

Jiná ověření:		Paré:	
Orientační schéma: 		Razítko oprávněné osoby: Podpis: _____ Datum: _____	
Revize:	Datum:	Popis:	Kontroloval:
000	30.8.2024	Definitivní odevzdání dokumentace	Ing. Štěpán Kameš

Stavebník/Investor: Adresa: Zástupce investora: Adresa:	Správa železnic, státní organizace Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 Oblastní ředitelství Ostrava Muglinovská 1038, 702 00 Ostrava	
--	---	--

Zhotovitel díla: Adresa: Kontakt:	SUDOP BRNO, spol. s r.o. Kounicova 26, 611 36 Brno T: +420 972 625 804 E: sudop@sudop-brno.cz	
Zhotovitel objektu: Adresa: Kontakt:	SUDOP BRNO, spol. s r.o. Kounicova 26, 611 36 Brno T: +420 972 625 804 E: sudop@sudop-brno.cz	
Hlavní projektant (HIP):	Ing. Štěpán Kameš	Specialista: Ing. Štěpán Kameš

Název stavby/akce:	Mosty na trati Olomouc hl. n. – Krnov (2191): SO 04 - Most v km 79,335	Označení investora: R602300012 Označení zhotovitele: 23122
Název části:	Mosty, propustky a zdi	Označení části: D.2.1.04
Název objektu/díle části:	Most v km 79,335	Označení objektu/komplexu: SO 04.2
Název přílohy:	Statický výpočet	Číslo přílohy: 3.001
Odpovědný projektant: Ing. Štěpán Kameš	Zpracovatel přílohy: Ing. Petr Slovják	Měřítko: Formáty:
Kraj:	Katastrální území:	TUDU:
Moravskoslezský	Zátor [791202]	2191 22
		Stupeň dokumentace: PDPS Smluvní datum zpracování: 30.8.2024

Označení investora::	Stupeň dokumentace:	Část:	Objekt:	Podoblast:	Příloha:	Revize:
R 6 0 2 3 0 0 0 1 2	- P D P S	- D 2 1 0 4	- S O 0 0 0 0 0 0 4	- 2 X	- 3 - 0 0 1	- 0 0 0

**Mosty na trati
Olomouc hl. n. – Krnov (2191):
SO 04 - Most v km 79,335**

SO 04.2 Most v km 79,335

Statický výpočet

Obsah

Identifikační údaje	3
Výpočet zatížitelnosti	3
1 Základní údaje	4
2 Zatížení mostu	4
2.1 Stálé zatížení	4
2.2 Nahodilé zatížení – dopravou	4
2.3 Nahodilé zatížení – větrem	6
3 Kombinace pro hrobečky	7
4 Spodní stavba	7
4.1 Zatížení	7
4.2 Kombinace	8
4.3 Posouzení vlepované výztuže opěr	8
4.3.1 Geometrie	9
4.3.2 Zatížení	9
4.3.3 Posouzení plochy průřezu	9
4.3.4 Posouzení oceli a určení délky přesahu	10
4.3.5 Návrh výztuže v tlaku	12
4.3.6 Ověření smyku na rozhraní	13
4.3.7 Montážní pokyny	13
4.4 Vlepovaná výztuž křídel	14
4.4.1 Zatížení a kombinace	14
4.4.2 Posouzení plochy průřezu	14
4.4.3 Výztuž v tahu	15
4.4.4 Smyk na rozhraní	16
5 Nosná konstrukce	17
5.1 Model a zatížení	17
5.2 Kombinace a vnitřní síly	18
Příloha č.1 – Přehled zatížitelnosti části mostu	19

Identifikační údaje

Název stavby:	Mosty na trati Olomouc hl. n. – Krnov (2191): SO 01 - Most v km 77,596
Stupeň dokumentace:	Projektová dokumentace pro stavební povolení Projektová dokumentace pro provádění stavby
Dílčí část:	SO 04.2 Most v km 79,335
Charakter dílčí části:	změna dokončené stavby trvalá
Vžitý název mostu:	-
Nové staničení objektu:	km 79,335
Nový vlastník objektu:	Správa železnic, s. o.
Správce objektu:	Správa železnic, s. o., OŘ Ostrava, SMT
Účel objektu:	převedení železniční tratě přes účelovou komunikaci
Komunikace na mostě:	železniční trať – 1 kolej, TÚ 2191 DU 22
Překonávaná překážka:	Účelová veřejně přístupná komunikace (částečně zpevněná)
Bod křížení:	Y = 516 898.315; X = 1 073 568.022
Úhel křížení:	90°
Katastrální území, pozemky:	k. ú. Zátor [791202] 1150 – ČR; Správa železnic, s.o., Dlážďená 1003/7, 110 00 Praha 1
Místo stavby dílčí části:	evidenční km 77,596
Trať podle Prohlášení o dráze:	840 00 Opava východ - Olomouc hl.n.
Stávající traťový úsek TU:	2191 Olomouc hl.n. (mimo) - Krnov (mimo)
Definiční úsek DU:	22 Milotice nad Opavou - Brantice
Kategorie dráhy:	celostátní
Kategorie trati dle TSI:	P3/F1

Výpočet zatížitelnosti

Zatížitelnost není tímto statickým výpočtem stanovována. Výpočet zatížitelnosti a přechodnosti mostu byl poskytnut investorem jako podklad pro projekční práce a není tak vyžadován nový výpočet.

Přepočet a stanovení zatížitelnosti mostního objektu dle platných norem a Metodického pokynu SŽ, s.o. pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů provedl za Správou železnic, s.o.; Centrum telematiky a diagnostiky Ing. Michal Kábrt v únoru 2021.

Z tohoto přepočtu je převzata tabulka zatížitelnosti jako příloha P1.

1 ZÁKLADNÍ ÚDAJE

typ nosné konstrukce	ocelová prvková
počet mostních otvorů	1
rozpětí mostu	$L_{kolmé} = 4.35$ m
délka mostu	$L_{kce} = 4.67$ m
šířka mostu	$B_{celk} = 2.4$ m
příčná vzdálenost ložisek	$B_{ložisek} = 1.8$ m
výška konstrukce	$H_{kce} = 0.815$ m
výška uložení konstrukce	$H_{ložisek} = 0.91$ m
světlost otvoru	$L_{otvoru} = 3.73$ m
tloušťka opěr	$t_{op} = 1.8$ m

2 ZATÍŽENÍ MOSTU

souč. stálého zatížení nepříznivý	$Y_{G,sup} = 1.35$
souč. stálého zatížení příznivý	$Y_{G,inf} = 1.00$
souč. nahodilého zatížení LM71	$Y_{Q,LM71} = 1.45$
souč. nahodilého zatížení	$Y_Q = 1.50$

klasifikační součinitel	$\alpha = 1.10$... 3. třída tratí
maximální rychlost na mostním objekt	$V = 70$ km/h
TTZ s přidruženou rychlostí:	C3/120

2.1 Stále zatížení

hmotnost ocelové konstrukce	$m = 2100$ kg
vlastní tíha ocelové konstrukce	$g_{ok} = 21$ kN
tíha prachů (8ks)	$g_{prache} = 8 \cdot 0.24 \cdot 0.24 \cdot 2.4 \cdot 0.9 = 1.00$ kN
žel. svršek na mostě	$g_{uic60} = 1.2 \cdot 4.67 = 5.604$ kN
pororošty 21kg/m ²	$g_{podlaha} = 1.37$ kN
Σ stálého zatížení	$g_k = 28.97$ kN
- na jedno ložisko	$g_{k,1} = 7.24$ kN

2.2 Nahodilé zatížení - dopravou

2.2.1 Dynamický součinitel ϕ

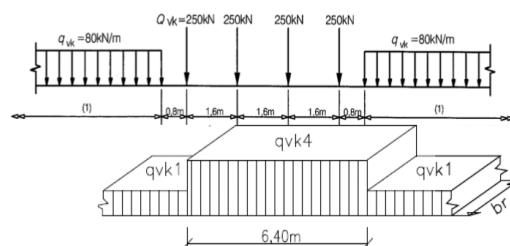
náhradní délka mostu	$L_\phi = 4.35$ m
dyn. souč pro standardně udrž. Kolej	$\phi_3 = 1.875$
v rozmezí $1.00 < \phi_3 < 2.00$	$\phi_3 = 1.875$ -

2.2.2 Model zatížení LM71

svislá síla modelu LM71	$Q_{vk} = 250$ kN
odpovídající zatížení	$q_{vk4} = 156.25$ kN/m
spojité zatížení modelu LM71	$q_{vk} = 80$ kN/m

podélný roznos zatížení bez zohlednění prachů:

$q_{vk4} = 4 \cdot Q_{vk} / (6.4 \cdot b_r) =$	$4 \cdot 250 / 6.4 = 156.25$ kN/m
s dynamickými účinky α	$156.25 \cdot 1.875 \cdot 1.1 = 322.3$ kN/m
účinek na jednu opěru	$322.3 \cdot 4.67 / 2 = 752.7$ kN
vliv excentricity vlaku vůči koleji 1,25:1,00	418.16 kN



2.2.3 Model nezatížený vlak

charakteristická hodnota zatížení	$q_{prazdny} = 14.00$ kN/m
účinek na jednu opěru	$1.1 \cdot 1.875 \cdot 14 \cdot 4.67 / 2 = 67.4$ kN
vliv excentricity vlaku vůči koleji 1,00:1,25	33.72 kN

Kategorie terénu:

III

Oblasti rovnoměrně pokryté vegetací nebo budovami, nebo s izolovanými překážkami, jejichž vzdálenost je maximálně 20násobek výšky překážek (jako jsou vesnice, předměstský terén, souvislý les)

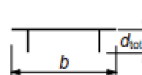
referenční parametr drsnosti terénu:	$z_{0,II} =$	0.05
parametr drsnosti terénu	$z_0 =$	0.3 m
součinitel terénu	$k_r = 0,19 * (z_0 / z_{0,II})^{0,07} =$	0.22 -
minimální výška	$z_{min} =$	5.0 m
výška konstrukce nad terénem:	...	4.2 ... římsy mostu
$z_{min} < z < 200m$	$z =$	5 m
součinitel drsnosti terénu	$c_r(z) = k_r * \ln(z/z_0) =$	0.61 -
součinitel turbulence větru	$k_t =$	1.0 -
součinitel orografie	$c_o =$	1.0 -
turbulence větru:	$I_v(z) = k_t / (c_o(z) * \ln(z/z_0)) =$	0.36 -
měrná hmotnost vzduchu	$\rho =$	1.25 kg/m ³
střední rychlost větru	$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b =$	16.7 m/s
maximální dynamický tlak	$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * 0,5 * \rho * v_m^2(z) =$	0.605 kN/m ²
součinitel expozice	$c_e(z) = q_p(z) / q_b =$	1.28 -

$$\psi_0 v_{b,0} = 20.6 \text{ m/s} \quad < v_{b,0}^{**} = 25.0 \text{ m/s} \quad \dots \text{ hodnota zatížení větru s vlakem se má omezit na max. 25 m/s}$$

$$v_b = \min(\psi_0 v_{b,0}; v_{b,0}^{**}) = 20.6 \text{ m/s}$$

2.3.1 Stanovení síly větru $F_{w,k}$ ve směru Y

výška mostu	$d =$	0.815 m
šířka mostu	$b =$	4.26 m
referenční plocha mostu	$A_{ref,y} =$	3.13 m ²
	$b/d_{tot} =$	5.2 -
	$C_{fy,s} \text{ bez dopravy} =$	1.30 -
součinitel zatížení větrem	$C = c_e * C_{fy} =$	1.67
síla větru na most bez vlaku	$F_{w,y, \text{bez vlaku}} =$	2.47 kN



referenční plocha vlaku na mostě	$A_{ref,v,y} =$	18.68 m ²
celková výška s vlakem	$d_{tot} =$	4.815 m
	$b/d_{tot} =$	0.88 -
součinitel síly bez vlivu proudění	$C_{fy,s} \text{ dopravou} =$	2.23 -
součinitel zatížení větrem	$C = c_e * C_{fy} =$	2.86 -
síla na most s vlakem	$F_{w,y} = 1/2 * \rho * v_b^2 * C * A_{ref,y} =$	4.24 kN
síla od větru na vlak	$F_{w,y,v} = 1/2 * \rho * v_b^2 * C * A_{ref,v,y} =$	25.27 kN

rameno síly na vlak	$r_{Fw,v} =$	2.910 m	vítr na kci	$r_{Fw,v} =$	0.910 m
M od větru na vlak	$M_{w,y,w} =$	73.54 kNm		$M_{w,y,w} =$	3.86 kNm
vzdálenost ložisek	$b_r =$	1.800 m		$b_r =$	1.800 m
svislá složka zatížení větrem na vlak	$f_{w,y,v,svisla} =$	± 40.85 kN		$f_{w,y,svisla} =$	± 2.14 kN

2.3.2 Stanovení síly větru $F_{w,k}$ ve směru Z

referenční plocha mostu	$A_{ref,z} =$	10.44 m ²	... ref. Plocha zahrnuje půdorysnou plochu mostu
výška mostu	$d =$	0.815 m	
šířka mostu	$b =$	4.26 m	
	$b/d_{tot} =$	5.2 -	
	$c_{f,z} =$	0.90 -	
součinitel zatížení větrem	$C = c_e * c_{f,z} =$	1.15	
síla větru na most bez vlaku	$F_{w,z, \text{bez vlaku}} =$	± 4.10 kN	

2.2.4 Odstředivá síla

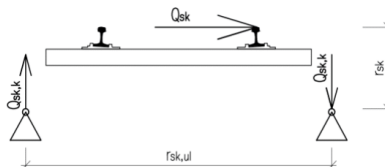
působení odstředivé síly ve výšce	$h_{tk} =$	1.8 m
rameno síly vůči nosné konstrukci	$h_{odsf} =$	2.710 m
poloměr oblouk	$R =$	- m ... trať je v přímé
	$q_{tk} =$	0 kN/m

- odstředivá síla se neuplatní

2.2.5 Boční ráz

- osamělá síla působící vodorovně v úrovni temene kolejnice kolmo na osu kole

charakteristická hodnota bočního rázu	$Q_{sk,LM71} =$	100 kN
výška nad úrovní uložení NK	$r_{sk} =$	0.910 m
"M" zatížení vyvozené bočním rázem	$M_{qsk} =$	100.10 kN/m*m
příčná vzdálenost ložisek	$r_{sk,ul} =$	1.80 m
svislá složka bočního rázu	$Q_{sk,z} =$	± 55.61 kN/m



účinky rázu pro nezatížený vlak	$Q_{sk,nv} =$	35 kN ... dle S5/1
"M" zatížení vyvozené bočním rázem	$M_{qsk,nv} =$	35.04 kN/m*m
svislá složka bočního rázu	$Q_{sk,z,nv} =$	± 19.46 kN/m

2.2.6 Zatížení od rozjezdu a brždění

char. hodnota rozjezdové síly	$33 * L$	154.11 kN	< 1000 kN
	$Q_{lak} =$	154.11 kN	
char. hodnota brzděné síly pro LM 71	$20 * L$	93.4 kN	< 6000 kN
	$Q_{lbk} =$	93.40 kN	
redukční součinitel pro návrh ložisek	$\xi =$	0.6	
	$Q_{r+b} =$	92.466 kN	

2.2.7 Přetížení za opěrou vlivem železniční dopravy

úhel vnitřního tření zeminy	$\varphi =$	33 °	
součinitel zemního tlaku v klidu	$K_0 =$	0.46 -	
přetížení od vlaku za opěrou	$q_{LM71} =$	156.25 kN/m	
roznášecí šířka na opěru	$b_{rozn} =$	4.47 m	
zatížení na rub opěry	$f_{oLM71} =$	$0.46 * 156.25 / 4.47 * 1.1 =$	17.51 kN/m ²

2.2.8 Kombinovaná odezva konstrukce a koleje na proměnná zatížení

dilatační délka	$L_T =$	4.35 m
redukční součinitel	$\xi =$	0.6 -
podélný plastický smykový odpor koleje	$k =$	40 kN/m
vodorovné síly od teplotní změny	$F_{TK} =$	± 104.40 kN
vodorovné síly od deformace konstrukce	$F_{QK} =$	± 87.00 kN

2.3 Nahodilé zatížení - zatížení větrem

Oblast zatížení větrem:	III	Zátor
základní hodnota ref. rychlosti větru :	$v_{ref,0} =$	27.5 m/s
součinitel nadmořské výšky:	$C_{alt} =$	1
součinitel ročního období :	$C_{season} =$	1
součinitel směru :	$C_{dir} =$	1
výchozí základní rychlost větru	$v_{b,0} = v_{ref,0} * C_{alt} =$	27.5 m/s
základní rychlost větru v 10m nad zemí pro kat. terénu II	$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0} =$	27.5 m/s
základní dynamický tlak větru	$q_b =$	0.473 kN/m ²

3 KOMBINACE PRO HROBEČKY

- Kombinace zatížení jsou stanoveny zjednodušeně na stranu bezpečnou podle rovnice 6.10

Rekapitulace zatížení na jedno ložisko

		svislé	podélné	příčné	
stálé zatížení	$g_k =$	7.24		kN	viz 2.1
zatížení dopravou	$q_{LM71} =$	418.16		kN	viz 2.2.2
nezatížený vlak	$q_{nez} =$	33.72		kN	viz 2.2.3
boční ráz	$q_{sk,LM} =$	± 27.81		110 kN	viz 2.2.5
	$q_{sk,nv} =$	± 9.73		38.5 kN	viz 2.2.5
brzdné a rozjezdové síly	$q_{b+r} =$		± 46.23	kN	viz 2.2.6
kombinovaná odezva - teplota	$F_{tk} =$		± 52.20	kN	viz 2.2.8
kombinovaná odezva - deformace	$F_{qk} =$		± 43.50	kN	viz 2.2.8
vítr - směr Y vlak na mostě	$f_{w,Y,c,svisla} =$	± 21.50		± 7.38 kN	viz 2.4.1
vítr - směr Z	$F_{w,Z,bez\ vlak} =$	± 2.05		kN	viz 2.4.2

Maximální svislá síla

$$1.35 \cdot 0.85 \cdot 7.24 + 1.45 \cdot 418.16 + 1.45 \cdot 33.72 + 1.5 \cdot 0.75 \cdot (21.5 + 2.05) = 681.45 \quad 177.09 \quad 167.80 \text{ kN}$$

Minimální svislá síla

$$1 \cdot 0.85 \cdot 7.24 + 1.45 \cdot 33.72 - 1.45 \cdot 9.73 - 1.5 \cdot 0.75 \cdot (21.5 + 2.05) = 14.45 \quad 177.09 \quad -64.12 \text{ kN}$$

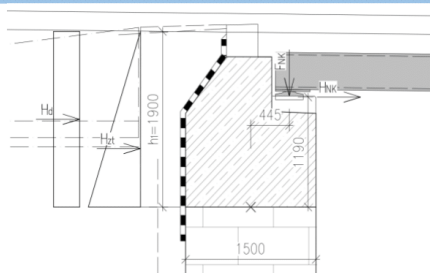
$$1 \cdot 0.85 \cdot 7.24 + 1.45 \cdot 0.8 \cdot 33.72 - 1.45 \cdot 0.8 \cdot 9.73 - 1.5 \cdot 0.75 \cdot 19.275 - 1.5 \cdot 0.75 \cdot 2.05 = 6.36 \quad 125.75 \quad -69.98 \text{ kN}$$

Maximální příčná síla

$$1.45 \cdot 110 + 1.5 \cdot 0.75 \cdot 7.38 = 167.80 \text{ kN}$$

4 SPODNÍ STAVBA

rameno vodorovných reakcí NK	$r_{NK,h} =$	1.19 m
rameno svislých reakcí NK	$r_{NK,z} =$	0.445 m
výška nadbetnované části spodní stav	$h_1 =$	1.9 m



4.1 Zatížení

4.1.1 Stálá zatížení

vlastní tíha betonu	$g_{bet} = A_{bet} \cdot \gamma_{bet} =$	$2.11 \cdot 25 =$	52.75 kN/m	
izolace	$g_{izol} = t \cdot \gamma_{izol} =$	$0.06 \cdot 1.97 \cdot 24 =$	2.8368 kN/m	
	$g_{vlastni} =$	55.59 kN/m		
vyvolané nosnou konstrukcí	$G_{nk} =$	7.24 kN	$M_{nk} = 7.24 \cdot 0.45 =$	3.22 kNm/m
zemní tlak				
součinitel zemního tlaku v klidu	$K_0 =$	$1 - \sin(33^\circ) =$	0.46 -	
zatížení σ_2 ve vetknutí	$\sigma_1 = K_0 \cdot \gamma \cdot h_1 =$	$0.46 \cdot 19 \cdot 1.9 =$	16.44 kN/m ²	
vodorovná síla	$H_{zt} = (\sigma_0 + \sigma_1) / 2 \cdot Z_{\Sigma} =$	$(0 + 16.44) / 2 \cdot 1 =$	8.22 kN/m	
moment od zemního tlaku	$M_{zt} = 1/3 \cdot h_1 \cdot F_{zt} =$		$1 / 3 \cdot 1.9 \cdot 8.22 =$	5.21 kNm/m

4.1.2 Nahodilé zatížení

přítížení od dopravy za opěrou	$H_d = h_1 \cdot f_{oLM71} =$	$1.9 \cdot 17.51 =$	33.27 kN/m		
moment od dopravy za opěrou	$M_d = 1/2 h_1 \cdot H_d =$			$0.5 \cdot 1.9 \cdot 33.27 =$	31.60 kNm/m
NK: vlak na mostě LM71	$Q_{nk,LM} =$	222.96 kN		$M = 222.96 \cdot 1.19 =$	99.22 kNm
NK: boční ráz LM71	$q_{sk,LM} =$	± 27.81 kN			± 12.37 kNm
NK: nezatížený vlak	$Q_{nk,nv} =$	17.98 kN		$\Rightarrow M_{nk,nv} =$	8.00 kNm
NK: boční ráz nezatížený vlak	$q_{sk,nv} =$	± 9.73 kN			± 4.33 kNm
NK: rozjezd a brzdění:			$H_{b+T} =$	$\Rightarrow M_{b+T} =$	55.02 kNm
NK: bezstyk.kolej - teplota			$H_T =$	$\Rightarrow M_T =$	62.12 kNm
NK: bezstyk.kolej - deformace			$H_{Fqk} =$	$\Rightarrow M_{Fqk} =$	51.77 kNm
NK: Zatížení větrem Y	$W_{y,z} =$	± 21.50 kN		$\Rightarrow M_{wy} =$	± 9.57 kNm
NK: Zatížení větrem Z	$W_{z,z} =$	± 2.05 kN		$\Rightarrow M_{wz} =$	± 0.91 kNm

4.2 Kombinace

Maximální moment

	$\gamma_G \cdot \zeta \cdot G_i + 1.45 \cdot (M_{nk,LM} + M_{sk,LM} + M_{b+T} + M_{Fqk}) + 1.5 \cdot M_{zt} + 1.5 \cdot 0.75 \cdot M_w + 1.5 \cdot 0.6 \cdot M_l$	
$M_{Ed} =$	$1.35 \cdot 0.85 \cdot (0+3.22+5.21) + 1.45 \cdot (99.22+12.37+55.02+51.77) + 1.5 \cdot 31.6 + 1.5 \cdot 0.75 \cdot (9.57+0.91) + 1.5 \cdot 0.6 \cdot 62.12 =$	441.41 kNm
$H_{Ed} =$	$1.35 \cdot 0.85 \cdot (0+0+8.22) + 1.45 \cdot (0+0+46.23+43.5) + 1.5 \cdot 33.27 + 1.5 \cdot 0.75 \cdot (0+0) + 1.5 \cdot 0.6 \cdot 52.2 =$	236.43 kN
$N_{Ed} =$	$1.35 \cdot 0.85 \cdot (55.59+7.24+0) + 1.45 \cdot (222.96+27.81+0+0) + 1.5 \cdot 0 + 1.5 \cdot 0.75 \cdot (21.5+2.05) + 1.5 \cdot 0.6 \cdot 0 =$	462.20 kN

Minimální svislá reakce

	$\gamma_G \cdot \zeta \cdot G_i + 1.5 \cdot (W_y + W_z) + 1.45 \cdot \psi_0 \cdot (Q_{nk,qsk}) + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot T + 1.45 \cdot k_0 \cdot (H_{b+T} + H_{Fqk}) + 1.5 \cdot k_0 \cdot M_d$	
$M_{Ed} =$	$1 \cdot 0.85 \cdot (0+3.22) + 1.35 \cdot 0.85 \cdot 5.21 + 1.5 \cdot (9.57+0.91) + 1.45 \cdot 0.8 \cdot (8+4.33+55.02+51.77) + 1.5 \cdot 0.8 \cdot 31.6 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot 62$	256.43 kNm
$H_{Ed} =$	$1 \cdot 0.85 \cdot (0+0) + 1.35 \cdot 0.85 \cdot 8.22 + 1.5 \cdot (0+0) + 1.45 \cdot 0.8 \cdot (0+0+46.23+43.5) + 1.5 \cdot 0.8 \cdot 33.27 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot 52.2 =$	200.42 kN
$N_{Ed} =$	$1 \cdot 0.85 \cdot (55.59+7.24) + 1.35 \cdot 0.85 \cdot 0 - 1.5 \cdot (21.5+2.05) + 1.45 \cdot 0.8 \cdot (17.98-9.73+0+0) + 1.5 \cdot 0.8 \cdot 0 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot 0 =$	27.65 kN

4.3 Posouzení vlepané výztuže opěr

Obecné

Návrhová metoda	EN 1992-1-1:2004 + AC:2010
Uvažován efekt ΔF_{td}	ne
Posouzení smyku v rozhraní	6.2.2
Uvažována výztuž v tlaku	ano
Typ řešení	Rozšíření stěny
Kontinuální ve směru X	ano
Typ zatížení	Statické
Návrh na mez kluzu	ne
Návrhová životnost	100 let

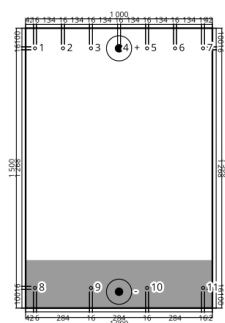
Dodatečně vlepaná výztuž

	Průměr	Souřadnice Y	Soudržnost	f_{yk}	Hloubka vrtání (l_v)
Horní vrstva 1	16mm	642 mm	Dobré	500,00 N/mm ²	419 mm
Spodní vrstva 1	16mm	-642 mm	Dobré	500,00 N/mm ²	270 mm

Podélná výztuž

	Průměr	Rozteč (od osy na osu)	Krytí	Soudržnost	f_{yk}	Tvar
Horní vrstva 1	16 mm	150 mm	50 mm	Špatné	370,00 N/mm ²	Přímá
Spodní vrstva 1	16 mm	150 mm	50 mm	Špatné	370,00 N/mm ²	Přímá

Polohy výztuží s uvedením průměru na rozhraní



Výsledné síly ve výztuži

Síla (+Tah, -Tlak)

Vrstva BottomLayer1 zahrnující výztuže 8-11

Vrstva TopLayer1 zahrnující výztuže 1-7

Vrstva	Tahové síly [kN]	Celková síla [kN]
TopLayer1	182,556	182,556
BottomLayer1	-13,704	-13,704

max. tlakové přetvoření betonu:

0,147 ‰

max. tlakové napětí v betonu:

1,51 N/mm²

výsledná tahová síla v (x/y) = (0,000/642,000):

182,556 kN

výsledná tlaková síla v (x/y) = (-0,000/-662,348):

210,206 kN

rameno vnitřních sil z =

1 304 mm

4.3.4 Posouzení oceli a určení délky přesahu

Charakteristická pevnost betonu v tlaku, stávající

f_{ck} 16,00 N/mm²

Charakteristická pevnost betonu v tahu (5% rozptyl), stávající

$f_{ctk;0.05}$ 1,33 N/mm²

Bezpečnostní součinitel materiálu

γ_c 1,500

Coefficient for long term effects on the tensile strength

α_{ct} 1,000

Návrhová pevnost betonu v tahu, stávající

f_{ctd} 0,89 N/mm²

Průměr výztuže

Vlepovaná:

ϕ 16 mm

Zabetonovaná:

ϕ 16 mm

Mez kluzu výztuže

Vlepovaná:

f_{yk} 500,00 N/mm²

Zabetonovaná:

f_{yk} 370,00 N/mm²

Bezpečnostní součinitel materiálu

γ_s 1,150

Součinitel tvaru výztuže ([1] tabulka 8.2)

Vlepovaná:

α_1 1,000

Zabetonovaná:

α_1 1,000

Ovlivnění krytí výztuže ([1] tabulka 8.2)

Vlepovaná:

α_2 0,700

Zabetonovaná:

α_2 0,700

Vliv příčného tlaku ([1] tabulka 8.2)

Příčný tlak

p 0,00 N/mm²

α_5 1,000

α_6 1,500

Součinitel zvýšení délky přesahu ([1] tabulka 8.3)

Návrh je proveden na základě výsledků analýzy konstrukce (včetně přidavných tahových sil vlivem smykového zatížení)

Výsledky hloubky vrtání

$$l_v \geq l_{0,max} + l_{0,e} + c_f$$

$$l_{0,max} = \max(l_{0,Dodatečněvlepané}, l_{0,Předemzabetonované})$$

$$l_{0,e} = \max(e - \min(4 \cdot \min(\phi_{Dodatečněvlepané}, \phi_{Předemzabetonované}), 50), 0)$$

e rozteč mezi vlepanou výztuží a zabetonovanou výztuží

c_f čelní krytí zabetonovaných výztuží

Vrstva TopLayer1 zahrnující výztuže 1-7

Vrstva	ϕ [mm]	l_0 [mm]
Vlepovaná TopLayer1	16	272
Zabetonovaná TopLayer1	16	389

Vrstva	$l_{0,max}$ [mm]	e [mm]	$l_{0,e}$ [mm]	c_f [mm]	l_v [mm]
TopLayer1 / TopLayer1	389	34	0	30	419

Posouzení oceli

$$F_{Ed} \leq F_{yd} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s}$$

Vrstva	F_{Ed} [kN]	ϕ [mm]	γ_s [-]	A_s [mm ²]	F_{yd} [kN]	Využití [%]	Stav
Dodatečně vlepované TopLayer1	26,079	16	1,150	201	87,418	30	Ok
Předem zabetonované TopLayer1	26,079	16	1,150	201	64,689	41	Ok

Délka přesahu

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad [1] \text{ rovnice (8.10)}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad [1] \text{ rovnice (8.3)}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_s}$$

$$l_{0,min} = \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}, 15 \cdot \phi, 200mm) \quad [1] \text{ rovnice (8.11)}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad [1] \text{ rovnice (8.2)}$$

$$\eta_1 = 1.0 \text{ pro dobré podmínky soudržnosti} \quad [1] \text{ odstavec 8.4.2 (2)}$$

$$\eta_1 = 0.7 \text{ pro všechny další případy}$$

$$\eta_2 = 1.0 \text{ pro výztuže } \phi \leq 32mm \quad [1] \text{ odstavec 8.4.2 (2)}$$

$$\eta_2 = \frac{(132-\phi)}{100} \text{ pro výztuže } \phi > 32mm$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad [1] \text{ rovnice (3.16)}$$

$$f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad [1] \text{ tabulka (3.1)}$$

Dodatečně vlepované výztuže

V případě vlepovaných výztuží, použijte $f_{bd,PIR}$ v [1] odst. (8.3)

$$f_{bd,PIR} = k_b \cdot f_{bd}$$

$$k_b \text{ součinitel soudržnosti z ETA-19/0600}$$

$$l_{0,min} = \alpha_{lb} \cdot l_{0,min}$$

$$\alpha_{lb} \text{ součinitel zesílnění ETA-19/0600}$$

Rovnice pro součinitele (α_i)

Krytí výztuže

$$0.70 \leq \alpha_2 = 1 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi} \leq 1.00 \quad [1] \text{ tabulka 8.2}$$

$$0.7 \leq \alpha_5 = 1 - 0.04 \cdot p \leq 1.00 \quad [1] \text{ tabulka 8.2}$$

Limit kombinace

$$\alpha_{2,3,5} = \max(\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5; 0.7) \quad [1] \text{ rovnice (8.5)}$$

Zvýšení délky přesahu

$$\alpha_6 = 1.5 \quad [1] \text{ tabulka 8.3}$$

Vrstva	F_{Ed} [kN]	ϕ [mm]	A_s [mm ²]	σ_{sd} [N/mm ²]	η_1 [-]	η_2 [-]	f_{ctd} [N/mm ²]
Dodatečně vlepované TopLayer1	26,079	16	201	129,71	1,000	1,000	0,89
Předem zabetonované TopLayer1	26,079	16	201	129,71	0,700	1,000	0,89

Vrstva	k_b [-]	f_{bd} [N/mm ²]	$f_{bd,PIR}$ [N/mm ²]	α_{lb} [-]	$l_{b,rqd}$ [mm]	$l_{0,min}$ [mm]	α_1 [-]	c_d [mm]
Dodatečně vlepované TopLayer1	1,000	2,00	2,00	1,000	259	240	1,000	67
Předem zabetonované TopLayer1	-	1,40	-	-	371	240	1,000	50

Vrstva	α_2 [-]	α_3 [-]
Dodatečně vlepované TopLayer1	0,700	1,000
Předem zabetonované TopLayer1	0,700	1,000

Vrstva	p [N/mm ²]	α_5 [-]	$\alpha_{2,3,5}$ [-]	α_6 [-]	l_0 [mm]
Dodatečně vlepované TopLayer1	0,00	1,000	0,700	1,500	272
Předem zabetonované TopLayer1	0,00	1,000	0,700	1,500	389

4.3.5 Návrh výztuže v tlaku

Vrstva	$l_{0,max}$ [mm]	e [mm]	$l_{0,e}$ [mm]	c_f [mm]	l_v [mm]
BottomLayer1 / BottomLayer1	240	34	0	30	270

Posouzení oceli

$$F_{Ed} \leq F_{yd} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s}$$

Vrstva	F_{Ed} [kN]	ϕ [mm]	γ_s [-]	A_s [mm ²]	F_{yd} [kN]	Využití [%]	Stav
Dodatečně vlepované BottomLayer1	-3,426	16	1,150	201	87,418	4	Ok
Předem zabetonované BottomLayer1	-3,426	16	1,150	201	64,689	6	Ok

Délka přesahu

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad [1] \text{ rovnice (8.10)}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad [1] \text{ rovnice (8.3)}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_s}$$

$$l_{0,min} = \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}, 15 \cdot \phi, 200mm) \quad [1] \text{ rovnice (8.11)}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad [1] \text{ rovnice (8.2)}$$

$$\eta_1 = 1.0 \text{ pro dobré podmínky soudržnosti} \quad [1] \text{ odstavec 8.4.2 (2)}$$

$$\eta_1 = 0.7 \text{ pro všechny další případy}$$

$$\eta_2 = 1.0 \text{ pro výztuže } \phi \leq 32mm \quad [1] \text{ odstavec 8.4.2 (2)}$$

$$\eta_2 = \frac{(132-\phi)}{100} \text{ pro výztuže } \phi > 32mm$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0.05}}{\gamma_c} \quad [1] \text{ rovnice (3.16)}$$

$$f_{ctk;0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad [1] \text{ tabulka (3.1)}$$

Dodatečně vlepované výztuže

V případě vlepovaných výztuží, použijte $f_{bd,PIR}$ v [1] odst. (8.3)

$$f_{bd,PIR} = k_b \cdot f_{bd}$$

$$k_b \text{ součinitel soudržnosti z ETA-19/0600}$$

$$l_{0,min} = \alpha_{lb} \cdot l_{0,min}$$

$$\alpha_{lb} \text{ součinitel zesílnění ETA-19/0600}$$

Vrstva	F_{Ed} [kN]	ϕ [mm]	A_s [mm ²]	σ_{sd} [N/mm ²]	η_1 [-]	η_2 [-]	f_{ctd} [N/mm ²]
Dodatečně vlepované BottomLayer1	-3,426	16	201	-17,04	1,000	1,000	0,89
Předem zabetonované BottomLayer1	-3,426	16	201	-17,04	0,700	1,000	0,89

Vrstva	k_b [-]	f_{bd} [N/mm ²]	$f_{bd,PIR}$ [N/mm ²]	α_{lb} [-]	$l_{b,rqd}$ [mm]	$l_{0,min}$ [mm]
Dodatečně vlepované BottomLayer1	1,000	2,00	2,00	1,000	34	240
Předem zabetonované BottomLayer1	-	1,40	-	-	49	240

Vrstva	α_1 [-]	α_2 [-]	α_3 [-]	α_5 [-]	α_6 [-]	l_0 [mm]
Dodatečně vlepované BottomLayer1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,500	240
Předem zabetonované BottomLayer1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,500	240

4.3.6 Ověření smyku na rozhraní

Popis	Veličina	Hodnota
Tvar řezu		obdélníkový
Výška betonu	h	1 500 mm
Šířka betonu	b	1 000 mm
Efektivní hloubka (průřez)	d	1 392 mm
Nejmenší šířka (tažená část průřezu)	b_w	1 000 mm
Pevnost betonu v tlaku, stávající	f_{ck}	16,00 N/mm ²
Pevnost betonu v tlaku, nový	f_{ck}	30,00 N/mm ²
Bezpečnostní součinitel materiálu	γ_c	1,500
Součinitel dlouhodobého ovlivnění pevnosti betonu v tlaku	α_{cc}	1,000
Návrhová pevnost betonu v tlaku	f_{cd}	10,67 N/mm ²
Mez kluzu výztuže	f_{yk}	500,00 N/mm ²
Bezpečnostní součinitel materiálu	γ_s	1,150
Drsnost povrchu ([1] odstavec 6.2.5)		drsný
Součinitel drsnosti	c	0.4

Posouzení

$$\begin{aligned}
 V_{Ed} &\leq V_{Rd,c} \\
 V_{Ed} &\leq V_{Ed,Limit} \\
 V_{Ed,Limit} &= 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} & [1] \text{ rovnice (6.5)} \\
 \nu &= 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) & [1] \text{ rovnice (6.6N)} \\
 f_{cd} &= \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} & [1] \text{ rovnice (3.15)} \\
 V_{Rd,c} &= \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) \cdot \frac{c}{0.5} & \text{Hilti doporučení pro výpočet smyku na rozhraní dle EN1992-1-1, 6.2.2} \\
 V_{Rd,c} &= \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d & [1] \text{ rovnice (6.2.a)} \\
 V_{Rd,c,min} &= (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d & [1] \text{ rovnice (6.2.b)} \\
 C_{Rd,c} &= \frac{0.18}{\gamma_c} & [1] \text{ odstavec 6.2.2 (1)} \\
 k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 & [1] \text{ odstavec 6.2.2 (1)} \\
 \rho_l &= \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 & [1] \text{ odstavec 6.2.2 (1)} \\
 k_1 &= 0.15 & [1] \text{ odstavec 6.2.2 (1)} \\
 \sigma_{cp} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd} & [1] \text{ odstavec 6.2.2 (1)} \\
 \nu_{min} &= 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} & [1] \text{ rovnice (6.3N)}
 \end{aligned}$$

$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	f_{yd} [N/mm ²]	ρ_l [-]	f_{ck} [N/mm ²]	A_{sl} [mm ²]	k_1 [-]
0,120	1,379	434,78	0,0010	16,00	1 407	0,150
N_{Ed} [kN]	A_c [mm ²]	σ_{cp} [N/mm ²]	ν_{min} [N/mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]
27,650	1 498 593	0,02	0,23	1 000	1 392	319,452

4.3.7 Montážní pokyny

Způsob vrtání: přiklepové vrtání (s použitím vrtací pomůcky)

Typ otvoru: suchý beton

Teplota při montáži: od 5°C do 20°C

Drsnost povrchu: drsný

Zadní vrstva:

- $\phi 16/150$,
- $c = 100\text{mm}$;
- vrtání: $L_v = \min. 419\text{ mm}; d_0 = 20\text{mm}$,
- čištění vzduchovou tryskou

Přední vrstva:

- $\phi 16/300$,
- $c = 100\text{mm}$;
- vrtání: $L_v = \min. 270\text{mm}; d_0 = 20\text{mm}$,
- čištění vzduchovou tryskou

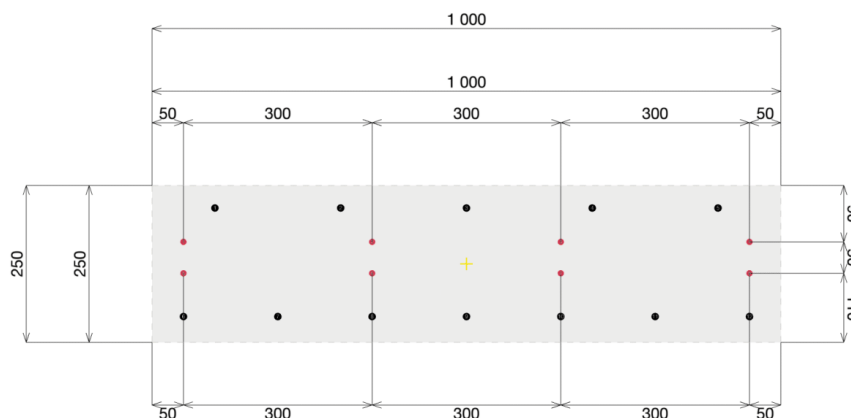
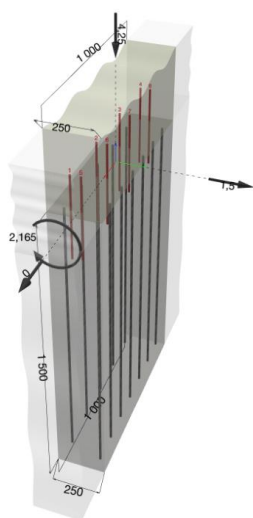
4.4 Vlepovaná výztuž křídel

Obecné

Návrhová metoda	EN 1992-1-1:2004 + AC:2010
Uvažován efekt ΔF_{td}	ne
Posouzení smyku v rozhraní	6.2.2
Uvažována výztuž v tlaku	ano
Typ řešení	Rozšíření stěny
Kontinuální ve směru X	ano
Typ zatížení	Statické
Návrh na mez kluzu	ne
Návrhová životnost	100 let

Dodatečně vlepaná výztuž

	Průměr	Souřadnice Y	Soudržnost	f_{yk}	Hloubka vrtání (l_v)
Horní vrstva 1	10mm	35 mm	Špatné	500,00 N/mm ²	253 mm
Spodní vrstva 1	10mm	-15 mm	Špatné	500,00 N/mm ²	248 mm



4.4.1 Zatížení a kombinace

Jako zatížení nadbetonované římsy je uvažováno s:

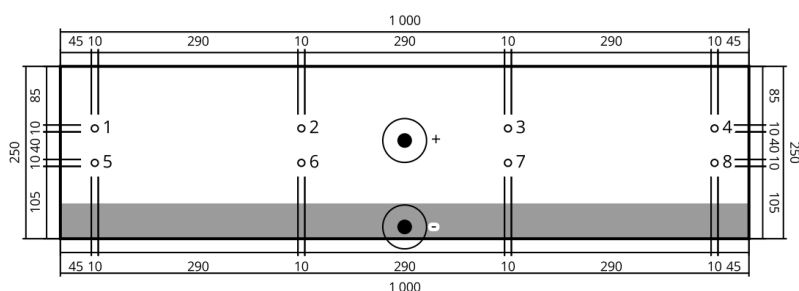
- vlastní tíhou nadbetonované římsy
- tíhou zábradlí
- proměnlivým zatížením na zábradlí: vodorovná síla v úrovni horního madla zábradlí.

LC	Typ zatížení	V_x [kN]	V_y [kN]	N [kN]	M_x [kNm]	Návrhová metoda	Max délka vrtání l_v [mm]	Max. využití [%]
Kombinace 1	Statické	0,000	1,500	-4,250	-2,165	EN1992-1-1	252,593	7

4.4.2 Posouzení plochy průřezu

Popis	Veličina		Hodnota			
Průměr vlepané výztuže	ϕ		10 mm			
Mez kluzu výztuže, dodatečně vlepané	f_{yk}		500,00 N/mm ²			
Pevnost betonu v tlaku, stávající	f_{ck}		16,00 N/mm ²			
Pevnost betonu v tlaku, nový	f_{ck}		30,00 N/mm ²			
Výška betonu	h		250 mm			
Šířka betonu	b		1 000 mm			
f_{ck} [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	f_{cd} [N/mm ²]	ϵ_{c2} [-]	ϵ_{cu2} [-]	
16,00	1,000	1,500	10,67	0,002	0.0035	
f_{yk} [N/mm ²]	γ_s [-]	f_{yd} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ϵ_{yd} [-]	ϵ_{ud} [-]	
500,00	1,150	434,78	200 000,00	0,002	0,020	

Polohy výztuží s uvedením průměru na rozhraní



Výsledné síly ve výztuži

Síla (+Tah, -Tlak)

Vrstva BottomLayer1 zahrnující výztuže 5-8

Vrstva TopLayer1 zahrnující výztuže 1-4

Vrstva	Tahové síly [kN]	Celková síla [kN]
TopLayer1	8,837	8,837
BottomLayer1	4,777	4,777

max. tlakové přetvoření betonu:

0,066 ‰

max. tlakové napětí v betonu:

0,69 N/mm²

výsledná tahová síla v (x/y) = (-0,000/17,457):

13,614 kN

výsledná tlaková síla v (x/y) = (-0,000/-107,890):

17,864 kN

rameno vnitřních sil z =

125 mm

4.4.3 Výztuž v tahu

Popis	Veličina	Hodnota			
Charakteristická pevnost betonu v tlaku, stávající	f_{ek}	16,00 N/mm ²			
Charakteristická pevnost betonu v tahu (5% rozptyl), stávající	$f_{ctk;0.05}$	1,33 N/mm ²			
Bezpečnostní součinitel materiálu	γ_c	1,500			
Coefficient for long term effects on the tensile strength	α_{ct}	1,000			
Návrhová pevnost betonu v tahu, stávající	f_{ctd}	0,89 N/mm ²			
Průměr výztuže					
Vlepovaná:	ϕ	10 mm			
Zabetonovaná:	ϕ	12 mm			
Mez kluzu výztuže					
Vlepovaná:	f_{yk}	500,00 N/mm ²			
Zabetonovaná:	f_{yk}	370,00 N/mm ²			
Bezpečnostní součinitel materiálu	γ_s	1,150			
Součinitel tvaru výztuže ([1] tabulka 8.2)					
Vlepovaná:	α_1	1,000			
Zabetonovaná:	α_1	1,000			
Ovlivnění krytí výztuže ([1] tabulka 8.2)					
Vlepovaná:	α_2	0,700			
Zabetonovaná:	α_2	0,713			
Vliv příčného tlaku ([1] tabulka 8.2)					
Příčný tlak	p	0,00 N/mm ²			
	α_5	1,000			
	α_6	1,500			
Součinitel zvýšení délky přesahu ([1] tabulka 8.3)					
Vrstva	ϕ [mm]	l_0 [mm]			
Vlepovaná BottomLayer1	10	200			
Zabetonovaná BottomLayer1	12	200			
Vlepovaná TopLayer1	10	200			
Zabetonovaná TopLayer1	12	200			
Vrstva	$l_{0,max}$ [mm]	e [mm]	$l_{0,e}$ [mm]	c_f [mm]	l_v [mm]
BottomLayer1 / BottomLayer1	200	58	18	30	248
TopLayer1 / TopLayer1	200	63	23	30	253

Posouzení oceli

$$F_{Ed} \leq F_{yd} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s}$$

Vrstva	F_{Ed} [kN]	ϕ [mm]	γ_s [-]	A_s [mm ²]	F_{yd} [kN]	Využití [%]	Stav
Dodatečně vlepované BottomLayer1	1,194	10	1,150	79	34,148	4	Ok
Předem zabetonované BottomLayer1	1,194	12	1,150	113	36,388	4	Ok
Dodatečně vlepované TopLayer1	2,209	10	1,150	79	34,148	7	Ok
Předem zabetonované TopLayer1	2,209	12	1,150	113	36,388	7	Ok

Kotvení

Vrstva	F_{Ed} [kN]	ϕ [mm]	A_s [mm ²]	σ_{sd} [N/mm ²]	η_1 [-]	η_2 [-]	f_{ctd} [N/mm ²]
Dodatečně vlepované BottomLayer1	1,194	10	79	15,20	0,700	1,000	0,89
Předem zabetonované BottomLayer1	1,194	12	113	10,56	1,000	1,000	0,89
Dodatečně vlepované TopLayer1	2,209	10	79	28,13	0,700	1,000	0,89
Předem zabetonované TopLayer1	2,209	12	113	19,53	1,000	1,000	0,89

Vrstva	k_b [-]	f_{bd} [N/mm ²]	$f_{bd,PIR}$ [N/mm ²]	α_{lb} [-]	$l_{b,rqd}$ [mm]	$l_{0,min}$ [mm]	α_1 [-]	c_d [mm]
Dodatečně vlepované BottomLayer1	1,000	1,40	1,40	1,000	27	200	1,000	105
Předem zabetonované BottomLayer1	-	2,00	-	-	16	200	1,000	35
Dodatečně vlepované TopLayer1	1,000	1,40	1,40	1,000	50	200	1,000	85
Předem zabetonované TopLayer1	-	2,00	-	-	29	200	1,000	30

Vrstva	α_2 [-]	α_3 [-]
Dodatečně vlepované BottomLayer1	0,700	1,000
Předem zabetonované BottomLayer1	0,713	1,000
Dodatečně vlepované TopLayer1	0,700	1,000
Předem zabetonované TopLayer1	0,775	1,000

Vrstva	p [N/mm ²]	α_5 [-]	$\alpha_{2,3,5}$ [-]	α_6 [-]	l_0 [mm]
Dodatečně vlepované BottomLayer1	0,00	1,000	0,700	1,500	200
Předem zabetonované BottomLayer1	0,00	1,000	0,713	1,500	200
Dodatečně vlepované TopLayer1	0,00	1,000	0,700	1,500	200
Předem zabetonované TopLayer1	0,00	1,000	0,775	1,500	200

4.4.4 Smyk na rozhraní

Tvar řezu		obdélníkový
Výška betonu	h	250 mm
Šířka betonu	b	1 000 mm
Efektivní hloubka (průřez)	d	50 mm
Nejmenší šířka (tažená část průřezu)	b_w	1 000 mm
Pevnost betonu v tlaku, stávající	f_{ck}	16,00 N/mm ²
Pevnost betonu v tlaku, nový	f_{ck}	30,00 N/mm ²
Bezpečnostní součinitel materiálů	γ_c	1,500
Součinitel dlouhodobého ovlivnění pevnosti betonu v tlaku	α_{cc}	1,000
Návrhová pevnost betonu v tlaku	f_{cd}	10,67 N/mm ²
Mez kluzu výztuže	f_{yk}	500,00 N/mm ²
Bezpečnostní součinitel materiálů	γ_s	1,150
Drsnost povrchu ([1] odstavec 6.2.5)		drsný
Součinitel drsnosti	c	0,4

$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	f_{yd} [N/mm ²]	ρ_l [-]	f_{ck} [N/mm ²]	A_{sl} [mm ²]	k_1 [-]
0,120	2,000	434,78	0,0126	16,00	628	0,150

N_{Ed} [kN]	A_c [mm ²]	σ_{cp} [N/mm ²]	ν_{min} [N/mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]
4,250	249 372	0,02	0,40	1 000	50	19,927

ν [N/mm ²]	f_{cd} [N/mm ²]	$V_{Ed,limit}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	c [-]
0,562	10,67	149,760	1,500	32,758	0,400

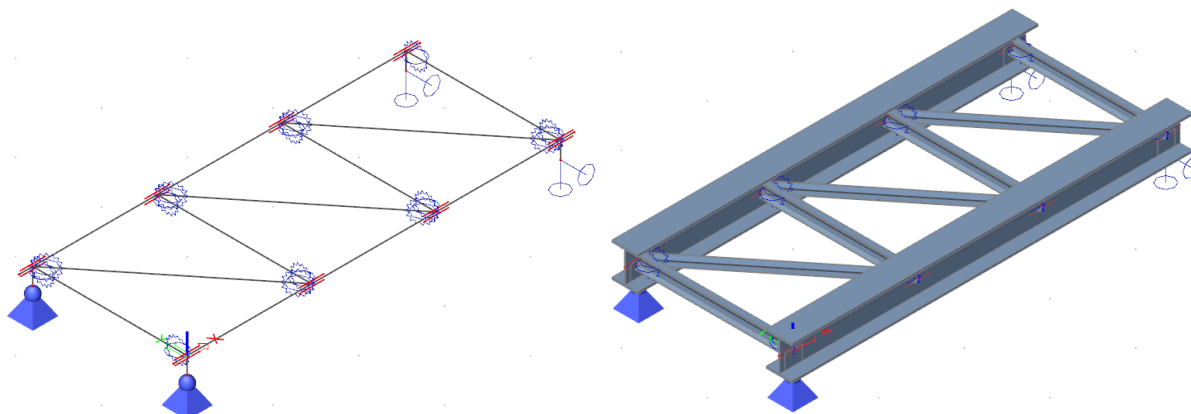
$V_{Rd,c,gov}$ [kN]	Využití [%]	Stav
26,207	6	Ok

5 Nosná konstrukce

Na základě podrobné prohlídky zmiňující problémy s chováním konstrukce při průjezdu vlaku byla orientačně ověřena nosná konstrukce mostu. Přesný výpočet zatížitelnosti je převzat z podkladů poskytnutých investorem.

5.1 Model a zatížení

Nosná konstrukce byla modelována jako prostorová prutová konstrukce v programu SCIA Engineer.



Stále zatížení

Vlastní tíha je generována softwarem. Jako ostatní stálé zatížení je uplatněno zatížení:

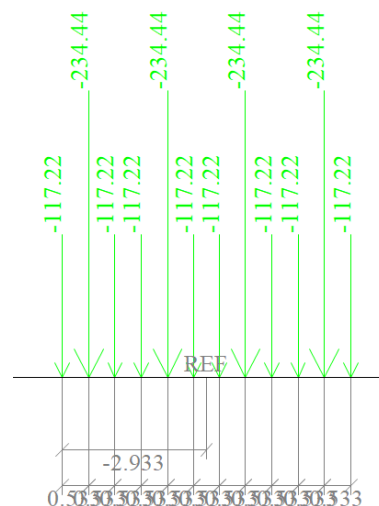
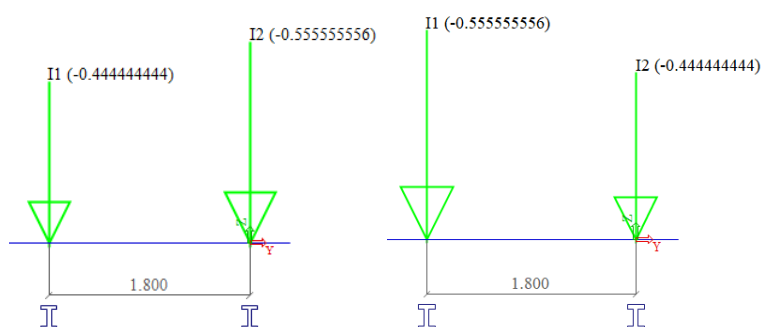
- Kolejnice UIC60 0.60 kN/m'
- Dřevěné pražce 8 ks $240 \times 240 \times 2400 \text{ mm}$ $0.9 \cdot 0.24 \cdot 0.24 \cdot 2.4 \cdot 8 / (4.67 \cdot 2) = 0.11 \text{ kN/m'}$
- Kompozitní rošty (23.5 kg/m^2) $(1.09 + 2 \cdot 0.325) \cdot 0.235 / 2 = 0.21 \text{ kN/m'}$

Dopravou

Dynamický součinitel na základě EN1991-2 $\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{4.35 - 0.2}} + 0.73 = 1.8755$

Uvažováno s modelem zatížení LM71 ($Q_{vk}=4 \times 250 \text{ kN}$) s uvažováním excentricity (EN1991-2: 6.3.5) a podélného rozložení kolového zatížení kolejnic (EN1991-2: 6.3.6).

Rozjezdové a brzdné síly $q_{lak} = 33 \text{ kN/m}$ a boční ráz $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$.



Větre

Oblast Zátor je zařazena do III. oblasti zatížení větrem $v_{ref,0} = 27.5 \text{ m/s}$; $q_b = 0.473 \text{ kN/m}^2$ a zároveň do II. kategorie terénu $c_e(z) = 1.83$. $B/D_{tot} = 0.99$.

Vítr na most: 9.53 kN ; vítr na vlak: 35.59 kN . Horizontální zatížení větrem $F_{w,Y} = 9.65 \text{ kN/m'}$.

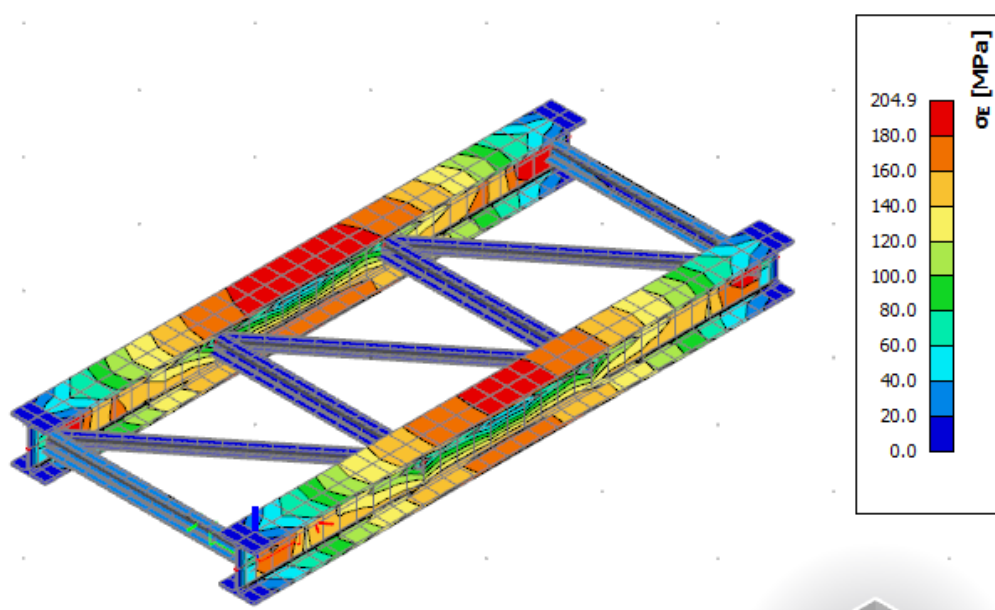
Rameno působení 2.91 m , působící moment $M_{w,Y} = 28.11 \text{ kNm/m'}$. Moment je rozložen na dvojici sil působící na konstrukci mostu $F_{w,Y,z} = \pm 15.616 \text{ kN/m'}$

5.2 Kombinace a vnitřní síly

Kombinace jsou tvořeny na základě rovnice 6.10a a 6.10b. Kombinační součinitele se řídí směrnici SŽ S5/1 *Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů*. Nosná konstrukce mostu je z roku 1947. Tj. konstrukce je stará 77 let a zbytková životnost mostu je 23 let.

souč. stálého zatížení nepříznivý	$\gamma_{G,sup} =$	1.25	... ocelové prvky bez kontroly
redukční součinitel zatížení	ξ	0.95	
souč. nahodilého zatížení LM71	$\gamma_{Q,LM71} =$	1.30	... nosné prvky starší než 30 let
souč. nahodilého zatížení	$\gamma_Q =$	1.35	... nosné prvky starší 30 let pro zatížení větrem

Poznámka: hodnoty jsou stanoveny na základě jednotlivých článků předpisu S5/1. Je možné je stanovit přesnějším postupem podle přílohy F tohoto předpisu v závislosti na stáří prvku a pro konkrétní hodnotu plánované zbytkové životnosti mostního objektu.



Výsledné napětí nosné konstrukce σ_E (von Mises).

Posouzení napětí

Ocel konstrukce z roku 1947 má dle S5/1 upravené materiálové vlastnosti. $f_{yd} = \frac{230}{1.1} = 200 \text{ MPa}$

Využití: $\frac{204.9}{200} = 1.02$

Rezerva napětí pro zatížení vlakem
 $200 - 19.1 = 180.9 \text{ MPa}$

Přibližná zatížitelnost $Z \approx \frac{180.9}{185.8} \approx 0.97$

Rok výroby	Materiál pevnostní třídy	Dovolené namáhání σ_{adm} [MPa]	Zaručená mez kluzu f_y [MPa]	Mez pevnosti f_u [MPa]	γ_{mo}
do 1894	svárkové železo	130	210	340	1,10
1895 - 1904	svárkové železo	130	210	340	1,10
	plávková ocel	140	230	360	1,10
1905 - 1937	plávková ocel	140	230	360	1,10
1938 - 1950	37 (S235)	140	230	360	1,10
	52 (S355)	195	335	490	1,10

Příloha č.1 – Přehled zatížitelnosti části mostu

PŘÍLOHA č.1 - Přehled zatížitelnosti části mostu

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): 2191 Olomouc hl.n. (mimo) - Krnov (mimo)

km: 79,335

DÚ (číslo, název): 22 Milotice nad Opavou - Brantice

B. Identifikace části mostu

Část mostu: nosná konstrukce / opěra / pilíř, K01

poř. číslo 1 pod kolejí č. 1

(ve směru staničení)

C. Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C

Výpočtový model: 3D model - Scia Engineer 19.1

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

Kolej v přímé.

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	- [m]	- [m]	- [m]
převýšení koleje	0 [mm]	0 [mm]	0 [mm]
excentricita osy koleje	55 [mm]	45 [mm]	30 [mm]

Směrná úroveň spolehlivosti $\beta =$ - zbytková životnost: -

Popis použitých úlev:

V přepočtu se využívá zpřesněný výpočet zatížení větrem dle metodického pokynu SŽ, s.o. přílohy G, pro posouzení na překlopení.

Pro zpřesněný výpočet zatížení větrem je uvažováno s reprezentativním kolejovým vozidlem kategorie výšky dopravy - KVD 2 s uvažovanou výškou 4,3 m.

Výsledný korekční součinitel, včetně úpravy součinitelem zohledňující světlost výšky otvoru je 0,70.

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

- Přepočet neuvažuje žádné závady nosné konstrukce.

Datum zjištění technického stavu mostu:

SŽ, s.o.:

30 / 9 / 2020

zpracovatelem přepočtu:

30 / 9 / 2020

Poznámka k části mostu:

- U prvků ztužení nebyla stanovena zatížitelnost, jednotlivé posudky jsou v kapitole 5.6 a shrnutí výsledků je v kapitole 8.


Poř. Číslo	Prvek	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	ϕ_i	L_ϕ	$\gamma_{F,LM71}$	$\gamma_{F,LM71,E}$	Viz str.	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}$	Poznámky
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Hlavní nosník vlevo v místě maximální posouvající síly	Těžiště	Smyk	1,00	V	4,35	1,88	4,35	1,30	-	29	0,92	1,13	pro vyjimečnou zatížitelnost je uvažovaná $v_{b,0} = 5 \text{ m/s}$

STATICKÝ VÝPOČET

TU 2191 Olomouc hl.n. (mimo) - Krnov (mimo)

Evd. km 79,335

Poř. Číslo	Prvek	Detail	Namáhání	ki	typ	Lp	φ i	Lφ	γF,LM71	γF,LM71,E	Viz str.	ZLM71	ZLM71,E	Poznámky	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
2	Hlavní nosník vlevo v místě maximálního svislého ohybového momentu	Dolní pásnice vlevo	Srov. napětí	σx,Nx	0,02	M	4,35	1,88	4,35	1,30	-	33	0,92	-	
				σx,My	0,83	M									
				σx,Mz	0,15	M									
				τ	0,00	M									
3	Hlavní nosník vlevo v místě maximálního vodorovného ohybového momentu	Horní pásnice vlevo	Srov. napětí	σx,Nx	0,02	M	4,35	1,88	4,35	1,30	-	37	0,93	-	
				σx,My	0,83	M									
				σx,Mz	0,15	M									
				τ	0,00	M									
4	Lokální stabilita stojiny levého hl. n.	Horní vlákna	σx	0,82	M	4,35	1,88	4,35	1,30	-	41	1,13	-		
			τ	0,18	S	-	2,00	1,18							
5	Hlavní nosník - průhyb	Těžiště průřezu	Ohyb	1,00	M	4,35	1,88	4,35	1,0	-	50	1,07	-	Ve středu rozpětí	
6	Hlavní nosník - pootočení	Těžiště průřezu	Ohyb	1,00	M	4,35	1,88	4,35	1,0	-	51	1,48	-	V místě uložení	
7	Hlavní nosník - průhyb - pohodlí cestujících	Těžiště průřezu	Ohyb	1,00	M	4,35	1,88	4,35	1,0	-	50	0,94	-	Nelimituje celkovou zatížitelnost	


Správa železnic
 státní organizace
 Centrum telematiky a diagnostiky
 Malátova 2363/10, 190 00 Praha 9
 IČO: 70994234 DIČ: CZ70994234
 [05]

Dne: 25 / 1 / 2020

zatížitelnost určil:

.....
 Ing. Michal Kábrt
 CTD - EČMO