

# KONFERENCE OCELOVÉ KONSTRUKCE



Pořádáno pod záštitou děkana Strojní fakulty VŠB - TU Ostrava  
prof. Ing. Roberta Čepa, Ph.D., děkana Stavební fakulty VUT v Brně prof. Ing.  
Rostislava Drochytky, CSc., MBA, dr. h. c., děkana Stavební fakulty ČVUT v Praze  
prof. Ing. Jiřího Máci, CSc., FEng. a ve spolupráci s vysokými školami v ČR

## ELEKTRONICKÝ SBORNÍK

Hotel Termal Mušov, Pasohlávky, 17. 5. 2023

### HLAVNÍ PARTNEŘI



Metrostav DIZ

### VE SPOLUPRÁCI



### POŘADATEL



### MEDIÁLNÍ PARTNEŘI



## OBSAH ELEKTRONICKÉHO SBORNÍKU

<u>Dlouhodobé měření na ocelové konstrukci od počátku montáže</u> <i>Stanislav Vejvoda</i>	3
<u>Úvod do problematiky environmentálních požadavků ocelových stavebních výrobků</u> <i>Zdeněk Vašek, Lucie Ndirangu, Taťána Ujházy</i>	16
<u>Ocelové mosty s povlakem žárového zinku v ČR a ve světě</u> <i>Petr Strzyž</i>	23
<u>Přemostění Blansko – most přes Svitavu a koridor SŽC</u> <i>Pavel Báča, Petr Brosch, Dalibor Diviš</i>	30
<u>Globální a lokální imperfekce pro návrh ocelových tlačených prutů pomocí GMNIA</u> <i>Petr Červinka, Martin Vild, Andreas Müller, Andreas Taras</i>	36
<u>Lávka přes Labe u Aldisu v Hradci Králové</u> <i>Petr Harazim, Lukáš Vráblík, Libor Kábrt, Gabriela Elichová, Martin Elich</i>	51
<u>CERIT SCIENCE PARK II – Koncept, projekt a výstavby OK nadstavby</u> <i>Zdeněk Horníček, Zdeněk Machala, Petr Chaloupka</i>	57
<u>Most Masarykova Olomouc</u> <i>Petr Brosch, Pavel Báča, Martin Řehulka</i>	67
<u>Rekonstrukce ČEZ stadionu Kladno</u> <i>Jindřich Beran, Pavel Bejček</i>	73
<u>NDL=nový most přes Dunaj v Linci, Rakousko</u> <i>Jaroslav Řeháček, Petr Tupý</i>	82
<u>Projekt Pirna - problematika překročení doby přetíratelnosti nátěru. Manipulátor Combilift</u> <i>Igor Chorovský</i>	84
<u>Projekt Metsä Fibre Kemi Finland</u> <i>Pavol Masnica, Ján Macášek</i>	96
<u>Most přes Olši na obchvatu Karviné – ocelová nosná konstrukce</u> <i>David Marván, Petr Nečasal</i>	108
<u>Inzerce</u>	115

## DLOUHODOBÉ MĚŘENÍ NA OCELOVÉ KONSTRUKCI OD POČÁTKU MONTÁŽE

prof. Ing. Stanislav Vejvoda, CSc.,  
Vítkovice ÚAM  
stanislav.vejvoda@seznam.cz

**Anotace.** Příkladem dlouhodobého měření na ocelové konstrukci od počátku montáže je most přes Lochkovské údolí. Po zjištění vad v těsnících svarech lamelových pásnic měření umožnilo získat podklady pro posouzení přípustnosti vad. V součinnosti s řešeným projektem TAČR mohlo být doloženo, že nepatrné rozevírání štěrbiny mezi svařenými lamelovými pásnicemi způsobuje pouze malou kumulaci poškození únavou podélných těsnících a nosných koutových svarů 16 mm. V článku jsou prezentovány výsledky automaticky probíhajícího vyhodnocení změřených dat na serveru pomocí SW ALERT a SW POKOF, [1] až [3].

### 1. Úvod

Po zjištění vad v těsnícím svaru prvních montážních nosných svarů lamelových pásnic mostu přes Lochkovské údolí bylo jako jedno z opatření rozhodnuto osadit ihned po svaření a vychladnutí boky montážních nosných svarů lamelových pásnic tenzometry a čidly pro měření teploty.

Výsledky měření byly použity pro posouzení případného růstu vad zjištěných v těsnících svarech, uzavírajících štěrbiny mezi lamelovými pásnicemi v oblasti nosných svarů. Tenzometry a čidly pro měření teploty byly osazeny nosné svary 6003, 7203, 6004, 7204, 6013, 7213, 6014, 7214, 6018, 7218, 6019, 7219, 6020, 7220 6021 a 7221. Kromě prvních čtyř nosných svarů byly ostatní uvedené nosné svary čidly osazeny bezprostředně po jejich závěrečné úpravě. V některých případech se však připojení čidel k měřicím ústřednám EMS DV 803 podařilo včetně oživení měření provést až po několika dnech. První čtyři nosné svary byly osazeny čidly po jejich částečném vysunutí nad údolí.

Měřicí systém nebyl součástí dodávky mostu a tak se stávalo, že přes snahu montážních dělníků byla některá čidla poškozena. Často také rychlé přemístění překážející kabeláže způsobilo změnu odporu v měřicím systému a tím vznik elektrických impulzů narušujících plynulost měřeného údaje. Poškozená čidla byla průběžně nahrazována novými, nepodařilo se to však ihned po jejich poškození. Při výměně čidla byla pro nové čidlo nastavena taková výchozí (nulová) hodnota, aby měřená hodnota navazovala na předchozí před poškozením čidla. Identifikace okamžiku náhrady čidla potom činila potíž při vyhodnocování změřených dat. Bylo totiž třeba vyhodnocení přerušit a nastavit pro vyměněné čidlo novou výchozí hodnotu.

Při montáži mostu se také nechtěně stávalo, že bylo krátkodobě přerušeno napájení měřicího systému proudem. Potom data nebyla změřena. Po uvedení mostu do provozu tyto problémy ustaly. Nebylo však už možné pro nebezpečnou dostupnost vyměnit poškozená čidla vně mostu. V letech 2014 a 2015 bylo pro nezajištění finanční podpory měření ve dvou etapách odpojeno všech pět měřicích ústředn a měření 01.09.2015 ukončeno. Nové měření v mnohem menším rozsahu, pouze s jednou

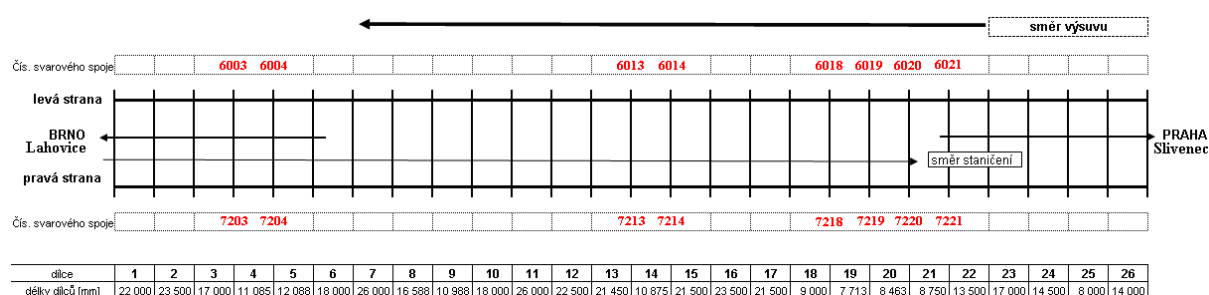
měřicí ústřednou, pokračuje od 17.11.2016 doposud. Od 22.04.2020 bylo měření různými tenzometry nahrazeno měřením tenzometrů ve tvaru T (tček), umístěných na podélných nosných a těsnících svarech lamelových pásnic uvnitř komory mostu. Při vyhodnocování měření byl k dispozici podrobný popis harmonogramu montážních prací a zkušebních zatížení.

V letech 2012 až 2015 jsme ve společnosti VÍTKOVICE ÚAM a.s. řešili projekt TAČR s názvem FR-TI4/430 „Pravděpodobnost poruch svarového spoje lamelových pásnic s indikacemi zjištěnými progresivními nedestruktivními metodami“. Spoluřešitelem byla FAST VUT v Brně.

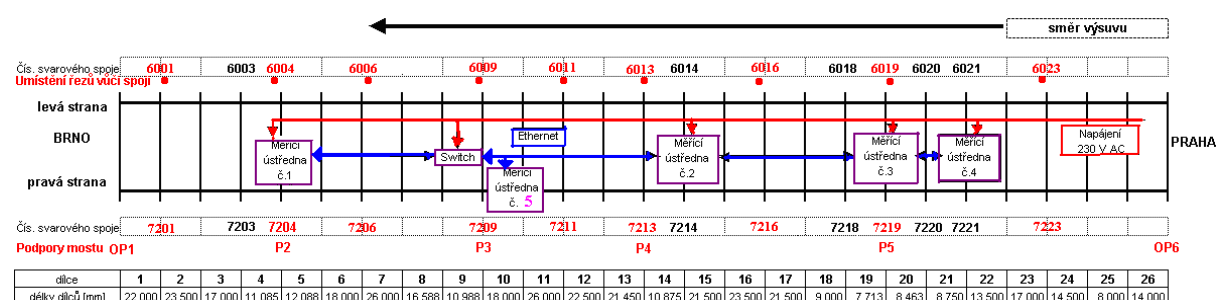
Zpráva [1] o dlouhodobém měření na svarech mostu přes Lochkovské údolí může také posloužit jako doklad o významu měření na mostech či jiných ocelových konstrukcích od počátku jejich montáže. Výsledky dlouhodobých měření jsou využitelné pro řízení trendu poškozování materiálu a funkce ocelových konstrukcí.

## 2. Rozmístění čidel v průběhu dlouhodobého měření

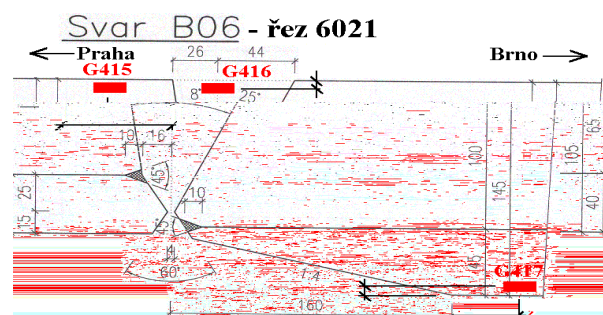
Schématické rozmístění čidel a vzájemné propojení do jedné časové osy všech měřicích ústředn EMS DV 803, je znázorněno na Obr. 1 až 6.



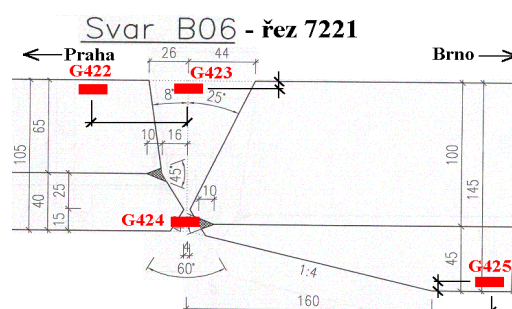
Obr. 1. Směr výsuvu mostu po postupném svařování dílů.



Obr. 2. Rozmístění propojených měřicích ústředn EMS DV 803 v letech 2009 až 2015.

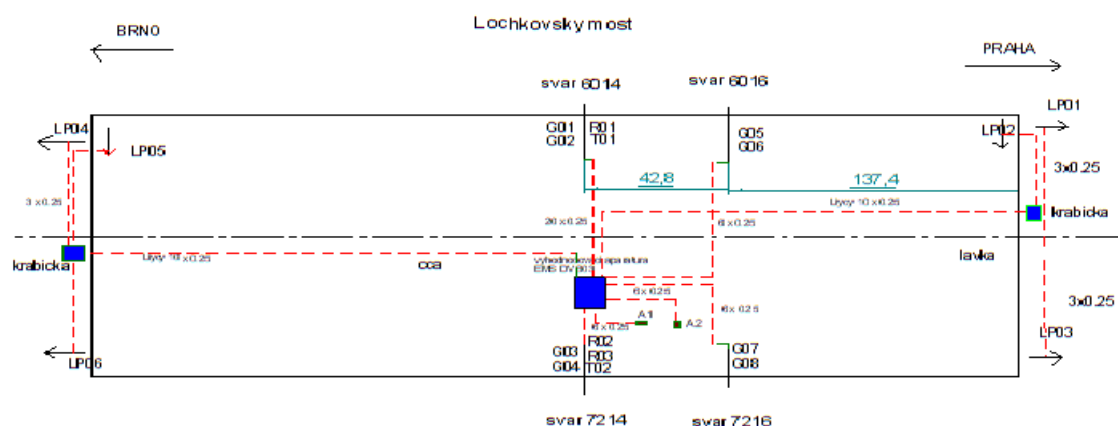


Obr. 3. Rozmístění tenzometrů v oblasti nosného svaru na povrchu vně komory, teplotní čidlo není zakresleno.



Obr. 4. Rozmístění tenzometrů v oblasti nosného svaru na povrchu uvnitř komory, teplotní čidlo není zakresleno.





Obr. 5. Do měřicí ústředny EMS DV 803 byly v roce 2016 zapojeny: tenzometry, teplotní čidla, posunoměry a akcelerometry.



Obr. 6. Umístění těčka a směry tenzometrů T03a a T03b na podélném těsnicím a nosném koutovém svaru 16 mm v roce 2020.

Čidla na nosné svary byla osazována od počátku dubna 2009. V průběhu měření od 30.04. 2009 do roku 2015 bylo použito 112 tenzometrů typu LY 11/120; 18 teplotních čidel typu ADT 589; 4 tubusy KM-100BT japonských čidel osazených tenzometrem a termočlánkem pro měření v betonu; 4 snímače tvaru  $\Omega$  pro měření rozevírání trhlin v betonu; 6 čidel pro měření posunů OK mostu oproti krajním oporám.

Při měření pokračujícím od 17.11.2016 bylo použito 8 samostatných a 1 kompenzační tenzometrů typu LY 11 6/120; tři růžice tenzometrů typu RY 11 3/120; 2 teplotní čidla typu ADT 589; 6 kusů posunoměrů typu Megatron MLPC 300D 5KC2 a 2 kusy akcelerometrů typu ADXL 325, měřících ve třech na sobě kolmých směrech a přenosných na kabelu do vzdálenosti 80 m od měřicí ústředny. Od 22.04.2020 byl přidán 1 samostatný tenzometr a růžice byly nahrazeny 4 těčky, tvořenými dvěma, na sobě kolmými tenzometry typu LY 11 6/120. Měřená napětí a posuny jsou vztaženy k času prvního spuštění měření čidlem.

### 3. Ukázka harmonogramu prací při montáži a výsunu mostu a jeho zkouškách

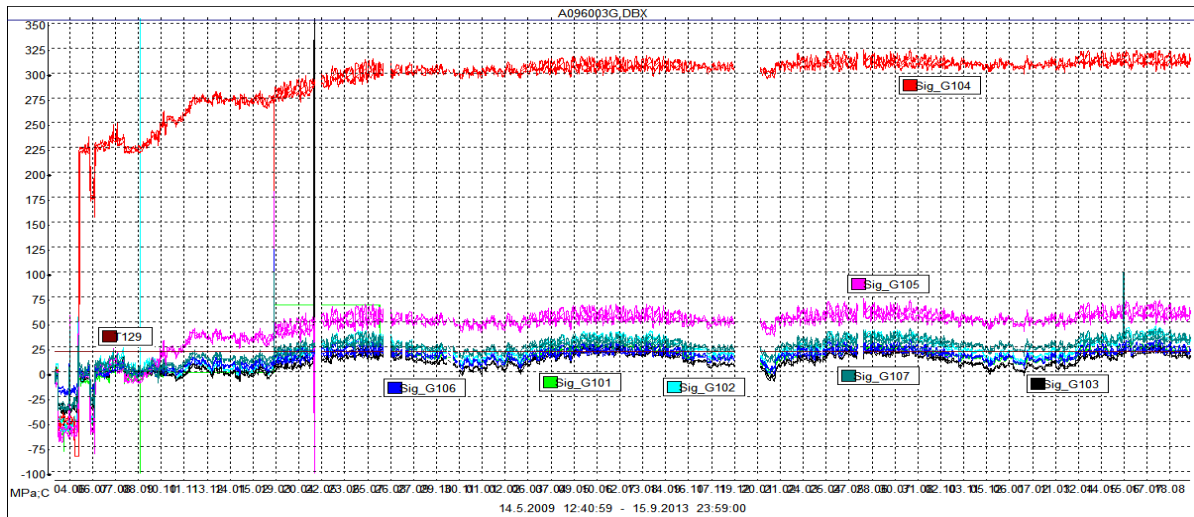
Harmonogram výstavby mostu přes Lochkovské údolí se skutečnými časy, byl obdržen od stavební organizace.

Tabulka 1. Most přes Lochkovské údolí, časová chronologie prací ze dne 28.5.2010

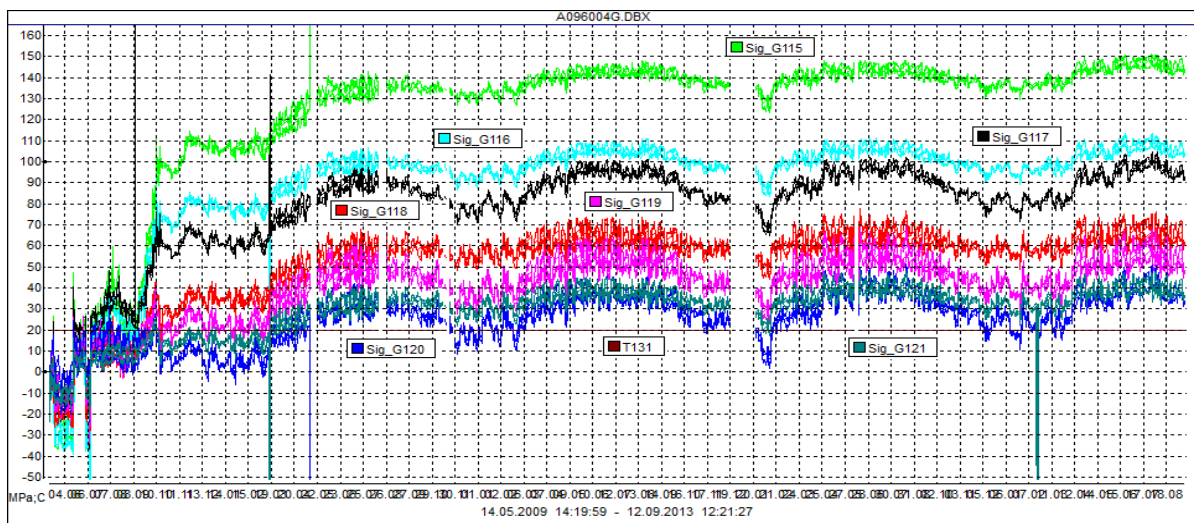
datum a čas	Činnost	poznámka	list
26.11.2008	výsun OK	výsun č. 1	1,2,c z
14.02.2009 16:30- 23:00	výsun OK	výsun č. 2a	1,2,c z
02.03.2009	výsun OK	výsun č. 2b	1,2,c z
24.03.2009 do 25.03.2009 05:30	výsun OK	výsun č. 3	1,2,c z
06.04.2009 10:00, 12:24 07.04.2009 17:00	výsun OK	výsun č. 4	1,2,c z
19.04.2009 19:00, 20.04.2009 07:00	výsun OK	výsun č. 5	1,2,c z
...			
13.10.2009	betonáž desky	takt 8, 12:00	1,2,4
19.10.2009	betonáž desky	takt 9, předpětí P4	1,2,4
20.10.2009	betonáž RR (rohový rám)	P3 Hlavice	1,2
21.10.2009	betonáž RR	P4 Hlavice	1,2
27.10.2009	betonáž RR	P3 Příčnick 1	1,2
29.10.2009	betonáž RR	P3 Příčnick 2	1,2
...			
21.05.2010	pokládka LA, proužek (litý asfalt)	S a P římsa, 160- 340m	5
22.05.2010	pokládka LA, P mostovka	, 420-340m	5
25.05.2010 02.06.2010	natěračský vozík, 2x 65-70t	příčnick 62-67	8
02.06.2010	natěračský vozík, 2x 65-70t	příčnick 58-62	8

#### 4. Vybrané časové průběhy vypočtených napětí a změřených teplot, posunů a vibrací

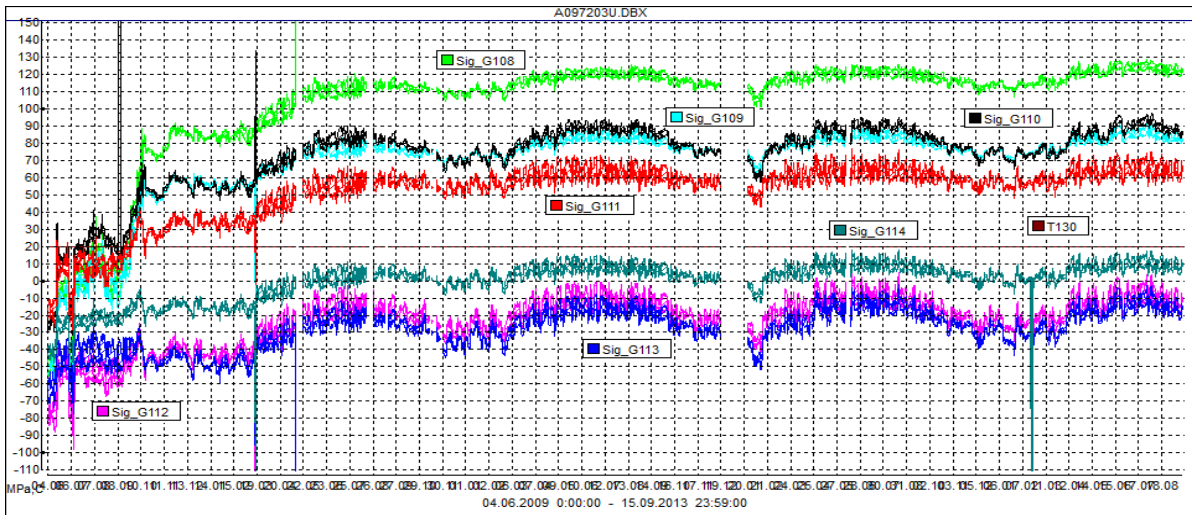
Měřicí systém byl postupně instalován na vybrané nosné svary po jejich zavaření a vychladnutí od dubna 2009. Napětí jsou vyobrazena od počátku měření včetně provozu v roce 2015.



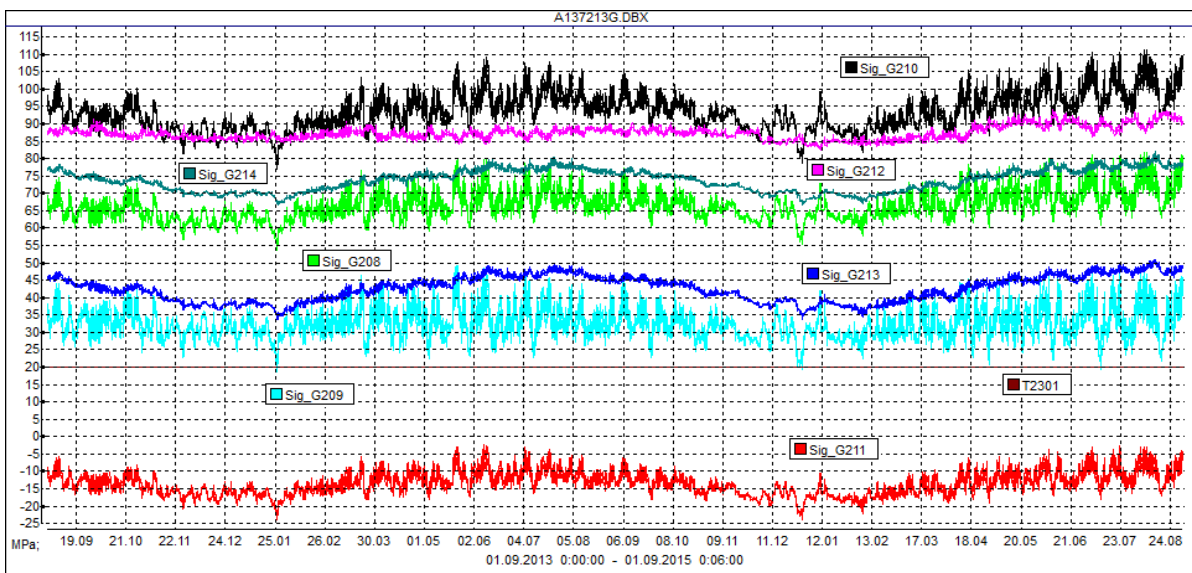
Obr. 7. Časový průběh napětí [MPa] na nosném svaru 6003. Tenzometr G104 náhle „ujel“, je třeba skok napětí odečíst. Dne 19.05.2009 výsun č. 7 OK.



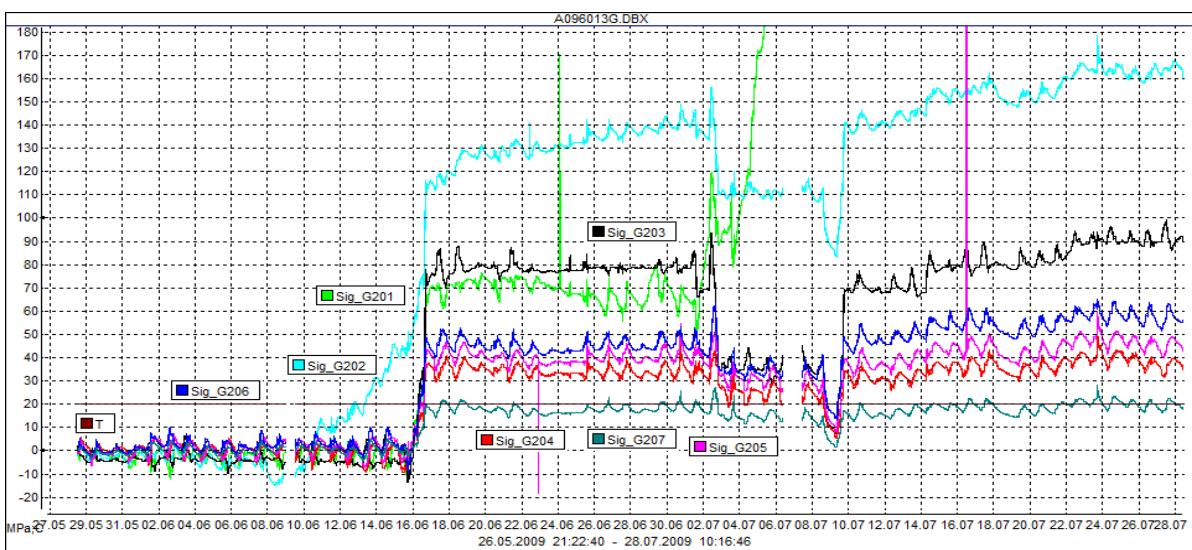
Obr. 8. Časový průběh napětí [MPa] na nosném svaru 6004. Dne 19.05.2009 výsun č. 7 OK.



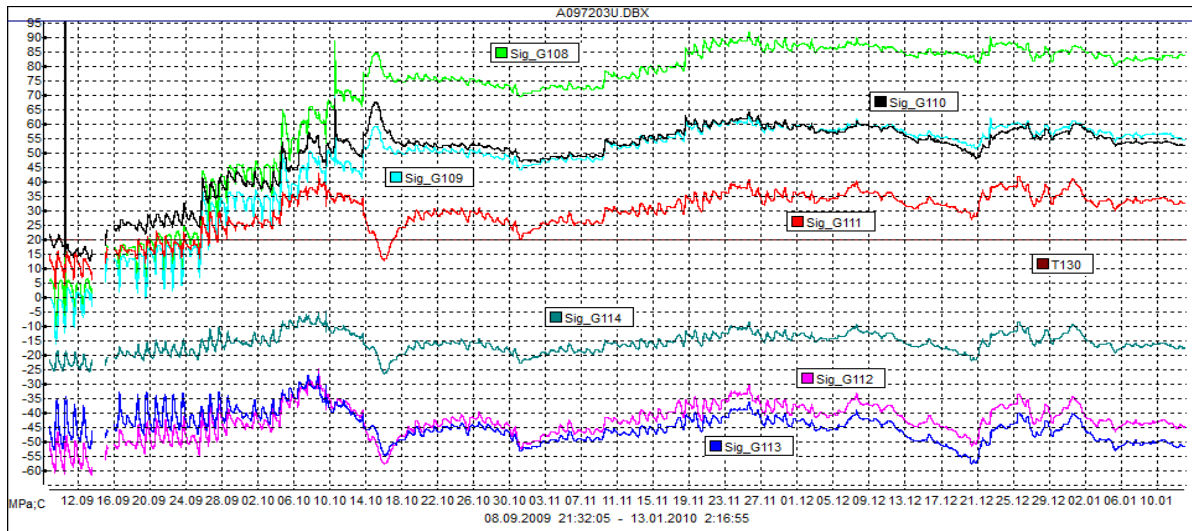
Obr. 9. Časový průběh napětí [MPa] na nosném svaru 7203, Dne 15.06.2009 výsun č.8 OK.



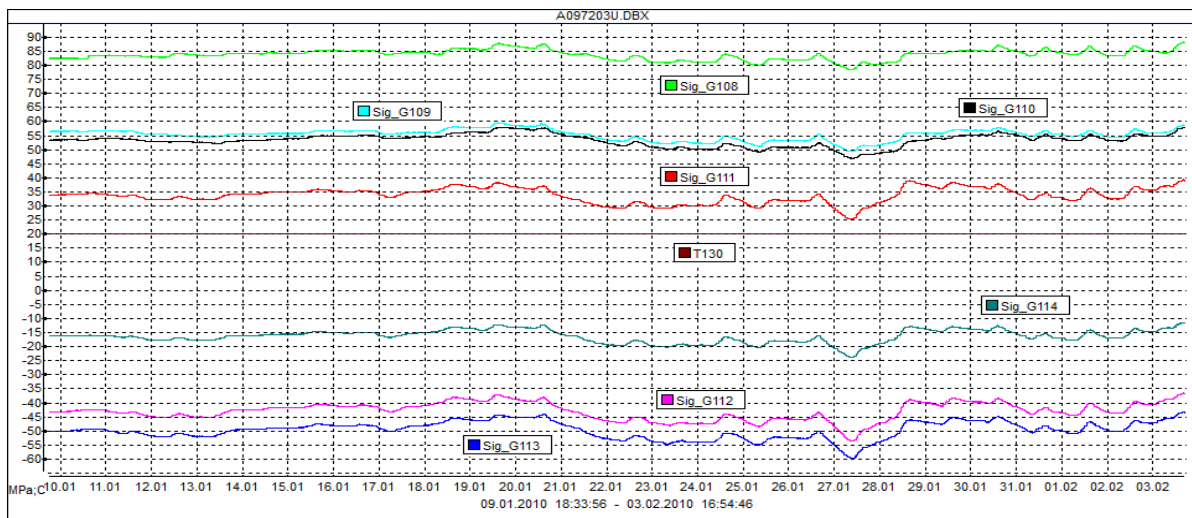
Obr. 10. Napětí  $\sigma_z$ [MPa] v oblasti svaru 7213 za provozu mostu od 01.09.2013 do 01.09.2015.



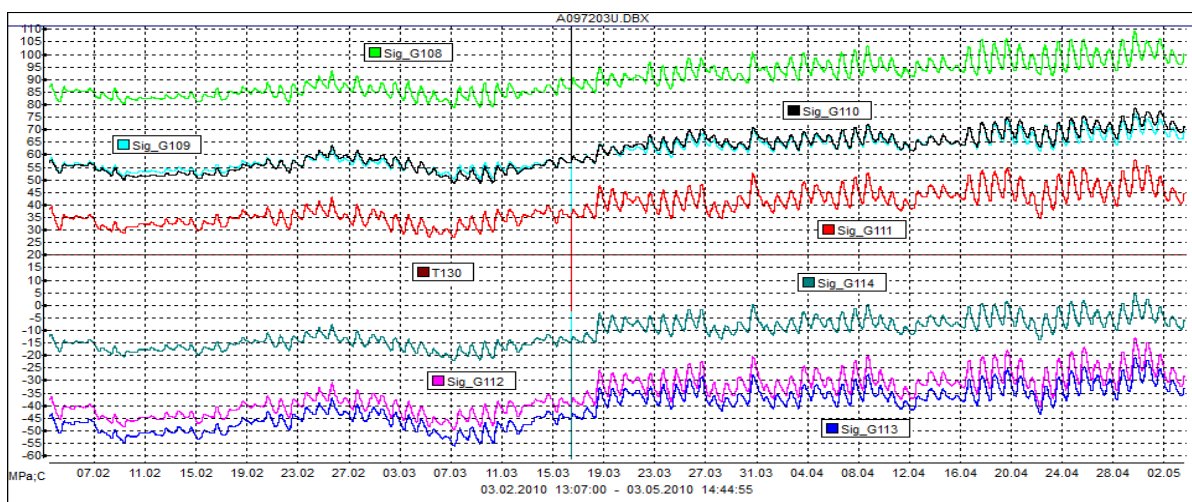
Obr.11. Napětí  $\sigma_z$ [MPa] v oblasti svaru 6013, 16.06.2009 výsun č. 8 OK; 02.07.2009 výsun č. 9 OK a 09.07.2009 výsun č. 10 OK; tenzometry G201 a G202 byly poškozeny.



Obr. 12. Napětí  $\sigma_z$ [MPa] v podélném směru mostu v oblasti svaru 7203. V tomto období byla započata a ukončena betonáž desky mostu.

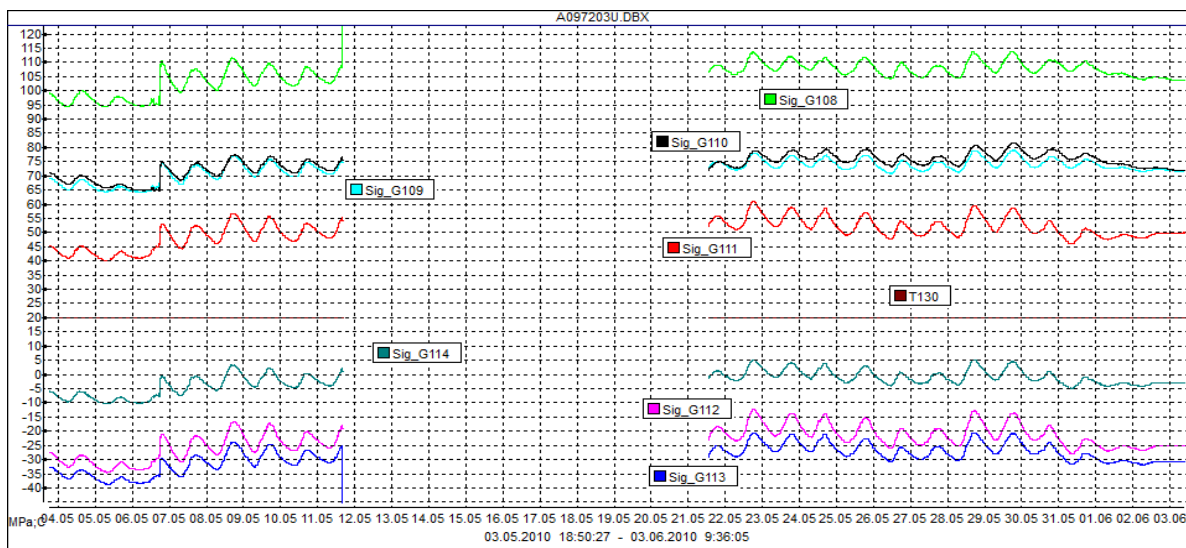


Obr. 13. Napětí  $\sigma_z$ [MPa] v podélném směru mostu v oblasti svaru 7203. V tomto období byla provedena deaktivace lisů na B1/B2; deaktivace lan P3/P4.

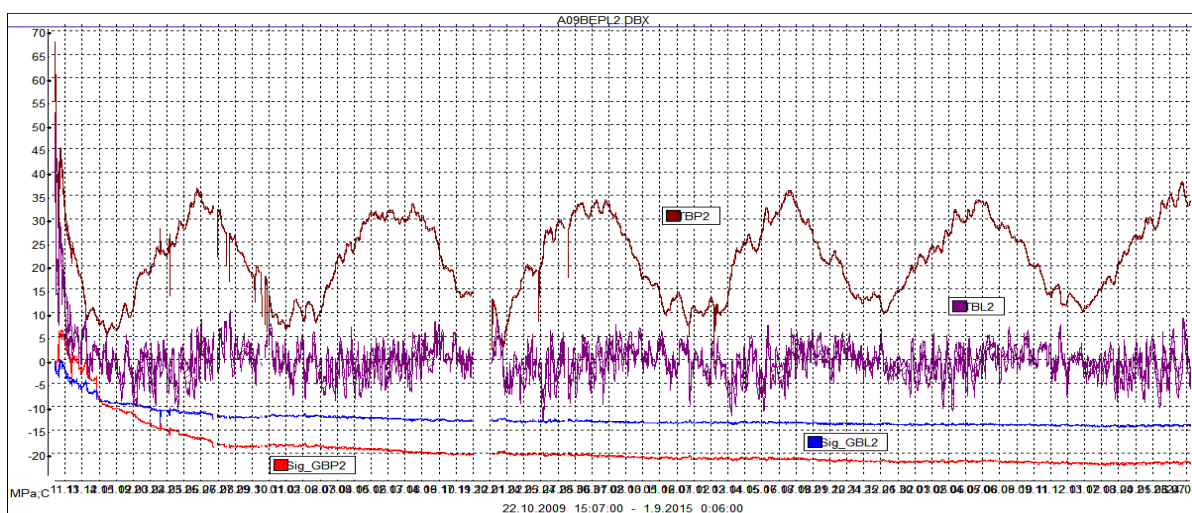


Obr. 14. Napětí  $\sigma_z$ [MPa] v podélném směru mostu v oblasti svaru 7203. V tomto období probíhala betonáž říms.





Obr. 15. Napětí  $\sigma_z$  [MPa] v podélném směru mostu v oblasti svaru 7203. V tomto období byl pokládán litý asfalt a natírán most. Bylo přerušeno napájení proudem.



Obr. 16. Časový průběh napětí [MPa] a teplot [°C] ve směru podélné osy šikmých podpěr P4 na pravé (P) a levé (L) straně mostu. Na počátku měření beton ještě chladnul, za směrodatná lze vzít napětí až po vychladnutí betonu. Je patrná změna teploty betonu od 22.10.2009 do 01.09.2010.

Tabulka 2. Změny napětí ve svarech osazených tenzometry během zatěžovacích zkoušek.

Zatěž. stav	ZS4	ZS1	ZS3	ZS2	ZS5
Den a čas	07:09:2010 11:00 až 19:30	08:09:2010 8:00 až 10:30	08.09.2010 12:00 až 13:30	08.09.2010 16:30 až 18:45	08.09.2010 20:45 až 24:00
Rozkmit napětí	$\Delta\sigma$ [MPa]				
Svar 6003	3	1	< 0,5	< 0,5	< 0,5
Svar 6004	3	1	< 0,5	< 0,5	< 0,5
Svar 7203	3	0,5	-	-	-
Svar 7204	3	0,5	-	-	-
Svar 6013	10	2	2	9	6
Svar 6014	13	6	6	2	3
Svar 7213	11	2	2	10	8
Svar 7214	13	6	6	2	< 0,5
Svar 6018	3	1	8	< 0,5	< 0,5
Svar 6019	2	2	8	< 0,5	< 0,5
Svar 7218	2	1	5	< 0,5	< 0,5
Svar 7219	4	4	7	< 0,5	< 0,5
Svar 6020	3	3	5	1	1
Svar 6021	3	3	5	1	1
Svar 7220	3	3	5	1	1
Svar 7221	3	3	7	1	1

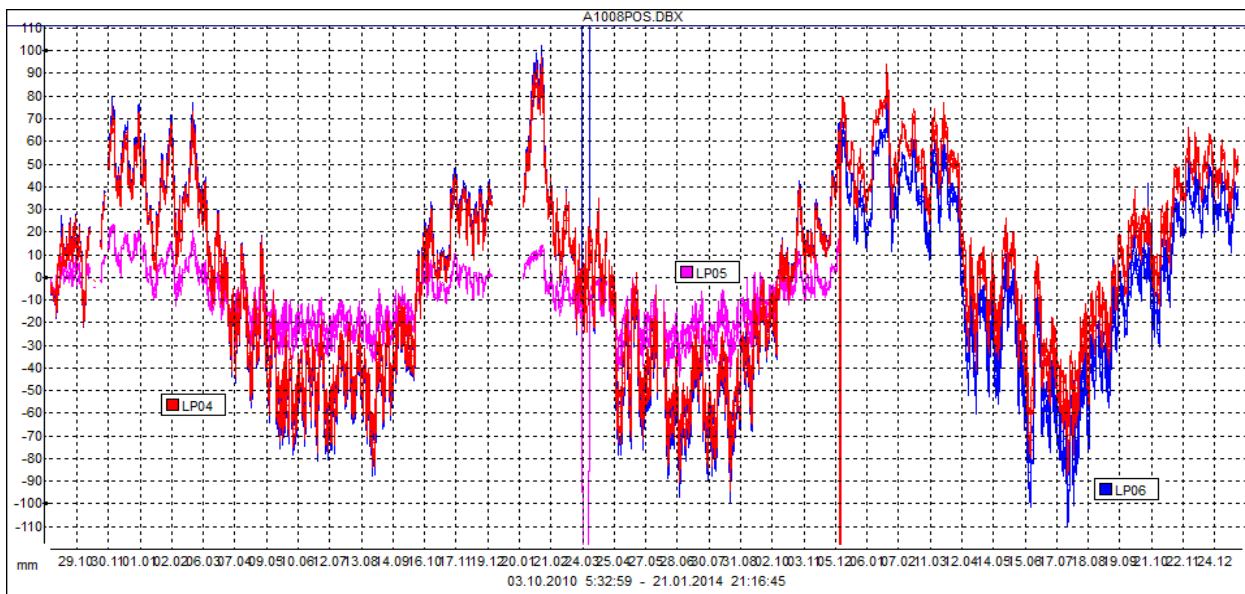
Tabulka 3. Změny napětí v betonu šikmých podpěr během zatěžovacích zkoušek.

Zatěž. stav	ZS4	ZS1	ZS3	ZS2	ZS5
Den a čas	07.09.2010 11:00 až 19:30	08.09.2010 8:00 až 10:30	08.09.2010 12:00 až 13:30	08.09.2010 16:30 až 18:45	08.09.2010 29:45 až 24:00
Rozkmit $\sigma$	$\Delta\sigma$ [MPa]				
GB1	-1,1	+0,3	0	-0,9	-0,2
GB2	-1,1	+0,3	0	-0,9	-0,9
GB3	-0,4	+0,3	0	-0,9	-0,2
GB4	-0,4	+0,3	0	-0,9	-0,9

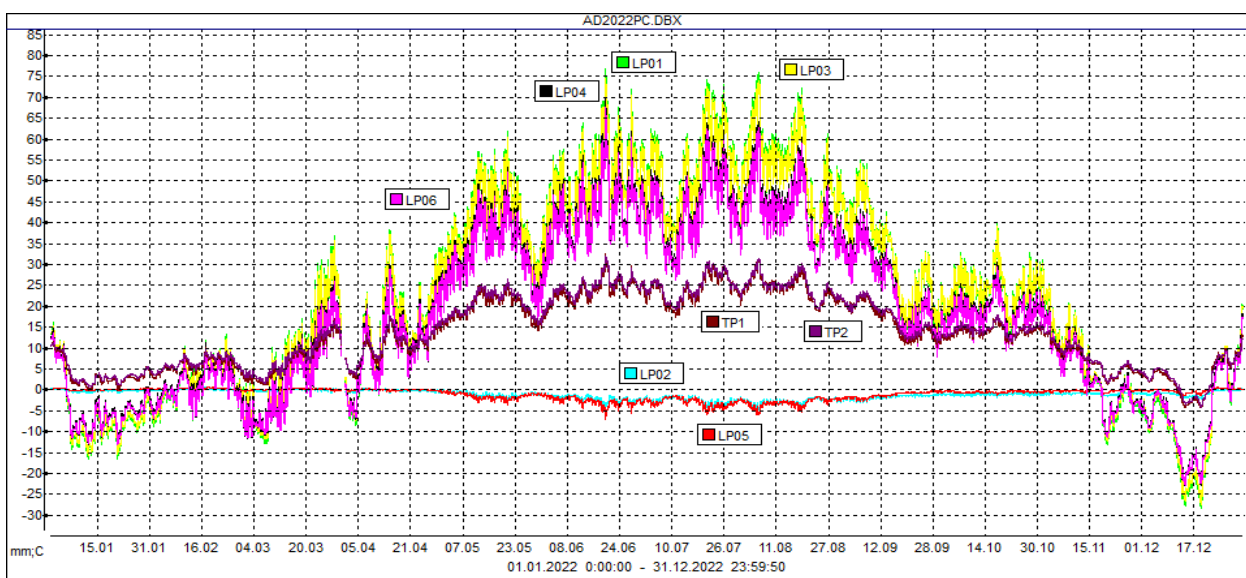
Tabulka 4. Rozevření sledovaných trhlin v betonové desce ke dni 31.08.2015

Trhлина číslo	Počáteční rozevření [mm]	Změna rozevření [dílek]	Změna rozevření [mm]	Konečný stav rozevření [mm]
1	0,35	505,3	0,88	1,23
2	0,30	837,0	1,51	1,81
3	0,30	193,1	0,37	0,67

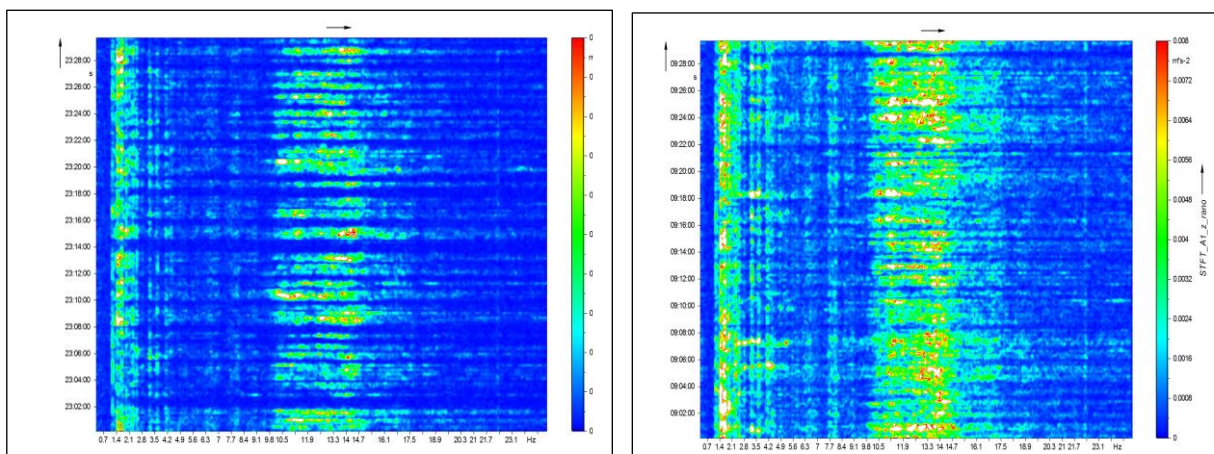
Během statických zátěžových zkoušek se sledované štěrbiny v betonu č.1 a č.2 rozevřely o cca 0,036 mm a po každé ze zkoušek se vrátily do původního rozevření. Štěrbina č.3 během statických zátěžových zkoušek prakticky nezměnila rozevření.



Obr. 17. Měření posunů [mm] ocelové části mostu oproti opoře mostu na straně ku Praze po dobu 3 let. Ve stejném ročním období se v závislosti na teplotě okolí vrací na stejnou úroveň.



Obr.18. Měření posunů [mm] ocelové části mostu oproti oporám mostu na obou stranách po dobu celého roku 2022. Na začátku roku a na jeho konci jsou přibližně stejné hodnoty změřených posunů. Ve stejném ročním období se v závislosti na teplotě okolí vrací na stejnou úroveň. Posunoměry LP01 až LP03 jsou na opoře ku Praze a LP04 až LP06 ku Brnu. LP02 a LP04 měří posun v příčném a ostatní v podélném směru mostu.

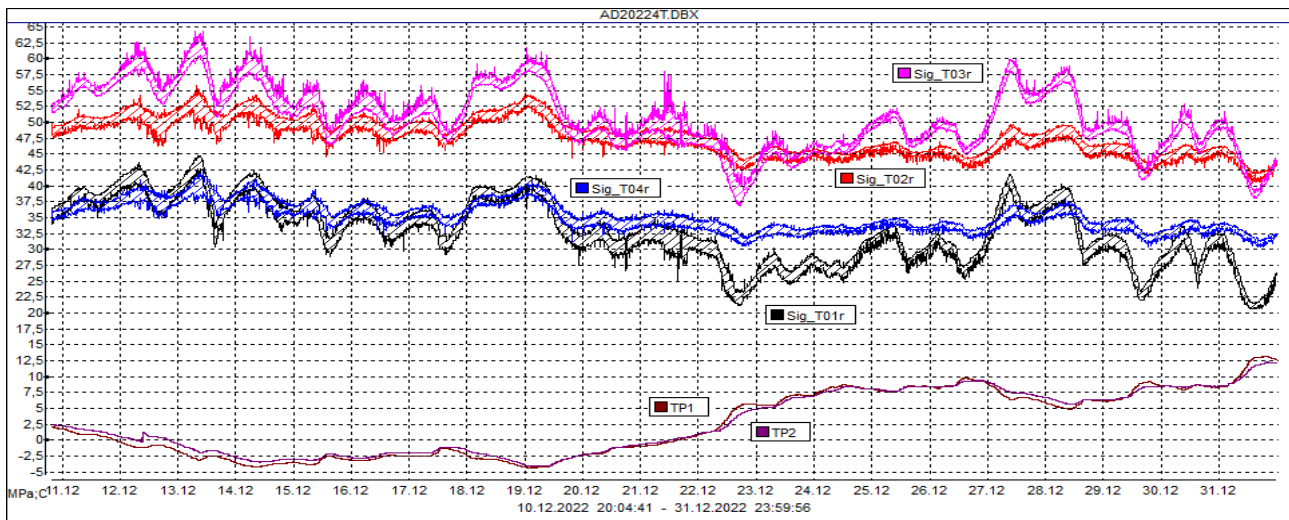


Obr. 19. Z porovnání časově-frekvenčních spekter (program FlexPro 8, metoda Short-Time Fourier Transform (STFT)) byl zjištěn zjevný nárůst četnosti jednotlivých amplitud. Svislé barevné „pásy“ znamenají intenzitu průjezdu auta či skupiny aut  $[m/s^2]$ , tj. zdroj vibrací v čase. Vodorovné „pásy“ jsou identifikované frekvence v [Hz]. Z porovnání výsledků analýzy časových úseků o půlnoci (vlevo) a dopoledne (vpravo), je zjevný nárůst četnosti průjezdu aut v dopoledních hodinách.

## 5. Poškození únavou při zatížení provozem a klimatickými podmínkami

Denní soubory čidly změřených dat jsou těsně po půlnoci přeneseny do paměti serveru, umístěného u naší společnosti a zákazníka, má-li o to zájem. Na serveru je umístěn SW ALERT, který změřená data roztrídí a připraví do denních souborů pro jejich vyhodnocení SW POKOF. Denní textové soubory výsledků lze vykreslit nástroji SW MONITOR, dodávaného k měřicím ústřednám EMS DV 803. Výsledky kumulací poškození za hodnocený den a také od počátku hodnocení, jsou každý den zaznamenány do určeného textového souboru, v Tab. 5 je ukázka. Z tohoto souboru lze zjistit, který den byl v daném místě připsán přírůstek kumulace poškození únavou a potom na grafu zobrazujícím průběh napětí zjistit příčinu jeho přírůstku. Textové zprávy o případném překročení pole obvyklých výsledků jsou ukládány do určených textových souborů a lze je zasílat jako textové zprávy na mobil. Z měření posunu mostu lze tak například včas zjistit poškození ložiska na opoře mostu.

Z Obr. 20 je zřejmé, že největší rozkmit napětí vyvolají klimatické podmínky v okolí mostu s jedním rozkmitem napětí za den. Rozkmity napětí vyvozené provozem na mostě jsou ohraničeny dvěma čarami stejné barvy, prostor je vyplněn graficky znázorněnými rozkmity.



Obr.20. Redukované napětí v místech čtyř Těček tenzometrů (Obr. 6) změřené v posledním čtvrtletí roku 2022. Je vidět, že denní cykly napětí vyvozené klimatickými změnami v okolí mostu souvisí s e změnami teplot TP1 a TP2, změřených na lamelových pásnicích uvnitř komory mostu.

Tabulka 5. Ukázka zápisu poškození materiálu únavou v kořeni podélného těsnícího a nosného koutového svaru 16 mm, spojujícího k sobě obě lamelové pásnice, položené na sobě a svařené nosným svarem, kolmým na jejich podélnou osu. Poměr napětí v kořeni koutového svaru ku redukovanému napětí v místě tenzometrů byl vypočten pomocí MKP. Byl ověřen na modelu 1:1, pásu, vyříznutém z modelu svařených lamelových pásnic ve směru kolmém na jejich podélnou osu.

V místě 3 růžic tenzometrů

2016.11.17 00:00:00.000	2016.11.17 23:59:59.960	1
0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2016.11.18 00:00:00.000	2016.11.18 23:59:59.960	2
0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2017.03.06 00:00:00.000	2017.03.06 23:59:59.840	110
0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
<b>2017.03.07 00:00:00.000</b>	<b>2017.03.07 23:59:59.840</b>	<b>111</b>
<b>0.43719E-07</b>	<b>0.00000E+00</b>	<b>0.00000E+00</b>
<b>0.43719E-07</b>	<b>0.00000E+00</b>	<b>0.00000E+00</b>
2020.04.20 00:00:00.000	2020.04.20 23:59:57.000	1438
0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
0.93001E-04	0.29958E-03	0.10394E-06

V místě 4 těček s dvěma tenzometry

2020.04.22 00:00:00.040	2020.04.22 23:59:59.880	1
<b>0.28196E-07</b>	<b>0.00000E+00</b>	<b>0.00000E+00</b>
<b>0.28196E-07</b>	<b>0.00000E+00</b>	<b>0.00000E+00</b>
2020.05.14 00:00:00.040	2020.05.14 23:59:59.880	23
<b>0.00000E+00</b>	<b>0.10894E-07</b>	<b>0.00000E+00</b>
<b>0.85974E-07</b>	<b>0.21117E-07</b>	<b>0.00000E+00</b>
2020.12.17 00:00:00.120	2020.12.17 23:59:59.960	234
<b>0.00000E+00</b>	<b>0.91589E-07</b>	<b>0.00000E+00</b>
<b>0.17492E-04</b>	<b>0.14617E-03</b>	<b>0.00000E+00</b>
<b>0.35892E-07</b>		
2022.10.01 00:00:00.000	2022.12.31 23:59:56.000	979
<b>0.16702E-07</b>	<b>0.00000E+00</b>	<b>0.00000E+00</b>
<b>0.17989E-04</b>	<b>0.14617E-03</b>	<b>0.44415E-06</b>



Při stejné intenzitě provozu na mostě jako doposud, lze za 100 let provozu očekávat kumulaci poškození v kořeni podélného těsnícího a nosného koutového svaru 16 mm:

$$D_f = \frac{100.365,25.0,00029958}{1438} + \frac{100.365,25.0,00014617}{979} = 0,0131 < 1,0$$

## 6. Možnosti řešení nejasných důvodů poškození materiálu lamelových pásnic únavou



*Obr. 21. Informaci, co se událo na mostě, může poskytnout záběr z kamery. V daném případě došlo ve směru na Brno k vytvoření stojící kolony a krátce nato k jejímu rozjždění. Zvýšený provoz těžkými nákladními auty však vyvolal pouze malé kmity, superponované na nosném kmitu od změny slunečního svitu a teploty v okolí mostu během dne.*

## 7. Závěry

- 1) Dlouhodobé měření na ocelové konstrukci, instalované od počátku její montáže, by mělo být součástí projektu, aby vodiče od čidel byly vedeny v ochranných trubkách tak, aby nebyly poškozeny a nebránily montáži mostu. Bylo by také možné vhodně naplánovat montáž systému měření.
- 2) Dlouhodobé měření prezentovaného typu může poskytnout cenné informace o odezvě materiálu mostu na postup montáže a na vliv intenzity provozu a klimatických podmínek.
- 3) Získané informace umožní posoudit přípustnost vad a predikovat dobu spolehlivého provozu OK.

## Citovaná literatura

- [1] Vejvoda, S.- Novotný, J.: Ocelový most přes Lochkovské údolí. Vyhodnocení měření od montáže v dubnu 2009 do října roku 2015. Zpráva VÍTKOVICE ÚAM a.s., arch. č. V3333/20.
- [2] Vejvoda, S.- Novotný, A.: Provádění a vyhodnocení měření napětí ve svarech konstrukce mostu přes Lochkovské údolí, podpůrná konzultační a servisní činnost. Závěrečná zpráva úkolu. Zpráva VÍTKOVICE ÚAM a.s., arch. č. V3340/20.
- [3] Vejvoda, S.: Vyhodnocení měření na mostě přes Lochkovské údolí za roky 2021 a 2022.

## ÚVOD DO PROBLEMATIKY ENVIRONMENTÁLNÍCH POŽADAVKŮ OCELOVÝCH STAVEBNÍCH VÝROBKŮ

VAŠEK Zdeněk<sup>1</sup>, NDIRANGU Lucie<sup>1</sup>, UJHÁZY Taťána<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Liberty Ostrava, a.s., <sup>2</sup>Ocelářská Unie

<sup>1</sup>zdenek.vasek@libertysteelgroup.com, lucie.ndirangu@libertysteelgroup.com,

<sup>2</sup>tatana.ujhazy@ocelarskaunie.cz

### Abstrakt

Otázky ochrany životního prostředí, dopady Green Dealu na stavební materiály, hodnocení uhlíkové stopy a další s tím spojené otázky se stávají v poslední době stále frekventovanějšími tématy diskusí v rámci celé EU. V této souvislosti je připravována řada evropských legislativních předpisů, které mají dopad i na stavební výrobky včetně oceli. Požadavky legislativy se snaží evropští výrobci oceli naplňovat svými investičními a inovativními plány, čímž zohledňují snižování dopadu výroby oceli na životní prostředí. Z tuzemských firem můžeme jmenovat např. Liberty Ostrava a.s., Vítkovice Steel, Třinecké železárny, z evropských pak US Steel, Thyssen Krupp, ArcelorMittal, ale i další.

Součástí souborů metod environmentálního managementu, hodnotících dopad hutní výroby na životní prostředí je metoda LCA – Life Cycle Assessment, který zahrnuje dokumenty EPD, týkající se environmentálních vlastností vyráběných ocelových produktů. Článek je pak úvodním slovem k těmto aktuálním tématům.

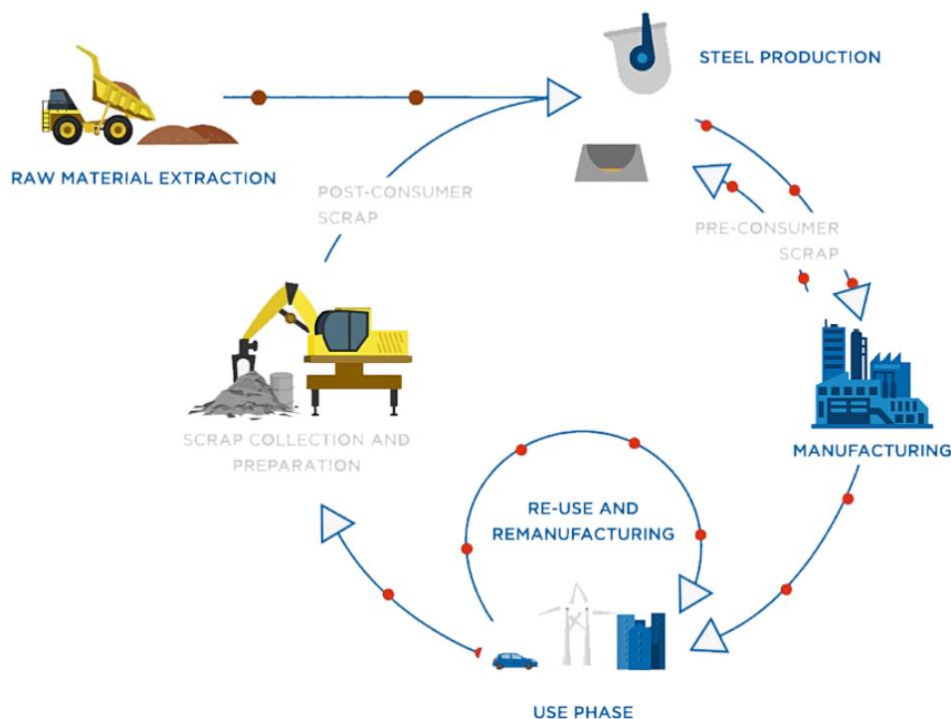
### Úvod

Otázky ochrany životního prostředí, dopady Green Dealu „Zelené dohody pro Evropu“ a dalších navazujících strategií, akčních plánů, směrnic a nařízení zaměřených na plnění klimatických cílů EU stát se do roku 2050 uhlíkově neutrální, se stávají stále frekventovanějšími tématy diskusí v rámci celé EU. Nové přístupy a legislativa dopadají prakticky na všechny sektory ekonomiky, prioritně však na průmyslová odvětví se značnými dopady na životní prostředí, mezi které patří jak ocelářský průmysl, tak stavebnictví. Článek je zaměřen na dílčí část komplexního řešení snižování dopadu výroby a používání ocelových výrobků v rámci celého životního cyklu stavby.

### 1 Ocel jako významný hráč udržitelné výstavby

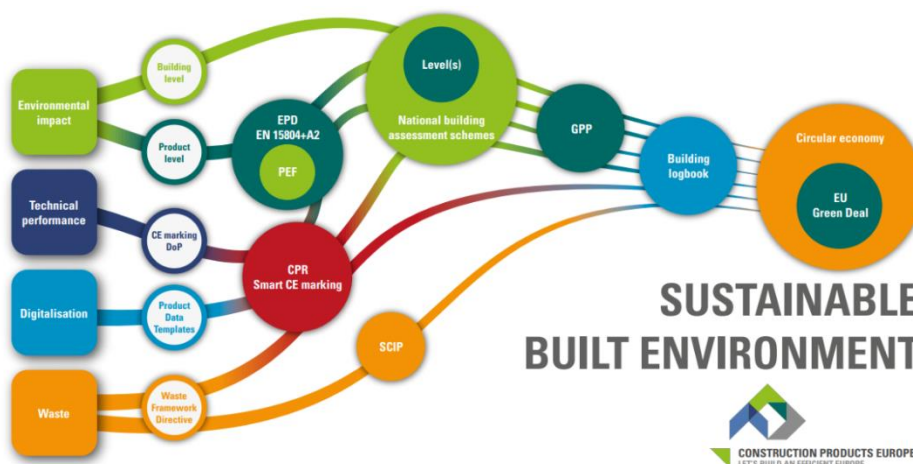
Přestože se evropský ocelářský průmysl podílí na celosvětové výrobě oceli cca 16% a země EU pak pouze 8 % [1], představuje pro EU jeden z energeticky nejnáročnějších sektorů, neboť spotřebovává velké množství uhlí, plynu i elektřiny. Recyklovatelná ocel je ústředním bodem evropského hospodářství a nedílnou součástí evropského stavebního průmyslu, který je jejím největším spotřebitelem. Se spotřebou 37 % se stavební sektor řadí na první místo před automobilový průmysl 16 % a strojírenství 15 % [1]. Stavebnictví pak odpovídá za 40 % spotřeby energií a 36 % emisí CO<sub>2</sub> v rámci EU.

Z pohledu energetické náročnosti a produkce emisí CO<sub>2</sub> představují ocelářský i stavební průmysl obrovský potenciál pro uplatňování principů cirkulární ekonomiky viz obrázek 1. Trvalý udržitelný rozvoj je podmíněn snižováním negativních dopadů na životní prostředí a prodlužováním životního cyklu výrobků.



**Obrázek 1 – Ocel jako základní materiál cirkulární ekonomiky [10]**

Za účelem naplňování cílů Zelené dohody viz obrázek 2 začleňuje EU do řady nově připravovaných směrnic a nařízení požadavek na hodnocení životního cyklu. Celosvětově i v rámci EU je v současné době upřednostňována metoda LCA „Life Cycle Assessment“. Hodnocení životního cyklu (LCA) je standardizovaný, systematický proces vyhodnocování potencionálních dopadů produktu (výrobek/služba) na životní prostředí za použití přístupu od „kolébky po hrob“, při kterém jsou brány v úvahu všechny fáze životního cyklu od získávání surovin až po konec životnosti produktu.



Obrázek 2 – Evropská legislativa pro udržitelné stavebnictví [11]

LCA analýza je zaměřena na shromažďování a vyhodnocování vstupů, výstupů a možných dopadů výrobku nebo služby na životní prostředí během celého jeho životního cyklu. Při posuzování se mapují všechny dopady spojené s výrobkem od těžby surovin, výroby, distribuce, užívání až po konec životnosti výrobku a jeho likvidaci [3]. LCA metodika se stále vyvíjí, byť jsou její základní postupy standardizovány.

Pravidla pro rozsah studie LCA stavebních produktů stanoví aktuální verze EN 15804 „Udržitelnost staveb - Environmentální prohlášení o produktu - Základní pravidla pro produktovou kategorii stavebních produktů“, navazující na obecně pojatou normu ISO 14025 stanovující pravidla pro Environmentální prohlášení typu III a normy pro LCA, zejména EN ISO 14040 a EN ISO 14044. Pravidla pro posuzování environmentálních vlastností budov jsou zahrnuta v EN 15978 „Udržitelnost staveb - Posuzování environmentálních vlastností budov - Výpočtová metoda“. Přístup posuzování podle této normy zahrnuje všechny fáze životního cyklu budovy a je založen na datech získaných z EPD (Environmental product Declaration).

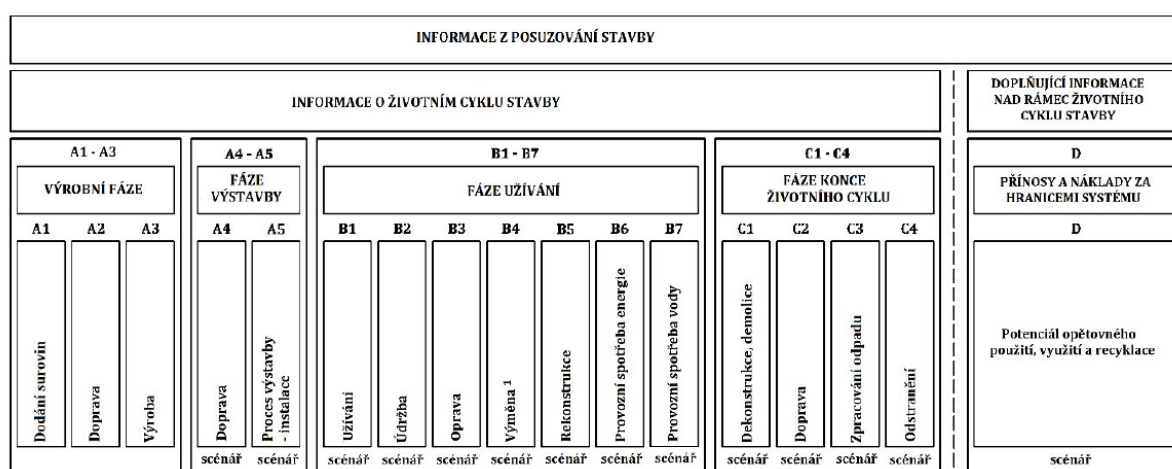
Environmentální prohlášení o produktu (EPD) je nástrojem transparentní deklarace vlastností výrobku zákazníkovi. Slouží k prezentaci skutečných dopadů daného výrobku na životní prostředí v průběhu jeho životního cyklu (např. spotřeba energií a vody, produkce odpadů, vliv na změnu klimatu, eutrofizaci, rozrušování ozonové vrstvy apod.). V podstatě tedy jde o podrobný průkaz produktu o jeho vlivu na životní prostředí [4].

EPD je základem pro udržitelné volby ve stavebnictví a představuje vhodný nástroj pro sledování emisí CO<sub>2</sub> spojených s konkrétními produkty a materiály, které dále ovlivňují uhlíkovou stopu konkrétních staveb. Údaje v EPD rovněž umožňují identifikovat materiály a jejich cirkularitu v pozdějších fázích životního cyklu při provádění rekonstrukce či demolice staveb.

## 2 Přístup výrobců oceli k hodnocení jejich výroby z pohledu životního prostředí

Jak bylo zmíněno, základní pravidla pro hodnocení environmentálních dopadů všech stavebních výrobků a služeb definuje norma EN 15804 podle níž výrobci ve spolupráci s příslušnou certifikační organizací vypracovávají „Environmentální prohlášení o produktu“ tzv. EPD (aktuálně platná jsou EPD vydána jak podle starší verze EN 15804+A1, tak podle stávající platné EN 15804+A2).

Norma v souladu s pravidly LCA definuje fáze životního cyklu stavby pomocí modulů A1 – D, tedy od výrobní fáze (A1 – A3) přes výstavbu (A4 – A5) a užívání (B1 – B7) po konec jejího životního cyklu (C1 – C4) a fázi opětovného využití a recyklace (D) viz obrázek 3.



Obrázek 3 - Fáze životního cyklu stavby [8]

Environmentální prohlášení o produktu tudíž představuje neocenitelný nástroj pro sledování emisí CO<sub>2</sub> spojených s konkrétními produkty a materiály, které dále ovlivňují uhlíkovou stopu konkrétních staveb [1]. Smyslem EPD je pak poskytnout základní informace pro posuzování budov a jejich danou zátěž na životní prostředí. Všechny stavební produkty a materiály musí podle aktuálně platné EN 15804 + A2 deklarovat moduly A1 – A3, moduly C1 – C4 a modul D s některými výjimkami.

Jak uvádí na svých stránkách Česká informační agentura životního prostředí (CENIA) [4], celý proces přípravy a následného využívání EPD ve veřejné komunikaci se skládá z několika hlavních kroků:

- zpracování LCA studie;
- návrh struktury a textu EPD (1. obecné informace o produktu, 2. prohlášení o environmentálních parametrech odvozené z LCA, 3. scénáře a další technické informace);
- ověření LCA a EPD (musí v ČR provést akreditovaný certifikační orgán, který neprovádí zpracování LCA a EPD, platnost EPD je 5 let)
- registrace a zveřejnění ověřeného EPD v databázi agentury CENIA (v rámci Národního programu environmentálního značení; uveřejnění na žádost výrobce je zdarma);



- používání EPD v komunikaci s veřejností a podniky (web, prospekty, údaje projektantům atp.), uplatnění v rámci veřejných zakázek.

Pro výrobce ocelových prvků k použití v ocelových konstrukcích a všeobecně stavebnictví jsou rozhodující výrobní fáze a její informační moduly A1 – A3, kde A1 zahrnuje těžbu a zpracování surovin, zpracování druhotných surovin (např. procesy recyklace), A2 dopravu k výrobcí a A3 pak výrobu včetně dodání všech materiálů, výrobků a energie, zpracování odpadu až po dosažení stavu, kdy přestává být odpadem nebo po odstranění posledních materiálových zbytků v průběhu výrobní fáze [8].

Další, a zejména pro ocelové výrobky velmi důležitým modulem, je modul D, který zahrnuje potenciál opětovného použití, využití a/nebo recyklace. Právě ocel přispívá svou 100% recyklovatelností k výrazným úsporám přírodních zdrojů a minimalizaci vlivu na životní prostředí. Žádný jiný konstrukční materiál neumožňuje opakované použití v takové míře jako právě ocel.

Důležitou roli při získávání informací o stavebních materiálech a posuzování jejich dopadu na životní prostředí pak mají celosvětové i národní databáze LCA a EPD. V ČR je vedením národního registru EPD pověřena agentura CENIA, aktuálně platné EPD českých výrobců naleznete na jejich webových stránkách. Mezi významné zahraniční databáze patří např. Umweltbundesamt UBA [5], Ecoplatform [6] nebo Environdec [7].

### **3 Příklad řešení snižování dopadu výroby ocelářské společnosti na životní prostředí**

Snižováním dopadů výroby oceli a jejich řešeními se začala na českém trhu aktivně zabývat také společnost Liberty Ostrava a.s., resp. její korporátní vedení v rámci začlenění do GFG aliance. GFG aliance připravila v rámci projektu „Cesta k uhlíkové neutralitě CN30“ plán ke snížení uhlíkové stopy a dalších environmentálních dopadů na životní prostředí.

Většina emisí LIBERTY Steel Group pochází z primární výroby na ocelárnách, tedy z výroby tekuté oceli spolu s vysokopečním provozem. Redukční reakce a rafinace procesu jsou v současnosti dosahovány fosilními palivy, která vypouštějí průměrně 2,2 tuny CO<sub>2</sub> na tunu surové oceli (tCO<sub>2</sub>/tCS) [9]. Větší část ocelářských závodů spadající pod skupinu LIBERTY Steel Group používá k tavení ocelového šrotu a dalších zdrojů kovového železa, jako je např. přímo redukované železo (DRI, HBI) elektrické obloukové pece (EAF). Emise z těchto technologií závisí na uhlíkové náročnosti dodávky elektřiny, ale v průměru jde o 0,6 tCO<sub>2</sub>/tCS. Takovéto řešení je nyní navrženo i pro huť LIBERTY Ostrava, kdy je cílem snížení o 93 % na 0,15 tCO<sub>2</sub>/tCS [9].

Transformační plán pro ostravskou huť je založen na recyklaci šrotu ve dvou nově instalovaných hybridních pecích EAF, podporovaných obnovitelnými zdroji energie. V červenci 2022 LIBERTY Ostrava uzavřela smlouvu s firmou Danieli, předním světovým výrobcem strojů a zařízení, na dodávku dvou nejmodernějších hybridních EAF. Jedná se o pece, první svého druhu v Evropě, které budou mít kombinovanou kapacitu 3,5 mt ročně. Do roku 2027 se sníží celkové emise CO<sub>2</sub> ostravské ocelárny o více než 80 %. Dvě 200 tunové pece budou využívat inovativní a patentovanou technologii elektronického řízení. Očekává se, že nové pece budou uvedeny do

provozu v roce 2025 a v konečné fázi budou moci tavit vsázku tvořenou ze 100 % šrotu.

V roce 2027 by se mělo dosáhnout plného provozu EAF, díky napojení elektrického vedení 400 kV do ostravské ocelárny. Plné uhlíkové neutrality bude dosaženo, jakmile závod přejde na používání 100 % šrotu nebo zeleného DRI/HBI (redukované železo), použije zelený vodík ve svých ohřívacích pecích a zachytí CO<sub>2</sub> z primárních jednotek, přičemž se sníží produkce zbytkového uhlíku. Celkového cíle CN30 by mělo být dosaženo v roce 2030.

## 4 Závěr

Environmentální prohlášení o produktu (EPD) je v současné době dobrovolným nástrojem transparentní deklarace vlastností výrobku zákazníkovi. Slouží k prezentaci skutečných dopadů daného výrobku na životní prostředí. Samotné EPD výrobku neznámá, že je daný produkt šetrnější k životnímu prostředí, ale poskytuje zákazníkovi srovnatelné informace, podle kterých může ekologický výrobek preferovat [2].

EPD se používají k vyjádření toho, kolik CO<sub>2</sub> se vyprodukuje při výrobě daného produktu. Zákazníci ze stavebního sektoru používají EPD k výpočtu dopadu emisí CO<sub>2</sub> celého projektu. V dohledné době bude EPD stále běžnější a zákazníci je budou používat jako jeden z nástrojů pro výběr a nákup produktu. Aktualizované EPD tedy může být jistou konkurenční výhodou.

Odpovědní výrobci stavebních produktů deklarují udržitelnost svých výrobků prostřednictvím certifikace EPD. Informace o uhlíkové stopě i dalších dopadech na životní prostředí uveřejňují na svých oficiálních stránkách, v národních/mezinárodních registrech LCA a EPD a nově rovněž prostřednictvím zpráv o udržitelnosti.

## Použitá literatura

- [1] <https://www.eurofer.eu/assets/publications/brochures-booklets-and-factsheets/european-steel-in-figures-2022/European-Steel-in-Figures-2022-v2.pdf>
- [2] <https://konstrukce.cz/realizace-staveb/vlak-jmenem-green-deal-je-rozjety-a-nezastavi-ani-pred-ceskym-stavebnictvim-1131>.
- [3] <https://stich.culturalheritage.org/life-cycle-assessment-explained/>
- [4] <https://www.cenia.cz/spolecenska-odpovednost/epd/>
- [5] <https://www.umweltbundesamt.de/en/topics/economics-consumption/products/building-products/environmental-product-declarations-for-construction#the-purpose-of-an-environmental-product-declaration-for-construction-products>
- [6] <https://www.eco-platform.org/home.html>
- [7] <https://www.environdec.com/home>

- [8] ČSN EN 15804+A2, Udržitelnost staveb - Environmentální prohlášení o produktu - Základní pravidla pro produktovou kategorii stavebních produktů
  
- [9] <https://libertysteelgroup.com/wp-content/uploads/2022/12/Liberty-Steel-Sustainability-Report-2022.pdf>
  
- [10] <https://www.eurofer.eu/issues/environment/circular-economy/>
  
- [11] <https://www.construction-products.eu/publications/green-dea>

# OCELOVÉ MOSTY S POVLAKEM ŽÁROVÉHO ZINKU V ČR A VE SVĚTĚ

STRZYŽ Petr

Asociace českých a slovenských zinkoven, z. s.  
info@acsz.cz

## Abstrakt

V České republice i ve světě vzniklo spoustu krásných ocelových mostů, cyklomostů a lávek. Ne vždy se jedná o čistě ocelovou konstrukci, občas je to kombinace s betonem nebo jiným stavebním materiálem. Protikorozní ochrana oceli na těchto dílech je různá. Ve svém příspěvku se zaměřím na mosty a lávky, kde se k ochraně proti korozi použilo žárové zinkování, případně kombinovaný povlak (žárové zinkování + nátěrový systém).

## Úvod

Otevřená encyklopedie Wikipedie uvádí, že prvními mosty byly kmeny stromů spadlých přes vodní toky či jiné překážky. Později toho člověk využil pro výstavbu vlastního přemostění z kmenů poražených stromů. [1] Zlepšováním technologií obrábění dřeva, dostupností jiných přírodních materiálů, vzdělaností a inspirací ze všeobecného stavebnictví se začaly stavět mosty i z jiných materiálů, delší a větší. Velké změny ve stavbě mostů přinesla industrializace. Rozvoj železnice zvýšil poptávku po těchto stavbách, které musely být levnější a odolnější. Nejprve se stavěly ještě mosty dřevěné a viadukty z kamene a cihel. Postupně byla stále více využívána litina. První most z litiny nazývaný Iron Bridge, byl postaven roku 1779 přes řeku Severn v Anglii. Jakmile se zdokonalila výroba oceli, začaly se stavět mosty ocelové. Velká poptávka po železničních mostech vedla k tovární výrobě ze standardizovaných dílů (prvky příhradových nosníků). [1]

Samozřejmě bylo nutné řešit i protikorozní ochranu ocelových mostů a jak jsem uvedl v abstraktu příspěvku, zaměřím se na mosty a lávky, kde se k ochraně proti korozi použilo žárové zinkování, případně kombinovaný povlak.

## Mosty a žárové zinkování

Bylo by správné začít informací, kdy a kde byl uveden do provozu celý žárově pozinkovaný most. American Galvanizers Association (AGA) na svých webových stránkách uvádí, že prvním známým mostem s plně žárově pozinkovanou nadzemní konstrukcí na území USA je Stearns Bayou Bridge v Ottawa Country, Michigan. Připomíná to pamětní deska na místě. V roce 1966 se tehdejší inženýr okresu Ottawa Frank Brechting, Jr. rozhodl „rozbít formu“ a vyzkoušet žárově pozinkovanou ocel, ne proto, aby se zapsal do historie, ale jednoduše proto, že to bylo neekonomičtější rozhodnutí do budoucna. Díky Brechtingově prozíravosti obyvatelé okresu Ottawa stále sklízí ovoce. Okresní most, který je 128 m dlouhý, vozovka je široká 9 m + 1,5 m chodníku pro pěší na každé straně mostu, je zkonstruován z osmi polí žárově pozinkovaných ocelových profilů. Kromě nástavby se Brechting také rozhodl pozinkovat všechny spojovací prvky, zábradlí a ostatní prvky mostu.

Když byla vybrána žárově pozinkovaná ocel, na základě jejích nízkých nákladů na životní cyklus, Brechting uvažoval pouze o 25leté životnosti. Tato ekonomická návratnost se však projevuje i dnes po více než 50 letech služby. Most byl kontrolován

jak v roce 1991, po 25 letech života, tak v roce 2017, po 51 letech. Obě kontroly ukázaly, že most byl ve výborném stavu bez známek koroze nebo skvrn na nástavbě. Zábradlí má určité známky skvrn, ale naměřené hodnoty tloušťky povlaku stále ukazují dostatek zinkového povlaku (84 mikrometrů). Na základě údajů z roku 2017 se neočekává, že pozinkované ocelové součásti na mostě budou vyžadovat žádnou údržbu po dobu nejméně dalších 70 let – což snadno překročí 100letou životnost mostu, která je dnes žádoucí. [2]



Obr. 1 - Stearns Bayou Bridge v Ottawa County, Michigan (zdroj AGA)



Obr. 2 – Pamětní deska na 1. zároveň pozinkovaném mostě v USA (zdroj AGA)



V roce 1977 byl dokončen první pozinkovaný ocelový most pro silniční dopravu v Německu. Překlenuje řeku Aller u Hademstorfu v Dolním Sasku a nahradil zchátralý dřevěný most postavený v roce 1942. Takzvaný „ropný most“ původně sloužil ke zpřístupnění ropného pole, s postupem času byl však stále více využíván pro veřejnou dopravu.

Cca 43 m dlouhý a 3,25 m široký most je dimenzován pro zatížení 120 kN. Jeho nosnou konstrukci tvoří ocelové piloty o průměru 470 mm a tloušťce stěny 10,5 mm, které byly zaraženy do dna řeky a poté vyztuženy ocelí a zality betonem. Každých 10,8 m podpírají most 2 piloty. Příčné nosníky IPB 220 jsou zavěšeny na 2 průchozích podélných nosnících IPB 500, které přenášejí zatížení na pilotovou konstrukci. Veškeré stykové spoje mostních prvků jsou sešroubovány pozinkovanými lícovanými šrouby. Celkové náklady na výstavbu nového mostu činily v roce 1977 cca 160 000 DM. V důsledku poškození byla v letech 2011 až 2012 vyměněna ložiska mostu a byl opraven povrch vozovky. Pozinkovaných ocelových částí mostu se potřeba sanace netýkala. Při inspekci mostu provedené společností Institut Feuerverzinken v roce 2016 byl stav pozinkovaných ocelových částí označen za velmi dobrý. Koroze nebyla zjištěna. Z měření tloušťky vrstvy na nosnících mostu vyplynulo, že tloušťka zinkového povlaku se pohybuje mezi 171 a 191 mikrometry. Na zábradlích byla naměřena tloušťka vrstvy více než 110 mikrometrů. Je třeba vycházet z toho, že služebně nejstarší pozinkovaný ocelový most v Německu bude i nadále po mnoho desetiletí korozivzdorný. [3]



Obr. 3 – Takzvaný „ropný most“ (zdroj Institut Feuerverzinken)

Trvanlivost povlaků zinku lze spolehlivě predikovat pomocí různých metod. Jednou z těch nejspolehlivějších je použití případů z praxe, jako například tohoto holandského mostu. Pozinkované ocelové konstrukce existují již mnoho desetiletí a tyto případy jsou názornou ukázkou životnosti povlaku v praxi.

Ehzerský most postavily na oslavu osvobození Nizozemí v roce 1945 kanadské jednotky. Přes most vede dosud používaná místní silnička z Almenu do Larenu přes kanál Twente. Most je natolik široký, aby umožnil přejezd automobilů v obou směrech, ale protože hustá městská doprava nyní využívá hlavně jiných mostů poblíž, ehzerský most používají hlavně cyklisté a chodci. Technická komise holandské asociace zinkoven (SDV) nedávno provedla kontrolu mostu a byla překvapena jeho výborným vzhledem, jehož charakteristickým rysem byl matně šedý povlak zinku s mírnými stopami rzi na několika místech. Během kontroly byla na několika náhodně vybraných místech elektromagnetickou metodou zjišťována tloušťka povlaku. Na každém vybraném místě bylo získáno v průměru 10 hodnot. U tří úhlopříčných nosných profilů (150 x 150 mm) byla naměřena tloušťka povlaku 74  $\mu\text{m}$ , 115  $\mu\text{m}$  a 219  $\mu\text{m}$ . U jiných dvou příčných profilů (130 x 130 mm) činila naměřená tloušťka povlaku 69  $\mu\text{m}$  a 82  $\mu\text{m}$ . Dva spojovací plechy měly povlak o tloušťce 114  $\mu\text{m}$  (tloušťka oceli 19 mm) a 86  $\mu\text{m}$  (tloušťka oceli 9 mm). Podle tloušťky povlaku, kterou holandský odborník Van Eijnsbergen zaznamenal 25 let poté, co byl most postaven, se zdá, že k výraznému snížení tloušťky povlaku nedošlo. Za zmínku stojí, že EN ISO 1461 stanovuje, aby tloušťka žárového povlaku zinku u nově pozinkované oceli o tloušťce > 6mm byla 85  $\mu\text{m}$ . Ehzerský most u Almenu by se bez větší údržby mohl dožít 100 let. To, jestli se však most tak vysokého věku dožije, záleží na jiných faktorech. Zůstane silnice, u které most stojí, tou tichou místní silničkou, nebo provoz na ní časem zhoustne? Nezmění se použití kanálu, kvůli němuž se bude muset změnit i světlá výška či rozpětí mostu? [4]



Obr. 4 - Ehzerský most (zdroj Zinkování a udržitelná výstavba. Příručka pro uživatele)



První celý žárově pozinkovaný most v České republice nebo na Slovensku se mi nepodařilo dohledat. Přehled máme o mostech a lávkách, které vznikly v posledních letech. Většina z nich se účastnila naší soutěže Czech and Slovak Galvanizing Award. Cyklomost slobody vyhrál soutěž v roce 2015 a Komenského most v Jaroměři v roce 2018.

V květnu 2022 byl v horském resortu Dolní Morava dokončen visutý most Sky Bridge 721. Jedná se o nejdelší žárově zinkovaný visutý most pro pěší na světě, který spojuje dva hřebeny hor. Lávka měří 721 metrů a procházet se po ní budete ve výšce 95 metrů nad zemí. Pevně věříme, že projekční kancelář, která visutý most navrhovala, přihlásí tento projekt do soutěže Czech and Slovak Galvanizing Award 2024.



Obr. 5 – Cyklomost slobody (zdroj Milan Beláček)



Obr. 6 – Komenského most v Jaroměři (zdroj Tomáš Vojtíšek)



Obr. 7 – Sky Bridge 721 (zdroj Petr Strzyž)

## **Závěr**

Spousta dalších mostů a lávek se účastnilo naší nebo zahraničních národních soutěží o nejlepší stavbu s pozinkovanou ocelí nebo přímo celosvětovou The Global Galvanizing Awards, kterou pořádá EGGA (European General Galvanizers Association). Představím je ve své prezentaci v průběhu konference.

Posledním vítězem The Global Galvanizing Award 2022 se stal pozinkovaný most v Haiti – Riviere Cochon Gras Bridge, který do soutěže přihlásila American Galvanizers Association.





Obr. 8 – Riviere Cochon Gras Bridge (zdroj Cashman Family Foundation)

### **Použitá literatura**

1. Otevřená encyklopedie Wikipedie
2. <https://galvanizeit.org/uploads/publications/Galvanized Bridge Beats Corrosion Article.pdf>
3. [http://www.acsz.cz/UserFiles/files/casopisy/asopis\\_ZZ\\_0118\\_CZ.pdf](http://www.acsz.cz/UserFiles/files/casopisy/asopis_ZZ_0118_CZ.pdf)
4. Zinkování a udržitelná výstavba. Příručka pro uživatele - Tom Woolley



## PŘEMOSTĚNÍ BLANSKO – MOST PŘES SVITAVU A KORIDOR SŽDC

BÁČA Pavel<sup>1</sup>, BROSCH Petr<sup>1</sup>, DIVIŠ Dalibor<sup>2</sup>

<sup>1</sup>OKF s.r.o., Brno, <sup>2</sup>Projekční kancelář PRIS spol. s r.o., Brno

<sup>1</sup>okf@okf.cz, <sup>2</sup>dalibor.divis@pris.cz

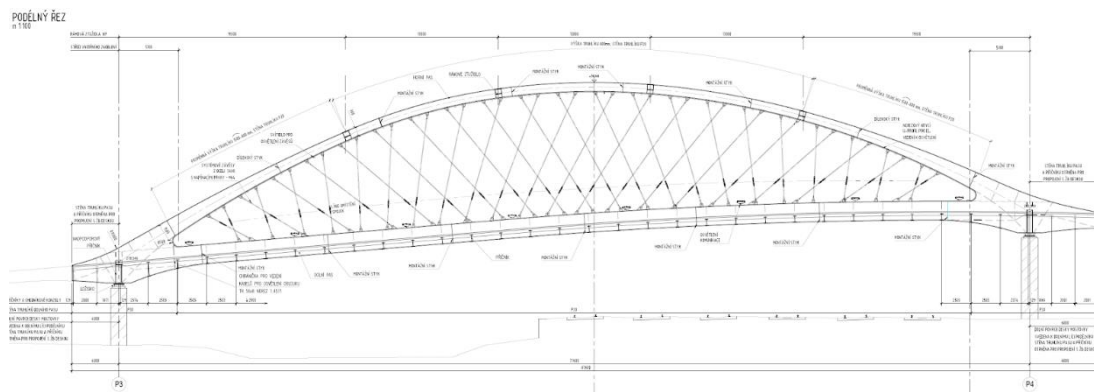
### Abstrakt:

Most pro silniční a pěší dopravu propojující průtah města Blanska s lokalitou Staré Blansko. Stavba kříží přemostňované překážky mimoúrovňově a nahrazuje tak úrovnový přejezd, který tvořil nebezpečné a kapacitně nevyhovující spojení obou lokalit. Mostu o pěti mostních polích dominuje ocelová oblouková konstrukce s mřížovým výpletem tyčovými závěsy. Desítky let očekávaná výstavba mostu propojila dvě oddělené části sídla a zásadně pozitivním způsobem ovlivnila komunikační možnosti ve městě.

Vedení a hlavně obyvatelstvo nejmenšího okresního města v České republice desítky let připravovalo, vyhlíželo příležitost a nakonec nedočkavě vyhlíželo realizaci spojení dvou významných částí města nekompromisně rozdělených tratí železničního koridoru. Po celou dobu existence města i železnice sloužil jediný úrovnový přejezd jako jediná spojnice mezi městem Blansko a jeho nejstarší předměstskou částí Staré Blansko. Se vzrůstající hustotou železniční i silniční dopravy se přejezd stal prakticky neprůchodný a městské části zůstaly reálně oddělené. Uzavření přejezdu na 40 minut z každé hodiny v denní době a na o něco kratší dobu v noci zajistilo skutečnou dopravní izolaci obou částí města. Dopravní zácpy vznikající během několika minut po uzavření závor a sužující město po většinu denní doby asi není nutné zmiňovat. Zahájením stavby nového přemostění v roce 2020 začalo blanenským svítat na lepší časy.

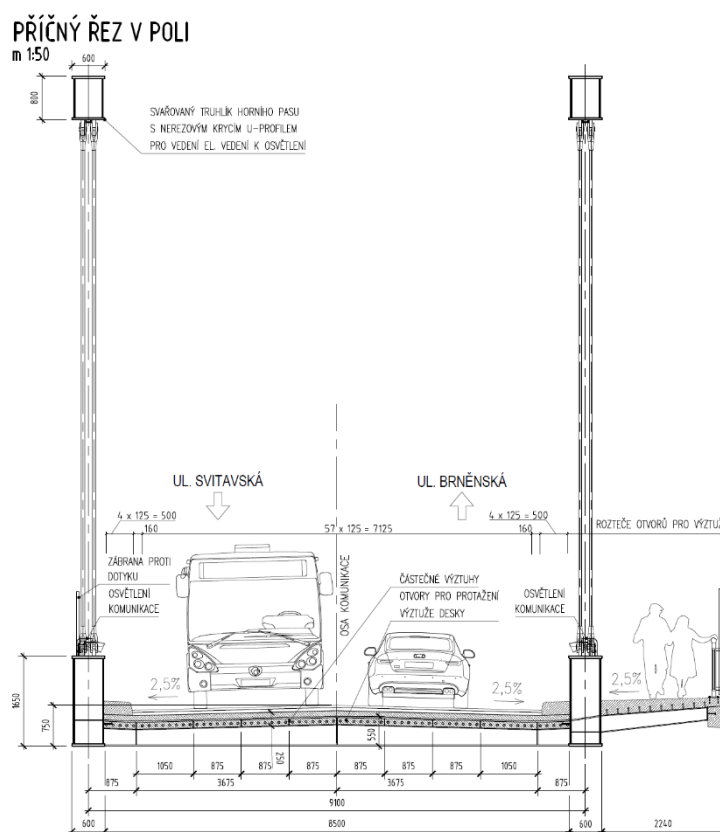


Přemostění je ze statického hlediska navrženo jako spojitý nosník o pěti polích. Pro hlavní, střední a také nejdelší pole nového přemostění navazující na železobetonové konstrukce polí předmostí byla zvolena nosná konstrukce ocelová. Jako nejvhodnější statický a konstrukční systém se po prověření několika variantjevila konstrukce oblouková se závěsy. Hlavní nosníky jsou tvořeny ocelovým trámem vyztuženým ocelovým obloukem s výplní mřížové soustavy tvořené vysokopevnostními ocelovými táhly. Pro snížení průhybů a nutnosti řešit dilatační pohyby mezi železobetonovými částmi přemostění je hlavní pole staticky napojeno a spřaženo s železobetonovou mostovkou bezprostředně sousedních navazujících polí.



Zmíněné ocelové mostní pole převádí dvoupruhovou silniční komunikaci a chodník pro pěší přes železniční trať v její šestikolejně přednádražní části, řeku Svitavu a cyklostezku.

Ocelové pole plynulou křivkou svého oblouku a atraktivní mřížovou soustavou táhel tvoří novou oceňovanou dominantu města poblíž hlavního městského vlakového nádraží patrnou zejména při příjezdu do města z jihu a z okolních městský čtvrtí situovaných nezdířka na strmých svazích údolí řeky Svitavy.

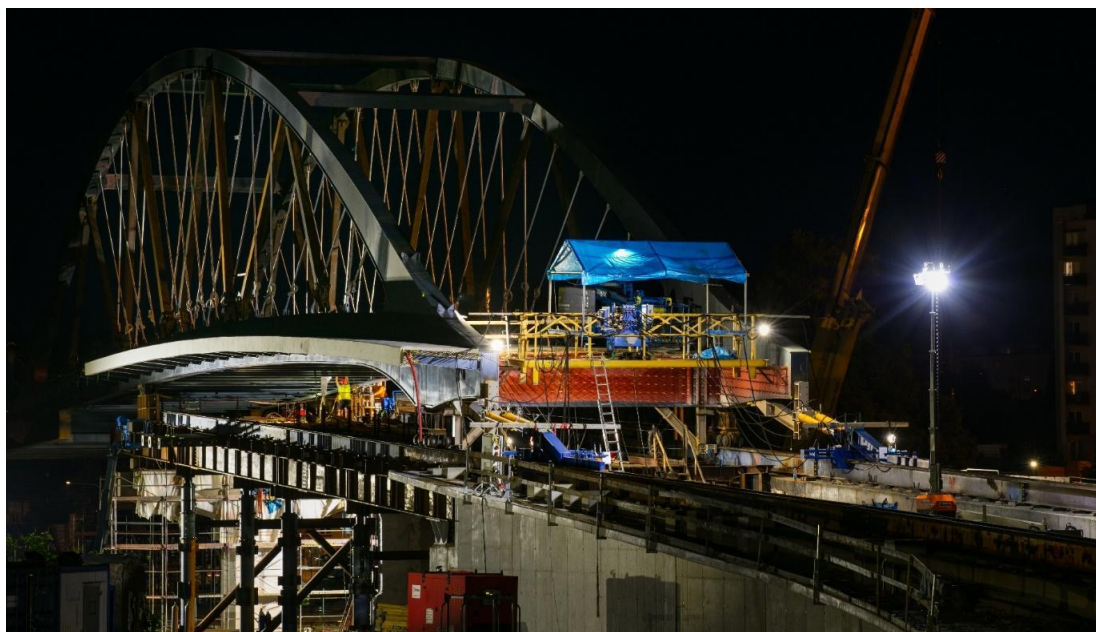


Hlavní mostní pole je tvořeno dvěma podélnými nosníky s obloukem nepřímo uloženými na podpěrách P3 a P4 a propojenými příčnými. Oblouky jsou v horní části z důvodu stability propojeny rámovými ztužidly. Pravý hlavní nosník je opatřen konzolami vynášející chodník pro pěší. Délka pole a zároveň rozpětí je 77,6 m. Volná vzdálenost mezi hlavními nosníky je 8,5 m, celková šířka mostu je pak 12 m. Maximální výška oblouku je 13 m.



Hlavní nosníky jsou tvořeny krajními podélníky, které jsou navrženy z truhlíků proměnného průřezu, vyztužených obloukem se šikmými závěsy. Podélníky v poli pod obloukem mají průřez 1650 mm x 600 mm. Z důvodu zachování podjezdné výšky a minimalizace výšky opěr v místě uložení dolní líc podélníku náběhem klesá o 1040 mm a dolní pásnice podélníku je zde zalícována s dolním lícem nadpodporového příčnicku. Za nadpodporovým příčnickem jsou podélníky spojeny spřažením s železobetonovou deskou předpolí. Stěny podélníků podporují okraj ztraceného bednění železobetonové mostovky.





Oblouk je navržen jako svařovaný truhlík. Stabilita oblouku je zajištěna 4 rámovými ztužidly. Truhlík má mezi prvky ztužení konstantní výšku 800 mm a šířku 600 mm. Od krajních prvků ztužení po napojení na podélník má oblouk proměnnou výšku od 800 mm po 1500 mm.

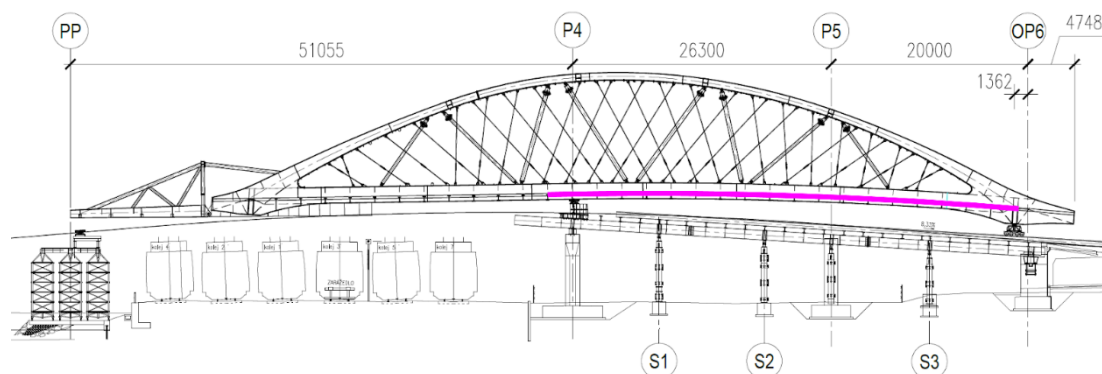
Závěsy jsou navrženy v mřížové soustavě ve dvou rovinách. Byly realizovány ze systémového výrobku Macalloy s rektifikovatelnými koncovkami dimenze M64 z oceli S460 v provedení pro dynamické únavové namáhání. Závěsy jsou rovněž opatřeny rektifikovatelnými spojkami.

Na oblouk i podélník jsou připojena svítidla k běžnému i slavnostnímu osvětlení mostu. Kabeláž je ke svítidlům vedena v nerezových profilech a kruhových trubkách vedených po oblouku případně uvnitř nosníku trámu. Na trám je rovněž připojena zábrana proti nebezpečnému dotyku a madla.



Železobetonová monolitická mostovka vybetonovaná do ztraceného bednění je uložena na příčnicích. Příčnický nad podpěrami jsou navrženy jako svařované truhlíky o rozměru 1600 mm x 600 mm. Prostřednictvím podporových příčniců; je most nepřímo uložen pomocí kalotových ložisek na opěry. Nadpodporové příčnický jsou tuze vetknuty do podélníků a zajišťují příčnou stabilitu oblouku. Příčnický je sprážen s betonovou deskou vedlejších polí. Běžné příčnický jsou navrženy jako svařované I-profilu proměnné výšky. Dolní pásnice je vodorovná, horní pásnice kopíruje tvar horního líce železobetonové mostovky a je vůči němu zapuštěna o 100 mm.

Na příčnický navazuje na pravé straně mostu konzola vynášející chodník pro pěší připojená k podélníku hlavního nosníku.



Samostatnou kapitolou příběhu blanenského přemostění byla montáž nosné ocelové konstrukce principem výsunu v podélné ose a její aktivace pomocí vysokopevnostních táhel.

Celá nosná ocelová konstrukce s výjimkou části chodníkových konzol byla smontována do nadvýšeného tvaru v prostoru mezi podpěrou P4 a opěrou OP6. Zde byly do soustavy závěsů umístěny montážní vzpěry ze čtvercových trubek zajišťující tuhost konstrukce ve svislé rovině oblouku. Zároveň byla konstrukce mostu opatřena výsuvným nosem a zvednuta z montážních bárek konstrukce a umístěna na výsuvné vozíčky. Na části konstrukce byla provedena betonáž mostovky, která v období výsunu působila jako stabilizační balast.

Konstrukce byla vysunuta ve zvýšené poloze pomocí výsuvných vozíčků po výsuvné dráze a pomocích výsuvných ložisek na podpěrách P3, P4. Pro zkrácení maximální konzoly byla na pravém břehu Svitavy vybudována dočasná montážní podpěra, na níž byla také umístěna výsuvná ložiska. Pohon během výsunu zajišťovala čtveřice hydraulických válců zapřených o nosníky výsuvné dráhy a tlačících do konce nosníku trámu. Soustava válců se po plném výsunu v rámci jednoho taktu vrátila do původní polohy vůči nosné konstrukci, opětovně zakotvila a posouvala společně s konstrukcí. Z důvodu postupné změny trajektorie výsunu z počáteční stoupající, přes vodorovnou do závěrečné klesající byla konstrukce brzděna pomocí dvou lanových vrátek umístěných na OP6.

Po výsunu a dokončení betonáže mostovky proběhla náročná řízená aktivace závěsů. V průběhu aktivace táhel bylo průběžně tenzometricky kontrolováno napětí skutečně realizované v táhlech.

Mostní objekt nyní slouží svému dopravnímu účelu a svou přítomností i atraktivním vzhledem nadchl velkou část obyvatel Blanska i projíždějících cestujících.



Název stavby: III/379 37 Blansko, přemostění  
Název objektu: SO 201 – Most přes Svitavu a koridor SŽDC  
Investor: Státní fond dopravní infrastruktury  
Jihomoravský kraj  
Město Blansko  
Generální projektant: Projekční kancelář PRIS, Brno  
Projektová dokumentace OK: OKF, Brno  
Výrobně – technická dokumentace OK: OKF, Brno  
Generální dodavatel: METROSTAV DIZ, Brno  
OK výroba, montáž: Hutní montáže, Ostrava

Fotografie: Aleš Ležatka  
archiv OKF s.r.o.

Ing. Pavel Báča  
Ing. Petr Brosch  
Ing. Dalibor Diviš

## GLOBALNÍ A LOKÁLNÍ IMPERFEKCE PRO NÁVRH OCELOVÝCH TLAČENÝCH PRUTŮ POMOCÍ GMNIA

Červinka Petr<sup>1</sup>, Vild Martin<sup>2</sup>, Müller Andreas<sup>3</sup>, Taras Andreas<sup>4</sup>  
<sup>1</sup>IDEA StatiCa, s.r.o., <sup>2</sup>Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební  
<sup>3</sup>ETH Zürich, Institute of Structural Engineering  
<sup>4</sup>ETH Zürich, Institute of Structural Engineering  
<sup>1</sup>petr.cervinka@ideastatica.com, <sup>2</sup>vild.m@fce.vutbr.cz,  
<sup>3</sup>andreas.mueller@ibk.baug.ethz.ch, <sup>4</sup>taras@ibk.baug.ethz.ch

### Abstrakt

Geometricky a materiálově nelineární analýza s imperfekcemi (GMNIA) je pokročilý, výpočetně náročný typ analýzy používaný v návrhu konstrukcí. Zvyšující se výpočetní výkon umožňuje rozšíření tohoto typu analýzy do běžné praxe, na což reaguje i vznikající norma prEN 1993-1-14 „Design assisted by finite element analysis“. Pro správný výpočet únosnosti je kritická aplikace počátečních imperfekcí. Tento článek obsahuje přehled předpisů pro stanovení imperfekcí v normách. Ty ovšem obsahují pouze obecná bezpečná doporučení, které často prakticky nelze splnit. Na základě stovek simulací, článek poskytuje návod na určení, který tvar vybočení je relevantní a musí být zohledněn, a naopak, které tvary je možné zanedbat. Je poskytnut rozhodovací diagram pro aplikaci globálních a lokálních imperfekcí tlačeného prutu, případně jejich kombinace.

### 1. Úvod

Motivací tohoto článku je poskytnout praktická doporučení pro návrh ocelových prvků pomocí geometricky a materiálově nelineární analýzy s imperfekcemi (GMNIA). Jsou prezentovány výsledky projektu verifikace programu IDEA StatiCa Member [1] univerzitou ETH Zürich. Verifikace probíhala srovnáním výsledků z IDEA StatiCa Member s výsledky ze softwaru ABAQUS [2] a výsledky dle Eurokódů [3] pro otevřené H profily a uzavřené RHS profily. V článku jsou obsaženy:

1. Verifikace obecného modelu a diskuze o výběru typu
2. Výběr lokálních imperfekcí dle EN 1993-1-5 [4] na základě projektů HOLLOSSTAB [5], [6], [7]
3. Výběr globálních imperfekcí dle EN 1993-1-1 [3] a prEN 1993-1-1 [8]
4. Odvození praktických kritérií pro lokální a globální imperfekce na základě poměrných štíhlostí

#### 1.1. IDEA StatiCa Member

Aplikace IDEA StatiCa Member nabízí uživateli možnost modelovat chování celých konstrukčních prvků spolu s vlivem reálného provedení koncových přípojí, otvorů a výztuh, v souladu s komponentní metodou konečných prvků. Proces modelování je oproti programům, které pro analýzu využívají metodu konečných prvků, oproštěn od komplikací s tím spojených. Díky tomu je možné analýzu lineární ztráty stability (LBA) a geometricky a materiálově nelineární analýzu s vlivem imperfekcí (GMNIA) provádět jednoduše a efektivně. Trend vývoje programů směrem k pokročilým metodám analýzy prvků (GMNIA) je reakcí na všeobecný trend digitalizace

ve stavebnictví. Tento trend se stále rozšiřuje díky přijetí metod posuzování založených na simulacích odbornou veřejností a díky rozvoji možností výpočetní techniky a všeobecnému vývoji možností geometricky parametrizovatelných konstrukcí v CAD programech.

Jedním z hlavních problémů při použití těchto pokročilých numerických metod je volba vhodných imperfekcí, jejich amplitud a možných kombinací lokální a globální ztráty stability. Pro tento účel poskytuje v současnosti platná norma EN 1993-1-1:2012 [3] hodnoty imperfekcí počátečního tvaru vybočení, které lze použít na základě dvou formulací, tj. délkové nebo štíhlostní; viz rovnice (2) a rovnice (5). V průběhu revize všech Eurokódů však bude v současnosti platná norma EN 1993-1-1:2012 nahrazena nově zavedenou normou prEN1993-1-1:2022 s novým vzorcem; viz rovnice (3) pro formulaci na základě délky prvku. Tyto změny se vracejí především k práci Lindnera et. al [9], [10] [11], [12] a jsou odůvodněny skutečností, že dříve odvozené hodnoty pro amplitudu ekvivalentní imperfekce [3] mohou vést k výsledkům na nebezpečné straně. Se zavedením zcela nové části prEN1993-1-14:2020 [13] pro navrhování s podporou metody konečných prvků se zavádí další rovnice (4) pro výpočet ekvivalentních geometrických imperfekcí pro použití v GMNIA pro rovinný vzpěr [14].

Všechna následující šetření a jejich výsledky týkající se vlivu různých formulací amplitudy imperfekce podle norem EN 1993-1-1:2012 [3], prEN 1993-1-1:2020 [8] a prEN 1993-1-14 [13] na únosnost v případě rovinného vzpěru (viz kapitola 3), jakož i volby vlastních tvarů pro interakční případy globálního a lokálního vzpěru [4] (viz kapitola 4) vycházejí výhradně z modelů FE a přístupů uvedených v kapitole 2, a jsou proto platné pouze v tomto kontextu.

## **2. Modelování metodou konečných prvků**

Všechny výpočty uvedené v tomto článku byly provedeny pomocí komerčního softwaru Abaqus [2]. Při simulacích byly použity následující dva kroky. Nejprve byla provedena lineární analýza vzpěru (LBA) pro získání kritického zatížení a vlastního tvaru. Kritické zatížení slouží k určení relativní štíhlosti. To se provádí buď pro globální nebo lokální tvar. Pro vlastní tvar se použije počáteční amplituda imperfekce v rámci druhého kroku simulace, kde byla použita GMNIA k získání maximální únosnosti prutů v tlaku.

Ve všech simulacích byla použita třída oceli S355. Délka prutu se měnila tak, aby se zohlednilo lokální boulení i rovinný vzpěr výhradně a v kombinaci v celém rozsahu poměrných štíhlostí. Následuje stručný popis modelu:

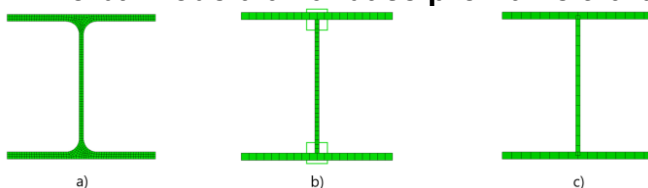
1. Použily se izoparametrické skořepinové prvky s redukovanou integrací typu S4R. Pás a příruby I-průřezů byly diskretizovány do 30, resp. 20 prvků. Pro profily RHS a SHS je použita hustota sítě 60 prvků po obvodu. V podélném směru je prvek rozdělen na 100 prvků na metr. Zaoblení v rohových oblastech se modeluje podle ustanovení předpisu EN 10210-2 [15] pro ocel válcovanou za tepla, a EN 10219-2 [16] pro ocel tvarovanou za studena.
2. Pro zajištění kompatibility s modelem IDEA StatiCa Member byl použit pružně-plastický materiálový model mezí kluzu  $f_y$  a von Misesovým kritériem. Zohledňuje se deformační zpevnění s redukováním modulem pružnosti  $E/1000$ .
3. Byly uvažovány imperfekce založené na vlastních tvarech s různými amplitudami (viz následující částí).
4. Při zavádění zatížení a okrajových podmínek se na koncích prutů používají omezení typu MPC (Multi-Point Constraint), což jsou tuhé vazby mezi uzly

na koncích a referenčním uzlem ve středu příslušných průřezů. Zatížení byla aplikována prostřednictvím referenčních bodů (RF-bodů) nahoře a dole, z nichž každý byl připojen prostřednictvím formulace MPC-Tie (vícebodové omezení) k přidruženým sadám uzlů na vnějších koncích.

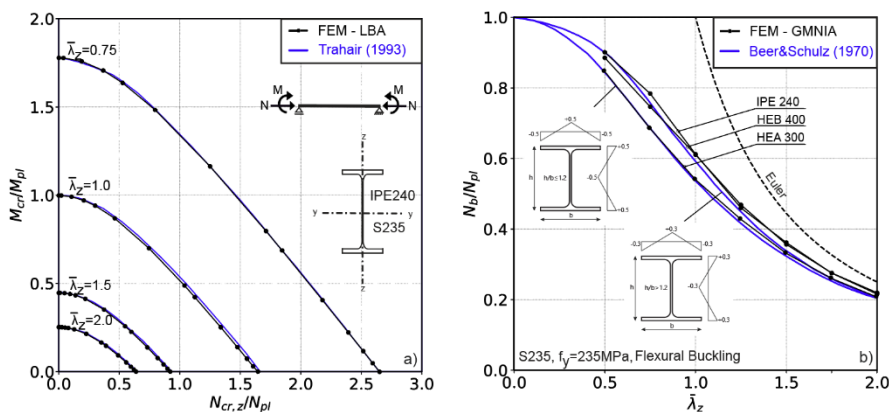
## 2.1. Výběr modelu a validace profilů RHS/SHS

Model Abaqus použitý v tomto článku byl ověřen rozsáhlou analytickou, numerickou a experimentální kampaní v průběhu projektu RFCS HOLLOSSTAB. Podrobnosti čtenář opět nalezne v reportech projektu [5], [6], [7].

## 2.2. Volba modelu a validace profilů ve tvaru I



**Obrázek 1:** Společné modelové přístupy pro profily ve tvaru I a H a) model tvořený 3D konečnými prvky; b) model se skořepinovými prvky a prvky simulujícími zvýšení průřezových charakteristik v zaoblení; c) skořepinový model



**Obrázek 2:** Ověření modelu FE pomocí a) výsledků LBA ve srovnání s [19] a b) výsledků GMNIA ve srovnání s [17].

Na Obr. 1 jsou shrnuty tři běžně používané modely pro profily tvaru I a H a popsány jejich výhody a nevýhody. Modely s 3D konečnými prvky (Obr. 1 a)) mohou vést k realistickému geometrickému tvaru, včetně vlivu zaoblení mezi pásnicí a přírubami. Protože však vyžadují implementaci geometrie celého průřezu, může být výpočetní proces výpočetně časově náročný, což vede k nutným zjednodušením v rámci modelů. Zjednodušený model je znázorněn na Obr. 1 b), kde jsou příruby a pásnice modelovány pomocí skořepinových prvků, ale s přidavnými nosíkovými prvky jako čtvercové duté profily s proměnnou výškou a tloušťkou stěny v horní a dolní části pásnice. Prvky nosníku jsou navrženy tak, aby měly stejnou plochu  $A$  a torzní moment setrvačnosti  $I_t$  jako chybějící zaoblení mezi pásnicí a přírubami. Tento přístup k modelování byl úspěšně použit a ověřen také v [18]. Jedním z dalších přístupů je použití skořepinového modelu se třemi deskami představujícími pásnici a příruby,

kteřé se protínají ve středové ose; viz Obr. 1 c). Zaoblení nejsou modelovány explicitně, ale jsou aproximovány překrytím mezi pásnicí a přírubami. Podle tohoto modelového předpokladu nelze u profilů tvaru I válcovaných za tepla přesně zohlednit všechny průřezové charakteristiky. V některých případech se zejména torzní moment setrvačnosti  $I_t$  může v závislosti na zvolené řadě profilů odchýlit přibližně o 30 % [19]. To může v souladu se sledovaným problémem vést k nižším hodnotám únosnosti, např. v případě klopení nosníků. Pro problémy lokální nestability a případy ohybového vzpěru, které byly zkoumány v celém tomto článku a související zprávě o profilech tvaru I [20], je však vliv klopení, a tedy i výše zmíněný nedostatek modelování, zanedbatelný. Z tohoto důvodu byl zvolen model c) z hlediska vyšší výpočetní účinnosti a lepší homogenity modelu mezi oběma, za tepla válcovanými a svařovanými profily tvaru I. Další investigace vlastních tvarů ze simulací LBA a výsledků GMNIA mezi uvažovanými modely z Obr. 1 jsou ve zprávách [21] a [20].

Pro model b) (skořepinový model s nosníkovými prvky) byla provedena obecná validace s literaturou jako předběžný krok k ověření celkové správnosti modelování. Proto byly vzaty v úvahu různé interakce N-M, aby bylo možné vypočítat rozsah kritických bifurkačních zatížení (kombinovaná zatížení na klopení a rovinný vzpěr), normalizovaná podle plastické odolnosti průřezu. Srovnání s analytickými řešeními od Trahaira [22] ukázalo dostatečné výsledky. Kromě toho byly provedeny výpočty GMNIA pro případ rovinného vzpěru kolem měkké osy pro různé průřezy I a H. Porovnání s původně vyvinutými křivkami ECCS pro rovinný vzpěr (Beer a Schulz [17]) ukázalo dobrou shodu provedených výpočtů GMNIA s publikovanými a přijatými řešeními. Další podrobnosti o ověření ekvivalentního modelu lze převzít z [18].

Obecně je třeba zdůraznit, že v rámci pokročilých nelineárních výpočtů je řídicím kritériem návrhu nejen maximální dosažená únosnost, ale také deformace (nebo přetvoření), kterých je dosaženo v průběhu výpočtu před dosažením mezního zatížení. Tato dvě kritéria jsou popsána v normě prEN1993-1-14:2020 a označena jako C1 a C2 v rámci hodnocení nelineární analýzy. Druhé kritérium se týká největších přípustných deformací nebo přetvoření, a proto musí být spojeno s materiálovými a konstrukčními okrajovými podmínkami, přičemž se odkazuje např. na [4], [23] a [24].

### **3. Imperfekce počátečního tvaru vybočení pro rovinný vzpěr podle EC3**

#### **3.1. Úvod a základní informace**

Volba počáteční amplitudy imperfekcí závisí na různých faktorech, které jsou shrnuty následovně:

1. Typ analýzy podle uvažovaného porušení průřezu související s třídou průřezu.
2. Typ imperfekce uvažované pro další výpočty, tj. pouze geometrické imperfekce v hodnotách tolerance a reziduální napětí nebo ekvivalentní geometrické imperfekce závislé na vzpěrnostní křivce.
3. Referenční únosnost plastického nebo pružného výpočtu, které specifikují následnou volbu amplitudy imperfekce závislé na součiniteli imperfekce  $\alpha$ . To odpovídá globálnímu pojetí vzpěru podle norem EN 1993-1-1:2012 [3] a prEN1993-1-1:2020 [8].

Podle norem EN 1993-1-1:2012 a prEN1993-1-1:2020 lze ekvivalentní amplitudu imperfekce  $e_0$  pro rovinný vzpěr stanovit dvěma přístupy, a to buď s ohledem na tabulkovou hodnotu poměru délky, nebo na formulaci založenou na štíhlosti, která vychází z pružného kritického vzpěrného zatížení z analytických úvah nebo numerické analýzy. V obou případech tyto hodnoty představují ekvivalentní imperfekce založené



na osově zatíženém prutu s předpokládanou amplitudou počáteční imperfekce  $e_0$  ve tvaru poloviční sinusoidy. Tato imperfekce se určí zavedením momentu  $M$ , který se vypočítá podle teorie druhého řádu s použitím vhodného interakčního vzorce; norma EN 1993-1-1, článek 6.2.9.1, proto obsahuje různé interakční vzorce pro průřezy třídy 1 a 2. Tato úvaha vede k obecnému vyjádření v následující rovnici (rovnice (1)):

$$e_0 = \frac{\psi \cdot (1 - \chi \bar{\lambda}^2)}{\chi} \cdot \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \quad (1)$$

kde:

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}}$	poměrná štíhlost
$\chi$	součinitel vzpěrnosti
$\psi$	interakční faktor pro kombinaci ohybu a normálové síly – EN 1993-1-1, článek 6.2.9.1
$M_{Rk}$	charakteristická ohybová únosnost
$N_{Rk}$	charakteristická normálová únosnost

Amplitudu ekvivalentní imperfekce lze normalizovat pro délku prutu  $L$ ; viz rovnice (2).

$$j = \frac{e_{0,d}}{L} \quad (2)$$

Nakonec byla rovnice (1) v kombinaci s rovnicí (2) vyhodnocena pro různé přístupy interakce a profily a byla klasifikována v rámci pevných, bezrozměrných mezí v závislosti na křivkách vzpěrnosti ( $a_0$ ,  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$ ) a typu výpočtu průřezové únosnosti, tj. pružný nebo plastický výpočet. Tyto hodnoty byly zavedeny v rámci aktuálně platné normy EN 1993-1-1:2012, tab. 5.1 [3] a tab. 1 v tomto článku.

Hodnoty v tab. 1 byly odvozeny výhradně na základě vzpěrných křivek prutu zatíženého pouze osovými silami bez kombinovaného vlivu vnějších ohybových momentů  $M_y$  nebo  $M_z$ . Jak se však ukázalo v [9] a [10], kombinace může často vést k nepříznivým hodnotám počátečních náhradních imperfekcí. Výsledkem těchto a dalších zkoumání ([11], [12]) bylo vypracování nové formulace, která je zavedena v rámci nové generace Eurokódu v aktuálním návrhu prEN1993-1-1:2020 [8], kde současná tab. 1 (rovnice (5.6) s tab. 5.1 v [3]) bude nahrazena rovnicí (3) ve spojení s tab. 2 (rovnice (7.8) s tab. 7.1 v [8]).

**Tabulka 1:** Hodnoty počáteční amplitudy imperfekce  $e_{0,d}/L$  pro pruty podle EN 1993-1-1:2012 [3]

Křivka vzpěrnosti	Pružnostní analýza	Plasticitní analýza
	$e_{0,d}/L$	$e_{0,d}/L$
$a_0$	1/350	1/300
$a$	1/300	1/250
$b$	1/250	1/200
$c$	1/200	1/150
$d$	1/150	1/100

$$j = \frac{e_{0,d}}{L} = \frac{\alpha \cdot \beta}{\varepsilon} \quad (3)$$

kde:  
 $\alpha$  faktor imperfekce, závislý na relevantní křivce vzpěrnosti  
 $\epsilon$  materiálový parametr závislý na třídě oceli  
 $\beta$  referenční imperfekce počátečního tvaru vybočení  
 $L$  délka prvku

**Tabulka 2** Referenční relativní imperfekce počátečního tvaru vybočení  $\beta$  podle prEN1993-1-1:2020, Tab. 7.1

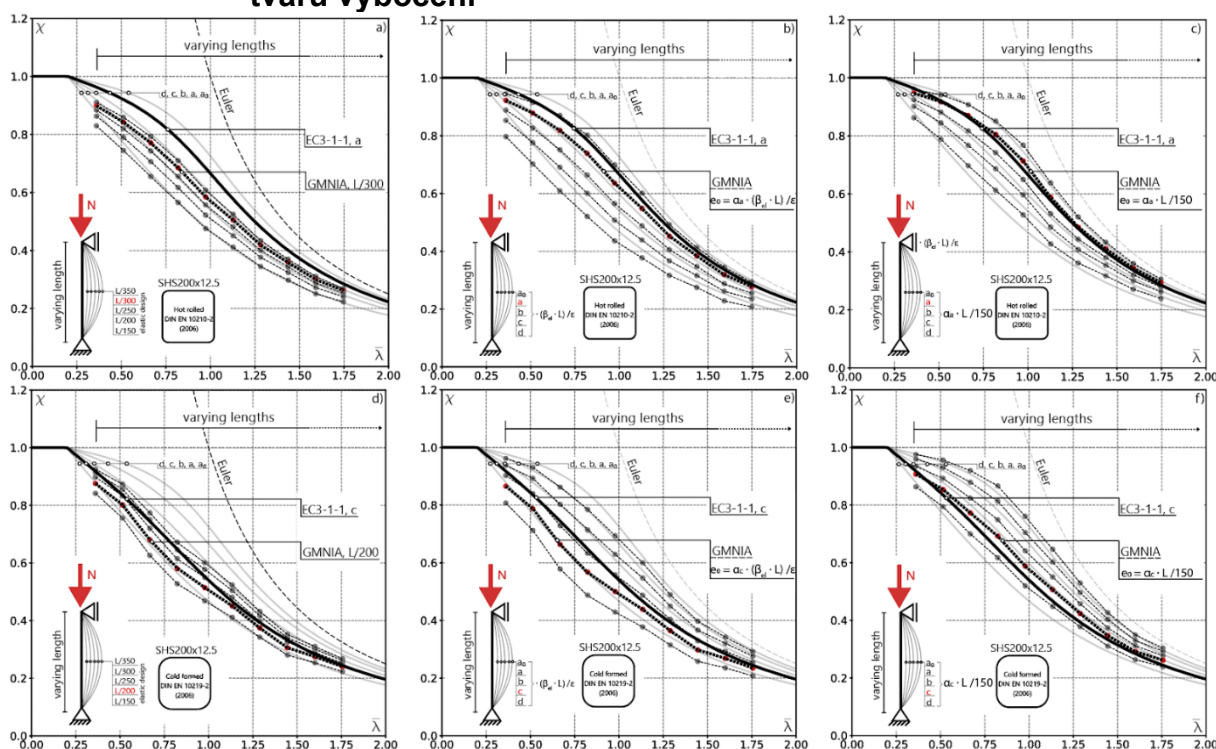
Vzpěr kolem osy	Pružnostní analýza	Plasticitní analýza
y-y	1/110	1/75
z-z	1/200	1/68

V současném návrhu normy prEN1993-1-14:2020 je zavedena další, upravená formulace dle délky:

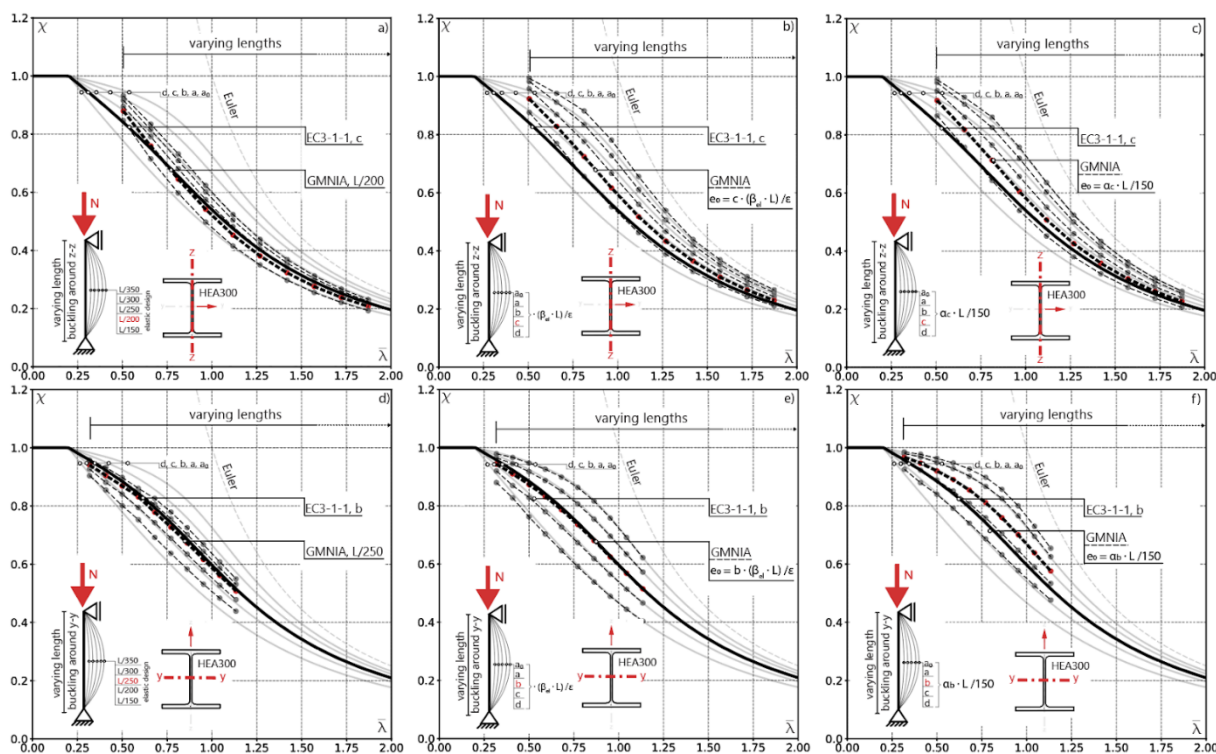
$$e_{0,d} = \frac{\alpha \cdot L}{150} \geq \frac{L}{1000} \quad (4)$$

Vychází ze základní formulace z rovnice (3) s tím rozdílem, že požadovaná ekvivalentní imperfekce počátečního tvaru vybočení již není funkcí  $\epsilon$ , protože vliv meze kluzu materiálu byl při odvození tohoto výrazu zachycen přímo v analýze. Součinitel  $\beta$  z rovnice (3) byl navíc kalibrován na hodnotu 1/150 na základě 646 simulací nosníku metodou konečných prvků. Použití této formulace pro imperfekce vyžaduje modifikovaný modul pružnosti  $E = 200000$  MPa. Podrobné informace o odvození rovnice (4) lze nalézt ve Walport [14].

### 3.2. Výsledky a diskuse o ekvivalentních imperfekcích počátečního tvaru vybočení



**Obrázek 3** Imperfekce na základě délky prvku; výpočty GMNIA a srovnání s vzpěrnou křivkou z EN 1993-1-1 pro profily SHS200×12,5 válcované za tepla (a, b, c) a tvářené za studena (d, e, f): a) amplituda imperfekce podle EN 1993-1-1, pružnostní analýza (Tab.1); b) amplituda imperfekce podle prEN 1993-1-1, pružnostní analýza (Tab.2). ); c) amplituda imperfekce podle prEN 1993-1-14; d) amplituda imperfekce podle EN 1993-1-1, pružnostní analýza (Tab.1); e) amplituda imperfekce podle prEN 1993-1-1, pružnostní analýza (Tab.2); f) amplituda imperfekce podle prEN 1993-1-14.



**Obrázek 4** Imperfekce na základě délky prvku; výpočty GMNIA a srovnání s vzpěrnou křivkou z EN 1993-1-1 pro profil HEA300 pro vzpěr kolem osy z (a, b, c) a osy y (d, e, f): a) amplituda imperfekce podle EN 1993-1-1, pružnostní analýza (Tab.1); b) amplituda imperfekce podle prEN 1993-1-1, pružnostní analýza (Tab.2). ); c) amplituda imperfekce podle prEN 1993-1-14; d) amplituda imperfekce podle EN 1993-1-1, pružnostní analýza (Tab.1); e) amplituda imperfekce podle prEN 1993-1-1, pružnostní analýza (Tab.2); f) amplituda imperfekce podle prEN 1993-1-14.

Přehled vybraných výpočtů GMNIA je uveden na Obr. 3 a Obr. 4. Základní uspořádání je v obou případech stejné, přičemž osa y je reprezentována globálním součinitelem vzpěrnosti  $\chi$ , který je definován odhadnutou globální únosností ku jmenovité plastické únosnosti průřezu  $N_{pl}$ . Stanovené redukční součinitele jsou vykresleny přes normalizovanou globální štíhlost podél osy x. Globální štíhlost byla tedy vypočtena z druhé odmocniny plastické průřezové únosnosti dělené kritickým zatížením na vzpěr.

Na Obr. 3 jsou uvedeny výsledky simulace pro profil SHS200 válcovaný za tepla a tvářený za studena s použitím předdefinované geometrie podle norem EN 1993-1-1:2012 [3], prEN 1993-1-1:2020 [8] a prEN 1993-1-14:2021 [13]. Délka profilu se měnila, přičemž byla definována konstantní tloušťka 12,5 mm, aby se vyloučily místní účinky vzpěru. Grafy na Obr. 3 a) a d) ukazují výsledky simulací GMNIA, kde byly zohledněny hodnoty imperfekcí počátečního tvaru vybočení pomocí rovnice (2) v kombinaci s tab. 1 podle definice v [3]. Na Obr. 3 b) a e) jsou navíc znázorněny

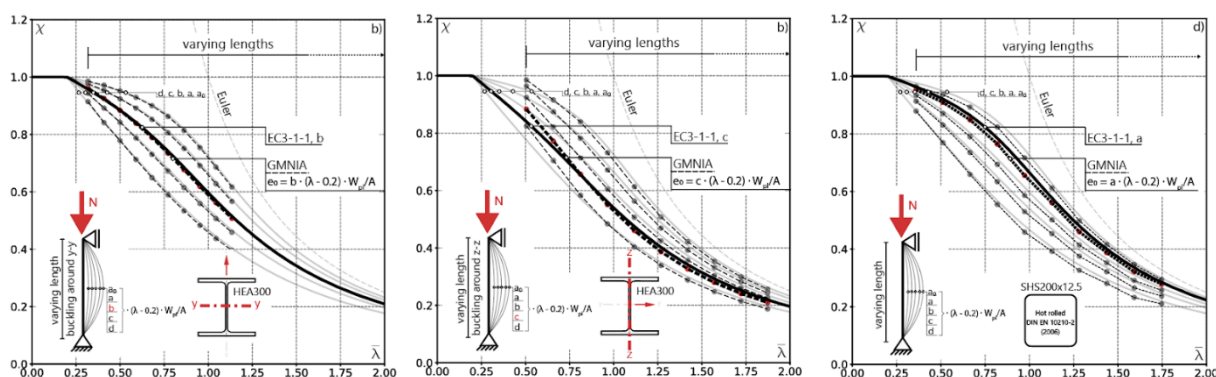
výsledky založené na definici ekvivalentních imperfekcí počátečního tvaru vybočení z [8] s použitím rovnice (3) v kombinaci s tab. 2 pro pružnostní analýzu. Protože Tab. 2 vyžaduje volbu směru vzpěru, byly zde v případě SHS profilů použity hodnoty pro vzpěr kolem osy  $y$ . Následně jsou na Obr. 3 c) a f) uvedeny výsledky pro definici amplitudy imperfekce podle rovnice (4).

Výsledky podle norem EN 1993-1-1:2012 a prEN1993-1-1:2020 jsou podobné (Obr. 3 a), b) a Obr. 3 d), e)), i když výsledky založené na rovnici (3) jsou mírně příznivější a blíže (bezpečná strana) k řídicí vzpěrné křivce  $a$  a  $c$  pro profil SHS200 válcovaný za tepla a profil SHS200 tvářený za studena. Modifikovaná formulace amplitudy imperfekce z prEN1993-1-14 a rovnice (3) vedou k výsledkům bližším příslušným vzpěrným křivkám  $a$  a  $c$ , i když jsou v obou případech (Obr. 3 c) a f)) v oblastech střední globální štíhlosti mírně optimistické. Stejná úvaha byla provedena i v případě profilu HEA300, který je na Obr. 4 prezentován pouze pro vzpěr kolem obou os a ověření pružného průřezu.

Zpětný výpočet hodnot imperfekcí počátečního tvaru vybočení na základě štíhlosti je v normách EN 1993-1-1:2012 i prEN1993-1-1:2020 uveden v rovnici (5).

$$e_0 = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) \cdot \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \quad (5)$$

Takto vypočtené nelineární amplitudy imperfekcí vedou při další analýze k únosnostem, které se blíží evropským křivkám rovinného vzpěru. Na Obr. 5 je uveden přehled výpočtů GMNIA na základě plastické únosnosti (Obr. 5 a, b, c) pro profil HEB300 a SHS200×12,5. Tato úvaha vede k výsledkům, které jsou mírně na bezpečné straně pod evropskými globálními křivkami vzpěru.



**Obrázek 5** Imperfekce na základě štíhlosti prvku ([3] a [8]); výpočty GMNIA a porovnání s postupem dle normy: a) profil HEA300, vzpěr kolem osy  $y$ , plastický návrh; b) profil HEA300, vzpěr kolem osy  $y$ , plastický návrh, c) profil SHS200×12,5 válcovaný za tepla, plastický návrh.

#### 4. Volba vlastních tvarů pro interaktivní případy globálního a lokálního vzpěru

Predikce únosnosti na základě výpočtů GMNIA mohou být silně závislé na volbě tvarů imperfekcí, které jsou předem určeny analýzou LBA, a příslušných souvisejících amplitudách imperfekcí. Běžným přístupem je použití prvního vlastního tvaru jako použité počáteční imperfekce pro následné výpočty GMNIA. V důležitých případech by však tento přístup mohl zanedbat možnou interakci mezi lokální a globální ztrátou

stability, což by mělo významné důsledky pro odhadovanou únosnost. Z tohoto důvodu je důležité zajistit, aby byly do výpočtů GMNIA zahrnuty jak lokální, tak globální tvary imperfekce, kdykoli působí interakce mezi nimi nepříznivě. Na druhou stranu může být zbytečné a těžkopádné uvažovat vždy oba typy imperfekcí. Z tohoto důvodu jsou v následující části vypracována doporučení, která vycházejí z příkladů a předchozích zkušeností autorů.

V každém z prezentovaných diagramů na Obr. 6 a 7 byly provedeny tři různé sady výpočtů GMNIA pro získání únosnosti s použitím pouze lokálního vlastního tvaru (červené body), kombinace lokálního a globálního vlastního tvaru (modré body) a výhradně globálního vlastního tvaru (zelené body). Lokální únosnost (červené tečky) je vždy reprezentována prostřednictvím lokální štíhlosti, která byla odhadnuta pomocí výpočtů LBA, a proto zůstává pro různé délky téměř na stejném místě. Tím vzniká umělá "přechodová čára", která odděluje "dominantní" první vlastní tvary na lokální a globální tvary imperfekce. Proto všechny modely s vypočteným  $\alpha_{cr, glob} < \alpha_{cr, loc}$  budou mít první vlastní tvar řízený globálním vybočením, zatímco všechny modely s  $\alpha_{cr, glob} > \alpha_{cr, loc}$  budou mít lokální první vlastní tvar. Globální únosnost (zelené a modré body) je naopak reprezentována globální štíhlostí, opět odhadnutou pomocí předem provedených výpočtů LBA.

V provedených výpočtech v programu Abaqus, které jsou shrnuty na Obr. 6, byly vlivy lokálních a globálních amplitud imperfekcí nastaveny na konstantní délkově úměrné hodnoty  $B/400$ , respektive  $L/1000$ . Podle normy EN 1993-1-5, příloha C [4] lze velikost lokálních imperfekcí pro analýzu vzpěru desky předpokládat s hodnotou  $e_0 = B/200$ , kde  $B$  je menší ze dvou odpovídajících rozměrů obdélníkového dutého průřezu. Nicméně s odkazem na poznatky Rusche a Lindnera [25] a Toffolona a Tarase [5] bylo zjištěno, že pro reprezentaci lokální návrhové křivky vzpěru [4] ("Winterova křivka") v numerických výpočtech pro profily SHS/RHS je vhodnější stanovená amplituda  $B/400$ . Tato volba amplitud imperfekcí umožňuje realisticky zohlednit výhradně lokální chování při vybočení ( $B/400$ ) a účinky dalších možných globálních imperfekcí, které vedou ke smíšenému režimu imperfekcí ( $B/400 + L/1000$ ). V těchto výpočtech byla hodnota délkové úměrnosti pro amplitudu globální imperfekce  $L/1000$  stanovena nižší než doporučení normy EN 1993-1-1, tabulka 5.1 [3], na základě specifikací normy EN 1090-2 [26]. U silnostěnných profilů to vede k dobré aproximaci vzpěrné křivky "a" platné pro za tepla válcované profily. Na Obr. 6 a) jsou uvedeny výsledky výpočtu GMNIA pro středově zatížený profil SHS200×8 válcovaný za tepla s ocelí třídy S355 a různou délkou prutu od 500 mm do 4500 mm. Odpovídající  $\alpha_{cr, loc} = 3.60$  leží mezi globálními a lokálními mezními hodnotami  $\alpha_{lim, glob} = 25$  a  $\alpha_{lim, loc} = 2.20$ , které byly odvozeny z hodnot poměrné štíhlosti, kdy se křivky odchylují od plastické únosnosti pro křivku vzpěru sloupu v normě EN 1993-1-1, resp. z "Winterovy křivky" pro boulení desky (případ konstantního tlaku v desce podepřené ze všech čtyř stran). Vzhledem k tomu, že  $\alpha_{cr, loc} > \alpha_{lim, loc}$ , nemají lokální účinky na celkové chování tohoto silnostěnného průřezu významný vliv. To se potvrdí porovnáním výsledků únosnosti získané GMNIA s použitím překrytých globálních a lokálních vlastních tvarů a výsledků GMNIA pouze s použitím globálního vlastního tvaru, což vede k maximálnímu rozdílu 1,5 % a k závěru, že lokální imperfekce mají u uvažovaného průřezu podružný vliv.

Na druhou stranu je obecně třeba zohlednit lokální imperfekce v případech, kdy  $\alpha_{cr, loc} < \alpha_{lim, loc}$ , viz Obr. 6 b), přičemž se uvažuje středově zatížený profil SHS200×5 válcovaný za tepla z oceli třídy S355 s různou délkou prutu od 1000 mm do 7500 mm. Opětovné porovnání výsledků únosnosti získané GMNIA, přičemž se vezme superpozice globálního + lokálního vlastního režimu a pouze globálního vlastního režimu, povede k výrazným rozdílům v dosažených únosnostech. Zanedbání zahrnutí

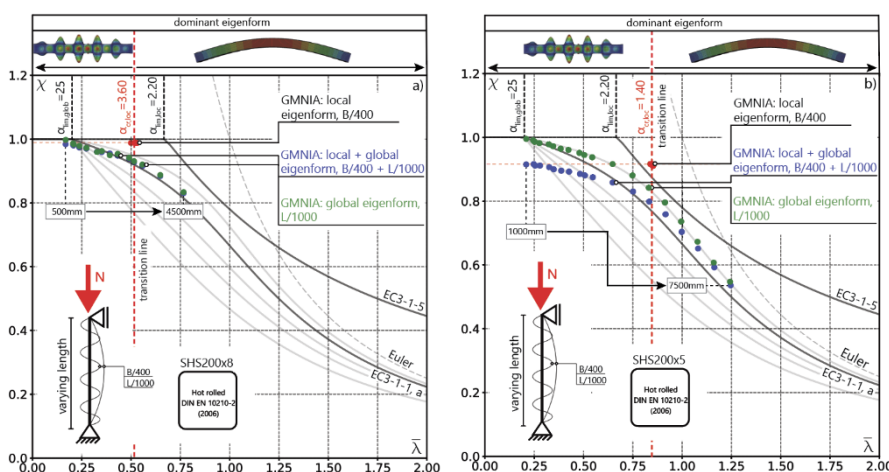


lokálních imperfekcí by vedlo k nadhodnocení maximálního zatížení až o 8 %, zejména u kratších prutů. Naopak u kratších prutů může být výhodné a vhodné zohlednit ve výpočtech GMNIA pouze lokální vzpěr.

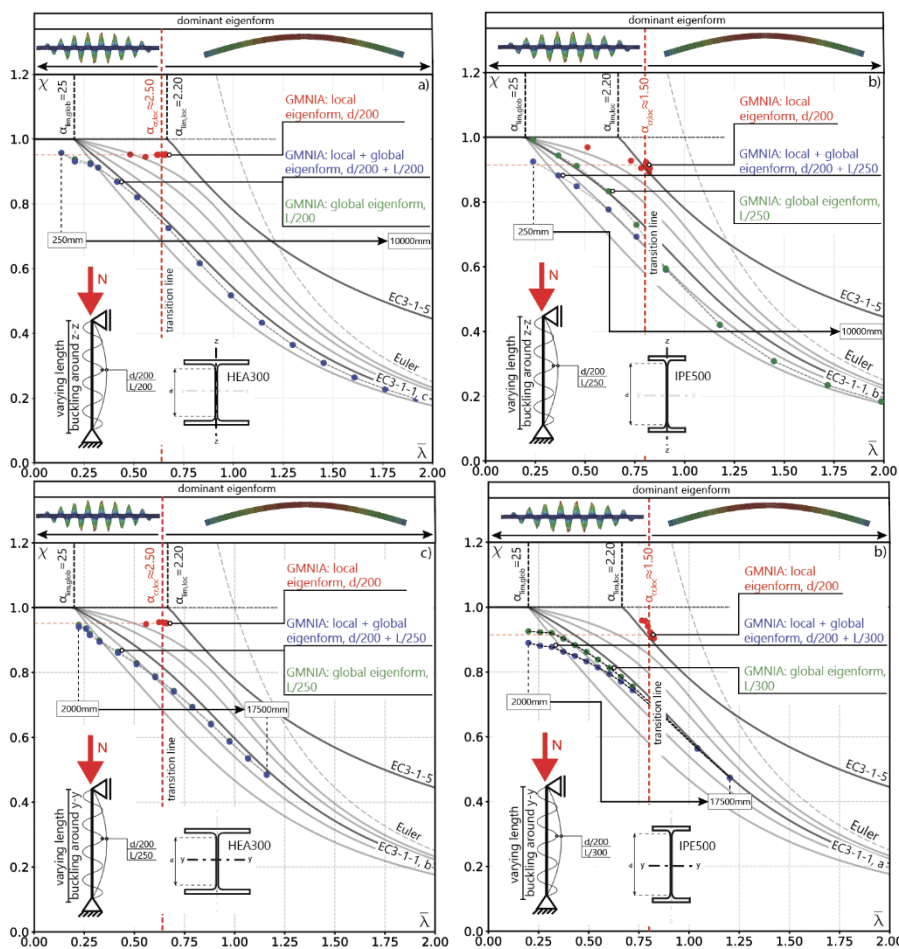
Na Obr. 7 jsou uvedeny výsledky simulací GMNIA pro středově zatížený, za tepla válcovaný profil HEA300 a IPE500 z oceli třídy S355 s různou délkou prutu pro vzpěr kolem obou os  $z$  a  $y$ . Amplitudy lokálních a globálních imperfekcí byly nastaveny na konstantní hodnotu  $d/200$  pro boulení (EN 1993-1-5) a na vzpěrné křivce závislou globální amplitudu podle normy EN 1993-1-1. Na Obr. 7 a) a c) jsou uvedeny výsledky pro profil HEA300 válcovaný za tepla, pro vzpěr kolem os  $z$  a  $y$ . Odpovídající hodnota  $\alpha_{cr,loc} = 2,50$  leží mezi globální a lokální mezní hodnotou  $\alpha_{lim,glob} = 25$  a  $\alpha_{lim,loc} = 2,20$ , které byly odvozeny z plošných hodnot křivek vzpěru sloupů podle normy EN 1993-1-1 a "Winterovy křivky" pro boulení desky (případ konstantního tlaku v desce podepřené ze všech čtyř stran). Vzhledem k tomu, že  $\alpha_{cr,loc} > \alpha_{lim,loc}$ , nemají lokální účinky na celkové chování tohoto silnostěnného průřezu významný vliv. To se potvrdí porovnáním výsledků GMNIA globální únosnosti s použitím překrytých globálních a lokálních vlastních tvarů a výsledků GMNIA pouze s použitím globálního vlastního tvaru, což vede k maximálnímu rozdílu nižšímu než 1,0 % a k závěru, že lokální imperfekce mají pro uvažovaný průřez podružný vliv. Na druhou stranu je obecně třeba zohlednit lokální imperfekce v případech, kdy  $\alpha_{cr,loc} < \alpha_{lim,loc}$ ; viz Obr. 7 b a d. Porovnání výsledků GMNIA globální kapacity opět s ohledem na superpozici globálního a lokálního vlastního tvaru na rozdíl od pouze globálního vlastního tvaru povede k výrazným rozdílům až o 7 %. Na druhou stranu u kratších prutů může být výhodné a vhodné zohlednit ve výpočtech GMNIA pouze lokální vzpěr.

Požadavek na uplatnění - či neuplatnění - globálních imperfekcí lze formulovat v závislosti na hodnotě  $\alpha_{cr,glob}$  a jejím poměru k  $\alpha_{cr,loc}$ , v dalším textu označované jako " $f$ "; viz rovnice (6).

$$f = \frac{\alpha_{cr,glob}}{\alpha_{cr,loc}} = \frac{\lambda_{loc}^2}{\lambda_{glob}^2} \quad (6)$$



**Obrázek 6:** Vliv volby a kombinace vlastních tvarů na vzpěrnou únosnost a) SHS200×8; b) SHS200×5



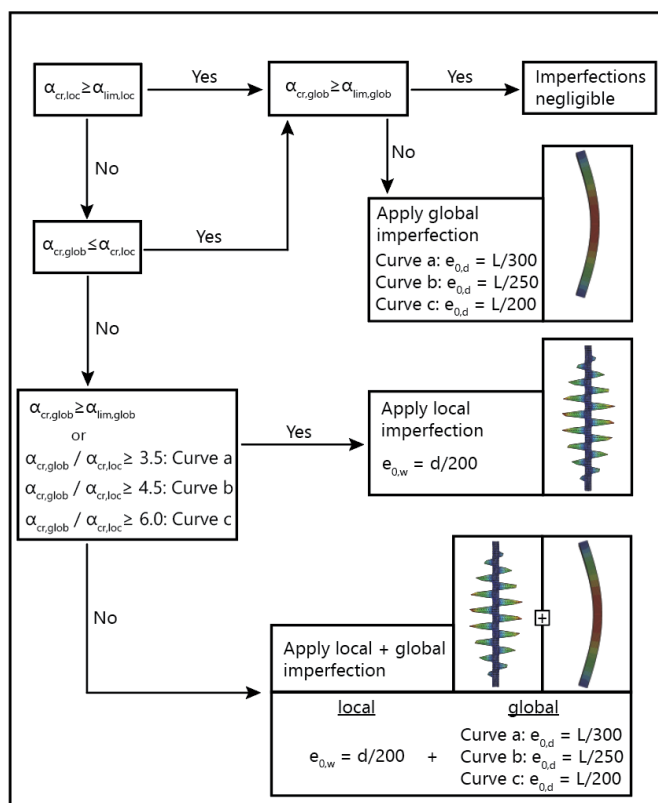
**Obrázek 7** Vliv volby a kombinace vlastních tvarů na vzpěrnou únosnost a), b) vzpěr kolem osy z pro profily HEA300 a IPE500; c), d) vzpěr kolem osy y pro profily HEA300 a IPE500.

Jeden zřejmý limitní případ, pro který je jistě vhodné zanedbat globální imperfekce, je dán pro případy, kdy je splněno  $\alpha_{cr, glob} \geq \alpha_{lim, glob}$ . To by odpovídalo případu, kdy je tlačенý prut natolik odolný, že leží na "vrcholu" globálních vzpěrných křivek podle normy EN 1993-1-1. Není-li podmínka splněna, lze zkontrolovat vztah popsany součinitelem  $f$  z rovnice (6) a použít mezní součinitel, který zajistí, že je-li rozdíl mezi dvěma hodnotami  $\alpha_{cr}$  dostatečně velký, je vliv globálních imperfekcí dostatečně malý, aby mohl být zanedbán. V těchto případech lze výpočty GMNIA provádět s ohledem pouze na lokální imperfekce, protože ty budou zcela určovat odolnost.

Na základě teoretických úvah o analytických vzpěrných křivkách a jejich relativní vzdálenosti bylo možné formulovat následující, bezpečně formulovaná doporučení. Kdykoli je tedy nutné zahrnout do výpočtů GMNIA lokální imperfekce (případy s  $\alpha_{cr, loc} < \alpha_{lim, loc}$ ), lze současné zohlednění globálních imperfekcí zanedbat, pokud součinitele  $f$  překročí následující mezní hodnoty (platí pro průřezy tvaru I):

- $f_{lim, a} = 3,50$  pro průřezy tvaru I, vzpěrná křivka a
- $f_{lim, b} = 4,50$  pro průřezy tvaru I, vzpěrná křivka b
- $f_{lim, c} = 6,00$  pro průřezy tvaru I, vzpěrná křivka c

Níže uvedené schéma poskytuje praktický přehled výše popsanych rozhodovacích kritérií. Hodnoty  $\alpha_{lim, loc}$  a  $\alpha_{lim, glob}$  jsou 2,2 a 25.



**Obrázek 8:** Vývojový diagram pro určení použitých imperfekcí

Následující příklady pracovních postupů vysvětlují předložený vývojový diagram na Obr. 8:

**Vypracovaný vývojový diagram Příklad 1 -  $\alpha_{cr,loc} \geq \alpha_{lim,loc}$  (Obr. 7 a):**

Uvažované vlastnosti profilu pro vzpěr kolem osy z (křivka c pro rovinný vzpěr):

- HEA300,  $L = 2000$  mm,  $\alpha_{cr,loc} = 2,33$ ,  $\alpha_{cr,glob} = 3,74$

V prvním uvažovaném případě je  $\alpha_{cr,loc} > \alpha_{lim,loc}$  ( $2,33 > 2,20$ ), tedy dostatečně vysoká, aby ležela na vrcholu jmenovité křivky EN 1993-1-5 [4] (Winterova křivka), což znamená, že relativní lokální štíhlost profilu je malá a nemá významný vliv na celkové chování prutu. To lze identifikovat i na Obr. 7 a), neboť v rámci numerických simulací není patrný žádný rozdíl mezi výsledky "GMNIA s globálními imperfekcemi" a "GMNIA s lokálními + globálními imperfekcemi". V závislosti na globální štíhlosti je  $\alpha_{cr,glob} < \alpha_{lim,glob}$  ( $3,74 < 25$ ) a musí se podle normy EN 1993-1-1 [3] použít globální imperfekce, což znamená, že profil je náchylný ke globálním nestabilitám.

**Vypracovaný vývojový diagram Příklad 2 -  $\alpha_{cr,loc} \leq \alpha_{lim,loc}$  (Obr. 7 b):**

Uvažované vlastnosti profilu pro vzpěr kolem osy z-z (křivka b pro rovinný vzpěr):

- IPE500,  $L = 1000$  mm,  $\alpha_{cr,loc} = 1.58$ ,  $\alpha_{cr,glob} = 2.62$

V tomto konkrétním případě je  $\alpha_{cr,loc}$  nižší než mezní hodnota  $\alpha_{lim,loc}$  ( $1,58 < 2,2$ ) podle normy EN 1993-1-5 [4], a proto mají lokální imperfekce dominantní vliv na únosnost s výjimkou případů, kdy  $\alpha_{cr,glob} \leq \alpha_{cr,loc}$ , což znamená, že délka profilu a s ní spojená amplituda globální imperfekce mají dominantní vliv na celkové interakční

chování. Vodorovná červená přerušovaná čára na všech diagramech na Obr. 7 vyznačuje tuto přechodovou oblast. Pokud se tento případ uplatní, je třeba provést postup "Příklad 1 vývojového diagramu" na míru, protože je třeba zvážit pouze volbu, zda se má globální imperfekce použít, či nikoli. V případech, kdy  $\alpha_{cr, glob} > \alpha_{cr, loc}$  ( $2,62 > 1,58$ ), je třeba prozkoumat další dvě možné podmínky. U velmi krátkých profilů, kde  $\alpha_{cr, glob} \geq \alpha_{lim, glob}$ , je třeba zohlednit pouze lokální imperfekce, protože profil má na jedné straně velkou lokální štíhlost, ale zároveň velmi malou globální štíhlost. V uvažovaném případě zde tato podmínka není splněna, protože  $\alpha_{cr, glob} < \alpha_{lim, glob}$  ( $2,62 < 25$ ), což znamená, že je třeba zkontrolovat poměr mezi  $\alpha_{cr, glob}$  a  $\alpha_{cr, loc}$  a porovnat jej s  $f_{lim, b} = 4,5$  pro vzpěrnou křivku b; zde  $\alpha_{cr, glob} / \alpha_{cr, loc} = 1,66$

## 5. Závěry

Výzkum volby amplitud lokálních a globálních imperfekcí podle ustanovení norem EN 1993-1-1, prEN 1993-1-1, prEN1993-1-14:2020 a EN 1993-1-5 vede k následujícím závěrům.

Na základě výpočtů v části 3 je při použití pružnostní analýzy pro vyhodnocení amplitud imperfekcí dostatečný a bezpečný přístup dle délky prvku podle normy EN 1993-1-1 [3]. Totéž lze konstatovat pro novou formulaci amplitudy imperfekce (rovnice 1) uvedenou v prEN1993-1-1 [8]. Je třeba poznamenat, že  $\beta$ , referenční imperfekce počátečního tvaru vybočení (viz tab. 2), je závislá nejen na přístupu k posouzení (tj. pružné nebo plastické ověření průřezu), ale také na ose vzpěru "y-y" nebo "z-z". Na druhou stranu modifikovaná formulace amplitudy imperfekce z prEN1993-1-14 [13] vede spíše k výsledkům, které jsou ve srovnání s evropskými vzpěrnými křivkami pro rovinný vzpěr spíše optimistické, přestože byl upraven modul pružnosti ( $E = 200000$  MPa).

Při použití amplitud imperfekcí dle štíhlosti prvku podle EN 1993-1-1 a prEN 1993-1-1 se doporučuje použít plastickou únosnost. Tento přístup vyžaduje, aby byla předem určena velikost relativní štíhlosti. Kromě toho se při výpočtu amplitudy imperfekce pro vzpěr kolem osy "y-y" nebo "z-z" musí zohlednit modul průřezu  $W_{pl, y}$  nebo  $W_{pl, z}$  související s osou.

Byla provedena další šetření, aby bylo možné rozhodnout, zda je zapotřebí interakce lokálních a globálních imperfekcí, či nikoli. Proto bylo formulováno doporučení na stranu bezpečnou, které zavádí mezní hodnoty ( $f_{lim}$ ), jež jsou odvozeny z relativní vzdálenosti analytických globálních a lokálních vzpěrných křivek. Kdykoli jsou tyto mezní hodnoty překročeny vypočtenými součiniteli  $f$  (viz rovnice (3)), lze globální imperfekce zanedbat v případech s  $\alpha_{cr, loc} < \alpha_{lim, loc}$  pro uvažování za tepla válcovaných a svařovaných průřezů ve tvaru I. Je třeba poznamenat, že v příloze C normy EN 1993-1-5 se pro kombinaci způsobů a amplitud imperfekcí používá "pravidlo 70 %". Toto pravidlo určuje, že by se měly provést dva výpočty GMNIA, pokud může být dominantní lokální + globální interaktivní vzpěr: jeden se 100 % + 70 % maximální stanovené amplitudy v obou případech. V této zprávě však doporučujeme vyhnout se tomuto dvojímu výpočtu tím, že pro globální vybočení použijeme amplitudy uvedené v oddíle 3 a pro zohlednění účinků lokálního vybočení lokální amplitudy. Tento přístup je v souladu s doporučeními pro kombinaci imperfekcí z normy prEN 1993-1-14:2021 [13]. Tento postup je dostatečně přesný a bezpečný pro všechny případy, které vyžadují kombinované zohlednění imperfekcí podle prezentovaného vývojového diagramu v kapitole 4, obr. 8 a zkoumaných průřezů spojených s přístupy k modelování popsány v části 2 tohoto článku.

Článek byl vypracován s podporou projektu FW01010392 Technologické agentury ČR.

### **Použitá literatura**

- [1] IDEA StatiCa Member, Theoretical background, dostupné na: <https://www.ideastatica.com/support-center/idea-statica-member-theoretical-background>
- [2] Abaqus. Reference manual, version 6.16. (2016). Simulia, Dassault Systéms. France.
- [3] EN 1993-1-1:2010, Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, UNMZ, Praha.
- [4] EN 1993-1-5: 2010, Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-5: Boulení stěn, UNMZ, Praha.
- [5] Toffolon, A.; and Taras, A. (2019) Proposal of a design curve for the overall resistance of cold formed RHS and SHS members. Conference Paper, Nordic Steel Conference 2019
- [6] Toffolon A.; Müller A.; Taras A. (2019) Experimental and numerical analysis of the local and interactive buckling behaviour of hollow sections. Conference Paper, Nordic Steel Conference 2019
- [7] Toffolon A.; Meng X.; Taras A.; Gardner L. (2019) The generalised slenderness-based resistance method for the design of SHS and RHS. Steel Construction, Vol. 12, Issue 4, Wiley.
- [8] prEN 1993-1-1:2020, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN-TC 250 Doc. N3660, CEN, Brussel, 2021.
- [9] Lindner, J.; Just, A.; Kuhlmann, U. (2016) Bow imperfections for flexural buckling according to Eurocode 3 part 1-1. Proceedings to SDSS 2016, Timisoara, pp. 525-532.
- [10] Lindner, J.; Just, A.; Kuhlmann, U. (2016) Verification of flexural buckling according to Eurocode 3 Part 1-1 using bow imperfections. Steel Construction 9, no. 4, pp. 349-362
- [11] Lindner, J. (2017) Additional investigations concerning initial bow imperfections for flexural buckling according to Eurocode 3 Part 1-1. Festschrift Kuhlmann, Stuttgart, pp. 35-42.
- [12] Lindner, J. (2017) Repräsentative Vorkrümmungen  $e_0$  für das Biegeknicken – Ergänzende Untersuchungen (Representative initial bow imperfections  $e_0$  for flexural buckling – additional investigations). Stahlbau 86, pp. 707-715.
- [13] prEN 1993-1-14:2021, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-14: Design assisted by finite element analysis, CEN/TC 250/SC 3 N 3437, CEN, Brüssel, 2021.
- [14] Walport, F. (2019) Design of steel and stainless steel structures by advanced inelastic analysis. Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London.
- [15] EN 10210-2: 2006. Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels – Part 2: Tolerance, dimensions and sectional properties.
- [16] EN 10219-2: 2006. Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels – Part 2: Tolerances, dimensions and sectional properties.
- [17] Beer, H.; Schulz, G. (1970) Bases Théoriques des Courbes Européennes de Flambement. Constr. Métallique, Vol. 3, pp. 37-57.

- [18] Taras, A. (2011) Contribution to the Development of Consistent Stability Design Rules for Steel Members. Dissertation, Institut für Stahlbau und Flächentragwerke, TU Graz, Heft 16, Graz.
- [19] Kindmann, R.; Kraus, M. (2019) FE-Berechnung mit Fließzonen für Tragfähigkeitsnachweise nach DIN EN 1993-1-1, Vereinfachte Berechnungsmethode für stabilitätsgefährdete Bauteile. Stahlbau 88, H. 4, S. 354-362.
- [20] Taras, A.; Müller, A. (2021) IDEA StatiCa Member, WP1-2: Comparison of the Buckling Resistance of I-shaped cross-sections. Chair of Steel and Composite Structures, ETH Zurich. Dostupné na: <https://www.ideastatica.com/support-center/comparison-of-buckling-resistance-of-i-shaped-cross-sections>
- [21] Taras, A.; Müller, A. (2021) IDEA StatiCa Member, WP1-1: Comparison of the Buckling Resistance of SHS and RHS Profiles. Chair of Steel and Composite Structures, ETH Zurich. Dostupné na: <https://www.ideastatica.com/support-center/comparison-of-the-buckling-resistance-of-shs-and-rhs-profiles>
- [22] Trahair, N. (1993) Flexural-Torsional Buckling of Structures. New Directions in Civil Engineering, London.
- [23] EN 1993-1-3: 2010, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting; Beuth, Berlin.
- [24] EN 1993-1-6: 2010, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-6: Strength and stability of shell structures; Beuth, Berlin.
- [25] Rusch, A.; Lindner, J. (2001) Überprüfung der Grenz (b/t)-Werte für das Verfahren Elastisch-Plastisch, Stahlbau 70, S. 857-868.
- [26] EN 1090-2. (2018) Execution of steel structures and aluminium structures – Part 2: Technical requirements for steel structures. CEN – European Committee for Standardization. Brussels.



## LÁVKA PŘES LABE U ALDISU V HRADCI KRÁLOVÉ

Harazim, Petr<sup>1</sup>, Vráblík, Lukáš<sup>1</sup>, Kábrt, Libor<sup>2</sup>  
Elichová, Gabriela<sup>2</sup>, Elich, Martin<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Valbek, spol. s.r.o., <sup>2</sup> GEM VISION

<sup>1</sup> petr.harazim@valbek.cz, <sup>2</sup> libor.kabrt@gem.vision

### Abstrakt

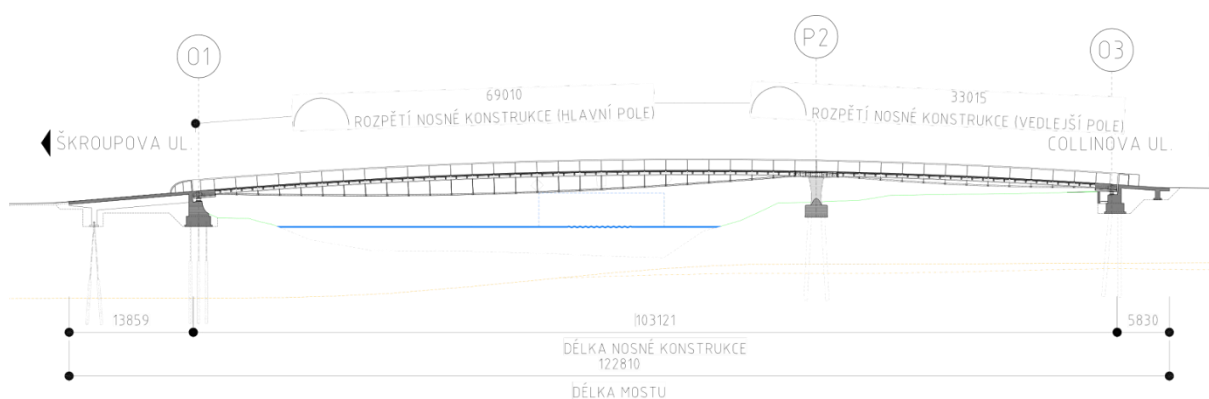
Nová lávka přes řeku Labe v Hradci Králové je neobvyklou stavbou z moderních materiálů. Konstrukční a materiálové řešení vychází z vítězného návrhu architektonicko-konstrukční soutěže, která probíhala v roce 2014. Jedná se o unikátní konstrukční systém kombinující mostovku z prefabrikovaných panelů z UHPFRC podepřenou ocelovými žebry a nosnými kabely. Ve svém konečném statickém schématu tvoří lávka Vierendeelův nosník proměnné výšky.

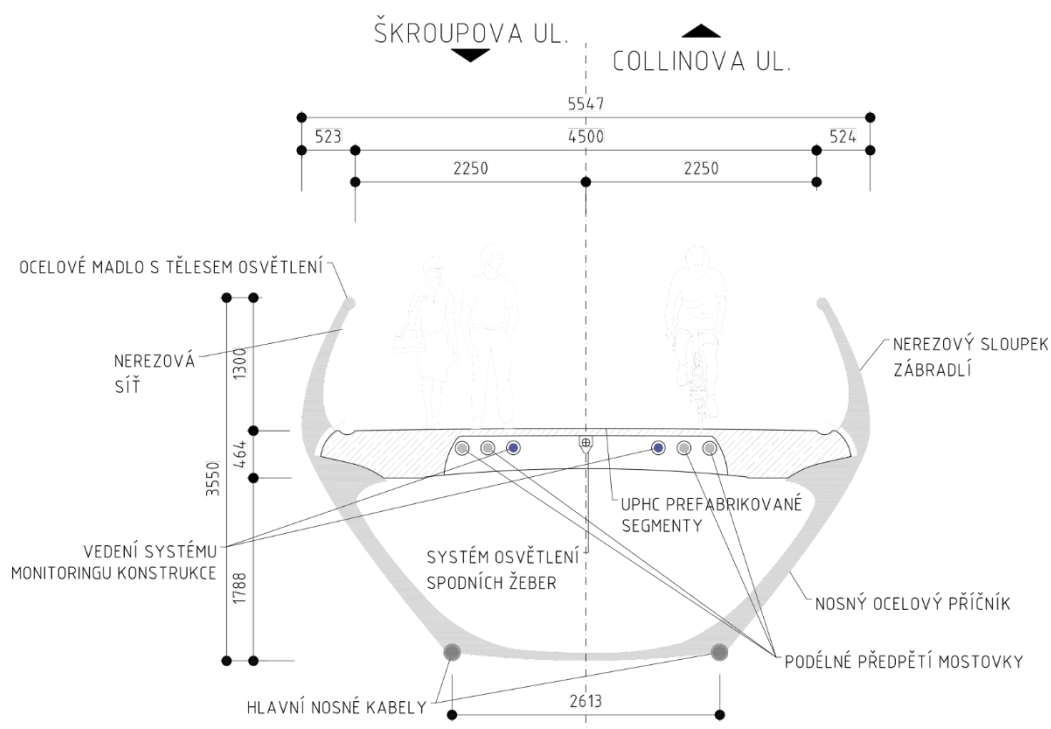
### Úvod

#### 1 Základní principy návrhu konstrukčního řešení lávky

Nová lávka přes Labe v Hradci Králové byla realizována za účelem propojení centra města a rozvíjející se lokality na levém břehu v blízkosti kongresového centra ALDIS a nové budovy centrály ČSOB.

Finální návrh mostní konstrukce vychází striktně z vítězného návrhu architektonicko-konstrukční soutěže z roku 2014. Jedná se o velmi komplexní projekt nejen samotné lávky, ale i celé řady souvisejících objektů. Celkové řešení bylo ovlivněno řadou okrajových podmínek zejména s ohledem na umístění mostu v intravilánu města, parametry převáděné komunikace a omezení plynoucí z charakteru a umístění překračovaných překážek.





Obr. 1 Přehledné výkresy mostu – podélný řez, vzorový příčný řez

## 2 Základní principy návrhu konstrukčního řešení lávky

Konstrukce lávky je navržena jako nesymetrický spojitý nosník o dvou polích. Hlavní pole, překračující řeku Labe se zaručeným plavebním gabaritem a dvojicí nábrežních stezek, má rozpětí 69 m. Vedlejší pole má pak rozpětí 32 m. Staticky se jedná o „samokotvenou“ visutou konstrukci tvořenou mostovkou z prefabrikovaných dílců z UHPFRC, která je podepřena prostřednictvím ocelových vzpěr a dvojicí visutých kabelů vedených podél jejich vnějších okrajů. Mostovka je navržena ve tvaru velmi plochého oblouku, který je definován výškovým vedením (niveletou) převáděné komunikace s respektováním všech parametrů pro zaručení bezpečného a komfortního provozu. Trajektorie hlavních nosných lan byla odvozena silovými účinky stálého zatížení a jejich vyrovnání účinky předpětí. Finálně je pak dosaženo rovnovážného stavu, kdy je pro kombinaci silového účinku od napnutí hlavních nosných kabelů a stálého zatížení mostu dosaženo prakticky nulového ohybového namáhání mostovky.

Hlavní nosné kabely jsou kotveny v ocelových příčnicích na krajních opěrách a v ocelovém příčnicu nad pilířem. Ocelový příčník je s pilířem tuze spojen, na krajních opěrách je nosná konstrukce uložena pomocí dvojice ložisek. Jak již bylo uvedeno výše, geometrie a napínací napětí hlavních nosných kabelů je zvoleno tak, aby došlo k vyrovnání účinků stálého zatížení a ekvivalentního zatížení od účinků předepnutí těchto kabelů. Pro fázi napínání kabelů tak bylo nutné zabezpečit dokonalý „pokluz“ mezi kabely a ocelovými žebry. Po dosažení požadované úrovně napětí pak došlo k finálnímu „uzamknutí“ polohy kabelu vůči ocelovým žebřům. Vytvořen tak byl virtuální Vierendeelův nosník, jehož spodní pas je tvořen napnutými hlavními nosnými kabely. Chování celé soustavy je pak zásadně ovlivněno tuhostí tohoto spodního pasu – průřezovou plochou nosných kabelů a tuhostí aretace jejich polohy vůči ocelovým žebřům.

## 2.1 Založení mostu, spodní stavba

Opěra lávky na levém břehu je založena pomocí mikropilot. Založení pilíře a opěry na levém břehu je netradičně pomocí ražených prefabrikovaných pilot.

Spodní stavba je tvořena dvojicí krajních opěr a pilířem. Jak krajní opěry, tak pilíř vycházejí ze základních principů celé stavby. Jejich tvary jsou architektonicky složité a pro zhotovitele v kombinaci s požadavky na finální povrchy znamenaly velkou výzvu. Krajní opěra na pravém břehu plní kromě standardní funkce uložení nosné konstrukce ještě roli ochrany sítí situovaných za závěrnou zídou směrem vně mostu. Bylo tak nutné vytvořit „skrytý“ most, který překonává prostor se sítěmi, zaručuje jejich ochranu a umožňuje jejich případnou inspekci a opravu bez zásahu do konstrukce lávky.

Nejvýraznějším prvkem spodní stavby je mezilehlý pilíř na levém břehu situovaný v těsné blízkosti nábrežní stezky. Zatímco na krajních opěrách je konstrukce uložena na dvojici ložisek, s pilířem je tuze spojena. Vytvořen je zde pevný bod celého konstrukčního a statického systému. Pilíř tvaru V je tvořen dvojicí dřívků se společným základem a spodním blokem. Geometricky se jedná o velmi složitou konstrukci tvořenou plochami s dvojí křivostí a malými poloměry. Z tohoto důvodu zhotovitel zvolil technologii 3D CNC obrábění bednění a jednotlivé kusy bednění na stavbě kompletoval.

## 2.2 Nosná konstrukce

Mostovka je tvořena celkem 39 prefabrikovanými segmenty z UHPVRC (37 standardních segmentů a 2 zesílené, které jsou umístěné před a za pilířem). Segmenty jsou tvořeny dvojicí podélných krajních trámů a subtilní deskou, která trámy vzájemně propojuje. Pro zajištění dostatečné tuhosti segmentů a pro umístění kabelů vnějšího předpětí je navržena dvojice příčných žeber. Spára mezi segmenty byla před realizací předpětí mostovky a před napnutím hlavních nosných kabelů vyplněna vysokopevnostní cementovou zálivkou.

Nad podpěrami byly UHPC segmenty nahrazeny ocelovými dílci. Ocelové segmenty byly zvoleny z důvodu prostorové stísněnosti konstrukce z hlediska kotvení lanového systému. Průměr spirálových lan byla volena s ohledem celkové tuhosti konstrukce, bylo nutné ocelové segmenty navrhnout pro mezní síly únosnosti lan. Lanová konstrukce musí být vždy navržena tak, aby lano nebylo nejslabším místem konstrukce. Samotné ocelové segmenty byly navrženy z oceli S355 a S460. Tloušťky jednotlivých plechů byly navrženy až po 90 mm, v závislosti na namáhání především lanovým systémem.

Segmenty jsou podepřeny soustavou radiálních žeber, která zároveň zajišťují propojení mostovky s hlavními nosnými kabely a tím i přenos vynášečích sil od jejich předpětí. Veškerá žebra byla navržena z oceli S355. Tloušťka žeber činí 40 mm. Pro vedení lan byly z trubek vytvořena sedla, do kterých byly vložena atypická kluzná pouzdra. Tvarově žebra přecházejí nad mostovkou do sloupků zábradlí. Jelikož zábradlí s madlem je duté, bylo svařeno z nerezové oceli. Zábradlí kopíruje rastr celé konstrukce, členěno je do částí odpovídajících délce segmentů. Do madla zábradlí je integrováno LED osvětlení lávky. Prostor mezi sloupky je vyplněn napnutou nerezovou sítí.

Napjatost mostovky (dekomprese při MSP) je zajištěna čtyřmi nesoudržnými předpínacími kabely, které procházejí UHPFRC segmenty skrze příčná žebra. Tyto kabely zvyšují tlakové napětí především ve spárách mezi segmenty. Kabely jsou navrženy ze 13 lan a jsou průběžné přes celou délku mostu, kotveny jsou do ocelových příčnic nad krajními opěrami. Z těchto míst byly kabely také napínány.

Hlavním nosným prvkem jsou 4 uzavřené kabely o průměru 130 mm, kotvené v mostovce pomocí pevných kotev (na pilíři) a aktivních kotev (umožňujících napínání) na krajních opěrách. Jedná se o kabely z uzavřených spirálových lan systému Redaelli s životností 100 let. Geometrie hlavních nosných kabelů vychází z optimalizovaného tvaru definovaného okrajovými podmínkami (požadovanými volnými prostory pod lávkou pro vedení lodní a cyklistické dopravy) a statickým chováním konstrukce. Kabely jsou zakřivené jak ve vertikální, tak i v horizontální rovině. Vedeny jsou na teoretické kuželové ploše, což vytváří spolu s ocelovými žebry tuhý a stabilní konstrukční systém. V rámci realizační dokumentace byly kabely rozděleny pro hlavní a vedlejší pole. Jejich propojení je zajištěno přes konstrukci ocelového příčnicku nad pilířem.



Obr. 2 Detail konstrukce

### 3 Postup výstavby

Prostor celého staveniště byl velmi stísněný, což je dáno polohou mostu v širším centru města a charakterem okolí. V prostoru stavby se nachází 27 různých inženýrských sítí, které bylo nutné před samotným započítím výstavby ochránit, vymístit, či přeložit.

Pro instalaci mostní konstrukce a podepření všech dílčích částí bylo zvoleno použití kombinace těžké podpůrné skruže a prostorové lešeňové konstrukce. Manipulace s dílci byla zajištěna pomocí portálového jeřábu, který obsluhoval prostor celého staveniště a díky nosnosti 9 t byl schopen manipulovat se všemi rozhodujícími částmi konstrukce.





Obr. 3 Prostor staveniště s portálovým jeřábem

Montáž nosné konstrukce započala umístěním ocelových žeber do správné polohy a instalací jejich ztužení, pomocí kterého byla zaručena dostatečná globální stabilita konstrukce během procesu montáže a aktivace. Zároveň došlo i k osazení nadpodporových příčníků v oblasti krajních opěr a pilíře. Do svorek na ocelových žebrech byly následně umístěny hlavní nosné kabely. Dalším krokem byla postupná montáž segmentů, která postupovala od krajní opěry na pravém břehu k pilíři a následně k levé krajní opěře. Geometrie konstrukce byla během montáže segmentů průběžně rektifikována a sledována.

Po srovnání celé konstrukce a dodržení velmi přísných geometrických tolerancí bylo přistoupeno k zalití spár mezi segmenty. Po vytvrdnutí spár mezi segmenty bylo realizováno předpětí kabely vedenými skrze žebra segmentů. Zaručena tím byla dostatečná tlaková rezerva ve spárách mezi segmenty před finální aktivací konstrukce. Tato aktivace byla provedena napnutím hlavních nosných lan, čímž došlo k eliminaci sil v podpůrné konstrukci a zvednutí z montážních podpor. Po dosažení definované napjatosti v hlavních kabelech byla jejich poloha vůči ocelovým žebřům uzamknuta pomocí dvojic svorek. Hlavní nosné kabely tak jsou pro další etapy fungování konstrukce spodním pasem Vierendeelova nosníku.

Finální fází výstavby byla instalace zábradlí, vybavení mostu a realizace úprav pod mostem. Pro potvrzení předpokladů teoretického chování konstrukce byla provedena statická a dynamická zatěžovací zkouška.

#### **4 Závěr**

Celá stavba lávky a souvisejících objektů byla slavnostně uvedena do provozu v březnu roku 2023. Podařilo se realizovat ve všech ohledech zcela výjimečnou konstrukci, která se svými požadavky na přesnost a kvalitu vymyká běžným zvyklostem stavební praxe. Celý proces realizace probíhal v režimu velmi úzké

spolupráce mezi všemi zúčastněnými partnery (autoři návrhu, projektant RDS, zhotovitel). Jedině tak bylo možné splnit teoretické předpoklady návrhu konstrukce a zdárně je přenést do finální podoby díla.

Z prvních reakcí po otevření stavby je oprávněné předpokládat, že se most stane významnou dominantou této části Hradce Králové. Velmi si vážíme podpory a odvahy investora tuto stavbu realizovat. Společně jsme dosáhli milníku v možnostech návrhu a výstavby mostních konstrukcí s využitím současných teoretických znalostí, technologií a know-how.

## CERIT SCIENCE PARK II – KONCEPT, PROJEKT A VÝSTAVBA OK NADSTAVBY

Ing. Zdeněk Horníček, Ing. Zdeněk Machala, Ing. Petr Chaloupka, FEVIA s.r.o.  
zdenek.hornicek@fevia.cz, zdenek.machala@fevia.cz, petr.chaloupka@fevia.cz

### Abstrakt

Příspěvek prezentuje atypické technické řešení nadstavby nad stávající historickou budovou. Jedná se o staticky nezávislou, prostorovou příhradovou ocelovou konstrukci s konzolami délky 25,2 m.

### Úvod

V roce 2014 vznikl na Fakultě informatiky Masarykovy univerzity v Brně vědeckotechnický park a inkubátor Cerit Science Park – pracoviště špičkového výzkumu pro firmy, studenty a vědce. Jeho kapacita je však již zaplněna, a tak v blízkém Centru Šumavská vzniká Cerit Science Park II. Nové prostory budou mj. sloužit jako podnikatelský inkubátor pro inovativní start-upy zaměřené na oblast bezpečnostního výzkumu a vývoje. Součástí projektu je i nadstavba nad stávající budovou – viz obrázek 1.

Stávající budova se železobetonovým skeletem je z roku 1915 a patří do období tzv. Moravského Manchesteru. Jejím autorem byl významný rakouský architekt, inženýr a průmyslový stavitel Bruno Bauer. V době svého vzniku sloužila jako vojenské konfekční dílny a také během dalšího života budova často sloužila vojenské výrobě. V současnosti plní funkci především administrativní. Půdorysný rozměr budovy je 85x75 m, vnitřní atrium má rozměr 67x22 m. Budova má čtyři nadzemní a jedno podzemní podlaží. Výška atiky je +19,270 m, úroveň 1.PP je -5,460 m.

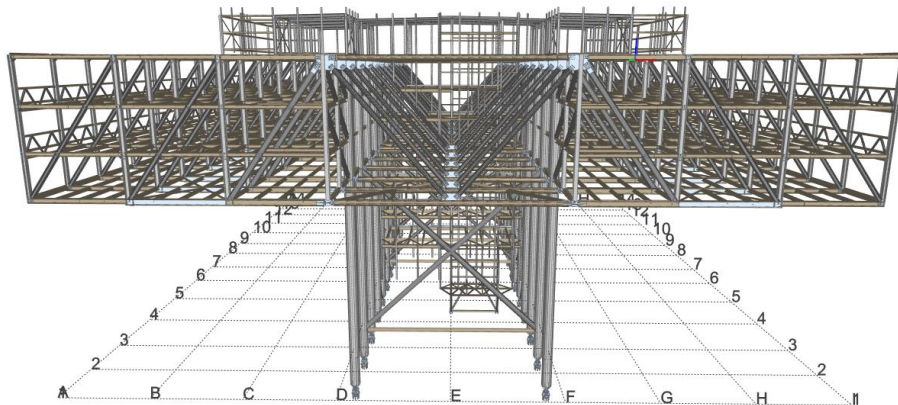


Obr. 1 – Stávající budova a vizualizace nadstavby

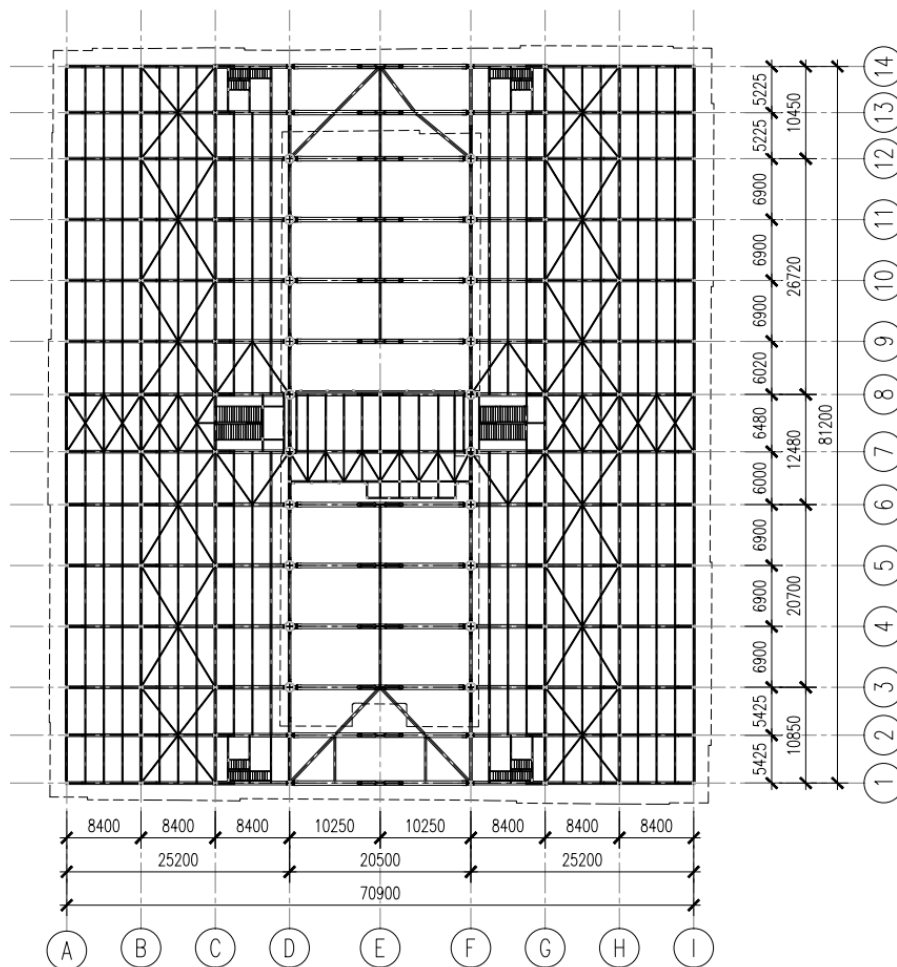


## 1. Statické řešení hlavní nosné konstrukce

Hlavní nosná konstrukce budovy je navržena jako prostorová rámová konstrukce o max. šířce 71,2 m, délce 81,6 m a výšce 41,3 m – viz obr. 2. Skládá se ze čtrnácti příčných ráků v osách 1 až 14, dvou podélných ráků v osách D a F, stropnic, plošin jádra, technologické nadstavby, vodorovných a svislých ztužidel a schodišť. Rozpon centrální části je 20,5 m, vyložení konzol je 25,2 m – viz obr. 3.



Obr. 2 – Konstrukční model konstrukce



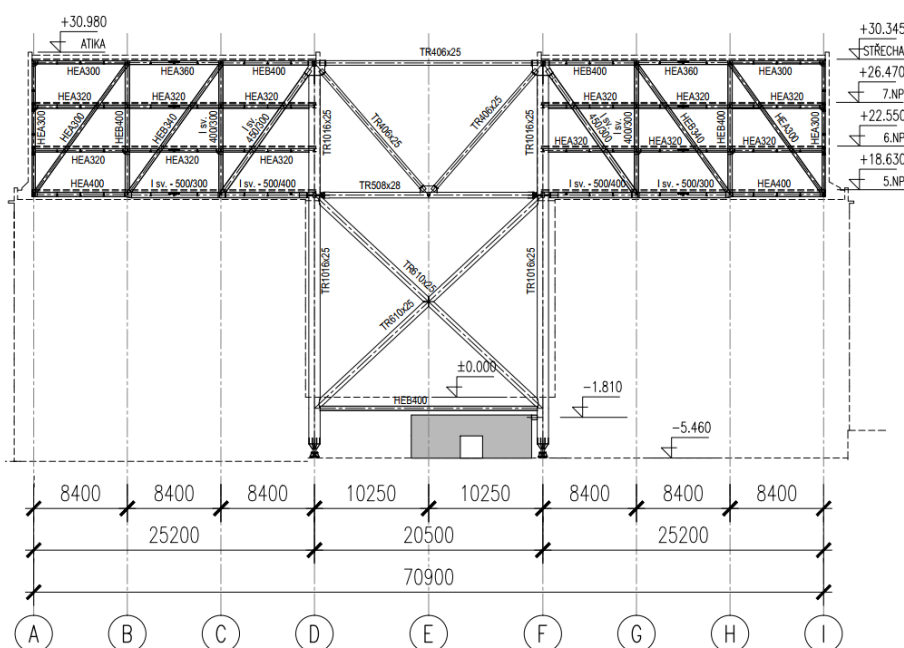
Obr. 3 – Půdorys 5.NP

## 1.1 Hlavní nosná konstrukce budovy

Běžné příčné rámy v osách 3, 5, 6, 9, 10 a 12 jsou tvořeny dvojicí sloupů o osovém rozteči 20,5 m, dvěma příhradovými konzolami délky 25,2 m a centrálním ztužením. Vzdálenost rámu je proměnná, od 5,22 m po 6,9 m. Sloupy v osách D a F jsou z profilu trubkové, průměru 1016 mm, tl. 25 až 36 mm. Kotvení na úrovni -5,460 je kloubové. Horní úroveň sloupů je +30,210. Konzoly jsou tvořeny čtyřmi průvlaky v úrovních podlaží a střechy, třemi sloupy a třemi závěsy. Sloupy rozdělují konzolu na třetiny, v rozteči 8,4 m. Závěsy propojují jednotlivé sloupy a průvlaky. Profily konzol jsou běžné válcované průřezy HE-A 300 až HE-B 400, v nejvíce namáhaných částech jsou použity svařované I-profilu. Centrální ztužení propojuje sloupy v místě horního a dolního pásu konzol a je z trubek průměru 508x28 a 406x25.

Nad stávající budovou, v osách 1, 2, 13 a 14 nebylo možné umístit sloupy. Příčné rámy jsou vynášeny z konzol podélných rámu, v osách D a F – viz dále. Jejich konstrukční řešení je totožné, jako u běžných rámu.

V osách 4 a 11 a v ose 8 jsou umístěny ztužidlové rámy – viz obr. 4. Konstrukce je opět obdobná, pouze je doplněno křížové ztužidlo mezi 5.NP a přízemím, a na úrovni -1,000 je doplněno táhlo. Ztužidlo je z trubek 610x25 mm, táhlo je z profilu HE-B 400. Na úrovni -1,810 je rám vodorovně zakotven do tuhé příčné ŽB stěny.



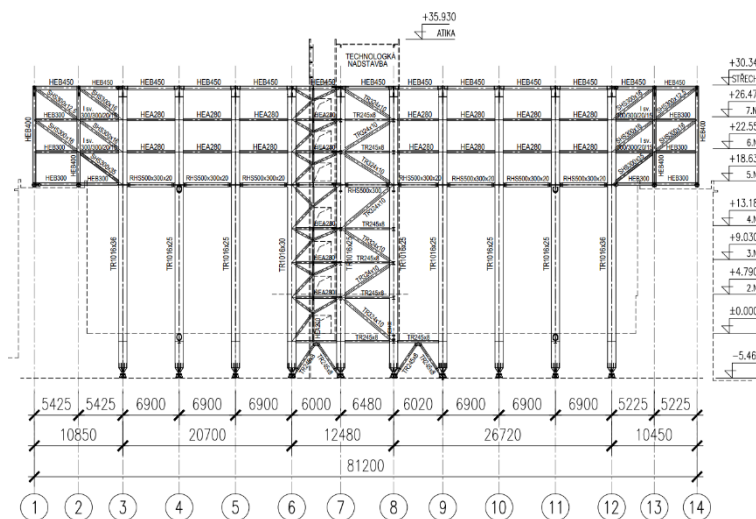
Obr. 4 – Ztužidlové rámy v osách 4 a 11

Konstrukce jádrového rámu v ose 7 opět vychází z běžných rámu. Navíc jsou zde průvlaky plošin 2.NP až 7.NP a střechy, závěsy průvlaků a centrální sloupek mezi 5.NP a střechou. Vše z válcovaných profilů HE-A 300 až HEM 550.

Rám v ose 8 je kombinací ztužidlového rámu a jádrového rámu. Průvlaky plošin 2.NP až střechy jsou z válcovaných profilů, běžně HE-A 400, táhlo ve střeše je HE-B 550, vzpěra v 5.NP je HE-M 550. Křížové ztužení mezi přízemím a 5.NP je z HE-B 400, táhlo je z HE-A 400, centrální sloupek HE-A 300. Na úrovni -1,810 je rám vodorovně zakotven do tuhé ŽB stěny, na úrovni -1,000 je táhlo z profilu HE-B 400.



Podélné rámy v osách D a F zajišťují přenos podélných sil do základů v osách 6 až 9 a v osách 1, 2, 13 a 14 vynášejí příčné rámy. Sloupy (již popsány výše), jsou mezi osami 6 až 8 a v suterénu mezi osami 6 až 9 doplněny vodorovnými průvlaky a křížovými ztužidly v úrovních všech pater skeletu. Tvar ztužidel je určen požadavky na průchody z jednotlivých chodeb – viz obr. 5. Průvlaky jsou z profilů HE-A 280, HE-B 450 a RHS 500x300x20. Mezi osami 1-3 a 12-14 jsou průvlaky z profilů HE-B 300 a Isv 300/300/20/15 a vzpěry z profilu SHS 300x12,5 až SHS 300x35. Mezi osami 7-8 je svislé ztužidlo převážně z profilů CHS 245x8.

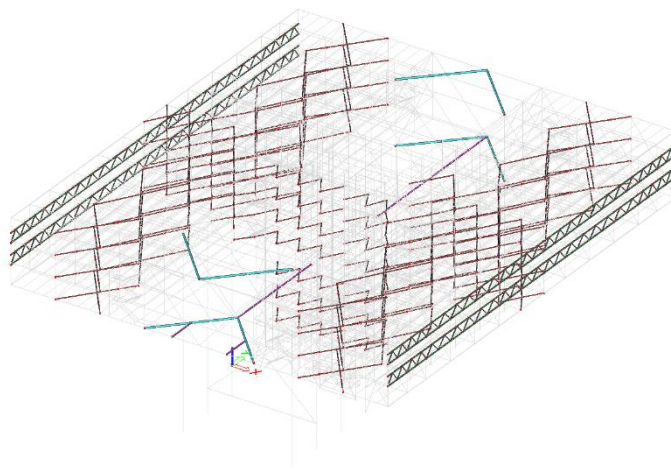


Obr. 5 – Podélné rámy v osách D a F

Stropnice plošin jsou z běžných válcovaných profilů IPE 180 až IPE 300. Stabilita stropnic na klopení je zajištěna při betonáži řádným zakotvením trapézových plechů, v definitivním stavu ŽB stropní deskou.

## 1.2 Další ztužidla

Výše popsáný základní systém tří příčných a dvou podélných svislých ztužidel je doplněn několika dalšími ztužidly – viz obr. 6.



Obr. 6 – Další vodorovná a svislá ztužidla

Vodorovná ztužidla mezi osami B-C, G-H a 6-8 jsou z profilu CHS 114x6,3. Zajišťují stabilitu konstrukce při montáži a podílí se na ztužení v definitivním stavu. Jsou navržena ve všech podlažích, vč. plošin jádra.

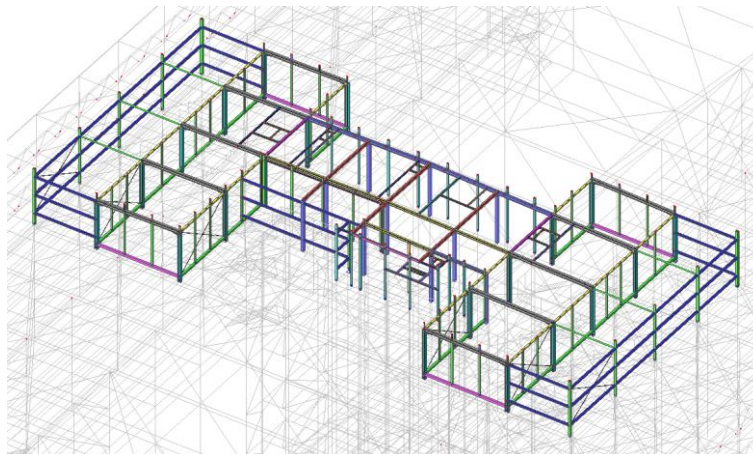
Vzpěrnou délku dolního tlačeného pásu hlavního ztužidla mezi osami D-F zajišťují vzpěrky z profilu TR 219x10, umístěné v ose E. Stabilitní síly jsou přeneseny mezi osami 1-3 a 12-14 diagonálami z profilu TR 273x12,5. Geometrie je mírně nepravidelná, protože v těchto místech jsou umístěny střešní nadstavby – viz dále.

V úrovni střechy, mezi osami D1-F3 a D12-F14, jsou umístěny obdobné diagonály z profilu CHS 273x12,5, které mj. zajišťují zrovnoměnění vodorovných deformací střechy.

Na osách A a I, v 6. a 7. NP, jsou příčné rámy propojeny spojitým příhradovým ztužidlem, které redukuje rozdílné deformace rámu od nerovnoměrných nahodilých zatížení a zmenšuje tak možné pootáčení skel pod přítlačnými lištami. Pásky ztužidla jsou z profilu RHS 180x120x6, diagonály jsou z profilů 120x80x4 a 100x80x4.

### 1.3 Nadstavba

V centrální části budovy, mezi osami B5 až H9, je nad střešní rovinou skeletu umístěna ocelová konstrukce nadstavby pro technologická zařízení – viz obr.7.



Obr. 7 – Technologická nadstavba (statický model)

Jedná se o prostorovou rámovou konstrukci z profilů HEA a IPE doplněnou křížovými ztužidly. Délka nadstavby je 54,3 m, šířka 25,6 a maximální výška 5,7 m. Střední část nadstavby je zastřešená a opláštěná, boční části mají propustné stěny z žaluziových lamel.

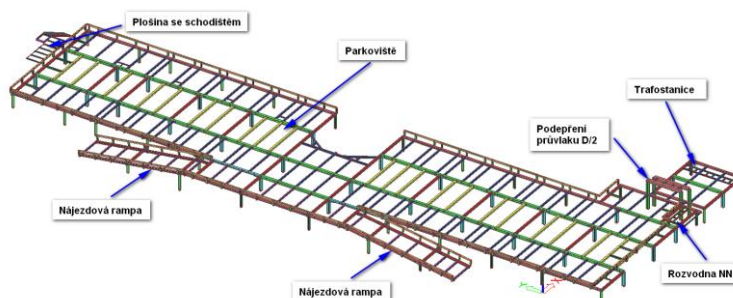
## 2. Další ocelové konstrukce

Dále popsané ocelové konstrukce jsou na výše popsané hlavní nosné konstrukci budovy staticky nezávislé. Jedná se zejména o mezipatro parkoviště, nadstavby nad stávajícími schodišti, nový strop nad nádvořím a konstrukce atria.

### 2.1 Mezipatro parkoviště

Na úrovni -2,960 je mezi osami A-D/1-14 umístěno mezipatro, které slouží převážně jako parkoviště. Konstrukce sestává ze dvou staticky nezávislých částí – parkoviště a

plošiny se schodištěm. Parkoviště je tvořeno parkovací plošinou, dvěma nájezdovými rampami, plošinou pro rozvodnu NN, plošinou pro transport a uložení traf a konstrukcí pro podepření průvlaku na ose D/2 – viz obr. 8.

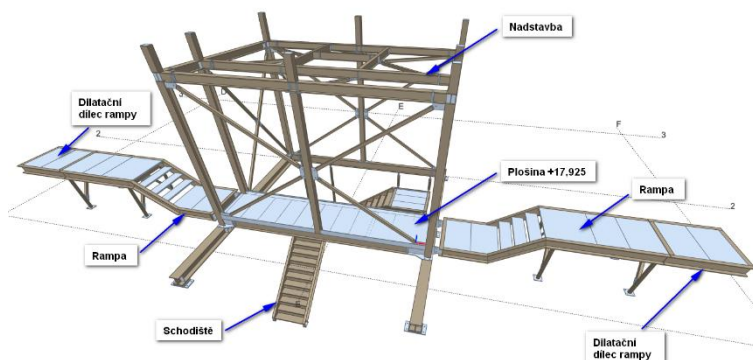


Obr. 8 – Mezipatro parkoviště

Nosná konstrukce parkoviště je prostorová rámová, tvořená plošinami, ocelovými sloupy, rampami a záchytným systémem. Spojité průvlaky jsou z profilu HE-A 300 a HE-A 240, stropnice jsou z profilu IPE 240 a HE-A 240. Celkem 65 sloupů je z profilu HE-A 240 až HE-B 300. Založení je kloubové, na úrovni -4,960. Konstrukce nájezdových ramp je totožná jako u plošiny, její vrcholová část je zakřivená. Záchytný systém je tvořen sloupky z profilu IPE 220 a spojitým svodidlem z profilu RHS 180x100x5.

## 2.2 Nadstavby nad stávajícími schodišti

Konstrukci nadstavby na ose E1 lze rozdělit do několika základních částí – plošinu na úrovni +17,925, rámovou konstrukci nadstavby, schodiště ze 4.NP, přilehlé rampy a dilatační kusy ramp – viz obrázek 9.



Obr. 9 – Nadstavba E1

Plošina +17,925 je tvořena dvěma průvlaky z profilu HE-B 240, příčníky IPE 240 a UPE 220 a příčníkem IPE 240 se zárodky pro táhla. Pokrytí plošiny je ortotropním plechem P6 s výztuhami P6x60 á 500 mm, který vynáší 30 mm tenkou ŽB desku.

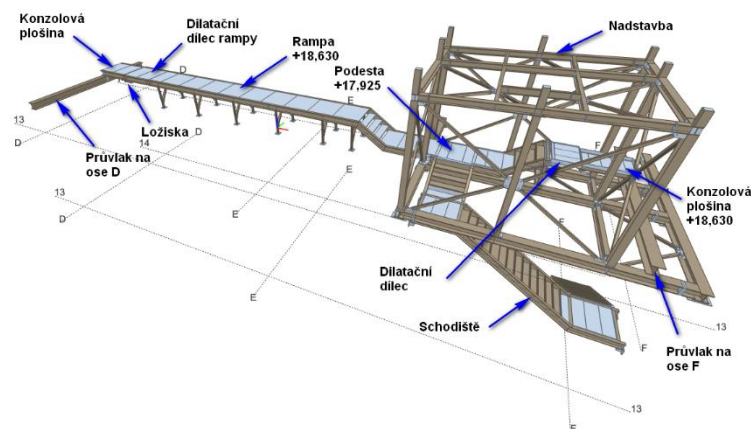
Konstrukce nadstavby je navržena jako prostorová rámová, z profilu HE-B 160. K omezení deformací od větru jsou doplněna stěnová a střešní ztužidla z profilu SHS 60x5.

Nástupní úroveň schodiště šířky 1100 mm je +13,180, výstupní úroveň je +17,925. Schodnice jsou z profilu UPE 220, stupně a podstupnice jsou z plechu P6. Stupeň vytváří korýtko pro 30 mm tenkou ŽB desku. Mezipodesty schodiště jsou zavěšeny na 4 táhlech z profilu CHS 76,1x5.

Dvě symetrické rampy z podélníků UPE 220 výškově navazují na plošinu +17,925. Nad stávajícími ŽB průvlakly jsou podélníky podepřeny 4 sloupky z profilu CHS 76,1x5 a propojeny příčným IPE 140. Pokrytí ramp je pororoštem SP 330-34/38-3.

V totožné šířce 1,27 m a v délce cca 1,43 m navazují na rampy dilatační kusy. Jedná se o samostatný dílec uložený na rampu a na konzolu objektu tak, aby umožňoval posun budovy  $\pm 50$  mm ve všech 3 osách. Podélníky jsou z profilu UPE 220, příčníky z profilu SHS 120x5. Spojení s rampou je pomocí 2 dvojstrážných čepových spojů. Spojení s konzolou objektu je pomocí systémových elastomerových ložisek.

Na ose F/14 se nachází obdobná konstrukce. Její umístění je ale asymetrické, nadstavba je umístěna u osy F a rampa je tedy jednostranná. Výškový rozdíl mezi podestou a podlahou 5.NP je řešen uvnitř nadstavby – viz obr. 10.



Obr. 10 – Nadstavba F14

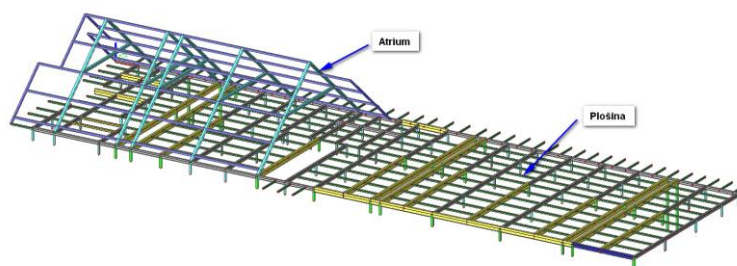
Konstrukci plošiny +17,925 tvoří rošt, převážně z profilů HE-B 240, který slouží jako podpora pro osm sloupů nadstavby a pro podestu z profilů UPE 220. Dále je doplněn podélníky z profilu IPE 240 a HE-B 140 a diagonálami z profilu SHS 60x5. Uložení je na stávající ŽB konstrukci.

Řešení zbylých konstrukcí je obdobné jako u nadstavby E1.

### 2.3 Nový strop nad nádvořím a atrium

Mezi osami D-F/2-12 se nachází ocelová konstrukce nového stropu nad stávajícím nádvořím. Mezi osami D.1-E.2/2-6 se nachází konstrukce střechy atria – viz obr. 11.





Obr. 11 – Nový strop a střecha atria

Konstrukce stropu je rozdělena do dvou hlavních částí - pochozí strop pod novým atriem mezi osami 2-8 a pojížděný strop mezi osami 8-12. Strop pod atriem je vodorovný, horní hrana průvlaků je konstantně na úrovni -0,100. Zbylá část stropu je ve sklonu, vozovka mezi osami 8-11 klesá 2,2%, mezi osou 11-12 klesá 6,5%. Hlavní průvlaky jsou navrženy ve směru číselných os budovy jako spojitě nosníky. Při rozpětí do 5,4 m je použit profil IPE 330, v ostatních případech IPE 500. Stropnice jsou navrženy dle možností rovnoměrně v rastru 1450, 1500, 1767 a 1800 mm, zapuštěné o 135 mm pod horní líc průvlaků a jsou převážně z profilu IPE 180. Umístění celkem 93 sloupků plošiny vychází z nepravidelného půdorysu stávajících ŽB stěn v suterénu.

Konstrukci atria tvoří 5 hlavních rámuů z profilu HE-B 200 s kleštinou (táhlem) ze stejného profilu a vaznice z profilu RHS 160x160x5. Kleština je na úrovni +4,050, vrchol rámu je +7,705. Vaznice jsou navrženy max á 2900 mm ve sklonu rámu.

### 3. Globální analýza hlavní nosné konstrukce budovy

Statický návrh probíhal v mnoha krocích. Od zjednodušených ručních výpočtů, přes zjednodušené 2D modely až po celkový 3D model. Závěrečná globální analýza konstrukce byla provedena v programu SCIA ENGINEER – viz obr. 12. Celkový model obsahuje cca 5000 uzlů a 5400 prutů, 49 podpor, 215 průřezů a 22 zatěžovacích stavů. Samotný výpočet probíhal v řádu jednotek minut.

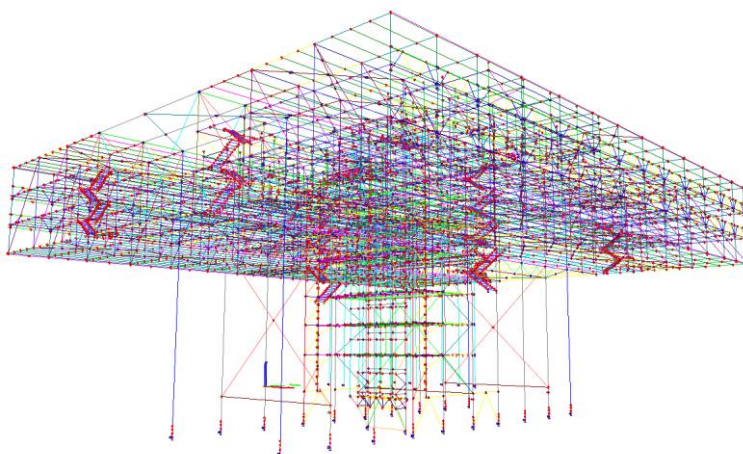
Návrhové svislé reakce dosahují hodnot cca 8 000 kN až 16 700 kN, vodorovné reakce cca 400 kN. Maximální síly v pásech příčných rámuů jsou cca  $\pm 7 000$  kN, síly v táhlech cca 6 800 kN. Maximální síly v pásech podélných rámuů jsou cca  $\pm 4 500$  kN, síly ve vzpěrách cca 7 000 kN.

Maximální charakteristická svislá deformace v rohu budovy od stálých zatížení je cca 80 mm. Na tuto hodnotu bylo navrženo nadvýšení vnějších konců příčných rámuů.

Svislá deformace od zatížení užitných dosahuje 50 mm, tedy cca 2L/1000.

Vodorovné deformace budovy dosahují v obou směrech 30 mm.

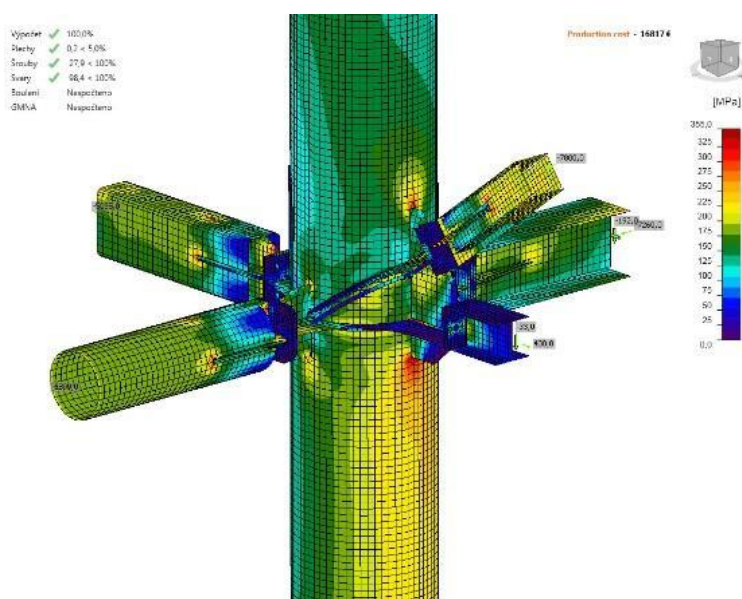




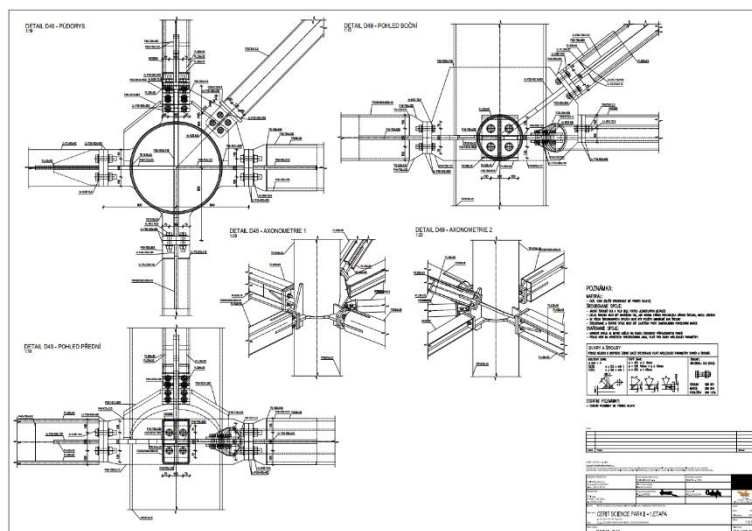
Obr. 12 – Statický model konstrukce

#### 4. Návrh přípojů

Většina, z celkových cca 200 detailů, byla souběžně modelována v programech IDEA StatiCa a Advance Steel. Po jejich návrhu a výpočtu – viz obr. 13, byl dopraven 3D model a vygenerován výkres – viz obr. 14. Styčníky v místě křížení s trubkovým sloupem byly principiálně řešeny tak, aby koncové síly z prutů byly nakoncentrovány do vodorovných a svislých plechů, které byly vevařeny, či zašlicovány do průřezu trubky, a zde došlo k jejich rovnováze.



Obr. 13 – Posouzení detailu D49



Obr. 14 – Výkres detailu D49

## 5. Materiál a hmotnost OK

Ocelové konstrukce jsou navrženy z běžných uhlíkových ocelí jakosti S355 a S355J2H. U vybraných položek namáhaných kolmo k povrchu byla požadována třída jakosti Z35 dle ČSN EN 10164. Šrouby jsou převážně z materiálu 8.8, u nejvíce namáhaných detailů byly navrženy šrouby M48-10.9.

Celková hmotnost ocelových konstrukcí je 2880 kg, z toho 2660 kg připadá na konstrukci budovy a 220 tun na parkoviště, nadstavby a nádvoří.

## Hlavní účastníci projektu

Investor: INFOND, a.s.  
Generální dodavatel: PKS stavby a.s.  
Dodavatel OK: Ingsteel, spol. s r.o.  
Generální projektant: knesl kynčl architekti s.r.o.  
Projekt OK: FEVIA s.r.o.  
Dynamický výpočet: Link projekt, s.r.o.  
Výpočet účinků větru: SVS FEM s.r.o.

## 6. Závěr

Příspěvek v krátkosti shrnuje základní informace o navržených konstrukcích. Podrobnosti o vývoji konceptu, projektu a výstavbě budou předmětem přednášky.

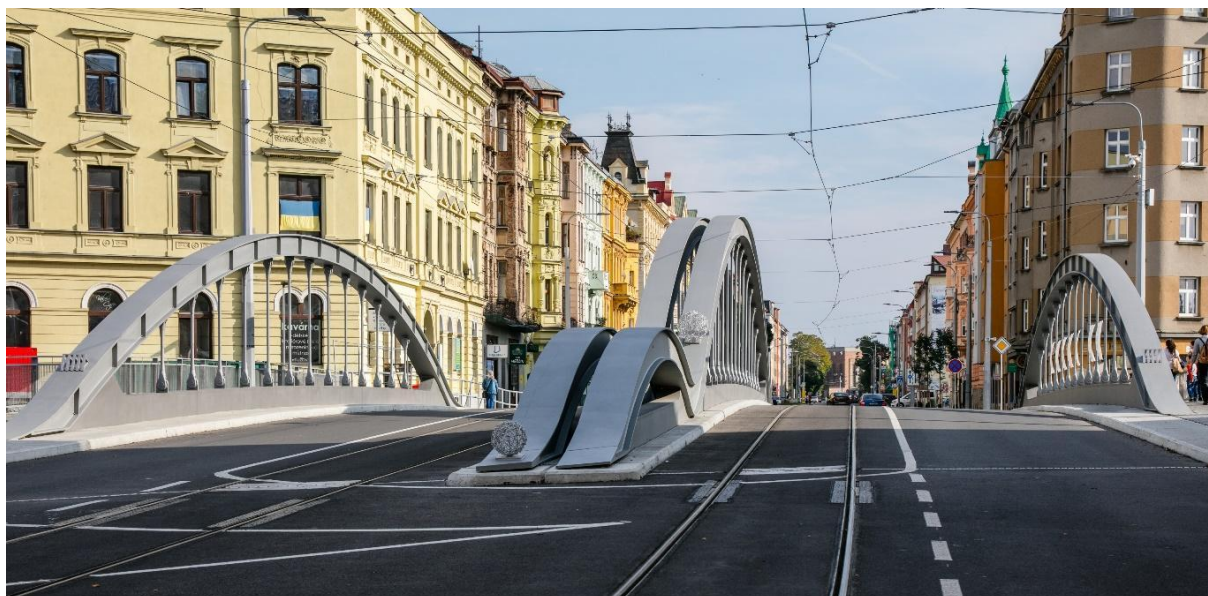
Ing. Zdeněk Horníček

## MOST MASARYKOVA OLOMOUC

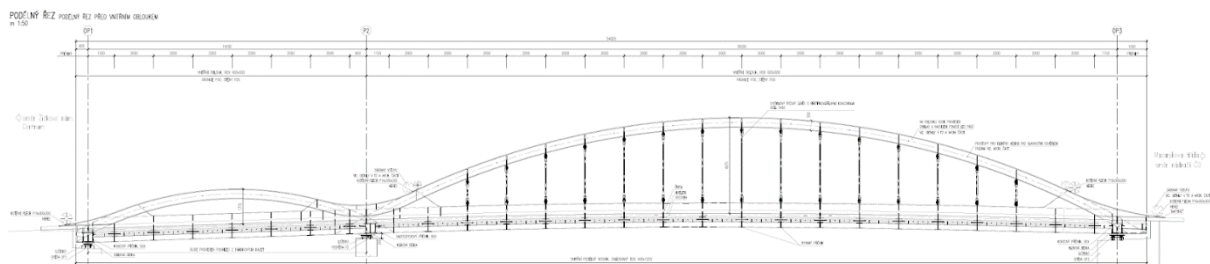
BROSCH Petr<sup>1</sup>, BÁČA Pavel<sup>1</sup>, ŘEHULKA Martin<sup>2</sup>  
<sup>1</sup>OKF s.r.o., Brno, <sup>2</sup>Projekční kancelář PRIS spol. s r.o., Brno  
<sup>1</sup>okf@okf.cz, <sup>2</sup>martin.rehulka@pris.cz

### Abstrakt:

V rámci mnohamiliardové investice do vybudování protipovodňových opatření na řece Moravě protékající městem Olomouc bylo nahrazeno několik mostních konstrukcí mosty novými. Mezi ně patří zdařilá realizace dvoupolového sruženého mostu na ulici Masarykova s jasně viditelným podpisem architekta.



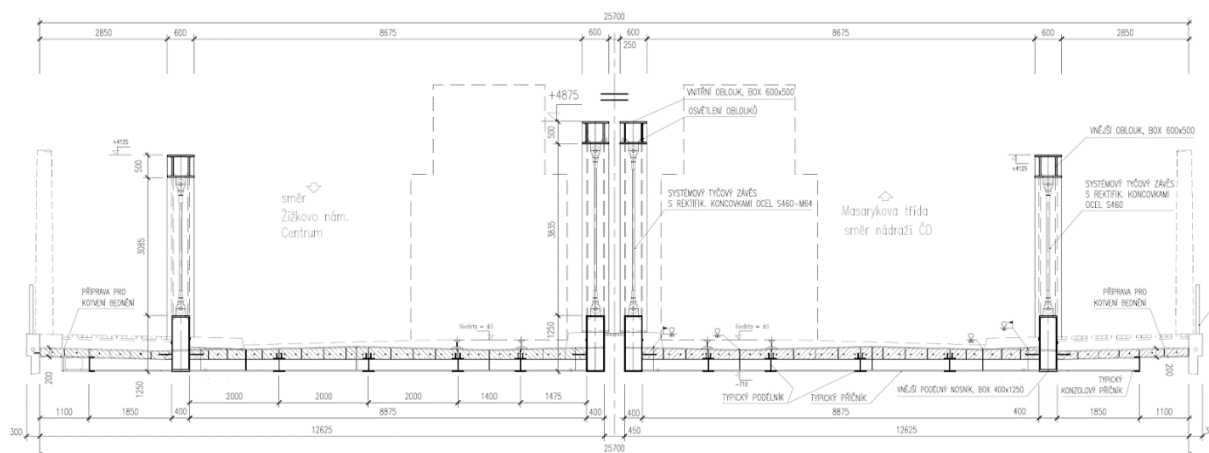
Novému mostu přes řeku Moravu na Masarykově ulici pojmenovaném po císařském architektovi přelomu 17. a 18. století Václavu Renderovi se přezdívá „rejnok“. Důvodem bude soustava oblouků, jejichž vzepětí graduje od jednoho konce směrem ke středu největšího rozpětí a také od vnějších hlavních nosníků směrem k vnitřním. Svým tvarovým pojetím navazuje na ocelový nýtovaný obloukový most, který zde stál od konce 19. století až do 8. května 1945. Rejnok je v pořadí již čtvrtým mostem na tomto místě. Nahrazuje svého předchůdce betonový trémový most, který před demolicí již byl blízko konce své životnosti. Most, pokud se týká dopravy, je mostem sruženým. Převádí přes koryto řeky tramvajovou trať, silniční komunikaci a chodníku pro pěší v obou směrech.



Most sestává ze dvou konstrukcí. Levé a pravé. Staticky se u každé konstrukce a každého jejího hlavního nosníku jedná o spojitý nosník o dvou polích. Konstrukce

jako celek je šikmo uložená na opěry i střední podpěru. Kratší pole má teoretické rozpětí 14,2 m, hlavní pole 38,3 m, celková délka mostu je pak 63,3 m. Celý most má šířku 26,3 m. Tvarově i staticky nejzajímavější je pak hra s výškou oblouků měnící se po délce i šířce mostu, která byla pro statiky nejsložitějším zadáním vyšperkovaným snížením statické výšky konstrukce v místě nemalého nadpodporového momentu. Vnější nosníky nejsou v krátkém poli obloukem vyztuženy, v dlouhém poli má oblouk absolutní konstrukční výšku 4,835 m. Vnitřní nosníky mají v kratším poli oblouk výšky 2,48 m bez závěsů, v delším pak výšky 5,585 m. Závěsy jsou využity ve všech obloucích delších polí.

PŘÍČNÝ ŘEZ – 2.POLE  
m 1:150



Neotřelým tvaroslovím mostní konstrukce získává jednoznačně na atraktivitě, i když statikům mostní dílo.

Hlavní nosníky jsou tvořeny krajními podélníky vytvořenými z truhlíků, proměnného průřezu, v hlavním poli vyztuženými obloukem. Podélníky mají v hlavním poli konstantní průřez 1250 mm x 400 mm, u vnějších oblouků nad podpěrou dochází ke změně průřezu, na svařovaný truhlík 650 mm x 400 mm. Osová vzdálenost hlavních nosníků je konstantní 9 275 mm.

Podélníky jsou opatřeny vodorovnou vnější výtuhou pro uložení železobetonové mostovky a v zabetonované části jsou na podélníky na vařeny spráhovacími trny.





Oblouky jsou navrženy z uzavřeného svařovaného profilu o rozměrech 500 mm x 600 mm. Průřez je doplněn vnitřními výztuhami, které prochází vně dolní pásnici truhlíku v místě závěsů. Oblouky mají být na vnější straně opatřeny estetickým obkladem, který bude na hlavní nosnou konstrukci napojen prostřednictvím podkonstrukce. Součástí obkladu bude i osvětlení oblouků pomocí pásek LED svítidel. Pro jejich napájení jsou požadovaném rastru provedeny průchodky z kruhových trubek přes stěny oblouku pro vedení napájení osvětlení vedené na vnitřní straně oblouku.





Díky malé výšce oblouku a ostrému úhlu kterým je napojen na hlavní nosník dochází z důvodu zajištění plynulého přenosu namáhání do ložiskové oblasti v patách oblouku ke komplikovanému rozdělení pásnic na vnější část a vnitřní obloukovou výztuhu. Rozdělení je provedeno pomocí vevařeného masivního opracovaného plechu tak, aby pásnice i výztuha na přípravek připojeny kolmými tupými svary.

Závěsy v obloucích jsou svislé situované v jedné rovině v ose oblouku a byly navrženy ze systémových táhel HMR 750 s detaily příznivými na únavu a rektifikovatelnými koncovkami dimenze M64 z oceli S460.

Vnitřní podélník ve vedlejších poli je také opatřen obloukem s uzavřeným průřezem svařovaným z plechů. Vnější podélník pak je již bez oblouku.

Na obloucích jsou umístěny umělecké prvky pro zabránění přístupu na oblouky.

Hlavní nosníky jsou propojeny soustavou příčníků a podélníků vynášejících železobetonovou mostovku a tramvajovou trať. Příčnky nad opěrami a podpěrou jsou vytvořeny svařením z plechů do tvaru uzavřeného průřezu obdélníkového tvaru o rozměrech 535 mm x 600 mm Na koncových příčnících je provedena úprava pro ukotvení mostního závěru a jsou zde provedeny prostupy z nerezových kruhových trubek pro odvodnění mostovky a vedení napájení osvětlení. Typické příčnky jsou navrženy jako svařované I-profilů proměnné výšky, spodní pásnice je vodorovná, horní pásnice kopíruje tvar horního líce železobetonové mostovky. Stěny příčníků jsou v zabetonované části opatřeny spráhovacími trny. Dolní líc pásnice příčnicku je zalícován s dolní pásnicí podélníku. Osy běžných příčníků jsou kolmé na osu mostu. Na příčnky navazuje na vnější straně konzola vynášející chodník pro pěší. Typické podélníky jsou

navrženy jako svařované I-profilů výšky 290 mm. Dolní líce podélníků a příčníků jsou zalícovány. Horní pásnice podélníků jsou opatřeny spráhovacími trny pro zajištění sprážením podélníků s železobetonovou mostovkou. Na podélníky pod kolejnici tramvajové tratě budou připojeny podkladnice pro ukotvení kolejnic. Sprážení pomocí trnů je pouze konstrukční. Je uvažováno jako dokonale tuhé a přispívá zvýšení tuhosti celé statické soustavy hlavní nosné konstrukce mostu.

Celou výrobu i montáž nosné ocelové konstrukce včetně výsunu zajišťoval italský gigant Maeg Costruzioni vlastními projekčními i výrobními kapacitami. Úkolem českých projektantů bylo provádět kontrolu a korekce zmíněných prací.



Montáž a taktéž výsuv probíhal po částech v pořadí pravá a později levá mostní konstrukce. Předmontážní plošina byla zřízena na levém břehu odkud také probíhal výsuv. K volbě principu vysouvání konstrukce v podélné ose přispíval fakt velmi stísněného prostoru v předmostí s hustou zástavbou a taktéž nutnost navázat práce na provizorní tramvajový provoz probíhající až do těsné blízkosti staveniště s pevným a přísným harmonogramem postupu prací navazujícím na další stavby probíhající paralelně v okolí. Konstrukce byly postupně smontovány na montážních podpěrách pomocí mobilních jeřábů z úrovně komunikace. Před zahájením výsuvu byla konstrukce částečně vystrojena bedněním pro následnou betonáž mostovky. Po dokončení montáže na levém břehu byla konstrukce uložena na výsuvné vozíčky v předepsaných místech. Výsuvné vozíčky pevně spojené s nosnou konstrukcí pojížděly po výsuvné dráze, která byla zřízena na místě montážní plochy. Začátek konstrukce ve směru výsuvu byl vybaven dlouhým výsuvným krakorcem. Díky použití tohoto vybavení bylo možné upustit od původního záměru využít pro výsuv také ponechanou existující podpěru v korytě řeky. Pohon výsuvu byl zajištěn pomocí tlačné hydraulické soustavy kotvené do výsuvné dráhy.



Most už od jara 2022 slouží dopravě jak tramvajové, tak silniční i chodcům k naprosté spokojenosti olomouckých občanů i návštěvníků města. Zároveň vytvořil zajímavý nepřehlédnutelný architektonický prvek citlivě vklíněný mezi těsně přiléhající zástavbu. Pravděpodobně z finančních důvodů zatím nebylo instalováno zlaté obložení oblouků ani s tím související slavnostní osvětlení. Z tohoto důvodu není možné prohlásit most za zcela dokončený.

Název stavby:	Morava, Olomouc – zvýšení kapacity koryta II.B etapa
Název objektu:	SO 03.2 – Silniční most ul. Masarykova
Investor:	Povodí Moravy, Brno
Generální projektant:	Sweco Hydroprojekt, divize Morava, Brno
Projektant mostního objektu:	Projekční kancelář PRIS, Brno
Architekt mostního objektu:	Antonín Novák, DRNH, Brno
Projektová dokumentace OK:	OKF, Brno
Generální dodavatel:	Sdružení Společnost Morava, Olomouc Silnice Group, Praha Váhostav SK, Žilina, Slovensko Insta CZ, Olomouc
OK výroba, montáž:	Maeg Construzioni, Vazzola, Itálie
Fotografie:	Aleš Ležatka archiv OKF s.r.o.

Ing. Petr Brosch  
Ing. Pavel Báča  
Ing. Martin Řehulka



## REKONSTRUKCE ČEZ STADIONU Kladno

Beran Jindřich, EXCON, a.s., [beran@excon.cz](mailto:beran@excon.cz)  
Bejček Pavel, B.B.D., s.r.o., [bejcek@bbd.cz](mailto:bejcek@bbd.cz)

Kladenský ČEZ stadion je jedním z nejstarších zimních stadionů v republice. V roce 1959 byl zastřešen ocelovou lamelovou skořepinou, navrženou Ing. Josefem Zemanem, sloužící až do velké rekonstrukce, která byla dokončena na podzim 2022. V rámci rekonstrukce dostal stadion novou střechu, opláštění fasády, nové výplně otvorů, vzduchotechniku, nové prostory VIP, novinářskou tribunu a na bocích administrativní budovy vznikly dva nové výtahy, prostory pokladen a fanshopu.

### 1. STAVEBNÍ ČÁST

Z hlediska urbanistického byl zachován stávající koncept daný umístěním haly a možnostmi dopravní obsluhy. Přístup pro diváky a dopravní obsluhu zůstává stávající, z ulice Hokejových legend. Stávající zpevněné plochy jsou maximálně využívány pro řešení dopravy v „klidu“.



*Obr.1 – aktuální vzhled haly*

Návrh střešní konstrukce zachoval hmotové a architektonické řešení stavby. S ohledem na využití podstřešních prostor zimního stadionu byly navrženy nové vertikální komunikace. V severní části byla navržena přístavba schodiště vedoucí k zázemí pro media v 3.NP a v jižní části byly navrženy dva nové výtahy pro bezbariérový přístup rekonstruovaného 3.NP s prostory VIP.

Dispoziční řešení zimního stadionu bylo zachováno, včetně stávající kapacity hlediště 5200 míst. Dispoziční úpravy byly navrženy v místě jednopodlažní přístavby



v jihovýchodní části zimního stadionu, kde bylo nově vybudováno sociální zázemí vrátnice, upraveny prostory stávajícího fanshopu a z původní prodejny Husqvarny vznikly pokladny a zázemí pro hokejový klub.

V 3.NP hlavní budovy zimního stadionu byla provedena rekonstrukce stávajících kanceláří, výstavba nového sociálního zázemí, včetně úklidové komory a WC pro invalidy a směrem k ledové ploše byly navrženy SKY boxy, které navazují na stávající chodbu a schodiště.

V 3.NP severní části zimního stadionu bylo navrženo zázemí pro media. Jedná se o prostory pro televizní kamery, komentátory TV a rozhlasu, režie, bezpečnostní agenturu, tiskové středisko a videorozhodčí. Součástí těchto prostor je sociální zázemí, úklidová komora a technická místnost slaboproudu.



Obr.2 – nové SKY boxy

Střešní konstrukce zimního stadionu je válcovitého tvaru, se sklonem střešní roviny do zaatikového žlabu. Střešní krytinu tvoří modifikované asfaltové pásy s posypem, barvy šedé. Plášť haly ve 2.NP a 3.NP je tvořen provětrávanou zateplenou fasádou, obkladem z ocelových profilovaných lamel, kladených na svislo - vertikální fasáda. Krycí šířka lamel je 800 mm. Lamely jsou z ocelového pozinkovaného plechu tl. 1,5 mm, s finální povrchovou úpravou PVDF, v barevném odstínu v kombinaci barev bílá, šedá a modrá. Na severní a jižní fasádě jsou osazeny požární žebříky pro výlez na střechu.

Ustupující část v 1.NP, fasáda restaurace a přístavky v JV oblouku haly jsou opatřeny kontaktním tepelně izolačním systémem (ETICS), s minerální tepelnou izolací s finální povrchovou úpravou jednosložkovou silikonovou dekorativní omítkou, v barevném odstínu světle a tmavě šedá. V soklové části je soklová omítko Marmolit. Nové výplně otvorů jsou navrženy z hliníkového fasádního a okenního systému se zasklením izolačním dvojsklem s rámy výplně v modré barvě.



*Obr.3 – otevřená část SKYboxů*

Stávající pultová střecha nad technologií v západní části zimního stadionu byla vyspravena a opatřena novou střešní krytinou. Na stávajících základových pasech pro technologii byla provedena nová ocelová konstrukce pro uložení absorpční sušící jednotky a VZT jednotky pro větrání zimního stadionu.

V rámci demontáže stávající střešní konstrukci musely být demontovány veškeré stávající technologické rozvody, včetně osvětlení ledové plochy.

Akustické podhledy pod novou střešní konstrukcí řeší optimální dobu dozvuku a prostorovou akustiku. Větrání haly zajišťují venkovní vzduchotechnické jednotky s rotačním rekuperátorem, směšovací komorou, přímým chlazením a dohřevem pomocí tepelného čerpadla. Sušení haly je řešeno pomocí venkovní sušící jednotky s cirkulací.

Střecha hlavní haly zimního stadionu je odvodněna podtlakovým systémem. Dešťové vody ze střechy jsou svedeny dešťovou areálovou kanalizací do retenční nádrže s regulovaným odtokem.

Nově byly provedeny kompletní silnoproudé a slaboproudé rozvody, včetně evakuačního rozhlasu, kamerového systému CCTV, EPS, ozvučení stadionu, brankových kamer, WIFI, optického kabelu CETIN, kabelové infrastruktury pro potřeby režii zimního stadionu a České televize. Součástí těchto instalací byla také demontáž a opětovná montáž multimediální kostky, nové osvětlení ledové plochy a na závěr i dodávka nových mantinelů.

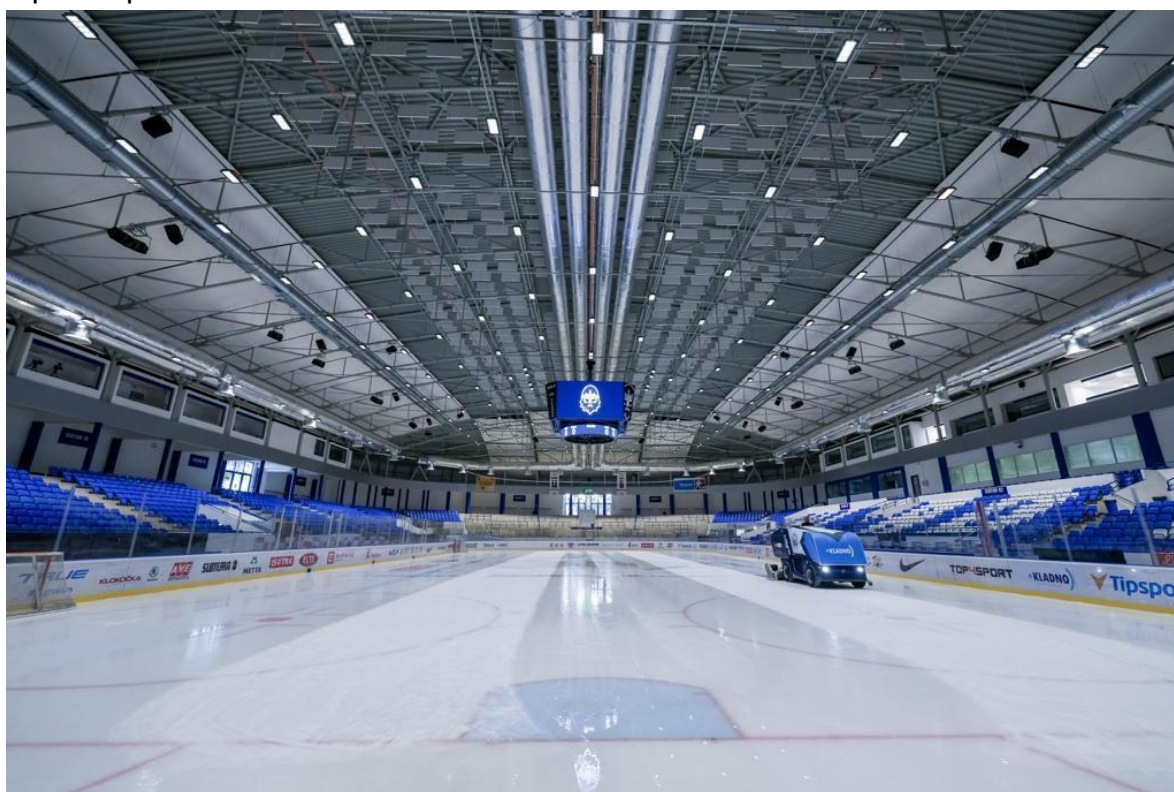
Prostory v 3.NP jsou rovněž vybaveny datovou sítí, evakuačním rozhlasem a EPS. Tyto prostory jsou větrány rekuperačními jednotkami a klimatizace je zajištěna pomocí cirkulačních kazetových jednotek systému Multi split.





*Obr.4 – finální vzhled haly*

Podlahové povrchy nově navržených prostor v zázemí pro media jsou vinylové, kanceláře a SKY boxy mají zátěžové koberce, na chodbách a sociálním zázemí je keramická dlažba a keramický obklad. Stávající stěny byly opatřeny sádrovou stěrkou, nové konstrukce jsou sádkartonové. Stropní podhledy jsou minerálníkazetové s polozapuštěnou drážkou.



*Obr.5 – pohled do nové haly z ledové plochy*



## 2. OCELOVÉ KONSTRUKCE HALY

Konstrukci válcové střechy tvoří příhradové obloukové vzpínadlové vazníky na rozpětí 58,3 m při vzepětí 5,9m s konstrukční výškou 2m. Předpjatá táhla vzpínadla jsou vedena na krajích od průsečíku první sestupné diagonály a spodního pasu příhradové konstrukce přes 2 svislé vzpěry. Vzdálenost vodorovného táhla od horního pasu vazníku je 6350 mm. Vazníky jsou ve vzájemné vzdálenosti 4,91 m. Mezi vazníky jsou ve styčnicích navrženy vaznice, rozmístěné zpravidla po 4,1 metrech a natočené kolmo ke střešní rovině. Ve třetinách rozpětí vazníku jsou příhradové portály zajišťující stabilitu spodního pasu vazníku a zároveň působící jako nosný prvek, který zajišťuje vzájemné spolupůsobení vazníků. Tvar portálu, stejně jako princip první sestupné diagonály, s výhodou umožňuje vedení potrubí vzduchotechniky v rámci konstrukčního prostoru střechy. Trapézový plech skládaného pláště byl uložen příčně na horní pas vaznic, tj. ve směru spádu střechy.



*Obr.6 – Montáž ocelové konstrukce střechy a opláštění*

Vazníky jsou uloženy na nových ocelových sloupech. Celkovou stabilitu konstrukce doplňuje systém střešních a stěnových ztužidel. V příčném a podélném směru je konstrukce zavětrována svislými ztužidly v obvodové stěně a čtveřicí „rozkročených“ sloupů. Kotvení hlavních sloupů je v rovině příčné vazby kloubové, sloupy s vazníkem jsou spojeny rámově. Ve směru kolmo na rovinu vazníku je uložení sloupů vetknuté. Všechny sloupy jsou seshora uloženy na obvodový zesilující ocelový průvlak, který přikotven k horní hraně stávajícího železobetonového průvlaku.

Na základě stávajícího stavu železobetonové konstrukce bylo nutno navrhnout její zesílení. Návrh řešil zvýšení tuhosti v příčném směru haly pro následné přenesení reakcí od nové ocelové konstrukce střechy. Zvýšení tuhosti bylo řešeno návrhem zesilujících žeber profilu 450/750 a nadbetonováním stávající železobetonové desky.



V severní části zimního stadionu bylo navrženo ještě přitížení stávající obvodové stěny novou stěnou, vyžděnou v rámci 3.NP do výšky 2,5m tak, aby byl změněn poměr vnitřních sil vůči vznikajícím extrémním momentům.

Nový ocelový průvlak pod sloupy, který je uložen pouze v místech nebo poblíž míst stávajících železobetonových sloupů, zajistí roznesení zatížení z nové střechy pouze do těsné blízkosti těchto sloupů. Tím se dopady zatížení od nové střechy do stávajících železobetonových konstrukcí minimalizovaly.



*Obr.7 – Uložení vazníků na sloupy a zesilující průvlak*

Ocelový průvlak je rozdělený na dilatační části s pevnými a posuvnými uloženími v některých místech tak, aby reakce z ocelové konstrukce do betonu byly co možná nejmenší.

Vně ocelového průvlaku jsou navrženy příčné nosníky/fousy, které zajišťují ocelový průvlak proti kroucení a částečně přenášejí příčné smykové reakce ze střechy do vnějšího stávajícího železobetonového průvlaku, stávající železobetonové desky nebo nového zesíleného návlaku zesílené nadbetonované desky. Stávající deska mezi vnitřním a vnějším průvlakem totiž neměla dostatečnou únosnost tak, aby zajistila přenos těchto smykových sil. Příčné nosníky jsou situovány vždy v místě polohy nového ocelového sloupu.



*Obr.8 – Nosné konstrukce rohů haly*

Pro vzpínadla je použit certifikovaný (certifikace ETA) konstrukční systém táhel s válcovanými závity M56, z materiálu s mezí kluzu 520 MPa . Součástí systému jsou koncovky, čepy, napínací matice a konické krytky. Konstrukční systém táhel umožňuje předepnutí táhel na volné délce s použitím hydraulického napínacího systému připevněnému na závity tyče u napínacích matic a tenzometrické měření sil na všech táhlech.

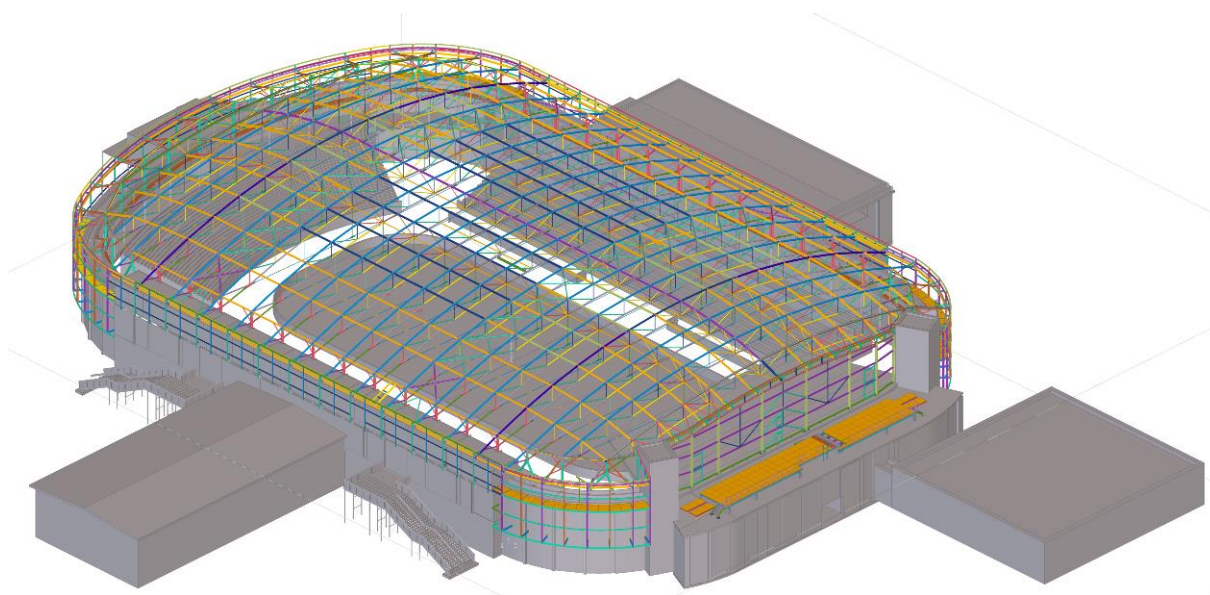
Vaznice jsou navrženy z I profilů jako prosté nosníky kloubově připojené mezi horní pásy vazníků. Dva pásy příčných ztužidel ve střešní rovině, v úrovni horních pasů vazníků, sestávají ze šroubovaných prvků kruhových trubek.

V obloukových rozích arény nad 1.NP je navržena konstrukce pro možnost zavěšení vnější svislé fasády. Mezi sloupky jsou vodorovné obloukové nosníky umožňující přímé připojování svislého opláštění.

### **3. PROJEKTOVÁ A VÝROBNÍ DOKUMENTACE**

V rámci projekčních prací byly optimalizovány všechny základní prvky nosné konstrukce. Důležitá byla celková koordinace včetně zapracování dodatečných požadavků a změn tvaru konstrukce. Finální projekt ocelové konstrukce byl zpracován ve 3D modelu v systému TEKLA Structures. Z tohoto modelu, po doplnění všech detailů, byly vygenerovány jak výrobní a montážní výkresy, tak i data pro číslicově řízené stroje používané ve výrobě firmy EXCON v Teplicích.





*Obr.9 – 3D model haly v systému TEKLA structures*

#### **4. MONTÁŽ**

Předpokladem zahájení montáže ocelové konstrukce střechy bylo dokončení veškerých prací na opravách a zesílení stávající železobetonové konstrukce včetně osazení a kontroly kotvení zesilujícího ocelového průvzlaku na úrovni cca +8,890m.

Nejprve se předmontovaly jednotlivé části vazníků v blocích po dvojicích včetně táhel a jejich vyvážení na nerezových lankách pro zajištění lineárního chování.

Předpínání v konečné poloze probíhalo podle předem připraveného předpínacího postupu, který vzal v úvahu vzájemné ovlivňování sousedních táhel. Předpínací postup byl zpracován v rámci výrobně technické dokumentace a upravován v průběhu předpínání v návaznosti na sledování projektované geometrie ocelové i betonové konstrukce. Optimální předpínací postup minimalizuje dobu předpínání konstrukce při dosažení projektovaných sil a deformací.

Po dokončení předpínání bylo provedeno závěrečné tenzometrické měření sil v táhlech a geometrie ocelové konstrukce.

Na závěr byla provedena výchozí prohlídka ocelové konstrukce ve smyslu ČSN 73 2604. Pro sledování dalšího vývoje sil v táhlech byly ponechány některé tenzometry až do úplného dokončení stavby včetně všech dalších zatížení. Po dokončení stavby bylo provedeno měření sil v táhlech, na kterých byly ponechány tenzometry a závěrečné frekvenční měření všech táhel, jehož výsledkem je frekvenční spektrum každého táhla. Tyto hodnoty budou využity v rámci budoucích kontrol ocelové konstrukce v souladu s ČSN 73 2604. Pro další sledování konstrukce bylo vhodné na konstrukci ponechat některé tenzometry, minimálně pro kontrolu po jednom roce provozu.



*Obr. 10 – montáž a dílčí zdvih ocelové konstrukce haly*

## ZÁVĚR

Moderní globálně předpínaná vzpínadlová konstrukce zastřešení přinesla tvarově, prostorově i esteticky vhodné a zejména úsporné řešení z pohledu hmotnosti, ceny i ochrany životního prostředí. I přes nepříznivé zimní povětrnostní podmínky, kdy musela být činnost na stavbě z důvodu teplot hluboko pod bodem mrazu přerušena, byla výstavba haly zakončena v termínu plánovaného harmonogramu.

V současné době je ve výstavbě poslední fáze rekonstrukce zimního stadionu a to je výstavba technologického objektu, kde bude umístěna nová technologie chlazení ledové plochy.

## ÚČASTNÍCI VÝSTAVBY

**Investor:** Statutární město Kladno

**Generální dodavatel:** Subterra, a.s.

**Generální projektant:** B.B.D., s.r.o.

**Projektant části ocelové konstrukce:** EXCON, a. s.

**Výroba, dodávka a montáž ocelových konstrukcí:** EXCON, a. s.

**Dodávka táhel Macalloy:** Tension systems, s.r.o,

**Montáž a předpínání táhel:** EXCON, a.s.

**Termín realizace:** 5/2021 - 9/2022

**Text:** Ing. Jindřich Beran, EXCON, a.s.

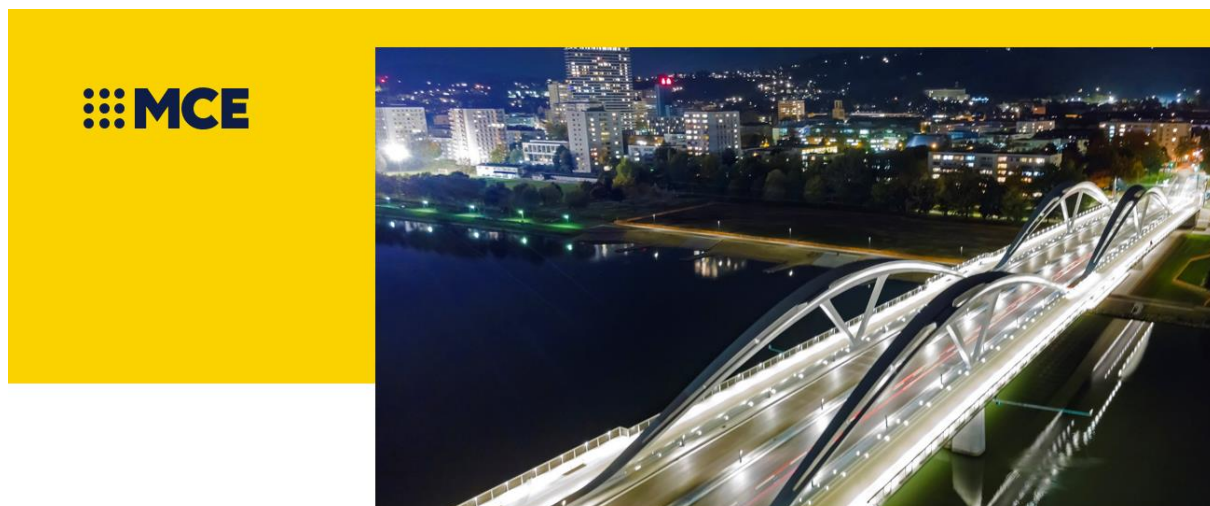
Ing. Pavel Bejček, B.B.D., s.r.o.

**Foto:** EXCON, a.s., Josef Poláček



## NDL=NOVÝ MOST PŘES DUNAJ V LINCI, RAKOUSKO

Ing. Řeháček Jaroslav, Tupý Petr



### Čísla, data, fakta

Celková délka mostu: 400 metrů

Šířka mostu: 31,5 metru s rozšířením v oblasti balkonů na 33,7 metru.

Max. výška nad vozovkou: přibližně 14,5 metru

Celková hmotnost mostní konstrukce: 16 500 tun

Hmotnost ocelové konstrukce: 8 400 tun

8 000 m<sup>3</sup> železobetonu

1 650 tun výztužné oceli (opěry, pilíře, betonová deska)

45 000 m<sup>2</sup> protikoroze ochrany



Rozdělení pilířů vychází z požadavků na plavbu po Dunaji:

$$78,58 \text{ m} + 119,94 \text{ m} + 119,94 \text{ m} + 78,58 \text{ m} = 397,03 \text{ m}$$

Pilíře jsou tvořeny masivními betonovými konstrukcemi.

Nový dunajský most v Linci byl postaven jako součást tramvajové osy Lince na místě starého železničního mostu. Kromě tramvajových kolejí má také dva jízdní pruhy pro individuální automobilovou dopravu a velkorysé pruhy pro pěší a cyklisty po obou stranách.



## **PROJEKT PIRNA – PROBLEMATIKA PŘEKROČENÍ DOBY PŘETÍRATELNOSTI NÁTĚRU. MANIPULÁTOR COMBILIFT**

Ing. Igor Chorovský  
Metrostav a.s.  
igor.chorovsky@metrostav.cz

### **Anotace**

Projekt Pirna. Překročení doby přetíratelnosti nátěru. Příčiny a důsledky. Způsob řešení a jeho finanční dopady. Možná opatření k zamezení rizika.

Manipulátor Combilift. Základní představení. Technické parametry. Možnosti variant při výběru stroje. Praktická ukázka manipulačních možností.

### **Obsah**

#### **Úvod**

1. Představení projektu Gottleubatalbrücke v Pirně, SRN
2. Příčiny zpoždění
3. Nátěrový systém
4. Vady nátěrového systému
5. Řešení situace a finanční dopady
6. Manipulátor Combilift
7. Závěr

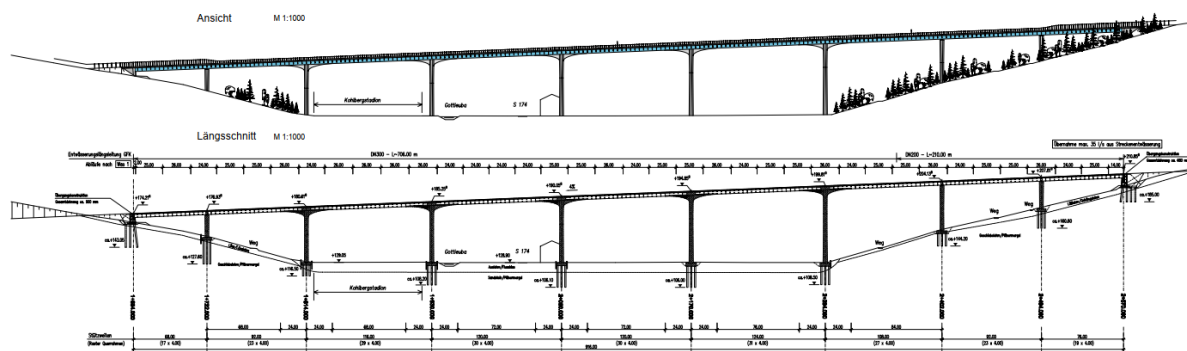
#### **Úvod**

Firma Metrostav ve spolupráci se svou německou dceřinou společností získala v r.2018 kontrakt na výstavbu nového silničního mostu v Pirně. V důsledku chyb v projektu na straně investora byla stavba několikrát pozastavena. Celkové zpoždění projektu dosáhlo 4let od původně plánovaného termínu předání do provozu. Vyrobené části mostu byly uskladněny na meziskládce až dva roky, čímž byla výrazně překročena doba přetíratelnosti. Ve přednášce jsou představeny příčiny zpoždění, jejich důsledky pro nátěrový systém, typy vyskytnutých vad a způsoby jejich odstranění.

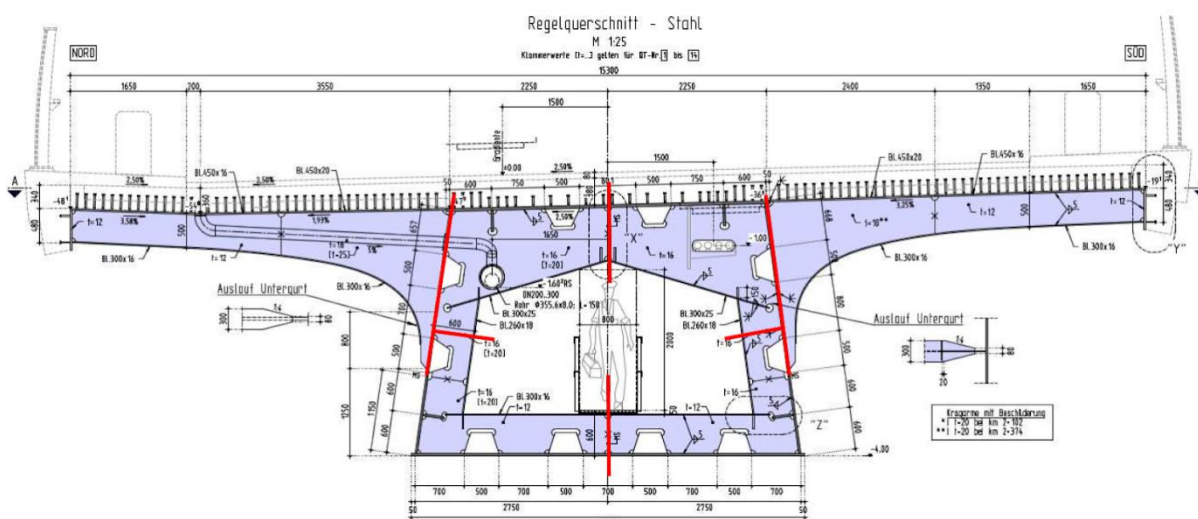
V druhé části přednášky je představen manipulátor Combilift, bez kterého by nebylo možné celý proces realizovat. Je popsán důvod pořízení, technické parametry, možné varianty provedení a ukázky manipulací.

1. Představení projektu Gottleubatalbrücke v Pirně, SRN

Most Gottleubatalbrücke překlenuje údolí na okraji města Pirna v Sasku, nedaleko hranice s Českem. Záměrem výstavby je převést dopravu na spojnici od dálnice A17 na silnici B172 mimo centrum města Pirny. Most má délku 916m, v nejvyšším bodu nad terénem dosahuje výšky 70m. Celková hmotnost ocelové konstrukce je 7.000tun.



Profil mostu tvoří uzavřený lichoběžníkový svařenec s konzolami pro následnou betonáž ortotropní mostovky. Na základě výrobních možností mostárny MTS v Horních Počernicích bylo zvoleno dělení v příčném směru na čtyři části, pouze v oblasti voutových pilířů jsou díly rozděleny na dvě části podél vertikální osy. Schéma montážního dělení je na následujícím obrázku vyznačeno červeně.



Celý most se skládá z 43 Schussů (příčně dělených segmentů) každý z nich je na stavbě svařen ze čtyř dílů. Celkem se jedná o 166ks dílů hmotnosti 25-75tun. Konzolů je 560ks.

Díly mostu jsou po dopravě na stavbu smontovány v Taktkelleru. Jedná se o vybetonovaný a pro výsuv vybavený záhrab v délce 135 m, v kterém jsou díly na montážních podpěrách sestaveny do délky ca.120 m, zaměřeny, svařeny a následně



opatřeny finálním nátěrem. Po dokončení každé sekce probíhá výsun pomocí hydrauliky a tažných a brzdných lan (vysouvá se z kopce). Počet výsuvných taktů je 9.



## 2. Příčiny zpoždění

Po zahájení prací na projektu se začaly objevovat chyby ve staticce. Základními dvěma příčinami byly tyto faktory:

a/ Celý projekt byl soutěžen na základě dokumentace DSP, nebo jejího německého ekvivalentu. Byla propočítána statika finálního provedení, ale nikoliv statika montážních stavů.

b/ Celý most je přespříliš „optimalizován-odlehčen“ co do dimenzování vlastní ocelové konstrukce mostovky, tak i betonových pilířů.

Tyto skutečnosti v průběhu přípravy projektu a jeho realizace způsobily zastavení nebo výrazné zpomalení jak výroby, tak i montáže. Pro příklad uvádím následující nejzásadnější pochybení:

Byl poddimenzován výsuvný nos. V zadání projektu byla uvažována hmotnost 90 t, ve skutečnosti má 135tun. Sekundárním efektem byla nutnost zesílit segmenty přípojných částí mostu, což dohromady posunulo zahájení montáží mostu o 9 měsíců.

Příliš optimalizovaná ocelová část mostu si vynutila změnu výsuvné technologie a prodloužení výsuvných jednotek až na dvojnásobek. Stejně tak hmotnost výsuvných konstrukcí na pilířích vzrostla z projektovaných 24tun až na 60tun za každou. Musí se vysouvat se zdviženým nosem tak aby se během výsuvu zkrátilo těžiště výsuvného nosu o 3,5m. Jinak hrozí plastické deformace mostovky. K tomu musely být doprojektovány naváděcí ramena o výšce 3,5m, ve spodní části stažené Macalloy tyčemi.

Železobetonové pilíře byly zeštíhleny natolik, že při výsuvu pomocí standardních teflonů hrozilo dle statických propočtů vychýlení až o 80 cm, při výšce 70 m. Musely být proto použity ložiskové (důlkované) tefony, které jsou ca.3x dražší. V kombinaci

s výsuvnou technologií a délkou mostu se jedná o ca.1300desek. Dále muselo být přijato řešení, že vlastní vouty (náběhy) se budou armovat a betonovat až po výsunu, aby se pilíře maximálně odlehčily. Projektanty byla ve voutech navržena hustota armování až 850 kg!!! armované oceli na m<sup>3</sup>. Celá statika těchto voutových pilířů byla několikrát změněna a přepočítána, z segmentů mostu nad voutovými pilíři byl sestaven na stavbě model 1:1 a zkušebně montováno armování tak, aby projektantovi bylo možno prakticky dokazovat, že jím navržená konstrukce je ve skutečnosti neproveditelná.

Výsuvná konstrukce na pilířích s naváděcími rameny



### 3. Nátěrový systém

Konstrukce je opatřena nátěrovým systémem firmy HEMPEL ve složení (dle původního projektu):

#### Vnější nátěry

1 x 1 GB – ZP Hempadur TL87/ZP 87430/RAL 1002	80 µm dílna
1 x 2 GB – Hempadur TL 87 / ZP 87431 / RAL 8012	80 µm dílna
1 x 1 ZB – EP: Hempadur TL87/EG 87280/ DB 703	80 µm dílna
1 x 2 ZB – PUR: Hempthane TL87/EG 87480/ DB 702	80 µm stavba
1 x DB s Hempthane TL87 / EG 87480 / DB 703	80 µm stavba

#### Vnitřní nátěry

1 x 1 GB TL87/ZP 87430/RAL 1002	80 µm dílna
1 x 2 GB Hempadur TL 87 / ZP 87431 / RAL 8012	80 µm dílna
1 x 1 ZB Hempadur TL87/EG 87280 / DB 702	80 µm dílna
1 x DB Hempadur TL / EG 87280 RAL 9002	80 µm stavba

#### Nátěry pod beton (plochy trnů)

1 x 1 GB – ZP Hempadur TL87/ZP 87430/RAL 1002	50(80) µm dílna
---	-----------------



#### 4. Vady nátěrového systému

Z důvodu nutnosti meziskladování dílů do vyřešení statických problémů bylo po dohodě s německou stranou rozhodnuto, že díly budou meziskladovány na externí deponii. Počáteční pronajatá plocha byla 5.000 m<sup>2</sup>, postupně s dalším zpožděním projektu narostla až na 13.500 m<sup>2</sup>. Díly byly ukládány postupně tak, jak probíhala výroba.

##### Uložení dílů na mezideponii



Prvním problémem na meziskladování se projevil po necelém půl roce. Ochranný nátěr na trnech a plochách pod beton v tl. 50(80)  $\mu\text{m}$  přestával plnit svou ochrannou funkci a po deštích začaly vznikat na venkovních nátěrech horních dílů výrazné stopy po stékající rzi. Výskyt nebyl nijak četný ale v kombinaci s dalším působením vnějších vlivů na stavbě v době mezi montážemi a následnou betonáží horní mostovky by znamenal výrazné poškození již hotových nátěrů. Bylo proto rozhodnuto o zesílení nátěrové vrstvy na zbývajících dílech v dílně na 150  $\mu\text{m}$ . Na stavbě se musely již smontované sekce očistit sweepováním, trny pro betonáž natřít ručně na 150  $\mu\text{m}$  a zbylé plochy nastříkat barvou na stejnou tloušťku.

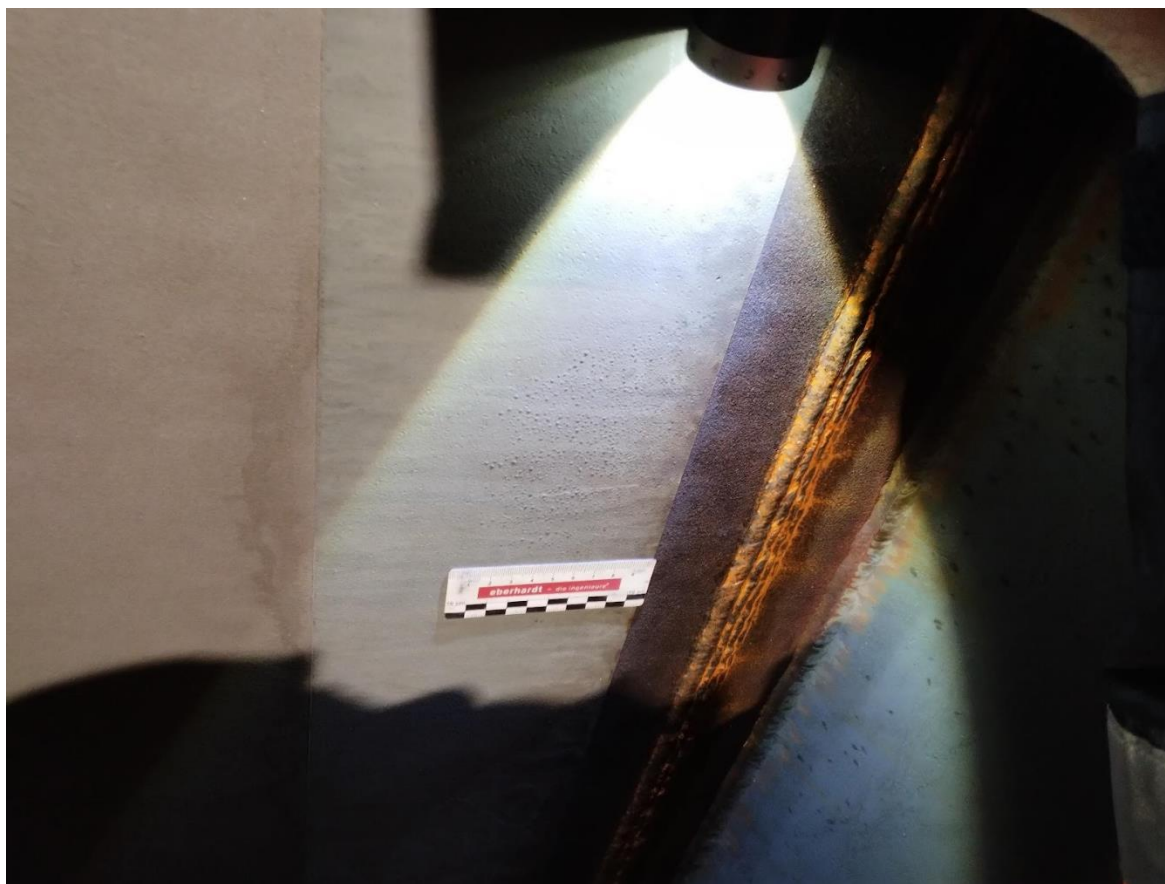
Druhým problémem bylo překročení přetíratelnosti epoxidových mezivrstev PUR vrchním krycím nátěrem. To znamenalo největší a nejsložitější rozsah prací. K tomu přistoupilo překročení povolené salinity na povrchu u skladovaných dílů o ca. 30-40% a u dílů převezených na stavbu v zimním období po solených dálnicích až 10x. Po několika kolech jednání, kdy v jednu chvíli hrozilo otryskání všech dílů na základní materiál bylo dohodnuto a odsouhlaseno následující postup:

Vnitřní povrch se musí omýt tlakovou vodou min. 250bar, osweepovat, následně omýt rotační tryskou s teplotou vody 60°C, provést nový epoxidový nátěr. Vrchní PUR vrstva byla zrušena z důvodu nevystavení vnitřních ploch UV záření.

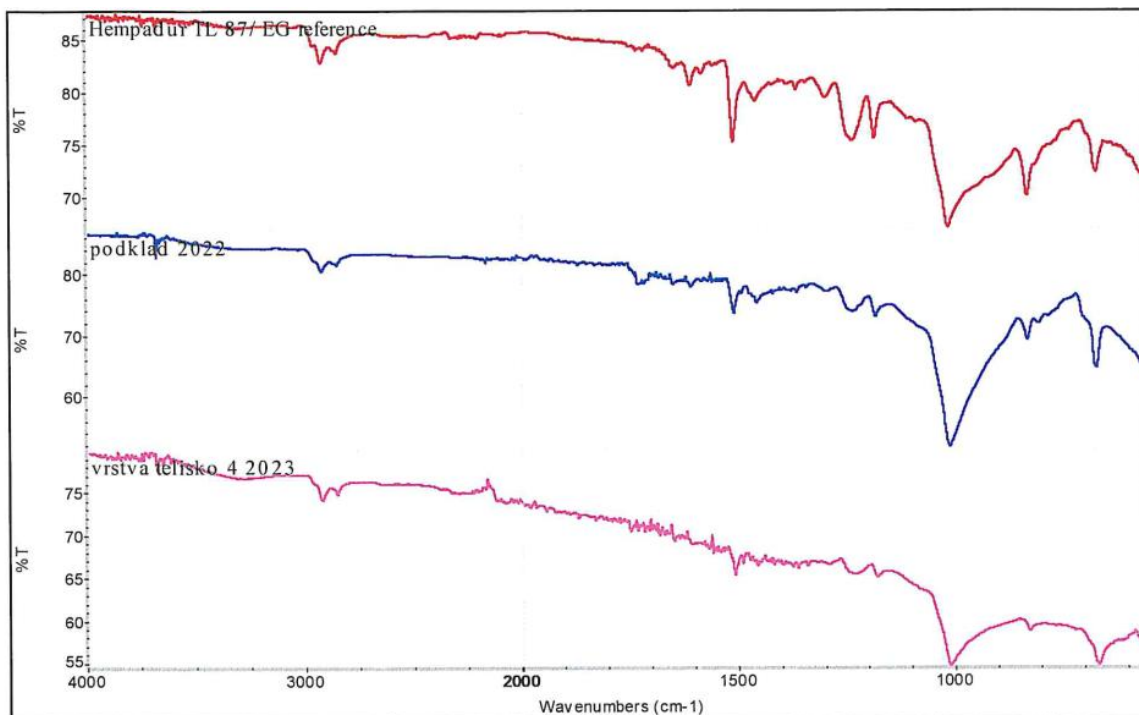




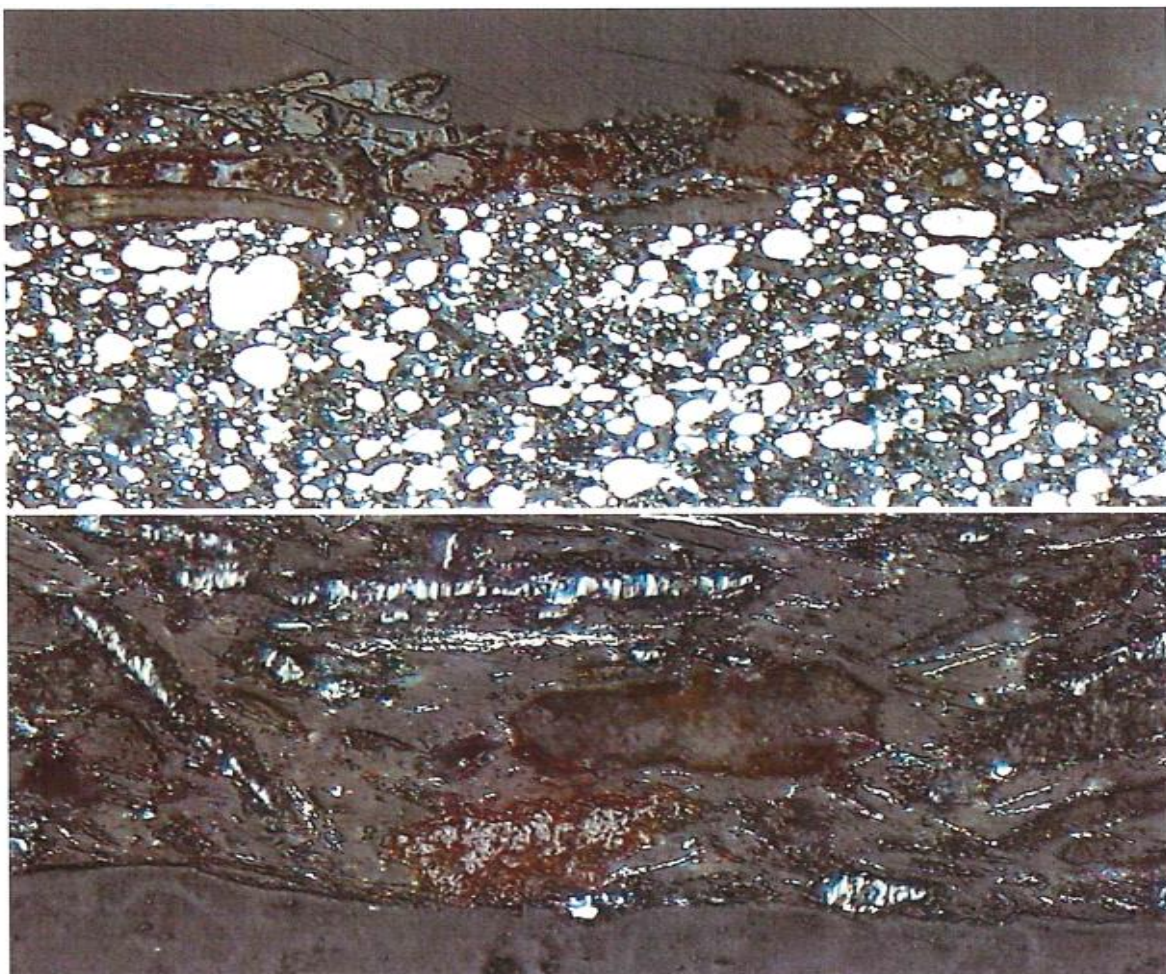
Detail s puchýřky na dolní pásnici



Ve SVUOM byly provedeny rozbory s vzorky odtrhu na makro i mikrostruktury a následná spektrální analýza, která srovnáním křivek s referencí a předchozím rozborem neprokázala rozdílnost chemického složení.



Mikrostruktura se zvětšením 1000x



Obrázek 4 Horní část Zn základního nátěru a část mezivrstvy při zvětšení 1000x

Po několikánásobných diskusích a variant řešení problému bylo rozhodnuto, že se všechny horní plochy dolních pásnic až do výše 20 cm otryskají na čistotu povrchu Sa 3 a provede se kompletní nový nátěr. Na stanovisko a výsledky IKS se čeká, neboť na kvalitu nátěrové hmoty ještě provádějí dodatečný chromatografický rozbor, pro který dle jejich prvotní informace, potřebují 6 měsíců.

#### 5. Řešení situace a finanční dopady

Nápravná opatření se dělí na dvě části.

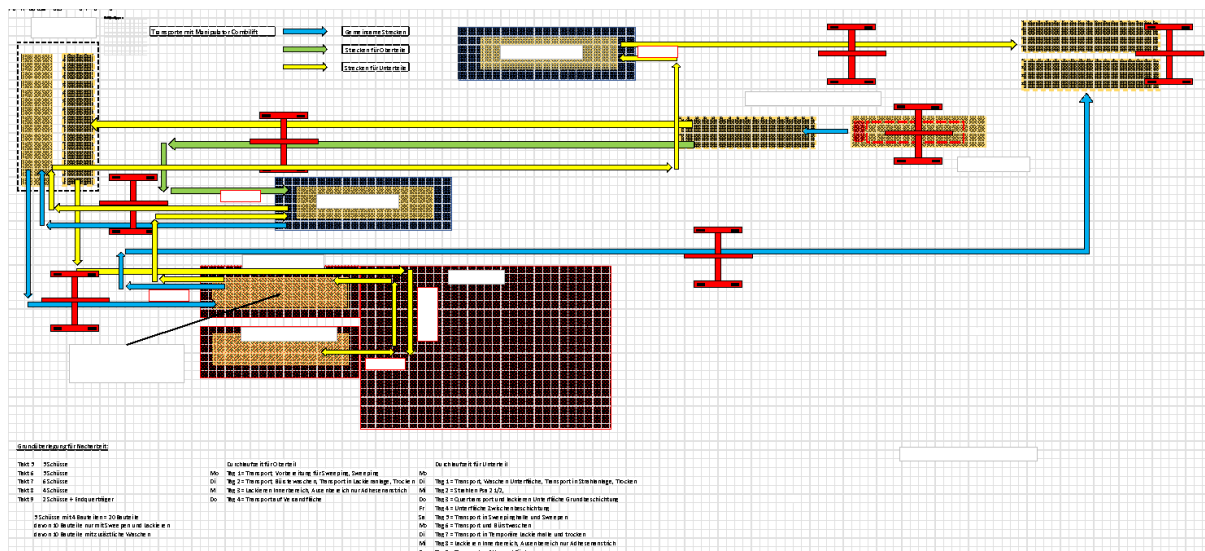
Práce prováděné na stavbě. Ty probíhaly na dílcích v rámci výsunu 1÷4 (Schuss 1-21). Zde se provádělo mytí, sweepování, kartáčování a opravné nátěry vždy po ukončení svářečských prací dohromady s pracemi dle projektu.

Práce prováděné ve výrobním závodu jsou prováděny od dílce 22 (skládá se ze 4.svařenců). Rozhodnutí o provádění opravných prací ve výrobním závodu bylo přijato na základě rozhodnutí investora o potřebě zkrácení postupu výstavby. Všechny dílce se musí z mezideponie znovu navést do výrobního závodu, kde se provedou potřebné práce a následně se již odváží na novou meziskládku přímo na stavbě.



Proces oprav v kombinaci se stávajícími projekty si vyžádal výrazná organizační a technická opatření. Musela být postavena provizorní hala pro sweeping, vyhrazeny prostory pro mytí, zprovozněn dočasný box s mobilní technologií nátěrů. Veškerá doprava uvnitř areálu se provádí manipulátorem Combilift.

Procesní diagram manipulace s díly je zobrazen na následujícím obrázku.



Veškeré výše uvedené práce a výkony jsou předmětem Claimů se zaviněním investora. Výše těchto Claimů jen za práce spojené s opravou nátěrů, meziskladováním, manipulacemi dosahuje hodnoty přes 8,500.000€. Díky spolupráci celého týmu vč. zpočátku negativně naladěných německých kolegů se podařilo prokázat časové zavinění na straně zadavatele a následně u něj uplatnit tyto druhotně vzniklé náklady v plné výši.

Vizualizace finální podoby mostu Gottliebatalbrücke v Pirně



## 6. Manipulátor Combilift

Combilift je univerzální manipulátor vyvinutý z původních kontejnerových přepravních zařízení v námořních přístavech a kontejnerových překladištích. V provedení od Irské firmy Combilift umožňuje přepravu dílců o hmotnostech přes 100t a jejich téměř libovolných rozměrů. Konfigurace stroje probíhá dle potřeb zákazníka s využitím typizovaných dílců i celé konstrukce. Tato variabilita v kombinaci s modulárním řešením umožňuje dosahovat velmi příznivé ceny a také přijatelných dodacích lhůt. Tím že je výsledný stroj dodáván „na míru“ zaručuje při správné konfiguraci i rychlou ekonomickou návratnost.

Pro pořízení manipulátoru v Metrostavu vedly následující důvody:

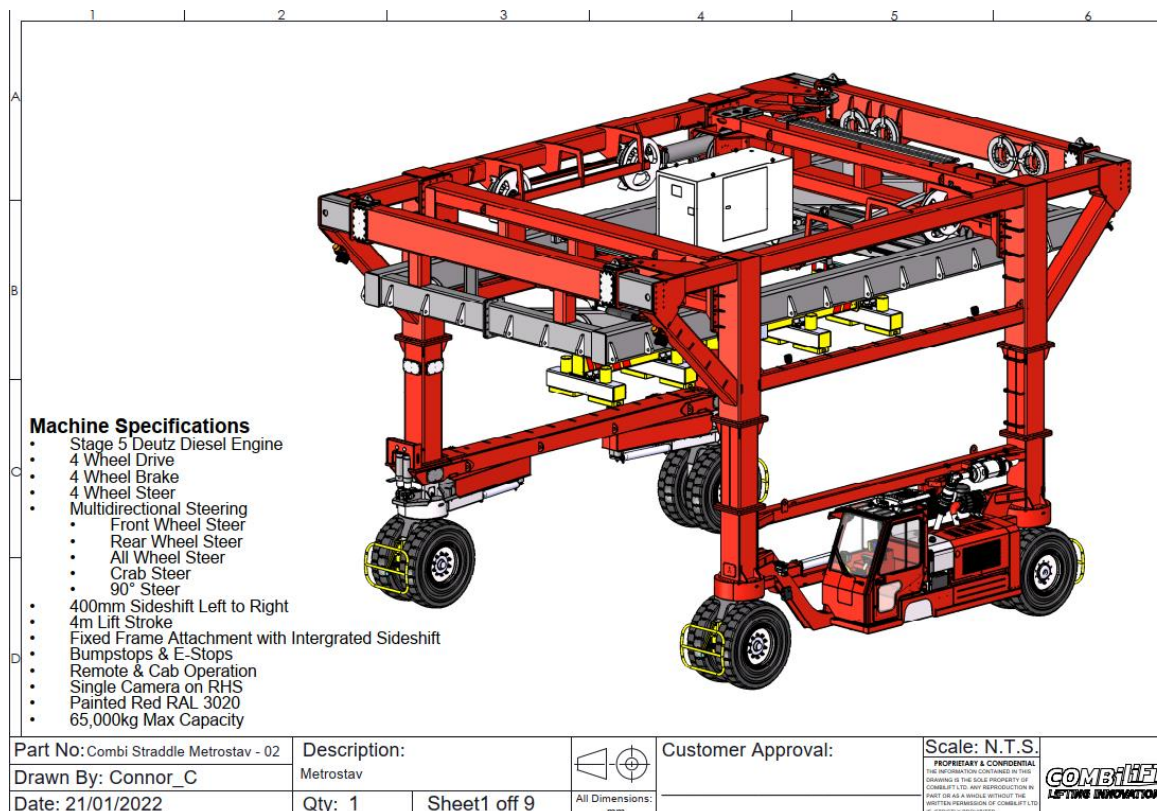
Na výstupu z lakovny nebyl žádný mechanismus a každý nadrozměrný díl musel být naložen buď mobilním jeřábem nebo zpětným transportem přes celou dílnu a naložením přes příčně umístěný vjezd do haly

V areálu nebylo možno jednoduše a levně takovéto díly skladovat, což si vyžadovalo výrobu a dopravu „Just In Time“ nebo opět drahou mezimanipulací.

Pro skladování plechů na vstupu do výroby je k dispozici věžový jeřáb se sníženou nosností 8tun, což opět znamenalo zvýšené náklady na manipulace

Byla pořízena nová pálička s pálicím portálem šířky 3,6m, u rozměrů těchto plechů je hmotnost nad10tun.

Z těchto důvodů byl pořízen manipulátor s nosností 65tun vybavený teleskopickou travézou s nastavitelnými permanentními magnety a nosností 16tun. Šířka stroje 5,6m umožňuje skladování dvou tabulí plechu šířky 2,3m vedle sebe, výška zdvihu 5,2m pak umožňuje nakládat díly do výšky 4,2m na nadrozměrné přepravníky.





Manipulátor je poháněný běžným dieselovým motorem používaný v zemědělských strojích, např. Steyr nebo John Deere. Na něj je pak přímo napojený hydraulický agregát, který generuje tlaky pro všechny pohony, tj. zdvihy, otáčení i pohon kol, příčné přesuvy. Kola lze natáčet až o 90° což umožňuje dokonalou manévrovatelnost. Manipulátor lze ovládat přes dálkové ovládání nebo z kabiny.

Manipulace s nosníky délky 43 m



## Nakládka dílů pro nadrozměrnou přepravu



## 7. Závěr

Účelem přednášky je dokladovat to, že při detailním postupu a důsledném dokazování lze i u velmi problematického projektu dosáhnout pozitivního výsledku nebo alespoň zabránit výrazným ztrátám. Představení manipulátoru pak ukazuje možnosti a výhody při správně zvolené investici.



## PROJEKT METSÄ FIBRE KEMI FINLAND

MASNICA Pavol, MACÁŠEK Ján  
PROMONT s.r.o.  
masnica@promontsro.sk, macasek@promontsro.sk

### Abstrakt

Príspevok pojednáva o výstavbe závodu na výrobu bioproduktov v Kemi a konkrétne o dodávke a montáži jeho ocelevej časti. Celková hmotnosť ocelevej konštrukcie prevyšuje 5600 ton a výšku vyše 90 metrov.



*Továrň KEMI; Zdroj: <https://www.metsagroup.com>*

### Úvod

Nový závod na výrobu bioproduktov v meste Kemi na severe Fínska predstavuje jednu z najväčších investícií, akú kedy fínsky lesnícky priemysel v krajine uskutočnil. Túto novú fabriku s predbežnou investíciou viac ako 2,02 miliardy EUR plánuje spoločnosť Metsä Fibre Oy spustiť do prevádzky v treťom štvrtroku 2023. Závod má ročne vyrábať približne 1,5 milióna ton celulózy z mäkkého a listnatého dreva ako aj mnoho ďalších bioproduktov. Zároveň má produkovať 2,0 TWh obnoviteľnej elektriny ročne, čo predstavuje približne 2,5 % z celkovej fínskej výroby elektriny. Nová celulóзка nahradí tú súčasnú, ktorá dosiahla koniec svojej životnosti.

Pri výstavbe závodu na bioprodukty v Kemi boli použité najlepšie dostupné technológie. Technologická úroveň spĺňa a súčasne prevyšuje požiadavky EÚ BREF. Napriek zreteľne zvýšenej výrobe, v porovnaní so súčasnou celulózkou v Kemi, zostane nový závod pod emisnými limitmi súčasného environmentálneho povolenia, čím sa dopady na životné prostredie zminimalizujú.

Hlavnými partnermi stavebného projektu sú spoločnosti Valmet, ABB, AFRY a Fimpec. Dodávateľom všetkých procesných častí a automatizačných systémov na projekte je Valmet Technologies Oy.

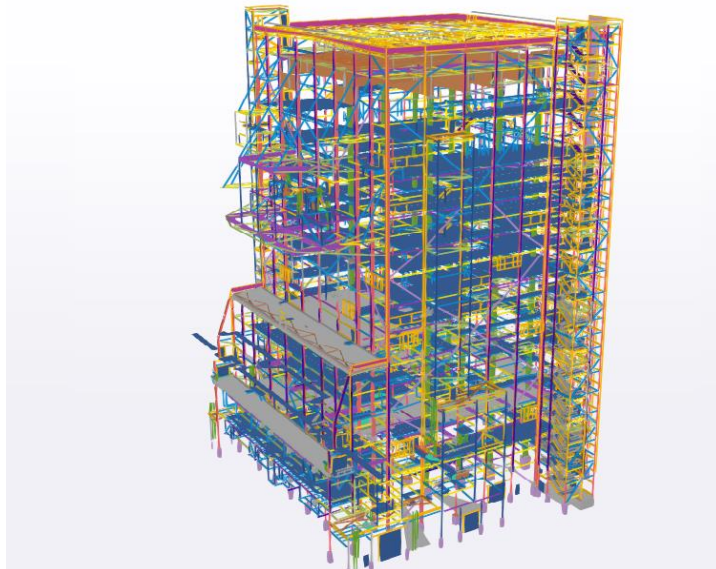
Spoločnosť Promont, s.r.o. je v portfóliu Valmet Technologies Oy vedený ako kľúčový dodávateľ oceleových konštrukcií, vďaka čomu bol pozvaný zúčastniť sa výberového konania na výrobu a dodávku oceleových konštrukcií pre časti Recovery boiler, Buckstays, ESP (Electrostatic precipitator) a SAP (Sulphuric Acid Plan).

Promont, s.r.o. vďaka svojej vysokokvalitnej výrobe, dodržiavaniu časového harmonogramu práce, či celkovej spoľahlivosti sa stal víťazom a spoločnosť Metsä Fibre Oy ho nominovala za hlavného dodávateľa ocelevej konštrukcie.

Celkový objem dodávky hlavnej a sekundárnej ocelevej konštrukcie predstavoval viac ako 5 600 ton oceľových dielcov vyrobených na základe technickej špecifikácie, výkresovej dokumentácie a v súlade s normou EN1090, či iných súvisiacich noriem.

Realizácia projektu pozostávala z výroby a montáže ocelevej konštrukcie v časovom horizonte 11 mesiacov, čo predstavovalo veľkú výzvu pre všetkých zamestnancov spoločnosti Promont, s.r.o. Sťažené prírodné podmienky predstavovali nepriaznivý faktor počas montáže, nakoľko výstavba závodu prebiehala v zimnom období a objekt sa nachádza v oblasti Lapland pri polárnom kruhu.

## 1 Projekcia



Celková hmotnosť ocelevej konštrukcie **5600 ton** bola rozdelená nasledovne:

**Regeneračný kotol (Recovery boiler)** s pôdorysom 54 x 53 m, výškou 91 m a hmotnosťou cca 4 100 ton hlavnej ocelevej konštrukcie predstavuje najväčší objekt projektu. Súčasťou výstavby je sekundárna konštrukcia zahrňujúca zábradlia s hmotnosťou viac ako 100 ton a podlahové rošty pokrývajúce plochu takmer 11 000 m<sup>2</sup>.

Ďalšiu časť predstavuje technologická konštrukcia tzv. **Buckstays** s hmotnosťou 430 ton. Celková hmotnosť regeneračného kotla prevyšuje 4 880 ton. Medzi ďalšie objekty projektu patria **Flue gas fan room (FGFR)** s hmotnosťou 350 ton, **SAP (Sulfuric Acid Plant)** s hmotnosťou 150 ton a **ESP (Electrostatic precipitator)** s hmotnosťou 240 ton.

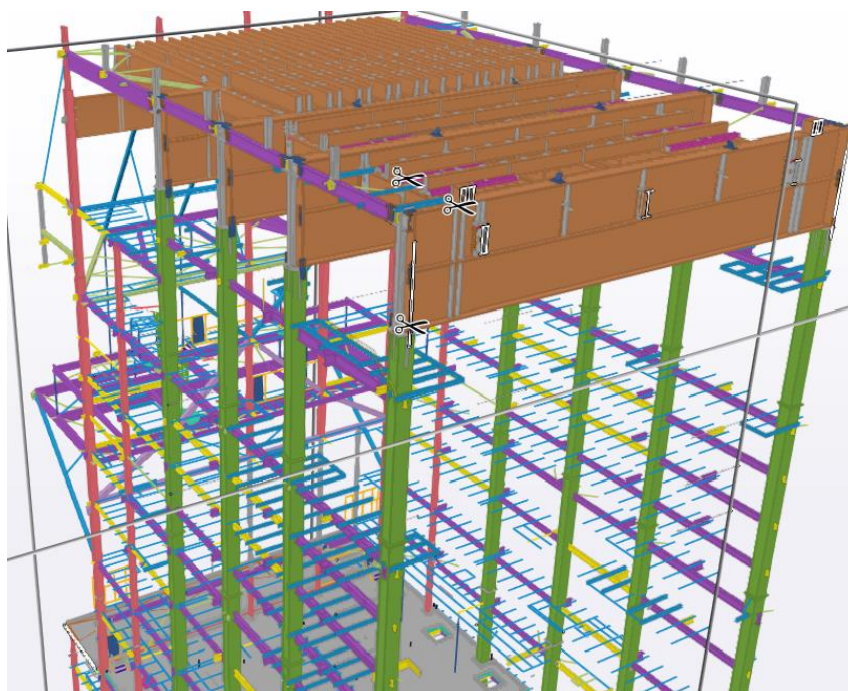
Konštrukcia regeneračného kotla je rozdelená na nasledovné časti:

- o Nosné konštrukcie kotla – kotlové stĺpy a nosníky
- o Stenové a vnútorné stĺpy



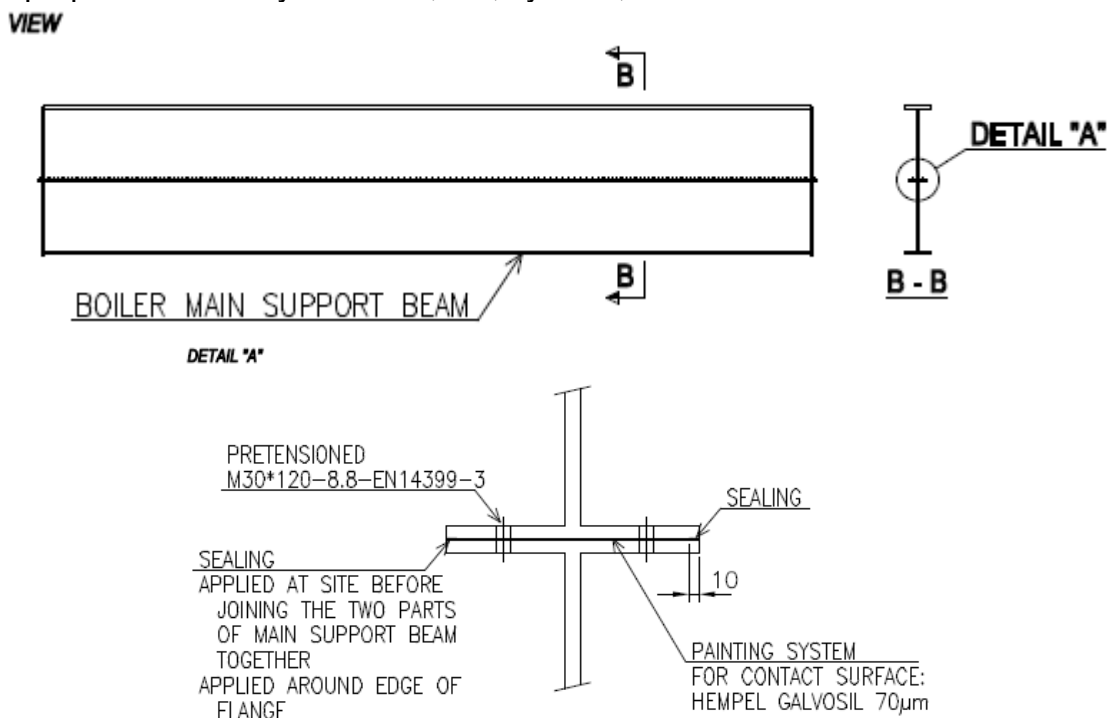
- o Základové dosky pre stípy
- o Nosníky plošín
- o Vertikálny a horizontálny výstužný systém
- o Strešné nosníky
- o Stenové a strešné väznice
- o Konštrukcie pre stenové a strešné otvory
- o Tenkostenné profily pre opláštenie a strechu
- o Nosná oceľ pre kanály, potrubia, káblové žľaby, zariadenia a nádrže
- o Schodiskové nosníky s nástupnými plošinami
- o Rebríky
- o Schodiskové zábradlia
- o Trapézový plech na stratené debnenie pre betónové plošiny a okrajové formy so všetkým potrebným príslušenstvom
- o Nosníky pre betónové plošinové nosníky
- o Závesné drážky pre zdvíhacie zariadenia
- o Skrutky, matice a podložky pre konštrukčnú oceľ

Technológia kotla na výrobu bioproduktov bola zavesená pomocou tiahel, ktoré sú kotvené do boilerových nosníkov v úrovni +84,000 m. Hlavné boilerové nosníky (4 ks) sú osadené na krabicových stípmoch (8ks) s prierezom 800x700 mm. Dĺžka hlavných boilerových nosníkov je 26,2 m; výška 5,2 m; hmotnosť 90 ton/ks.



Výroba ocelových nosníkov prebehla v priestoroch spoločnosti Promont s.r.o.. Značný problém pri realizácii projektu predstavovala preprava nadrozmerných nosníkov na miesto výstavby. V súvislosti s touto problematikou bolo potrebné nájsť riešenie ako nosníky rozdeliť, aby ich kamiónové prepravné spoločnosti dokázali transportovať do mesta Kemi a zároveň, aby nosníky staticky spĺňali hodnoty zaťaženia technológiou kotla.

Valmet Technologies Oy spolu s hlavnou projekčnou spoločnosťou WSP Oy a Promont, s.r.o. navrhli technické riešenie pozdĺžneho delenia nosníkov tak, aby sa dosiahli prepravné rozmery: dĺžka 26,2 m; výška 2,5 m a hmotnosť 45 ton.

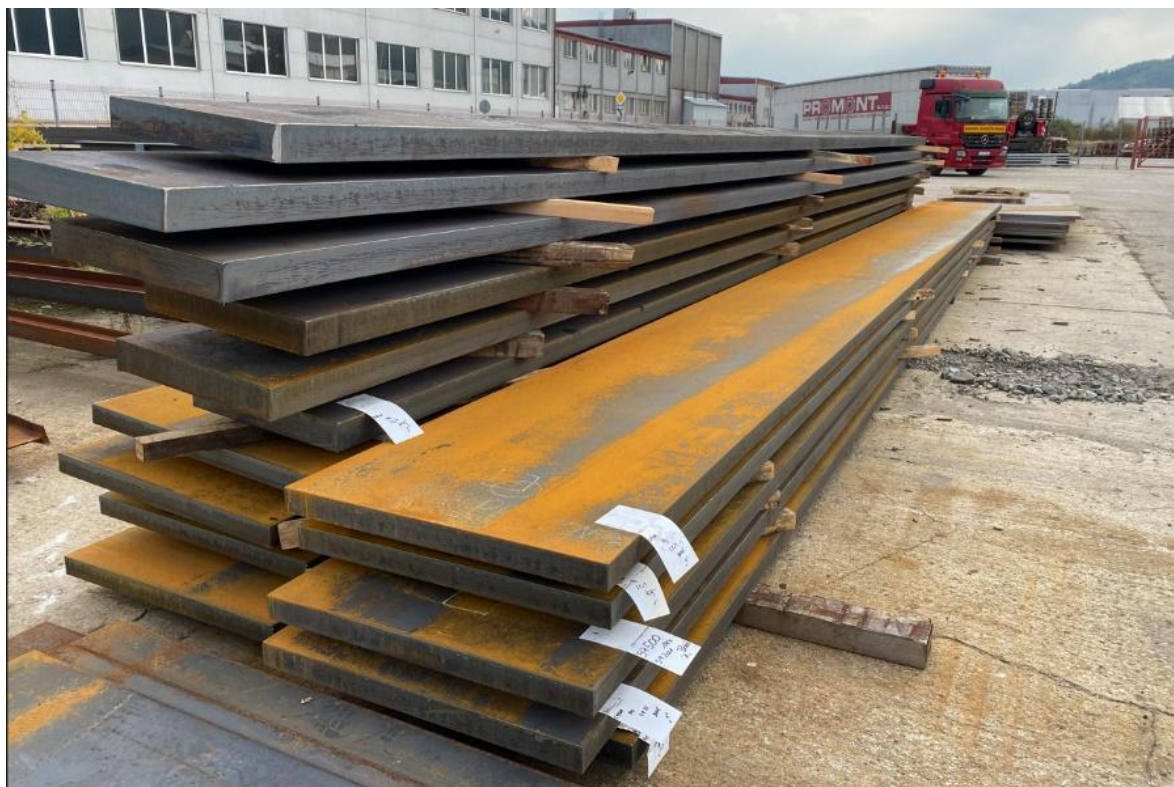


## 2 Nákup materiálu

Z dôvodu optimalizácie hmotnosti a zvýšenie statiky ocelevej konštrukcie sú na budove kotolne používané zvarané profily. Na projekte je použitých viac ako 60% zvaraných profilov z celkovej hmotnosti budovy, čo predstavuje hmotnosť viac ako 3 000 ton a dĺžku 10 000 metrov.

Veľký dôraz kladie spoločnosť Promont, s.r.o. na objednávanie vstupných materiálov priamo z hutí. Pri výrobe zvaraných profilov je potrebné minimalizovať odpady, ktoré vznikajú pri pálení položiek. Medzi hlavné zvarané profily patria hlavné krabicové stĺpy (welded box columns), ktoré sú vyrobené z plechov hrúbky 25 - 35 mm, dĺžky 15 m a s hmotnosťou 425 ton. Akosť materiálu zodpovedá S460N. Hlavné boilerové nosníky pozostávajú z pásnic z materiálu hrúbky až 100 mm, stojina nosníka zodpovedá hrúbke 35 mm; výške 2,5 m s celkovou hmotnosťou 350 ton. Na výrobu zvaraných profilov boli použité poloautomatické linky.

Zábradlie vo vnútornom prostredí je vyrobené z materiálu S235 ošetrené povrchovým náterom, pričom na výrobu zábradlia a rebríkov pre vonkajšie prostredie je použitý nerezový materiál triedy 1.4301. Vo vnútornom prostredí sa nachádzajú zvarané rošty SP30\*2/21\*75 a vo vonkajšom prostredí zasa protišmykové rošty (serrated type) SP30\*3/34\*101 s povrchovou úpravou žiarového zinkovania.



### 3 Výroba

Výroba a montáž ocelovej konštrukcie je zaradená do triedy EXC2 (sekundárna OK) a EXC3 (primárna OK) zodpovedajúca EN 1090-2 a kvalitatívnej špecifikácii zákazníka.

Základnou požiadavkou pri výrobe je dosledovateľnosť vstupných materiálov v procese výroby (traceability) a jej výsledkom je odovzdávajúca dokumentácia vrátane všetkých protokolov z výroby. Z časového hľadiska výroba a dodanie ocelovej konštrukcie kotla trvali 8 mesiacov, čo pri objeme 5 600 ton predstavovalo mesačnú výrobu v priemere 700 ton.

Výstavba regeneračného kotla bola rozdelená do 6. fáz, ďalšie samostatné budovy FGFR, SAP a ESP tvorili zvyšné fázy. Jednou z hlavných požiadaviek zákazníka je dodržiavanie dohodnutých termínových míľnikov pre výrobu, dodanie a hlavne montáž ocelovej konštrukcie. Promont, s.r.o. montážou zahájil výstavbu budovy kotolne a následní dodávatelia na stavbe, ako dodávatelia technológií, opláštenia a iných súčastí boli viazaní plnením termínov zo strany Promont, s.r.o..

Z hľadiska dodržania naplánovaných termínov výroby a následnej expedície bol vypracovaný podrobný plán výroby. Jeho plnenie sa zaznamenávalo do „progress reportu“, ktorého plnenie zákazník pravidelne kontroloval aj osobnými inšpekčnými kontrolami priamo vo výrobných priestoroch Promont, s.r.o. Okrem kontroly plnenia dohodnutých termínov fínski inšpektori kvality kontrolovali všetky procesy výroby od vstupných materiálov, kvality zvarovania, povrchovej úpravy až po balenie dielcov pre expedíciu.

Výroba sa začala delením plechov kvôli výrobe zvarovaných profilov v páliciach centrách. Zvarovanie profilov prebiehalo pomocou dvoch zvaracích liniek, v ktorých sa prevádza druh zvarovania pod tavidlom. Napálené polotovary (pásnice) sa delili podľa toho, aká veľká bola požiadavka na zvar profilu. Pri zvaroch do veľkosti 6 mm sa



skladanie a zváranie profilov prevádzalo v poloautomatickej zváracej linke Kistler a pri požiadavke veľkosti zvarov na viac ako 6 mm v zváracom centre Corimpex.

Zvárací automat Kistler disponuje dvomi twins horákmi, čo umožňuje na jeden úkon prevádzanie dvojrstvového zvaru súčasne z oboch strán stojiny. Dôležitá výhoda súčasného obojstranného zvárania je, že zváraný profil nie je po prevedení zvárania prehnutý, čo má veľmi pozitívny vplyv na kvalitu zváraných profilov a efektivitu práce.

Zvárané profily sa vyrábali s prídavkom cca 50-100 mm pre orezanie profilu na presnú požadovanú dĺžku. Orezávanie prebieha v pilovrtacích centrách Voortman, kde sa okrem skracovania profilu na presné dĺžky, aj značia pozície ďalších položiek ako sú výstupy a profily pre zhotovenie dielca. Zároveň sú do profilu vŕtané diery a otvory podľa údajov na výkresoch.

Výroba z valcovaných profilov prebieha v prvom kroku v pilovrtacích centrách Voortman, kde podľa NC súborov je profil skrátený na požadovanú dĺžku, sú na ňom navŕtané diery a označujú sa pozície výstuh a číslo dielca. Ak je potrebné prevádzanie tvarových otvorov, ako napríklad drážky jaklových profilov pre koncové platne, či výpaly na koncoch profilov, tak sa to uskutočňuje pomocou robotickej ruky. Týmto automatizovanými pracoviskami sa okrem efektivity práce minimalizujú aj nepovolené odchýlky, ktoré majú negatívny vplyv na kvalitu a rýchlosť montáže.

Dôležitou požiadavkou pri výrobe hlavných stĺpov je „Full contact“ medzi čelnými prípojnými platňami. Prípojné čelné platne majú rozmery PL70 x 1 220 x 1 220, preto bola potrebná predmontáž na seba naväzujúcich stĺpov, aby bol zabezpečený plný kontakt medzi spojovacími platňami ako aj rovinnosť (zvislosť) stĺpov pri montáži.



Hlavné boilerové nosníky boli najskôr naprojektované ako nosník s rozmermi: dĺžka 26,2 m; výška 5,2 m a hmotnosť až 90 ton/kus. Ako už bolo spomenuté v časti projekcia, hlavné boilerové nosníky boli pozdĺžne rozdelené na dva kusy.





Ručnými vysokotlakovými striekacími zariadeniami boli natierané nadrozmerné a tvarovo zložité dielce. Ostatné diely boli natierané pomocou striekacej linky.





## 5 Transport a logistika

Koncept logistiky ocelovej konštrukcie bol založený na tom, že dielce boli dovážané priamo k budove boileru, aby boli v dosahu rádiusu dvoch vežových žeriavov, ktoré slúžili na ich montáž.

Montážna plocha bola obmedzená skladovou plochou, preto pre každú fázu bol vypracovaný montážny plán. Jednotlivé fázy transportu boli rozdelené na menšie časti, aby logistika a dovoz jednotlivých dielcov zodpovedal aktuálnej potrebe montáže. Ako príklad uvádzame dodanie 850 ton v rámci 1. fázy, ktoré museli byť transportované na stavenisko v období 3 týždňov. To predstavovalo 45 kamiónových prepráv a teda potrebu vyexpedovať 3 kamióny denne.

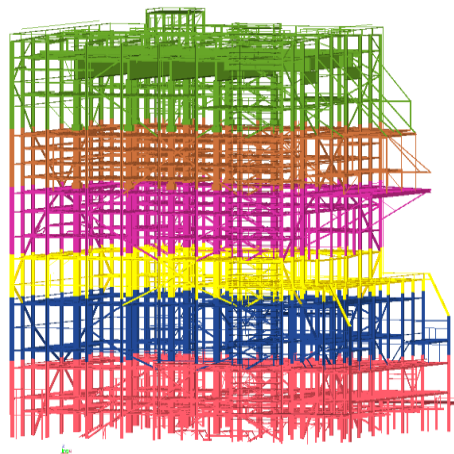
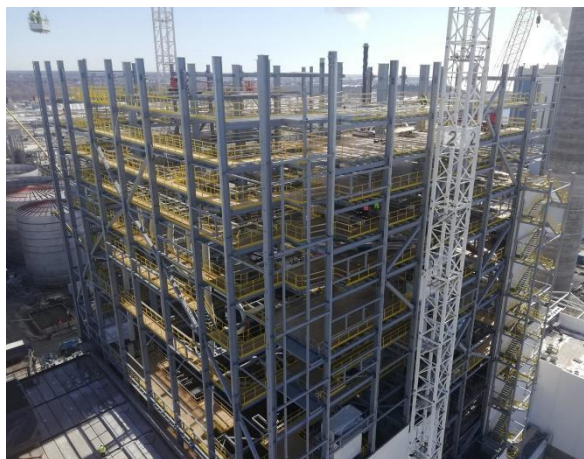
Výzvou bol aj rozkol medzi plánovaním dopravy a skutočným stavom. Transport kamiónov trvá priemerne 5 dní ale občas sa predĺžil aj na 10 dní z logistických dôvodov, čo nám spôsobovalo výrazné komplikácie pri plánovaní a uskutočňovaní montáže.





## 6 Montáž

Doba montáže budovy boileru a ostatných menších objektov bola harmonogramom určená od konca novembra 2021 na 6 mesiacov.



Montáž budovy kotla bola rozdelená do 6. fáz, čo predstavuje 15 výškových metrov v rámci každej fázy. V časovom harmonograme bol na montáž 1. fázy určený jeden mesiac, čo predstavovalo montáž 850 ton ocelevej konštrukcie. Počas 6. fázy, ktorá siaha až do výšky 90 m bolo potrebné namontovať až 1 200 ton ocele. Aby bolo možné tak veľký objem konštrukcie namontovať v relatívne krátkom čase, bolo potrebné najskôr zmontovať hlavnú, nosnú konštrukciu boileru, pričom na predmontážnej ploche sa predmontovali zo sekundárnych nosníkov, roštov a zábradlí ucelené časti plošín, ktoré sa následne zabudovali do už namontovanej hlavnej konštrukcie.



Počas montáže ocelovej konštrukcie prebiehala súčasne aj montáž niektorých nadrozmerných technologických častí. Montáž ocelovej konštrukcie prebieha za pomoci dvoch vežových žeriavov a pracovných plošín. Spodná časť konštrukcie kotla výšky 30 m sa montovala pomocou pracovných plošín umiestnených po obvode a vo vnútri kotla. Montáž vo výške nad 30 metrov prebehla za použitia pracovných plošín (Nifty), ktoré boli umiestnené na už dokončených podlažiach boileru.



V strede budovy kotla, na pôdoryse 26 x 22,6 m, je umiestnených 8 ks hlavných boilerových stĺpov. Stĺpy sú vo forme zvaraných boxov WB700-35-35\*800/50 a siahajú do výšky 80 m. Na stĺpoch sú namontované 4 ks hlavných boilerových nosníkov.

Pri montáži boilerových nosníkov boli použité pásové žeriavy. Z dôvodu veľkej vzdialenosti vyloženia sa museli použiť 2 pásové žeriavy - jeden bol umiestnený na východnej strane boileru pre zdvih 2 ks nosníkov a druhý pásový žeriav bol umiestnený na západnej strane boileru pre zdvih ďalších 2 ks nosníkov. Na týchto hlavných boilerových nosníkoch sú namontované terciárne boilerové nosníky, na ktoré sa za pomoci tiahel zavesila technológia kotla.



### **Záver**

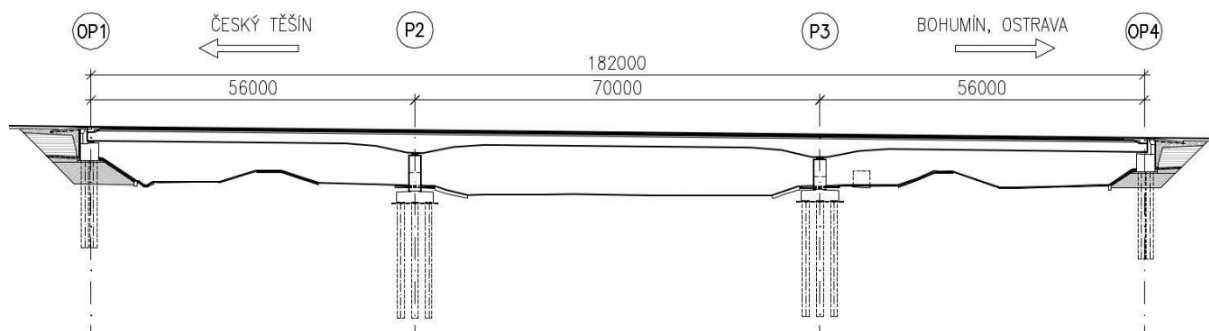
Kotol v Kemi je jednou z najväčších investícií v Fínsku. Spoločnosť PROMONT s.r.o. sa na jej výstavbe podieľala dodávkou ocelevej konštrukcie. V súčasnej dobe sa (máj 2023) na stavbe prebiehajú dokončovacie práce. Plánované spustenie prevádzky je na jeseň roku 2023.

*Pavol Masnica, Ján Macášek*

## MOST PŘES OLŠI NA OBCHVATU KARVINÉ – OCELOVÁ NOSNÁ KONSTRUKCE

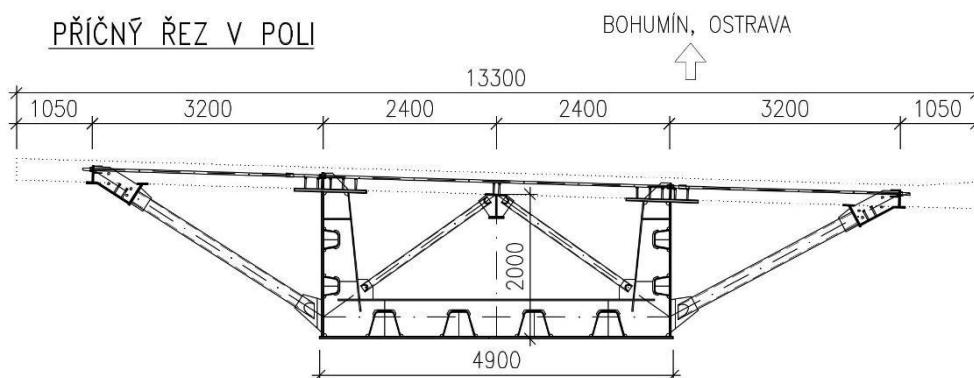
Ing. David Marván, Ing. Petr Nečasal  
PIS PECHAL, s.r.o.

Nově budovaný obchvat Karviné po komunikaci I/67 překonává také řeku Olši pomocí nového mostu. Jedná se o ocelobetonový most o třech polích s teoretickým rozpětím 56 + 70 + 56 m. Nosnou konstrukci tvoří ocelová komora spolu se sřáženou železobetonovou deskou.



Obr. 1 – Podélný řez mostu

Nosná ocelová konstrukce je tvořena komorovým průřezem se svislými stěnami. Jednostranný příčný sklon je zajištěn různou výškou levé a pravé stěny komorového průřezu. Horní pásnice ocelové komory jsou pak ke stěnám přivařeny ve sklonu příčného spádu žb desky mostovky. Dolní pásnice je vodorovná. Nad pilíři je proveden výškový náběh. Celý průřez komorového nosníku (pásnice a stěny) je zhotoven z oceli S460NL.



Obr. 2 – Příčný řez v poli

Komorový průřez je vyztužen systémem příčných a podélných výztuh. Příčné výztuhy jsou tvořeny stěnou a pásnicí, které vytváří T-profil. Rastr příčných výztuh je cca 3500 mm. V oblastech náběhů je pak systém příčných výztuh zahuštěn. Podélné výztuhy jsou uzavřené, ve tvaru korytek a jsou průběžné. Pouze v místě pilířů přechází uzavřené korytkové výztuhy na dolní pásnici v jednoduché. Vzhledem k šířce komorového průřezu a uložení mostu přes dvojici ložisek na každé podpěře vzniká v oblasti pilířů prostor s množstvím výztuh, jak je patrné z 3D modelu a fotografií

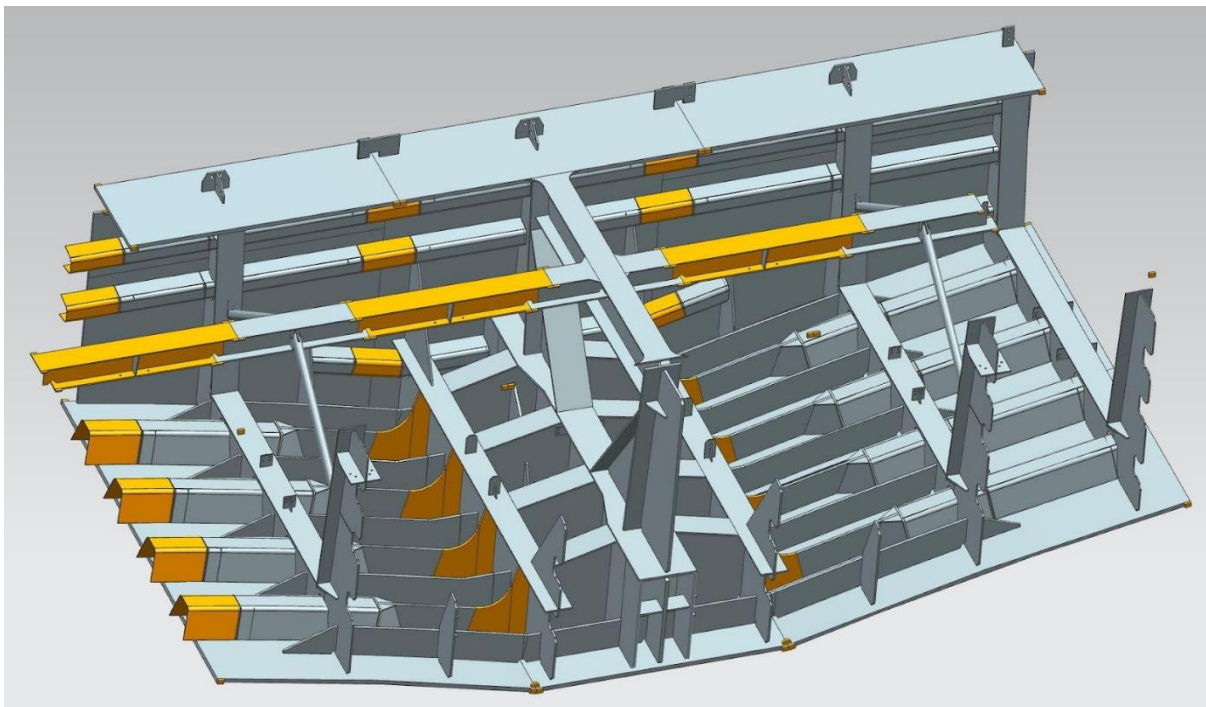


z realizace. Podélné výztuhy jsou navrženy z oceli S460NI, příčné výztuhy do tloušťky plechu 40 mm pak z oceli S355J2+N. Plechy nad 40 mm jsou taktéž z oceli S460NL.



Obr. 3 a 4 - Příčný řez v poli na dílně a na montáži s PKO

Vzhledem k šířce a tloušťce žb desky byly navrženy vnitřní a vnější podélníky, které jsou vynášeny systémem vzpěr. Vzpěry jsou z trubek. K zajištění polohy vzpěr při betonáži jsou v úrovni žb desky navrženy dvojice táhel z předpínacích tyčí. Tyto táhla pak umožňují výškovou rektifikaci vnějších podélníků.



Obr. 5 - Pohled na podporovou oblast nosné ocelové konstrukce (3D model, NX Siemens)



Obr. 6 – Pohled na podporovou oblast na dílně



Spřažení mezi žb deskou a ocelovou konstrukcí je navrženo pomocí spřahovacích trnů, které bylo na horní pásnici nutno navařit v přesně daných schématech s ohledem na použití filigránových desek jako ztraceného bednění.



Obr. 7 – Pohled na sestavu při dílenské přejímce

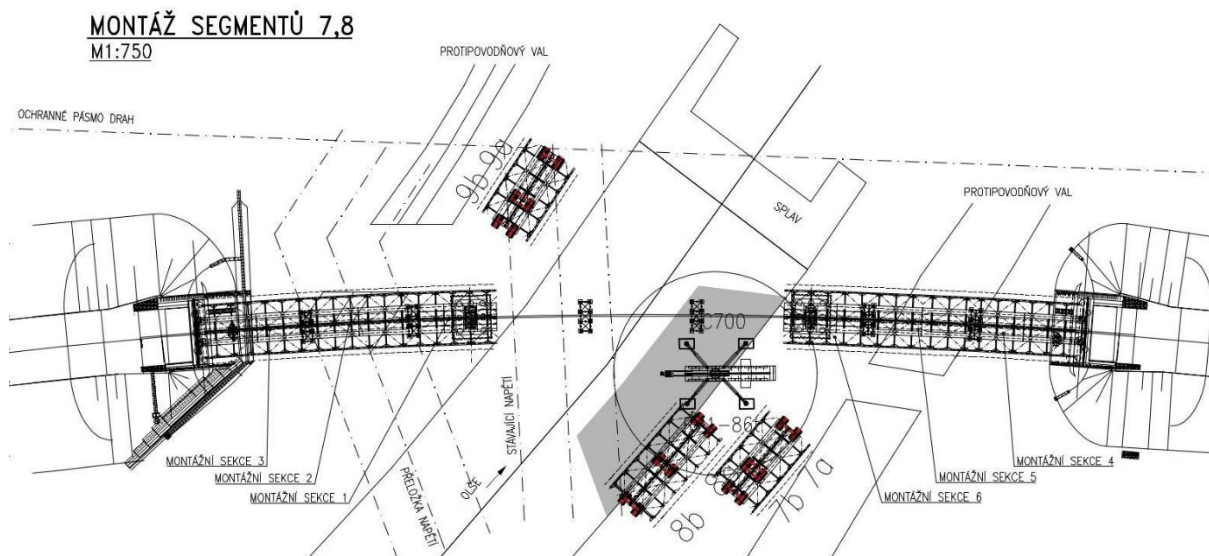
Konstrukce je na každé podpěře uložena na spodní stavbu pomocí dvojice kalotových ložisek. Pevné podepření je navrženo na pilíři P3. Jelikož však bylo vzhledem k postupu výstavby nutno pevný bod během montáže přemísťovat, bylo pro tyto účely navrženo montážní podepření s odnímatelnými příčnými a podélnými zarážkami. Po dokončení celé nosné konstrukce byly tyto přípravky demontovány a na jejich místo byla osazena zmíněná kalotová ložiska.





Obr. 8 – Montážní zajištění pevného bodu

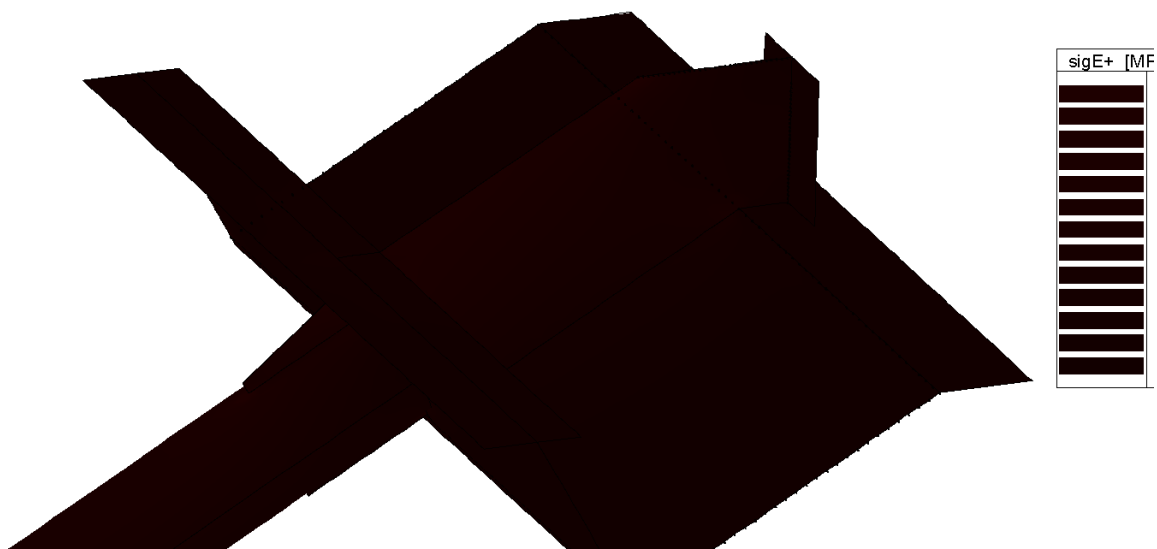
Montáž probíhala blokově. Konstrukce byla rozdělena na dílce tak, aby jejich výrobní hmotnost nepřesáhla 40 tun. Toto omezení vniklo z důvodu manipulačních možností v mostárně. Na předmontáži pak byly dílce svařeny ve větší celky a byly také osazeny vnější podélníky. Takto připravené montážní sekce byly mobilním jeřábem AC700 osazovány do mostního otvoru. Nejtěžší nadpilířová sekce měla hmotnost 110 tun. Běžné polové sekce vážily do cca 85 tun. Pro osazení sekce nad řekou Olše bylo nutno koryto řeky Olše částečně zasypat a zřídit v korytě montážní plošinu.



Obr. 9 – Schéma montáže sekce 7 a 8 s umístěním jeřábu do koryta řeky Olše

Stavba je prováděna na poddolovaném území. Bylo tedy nutno ji navrhnout na tyto účinky, a to včetně dilatačních rozsahů a nerovnoměrných poklesů. Projevy poddolování se objevily už při samotné výstavbě, kdy bylo naměřeno sedání stabilizovaných bodů vytyčovací sítě. Na tomto území je však s podobnými jevy nutno počítat. Nosná konstrukce byla tedy již v průběhu výstavby rektifikována.

Statická analýza byla provedena na několika výpočtových modelech v programových systémech NEXIS a RFEM. Základní model byl prutový a sloužil pro získání vnitřních sil na hlavním nosníku. Pro přesnější představu o chování konstrukce byl vytvořen prostorový deskostěnoprutový model, který sloužil pro analýzu podélníků, příčníků a vzpěr. Pro ověření chování jednotlivých prvků byl tento model v určitých místech zpřesněn nebo byl vytvořen samostatný podrobný model určitého výseku konstrukce pro analýzu klíčových detailů.



Obr. 10 – Detail namáhání vnější vzpěry v napojení na podélník

Tento příspěvek se zabývá pouze samotnou ocelovou nosnou konstrukcí. K mostu však neodmyslitelně patří i spodní stavba, která je masivní železobetonová založená na velkopřůměrových pilotách. Železobetonová deska celkové tloušťky 300 mm byla betonována do ztraceného bednění z prefabrikovaných železobetonových filigránů.

Termín dokončení a zprůjezdnění obchvatu je stanoven na polovinu července tohoto roku. Věříme, že tato stavba uleví Karviné a příjemní cestu řidičům.

#### Účastníci výstavby:

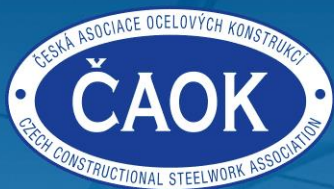
Investor:	Ředitelství silnic a dálnic ČR
Zhotovitel stavby:	Skanska, a.s.
Koordinátor RDS:	TUBES spol. s r.o.
Projektant RDS SO:	PIS PECHAL, s.r.o. – nosná ocelová konstrukce, generální projektant
	PRIS spol. s r.o. - založení, spodní stavba, žb deska a příslušenství

Zpracovatel VV: PIS PECHAL, s.r.o.  
Dodavatel a montáž OK: Hutní montáže a.s.  
Výroba OK: Mostárna Lískovec CZECH s.r.o.; VÍTKOVICE  
ENERGETICKÉ STROJÍRENSTVÍ a.s



Obr. 11 – Pohled na smontovanou ocelovou konstrukci





## Budoucnost je v ocelových konstrukcích

Ocel vstoupila bezpochybně i do 21. století jako jeden z nejvýznamnějších a nejvšestranněji použitelných stavebních materiálů. Ocel je vyráběna a používána ve své široké výrobní a jakostní škále. Je to právě neobyčejná a trvalá inovativní schopnost oceli v podobě jejího nevyčerpatelného bohatství, potenciálu vývoje výrobků, technologií a také komerční obslužnosti, která umožňuje nejen si své pozice jednoho z nejzákladnějších materiálů udržet, ale i prosazovat stále nové sféry využitelnosti. O vlastní využití tohoto potenciálu by se měla zasadit i Česká asociace ocelových konstrukcí a také se o to intenzivně a na různých úrovních snažit.

[www.caok.cz](http://www.caok.cz)



**Zajišťujeme všechny činnosti související s tvorbou,  
vydáváním a distribucí českých technických norem.**

- nabízíme přístup do licencované databáze českých technických norem ČSN online
- zprostředkujeme nákup technických norem od vydavatelů ze zahraničí
- vydáváme komentovaná znění technických norem
- připravujeme metodiky a standardy pro zavádění metody BIM do českého stavebnictví
- provozujeme zákaznické centrum s prodejnou a studovnou norem
- vydáváme magazín ČAS [www.magazin-cas.cz](http://www.magazin-cas.cz) a další odborné publikace

## ČSN...ONLINE

Online přístup k plnotextové databázi českých  
technických norem a technických normalizačních  
informací prostřednictvím předplatného.

**Modul pro jednotlivce**  
**Modul pro firmy**

**Ceny od 1 000,- Kč do 7 000,- Kč / licence**

- snadná a rychlá online registrace
- více než 66 000 dokumentů
- více než 26 000 uživatelů
- zvláštní přístupy pro veřejné knihovny



### Technická podpora

pro jednotlivce: [csnonline@agentura-cas.cz](mailto:csnonline@agentura-cas.cz)  
pro firmy: [firmy.csnonline@agentura-cas.cz](mailto:firmy.csnonline@agentura-cas.cz)  
zvláštní přístupy: [info@agentura-cas.cz](mailto:info@agentura-cas.cz)

## BIM KONCEPCE

BIM je proces vytváření, sdílení, užití a správy dat o stavbě během jejího  
celého životního cyklu. BIM – klíčový faktor digitalizace stavebnictví, efektivity  
a atraktivity oboru.

- připravujeme standardy a metodiky pro veřejné zadavatele a stavební trh pro celý životní cyklus staveb
- podporujeme veřejné zadavatele při zavádění metody BIM
- nabízíme vzdělávání a osvětu na akcích s možností uspořádání školení na klíč
- adaptujeme mezinárodní zkušenosti pro potřeby českého prostředí
- provozujeme informační portál [www.KoncepceBIM.cz](http://www.KoncepceBIM.cz) pro odbornou i laickou veřejnost

### BIM – digitalizace staveb



# NÁVRH OCELOVÝCH PŘÍPOJŮ BEZ PROBLÉMŮ

- ✓ jakákoliv geometrie
- ✓ jakékoliv zatížení
- ✓ za pár minut

## AUTOMATICKY GENEROVANÝ MODEL

Včetně všech plechů, svarů, šroubů a kotev

## KOMPLETNÍ POSUDEK

Posudek přípoje podle Eurokódu a dalších norem

## INTEGROVANÝ PRACOVNÍ POSTUP

BIM propojení s nejrozšířenějšími MKP/CAD programy

## STANOVENÍ TUHOSTI

Rotační a osová tuhost libovolného styčnicku

## LOKÁLNÍ STABILITA

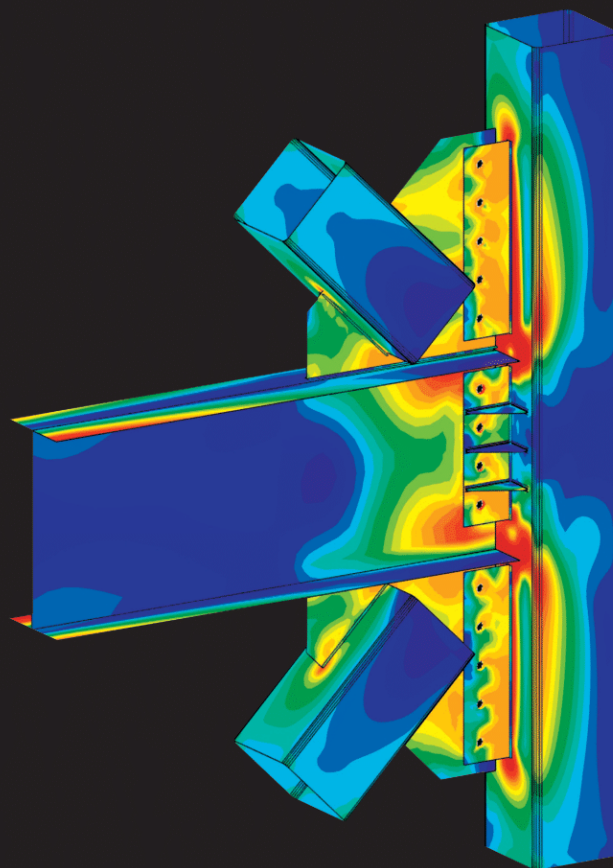
Lokální boulení a součinitele kritického zatížení

## ANALÝZA ÚNAVY

Nominální napětí od cyklického namáhání

## PODROBNÝ PROTOKOL

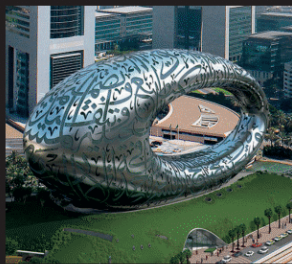
Včetně schématických nákrešů



## Referenční projekty



Velodrom - Jakarta  
(Indonésie)



Museum of the Future - Dubaj  
(Saudská Arábie)



Železniční most přes Vltavu  
(Česká republika)



Waterloo Station - Londýn  
(Velká Británie)

Vyzkoušejte na 14 dní ZDARMA na  
[www.ideastatica.cz](http://www.ideastatica.cz)



KONECRANES S-SÉRIE  
NOVÝ STANDARD ZDVIHÁNÍ

## Inovativní nosník

**Nový, revoluční nosník mostového jeřábu má posuvné spojení. To znamená, že jeřáb vyhovuje větším tolerancím jeřábové dráhy.**



### Dokonale přizpůsobivý jeřábové dráze

- Žádné odchylky a větší tolerance na dráze díky posuvnému spojení

### Snadná kontrola

- Snadné vizuální, nedestruktivní kontroly a lepší vyhodnocení stavu jeřábu díky tomu, že svary jsou umístěny mimo hlavní nosník.



**Konecranes and Demag s.r.o.**

Bienerova 1536, 274 81 Slaný  
Tel.: +420 312 514 111  
info.czech@konecranes.com

**konecranes.cz**





# Víme, jak stavět

Metrostav DIZ je moderní, rychle rostoucí stavební společnost s vysokými etickými standardy, která již více než 25 let úspěšně působí na českém stavebním trhu. Pro své zákazníky je spolehlivým partnerem v mnoha segmentech stavební výroby díky profesionálnímu a férovému přístupu kvalifikovaných zaměstnanců, důrazu na inovace a ohleduplnému vztahu k životnímu prostředí i občanské společnosti.

[www.metrostavdiz.cz](http://www.metrostavdiz.cz)

**metrostav DIZ**

Název: XXV. konference Ocelové konstrukce 2023 – Sborník příspěvků

Zpracoval: kolektiv autorů

Vydal: SEKURKON s.r.o.

Vyšlo: květen 2023

ISBN: 978-80-86604-90-9

Publikace neprošla obsahovou ani jazykovou úpravou.

Za věcnou správnost, písemnou a grafickou úroveň příspěvků odpovídají autoři.