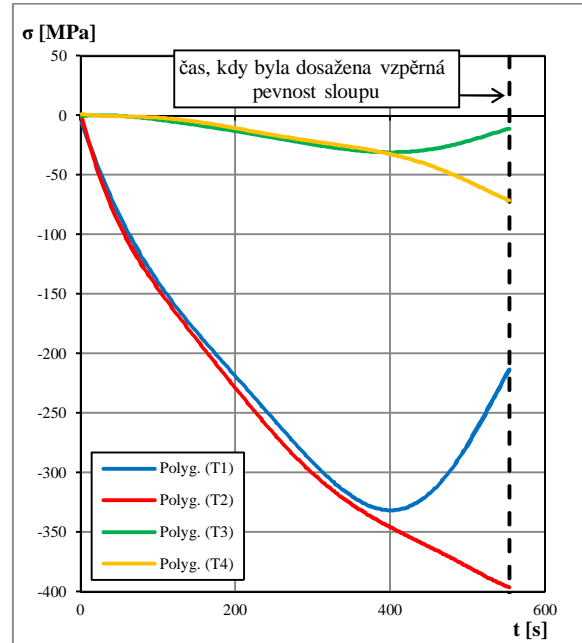
T2 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)

T3 – tenzometrický snímač na betonové části (LY 41 100/120, HBM)

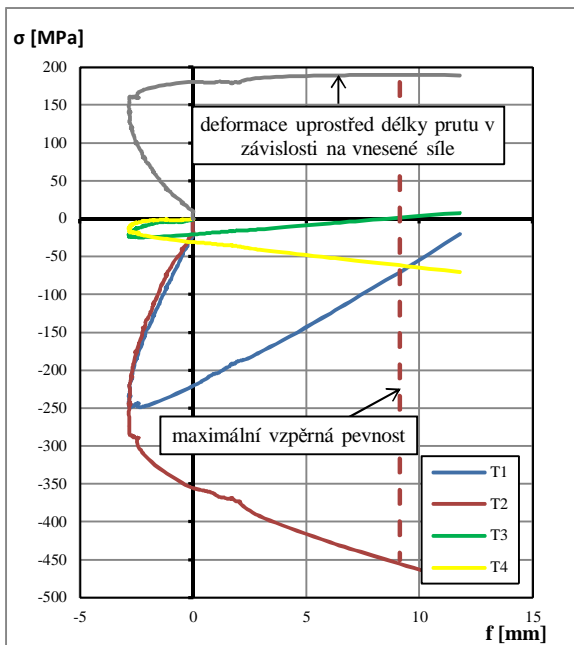
T4 – tenzometrický snímač na betonové části (LY 41 100/120, HBM)



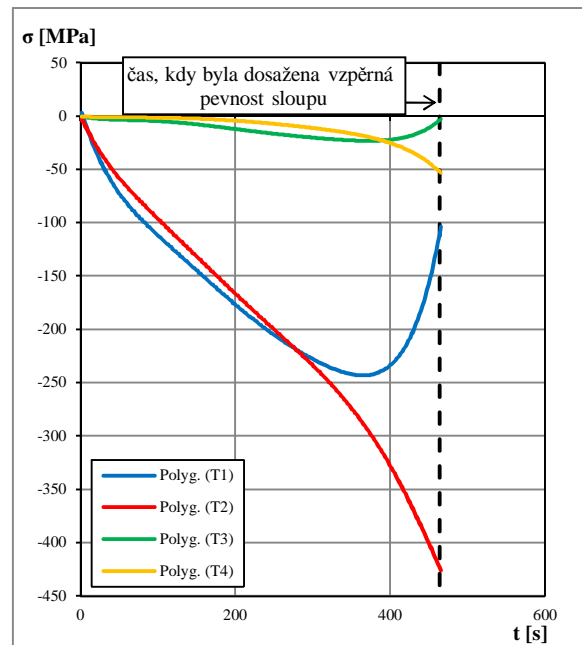
Graf B.27 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H14 - ocel S 355, beton C 70/85



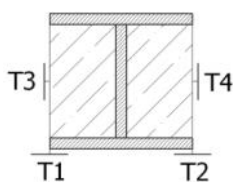
Graf B.28 Průběh napětí prutu H14 v závislosti na čase - ocel S 355, beton C 70/85



Graf B.29 Průběh napětí v závislosti na deformaci uprostřed délky prutu H15 - ocel S 355, beton C 70/85



Graf B.30 Průběh napětí prutu H15 v závislosti na čase - ocel S 355, beton C 70/85



T1 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)

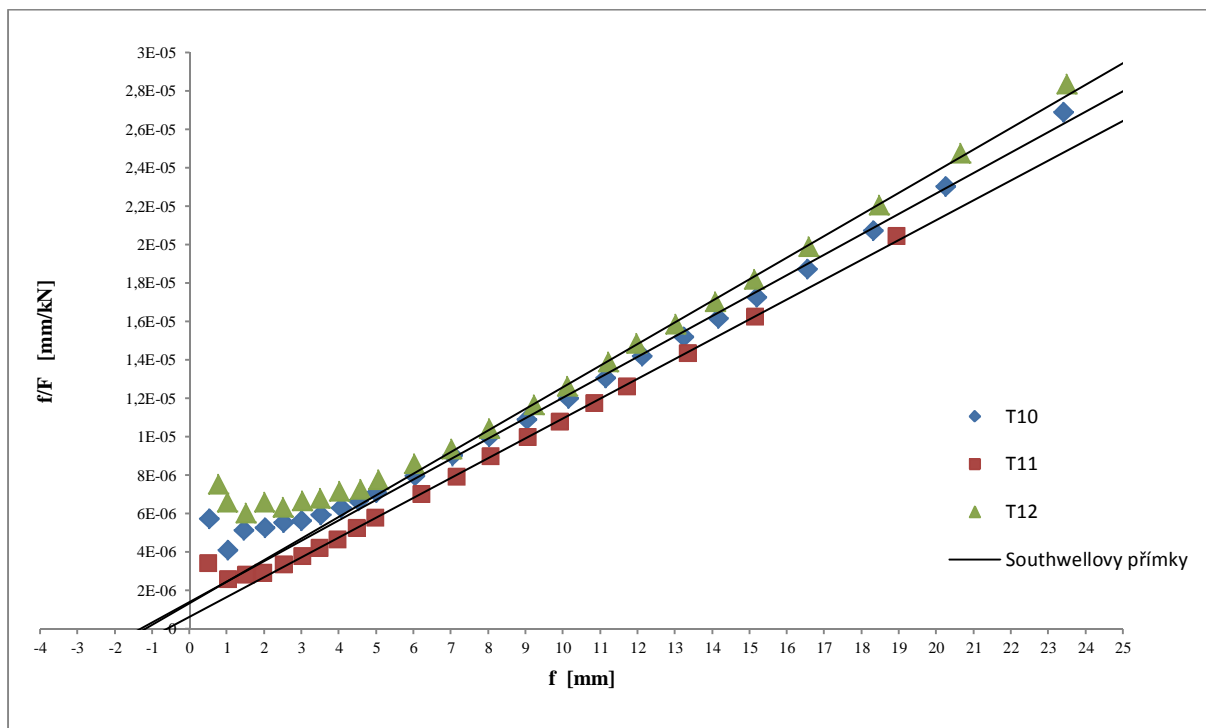
T2 – tenzometrický snímač na ocelovém profilu (LY 11 10/350, HBM)

T3 – tenzometrický snímač na betonové části (LY 41 100/120, HBM)

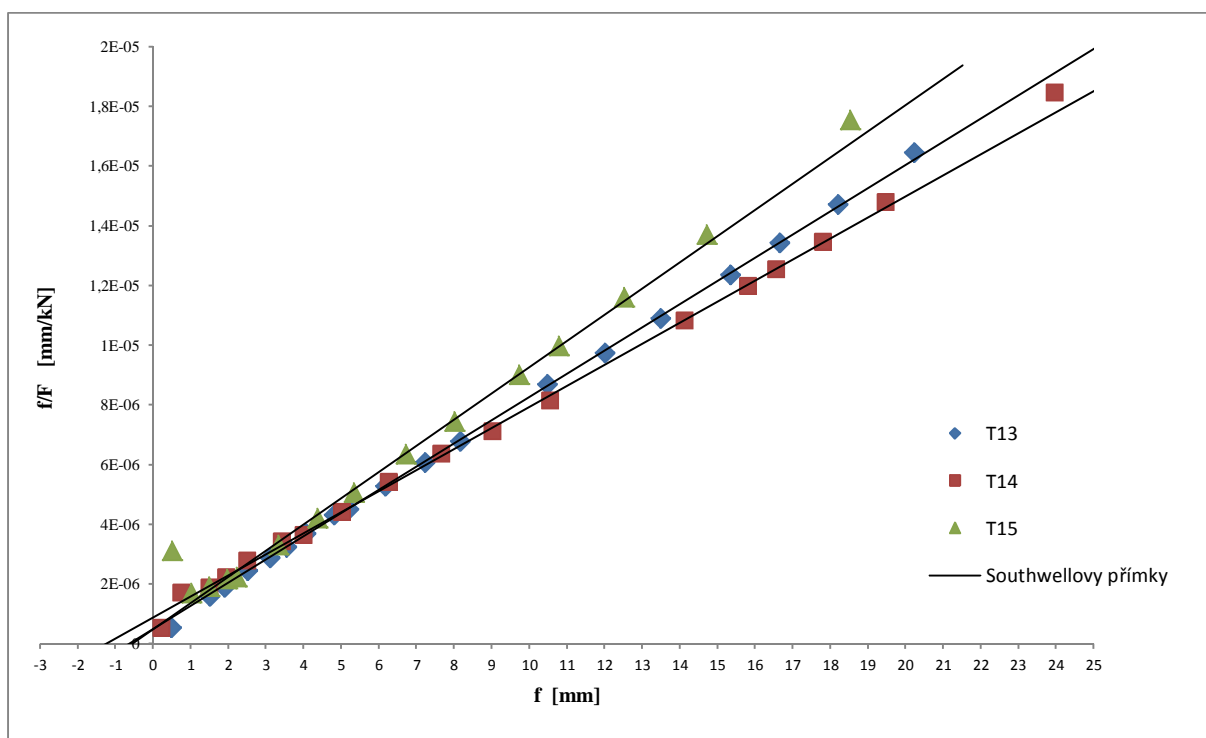
T4 – tenzometrický snímač na betonové části (LY 41 100/120, HBM)

PŘÍLOHA C
IMPERFEKCE PRUTU – SOUTHWELLOVA METODA

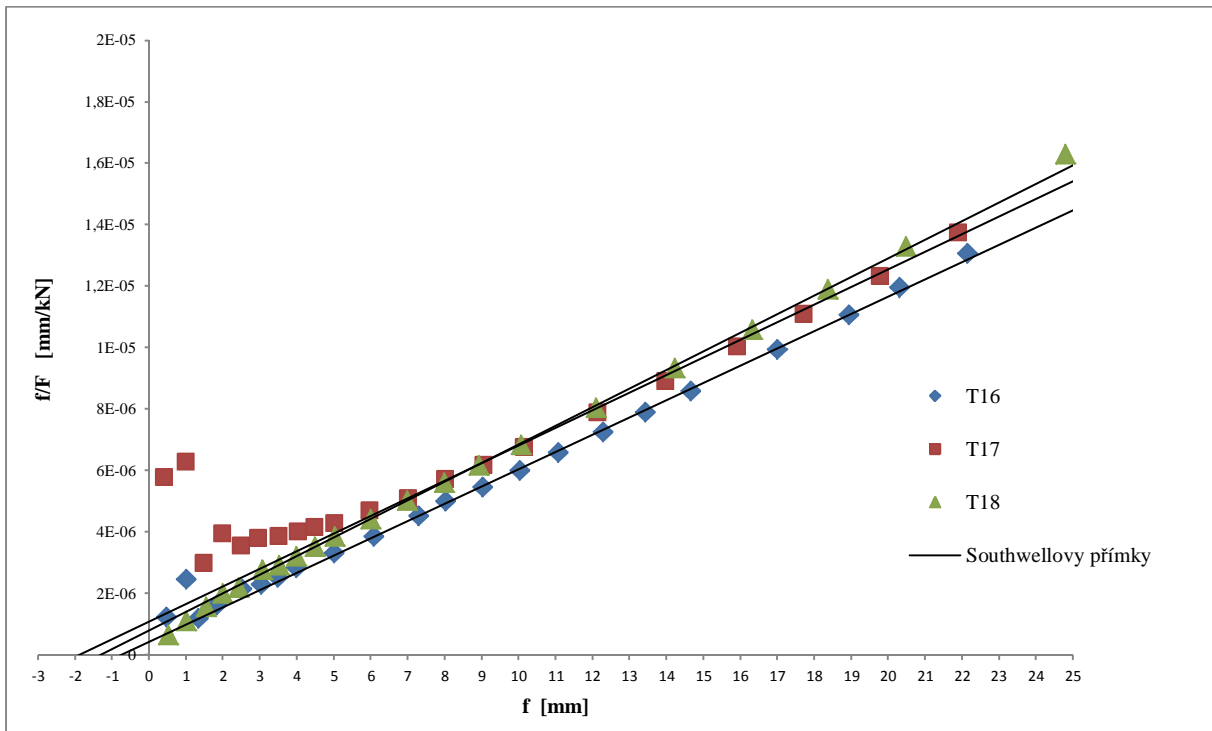
1 PILOTNÍ EXPERIMENT



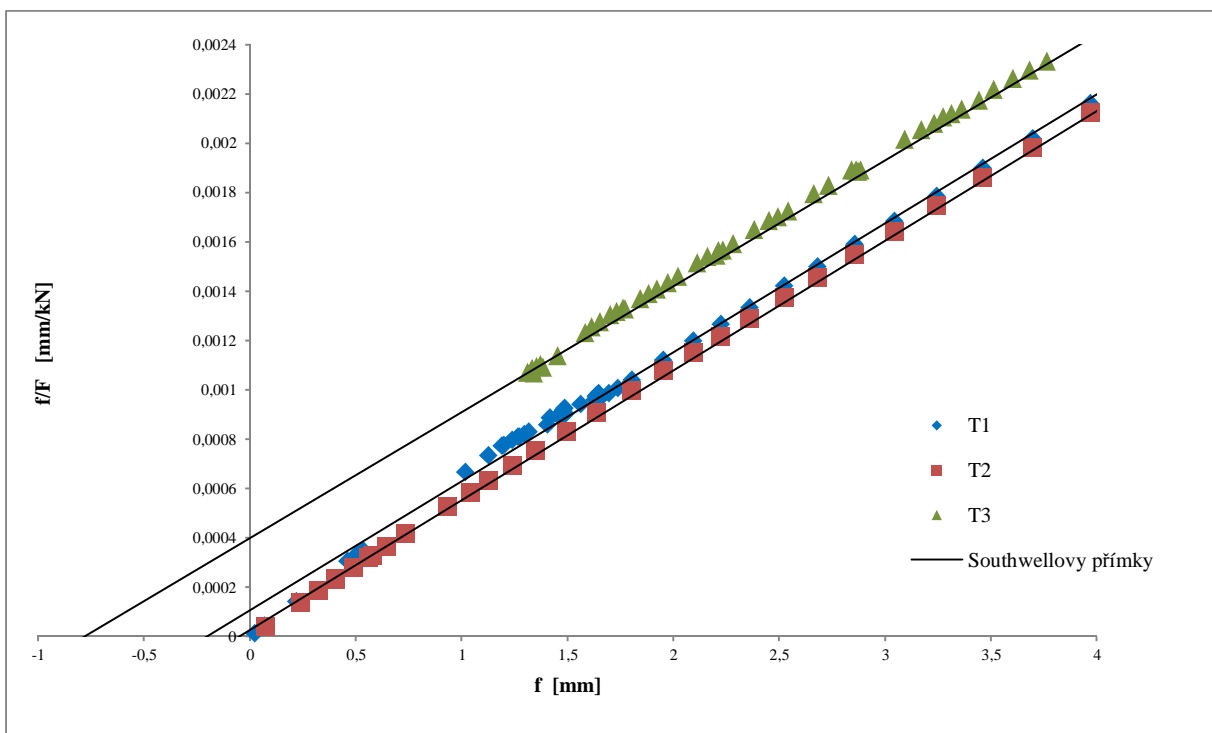
Graf C.1 Southwellovy přímky pro pruty tvořené ocelí S 420



Graf C.2 Southwellovy přímky pro pruty tvořené ocelí S 420 a betonem C 20/25

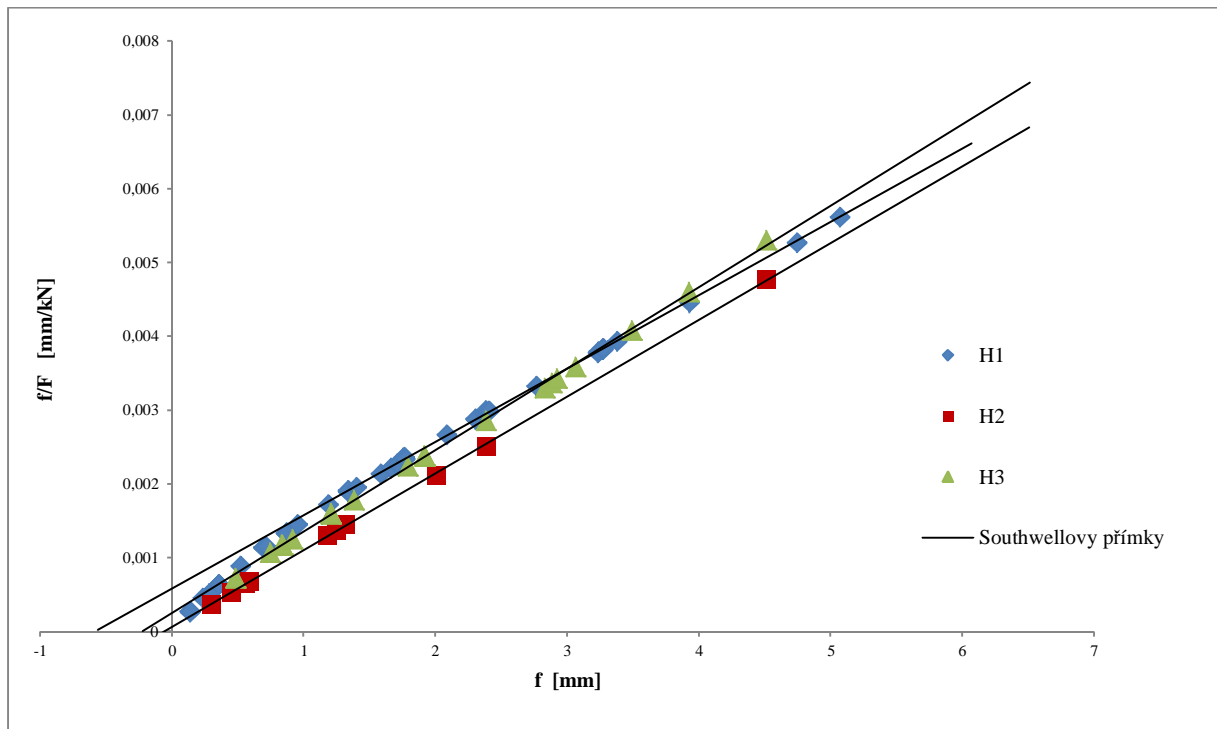


Graf C.3 Southwellovy přímky pro pruty tvořené ocelí S 420 a betonem C 80/95

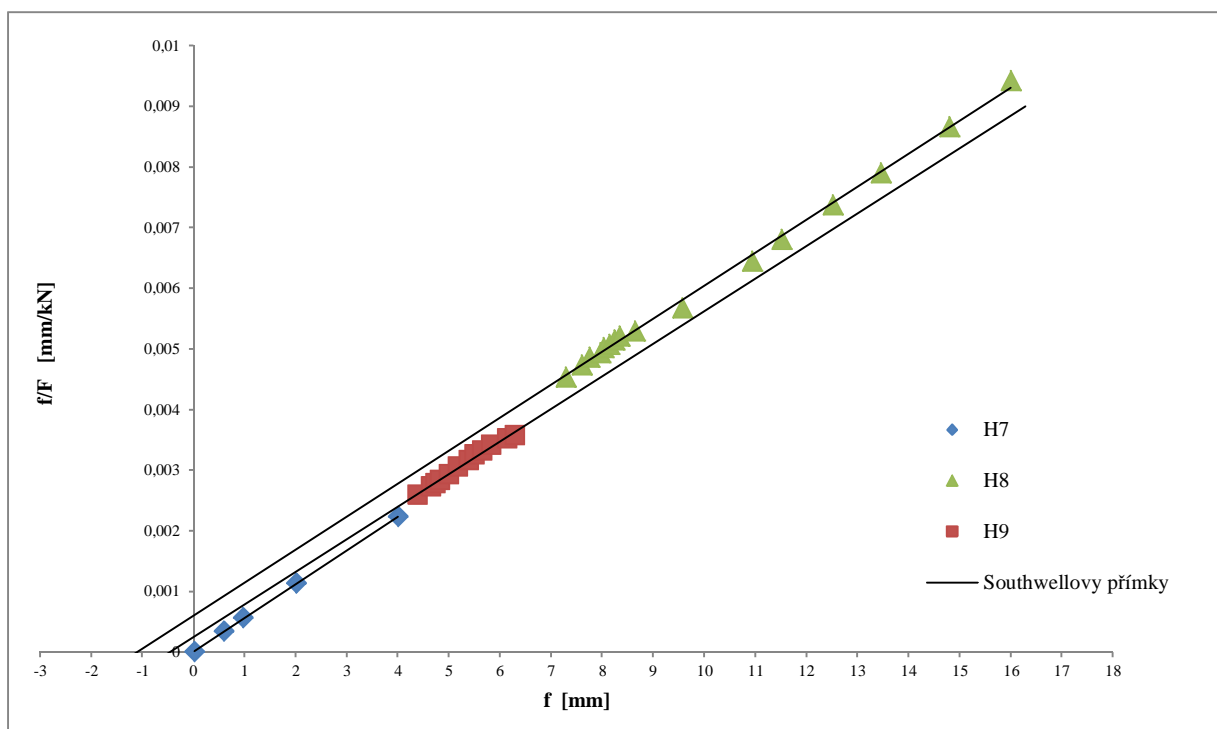


Graf C.4 Southwellovy přímky pro pruty tvořené ocelí S 420 a betonem C 55/67

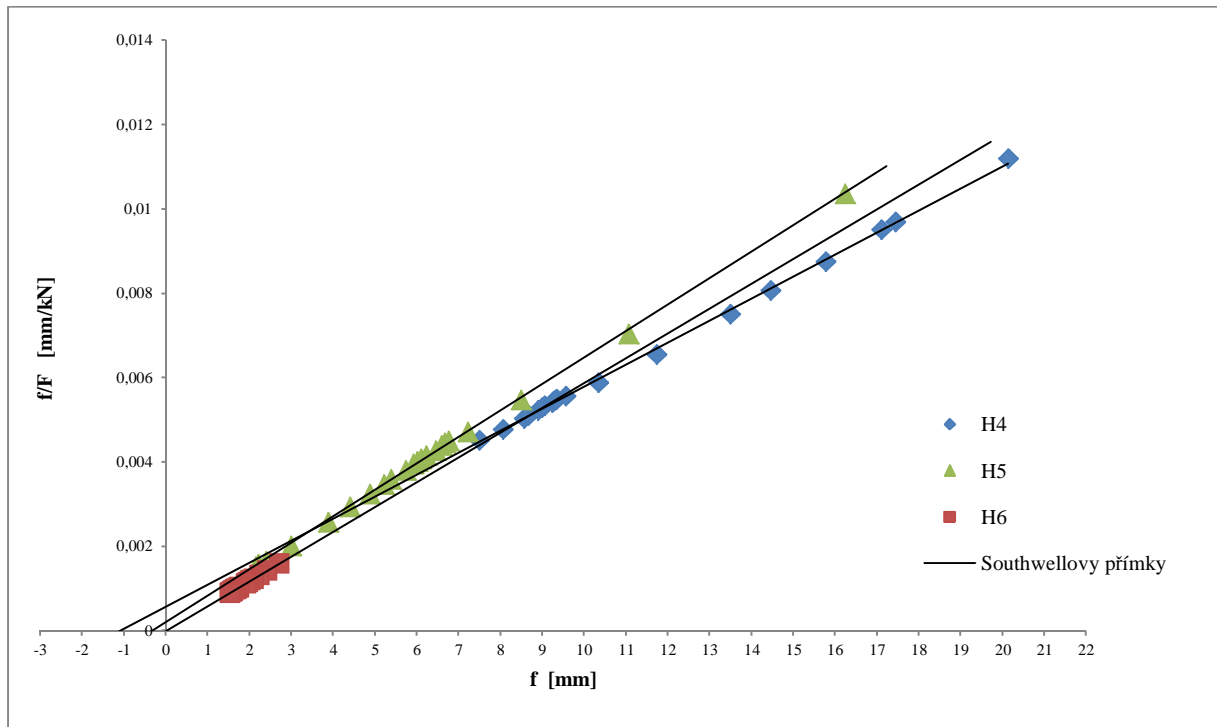
2 HLAVNÍ EXPERIMENT



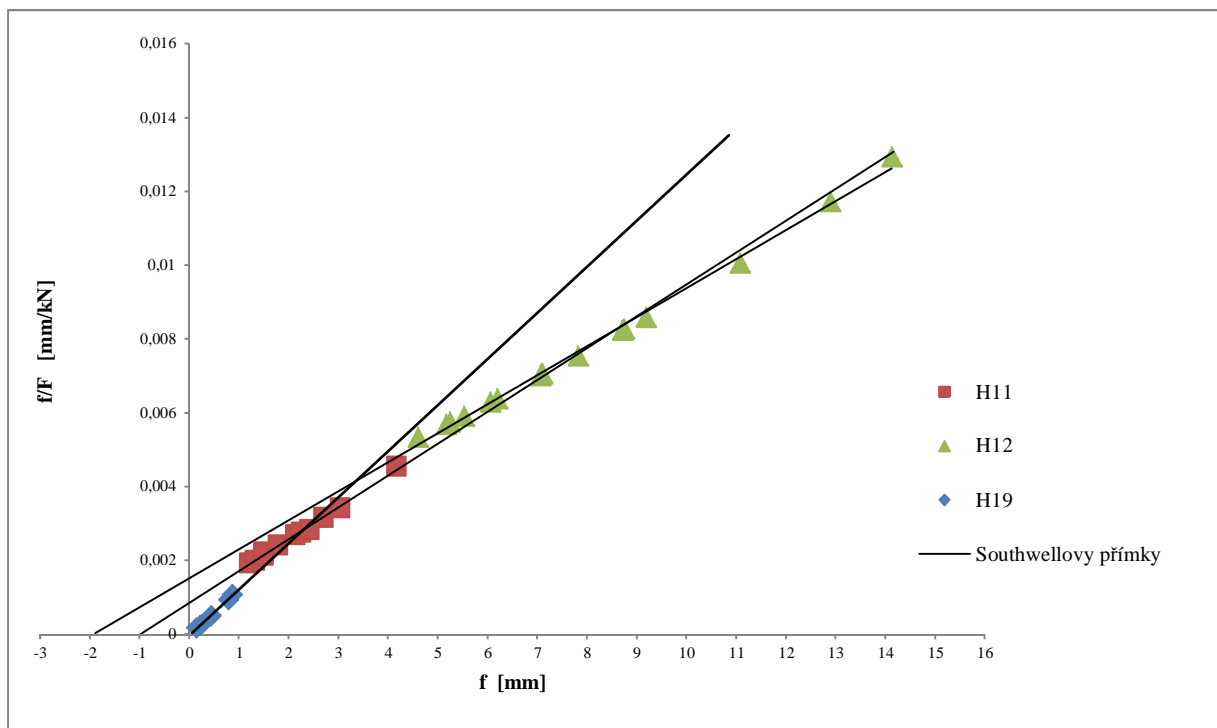
Graf C.5 Southwellovy přímky pro pruty tvořené ocelí S 235



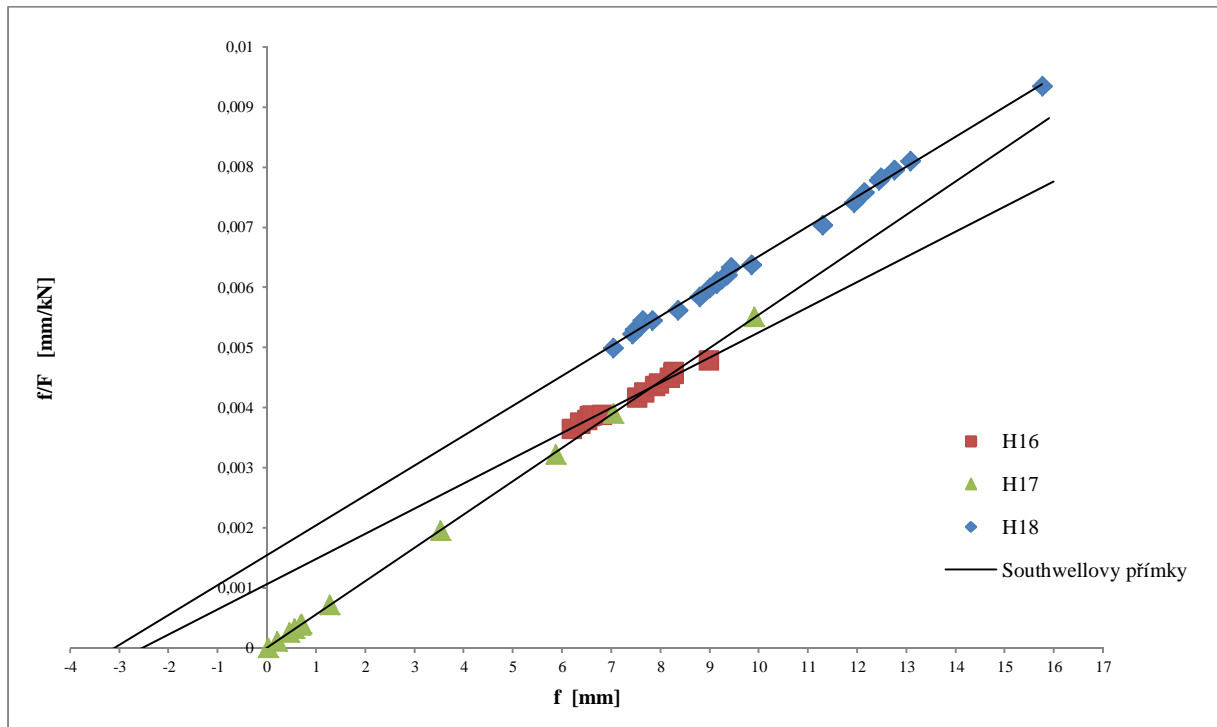
Graf C.6 Southwellovy přímky pro pruty tvořené ocelí S 235 a betonem C 55/67



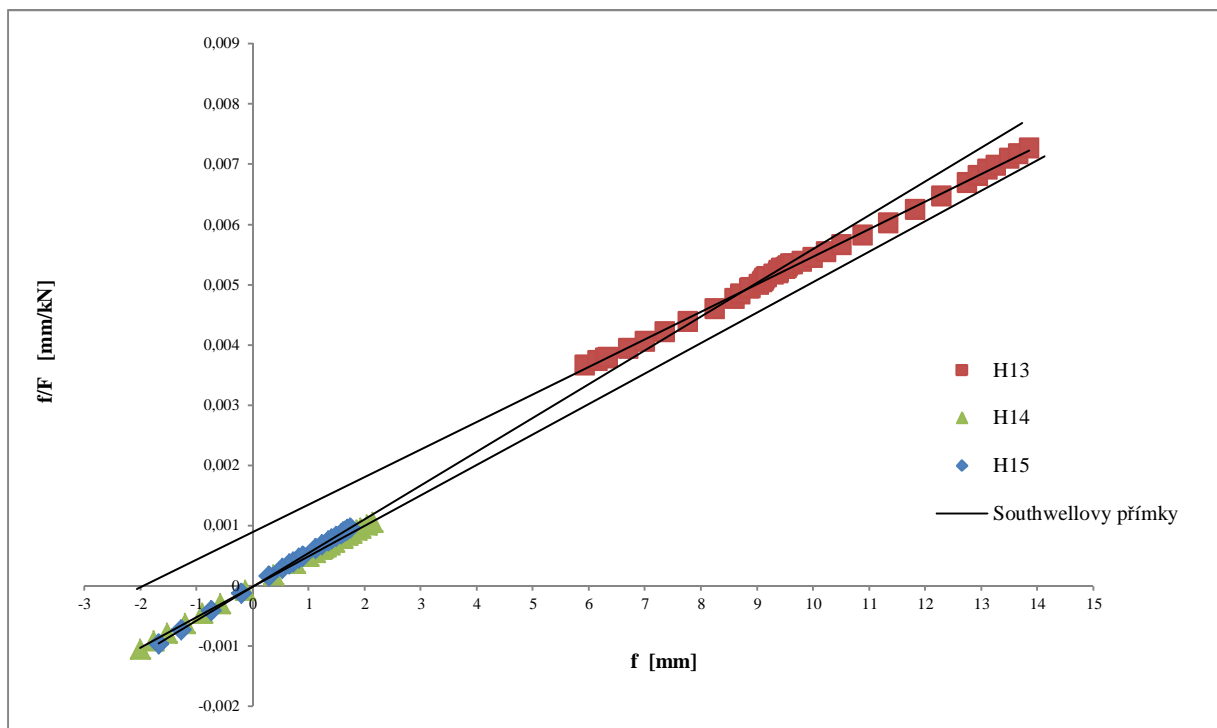
Graf C.7 Southwellovy přímky pro pruty tvořené ocelí S 235 a betonem C 70/85



Graf C.8 Southwellovy přímky pro pruty tvořené ocelí S 355



Graf C.9 Southwellovy přímky pro pruty tvořené ocelí S 355 a betonem C 55/67

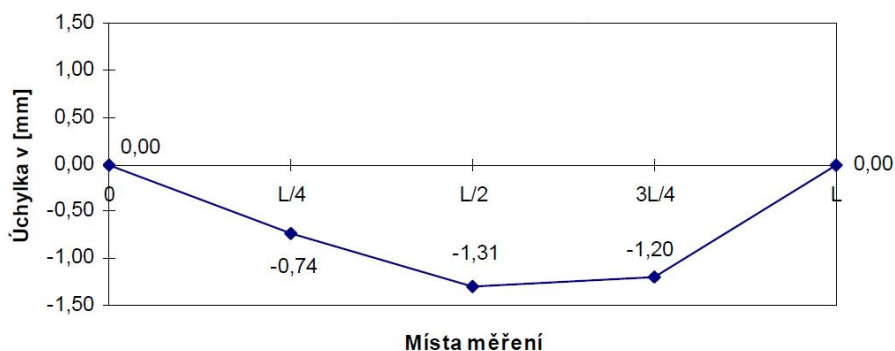


Graf C.10 Southwellovy přímky pro pruty tvořené ocelí S 355 a betonem C 70/85

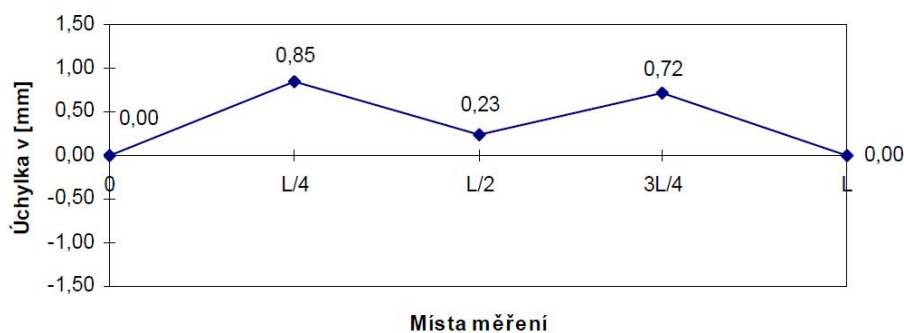
PŘÍLOHA D
ÚCHYLKY V PŘÍMOSTI STŘEDNICE PRUTU

1 PILOTNÍ EXPERIMENT

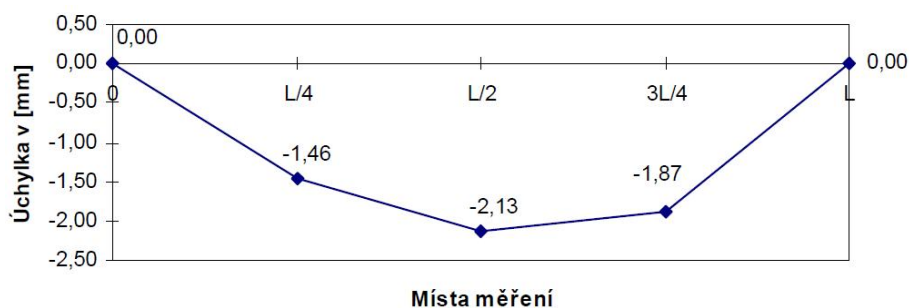
1.1 Pruty tvořené ocelí S 420 a betonem C 55/67



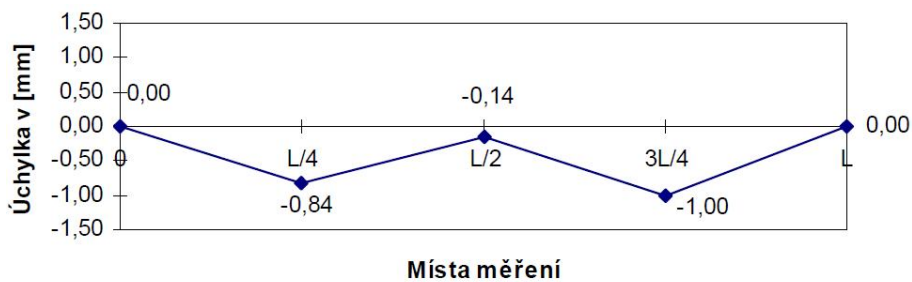
Graf D.1 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H160-04



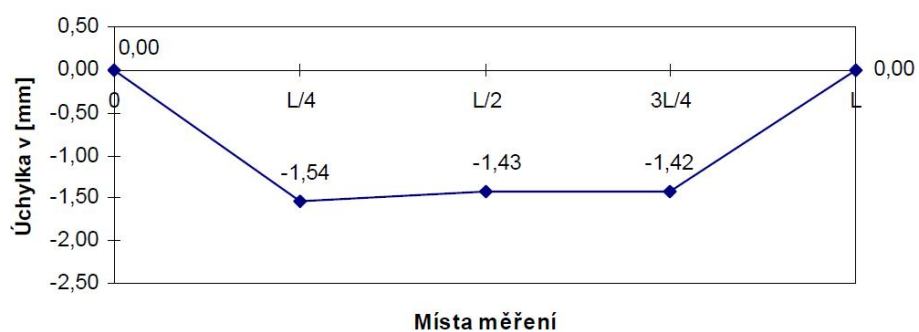
Graf D.2 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H160-04



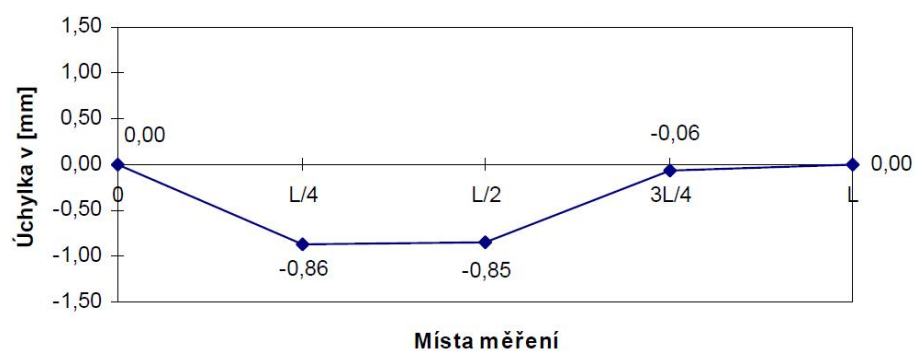
Graf D.3 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H160-05



Graf D.4 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H160-05



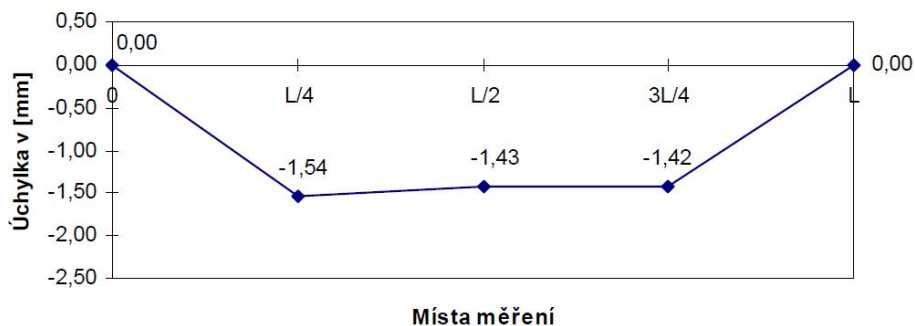
Graf D.5 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H160-06



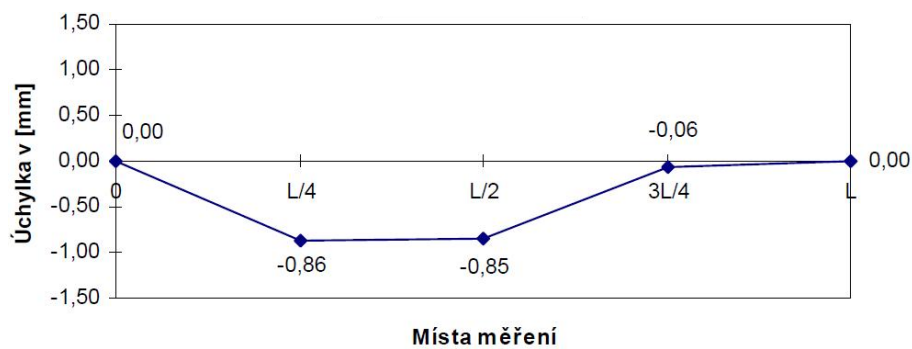
Graf D.6 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H160-06

2 HLAVNÍ EXPERIMENT

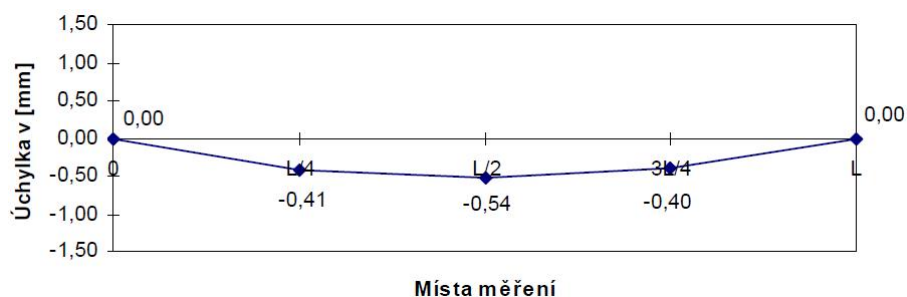
2.1 Pruty tvořené ocelí S 235



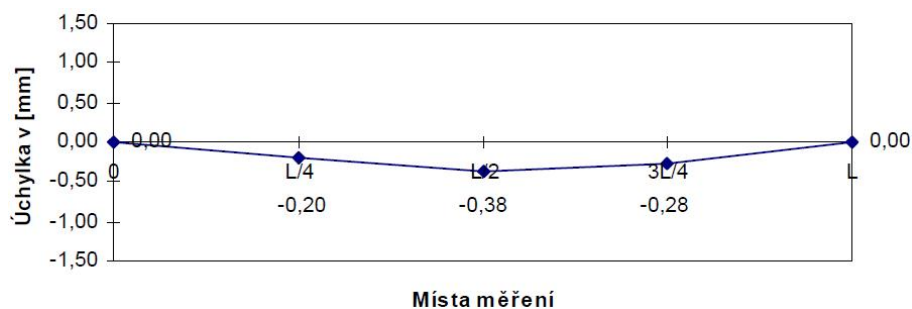
Graf D.7 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H1



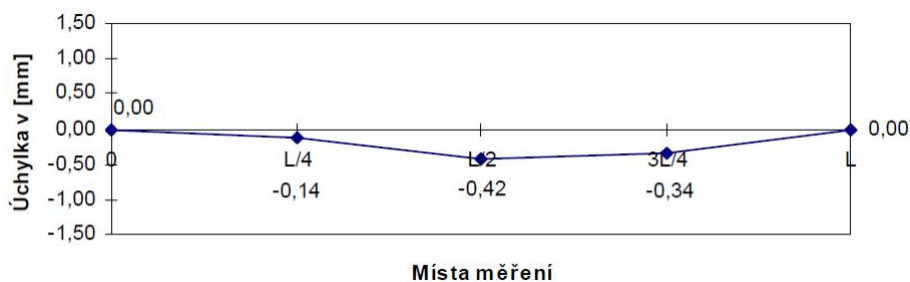
Graf D.8 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H1



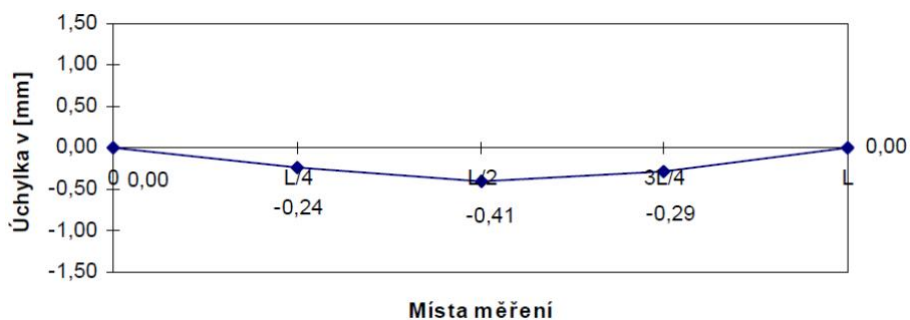
Graf D.9 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H2



Graf D.10 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H2

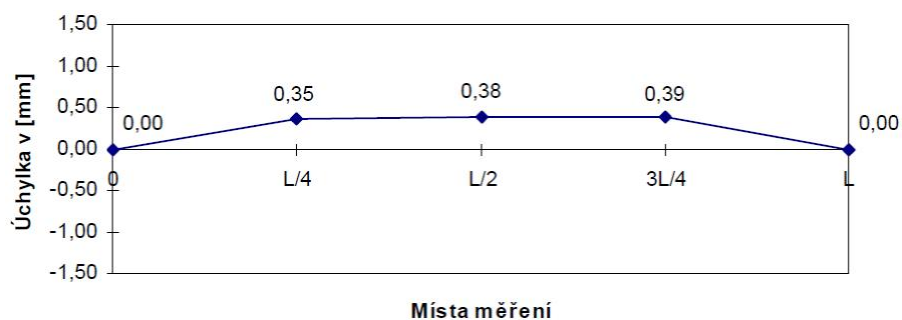


Graf D.11 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H3

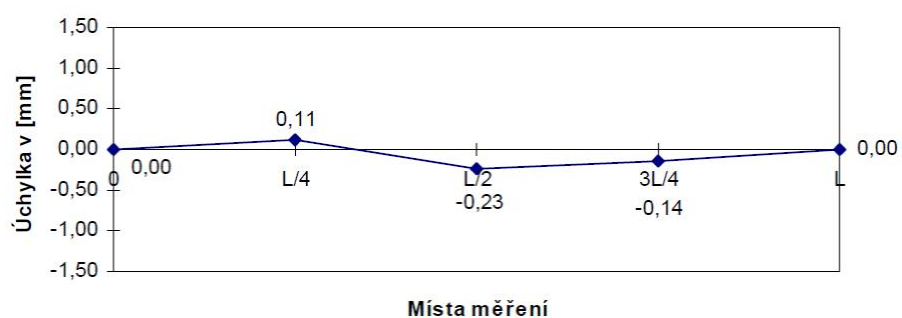


Graf D.12 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H3

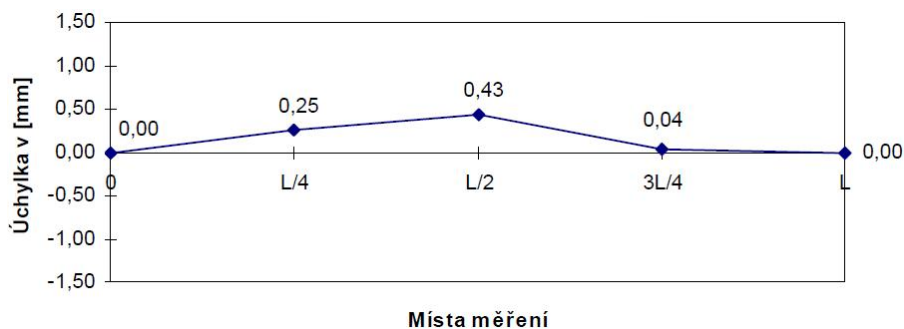
2.2 Pruty tvořené ocelí S 235 a betonem C 55/67



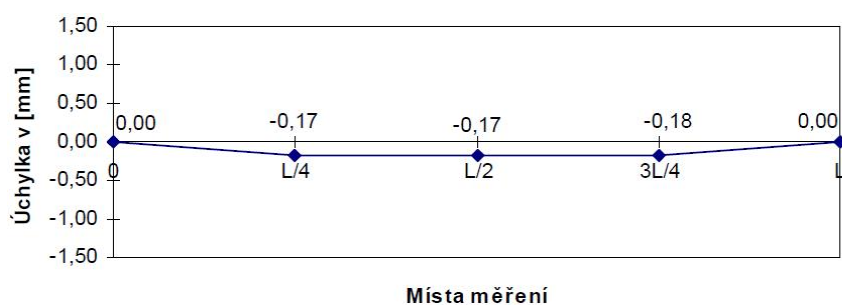
Graf D.13 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H7



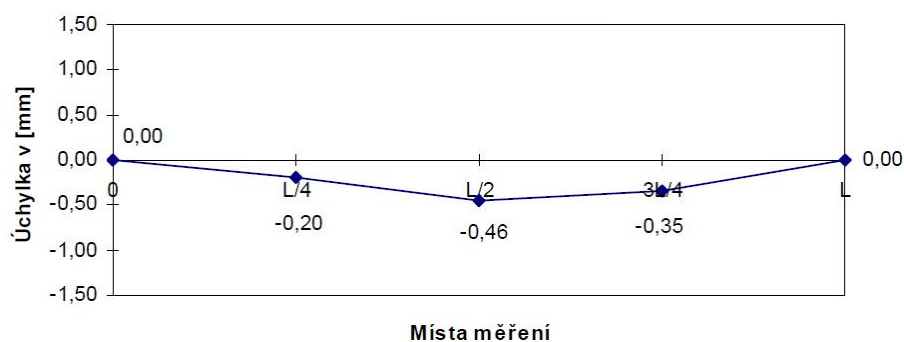
Graf D.14 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H7



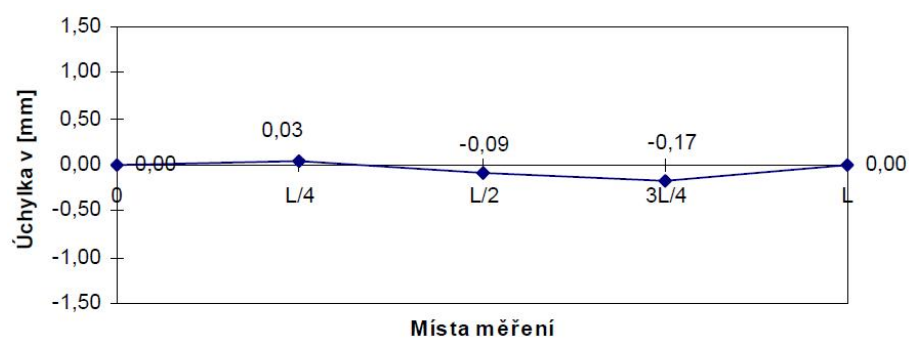
Graf D.15 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H8



Graf D.16 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H8

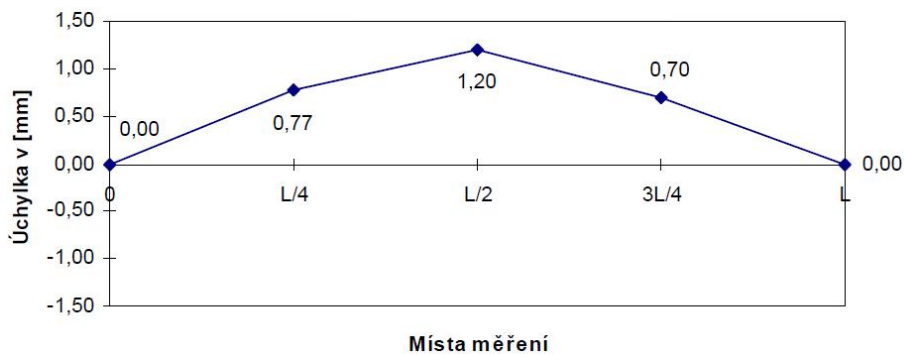


Graf D.17 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H9

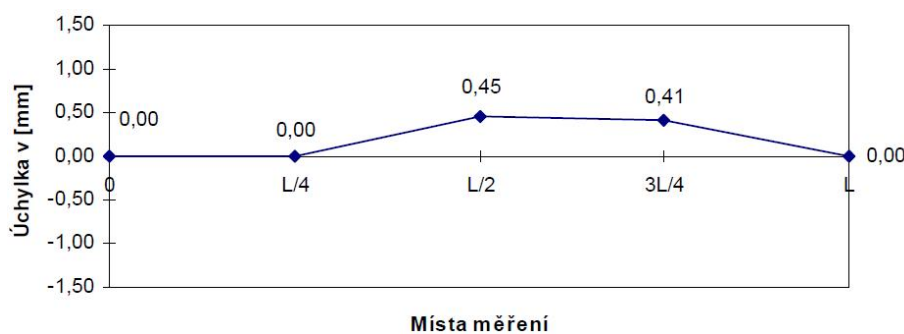


Graf D.18 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H9

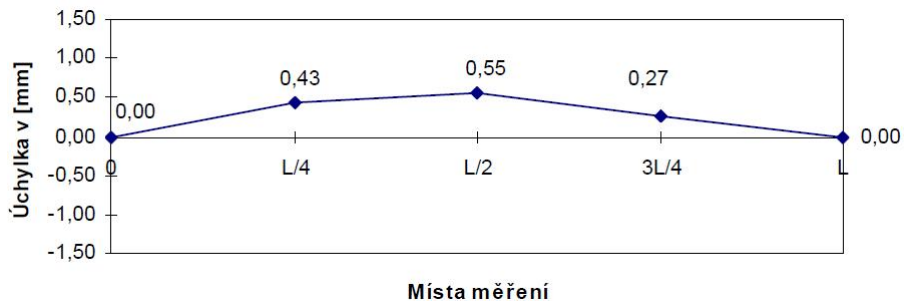
2.3 Pruty tvořené ocelí S 235 a betonem C 70/85



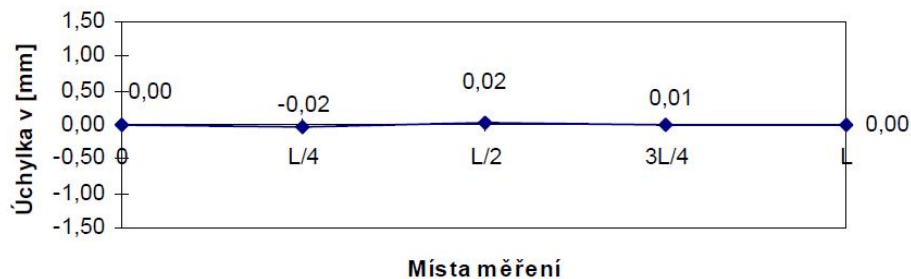
Graf D.19 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H4



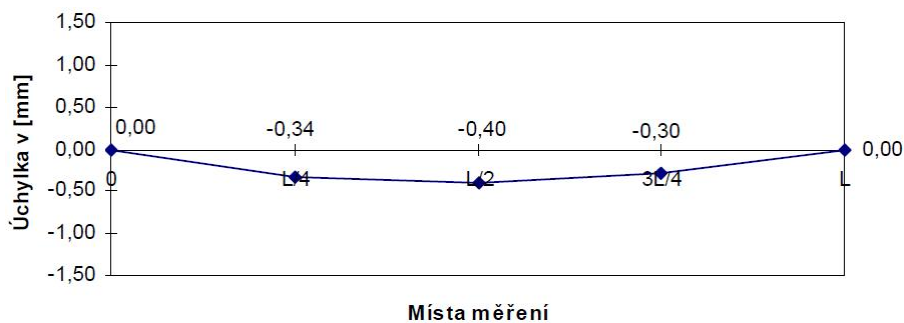
Graf D.20 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H4



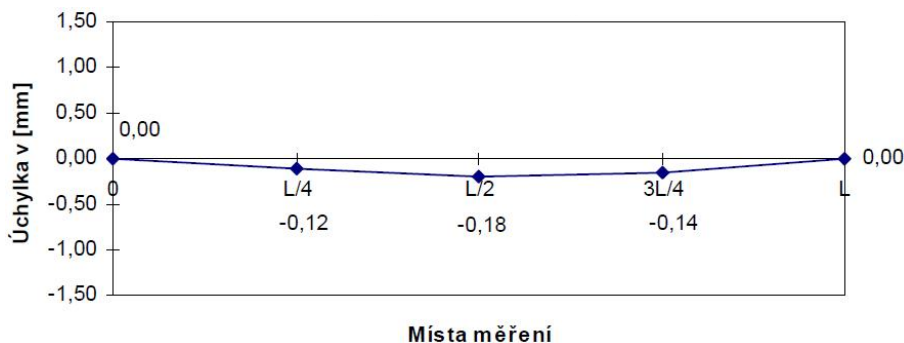
Graf D.21 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H5



Graf D.22 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H5

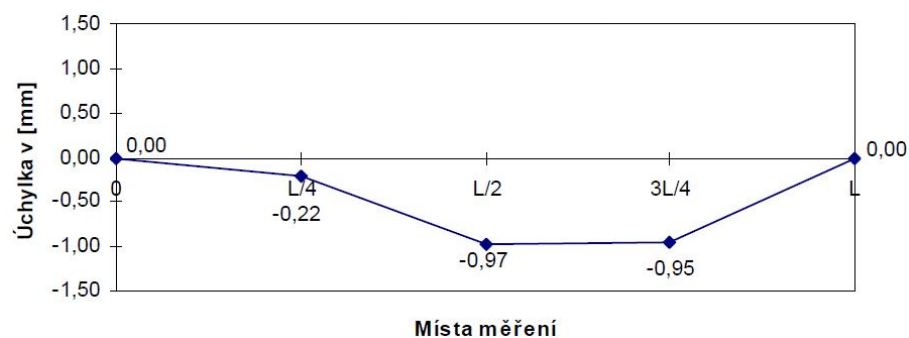


Graf D.23 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H6

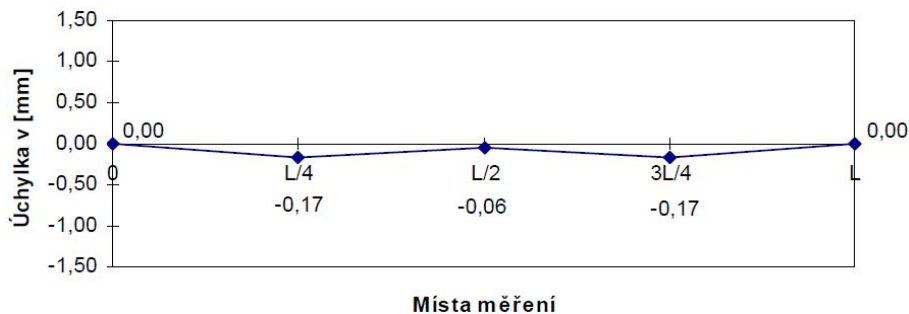


Graf D.24 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H6

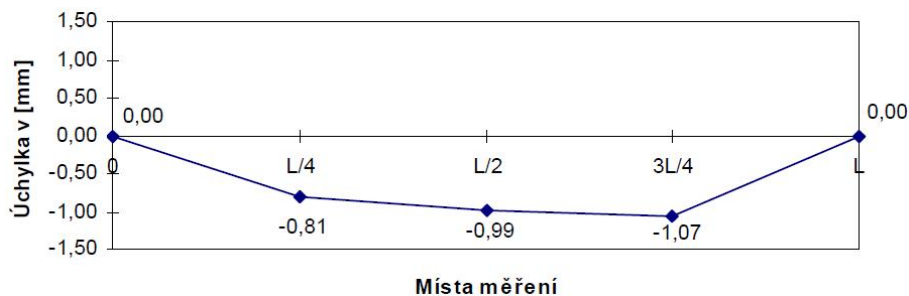
2.4 Pruty tvořené ocelí S 355



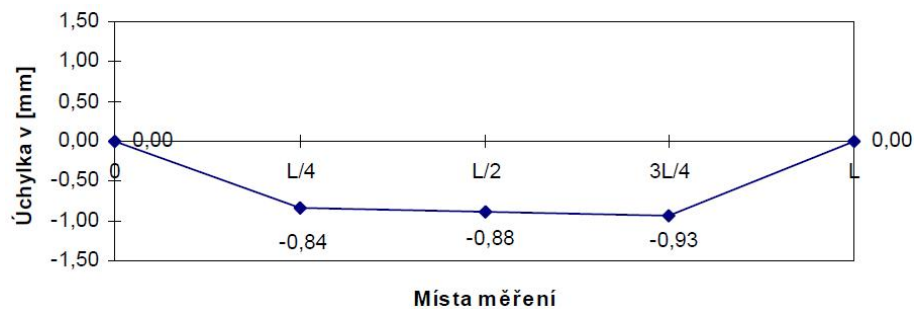
Graf D.25 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H11



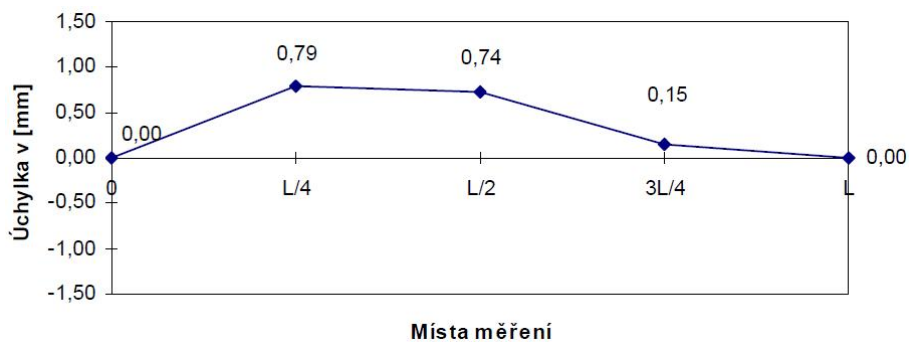
Graf D.26 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H11



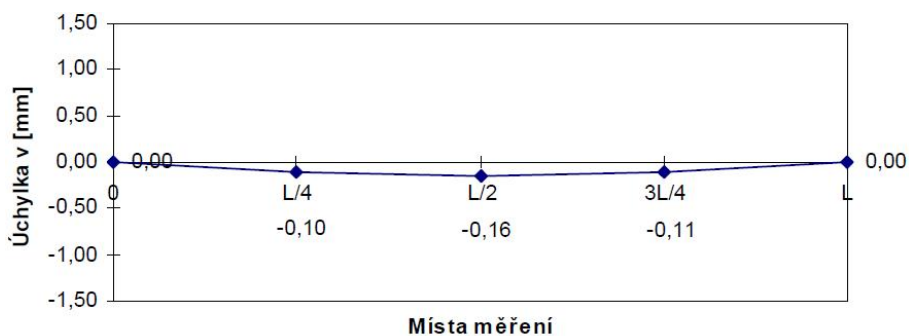
Graf D.27 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H12



Graf D.28 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H12

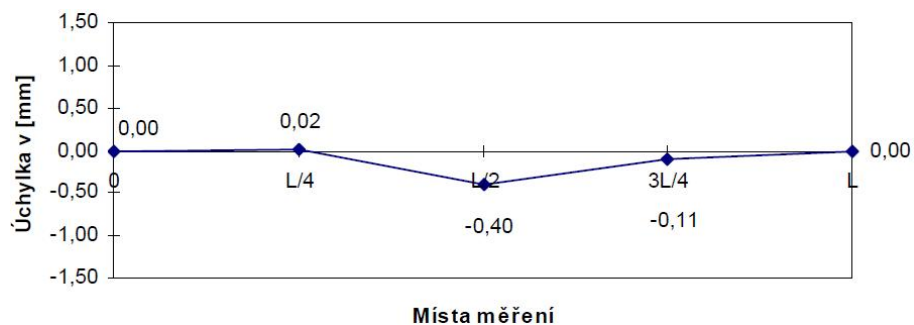


Graf D.29 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H19

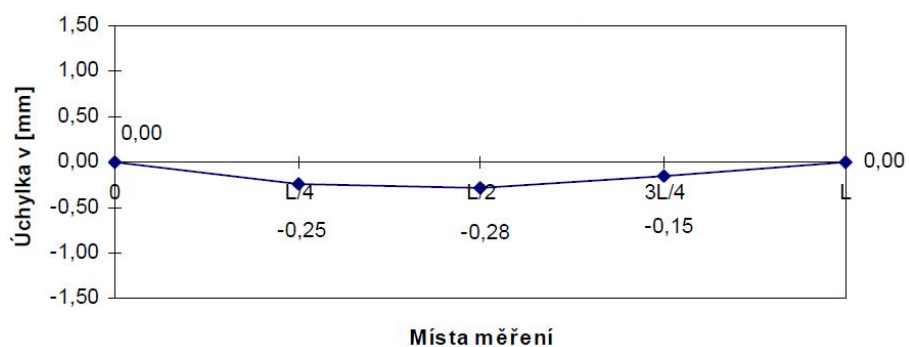


Graf D.30 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H19

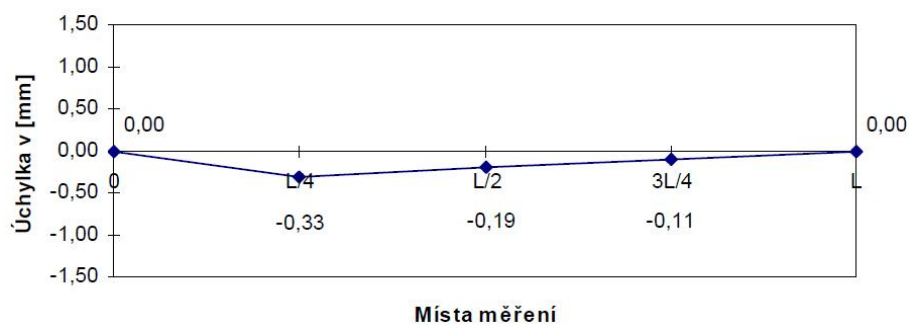
2.5 Pruty tvořené ocelí S 355 a betonem C 55/67



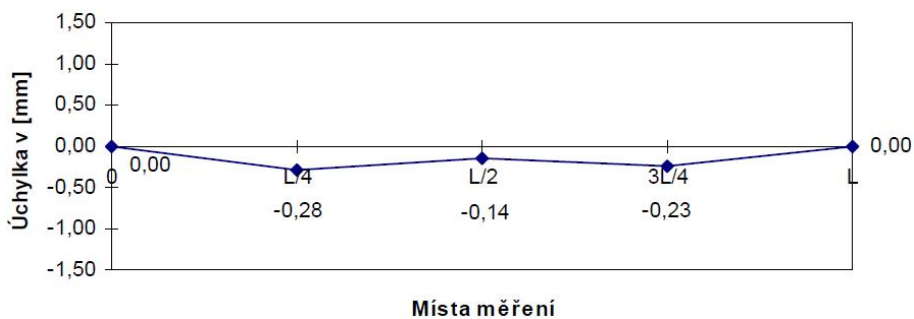
Graf D.31 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H16



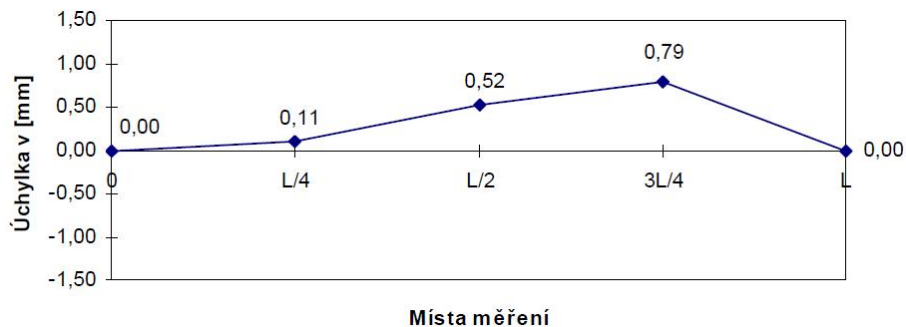
Graf D.32 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H16



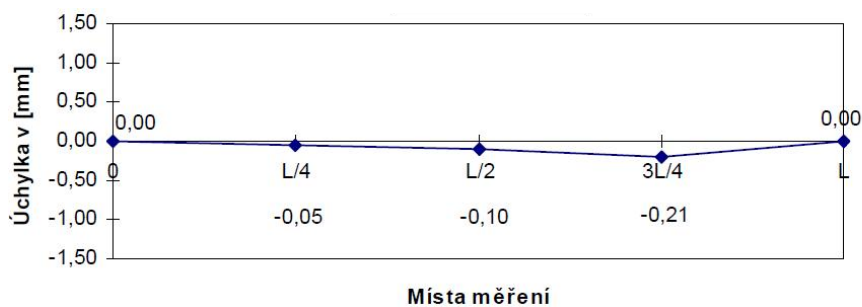
Graf D.33 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H17



Graf D.34 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H17

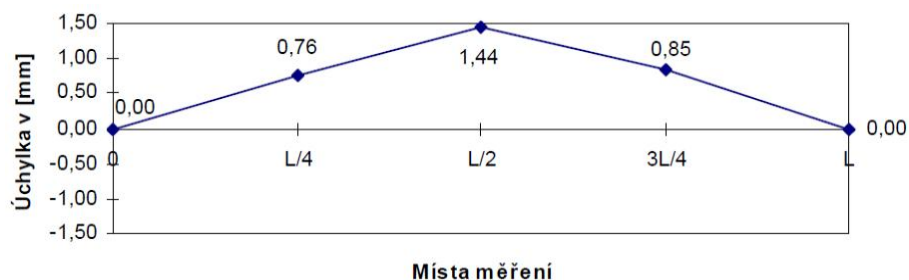


Graf D.35 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H18

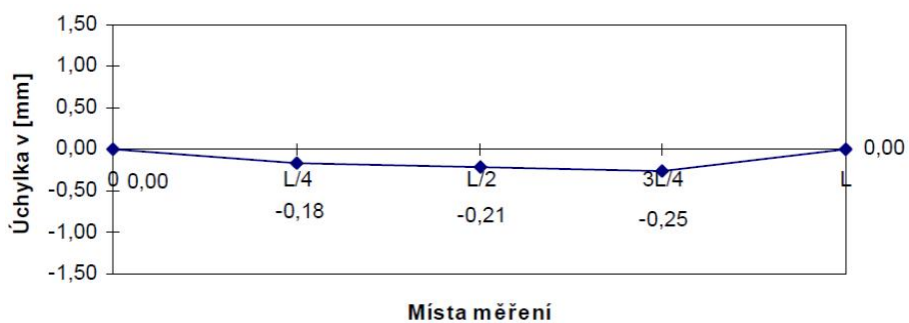


Graf D.36 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H18

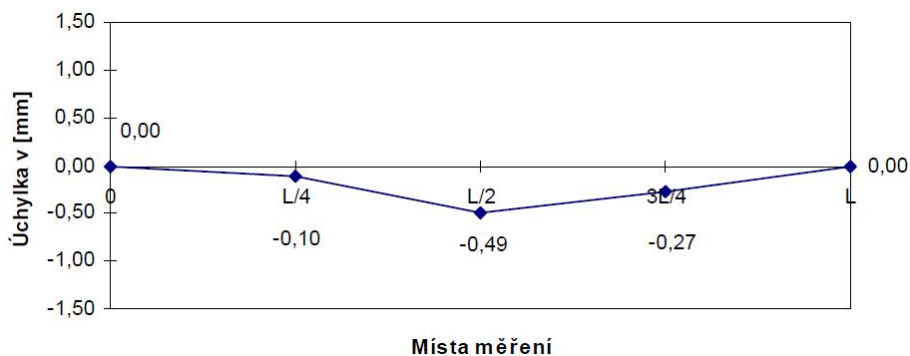
2.6 Pruty tvořené ocelí S 355 a betonem C 70/85



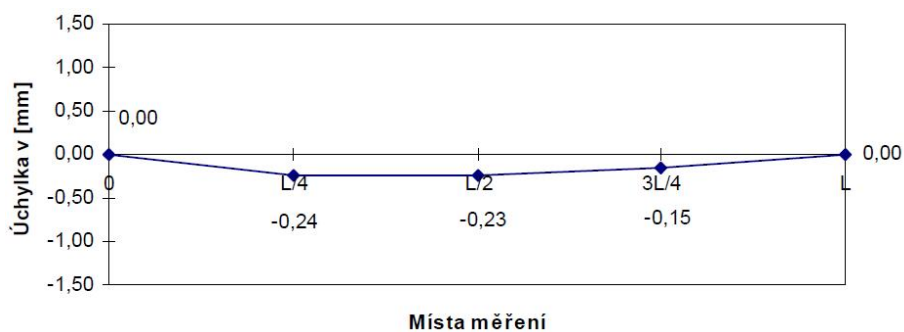
Graf D.37 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H13



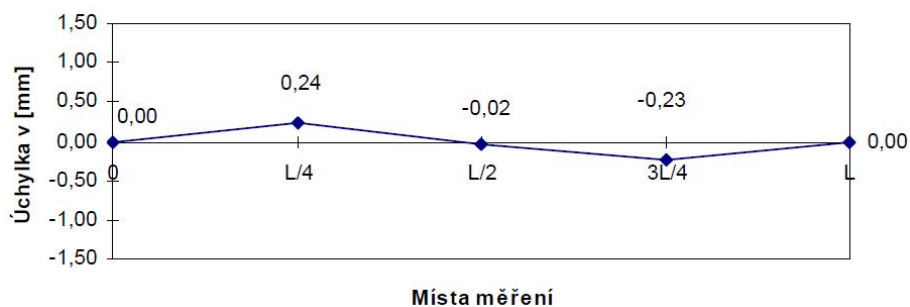
Graf D.38 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H13



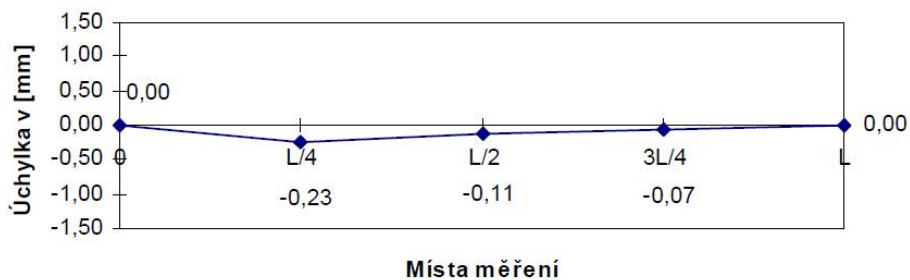
Graf D.39 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H14



Graf D.40 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H14



Graf D.41 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Z pro svařovaný průřez H15



Graf D.42 Úchylky v přímosti střednice prutu ve směru Y pro svařovaný průřez H15

PŘÍLOHA E
FOTODOKUMENTACE

1 PŘÍPRAVA EXPERIMENTU

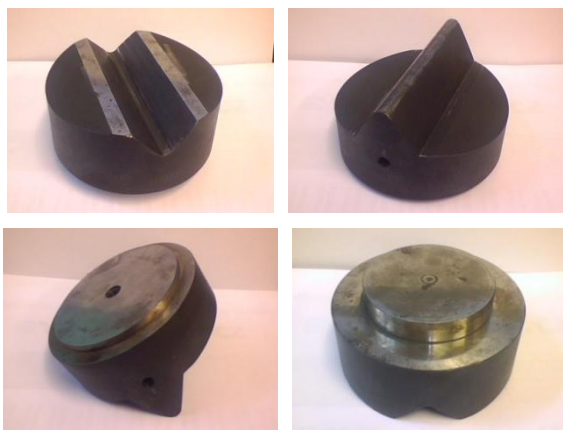
1.1 Zkušební a měřicí zařízení



Obr. E.1 Horní rám zatěžovací stolice



Obr. E.2 Příprava na zatěžování sloupů pilotního experimentu



Obr. E.3 Ocelový břít s kolébkou pro simulaci kloubového uložení prutu



Obr. E.4 Měřicí ústředna a regulace tlaku v hydraulických válcích

1.2 Příprava zkušebních těles a vzorků



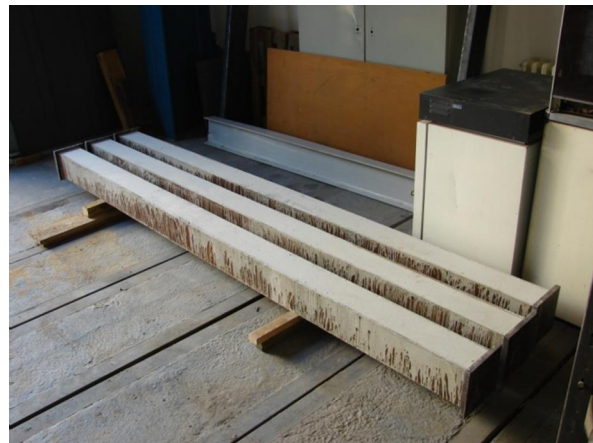
Obr. E.5 Zkušební vzorky pro určení materiálových charakteristik betonu



Obr. E.6 Deformace pásnic svařovaných sloupů H 160



Obr. E.7 Navaření trnů na stojinu sloupu pro zajištění betonu proti vypadnutí



Obr. E.8 Hotové ocelobetonové sloupy připravené na zkoušení



Obr. E.9 Lepení tenzometrů LY 41 100/120 na betonovou část průřezu



Obr. E.10 Umístění tenzometrů LY 11 10/350 a LY 41 100/120

2 MATERIÁLOVÉ ZKOUŠKY BETONU

2.1 Zkušební vzorky pro určení materiálových charakteristik betonu



Obr. E.11 Umístění snímacího zařízení pro určení statického modulu pružnosti betonu



Obr. E.12 Tlakové porušení trámce na závěr zkoušky



Obr. E.13 Zkušební krychle pro určení pevnosti betonu v tlaku



Obr. E.14 Krychle po porušení při tlakové zkoušce betonu

3 PILOTNÍ EXPERIMENT

3.1 Pruty tvořené válcovaným profilem HEA 140 z oceli pevnostní třídy S 420 a betonu C 80/95



Obr. E.15 Porušení zkušebního tělesa T16



Obr. E.16 Tahové porušení betonu na konkávní straně uprostřed rozpětí prutu



Obr. E.17 Porušení zkušebního tělesa T18



Obr. E.18 Tlakové porušení betonu na konvexní straně uprostřed rozpětí prutu

3.2 Pruty tvořené svařovaným profilem H 160 z oceli pevnostní třídy S 420 a betonu C 55/67



Obr. E.19 Porušení zkušebního tělesa H160-4



Obr. E.20 Tlakové porušení betonu na konvexní straně uprostřed rozpětí prutu



Obr. E.21 Porušení zkušebního tělesa H160 - 5



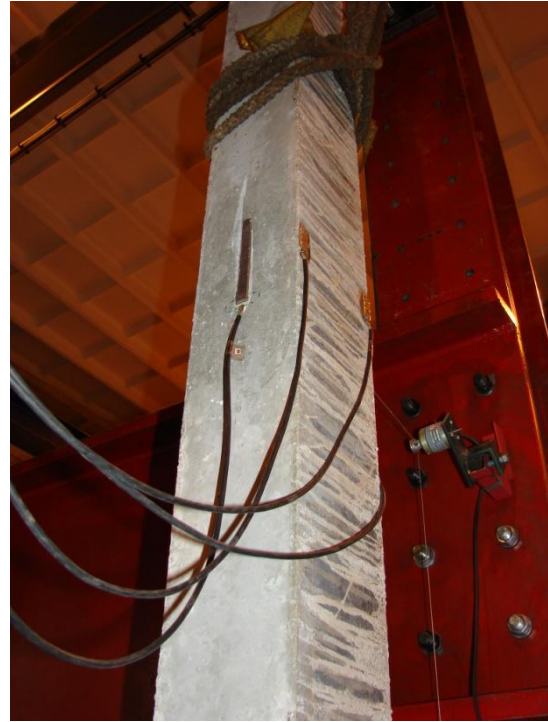
Obr. E.22 Tahové porušení betonu na konkávní straně uprostřed rozpětí prutu

4 HLAVNÍ EXPERIMENT

4.1 Pruty tvořené válcovaným profilem HEA 160 z oceli třídy S 235 a betonu C 55/67



Obr. E.23 Uložení zkušebního tělesa H9



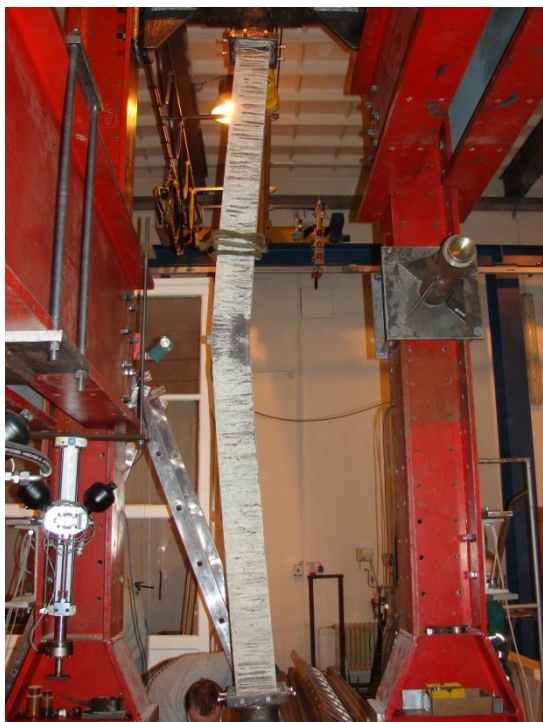
Obr. E.24 Umístění tenzometrických snímačů



Obr. E.25 Ukotvení lanka potenciometrického snímače posunutí



Obr. E.26 Celá soustava připravená na provedení zkoušky



Obr. E.27 Porušení zkušebního tělesa H9



Obr. E.28 Tlakové porušení betonu na konvexní straně uprostřed rozpětí prutu



Obr. E.29 Porušení zkušebního tělesa H7



Obr. E.30 Tahové porušení betonu na konkávní straně uprostřed rozpětí prutu

4.2 Pruty tvořené válcovaným profilem HEA 160 z oceli třídy S 235 a betonu C 70/85



Obr. E.31 Zkušební těleso H5 před provedením zkoušky



Obr. E.32 Uložení zkušebního tělesa H6



Obr. E.33 Výsušné trhliny, které byly evidovány pouze u betonu třídy C70/85



Obr. E.34 Měřicí ústředna MGCplus a stolní počítač s měřícím softwarem CATMAN easy



Obr. E.35 Porušení zkušebního tělesa H5



Obr. E.36 Tlakové porušení betonové části průřezu



Obr. E.37 Tahové porušení betonu tělesa H6



Obr. E.38 Plastizace ocelového profilu na tlačené straně průřezu, která vznikla až po dosažení maximální vzpěrné pevnosti po odstřelení části betonu

4.3 Pruty tvořené válcovaným profilem HEA 160 z oceli třídy S 355 a betonu C 55/67



Obr. E.39 Zkušební těleso H17 po ukončení zkoušky



Obr. E.40 Umístění tištěného spoje pro snímání dat z tenzometrických snímačů



Obr. E.41 Tlakové porušení betonu doprovázené odstřelením části betonu



Obr. E.42 Tahové porušení betonové části průřezu

4.4 Pruty tvořené válcovaným profilem HEA 160 z oceli třídy S 355 a betonu C 70/85



Obr. E.43 Zkušební těleso H13



Obr. E.44 Výsušné trhliny zkušebního tělesa H14



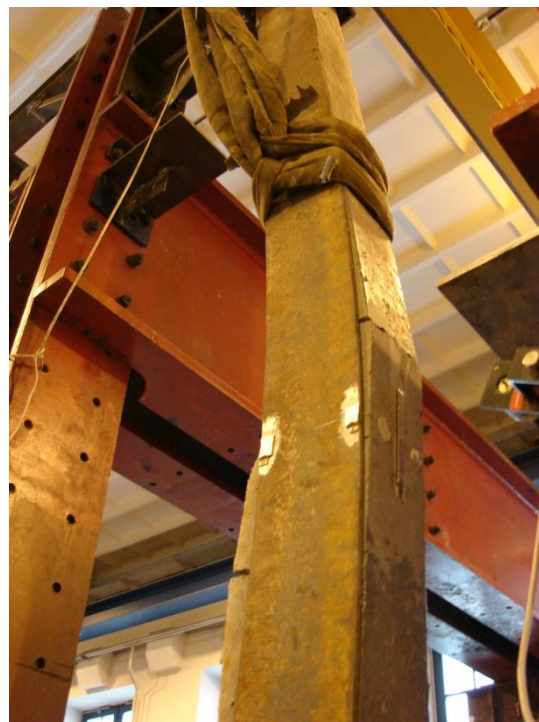
Obr. E.45 Porušení zkušebního tělesa H14



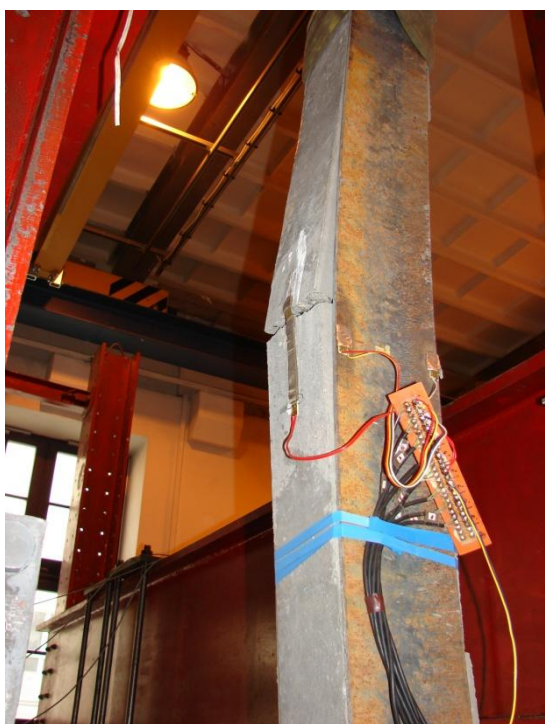
Obr. E.46 Natočení uložení prutu po dokončení zatěžování



Obr. E.47 Tahové porušení betonu ovlivněné výsušnými trhlinami



Obr. E.48 Chování sloupu po kolapsu, napovídalo o reologických vlivech betonu na soudržnost betonové a ocelové části profilu



Obr. E.49 Tahové porušení betonu na konvexní straně uprostřed rozpětí prutu



Obr. E.50 Oddělování betonových bloků po kolapsu sloupu