

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Praha 2018

Bc. Tereza Kohlová

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ
STUDIJNÍ PROGRAM STAVEBNÍ INŽENÝRSTVÍ
OBOR KONSTRUKCE POZEMNÍCH STAVEB



DIPLOMOVÁ PRÁCE
DOČASNÁ TRIBUNA V BRNĚ
TEMPORARY TRIBUNE IN BRNO

Vedoucí práce: doc. Dr. Ing Jakub Dolejš
Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí

Praha 2018

Bc. Tereza Kohlová


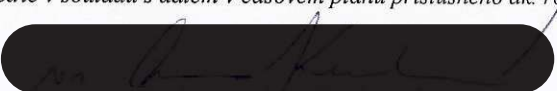


ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Bc. Kohlová</u>	Jméno: <u>Tereza</u>	Osobní číslo: <u>410825</u>
Zadávací katedra: <u>K11134</u>		
Studijní program: <u>SI</u>		
Studijní obor: <u>C</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Provizorní tribuna v Brně</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Temporary Tribune in Brno</u>	
Pokyny pro vypracování: Předány osobně	
Seznam doporučené literatury: Předán osobně	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>J. Dolejš</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>10. 10. 2017</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>8. 1. 2018</u>
	
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

<u>10. 10. 2017</u>	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

Abstract

Předložená diplomová práce se zabývá rozbořem dočasné tribuny z lešeňového systému PERI vystavěné pro hokejové zápasy v Brně roku 2016. Cílem je vytvoření pokročilého 3D numerického modelu se zavedením tuhostí styčnicku horizontály a sloupku, která má být experimentálně zjištěna. V práci jsou dále definována kritická místa konstrukce a posouzen její optimalizovaný model.

Klíčová slova: tribuna, dočasná konstrukce, lešení, nelineární výpočet, zkoušky styčnicku, stabilita

Abstract

This master's thesis dedicates to an analysis of an temporary tribune built for ice hockey games in Brno in 2016. Its aim is to construct advanced 3D numerical model of this structure with implemented stiffness of horizontal and vertical component joint. The stiffness should be experimentally examined. In the thesis, there are also defined critical parts of the structure which an optimised model of the tribune was based on.

Keywords: tribune, temporary structure, scaffolding, non-linear analysis, joint testing, stability

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracovala samostatně a že jsem uvedla veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne

.....

(podpis autora)

Poděkování

Na tomto místě bych chtěla poděkovat vedoucímu diplomové práce, doc. Dr. Jakubu Dolejšovi, za námět, podporu a usměrňování. Dále patří veliký dík Univerzitnímu centru energeticky efektivních budov a všem jeho zaměstnancům, kteří se přímo či nepřímo podíleli na experimentální části práce. Také jsem velmi vděčná zástupci společnosti PERI, Ing. Milanu Vachovi, za poskytnuté materiály a rady.

Obsah

Úvod	10
Cíle práce	11
I Obecná ustanovení	12
1 Popis konstrukce	13
1.1 Geometrie	13
1.2 Materiál a prvky	14
2 Zatížení	16
2.1 Stálé zatížení	16
2.1.1 Vlastní tíha	16
2.1.2 Ostatní stálé	16
2.2 Proměnné	16
2.2.1 Užité	16
2.2.2 Vítr	16
2.3 Vodorovné zatížení	18
2.4 Dynamické zatížení	18
3 Kombinace	19
4 Limitní deformace	20
5 Imperfekce	20
II Experimentální část	22
6 Zkoušky styčnicku	23

7	Vyhodnocení zkoušek	26
7.1	Stanovení tuhosti	26
7.2	Stanovení únosnosti	28
7.3	Porovnání výsledků zkoušek	31
III	Rozbor konstrukce	33
8	Model s kloubovými styčníky	34
8.1	Posouzení modelu s klouby	35
9	Model s tuhými styčníky	36
9.1	Stabilitní analýza	37
9.2	Orientační posouzení modelu se zavedenou tuhostí styčníků	37
9.2.1	Zatřídění průřezů	38
9.2.2	Posouzení průřezů	39
9.2.2.1	Posouzení přemostění podélných průchodů	45
9.2.2.2	Konstrukce pro reklamní bannery	49
10	Kritická místa konstrukce	50
10.1	Průchody	50
10.2	Schodiště	52
10.3	Konstrukce pro reklamní bannery	53
11	Model optimalizované konstrukce	53
11.1	Stabilitní analýza	55
11.2	Nelineární analýza	55
11.2.1	Globální imperfekce	55
11.3	Posouzení průřezů	58
11.4	Posouzení deformací	62
11.5	Stabilita polohy konstrukce	64
	Závěr	66

Použité zdroje	67
Seznam tabulek a obrázků	68
Seznam použitých zkratek	71
Seznam použitých programů	71
A Průběhy experimentů vzorků č. 1,3 a 4	72
B Schémata původní konstrukce	77
C Schémata optimalizované konstrukce	78
D Schémata jednotlivých dílců	79

Úvod

Ačkoliv je konstrukcí hojně využívanou, nebývá lešení předmětem tolika diskusí a výzkumů, jak by si zasloužilo. Zvláště pokud je z tohoto systému vystavěna konstrukce pro značné množství lidí jako např. dočasná tribuna, je třeba jí věnovat dostatečnou pozornost. Příslušné normy popisují postupy, které je možné při návrhu a posouzení aplikovat, nepočítají ovšem tolik s moderním softwarem a jeho využitím v této oblasti, který v dnešní době umí skvěle simulovat chování podobně náročných konstrukcí při zatížení. Pokročilý model a optimalizace návrhu tribuny z lešeňových dílců je hlavním tématem předložené diplomové práce.

Na následujících stranách bude dále popisováno chování dočasné tribuny ze systému lešení od společnosti PERI, jež byla postavena pro hokejové zápasy Komety Brno v roce 2016 v Brně. K dispozici byl výpočet, který uvažoval kloubové chování všech spojů jednotlivých dílců konstrukce a byl vyhotoven ve 2D pouze s využitím programu Microsoft Excel [1].

V rámci diplomové práce byly vyhotoveny různé 3D modely. Za účelem přesnějšího popsání chování konstrukce i lepšího využití možností výpočetního softwaru byly provedeny zkoušky ohybové tuhosti styčníku sloupku a horizontály. Výsledky zkoušek byly následně vyhodnoceny a výsledky byly uplatněny v numerickém modelu konstrukce.

Cíle práce

Hlavním předmětem práce je přesnější rozbor části konstrukce dočasné tribuny vystavěné v Brně v roce 2016. Za tímto účelem byly stanoveny jednotlivé kroky, aby byly dosaženy cíle diplomové práce.

- Provedení zkoušek tuhosti přípoje horizontály na sloupek a jejich vyhodnocení
- Vytvoření prostorového FEM modelu tribuny
- Zavedení tuhostí styčníků do modelu
- Posouzení reprezentativní části tribuny a definice kritických prvků při zakrytí konstrukce plachtami (maximální zatížení větrem)
- Optimalizace konstrukce tribuny pomocí pokročilého algoritmu GNIA

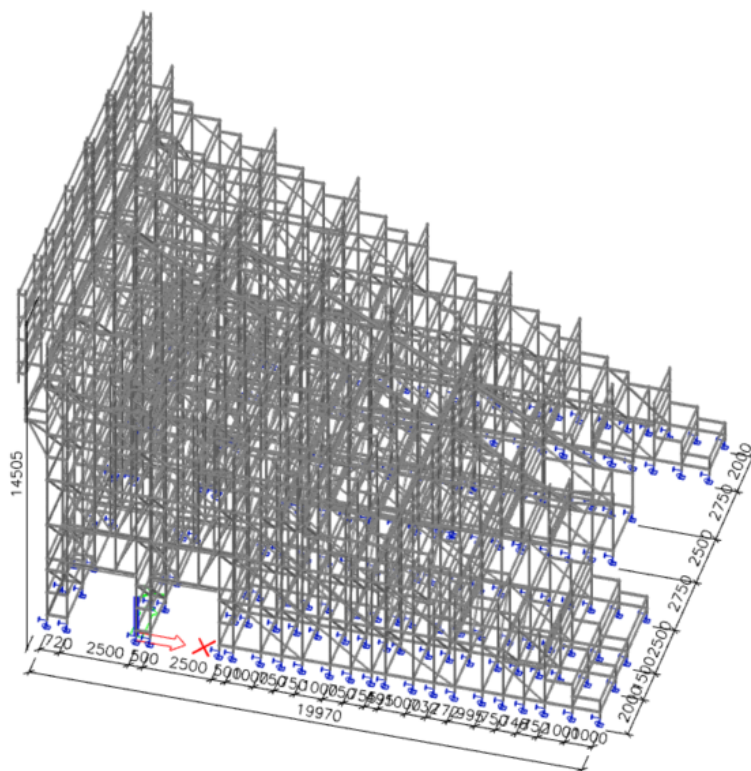
Část I

Obecná ustanovení

1 Popis konstrukce

1.1 Geometrie

Řešenou konstrukcí je dočasná tribuna A navržená pro venkovní zápasy v ledním hokeji v Brně v roce 2016, která byla sestavena ze systému lešení Peri UP Rosett Flex. Vzdálenosti řad sloupků v příčném směru se značně liší, od nejmenší hodnoty 0,5 m po maximální 2,5 m v průchodech. Šířky podélných polí pak variují mezi 0,25 m, 2 m až po 2,5 m.



Obrázek 1: Pohled na renderovaný 3D model

Po celé délce tribuny probíhají dva průchody, na které navazují dva průchody příčné ústící směrem ke stadionu v polích sousedících se schodištěm. Průchody jsou překlenuty pomocí speciální horizontály. Na ní umístěné sloupky jsou navíc opatřené závěsy. V nejvyšším patře směrem ven od stadionu je konstrukce mírně překonzolována a zajištěna zvýšeným zábradlím pro instalaci reklamních bannerů.

Z podkladů společnosti Peri [2] je patrná poloha ztužujících diagonál v běžném i schodišťovém příčném řezu, ztužení v podélném ani vodorovném směru není ve výkresech zaznamenáno. Z fotografické dokumentace je ovšem zřejmé, že minimálně ztužení v podélném směru bylo provedeno. Ve výpočtu jsou polohy těchto prvků odvozeny právě z fotodoku-

mentace a odhadem dle vhodnosti doplněny.

Nutno poznamenat, že se výpočet zabývá rozbořem konstrukce, která byla původně pro hokejové zápasy navržena. Ta byla ovšem na základě posudku [1] doplněna o další ztužující prvky. Dokumentace úprav ovšem nebyla během vypracovávání diplomové práce dostupná.



Obrázek 2: Pohled na zadní stěnu tribuny C - obdobná konstrukce jako tribuna A s viditelným uspořádáním diagonál v podélném směru [3]

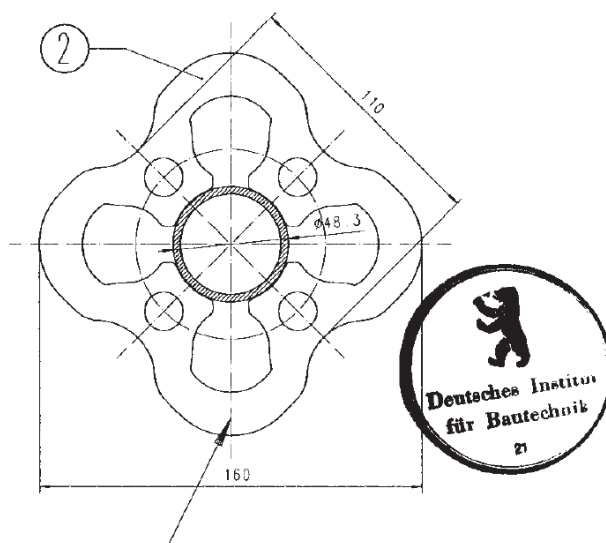
1.2 Materiál a prvky

Celá konstrukce je řešena ze systémového lešení PERI UP Rosset Flex. Při realizaci v Brně tvořily jedinou výjimku OSB desky použité v některých částech určených pro diváky, aby zamezily pádu předmětů do prostor s pohybem osob. Všechny prvky jsou proti účinkům povětrnostních vlivů chráněny žárovým pozinkováním. Kromě sloupků jsou tyto prvky vyrobeny z oceli S355J2H.

Svislou nosnou konstrukci dočasné tribuny tvoří sloupky s produktovým označením UVR opatřené trny určenými k propojování jednotlivých dílců a koncové sloupky označené UVH. Všechny sloupky mají shodný průměr 48,3 mm a tloušťku stěny 3,2 mm. Materiálem použitým na výrobu sloupků je ocel S235JRH se zvýšenou mezí kluzu ($f_{yk} = 320 \text{ MPa}$). Tyto sloupky jsou uloženy na patkách UJB se čtvercovým půdorysem o straně 150 mm se zkosenými rohy.

Vodorovné části konstrukce v podélném i příčném směru včetně zábradlí se stávají z horizontál s katalogovým názvem UH. Průřez horizontál je shodný pro všechny. Jeho výška

je 60 mm, šířka 30 mm, tloušťka stěny pak 2 mm. Pouze nad průchody je využito horizontál s vyšší únosností označených UHV 250, které jsou opatřeny přidanou spodní pásnicí propojenou s klasickým prvkem horizontály smykovým prostředím v podobě přivařeného plechu. Horizontály jsou ke sloupkům připojeny v rozetových styčnicích (obr. 3), které jsou pravidelně rozmístěny po výšce sloupku ve vzdálenostech 0,5 m pomocí tzv. Gravity Lock. Jedná se o styčník, jehož vlastnosti, jako únosnost a tuhost, byly zjištěny experimentálně, jak bude uvedeno v kap. 6.



Obrázek 3: Nákres rozety s otvory pro kotvení horizontál UH i diagonál UBK [4]

Zavětrování objektu tvoří diagonály typu UBK o průměru 42,4 mm a tloušťce stěny 2,6 mm. Tyto jsou kotveny buď do zvláštního otvoru v rozetě nebo do připraveného otvoru v horizontále. V oblasti nad průchody bylo použito jiného druhu diagonál pro vyvážení sloupků uložených na zesílenou horizontálu do zbytku konstrukce. Tyto prvky nesou označení UBC, jejich průměr je 48,3 mm a tloušťka stěny 3,2 mm.

Schodiště je převážně tvořeno systémovými schodišťovými nosníky UZS, které jsou přizpůsobené tomu, aby nesly stupně a byly schopné přenést požadované zatížení. Schodnice jsou ke sloupkům kotveny jednak obdobně jako běžné horizontály, jednak v nejvyšším místě opřeny o trubku mimo rozetu.

Pochozí plochy určené pro diváky jsou poskládané z průmyslových podlah UDI 25. Konstrukce ve specifických místech, jako např. nad průchody, využívá přidaných speciálních úchytnů a kotvicích prvků.

2 Zatížení

2.1 Stálé zatížení

Stálé zatížení zahrnuje vlastní tíhu nosné i nenosné části konstrukce.

2.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíhou je myšlena pouze tíha nosné části konstrukce, která je automaticky generována programem. Ten ovšem nezavádí do výpočtu pevné části konstrukce lešení, jako jsou rozety a zámky závor. Z tohoto důvodu bylo do výpočtu zavedeno zvýšení vlastní tíhy konstrukce pomocí nepatrného navýšení objemové hmotnosti materiálu, použité oceli, z 7850 kg m^{-3} na 7853 kg m^{-3} .

2.1.2 Ostatní stálé

Ostatním stálým zatížením jsou myšleny průmyslové podlahy UDI 25. Tíha je přepočtena na jeden metr čtvereční z celkové hmotnosti jednoho dílce a jeho plochy.

$$g_k = 0,15 / (0,25 \cdot 2,5) = 0,24 \text{ kNm}^{-2}$$

2.2 Proměnné

2.2.1 Užiténé

Užitečné zatížení bylo včetně účinků dynamického zatížení dle ČSN EN 1991-1-1 [5] stanoveno na hodnotu

$$q_k = 5,0 \text{ kNm}^{-2}$$

2.2.2 Vítr

Zatížení větrem bylo stanoveno dle normy ČSN EN 1991-1-4 [6]. Dle větrové mapy České republiky je uvažována větrová oblast II, kategorie terénu III, tj. oblast rovnoměrně pokrytá vegetací nebo budovami, jejichž vzdálenost je větší než dvacetinásobek výšky překážky. Zjednodušeně bylo uvažováno rovnoměrné zatížení větrem po celé ploše objektu s předpokladem, že existuje pravděpodobnost, kdy bude tribuna zakryta plachtou, resp. reklamním bannerem. Uvažovaná střední výška objektu 8 m. Základní rychlost větru:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25,0 = 25,0 \text{ ms}^{-1} \quad (2.1)$$

v_b - základní rychlost větru ve výšce 10 m nad zemí v terénu kategorie II

c_{dir} - doporučená hodnota součinitele směru větru

c_{season} - doporučená hodnota součinitele ročního období

$v_{b,0}$ - výchozí základní rychlost větru dle mapy větrných oblastí

Střední rychlost větru:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 0,71 \cdot 1,0 \cdot 25,0 = 17,75 \text{ m s}^{-1} \quad (2.2)$$

$v_m(z)$ - střední rychlost větru

$c_r(z)$ - součinitel drsnosti terénu dle (2.3)

$c_o(z)$ - součinitel orografie

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} \cdot \ln\left(\frac{8}{0,3}\right) = 0,71 \quad (2.3)$$

Pro: $z_{min} \leq z \leq z_{max} \Rightarrow 5 \leq 8 \leq 200$

k_r - součinitel terénu

z - střená výška budovy

z_{min} - minimální výška dle kategorie terénu

z_0 - parametr drsnosti terénu dle kategorie terénu

z_{max} - maximální výška dle ČSN EN 1991-1-4 [6]

$z_{0,II}$ - parametr drsnosti terénu dle kategorie terénu II

Intenzita turbulence větru:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1 \cdot \ln(8/0,3)} = 0,3 \quad (2.4)$$

Pro: $z_{min} \leq z \leq z_{max} \Rightarrow 5 \leq 8 \leq 200$

$I_v(z)$ - intenzita turbulence

k_I - doporučená hodnota součinitele turbulence

$c_o(z)$ - součinitel orografie

z_0 - parametr drsnosti terénu

Maximální dynamický tlak:

$$q_p(z) = \left[1 + 7 \cdot I_v(z) \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b = 1,57 \cdot 0,39 = 0,61 \text{ kNm}^{-2} \quad (2.5)$$

ρ - měrná hmotnost vzduchu

$c_e(z)$ - součinitel expozice dle ČSN EN 1991-1-4 [6]

q_b - základní dynamický tlak větru dle (2.6)

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(z) = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 22,5^2 = 0,39 \text{ kNm}^{-2} \quad (2.6)$$

2.3 Vodorovné zatížení

Norma ČSN EN 13200-6-Zařízení pro diváky-Část 6: Demontovatelné (dočasné) tribuny [7] uvádí, že ve výpočtu musí být uvažováno náležité vodorovné zatížení, které zohlední účinky horizontálního působení diváků a případné geometrické nedostatky z montáže nosné konstrukce. Dle normy [7] se má za vodorovné zatížení brát 6 % ze svisle působících zatížení, což bylo vypočteno z celkové reakce svislých zatížení působících na konstrukci a vlastní tíhy konstrukce (rovnice (2.7)), stanoveno pro konstrukci dle původního návrhu společnosti PERI dle [2]). Zatížení bylo vneseno jako plošné zatížení na desku podlahy, proto bylo následně rozpočítáno do celkové plochy podlah v rovnici (2.8).

$$H_k = 0,06 \cdot (1,35 \cdot \text{vl.tiha} + 1,35 \cdot \text{ostat.stale} + 1,5 \cdot \text{uzitne}) \quad (2.7)$$

$$H_k = 0,6 \cdot (1,35 \cdot 145,42 + 1,35 \cdot 68,91 + 1,5 \cdot 1380,64) = 141,62 \text{ kN}$$

$$h_k = 141,62/271,75 = 0,52 \text{ kNm}^{-2} \quad (2.8)$$

2.4 Dynamické zatížení

Dle normy [7] je projektant povinen specifikovat dovolené dynamické zatížení dočasné tribuny. Svislé účinky dynamického zatížení jsou v tomto případě zahrnuty do uvažované hodnoty užitého zatížení. Vodorovné účinky pohybujících se diváků jsou poté obsaženy v části uvedeného vodorovného zatížení (kap. 2.3).

Výpočet předpokládá, že jsou tímto způsobem postiženy všechny běžné účinky dynamického zatížení na řešenou konstrukci. Případný provozovatel tribuny by měl zabránit nadměrnému synchronizovanému pohybu diváků jako je např. skákání.

3 Kombinace

Na základě normy [7] byly stanoveny tři základní kombinace pro posouzení mezního stavu únosnosti, jim odpovídající tři kombinace pro posouzení mezního stavu použitelnosti a tři kombinace pro posouzení celkové stability polohy konstrukce.

Pro zatížení větrem byl v souladu s normou ČSN EN 12 811, odst. 6.2.7.4 [8] použit kombinační součinitel, a sice statistický součinitel, který zohledňuje časové období pro používání konstrukce s hodnotou 0,7.

MSÚ 1:

$$1,35 \cdot vl.tiha + 1,35 \cdot ostat.stale + 1,5 \cdot uzitne + 0,7 \cdot 1,5 \cdot vitrshora + 1,5 \cdot 6\%shora$$

MSP 1:

$$1,0 \cdot vl.tiha + 1,0 \cdot ostat.stale + 1,0 \cdot uzitne + 0,7 \cdot vitrshora + 1,0 \cdot 6\%shora$$

MSÚ 2:

$$1,35 \cdot vl.tiha + 1,35 \cdot ostat.stale + 1,5 \cdot uzitne + 0,7 \cdot 1,5 \cdot vitrzleva + 1,5 \cdot 6\%zleva$$

MSP 2:

$$1,0 \cdot vl.tiha + 1,0 \cdot ostat.stale + 1,0 \cdot uzitne + 0,7 \cdot vitrzleva + 1,0 \cdot 6\%zleva$$

MSÚ 3:

$$1,35 \cdot vl.tiha + 1,35 \cdot ostat.stale + 1,5 \cdot uzitne + 0,7 \cdot 1,5 \cdot vitrzdola + 1,5 \cdot 6\%zdola$$

MSP 3:

$$1,0 \cdot vl.tiha + 1,0 \cdot ostat.stale + 1,0 \cdot uzitne + 0,7 \cdot vitrzdola + 1,0 \cdot 6\%zdola$$

MSSP 1:

$$1,0 \cdot vl.tiha + 1,0 \cdot ostat.stale + 0,7 \cdot 1,5 \cdot vitrshora$$

MSSP 2:

$$1,0 \cdot vl.tiha + 1,0 \cdot ostat.stale + 0,7 \cdot 1,5 \cdot vitrzleva$$

MSSP 3:

$$1,0 \cdot vl.tiha + 1,0 \cdot ostat.stale + 0,7 \cdot 1,5 \cdot vitrzdola$$

Dále byly použity stabilitní a nelineární kombinace, které odpovídají základním návrhovým kombinacím na mezní stav únosnosti. Tyto kombinace budou dále značeny SS1-3 pro stav stability a SN1-3 pro stavy v nelineárním výpočtu.

Obdobně byly také definovány kombinace pro nelineární výpočet mezního stavu použitelnosti NP1-3.

4 Limitní deformace

Norma [7] klade požadavky také na mezní stav použitelnosti, resp. maximální deformace konstrukce pro charakteristickou kombinaci, jak je uvedeno v rovnici (4.1).

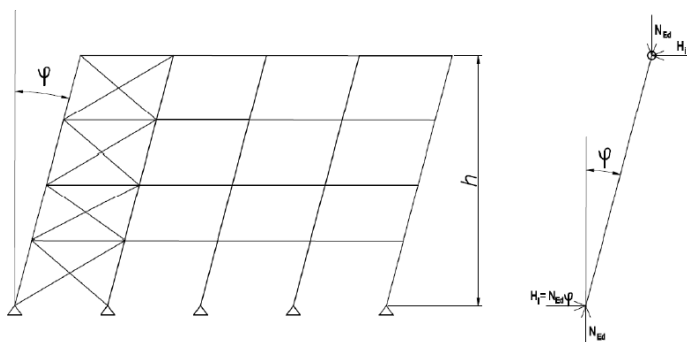
$$w_{lim} \leq \frac{l}{200} \quad (4.1)$$

Přestože příslušná norma [7] nestanoví přípustnou vodorovnou deformaci, resp. náklon, po dohodě s vedoucím práce byl tento limit určen alespoň orientačně podmínkou (4.2).

$$u_{lim} \leq \frac{h}{150} \quad (4.2)$$

5 Imperfekce

Do výpočtu se běžně zahrnují vhodné rezervy, které nahrazují účinky např. geometrických nepřesností, mezi které patří odchylky od rovinnosti, přímosti či svislosti, nesprávné zalíčování dílců a podobné malé excentricity, případně zbytková napětí. Norma [9] uvažuje dva druhy imperfekcí, a to globální imperfekce celé soustavy nebo lokální imperfekce prutu.



Obrázek 4: Globální imperfekce ve tvaru počátečního naklonění (vlevo model se zavedeným náklonem φ , vpravo náhradní vodorovná síla H_i) [10]

Příčemž globální imperfekce konstrukční soustavy pro prutové konstrukce citlivé na vybočení s posuvem styčniců se do výpočtu zavádí ekvivalentní imperfekce v podobě počátečního náklonu celé soustavy. Ovšem modelování nakloněné konstrukce je zbytečně náročné a nepraktické, připouští norma nahradit náklon soustavou vodorovných sil (obr. 4).

Lokální imperfekce se zadává ve tvaru počátečního prohnutí prutu. Zavedení tohoto počátečního zakřivení problematické u zadávání tohoto typu imperfekcí je fakt, že nejnepříznivější způsob místních vybočení není předem znám.

Výhodou použití pokročilého softwaru při řešení rozsáhlejší konstrukce je možnost zavedení společné globální i lokální imperfekce podle funkce (5.1), která popisuje kritický tvar vybočení konstrukce v pružném stavu, jako navrhuje daná norma [9] v alternativním postupu.

$$\eta_{init} = e_0 \cdot \frac{N_{cr}}{EI\eta''_{cr,max}} \cdot \eta_{cr} = \frac{e_0}{\lambda^2} \cdot \frac{N_{Rk}}{EI\eta''_{cr,max}} \cdot \eta_{cr} \quad (5.1)$$

e_0 - amplituda imperfekce

N_{cr} - kritická normálová síla v rozhodujícím prutu

$EI\eta''_{cr,max}$ - rozhodující moment v rozhodujícím průřezu vyvolaný imperfekcí

Při volbě vlastního tvaru vybočení pro zavedení imperfekce je třeba dát pozor na to, zda věrně reprezentuje nejnepříznivější z možností. Tohoto postupu je možno využít v nelineárním výpočtu, jak bude rozvedeno v kapitole 11.2.1.

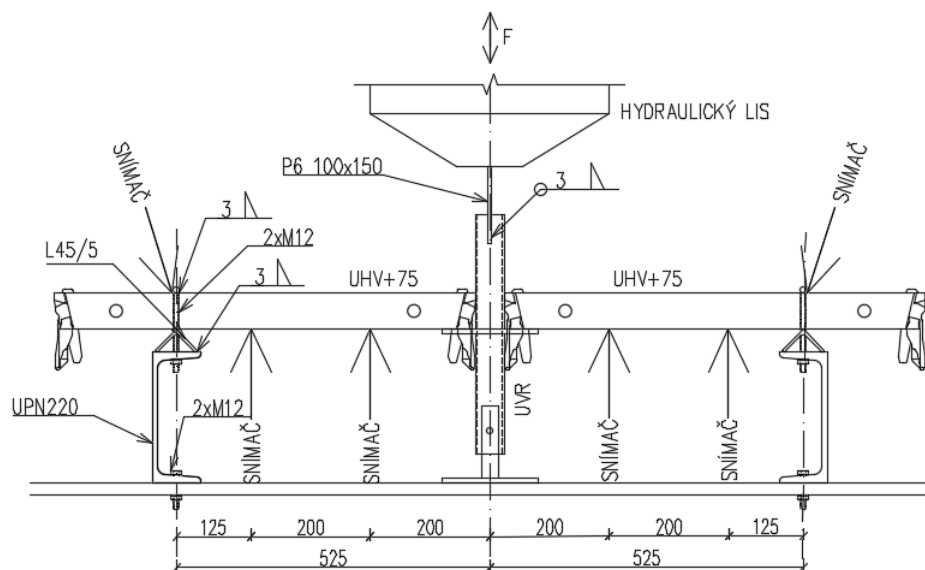
Část II

Experimentální část

6 Zkoušky styčnicku

Za účelem možnosti vyhotovení přesnějšího numerického modelu byly dne 6. 11. 2017 v UCEEB v Praze-Buštěhradě provedeny zkoušky ohybové tuhosti rozetového styčnicku horizontály a sloupku pod vedením vedoucího diplomové práce a její autorky, doc. Dr. Ing. Jakuba Dolejše a Bc. Terezy Kohlové. Na zkoušce se podíleli pracovníci UCEEB Ing. Jan Pošta, PhD., Ing. Robert Jára, Ing. Martin Hataj a Ing. Lukáš Velebil a zástupce společnosti PERI Ing. Milan Vach.

Společnost PERI dodala čtyři sady zkoušených dílců přímo z praxe, tedy již používaných. Jedna sada se skládala z úseku sloupku UVR, jehož průřez byl 43,2/3,2, z oceli S235JRH se zvýšenou mezí kluzu ($f_{yk} = 320 \text{ MPa}$), a dvou horizontál UHV+75 s průřezem 60/30/2 z oceli S355J2H, což jsou prvky dále uvažované v řešené konstrukci. Aby mohla zkouška proběhnout, byly provedeny náležité přípravy. K části sloupku byl přivařen plech o tloušťce 6 mm a rozměrech 100x150 mm, díky kterému pak bylo možné sloupek připevnit do čelistí hydraulického lisu. Jako podpory pro horizontály byly připraveny úseky ocelových profilů UPN220, s přivařenými částmi profilu L45/5 k horní pásnici, sevřené dvěma šrouby M12-8.8 k rámu lisu. Před upevněním sestavy k podporám bylo provedeno dle požadavků normy [11] zajištění závor v rozetě pomocí kladiva a následné uvolnění, a to celkem třikrát před konečným upevněním k provedení zkoušky. Po vložení vzorku do soustavy byly ještě horizontály pomocí závitových tyčí M12-8.8 polohově zajištěny na podporách. Vše je patrné ze schématu zkoušky (Obr. 5).



Obrázek 5: Schéma uspořádání zkoušky

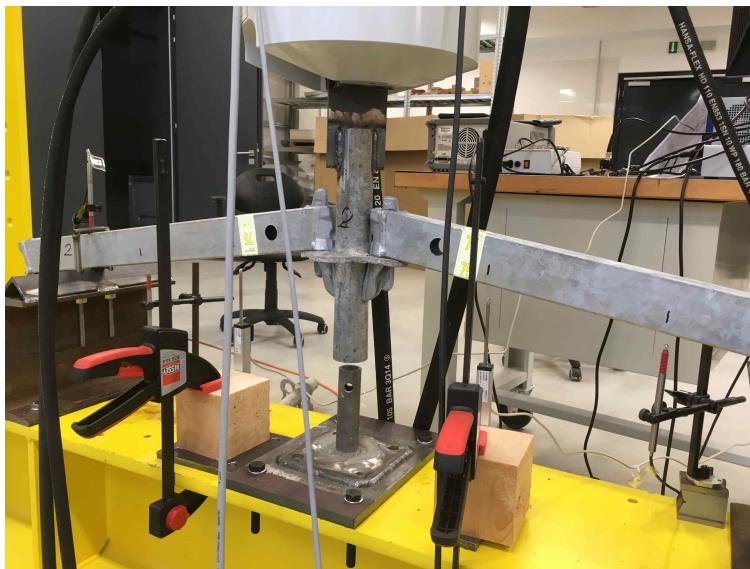
Během zkoušky byly použity následující přístroje universitního centra: hydraulický zatěžovací válec včetně siloměru Inova AH 100-200, v. č. 506080A s kalibračním listem č. 1051-KL-10473-16 (datum kalibrace 28. 4. 2016) a rozsahem měření 0 - 100 kN, 0 – 200 mm; měřicí ústředna DEWE 5000 v. č. 53060232, inv. č. I3-9713 se zabudovaným notebookem pro měření a on-line dynamickou analýzu měřených signálů; čtyři kusy snímače dráhy – Induktivní LVDT snímač typu DTA-5G-CA s kalibračním listem č. 090-033174 (datum kalibrace 12. 2. 2015), měřicím rozsahem ± 5 mm, třídou přesnosti 0,5, nosnou frekvencí 5 kHz, maximálním napájecím napětím 5 V, citlivostí 133 mV/V a teplotním pracovním rozsahem -20 až 80 °C; dva kusy snímače dráhy – potencimetrický snímač typu TR-0050 s měřicím rozsahem ± 25 mm. Rozmístění snímačů je patrné z obr. 5 a fotografie pořízené před započítím zkoušky (obr. 6).



Obrázek 6: Vzorek č. 1 připraven ke zkoušce

Princip zkoušky vycházel z normy ČSN EN 12811-3 Dočasné stavební konstrukce-Část 3: Zatěžovací zkoušky [11]. Průběh zkoušky byl řízen silou. Určitou představu o možném průběhu zkoušky a únosnosti styčnicku bylo možno získat z dokumentu o provedení obdobné zkoušky společnosti PERI [4], na základě kterého byly také stanoveny meze pro první část zkoušky, a to na 2,5 kN (resp. ohybovým momentem 1,3 kNm). Ta byla zaměřená na získání tuhosti a volnosti spoje a probíhala následovně. Pomocí hydraulického lisu byl osově zatěžován sloupek střídavě tahovou a tlakovou silou, čímž ve styčnicku, díky upevnění horizontál, vznikl ohybový moment. Takto proběhly u každého vzorku tři cykly. Za jeden cyklus je považováno zatížení z nuly na stanovenou kladnou sílu, odlehčení,

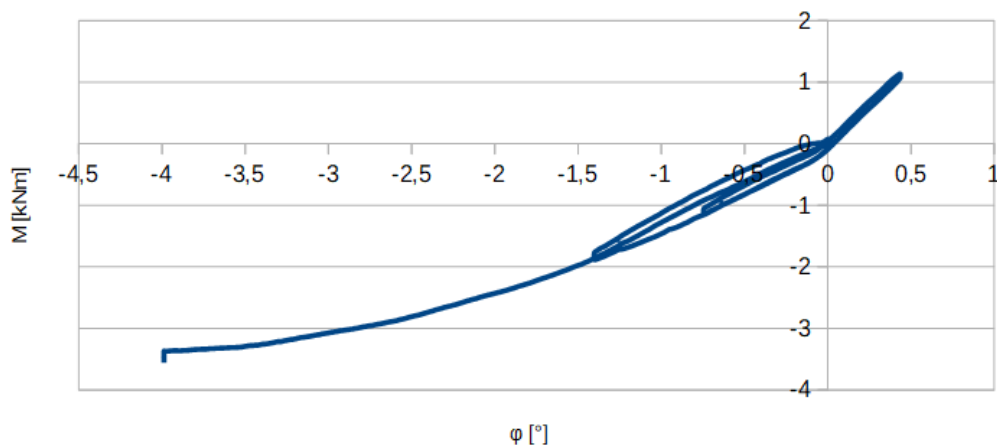
zatížení na stanovenou zápornou sílu a opětovné odtížení na nulu. Dále byl vzorek postupně zatěžován těsně pod odhadované maximum, tj. silou 3,9 kN (resp. ohybovým momentem 2,1 kNm), a naposledy odlehčen, aby mohl být finálně zatěžován až do porušení (průběh zkoušky je graficky znázorněn na obr. 8), které nastalo promáčknutím stěny sloupku čelem horizontály, jak je patrné z fotografií (Obr. 7, 9).



Obrázek 7: Vzorek č. 2 po zatížení do porušení

VZOREK 2

Průběh zkoušky



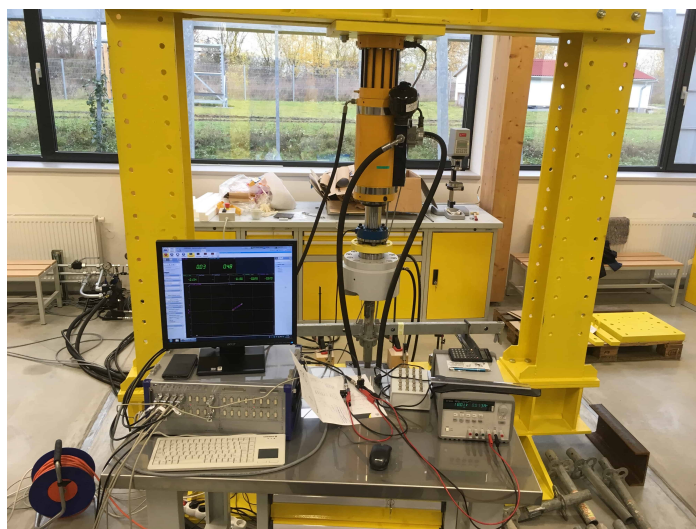
Obrázek 8: Grafické znázornění průběhu celé zkoušky vzorku č. 2



Obrázek 9: Detaily porušení vzorku č. 4 a sloupku č. 3

7 Vyhodnocení zkoušek

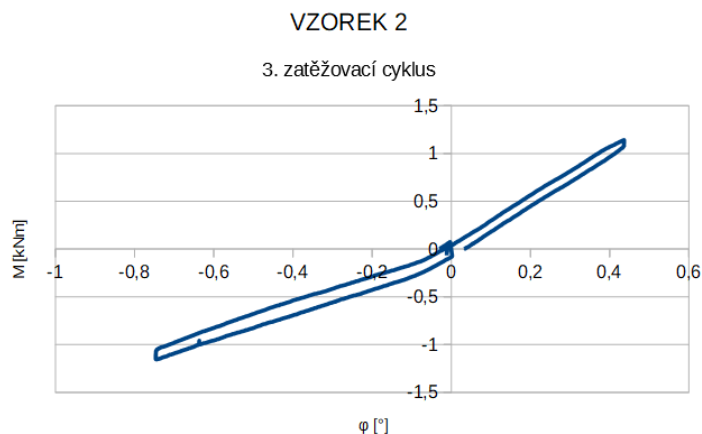
Počítač zaznamenal do excelového souboru průběh zkoušky (obr. 10) tak, že vypisoval změnu působící síly a posun válce v každé desetině vteřiny. Dále byly dostupné záznamy z umístěných snímačů posunu v daných místech na horizontálách. Tato data byla následně autorkou diplomové práce vyhodnocena.



Obrázek 10: Zaznamenávání průběhu zkoušky

7.1 Stanovení tuhosti

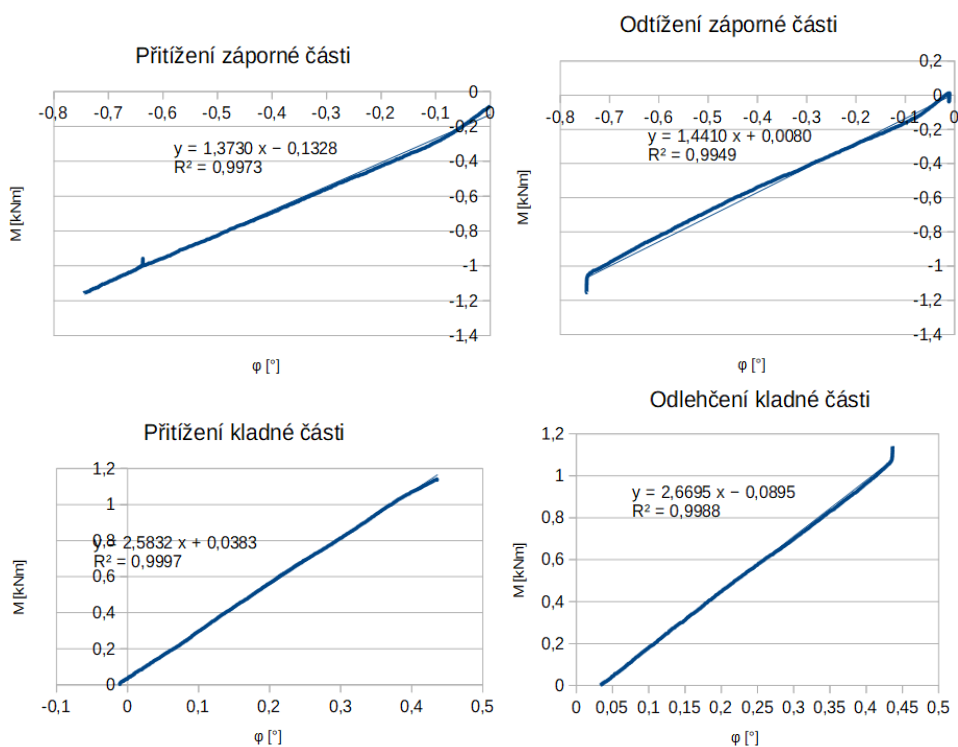
Nejprve byla díky známé geometrii posunutí převedena na pootočení a síly na ohybové momenty. Dále bylo možné postupovat dle normy ČSN EN 12811-3 [11]. Pro každý vzorek byla vyhodnocena tuhost ze třetího zatěžovacího cyklu. Ten byl rozdělen do jednotlivých



Obrázek 11: Třetí zatěžovací cyklus vzorku č. 2

fází, tzn. zatížení v kladném i záporném směru a následná odlehčení. Pro všechny jednotlivé fáze byla stanovena aproximační funkce, v tomto případě vždy v podobě přímky, jak je vidět na obr. 12.

Norma [11] stanoví, že vhodné aproximační funkce jsou pouze ty, které splňují kritérium na součinitel determinace, a sice $R^2 \geq 0,95$, což všechny zvolené přímky splňovaly pro každý ze vzorků (obr. 12).



Obrázek 12: Rozdělení kladné části třetího zatěžovacího cyklu do fází pro vzorek č. 2

Následně byl stanoven průsečík aproximačních funkcí s vodorovnou osou x dosazením $y = 0$, čímž byla stanovena volnost spoje v dané části cyklu. Zjednodušeně pak byla pro každý vzorek následně spočtena průměrná hodnota volnosti pro kladný a záporný směr zatěžování. Ohybová tuhost styčnicku je pak reprezentována směrnici dané přímky. Norma [11] stanoví, že musí proběhnout nejméně pět zkoušek, což během zkoušek provedených 6.11.2017 nebylo splněno. Navíc se výsledky získané při zkoušce prvního vzorku výrazně lišily od zbylých třech, proto dále nebyly ve výpočtu uvažovány. Přesto se dále postupovalo tak, jak určuje předpis. A sice byla stanovena hodnota charakteristické tuhosti c_k s užitím variačního součinitele ν_x .

$$\nu_x = \frac{s_x}{\bar{x}} \tag{7.1}$$

s_x - standardní odchylka výsledků zkoušky

\bar{x} - střední hodnota výsledků zkoušky

V tomto případě vychází $\nu_x \leq 0,10$. Díky nízké hodnotě variačního součinitele se za charakteristickou tuhost c_k považuje průměrná hodnota tuhosti jednotlivých zkoušek (tab. 1).

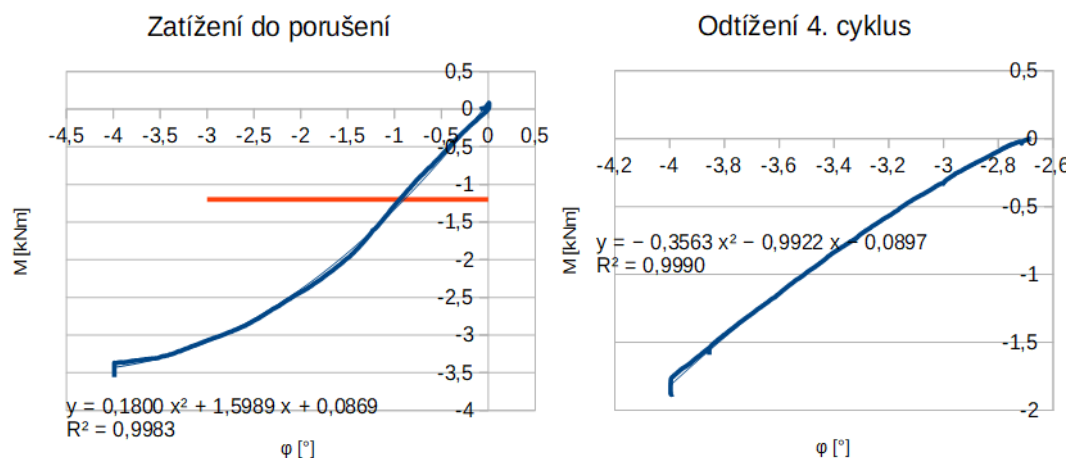
	Vzorek 1	Vzorek 2	Vzorek 3	Vzorek 4	Průměr
volnost + [°]	0,0283	0,0168	0,0143	-0,0006	0,0101
volnost - [°]	-0,0323	-0,0028	-0,0011	-0,0574	-0,0204
$c_k +$ [kNm/°]	1,0039	2,6264	3,0034	2,7848	2,8048
$c_k -$ [kNm/°]	0,6381	1,4070	2,5477	2,3874	2,1140

Tabulka 1: Výsledky vyhodnocení zkoušek tuhosti

7.2 Stanovení únosnosti

Dále bylo úkolem stanovit charakteristickou hodnotu únosnosti spoje a součinitel spolehlivosti γ_{R2} . I během tohoto vyhodnocení se postupovalo dle normy [11]. Ta klade požadavek na minimální počet zkoušek pro stanovení únosnosti tři zkoušky. Vzhledem k tomu, že zatěžování do porušení, které je k vyhodnocení potřeba, se provedlo vždy pro dva vzorky v kladném a pro druhé dva vzorky v záporném směru, ani v tomto případě nebyl proveden normou požadovaný počet zkoušek.

Hodnota únosnosti každého vzorku byla stanovena z vykresleného grafu závislosti ohybového momentu M na pootočení φ jako moment v místě přechodu z lineární oblasti



Obrázek 13: Zatížení do porušení a upravené odtížení vzorku č. 2 ve čtvrtém cyklu

do plastické (obr. 13). Tento bod je považován za bod porušení, neboť začíná docházet k nechtěným deformacím sloupku působením čela horizontály (obr. 7, 9). Dle normy [11] se výsledná charakteristická hodnota únosnosti stanoví jako pětiprocentní kvantil s úrovní spolehlivosti 75% s předpokladem logaritmického normálního rozdělení výsledků experimentu. Vzhledem k tomu, že tento výpočet z datového souboru, který obsahuje pouze dva prvky, se nezdá být relevantním, přistoupilo se ke zvolení nejnižší ze dvou hodnot.

Aby bylo možné určit jmenovitou charakteristickou hodnotu únosnosti $R_{k,nom}$ je nutné nejprve stanovit součinitel spolehlivosti γ_{R2} . Za tímto účelem se nalezne aproximační funkce pro poslední zatěžovací fázi $M_{Io}(\varphi)$ (dle obr. 13) a také pro fázi odlehčení během čtvrtého cyklu $M_{ul}(\varphi)$ (dle obr. 13), tuto je ovšem nutné náležitě posunout tak, aby navazovala na křivku zatěžovací. Následně se dle rovnice (7.2) vypočítá kvocient q_e , vždy menší z hodnot únosnosti pro další postup.

$$q_e = \frac{E_{lo}}{E_{ul}} = \frac{8,5649}{1,0342} = 8,2819 \quad (7.2)$$

E_{lo} - energie dodaná během zatěžování podle (7.3)

$$E_{lo} = \int_{\varphi_0}^{\varphi^2} M_{Io}(\varphi)d\varphi = \int_{-3,9887}^{-0,012} (0,1800x^2 + 1,5989x + 0,0869) = 8,5649 \quad (7.3)$$

E_{ul} - energie, která se může být během odlehčení znovu získána, podle (7.4)

$$E_{ul} = \int_{\varphi_1}^{\varphi^2} M_{ul}(\varphi)d\varphi = \int_{-3,9887}^{-2,5929} (-0,3562x^2 - 0,9922x - 0,0897) = 1,0342 \quad (7.4)$$

Takto byla stanovena hodnota kvocientu pro všechny čtyři vzorky. Dílčí součinitel spolehlivosti γ_{R2} podle (7.5). Vzhledem k tomu, že ve výpočtu tuhosti nebyly výsledky získané ze zkoušky vzorku č. 1 uznány za vhodné k dalšímu vyhodnocování, ani pro výpočet únosnosti a dílčího součinitele spolehlivosti nebudou dále uvažovány. Tento součinitel byl vypočítán zvlášť pro únosnost v kladném a záporném směru. Výsledky byly zapsány do tabulky č. 2.

$$\overline{q_e^+} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^{i=n} q_e(i) = \frac{1}{3} \cdot \sum_1^2 (2,9057 + 20,3312) = 11,6185 \quad (7.5)$$

Resp. pro záporný směr zatěžování

$$\overline{q_e^-} = q_e^- = 8,2819$$

Poté je již snadné dle rovnice (7.6) vypočítat hledaný součinitel.

$$1,25 \geq \gamma_{R2} = -0,025 \cdot \overline{q_e^-} + 1,275 \geq 1,00 \quad (7.6)$$

$$1,25 \geq \gamma_{R2}^+ = -0,025 \cdot 11,6185 + 1,275 = 0,98 < 1,00 \Rightarrow 1,00$$

$$1,25 \geq \gamma_{R2}^- = -0,025 \cdot 8,2819 + 1,275 = 1,07 \geq 1,00$$

	Vzorek 1	Vzorek 2	Vzorek3	Vzorek 4
E₁₀	3,7192	8,5649	14,6588	11,2574
E_{ul}	0,6154	1,0342	5,0448	0,5537
R_{k,b}[kNm]	0,80	1,20	1,40	1,20
q_e	6,0435	8,2819	2,9057	20,3312

Tabulka 2: Výsledky zkoušek pro výpočet únosnosti

Dle normy [11] lze dále stanovené únosnosti upravovat na základě odchylek kontrolovaných rozměrů nebo vlastnostech materiálu. Ani jedna z možností nebyla využita. Jak bylo zmíněno výše, takto malý soubor dat nebyl ani statisticky vyhodnocen, byla použita vždy nižší ze dvou experimentem zjištěných únosností, resp. pro záporný směr jediná relevantní, a tak výsledná jmenovitá hodnota únosnosti odpovídá hodnotě získané ze vztahu (7.7).

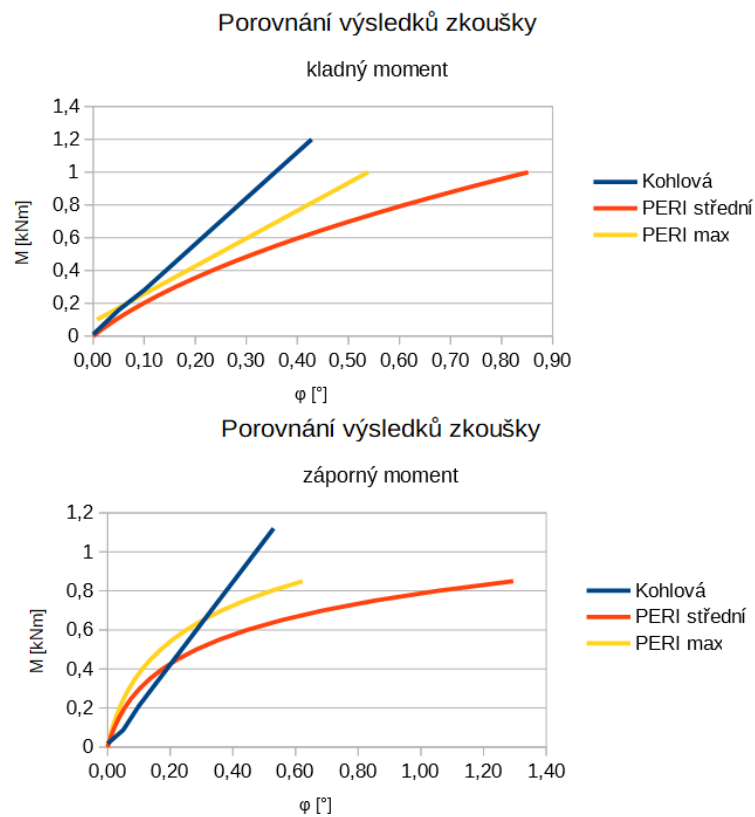
$$R_{k,nom}^+ = \frac{R_{k,b}^+}{\gamma_{R2}^+} = \frac{1,2}{1,00} = 1,20kNm$$

resp.

$$R_{k,nom}^- = \frac{R_{k,b}^-}{\gamma_{R2}^-} = \frac{1,2}{1,07} = 1,12kNm \quad (7.7)$$

7.3 Porovnání výsledků zkoušek

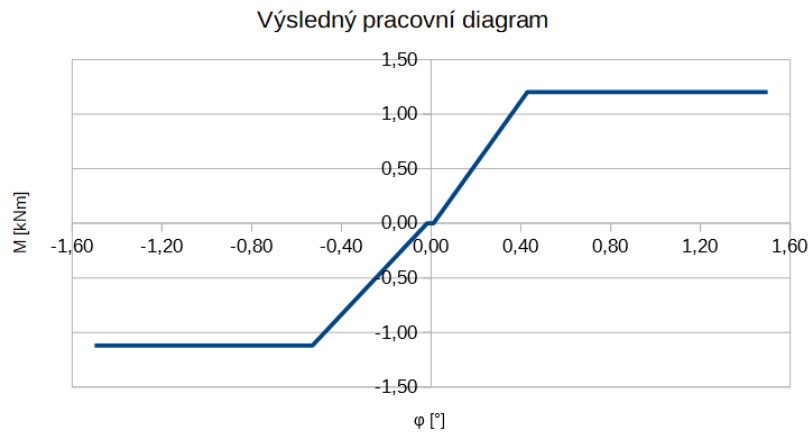
Díky společnosti PERI, která poskytla již zmíněný dokument se záznamem jejích vlastních zkoušek [4], bylo možné alespoň částečně ověřit získané výsledky. Za tímto účelem byly sestaveny dva grafy (obr. 14) jeden pro zatěžování kladným a druhý pro zatěžování záporným momentem. Oba z grafů znázorňují tři křivky. Modrá reprezentuje konečné výsledky získané ze zkoušek autorky práce v UCEEB, oranžová výsledky zkoušek pro společnost PERI při zatěžování středním momentem a žlutá při zatěžování maximálním momentem dle [4].



Obrázek 14: Grafické porovnání výsledků zkoušky UCEEB a společnosti PERI

Z obr. 14 je patrné, že ze zkoušek UCEEB vychází vyšší jmenovitá hodnota charakteristické únosnosti spoje, a to v kladném i záporném směru. Dále je možné konstatovat, že ze zkoušek provedených v ČR vyplývá větší tuhost spoje. Za povšimnutí ovšem stojí i velikost lineární části především u porovnání zatěžování záporným momentem. Jelikož samotná únosnost spoje byla v případě zkoušek UCEEB stanovena jako přechod z lineární oblasti do plastické, nejedná se o chybu vnesenou zjednodušením výpočtu.

Z výše stanovených hodnot volnosti, tuhosti a únosnosti byl určen pracovní diagram spoje, který byl dále použit při výpočtech ve 3D modelu (obr. 15). Vzhledem k rozsahu lineární oblasti grafu (např. obr. 13) byla charakteristická únosnost položena rovna únosnosti návrhové, neboť oblast plastických deformací, se kterou pracuje norma [9], není jednoznačně rozpoznatelná.



Obrázek 15: Výsledný graf závislosti momentu M na pootočení φ

Část III

Rozbor konstrukce

Běžnou praxí je vyhodnocování obdobných konstrukcí pomocí 2D výpočtu v programu Microsoft Excel, jako např. takový, který byl vyhotoven pro realizaci konstrukce v roce 2016 [1], popř. kloubové 3D modely. Již tento zjednodušený výpočet odhalil nedostatky ve ztužení příčného řezu konstrukce a doporučil doplnění diagonál do všech řad sloupků, aby bylo zajištěno přenesení vodorovných účinků zatížení. Posouzení [1] ovšem zanedbává vliv ohybové tuhosti styčníku. Tato je podle experimentálních zkoušek (kap. 6) významná a tedy může příznivě ovlivnit výsledky.

V rámci diplomové práce byl vytvořen nespočet modelů pro co nejpřesnější popsání chování původní konstrukce i případnou úpravu jejího geometrického řešení. V textu jsou zařazeny, po dohodě s vedoucím práce, tři z nich, a sice:

- Model s kloubovými styčníky
- Model s tuhými styčníky
- Model optimalizované konstrukce

Je nezbytné poznamenat, že na následujících stranách je rozebrána původně navržená geometrie konstrukce, nikoliv skutečně vyhotovená verze konstrukce pro zápasy v ledním hokeji, která byla na základě statického posouzení doplněna o ztužující prvky.

8 Model s kloubovými styčníky

Aby bylo lépe postíženo prostorové chování konstrukce, byly v rámci diplomové práce vytvořeny pokročilejší 3D modely ve studentské verzi programu SCIA Engineer.

V první řadě byl modelován takový charakteristický výsek tribuny A, aby obsáhl chování konstrukce v podélném i příčném směru ovlivněné průběžnými průchody i schodištěm (obr. 1). Tento stále zanedbává ohybovou tuhost spoje horizontály a sloupku, modeluje je tedy jako klouby s volným svislým i vodorovným pootočením.

Již tento model zavádí předpoklad shodný pro všechny další modely, a sice v souladu s vyjádřením se zástupci firmy PERI považuje průmyslové ocelové podlahy za tuhou rovinu. Zajišťují tedy ztužení v rovině a brání klopení horizontál, na nichž jsou uloženy.

Jak bylo řečeno výše, horizontály i diagonály jsou kotveny ke sloupkům pomocí pravidelně rozmístěných rozet. Ty byly ve výpočetním modelu simulovány soustavou krátkých konzol tak, aby reprezentovaly excentricitu uložení prvku oproti střednici sloupku. Také bylo uložení zohledněno pomocí polohy os jednotlivých dílců.

Pro všechny použité modely také platí, že veškeré zatížení bylo vneseno pomocí zatěžovacích panelů na bočních stranách konstrukce v případě zatížení větrem a pomocí panelů v úrovni průmyslových podlah. Zábradlí bylo následně řešeno jako samostatný prvek, proto v prostorovém modelu nebylo zatíženo.

S přihlédnutím k tomu, že nejčastější slabou částí konstrukce jsou tlačené diagonály, byly poté tyto prvky uvažovány pouze v tahu, a to i ve všech následujících modelech.

8.1 Posouzení modelu s klouby

V programu SCIA Engineer byl pro tento model proveden nejprve lineární a následně i stabilitní výpočet se zavedením kombinací zatížení v souladu s kap. 3. Na základě stabilitního výpočtu byly stanoveny koeficienty kritického zatížení α_{cr} , které vyjadřují nejmenší poměr aplikovaného zatížení a zatížení, které je prvek, resp. konstrukce, schopen přenést, než vybočí.

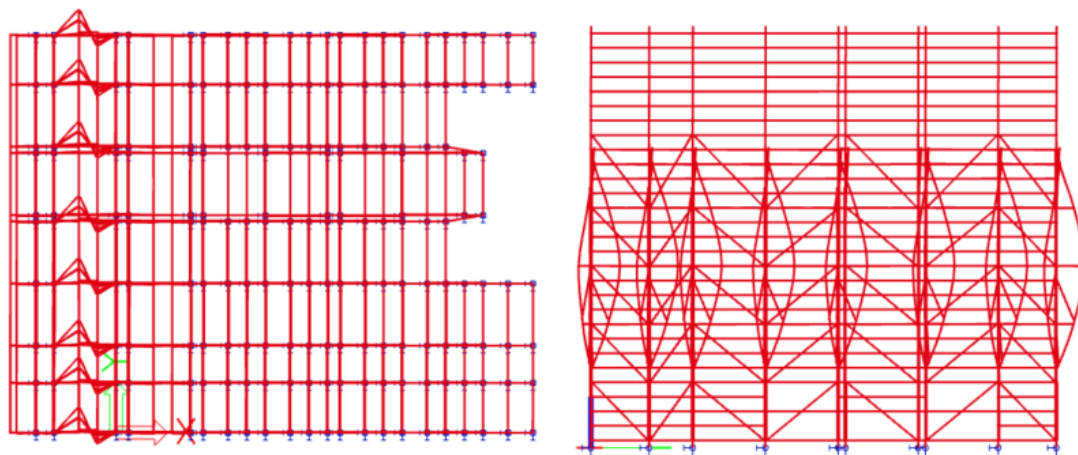
Díky těmto koeficientům je snadné posoudit stabilitu konstrukce jako celku a odhalit kritická místa a prvky. Pro stabilní konstrukci musí platit nerovnice (8.1)

$$\alpha_{cr} \geq 1,0 \quad (8.1)$$

Což v tomto případě zdaleka neplatí. Z vykreslených tvarů vybočení je patrné, že nespolehlivé jsou některé prvky ve schodišťovém pruhu, jako jsou horizontály na delší rozpětí, které v důsledku přetížení samostatně vybočí.

Nespolehlivým se zdá také konstrukční uspořádání podélných průchoďů, které ztrácí svůj původní tvar již v prvním tvaru pro kombinace SS2 a SS3, jak je názorně vidět na obr. 16. Všechny kritické součinitele pro prvních sedm vlastních tvarů řešené konstrukce s kloubovými spoji jsou vepsány do tabulky 3 včetně způsobu vybočení.

Na základě výsledků z tab. 3 lze konstatovat, že konstrukce není stabilní a není schopná přenést návrhové zatížení. Proto dále nebyly jednotlivé prvky posuzovány a bylo přistoupeno k vyhotovení pokročilejšího numerického modelu (kap. 9).



Obrázek 16: První vlastní tvar konstrukce s kloubovými styčníky pro SS3 (půdorys a pohled od zadní stěny tribuny) - vybočení prvního průchodu

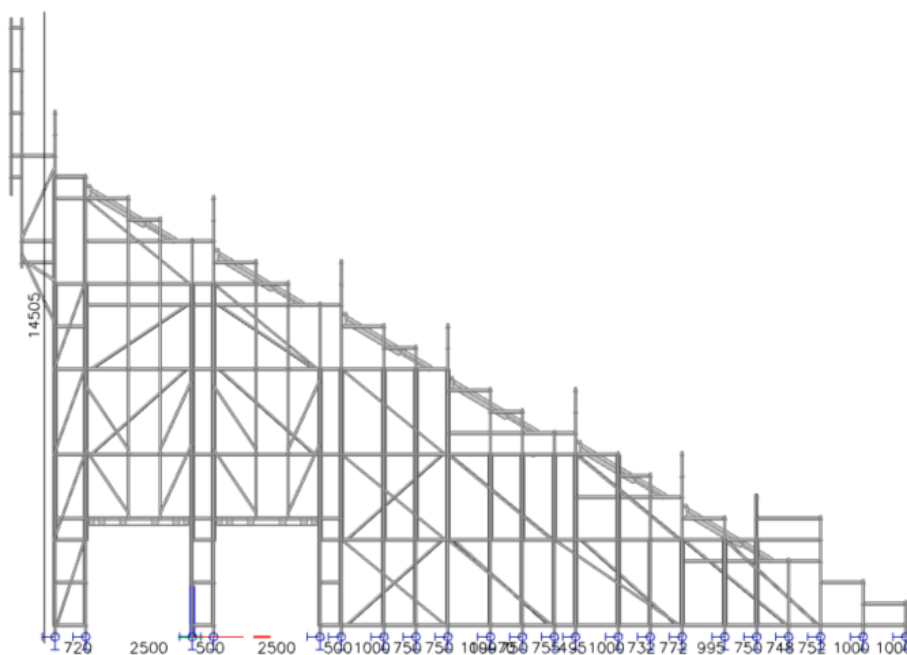
Kombinace/tvar	α_{cr}	Způsob vybočení
SS1/1	0,54	první podélný průchod (řady C,D)
SS1/2	0,73	druhý podélný průchod (řady G,H)
SS1/3	0,84	první podélný průchod (řady C,D)
SS1/4	1,18	horizontála schodišťového pruhu JM6
SS1/5	1,24	druhý podélný průchod (řady G,H)
SS2/1	0,62	první podélný průchod (řady C,D)
SS2/2	0,84	oba podélné průchody (řady C,D,G,H)
SS2/3	0,89	oba podélné průchody (řady C,D,G,H)
SS2/4	1,31	druhý podélný průchod (řady G,H)
SS2/5	1,76	sloupky mezi průchody E5,F5
SS3/1	0,49	první podélný průchod (řady C,D)
SS3/2	0,63	oba podélné průchody (řady C,D,G,H)
SS3/3	0,63	oba podélné průchody (řady C,D,G,H)
SS3/4	1,03	druhý podélný průchod (řady G,H)
SS3/5	1,88	dvě řady nejvyšších sloupků (řady A,B)

Tabulka 3: Koefficienty kritického zatížení pro model s klouby

9 Model s tuhými styčníky

Následně byla do geometricky shodného modelu, jako byl ten s kloubovými styčníky (kap. 8), zavedena ohybová tuhost získaná z experimentů (viz kap. 6). Pomocí nelinearity prutu byl definován nelineární spoj vykreslením křivky závislosti ohybového momentu

M na potočení φ , jaká byla definována obr. 15 v kap. 6. Lineární část výpočtu ovšem vyžaduje zadání ohybové tuhosti v podobě absolutního čísla. Byla tedy zvolena menší z vypočtených tuhostí, protože je možné určit pouze jednu hodnotu tuhosti pro kladný i záporný směr.



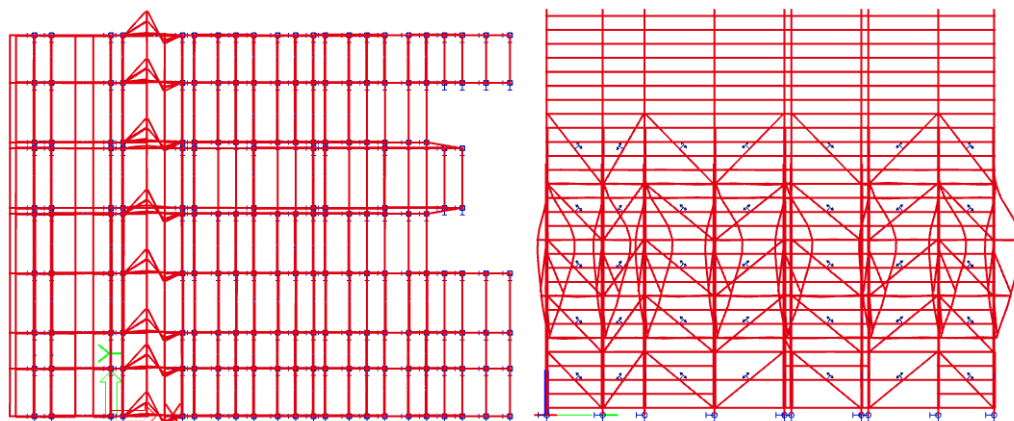
Obrázek 17: Boční pohled na modelovanou konstrukci tribuny

9.1 Stabilitní analýza

Model byl opět podroben lineárnímu i stabilitnímu výpočtu. Přes zjevný příznivý vliv zavedené tuhosti styčnicku horizontály a sloupku (vyplývá např. z porovnání výsledných součinitelů kritického zatížení z tabulek 3 a 4) konstrukce stále není dostatečně stabilní, aby byl proveden výpočet podle druhého řádu, tedy se zavedením globálních imperfekcí. (Ani maximální počet iterací nesměřuje k věrohodnému výsledku.)

9.2 Orientační posouzení modelu se zavedenou tuhostí styčnicků

Podle stabilitní analýzy se zdá být konstrukce stabilní, nicméně nelineární výpočet, který je požadován normou [9] pro $\alpha_{cr} < 10$, neproběhl úspěšně. Proto bude provedeno pouze orientační posouzení průřezů podle běžného postupu dle normy [9]. Výhodou provedeného stabilitního výpočtu je, že díky získaným koeficientům kritického zatížení α_{cr} , které jsou uvedeny v tab. 4, jsou známé přesné vzpěrné délky. Tyto by jinak mohlo být náročné určit.



Obrázek 18: Druhý vlastní tvar konstrukce se zavedním tuhostí styčnicků pro SS2 (půdorys a pohled od zadní stěny tribuny) - vybočení druhého průchodu

Kombinace/tvar	α_{cr}	Způsob vybočení
SS1/1	1,37	první podélný průchod (řady C,D)
SS1/2	1,38	horizontála schodišťového pruhu JM6
SS1/3	1,49	horizontály schodišťového pruhu JM7
SS1/4	1,76	druhý podélný průchod (řady G,H)
SS1/5	2,46	první podélný průchod (řady C,D)
SS2/1	1,55	první podélný průchod (řady C,D)
SS2/2	2,06	druhý podélný průchod (řady G,H)
SS2/3	2,18	horizontála příčného průchodu B45
SS2/4	2,35	horizontála příčného průchodu F45
SS2/5	2,38	horizontála příčného průchodu A45
SS3/1	1,28	první podélný průchod (řady C,D)
SS3/2	1,35	druhý podélný průchod (řady G,H)
SS3/3	2,17	horizontála schodišťového pruhu FI6
SS3/4	2,46	první podélný průchod (řady C,D)
SS3/5	2,69	horizontála schodišťového pruhu FI7

Tabulka 4: Koeficienty kritického zatížení pro model s tuhými styčnicíky

9.2.1 Zatřídění průřezů

Před samotným posouzením musejí být průřezy zatříděny podle normy [9] pomocí tabulek [12]. Kruhové průřezy na základě vztahu (9.1), dosazeno pro sloupek, a horizontály pak podle (9.2), dosazeno pro horizontálu s tužší osou ohybu, s kritérii pro třídu průřezu 1, 2

a 3. Zatřídění všech průřezů použitých prvků je zaznamenáno v tab. 5.

$$\frac{d}{t} \leq 50\varepsilon^2, \text{ resp. } 70\varepsilon^2, \text{ resp. } 90\varepsilon^2 = \frac{48,3}{3,2} = 15,09 \leq 50 \varepsilon^2 = 36,98 \quad (9.1)$$

⇒ Třída 1

$$\frac{c}{t} \leq 33\varepsilon, \text{ resp. } 38\varepsilon = \frac{52}{2} = 26 \leq 33 \varepsilon = 26,85 \quad (9.2)$$

⇒ Třída 1

d - průměr kruhového průřezu

t - tloušťka stěny průřezu

c - výška stojiny (pouze její přímá část)

ε - závisí na použitém materiálu dle rovnice (9.3)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{320}} = 0,86 \quad (9.3)$$

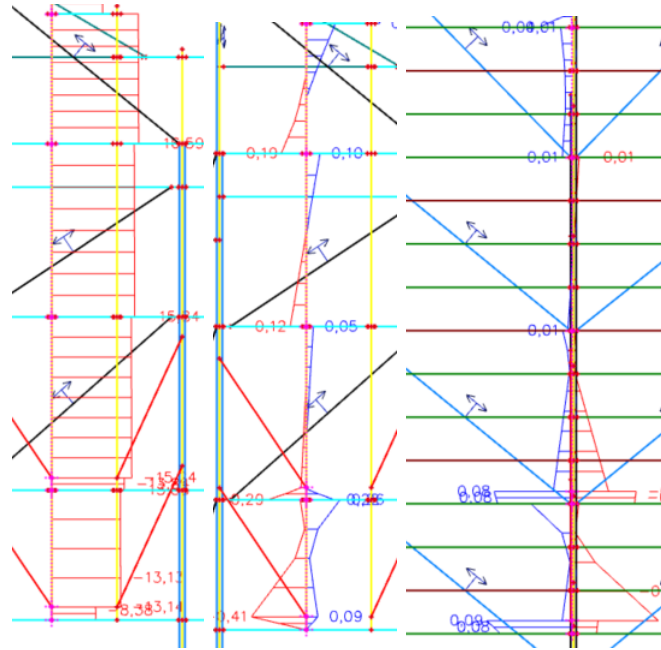
Průřez	d [mm]	t [mm]	c [mm]	ε [-]	d/t [-]	c/t [-]		Tř.
Sloupek UVR	48,3	3,2	-	0,86	15,09	-	$<50 \varepsilon^2$	1
Diagonála UBK	42,4	2,6	-	0,81	16,31	-	$<50 \varepsilon^2$	1
Diagonála UBC	48,3	3,2	-	0,81	15,09	-	$<50 \varepsilon^2$	1
Horizontála UH (osa y)	-	2	52	0,81	-	26	$<33 \varepsilon$	1
Horizontála UH (osa z)	-	2	22	0,81	-	11	$<33 \varepsilon$	1

Tabulka 5: Zatřídění jednotlivých průřezů

9.2.2 Posouzení průřezů

V tomto případě je možné pokračovat následovně pro průřezy třídy 1, kdy pruty musí splňovat podmínky (9.4) a (9.5). Posouzen bude sloupek s největší normálovou silou ve vybočujícím průchodu při kombinaci zatížení SS1 (obr. 19). Posouzení kritických sloupků při aplikování kombinací zatížení SS2 a SS3 lze najít v tabulce 7.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + k_{yz} \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} \leq 1,0 \quad (9.4)$$



Obrázek 19: Průběh vnitřních sil na nejméně stabilní sloupku prvního průchodu od kombinace SS1 (zleva N [kN], M_y [kNm] a M_z [kNm])

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} + k_{zz} \frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}} \leq 1,0 \quad (9.5)$$

$$\frac{16,59}{17,14} + 1,60 \cdot \frac{0,22}{1,90} + 0,96 \cdot \frac{0,08}{1,90} = 0,97 + 1,60 \cdot 0,11 + 0,96 \cdot 0,04 = 1,17 > 1,0 \quad (9.6)$$

⇒ Nevyhovuje

$$\frac{16,59}{17,14} + 0,96 \cdot \frac{0,22}{1,90} + 1,60 \cdot \frac{0,08}{1,90} = 0,97 + 0,96 \cdot 0,11 + 1,60 \cdot 0,04 = 1,13 > 1,0 \quad (9.7)$$

⇒ Nevyhovuje

N_{Ed} - návrhová normálová síla v prvku dle řešené kombinace

$N_{b,Rd}$ - návrhová vzpěrná únosnost tlačенého prutu dle (9.8)

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_1} = \frac{0,13 \cdot 453 \cdot 320 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 17,14 \quad (9.8)$$

χ - součinitel vzpěrnosti podle (9.9)

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{4,26 + \sqrt{4,26^2 - 2,53^2}} = 0,13 \quad (9.9)$$

kde

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49(2,53 - 0,2) + 2,53^2 \right] = 4,26 \quad (9.10)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{453 \cdot 320}{17,14}} = 2,53 \quad (9.11)$$

α - součinitel imperfekce pro vzpěrnostní křivku c $\alpha = 0,49$

N_{cr} - pružná kritická síla pro příslušný způsob vybočení, určená pro vlastnosti plného průřezu podle (9.12)

$$N_{cr} = \alpha_{cr} \cdot N_{Ed} = 1,37 \cdot 16,9 = 17,14 \text{ kN} \quad (9.12)$$

$M_{Ed,y}$ - ohybový moment dle osy y

$M_{Rd,y}$ - návrhová únosnost průřezu podle (9.13)

$$M_{Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 6520 \cdot 320 \cdot 10^{-6} / 1,1 = 1,90 \text{ kNm} \quad (9.13)$$

$M_{Ed,z}$ - ohybový moment dle osy z

$M_{Rd,z}$ - návrhová únosnost průřezu podle (9.14)

$$M_{Rd,z} = W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 6520 \cdot 320 \cdot 10^{-6} / 1,1 = 1,90 \text{ kNm} \quad (9.14)$$

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ - součinitele interakce dle alternativního přístupu 2 Přílohy B normy [9] pro průřezy třídy 1, které nejsou náchylné na kroucení (plastický návrh) podle rovnic (9.15), (9.16), (9.17) a (9.18), jednotlivé hodnoty jsou uvedeny v tab. 6.

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \quad (9.15)$$

$$k_{zz} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \quad (9.16)$$

Prvek	Kce	N_{Ed}	$\bar{\lambda}$	χ	N_{Rk}	C_m				k_{yy}	k_{zy}
		[kN]	[-]	[-]	[kN]	[-]				[-]	[-]
Sloupek C3	SS1	16,59	2,53	0,13	144,96	0,90	2,93	>	1,60	1,60	0,96
Sloupek C4	SS2	16,69	2,37	0,15	144,96	0,90	2,59	>	1,52	1,52	0,91
Sloupek C3	SS3	16,90	2,59	0,12	144,96	0,90	3,12	>	1,64	1,64	0,99

Tabulka 6: Výpočet součinitelů interakce pro kritické sloupky kombinací zatížení SS1-SS3

$$k_{yy} = k_{zz} = 0,9 \left(1 + (2,53 - 0,2) \cdot \frac{16,59}{0,13 \cdot 144,96/1,1} \right) = 2,93$$

$$k_{yy} = k_{zz} = 2,93 \geq 0,9 \left(1 + 0,8 \cdot \frac{16,59}{0,13 \cdot 144,96/1,1} \right) = 1,60$$

$$\Rightarrow k_{yy} = k_{zz} = 1,60$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} \tag{9.17}$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} \tag{9.18}$$

$$k_{yz} = k_{zy} = 0,6 \cdot 1,60 = 0,96$$

kde

C_{my} a C_{mz} - součinitele ekvivalentního konstantního momentu, které se pro vybočení s posuvem styčniců (obr. 18) mají uvažovat $C_m = 0,9$

Odtud vyplývá, že pokud $C_{my} = C_{mz}$, pak pro trubku s kruhovým průřezem platí i $k_{yy} = k_{zz}$. Dosazeno tedy bude pouze jednou.

Součinitel ekvivalentního konstantního momentu při vybočení s posuvem styčniců se má uvažovat $C_{my} = 0,9$ nebo $C_{mz} = 0,9$.

Obrázek 20: Podmínka pro součinitele C_m dle normy [9]

Posouzen byl vždy každý kritický sloupek s největší normálovou silou pro stabilitní kombinace zatížení SS1-SS3. Výsledky byly zapsány do tabulky 7. Z té vyplývá, že největší podíl na využití průřezu má normálová síla. Pro kombinaci SS3 při zatížení větrem

i vodorovným zatížením směrem od hrací plochy není sloupek schopen přenést ani samotnou osovou sílu. Ve zbylých kombinacích zatížení (SS1 a SS2) pak rozhoduje v únosnosti prutu interakce normálové síly a ohybových momentů.

Je zřejmé, že v modelu se zavedenou tuhostí styčnicků sice můžeme pozorovat její příznivý vliv, ale při orientačním posouzení žádný z vybočujících sloupků nevyhoví ani jedné podmínce (rovnice (9.4) a (9.5)). Konstrukce tedy není optimálně navržena a je nutné ji upravit.

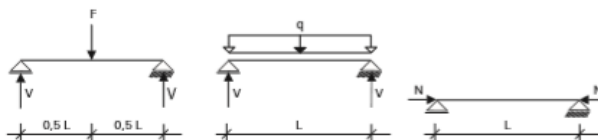
Prvek	SS	α_{cr} [-]	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	A [mm ²]	$W_{pl,y}$ [mm ³]	$W_{pl,z}$ [mm ³]	N_{cr} [kN]	$\bar{\lambda}$ [-]	ϕ [-]	χ [-]
Sloupek C3	SS1	1,37	16,59	0,22	0,08	453	6520	6520	22,73	2,53	4,26	0,13
Sloupek C3	SS1	1,37	16,59	0,22	0,08	453	6520	6520	22,73	2,53	4,26	0,13
Sloupek C4	SS2	1,55	16,69	0,15	0,29	453	6520	6520	25,87	2,37	3,83	0,15
Sloupek C4	SS2	1,55	16,69	0,15	0,29	453	6520	6520	25,87	2,37	3,83	0,15
Sloupek C3	SS3	1,28	16,9	0,12	0,16	453	6520	6520	21,63	2,59	4,44	0,12
Sloupek C3	SS3	1,28	16,9	0,12	0,16	453	6520	6520	21,63	2,59	4,44	0,12
		$N_{b,Rd}$ [kN]	$M_{Rd,y}$ [kNm]	$M_{Rd,z}$ [kNm]	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}$ [-]	k_{yy} k_{zz}	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd,y}}$ [-]	k_{zy} k_{yz}	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd,z}}$ [-]	Σ [-]		
Sloupek C3	SS1	17,14	1,90	1,90	0,97	1,60	0,11	0,96	0,04	1,17	>1	Nevyhovuje
Sloupek C3	SS1	17,14	1,90	1,90	0,97	0,96	0,11	1,60	0,04	1,13	>1	Nevyhovuje
Sloupek C4	SS2	19,25	1,90	1,90	0,87	1,52	0,07	0,91	0,14	1,10	>1	Nevyhovuje
Sloupek C4	SS2	19,25	1,90	1,90	0,87	0,91	0,07	1,52	0,14	1,14	>1	Nevyhovuje
Sloupek C3	SS3	16,39	1,90	1,90	1,03	1,64	0,06	0,99	0,08	1,20	>1	Nevyhovuje
Sloupek C3	SS3	16,39	1,90	1,90	1,03	0,99	0,06	1,64	0,08	1,21	>1	Nevyhovuje

Tabulka 7: Posouzení kritických sloupeků pro kombinace zatížení SS1-SS3

9.2.2.1 Posouzení přemostění podélných průchodů

V podélném směru je horizontální komunikace po zemi zajištěna dvěma průchody, které jsou tvořeny nosnou horizontálou UHV 250, na níž jsou pomocí trnů UH umístěny dva sloupky. Tyto jsou navíc vynášeny dvojicemi diagonál UBC kotvenými mimo rozetu pomocí speciálních spojek.

Zvláštním případem je horizontála překlenující podélné průchody, neboť má proměnný průřez. Tento prvek bude zjednodušeně posouzen podle podkladů výrobce [13]. Je nutno poznamenat, že podle těchto údajů je zřejmě možné zatížit profil pouze jednou bodovou silou. Ani předpoklad zajištění horního pásu proti vybočení osazením podlah není splněn.



UHV-L / UHV-L Plus		bodové zatížení		spojité zatížení		normálová síla
č. výř.	L [cm]	dov. F [kN]	dov. V [kN]	dov. q [kN/m]	dov. V [kN]	dov. N [kN]
110807	250	6,31*	6,31	4,63*	5,79	9,00*
110815	300	5,64*	5,64	3,68*	5,52	6,40*
UHV / UHV Plus						
109107	150	12,60*	12,60	19,80*	12,60	25,60*
109108	200	10,93*	10,93	13,60*	10,93	19,10*
109109	250	9,33*	9,33	8,53*	9,33	12,50*
109110	300	8,20*	8,20	6,29*	8,20	8,90*

* Horní pás musí být zajištěn proti vybočení a ohrnutí osazením podlah (UD1, UD3).

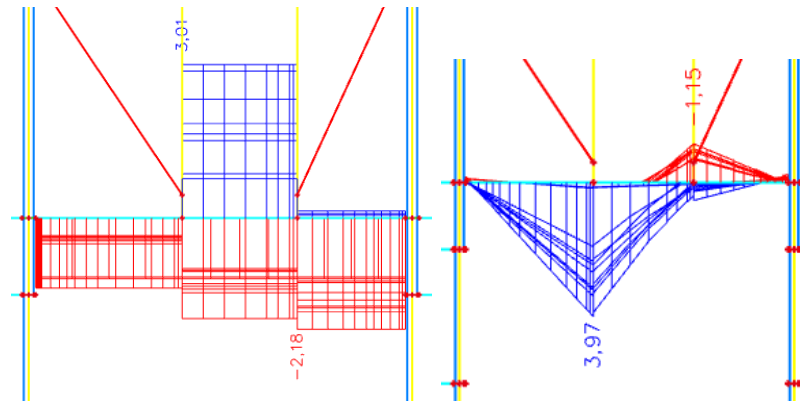
Obrázek 21: Tabulka únosností prvku UHV z podkladů PERI [13]

Přes výše zmíněné nedostatky bude profil posouzen pro kombinaci zatížení MSÚ 1. Další kombinace a posouzení jejich účinků na prvek jsou zaznamenány v tabulce 8. Zjednodušeně byl převeden údaj o maximálním možném zatížení bodovou silou převeden na odpovídající ohybový moment v rovnici (9.19), kdy dovolená bodová síla je 9,33 kN a rozpětí nosníku 2,5 m. Jednotlivé podmínky, které musí platit, pak obsahují rovnice (9.20), (9.21), (9.22) a (9.23).

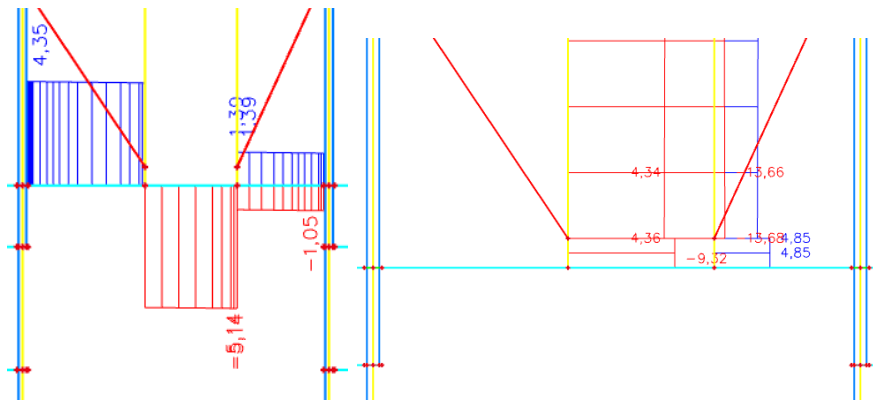
$$\text{odpov. } M = \frac{1}{4} \cdot 9,33 \cdot 2,5 = 5,83 \text{ kNm} \quad (9.19)$$

$$M_{Ed} = 3,97 \text{ kN} \leq \text{odpov. } M = 5,83 \text{ kN} \quad (9.20)$$

⇒ Vyhovuje



Obrázek 22: Průběh vnitřních sil na prvku UHV (zleva N [kN], M_y [kNm]) pro kombinaci zatížení MSÚ 1



Obrázek 23: Průběh vnitřních sil na prvku UHV (zleva V_z [kN], F [kN]) pro kombinaci zatížení MSÚ 1

$$N_{Ed} = 2,18 \text{ kN} \leq \text{dov. } N = 12,50 \text{ kN} \tag{9.21}$$

⇒ Vyhovuje

$$V_{Ed} = 4,35 \text{ kN} \leq \text{dov. } V = 9,33 \text{ kN} \tag{9.22}$$

⇒ Vyhovuje

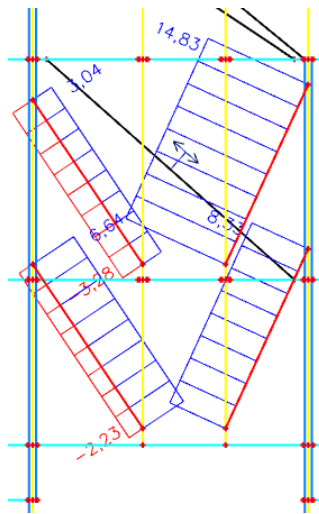
$$F_{Ed} = 9,32 \text{ kN} \leq \text{dov. } F = 9,33 \text{ kN} \tag{9.23}$$

⇒ Těsně vyhovuje

Přestože podle posouzení (tab. 8) prvek vyhoví, zjevně není zajištěn horní pás proti klopení a vybočení, jak je požadováno výrobcem (obr. 23). Nyní závisí funkčnost konstrukce průchodů na únosnosti diagonál.

MSÚ	N		dov. N	M _y		dov. M	V _z		dov. V	
	[kN]		[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]		[kN]	
MSÚ 1	3,01	<	12,5	3,97	<	5,83	4,35	<	9,33	Vyhovuje
MSÚ 2	4,02	<	13,5	2,95	<	5,83	3,31	<	10,33	Vyhovuje
MSÚ 3	5,16	<	14,5	2,4	<	5,83	3,74	<	11,33	Vyhovuje

Tabulka 8: Posouzení profilu UHV 250



Obrázek 24: Osová síla v diagonálách nad průřehy UBC (N [kN]) pro kombinaci zatížení MSÚ 1

Posouzení diagonály UBC sloužící jako závěs pro sloupky průřehodu v tahu:

$$N_{Ed} = 14,86 \text{ kN} < N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 453 \cdot 355 / 1,1 \cdot 10^{-3} = 146,20 \text{ kN} \quad (9.24)$$

⇒ Vyhovuje

Posouzení diagonály UBC sloužící jako závěs pro sloupky průřehodu v tlaku, obdobný postup jako při posouzení sloupků:

$$N_{Ed} = 3,08 \text{ kN} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,32 \cdot 453 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 47,43 \text{ kN} \quad (9.25)$$

⇒ Vyhovuje

χ - součinitel vzpěrnosti

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,89 + \sqrt{1,89^2 - 1,47^2}} = 0,32 \quad (9.26)$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5[1 + 0,49(1,47 - 0,2) + 1,47^2] = 1,89 \quad (9.27)$$

α - součinitel imperfekce pro křivku vzpěrné pevnosti c $\alpha = 0,49$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{1,8 \cdot 10^3}{16,0} \cdot \frac{1}{76,39} = 1,47 \quad (9.28)$$

L_{cr} - vzpěrná délka v uvažované rovině vybočení (v tomto případě v obou rovinách stejná)

$$L_{cr} = k \cdot L = 1,0 \cdot 1,8 = 1,8 \text{ m} \quad (9.29)$$

k - pro pruty s kloubovým uložením na obou koncích $k = 1,0$

i - poloměr setrvačnosti průřezu k příslušné ose

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{115900}{453}} = 16,0 \text{ mm} \quad (9.30)$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,3 \text{ } \varepsilon = 93,9 \cdot 0,81 = 76,39 \quad (9.31)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81 \quad (9.32)$$

Samotný průřez pro namáhání maximální tahovou i tlakovou silou vyhoví. Slabým místem konstrukce jsou ovšem použité spojky. Tyto jsou oproti samotnému prvku podstatně méně únosné. Je tedy nutné vzít v úvahu, že spojovací prostředek selže podstatně dříve, než se daný prut stihne sám o sobě deformovat, příp. vybočit. Přihlédneme-li opět k podkladům výrobce (obr. 25), který již únosnost spojovacího prvku zahrnuje v tabulce únosnosti diagonály UBC, je zřejmé, že potřebnou návrhovou sílu nebude možné přenést (rovnice 9.33).

$$N_{Ed} = 14,83 \text{ kN} > \text{dov. } N = 6,1 \text{ kN} \quad (9.33)$$

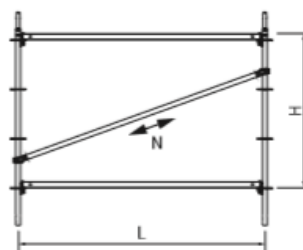
\Rightarrow Nevyhovuje

Dovolená zatížení diagonál se spojkami UBC

$$\gamma_F = 1,50$$

$$\text{dov. } N^- = \frac{N_{\text{dov}}^-}{\gamma_F}$$

$$\text{dov. } N^+ = \frac{N_{\text{dov}}^+}{\gamma_F}$$

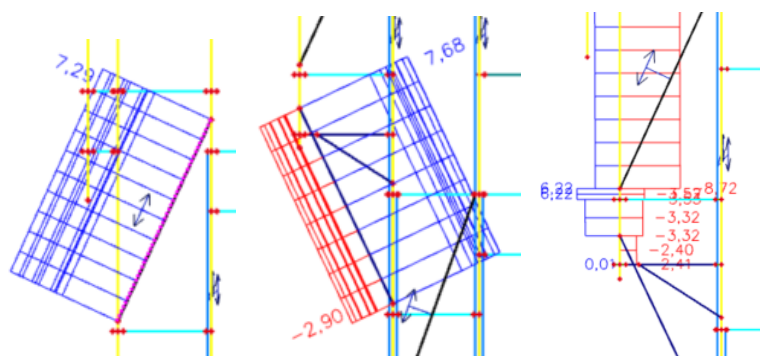


č. výř.	UBC Ø 48,3 x 3,2		Tlak (-)			Tah (+)		
	L / H [cm]	α [stupeň]	dov. N [kN]	dov. H [kN]	dov. V [kN]	dov. N+ [kN]	dov. H [kN]	dov. V [kN]
100416	150/200	49	6,1	3,94	4,60	6,1	3,94	4,60
100419	200/200	41	6,1	4,56	3,99	6,1	4,56	3,99
100422	250/200	35	6,1	4,96	3,48	6,1	4,96	3,48
100425	300/200	30	6,1	5,23	3,05	6,1	5,23	3,05

Obrázek 25: Tabulka únosností diagonály UBC se spojkami z podkladů PERI [13]

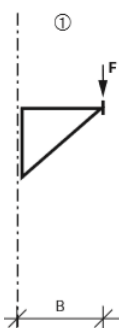
9.2.2.2 Konstrukce pro reklamní bannery

Zvláštní konstrukcí je také ta pro reklamní bannery v nejvyšším patře tribuny. Jedná se o část, jež není uložena pomocí sloupků přímo na zemi a zároveň její podstatnou část tvoří zvýšené zadní zábradlí, které má bránit diváky před pádem a také sloužit reklamní plocha. Tato část tribuny je uložena na systémové konzole UCM 75-2, zavěšena na jedné diagonále UCM se spojkou a druhou přídatně podepřena. Pro ověření spolehlivosti této specifické části konstrukce, bude provedeno posouzení zmíněných nosných prvků.



Obrázek 26: Vnitřní síly na nosných prvcích konstrukce pro bannery (zleva N [kN] pro diagonály, přitížení konzoly UCM F [kN])

Jak bylo uvedeno v kapitole 9.2.2.1, rozhodující jsou při posouzení diagonál UBC spoje se sloupky, tj. použité systémové spojky, které omezují únosnost (obr. 25). Podle podkladů výrobce tedy platí posouzení z rovnice (9.34), (9.35) a (11.8). Konzola UCM, bez Podpory pro konzolu UCM při délce 75 cm, může být bodově zatěžována bodovou silou F podle údajů společnosti PERI [13], jak je vidět na obrázku 27.



konstrukční díl	č. výr.	B [cm]	bodové zatížení		spojité zatížení	
			① bez Podpory pro konzolu UCM	② s Podporou pro konzolu UCM	③ bez Podpory pro konzolu UCM	④ s Podporou pro konzolu UCM
			dov. F [kN]	dov. F [kN]	dov. q [kN/m]	dov. q [kN/m]
Konzola UCM 50 s polorozetou	112690	50	3,58	9,70	15,10	29,10
Konzola UCM 50-2	110483					
Konzola UCM 50 s trnem	112676					
Konzola UCM 75 s polorozetou	112693	75	3,81	9,50	10,60	13,80
Konzola UCM 75-2	111128					
Konzola UCM 75 s trnem	112678					

Obrázek 27: Dovolené zatížení pro konzoly UCM

$$N_{Ed} = 7,29 \text{ kN} > \text{dov. } N = 6,1 \text{ kN} \tag{9.34}$$

⇒ Nevyhovuje

$$N_{Ed} = 7,68 \text{ kN} > \text{dov. } N = 6,1 \text{ kN} \tag{9.35}$$

⇒ Nevyhovuje

$$F_{Ed} = 2,41 \text{ kN} \leq \text{dov. } F = 3,81 \text{ kN} \tag{9.36}$$

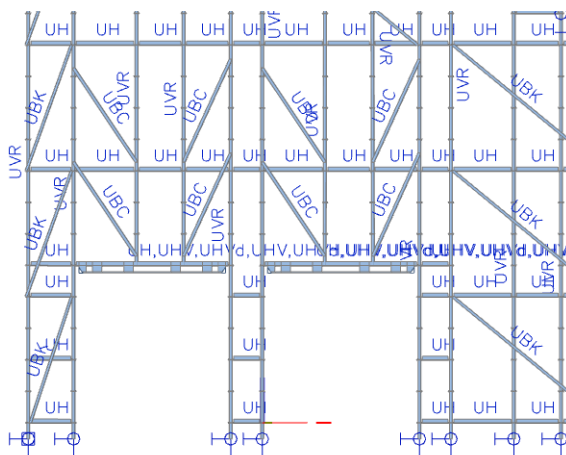
⇒ Vyhovuje

10 Kritická místa konstrukce

Výsledné součinitele kritického zatížení, vykreslení vlastních tvarů konstrukce a posouzení prvků tribuny z kapitol 8 a 9 poukazují na slabá místa konstrukce.

10.1 Průchody

Především se jedná o podélné průchody probíhající pod nejvyšší částí tribuny. Prostorovou nestabilitu způsobuje více faktorů. Patří k nim umístění dvojice značně zatížených sloupků na profil zesílené horizontály UHV, která sice podle posouzení z podkladů výrobce vyhoví, pokud bude zabezpečena proti vybočení. Což prokazatelně zajištěno nebylo v původním návrhu výrobce před provedením úprav na základě statického posouzení [1].



Obrázek 28: Boční pohled na podélné průchody v renderovaném modelu s popisy prvků

Také kotvení sloupku mimo smykové prostředí dílce není vhodným řešením, neboť hrozí deformace horního profilu.

Jak bylo popsáno v kapitole 9.2.2.1, za vhodné řešení lze jen těžko považovat vyvěšení sloupků uložených na speciální horizontále především kvůli nevhodnému a nedostatečně spolehlivému kotvení diagonál (mimo styčníky a pomocí spojek).



Obrázek 29: Fotografie z provedení tribuny-pohled do průchodu [3]

Zásadním nedostatkem řešení průchodů je absence jakéhokoliv ztužení v podélném směru v podobě diagonál nebo většího množství horizontál. Takové ztužení, podle foto-

grafické dokumentace z provedení stavby [3], zřejmě nebylo původně provedeno (obr. 29). Statický posudek [1] ovšem nedostatečný počet diagonál odhalil a navrhl jeho doplnění. Pro nový stav ale při vypracování diplomové práce nebyla k dispozici žádná aktualizovaná dokumentace.

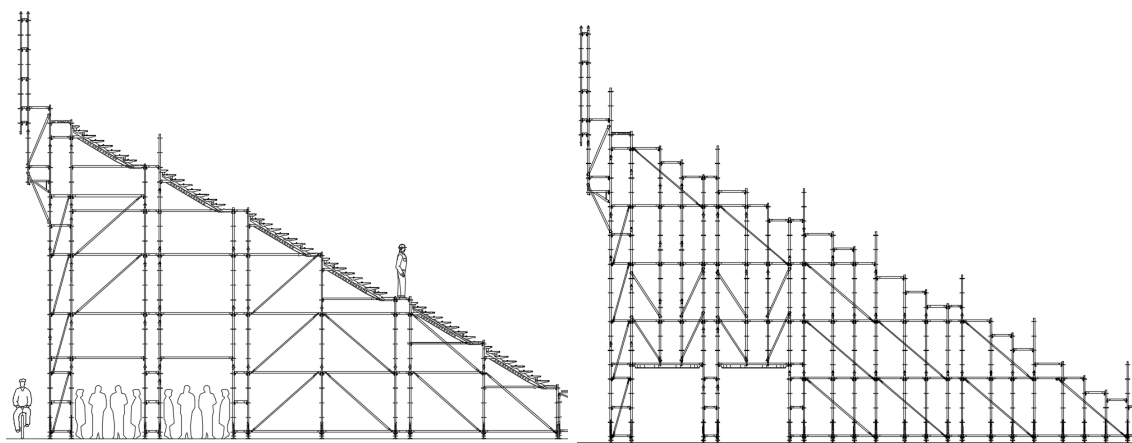
Podle polohy dalších vybočujících prvků lze označit i průchody příčné za nespolehlivé místo konstrukce tribuny. To se projevuje hlavně při zatěžování tribuny v podélném směru. Především proto, že od země do výšky 2,75 m se nenachází žádné nosné prvky, čímž schází nezbytná prostorová tuhost.

Připouští se ovšem, že model zanedbává vodorovnou tuhost styků horizontály a sloupku, která na rozdíl od tuhosti svislé nebyla experimentálně zjištěna (kap. 6). Tudíž nebyla ani do modelu zavedena. Nicméně, přestože je podle podkladů společnosti PERI [4] tato tuhost oproti svislé výrazně nižší, měla by také mít jistý příznivý vliv.

10.2 Schodiště

Při zatěžování konstrukce v příčném směru můžeme pozorovat kolaps různých horizontál a to ve schodišťovém pruhu. Což je zřejmě způsobeno výrazně menší tuhostí příčného řezu schodiště oproti řezu běžnému, jak lze vidět na obrázku 30, zejména při zatěžování v příčném směru.

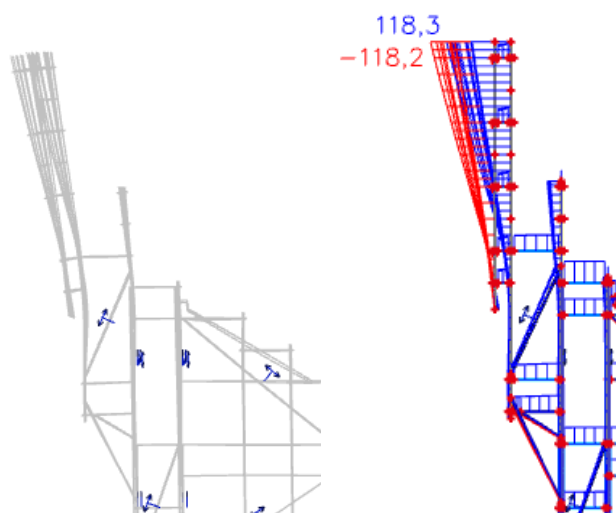
Zároveň souběžně se schodišťovým pruhem probíhají již zmíněné příčné průchody. Tím je ovšem značně narušena celistvost konstrukce a její tuhost v podélném směru. Proto může být přetížení horizontál schodišťového pruhu zapříčiněno i touto skutečností.



Obrázek 30: Porovnání příčného řezu schodiště (vlevo) a běžného řezu (vpravo) [2]

10.3 Konstrukce pro reklamní bannery

Jak bylo uvedeno v kap. 9.2.2.2, značným problémem konstrukce pro reklamní bannery je přetížení diagonál UBC podírajících tuto speciální část konstrukce. Především se jedná o způsob kotvení těchto prvků k nosným sloupkům. Zároveň lze označit za nevhodný průhyb, tedy deformaci, zvýšené části konstrukce, která zároveň slouží jako zadní zábradlí tribuny a pro umístění reklam (obr. 31).



Obrázek 31: Boční pohled na deformovanou konstrukci pro reklamní bannery při kombinaci zatížení MSP 3 a hodnota maximálního posunu

11 Model optimalizované konstrukce

Změny oproti původně navržené konstrukci, se snahou co nejvíce zachovat původní tvar, jsou:

- Odebrané podélné i příčné průchody
- Odebrané schodiště
- Vytvoření nového systému ztužení
- Upravená konstrukce pro reklamní bannery

Na základě výše uvedených kritických míst (kap. 10) byl po dohodě s vedoucím práce vyhotoven model výseku tribuny bez podélných či příčných průchodů a schodiště. Také byla přidána křížová ztužidla po celé výšce a v každém poli, v obou směrech (obr. 32).

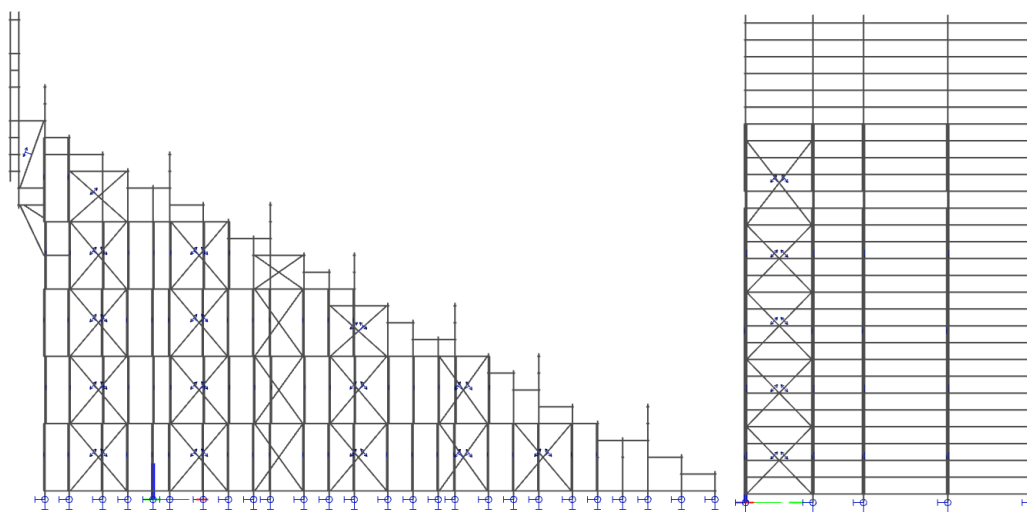
Výpočet předpokládá zajištění přístupu na tribuny samostatným nebo lépe řešeným schodištěm a jiný způsob zajištění únikových cest.

Kvůli přetížení diagonál UBC podpírajících speciální část konstrukce (kap. 9.2.2.2) bylo nutné přistoupit ke změně. Jak bylo poznamenáno v citované kapitole, slabým místem použitých prvků jsou spojky, které uchycují diagonály UBC ke sloupkům mimo rozetu. Proto byl změněn typ diagonály na UBK, která sice má menší průřez, ale kotví se v rozetě, tzn. příznivěji ve styčnicku. Pro zajištění požadované únosnosti budou tyto diagonály zdvojeny.

Dále byl o 0,5 m prodloužen přídatný druhý sloupek zábradlí na zadní stěně tribuny, aby byla alespoň částečně snížena deformace této části konstrukce. Ze stejného důvodu byly přidány některé horizontály, čímž se mírně zvýšila celková prostorová tuhost zdvojeného zábradlí.

Optimalizovaný model uvažuje vliv tuhostí styku horizontály a sloupku. Diagonály použité ke ztužení soustavy jsou v modelu namáhány pouze tahem. Připustíme-li totiž i tlakové namáhání diagonál, ve stabilitním výpočtu tvoří dlouhou řadu prvních vlastních tvarů konstrukce vybočení právě diagonál, případně horizontál, a technicky není možné najít pro konstrukci nejnepříznivější tvar, tzn. vybočení sloupku. Aby bylo možné dospět k reprezentativnímu výsledku, nebudou tyto tvary diagonál brány v úvahu a eliminují se právě omezením jejich namáhání pouze na tahové.

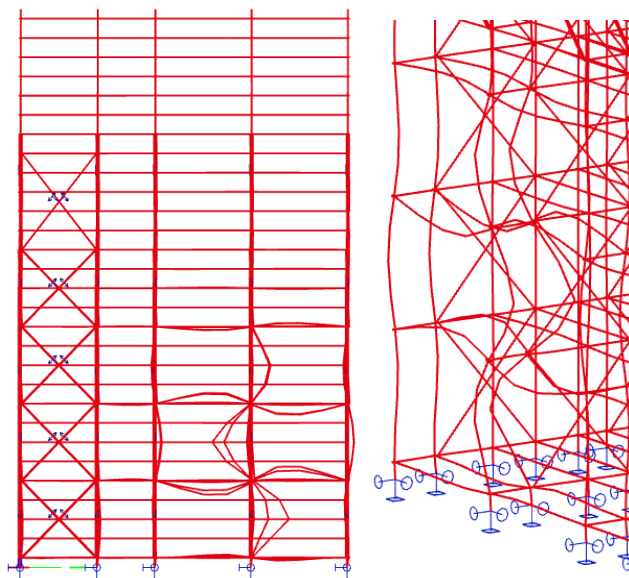
Takto simulovaná konstrukce byla podrobena lineárnímu i stabilitnímu výpočtu s kombinacemi zatížení podle kap. 3. Jelikož je tento model již dostatečně stabilní, byl proveden i nelineární výpočet, který je blíže popsán v kap. 11.2.



Obrázek 32: Pohled na boční a zadní stranu renderovaného optimalizovaného modelu

11.1 Stabilitní analýza

Ze stabilitní analýzy vyšly vlastní tvary, které zatím nejlépe odpovídají původní představě o chování konstrukce. Převážně vybočují nejdélsí a nejvíce zatížené sloupky, především v polích se ztužidly. Všechny součinitele kritického zatížení jsou větší než 3, jak je možno vidět v tabulce 9. Na tvarech vybočení je též možné pozorovat částečně rámové chování spoje horizontály se sloupkem, kdy se deformují společně (obr. 33).



Obrázek 33: První vlastní tvar optimalizované konstrukce pro kombinaci SS3 (pohled od zadní stěny tribuny a detail selhávajících sloupků) - vybočení sloupků ztužidel

11.2 Nelineární analýza

V programu SCIA Engineer byla provedena geometricky nelineární pružná analýza (tzv. GNIA). Výpočet předpokládá vliv účinků II. řádu a zavedení celkové imperfekce soustavy, která vychází z vlastních tvarů konstrukce zjištěných ve stabilitním výpočtu, jak bylo popsáno v kap. 5. Potřebné atributy byly dále definovány v kap. 11.2.1.

Pro nelineární výpočet byly v kap. 3 stanoveny kombinace zatížení shodné s těmi pro lineární a stabilitní analýzu.

11.2.1 Globální imperfekce

Do pokročilejšího 3D modelu byly na základě normy [9] podle postupu uvedeného v kap. 5 zavedeny globální imperfekce konstrukce. Za tímto účelem bylo nutné vypočítat ampli-

Kombinace/tvar	α_{cr}	Způsob vybočení
SS1/1	3,85	sloupek D4
SS1/2	4,22	sloupek H4
SS1/3	4,36	sloupek D4
SS1/4	4,75	sloupek H4
SS1/5	4,78	řada sloupků D
SS2/1	3,71	sloupek A2
SS2/2	3,84	sloupek A2
SS2/3	4,90	řada sloupků A
SS2/4	4,96	řada sloupků A, sloupek B2
SS2/5	5,08	řada sloupků B
SS3/1	3,58	sloupek B4
SS3/2	3,96	sloupek A4
SS3/3	4,05	sloupky F4 a A4
SS3/4	4,09	sloupky A4, B4, C4
SS3/5	4,43	sloupky B4

Tabulka 9: Koeficienty kritického zatížení pro model optimalizované konstrukce

tuđu konstrukce odpovídající danému vlastnímu tvaru získanému ze stabilitního výpočtu dle kombinací SS1-3 (kap. 3). Postup byl proveden dle rovnice (11.1) na základě normy [9] s podporou dokumentu FSv ČVUT [14]. Demonstrativně bude vypočítána amplituda e_0 pro kombinaci SN1, stanovení amplitudy pro další kombinace je shrnuto v tabulce 10.

$$e_0 = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) \cdot \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \cdot \frac{1 - \chi \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \lambda^2} = 0,49 \cdot (0,855 - 0,2) \cdot \frac{2,086}{144,96} \cdot \frac{1 - \frac{0,628 \cdot 0,855^2}{1,1}}{1 - 0,628 \cdot 0,855^2} = 5,0 \text{ mm} \quad (11.1)$$

Pro: $\bar{\lambda} > 0,2$

e_0 - amplituda imperfekce

$\bar{\lambda}$ - poměrná štíhlost konstrukce dle rovnice (11.2)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{2,817}{3,85}} = 0,855 \quad (11.2)$$

$\alpha_{ult,k}$ - nejmenší násobitel soustavy sil N_{Ed} v prutech pro dosažení charakteristické únosnosti N_{Rk} v nejvíce osově namáhaném průřezu bez uvážení vzpěru dle rovnice (11.3)

$$\alpha_{ult,k} = \frac{N_{Rk}}{N_{Ed}} = \frac{144,96}{51,45} = 2,817 \quad (11.3)$$

α_{cr} - nejmenší násobitel soustavy osových sil N_{Ed} v prutech pro dosažení kritického vybočení v pružném stavu dle stabilitní analýzy

α - součinitel imperfekce pro příslušnou křivku vzpěrné pevnosti dle [9]

pro vzpěrnostní křivku c (za studena tvarované průřezy) je $\alpha = 0,49$

χ - součinitel vzpěrnosti pro příslušnou křivku vzpěrné pevnosti dle [12]

v tomto případě křivka c (průřezy tvarované za studena) pro $\bar{\lambda} = 0,855$ odpovídá $\chi = 0,628$

γ_{M1} - materiálový součinitel, pro lešenářské dílce platí $\gamma_{M1} = 1,1$

M_{Rk} - charakteristická únosnost rozhodujícího průřezu v ohybu $M_{pl,Rk}$ dle rovnice (11.4) pro použité průřezy spadající do třídy 1 (kap. 9.2.1) lze uvažovat plastické chování

$$M_{Rk} = W_{pl} \cdot f_y = 6520 \cdot 320 = 2,086 \text{ kNm} \quad (11.4)$$

N_{Rk} - charakteristická únosnost rozhodujícího průřezu při působení osově síly $N_{pl,Rk}$ dle rovnice (11.5)

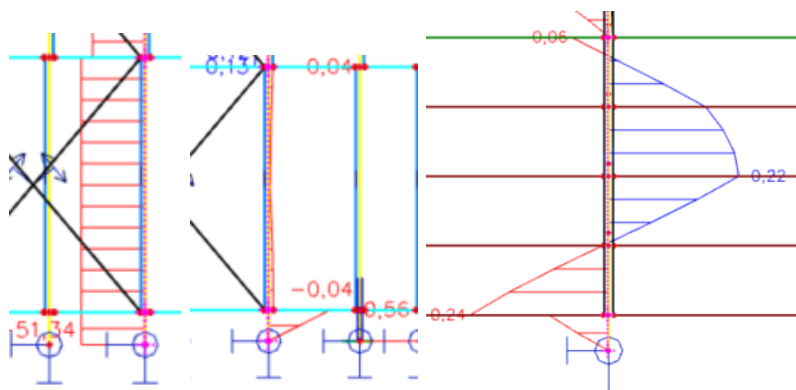
$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 453 \cdot 320 = 144,96 \text{ kN} \quad (11.5)$$

Prvek	Kombinace /vl. tvar	A	W_{pl}	α_{cr}	N_{Ed}	N_{Rk}
		[mm ²]	[mm ³]	[-]	[kN]	[kN]
Sloupek D4	S1/1	453	6520	3,85	51,45	144,96
Sloupek A2	S2/1	453	6520	3,76	52,26	144,96
Sloupek B4	S3/1	453	6520	3,67	47,99	144,96
		M_{Rk}	$\alpha_{ult,k}$	$\bar{\lambda}$	χ	e_0
		[kNm]	[-]	[-]	[-]	[mm]
Sloupek D4	S1/1	2,086	2,817	0,855	0,628	5,0
Sloupek A2	S2/1	2,086	2,774	0,859	0,624	5,0
Sloupek B4	S3/1	2,086	3,021	0,907	0,597	6,0

Tabulka 10: Výpočet amplitudy imperfekce pro kombinace SN1-3

11.3 Posouzení průřezů

Díky nelineárnímu výpočtu dle druhého řádu, zavedení globální imperfekce, není nutné do posouzení průřezů zahrnovat vzpěrné délky jednotlivých prvků. Protože podle zatřídění průřezů (kap. 9.2.1) všechny průřezy spadají do třídy 1, lze použít plastické posouzení podle vztahu (11.6).



Obrázek 34: Průběh vnitřních sil na nejvíce zatíženém sloupku pro kombinaci SN1 (zleva N [kN], M_y [kNm] a M_z [kNm])

Posouzení bylo provedeno vždy pro nejvíce namáhané prvky v dané nelineární kombinaci zatížení. Ty byly definovány pomocí modulu Ocel v programu SCIA Engineer, případně dle maximálních normálových sil a ohybových momentů tak, aby byly posouzeny všechny prvky s nejhorsími možnými kombinacemi osového a ohybového namáhání. V textu bude provedeno posouzení pro sloupek zatížený největší normálovou silou při zatěžovací kombinaci SN1 (obr. 34), ostatní posouzené prvky jsou pak zaznamenány v tabulce 11, kde jsou zastoupeny sloupky, horizontály, diagonály i sloupky zábradlí, myšlena konstrukce pro umístění reklamních bannerů.

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{Ed,y}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{Ed,z}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1,0 \quad (11.6)$$

$$\frac{51,34 \cdot 10^3}{453 \cdot 320/1,1} + \frac{0,56 \cdot 10^6}{6520 \cdot 320/1,1} + \frac{0,24 \cdot 10^6}{6520 \cdot 320/1,1} = 0,39 + 0,3 + 0,13 = 0,81 \leq 1,0$$

⇒ Vyhovuje

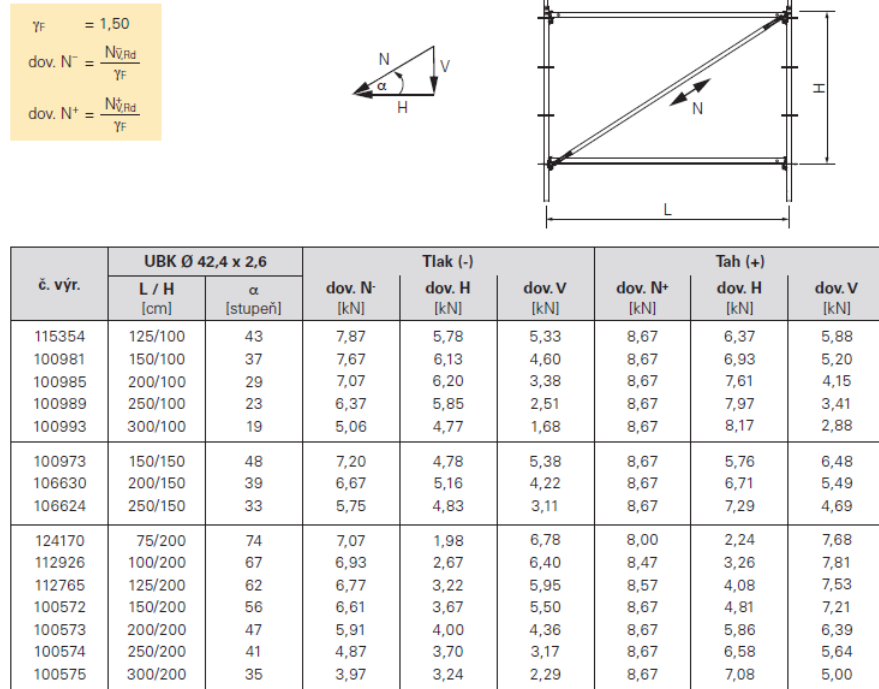
Z tabulky 11 jasně vyplývá, že všechny části konstrukce vyhoví ve všech třech zatěžovacích stavech, přestože využití některých prvků je vyšší, než je vhodné.

Prvek	SN	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	A [mm ²]	W _{pl,y} [mm ³]	W _{pl,z} [mm ³]	N _{rd} [-]	M _{rd,y} [-]	M _{rd,z} [-]	Σ	Posouzení	
													[-]
Sloupek D4	SN1	51,34	0,56	0,24	453	6520	6520	0,39	0,30	0,13	0,81	<1	Vyhovuje
Sloupek D2	SN1	38,43	0,40	0,10	453	6520	6520	0,29	0,21	0,05	0,56	<1	Vyhovuje
Sloupek H2	SN1	35,72	0,37	0,10	453	6520	6520	0,27	0,20	0,05	0,52	<1	Vyhovuje
Sloupek H4	SN1	49,04	0,50	0,16	453	6520	6520	0,37	0,26	0,08	0,72	<1	Vyhovuje
Horizontála BC4	SN1	4,73	1,39	0,15	334	6291,7	3875	0,05	0,76	0,13	0,94	<1	Vyhovuje
Horizontála MN4	SN1	4,41	1,55	0,04	334	6291,7	3875	0,05	0,85	0,04	0,93	<1	Vyhovuje
Horizontála QR4	SN1	4,61	1,63	0,00	334	6291,7	3875	0,05	0,89	0,00	0,94	<1	Vyhovuje
Sloupek A2	SN2	52,21	0,23	0,15	453	6520	6520	0,40	0,12	0,08	0,60	<1	Vyhovuje
Sloupek B2	SN2	50,15	0,36	0,27	453	6520	6520	0,38	0,19	0,14	0,71	<1	Vyhovuje
Sloupek A4	SN2	26,42	0,77	0,16	453	6520	6520	0,20	0,41	0,08	0,69	<1	Vyhovuje
Sloupek F2	SN2	36,38	0,50	0,44	453	6520	6520	0,28	0,26	0,23	0,77	<1	Vyhovuje
Horizontála FG4	SN2	2,64	1,41	0,06	334	6291,7	3875	0,03	0,77	0,05	0,85	<1	Vyhovuje
Horizontála JK4	SN2	5,01	1,44	0,01	334	6291,7	3875	0,05	0,79	0,01	0,85	<1	Vyhovuje
Horizontála XY4	SN2	1,13	1,48	0,14	334	6291,7	3875	0,01	0,81	0,12	0,94	<1	Vyhovuje
Sloupek B4	SN3	47,76	0,35	0,22	453	6520	6520	0,36	0,18	0,12	0,66	<1	Vyhovuje
Sloupek A4	SN3	36,44	0,68	0,10	453	6520	6520	0,28	0,36	0,05	0,69	<1	Vyhovuje
Sloupek B3	SN3	40,53	0,83	0,13	453	6520	6520	0,31	0,44	0,07	0,81	<1	Vyhovuje
Sloupek F4	SN3	47,09	0,42	0,12	453	6520	6520	0,36	0,22	0,06	0,64	<1	Vyhovuje
Horizontála BC4	SN3	5,06	1,39	0,05	334	6291,7	3875	0,05	0,76	0,04	0,86	<1	Vyhovuje
Horizontála XY4	SN3	1,79	1,52	0,00	334	6291,7	3875	0,02	0,83	0,00	0,85	<1	Vyhovuje

Tabulka 11: Posouzení nejvíce namáhaných prvků optimalizovaného modelu

Jak lze velmi snadno pozorovat, v tabulce 11 nebyla posouzena ani jedna diagonála. V kapitole 9.2.2.1 bylo konstatováno, že únosnost diagonál je přímo omezena únosností styčniců a to i v závislosti na úhlu kotvení. Použité diagonály UBK tedy budou posouzeny podle podkladů výrobce [13]. Jednotlivé únosnosti vycházejí z tabulky na obr. 35.

Dovolená zatížení styčnickových diagonál UBK



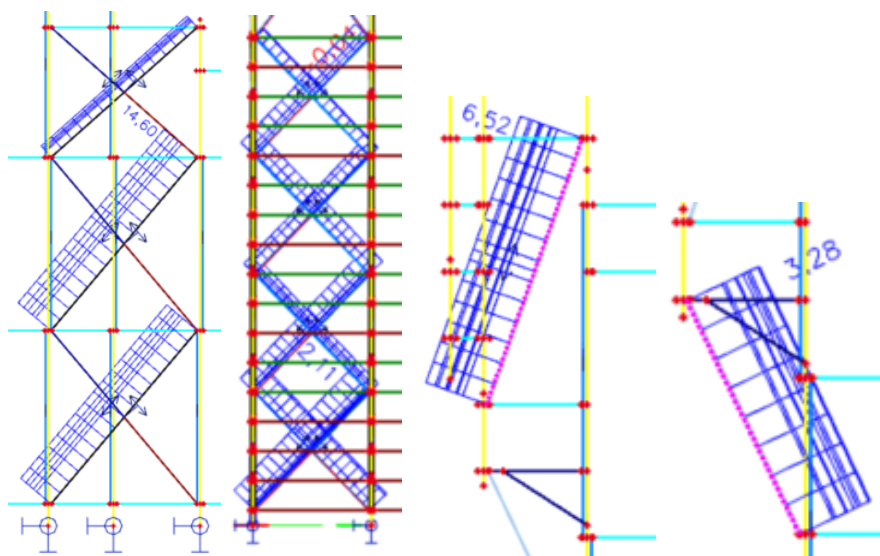
Obrázek 35: Dovolená zatížení styčnickových diagonál UBK [13]

Diagonály tvořící ztužidla, jak bylo konstatováno v úvodu kap. 11, jsou podle lokální nelinearity zadané v modelu namáhány pouze tahovými silami kvůli získání správných vlastních tvarů ze stabilitní analýzy. Nicméně lze se značnou jistotou předpokládat, že diagonály v tlaku působit také budou. Zjednodušeně tedy budou diagonály posouzeny vždy na poloviční normálovou sílu získanou z nelineárního výpočtu. Jako dovolená normálová síla je vždy uvažována ta méně příznivá, tj. převážně únosnost v tlaku.

Ukázkově bude posouzena nejvíce zatížená diagonála příčného ztužení pro kombinaci zatížení SN1 (rovnice 11.7).

$$N_{Ed} = \frac{N_{max}}{2} = \frac{14,60}{2} = 7,30 \text{ kN} > dov. N = 5,91 \text{ kN} \quad (11.7)$$

⇒ Nevyhovuje



Obrázek 36: Normálová síla v diagonálách od kombinace zatížení SN1 (N [kN], zleva v příčném ztužidlu, v podélném ztužidlu, v "zavěšení" konstrukce pro bannery a v podepření konstrukce pro bannery)

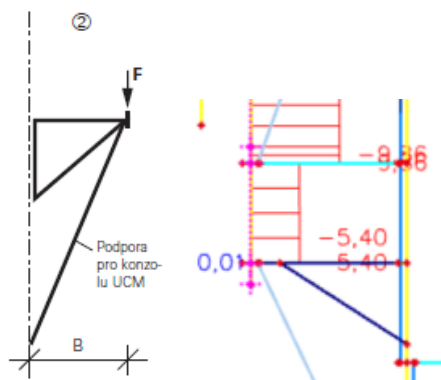
Diagonála UBK	Kombinace	N_{max}	N_{Ed}		dov. N	
		[kN]	[kN]		[kN]	
Příčné ztužidlo	SN1	14,60	7,30	>	5,91	Nevyhovuje
Podélné ztužidlo	SN1	2,11	1,06	<	5,91	Vyhovuje
Zavěšení kce pro bannery	SN1	6,52	6,52	<	8	Vyhovuje
Podepření kce pro bannery	SN1	3,28	3,28	<	7,07	Vyhovuje
Příčné ztužidlo	SN2	2,93	1,47	<	5,91	Vyhovuje
Podélné ztužidlo	SN2	13,43	6,72	>	5,91	Nevyhovuje
Zavěšení kce pro bannery	SN2	3,05	3,05	<	8	Vyhovuje
Podepření kce pro bannery	SN2	3,57	3,57	<	7,07	Vyhovuje
Příčné ztužidlo	SN3	18,52	9,26	>	5,91	Nevyhovuje
Podélné ztužidlo	SN3	3,55	1,78	<	5,91	Vyhovuje
Podepření kce pro bannery	SN3	6,80	6,80	<	7,07	Vyhovuje

Tabulka 12: Posouzení diagonál UBK pro kombinace zatížení SN1-3

Z tabulky 12 je zřejmé, že značná část diagonál podle předepsaných únosností společnosti PERI nevyhoví. Jedná se především o diagonály ztužidel v příčném řezu. Přestože právě kvůli únosnosti diagonál byl zvýšen jejich počet na maximum, které je možné do příčného řezu umístit. (Bereme-li v úvahu délce poskytované výrobcem a především možnost

kotvení diagonál do rozety, tj. dostatečný počet volných otvorů v rozetě.) Oproti tomu je zřejmé, že opatření pro zajištění konstrukce pro reklamní bannery je funkční.

Závěrem bude posouzena konzola UCM opět podle podkladů výrobce (obr. 27) na maximální působící sílu ze všech třech kombinací SN1-3. Tentokrát bude uvažován případ 2 (obr. 37) pro konzolu UCM s podporou, kterou tvoří již posouzená dvojice diagonál UBK.



Obrázek 37: Posuzovaný případ 2 umístění konzoly UCM v konstrukci (s podporou) a síla F [kN] působící na její konec

$$F_{Ed} = 5,40 \text{ kN} \leq \text{dov. } F = 9,70 \text{ kN} \quad (11.8)$$

⇒ Vyhovuje

Podstatným prvkem každé tribuny je i zábradlí. V této práci ovšem není posuzováno a mělo by být řešeno jako samostatný problém.

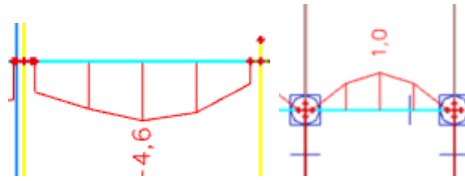
11.4 Posouzení deformací

Kritériu na průhyb dle normy [9] z kap. 4 bude podrobena nejvíce zatížená horizontála, která nese průmyslové podlahy. Protože se svislé zatížení napříč kombinacemi neliší, průhyby jsou pro různé kombinace shodné. Průhyb dílce (obr. 38) je demonstrativně posouzen pro SNP2 podle nerovnic (11.10) a (11.9). Maximální průhyby dalších horizontál jsou vypsány v tabulce 13.

$$w_{lim} = \frac{l}{200} = \frac{952}{200} = 4,76 \text{ mm} \geq w_{z,max} = 4,60 \text{ mm} \quad (11.9)$$

⇒ Vyhovuje

$$w_{lim} = \frac{l}{200} = \frac{952}{200} = 4,76 \text{ mm} \geq w_{y,max} = 1,0 \text{ mm} \quad (11.10)$$



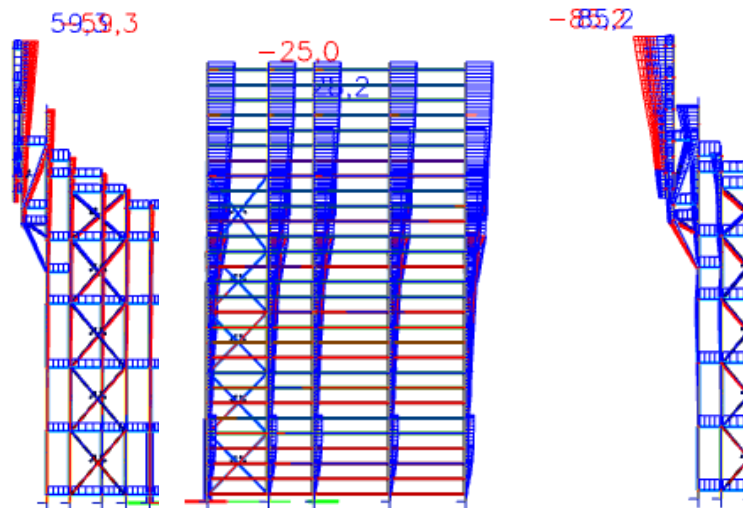
Obrázek 38: Svislý průhyb w_z horizontály XY4 od kombinace SNP2 a vodorovný průhyb w_y horizontály XY4 od kombinace SNP2

⇒ Vyhovuje

Prvek	Délka	Směr	W_{max}		W_{lim}	
	[m]		[mm]		[mm]	
Horizontála MN4	0,952	y	4,0	<	4,76	Vyhovuje
Horizontála BC4	0,952	y	3,9	<	4,76	Vyhovuje
Horizontála XY4	0,952	z	1,0	<	4,76	Vyhovuje
Horizontála AB4	0,952	y	4,6	<	4,76	Vyhovuje

Tabulka 13: Posouzení průhybů nejvíce namáhaných horizontál UH

Náklon celé konstrukce bude posouzen podle ustanovení v kapitole 4. Jednotlivé nerovnice (11.11), (11.12) a (11.13) znázorňují posouzení náklonu konstrukce vždy v závislosti na hlavním směru zatěžování. Ty vyplývají z obrázku 39. Koeficienty 1-3 korespondují s označením kombinací zatížení SNP1-3.



Obrázek 39: Náklon konstrukce - zleva od SNP1 ($u_{1,max}$), SNP2 ($u_{2,max}$) a SNP3 ($u_{3,max}$)

$$u_{lim} = \frac{h}{150} = \frac{14500}{150} = 96,6 \text{ mm} \geq u_{1,max} = 59,3 \text{ mm} \quad (11.11)$$

⇒ Vyhovuje

$$u_{lim} = \frac{h}{150} = \frac{14500}{150} = 96,6 \text{ mm} \geq u_{2,max} = 28,2 \text{ mm} \quad (11.12)$$

⇒ Vyhovuje

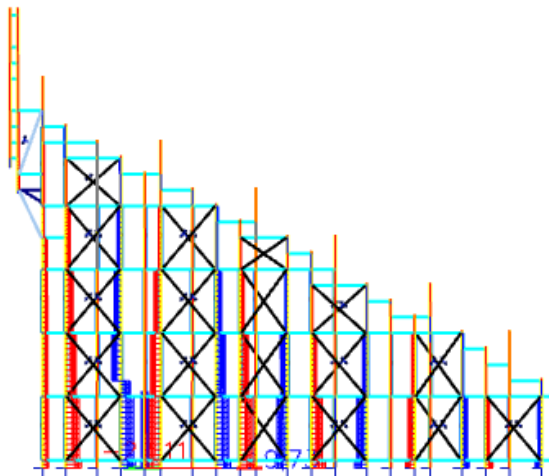
$$u_{lim} = \frac{h}{150} = \frac{14500}{150} = 96,6 \text{ mm} \geq u_{3,max} = 85,2 \text{ mm} \quad (11.13)$$

⇒ Vyhovuje

Je zřejmé, že celkový náklon konstrukce je značný, především se jedná o zvýšenou část pro reklamní bannery, přesto vyhoví běžným požadavkům na pozemní stavby.

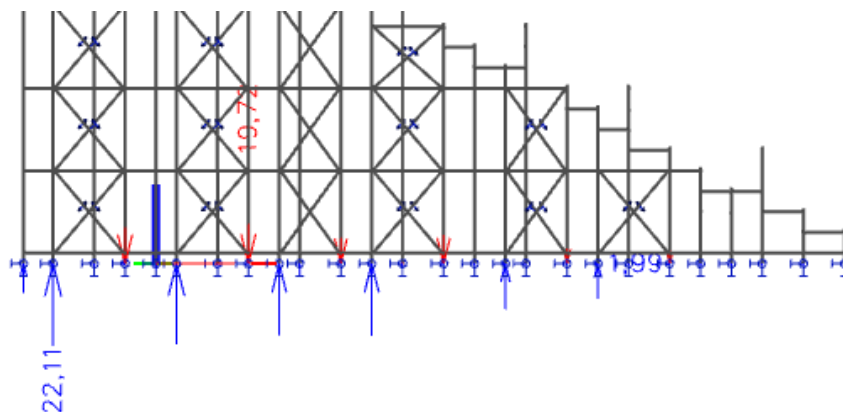
11.5 Stabilita polohy konstrukce

Jak již bylo řečeno v kap. 1.2, sloupky tribuny jsou založeny na systémových patkách UJB se čtvercovým půdorysem o straně 150 mm. V získané dokumentaci [2] není záznam o přídavných kotvách nebo jiném zajištění stability konstrukce. Nyní bude provedeno její posouzení podle výsledných reakcí v podporách od kombinací na mezní stav stability polohy stanovených v kap. 3, MSSP 1-3. Jedná se o kombinace, kde mezi svislými zatíženími figuruje pouze vlastní tíha konstrukce a průmyslových podlah. Dominantním zatížením se tedy stává vítr, což se zásadně projevuje i na reakcích.



Obrázek 40: Normálová síla N ve sloupcích tribuny od kombinace zatížení MSSP3 (modrá tah, červená tlak)

Že konstrukce musí přenést především zatížení větrem, je názorně vidět na obrázku 40, kdy je konstrukce zatěžována směrem od lední plochy. Ztužidla v příčném směru jsou aktivována a v příslušných sloupcích vzniká tah či tlak v závislosti na jejich poloze. Odtud plyne, že některé z reakcí v patkách budou také tahové (obr. 41).



Obrázek 41: Reakce v patkách tribuny od kombinace zatížení MSSP3 (modrá tlak, červená tah)

Běžným opatřením při možném vzniku tahových reakcí při používání lehkých lešeňových konstrukcí je přitížení kritických míst, případně použití systémových nebo speciálních kotev. Na obrázku 41 jsou zachyceny maximální tahové a tlakové reakce. Evidentní je i patce neúměrná velikost síly tlakové, kterou by stávající způsob založení jen těžko přenesl. Touto problematikou se však předložená práce dále nezabývá a spokojí se s označením stávajícího řešení za nedostatečné.

Několikanásobně menší vodorovné reakce budou přeneseny třením patky na základovém povrchu.

Závěr

Cílem předložené diplomové práce bylo vytvoření pokročilého FEM modelu pro posouzení konstrukce dočasné tribuny navržené společností PERI pro hokejové zápasy v Brně v roce 2016. Do tohoto modelu byly následně zavedeny experimentálně zjištěné tuhosti styčnicku horizontály a sloupku (kap. 6).

Na porovnání modelu s kloubovými a tuhými styčnickými (kap. 9) je zřejmý příznivý vliv této tuhosti, přesto je jisté, že bez řádného zavětrování se daná konstrukce neobejde. Zjevné rámové chování totiž netvoří dostatečné ztužení, pravděpodobně kvůli nedostatečné tuhosti samotných konstrukčních prvků.

Z vyhodnocení vlastních tvarů získaných ze stabilitní analýzy a posouzení prvků původně navržené konstrukce vyplývá několik kritických částí (kap. 10). Mezi ně patří především podélné, ale i příčné průchody, kterým schází dostatečná prostorová tuhost a únosnost diagonál UBC, na kterých jsou vyvěšeny sloupky nad průchody. K nesprávně řešeným částem tribuny se také řadí překonzolovaná konstrukce pro reklamní bannery.

Při hledání optimalizovaného modelu (kap. 11) nebylo pro řešení nepříznivé situace průchodů využito vodorovné ztužení, protože praktici zabývající se konstrukcemi z lešení nemají zájem jej z praktických důvodů využívat. Po dohodě s vedoucím práce byly proto problematické průchody i schodiště z nového modelu vyloučeny, proto zachovává pouze vnější tvar. Přes rozsáhlé ztužení konstrukce diagonálami je třeba konstatovat, že ani v tomto případě použité prvky nevyhoví (v extrémním případě o 3,4 kN). Slabým místem diagonál jsou bezpochyby jejich přípoje, které únosnost prvku značně omezují.

Nicméně je nezbytné poznamenat, že kvůli bezpečnosti je uvažován nejnepříznivější stav zatížení větrem, a sice ten, kdy je konstrukce překryta plachtou (např. reklamním bannerem), což bývá běžným jevem. Na základě výsledků prezentovaných v této práci se důrazně nedoporučuje na konstrukci podobné plachty umisťovat a tím zvyšovat její namáhání.

Před svou realizací byla konstrukce tribuny podrobena statickému posouzení [1], které odhalilo nedostatky v její prostorové tuhosti. Na základě doporučení v tomto výpočtu byla do konstrukce doplněna řada diagonál. Následně tribuna zdárně prošla zátěžovým testem, kdy při Hokejových hrách podle serveru iDNES [15] padaly rekordy návštěvnosti.

Pro další zkoumání doporučuji se dále zabývat odezvami konstrukce na reálné zatížení větrem, tedy při nezakryté konstrukci, a najít vhodné řešení pro vyhotovení průchodů a schodišť tak, aby splňovaly požadavky pro únikové cesty a zároveň byly dostatečně stabilní konstrukcí.

Použité zdroje

- [1] DOLEJŠ, Jakub. *Statické posouzení konstrukce: Dočasné tribuny pro hokejové zápasy Komety Brno*. Louny, 2016.
- [2] *Schématické výkresy tribuny (půdorys, některé řezy)*. PERI 2015
- [3] DOLEJŠ, Jakub. *Fotodokumentace průběhu výstavby dočasné tribuny PERI*. Brno, 2016
- [4] *PERI GmbH Schalung Gerüst Engineerin*. Berlin: Deutsches institut für bautechnik, 2004.
- [5] *ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: ČNI, 2004.
- [6] *ČSN EN 1991-1-4: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 1-4: Obecná zatížení-Zatížení větrem*. Praha: ČNI, 2007.
- [7] *ČSN EN 13200-6-Zařízení pro diváky-Část 6: Demontovatelné (dočasné) tribuny*. Praha: UNMZ, 2013.
- [8] *ČSN EN 12811-1: Dočasné stavební konstrukce – Část 1: Pracovní lešení – Požadavky na provedení a obecný návrh*. Praha: ČNI, 2004.
- [9] *Eurokód 3: Návrh ocelových konstrukcí: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, 2006.
- [10] DOLEJŠ, Jakub. *PROSTOROVÉ SPOLUPŮSOBENÍ PRVKŮ A DÍLCŮ FASÁDNÍHO LEŠENÍ*. Praha: FSv ČVUT, 2012.
- [11] *ČSN EN 12811-3. Dočasné stavební konstrukce-Část 3: Zatěžovací zkoušky*. Praha: ČNI, 2003.
- [12] Prof. Ing. František Wald CSc., Ing. Zdeněk Sokol, PhD. *Ocelové konstrukce - Tabulky*. Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2013.
- [13] *Tabulky 2016: PERI UP Flex*. 10. Weissenhorn: PERI, 2016.
- [14] WALD, František, Jiří STUDNIČKA a kol. *Softwarová podpora návrhu ocelových a dřevěných konstrukcí* [online]. Praha, 2010 [cit. 2017-12-10]. Dostupné z: <http://www.consteelsoftware.com/files/articleUploads/>. FSv ČVUT v Praze.
- [15] Hokejová extraliga překonala divácké rekordy.: Brno předčilo Pardubice. In: *Idnes.cz* [online]. 5. března 2016 [cit. 2018-01-07]. Dostupné z: <https://hokej.idnes.cz/hokej-extraliga-rekord-v-navstevnosti-2016-fpb/>

Seznam tabulek a obrázků

Seznam obrázků

1	Pohled na renderovaný 3D model	13
2	Pohled na zadní stěnu tribuny C - obdenná konstrukce jako tribuna A s viditelným uspořádáním diagonál v podélném směru [3]	14
3	Nákres rozety s otvory pro kotvení horizontál UH i diagonál UBK [4]	15
4	Globální imperfekce ve tvaru počátečního naklonění (vlevo model se zavedeným náklonem φ , vpravo náhradní vodorovná síla H_i) [10]	20
5	Schéma uspořádání zkoušky	23
6	Vzorek č. 1 připraven ke zkoušce	24
7	Vzorek č. 2 po zatížení do porušení	25
8	Grafické znázornění průběhu celé zkoušky vzorku č. 2	25
9	Detaily porušení vzorku č. 4 a sloupku č. 3	26
10	Zaznamenávání průběhu zkoušky	26
11	Třetí zatěžovací cyklus vzorku č. 2	27
12	Rozdělení kladné části třetího zatěžovacího cyklu do fází pro vzorek č. 2	27
13	Zatížení do porušení a upravené odtížení vzorku č. 2 ve čtvrtém cyklu	29
14	Grafické porovnání výsledků zkoušky UCEEB a společnosti PERI	31
15	Výsledný graf závislosti momentu M na pootočení φ	32
16	První vlastní tvar konstrukce s kloubovými styčníky pro SS3 (půdorys a pohled od zadní stěny tribuny) - vybočení prvního průchodu	36
17	Boční pohled na modelovanou konstrukci tribuny	37
18	Druhý vlastní tvar konstrukce se zavedním tuhostí styčníků pro SS2 (půdorys a pohled od zadní stěny tribuny) - vybočení druhého průchodu	38
19	Průběh vnitřních sil na nejméně stabilní sloupku prvního průchodu od kombinace SS1 (zleva N [kN], M_y [kNm] a M_z [kNm])	40
20	Podmínka pro součinitele C_m dle normy [9]	42
21	Tabulka únosností prvku UHV z podkladů PERI [13]	45
22	Průběh vnitřních sil na prvku UHV (zleva N [kN], M_y [kNm]) pro kombinaci zatížení MSÚ 1	46
23	Průběh vnitřních sil na prvku UHV (zleva V_z [kN], F [kN]) pro kombinaci zatížení MSÚ 1	46

24	Osová síla v diagonálách nad průchody UBC (N [kN]) pro kombinaci zatížení MSÚ 1	47
25	Tabulka únosností diagonály UBC se spojkami z podkladů PERI [13]	49
26	Vnitřní síly na nosných prvcích konstrukce pro bannery (zleva N [kN] pro diagonály, přitížení konzoly UCM F [kN])	49
27	Dovolené zatížení pro konzoly UCM	50
28	Boční pohled na podélné průchody v renderovaném modelu s popisy prvků	51
29	Fotografie z provedení tribuny-pohled do průchodu [3]	51
30	Porovnání příčného řezu schodiště (vlevo) a běžného řezu (vpravo) [2] . . .	52
31	Boční pohled na deformovanou konstrukci pro reklamní bannery při kombinaci zatížení MSP 3 a hodnota maximálního posunu	53
32	Pohled na boční a zadní stranu renderovaného optimalizovaného modelu . .	54
33	První vlastní tvar optimalizované konstrukce pro kombinaci SS3 (pohled od zadní stěny tribuny a detail selhávajících sloupků) - vybočení sloupků ztužidel	55
34	Průběh vnitřních sil na nejvíce zatíženém sloupku pro kombinaci SN1 (zleva N [kN], M_y [kNm] a M_z [kNm])	58
35	Dovolená zatížení styčnickových diagonál UBK [13]	60
36	Normálová síla v diagonálách od kombinace zatížení SN1 (N [kN], zleva v příčném ztužidlu, v podélném ztužidlu, v "zavěšení" konstrukce pro bannery a v podepření konstrukce pro bannery)	61
37	Posuzovaný případ 2 umístění konzoly UCM v konstrukci (s podporou) a síla F [kN] působící na její konec	62
38	Svislý průhyb w_z horizontály XY4 od kombinace SNP2 a vodorovný průhyb w_y horizontály XY4 od kombinace SNP2	63
39	Náklon konstrukce - zleva od SNP1 ($u_{1,max}$), SNP2 ($u_{2,max}$) a SNP3 ($u_{3,max}$)	63
40	Normálová síla N ve sloupcích tribuny od kombinace zatížení MSSP3 (modrá tah, červená tlak)	64
41	Reakce v patkách tribuny od kombinace zatížení MSSP3 (modrá tlak, červená tah)	65
42	Grafické znázornění průběhu celé zkoušky vzorku č. 1	72
43	Grafické znázornění průběhu třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 1 .	72
44	Přítížení a odtížení kladné části třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 1	72

45	Přítížení a odtížení záporné části třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 1	73
46	Grafické znázornění průběhu zatěžování vzorku č. 1 do porušení a znázornění hranice lineární oblasti a upravený průběh odtížení 4. cyklu	73
47	Grafické znázornění průběhu celé zkoušky vzorku č. 3	73
48	Grafické znázornění průběhu třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 3 .	74
49	Přítížení a odtížení kladné části třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 3	74
50	Přítížení a odtížení záporné části třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 3	74
51	Grafické znázornění průběhu zatěžování vzorku č. 3 do porušení a znázornění hranice lineární oblasti a upravený průběh odtížení 4. cyklu	75
52	Grafické znázornění průběhu celé zkoušky vzorku č. 4	75
53	Grafické znázornění průběhu třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 4 .	75
54	Přítížení a odtížení kladné části třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 3	76
55	Přítížení a odtížení záporné části třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 4	76
56	Grafické znázornění průběhu zatěžování vzorku č. 4 do porušení a znázornění hranice lineární oblasti a upravený průběh odtížení 4. cyklu	76

Seznam tabulek

1	Výsledky vyhodnocení zkoušek tuhosti	28
2	Výsledky zkoušek pro výpočet únosnosti	30
3	Koeficienty kritického zatížení pro model s klouby	36
4	Koeficienty kritického zatížení pro model s tuhými styčníky	38
5	Zatřídění jednotlivých průřezů	39
6	Výpočet součinitelů interakce pro kritické sloupky kombinací zatížení SS1-SS3	42
7	Posouzení kritických sloupek pro kombinace zatížení SS1-SS3	44
8	Posouzení profilu UHV 250	47
9	Koeficienty kritického zatížení pro model optimalizované konstrukce	56
10	Výpočet amplitudy imperfekce pro kombinace SN1-3	57
11	Posouzení nejvíce namáhaných prvků optimalizovaného modelu	59
12	Posouzení diagonál UBK pro kombinace zatížení SN1-3	61
13	Posouzení průhybů nejvíce namáhaných horizontál UH	63

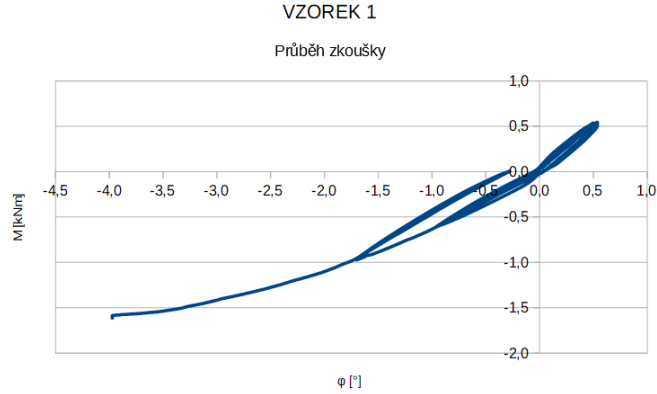
Seznam použitých zkratk

GNIA	Geometrically Nonlinear Analysis of the Imperfect Structure
MSP	Mezní stav použitelnosti
MSSP	Mezní stav stability polohy
MSÚ	Mezní stav únosnosti
UCEEB	Univerzitní centrum energeticky efektivních budov

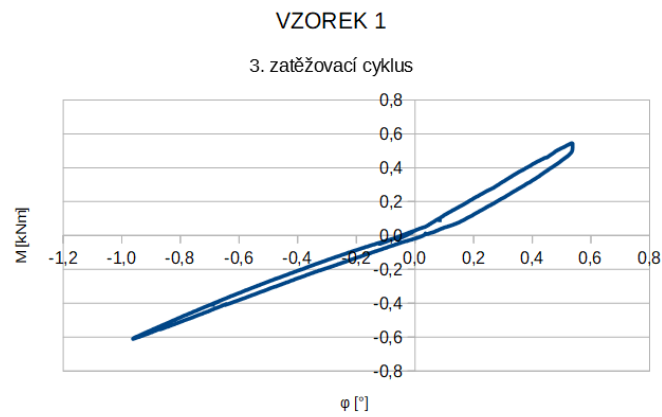
Seznam použitých programů

AutoCAD 2016 (studentská verze)
LaTeX
Libre Office Calc
Microsoft Excel
PDF Creator
SCIA Engineer 17.01 (studentská verze)
Wolfram Alpha

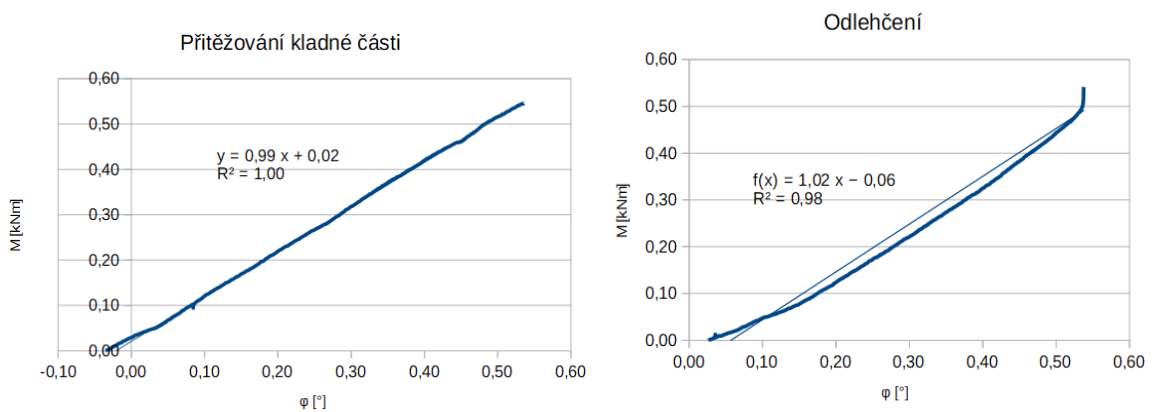
A Průběhy experimentů vzorků č. 1,3 a 4



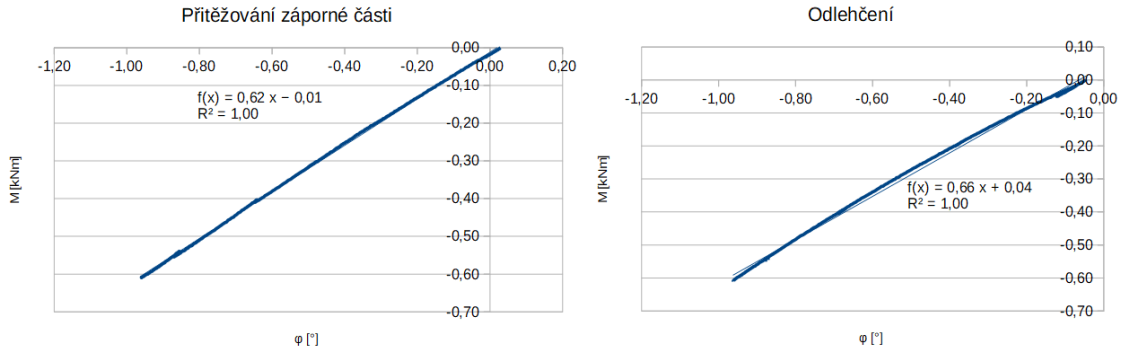
Obrázek 42: Grafické znázornění průběhu celé zkoušky vzorku č. 1



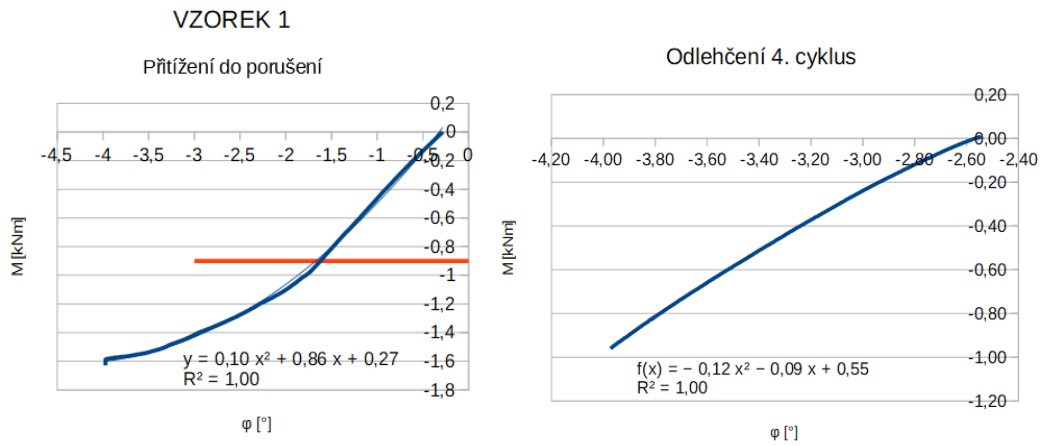
Obrázek 43: Grafické znázornění průběhu třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 1



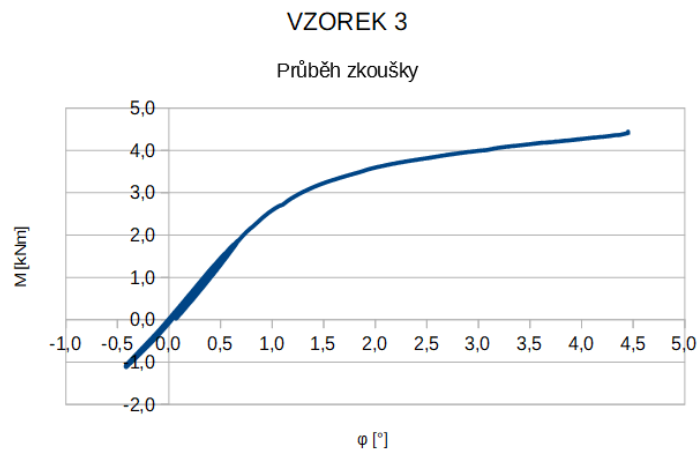
Obrázek 44: Přítěžení a odtížení kladné části třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 1



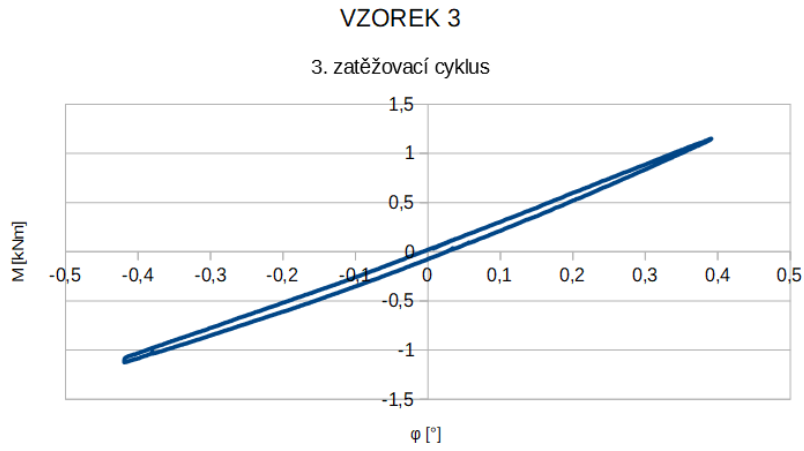
Obrázek 45: Přítěžení a odtížení záporné části třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 1



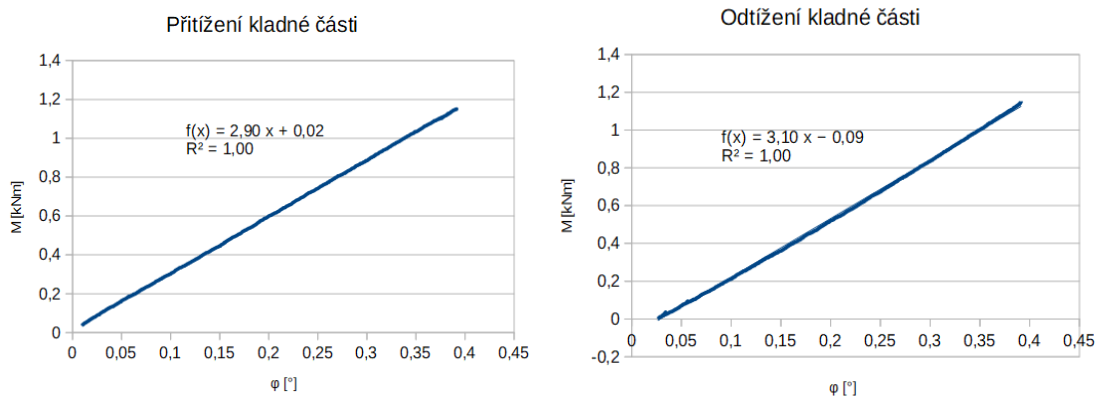
Obrázek 46: Grafické znázornění průběhu zatěžování vzorku č. 1 do porušení a znázornění hranice lineární oblasti a upravený průběh odtížení 4. cyklu



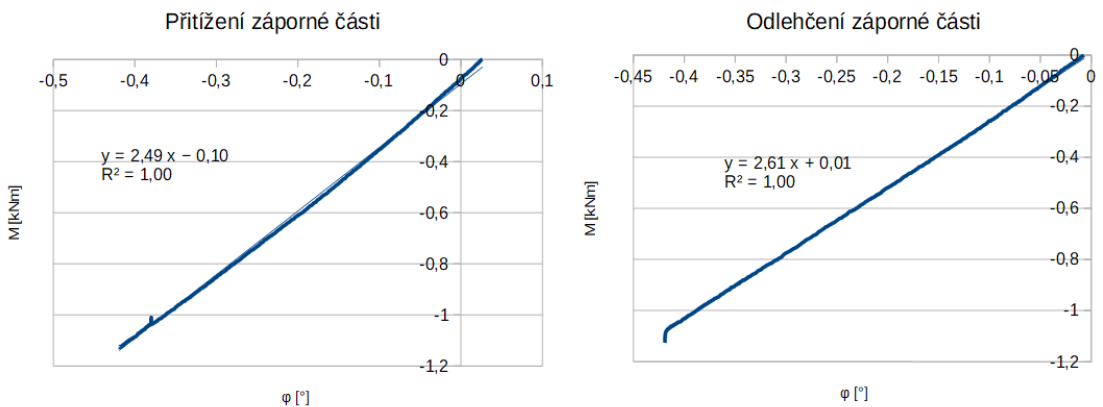
Obrázek 47: Grafické znázornění průběhu celé zkoušky vzorku č. 3



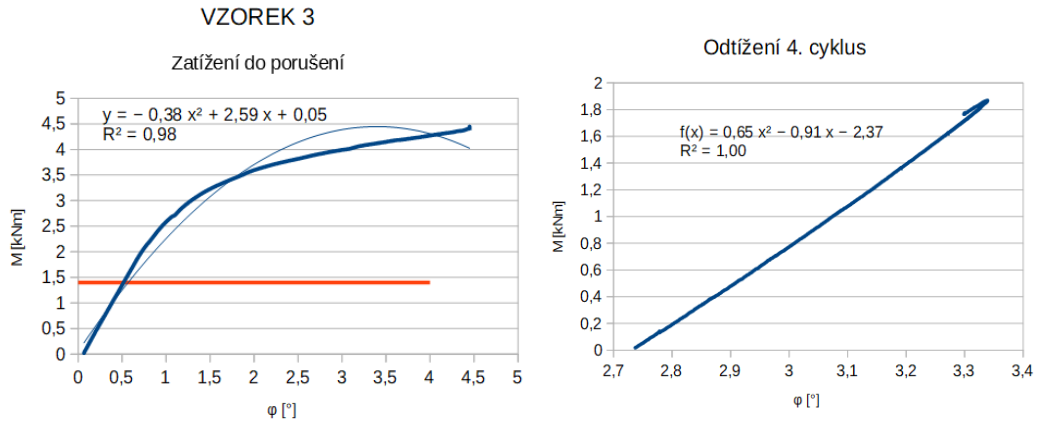
Obrázek 48: Grafické znázornění průběhu třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 3



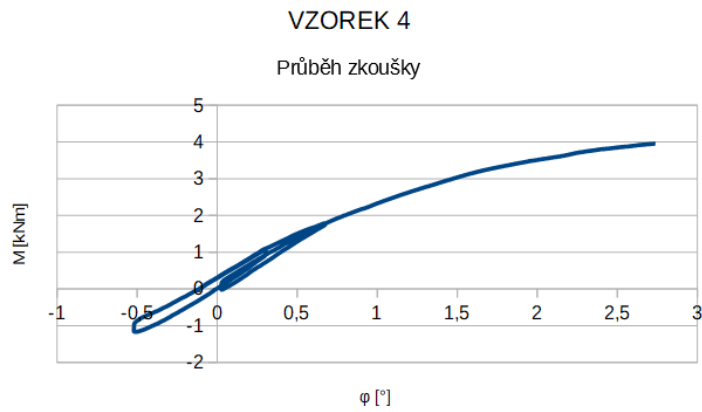
Obrázek 49: Přetížení a odtížení kladné části třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 3



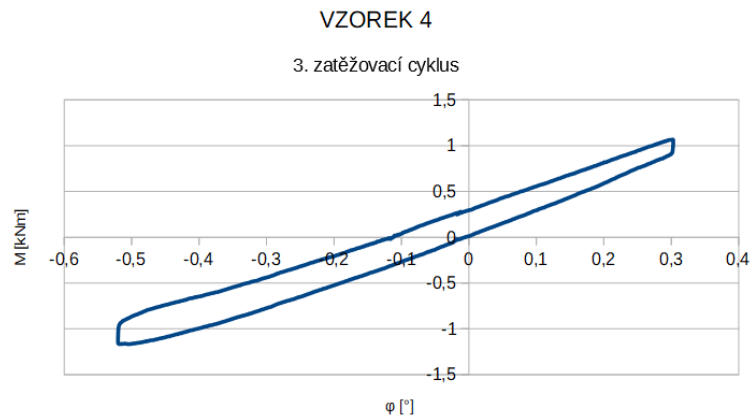
Obrázek 50: Přetížení a odtížení záporné části třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 3



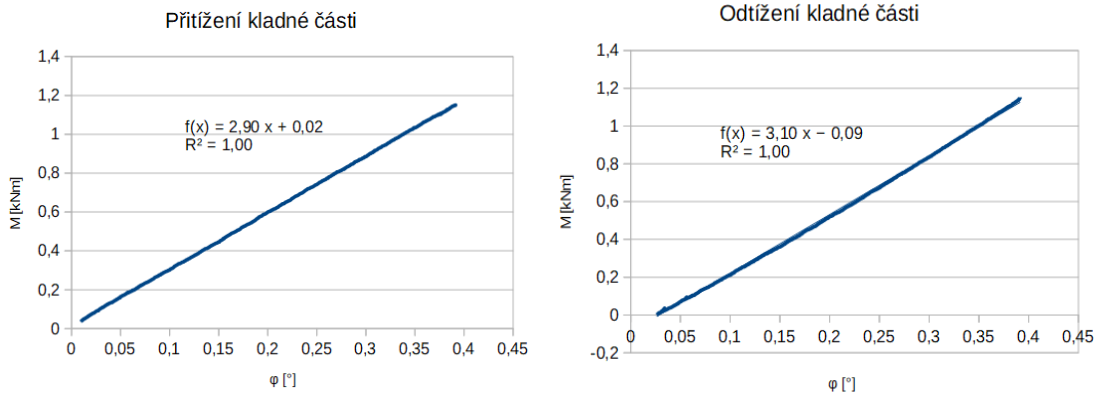
Obrázek 51: Grafické znázornění průběhu zatěžování vzorku č. 3 do porušení a znázornění hranice lineární oblasti a upravený průběh odtížení 4. cyklu



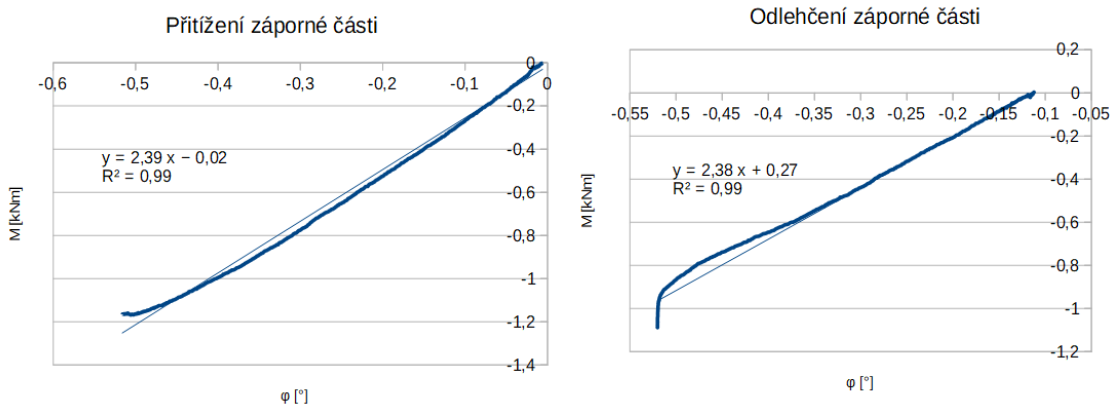
Obrázek 52: Grafické znázornění průběhu celé zkoušky vzorku č. 4



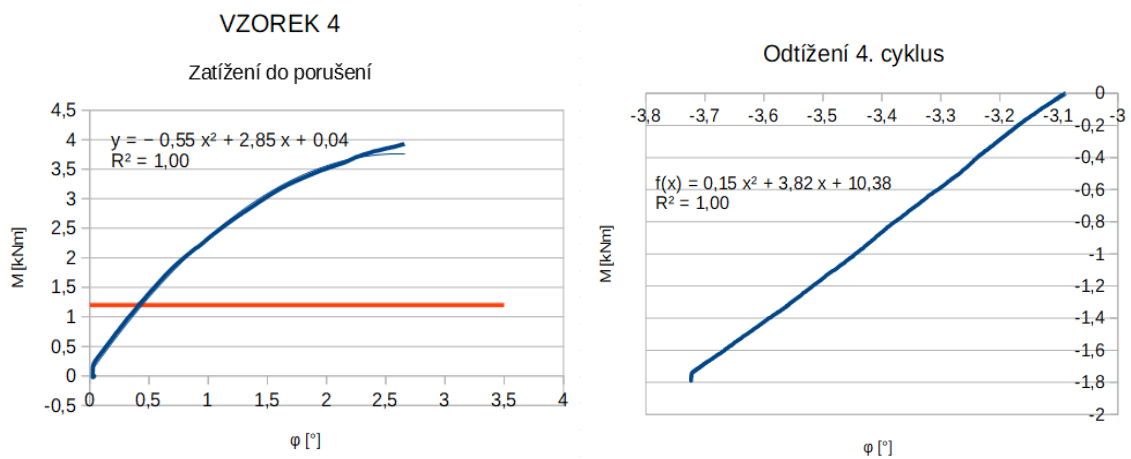
Obrázek 53: Grafické znázornění průběhu třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 4



Obrázek 54: Přetížení a odtížení kladné části třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 3



Obrázek 55: Přetížení a odtížení záporné části třetího cyklu zatěžovací zkoušky vzorku č. 4



Obrázek 56: Grafické znázornění průběhu zatěžování vzorku č. 4 do porušení a znázornění hranice lineární oblasti a upravený průběh odtížení 4. cyklu

B Schémata původní konstrukce

Půdorys - měřítko 1:75, formát A3

Příčný řez - měřítko 1:75, formát A3

Příčný řez schodištěm - měřítko 1:75, formát A3

Pohled na zadní stěnu - měřítko 1:75, formát A3

C Schémata optimalizované konstrukce

Půdorys - měřítko 1:75, formát A3

Příčný řez - měřítko 1:75, formát A3

Pohled na zadní stěnu - měřítko 1:75, formát A3

D Schémata jednotlivých dílců

Běžné prvky s detaily zakončení - měřítko 1:10, formát A4 [2]

Schodišťový dílec - boční pohled a perspektiva - měřítko 1:15, formát A4 [2]

Horizontála UHV včetně kotvení prvků průchodu - měřítko 1:10, formát A4 [2]