



Jiná ověření:

Paré:


Orientační schéma:



Razítko oprávněné osoby:

Podpis:

Datum:

Revize:	Datum:	Popis:	Kontroloval:
[000]	[06/2023]	Definitivní odevzdání dokumentace	Ing. L. Marek

Stavebník/Investor:	Správa železnic, státní organizace		SPRÁVA ŽELEZNIC
Adresa:	Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1		
Zástupce investora:	Stavební správa západ, Diamond Point		
Adresa:	Ke Štvanici 656/3, 186 00 Praha 8 – Karlín		

Zhotovitel díla:	TOP CON SERVIS s.r.o.	
Adresa:	Ke Stírce 1824/56, 182 00 Praha 8	
Kontakt:	T: +420 284 021 740 E: topcon@topcon.cz	
Zhotovitel části/objektu:	TOP CON SERVIS s.r.o.	
Adresa:	Ke Stírce 1824/56, 182 00 Praha 8	
Kontakt:	T: +420 284 021 740 E: topcon@topcon.cz	
Hlavní projektant (HIP):	Ing. Libor Marek	Specialista: Ing. Libor Marek

Název stavby/akce:	Rekonstrukce mostů v km 72,637 a 72,721 trati Domažlice - Planá	Označení investora: S632100043
		Zakázka: 74-21
Název části:	Mosty, propustky a zdi	Označení části: D.2.1.4
Název objektu/dílní části:	Most v ev. km 72,721	Označení objektu/komplexu: SO 11-20-03
Název přílohy:	Statický výpočet	Číslo přílohy (typ/pořadí): 3. 001
Název dílní části přílohy:		
Odpovědný projektant:	Zpracovatel přílohy: Ing. Radek Sklenář	Měřítka: - Formáty: -
Kraj:	Katastrální území: Tachov	TUDU: 0331 38
Plzeňský		Smluvní datum zpracování: 06/2023

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

[Prostor pro další informace]

**Rekonstrukce mostů v km 72,637 a 72,721 trati
Domažlice - Planá
SO 11-20- 03 – Most v ev. km 72,721
DUSP + PDPS**

STATICKÝ VÝPOČET

Obsah

Domažlice - Planá	1
SO 11-20- 03 – Most v ev. km 72,721	1
1 Průvodní zpráva ke statickému výpočtu	4
1.1 Úvod	4
1.2 Identifikační údaje	4
1.3 Základní údaje pro návrh mostu	4
1.4 Předpoklady a postup výpočtu	4
1.5 Použitá literatura, normy, podklady a výpočetní programy	5
1.6 Materiál NK	6
1.7 Nosná konstrukce	6
1.8 Půdorys	7
1.9 Podélný řez	7
1.10 Vzorový příčný řez	7
2 Zatížení	8
2.1 Stálé – vlastní tíha	8
2.2 Stálé - ostatní	8
2.3 Proměnné krátkodobé	8
2.3.1 Staveništní zatížení	8
2.3.2 Schéma LM71	9
2.3.3 Vliv excentricity svislého pohyblivého zatížení	12
2.3.4 Zatížení větrem	12
2.3.5 Zatížení teplotou	13
2.3.6 Boční rázy	14
2.3.7 Rozjezdové a brzdné síly	14
2.4 Mimořádná zatížení	15
2.4.1 Vykolejení – návrhová situace I	15
2.4.2 Vykolejení – návrhová situace II	16
2.5 Nerovnoměrné sedání - pilíř	16
2.6 Dynamický součinitel	17
2.6.1 Hlavní nosníky	17
3 Popis modelu	17
3.1 Axonometrie a pohledy na model	18
3.2 Rozdělení průřezů	18
4 Efektivní šířka	19
5 Průřezové charakteristiky	19
5.1 Nosník	19
5.2 Průřez v v polích	19
5.3 Průřez nad pilířem	22
5.4 Ortotropie desek	25
5.4.1 Ortotropie pro šetření v podélném směru	25
5.4.2 Ortotropie pro šetření v příčném směru	26
5.5 Průřezy v modelu	28
6 Návrh a posouzení hlavní NK	29
6.1 Vnitřní síly na hlavní NK	29
6.2 Kombinace	29
6.2.1 MSÚ – PROVOZNÍ STÁDIUM	29
6.2.2 MSÚ – MONTÁŽNÍ STÁDIUM	29
6.2.3 MSP – charakteristická kombinace	30
6.3 Posouzení MSÚ – provozní stádium	31
6.3.1 Plastická únosnost nosníku v poli	31
6.3.2 Plastická únosnost nosníku nad pilířem	33
6.3.3 Únava	36
6.4 Posouzení MSÚ – montážní stádium	39
6.4.1 Napětí v pružném stavu	39
6.5 Posouzení MSP	39

6.5.1	Průhyby	39
6.5.2	Přetvoření koncového průřezu	40
6.5.3	Omezení napětí	40
6.5.4	Zatížitelnost	41
6.5.5	Ověření dynamických vlastností	41
6.5.6	Omezení šířky trhlin	41
7	Posouzení v příčném směru	43
7.1	Konzola desky	43
7.1.1	Vnitřní síly a kombinace	43
7.1.2	Návrh a posouzení	43
8	Posouzení spodní stavby	44
8.1	Úložný práh opěry	44
8.1.1	Posouzení vodorovného namáhání	44
8.1.2	Posouzení konzolové zídky ÚP	45
8.2	Úložný práh pilíře	47
8.2.1	Posouzení vodorovného namáhání	47
8.3	Posouzení pilíře	48
8.3.1	Plošná základová patka	48
8.3.2	Dřík	50
8.4	Mikropiloty	53
8.4.1	Předpoklady výpočtu	53
8.4.2	Návrh a posouzení	53
9	Zatížitelnost	55
10	Závěr	56

1 Průvodní zpráva ke statickému výpočtu

1.1 Úvod

Účelem tohoto statického výpočtu je návrh a posouzení nové nosné konstrukce železničního mostu o 2 polích o rozpětích 11,65 + 11,65 m. Nosná konstrukce je spojitá ocelobetonová se zabetonovanými nosníky na s příčnky nad opěra a nad středním pilířem,. Opěry tvoří nové úložné prahy na původních kamenných opěrách. Pilíř je železobetonový, uložený plošně. Jedná se o jednokolejný most. Kolej je v oblouku $R = 201$ m. Na koleji je převýšení $D = 95$ mm a rychlost $V = 55$ km/h. Most má označení objektu SO 11-20-03 a nachází se na okraji města Tachov v ev. km 72,721 trati Domažlice – Planá u Mariánských lázní. Objekt umožňuje převedení železniční trati přes inundační území řeky Mže.

1.2 Identifikační údaje

Název stavby:	Rekonstrukce mostů v km 72,637 a 72,721 trati Domažlice - Planá
Objekt:	SO 11-20-03 – Most v ev. km 72,721
Charakter stavby:	Rekonstrukce
Stupeň dokumentace:	Dokumentace pro společné vydání povolení stavby (DUSP) + Dokumentace pro provádění stavby (PDPS) (Obsah dokumentace je v souladu s vyhláškou 499/2006 Sb. Příloha 10)
Objednatel:	Správa železnic, s.o., Stavební správa západ
Správce:	Správa železnic, státní organizace, Oblastní ředitelství Plzeň, Sušická 1168/23, 326 00, Plzeň
Projektant:	TOP CON SERVIS s.r.o., Ke Stírce 56, Praha 8
Katastrální území:	Tachov (č.k.ú.: 764914)
Obec:	Tachov (560715)
Kraj:	Plzeňský
Trať:	Domažlice - Planá
č. podle jízdního řádu:	184
č. dle prohlášení o dráze:	106 00
č. dle nákr. jízdního řádu:	717
TÚ:	0331 Havlovice (včetně) (býv. Paseč.) – Tachov (mimo)
DÚ:	38 – Tachov zastávka - Tachov
Vžitý název:	
Překonávaná překážka:	účelová komunikace nezpevněná, inundační část řeky Mže

1.3 Základní údaje pro návrh mostu

- jednokolejný most - trať oblouku $R=201$ m,
- přemostňovanou překážkou je inundační území řeky Mže u města Tachov,
- doba životnosti 100 let,
- spojitý nosník o dvou polích - rozpětí $2 \times 11,65$ m, kolmé uložení na ozubech,
- železniční svršek : kolejnice 49E1, ocelové pražce YS 15 (předpokládané),
- trať 3. třídy,
- nahodilé krátkodobé zatížení:
„model zatížení 71“ klasifikovaný součinitelem $\alpha = 1,1$, $V = 55$ km/h

1.4 Předpoklady a postup výpočtu

Pro posouzení únavové pevnosti je uvažováno:

- Standartní doprava
- Objem dopravy – řád 6 – $m=ně$ než $1,825 \cdot 10^6$ t/kolej za rok
- Doba životnosti 100 let

Postup výpočtu:

Konstrukce byla posouzena v mezním stavu únosnosti, únavy a použitelnosti

- Příprava statického modelu nosné konstrukce
- Výpočet vnitřních sil na konstrukci
- Určení rozhodujících průřezů
- Návrh a posouzení nosné konstrukce

1.5 Použitá literatura, normy, podklady a výpočetní programy

- 1) ČSN EN 1990 (+ZMĚNA A1) Zásady navrhování konstrukcí
- 2) ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- 3) ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
- 4) ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou
- 5) ČSN EN 1991-1-6 (+ZMĚNA Z1,Z2) Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění
- 6) ČSN EN 1991-1-7 (+ZMĚNA Z1) Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
- 7) ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou
- 8) ČSN EN 1992-1-1 ed.2 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- 9) ČSN EN 1993-1-1(+ZMĚNA Z1) Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- 10) ČSN EN 1993-1-9(+ZMĚNA Z1) Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-9: Únava
- 11) ČSN EN 1993-1-10(+Opr.1+2, ZMĚNA Z1) Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-10: Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou
- 12) ČSN EN 1993-2 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 2: Ocelové mosty
- 13) ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla
- 14) ČSN 73 0037 (+Opr.1 + změna Z1) Zemní tlak na stavební konstrukce
- 15) ČSN 73 1001 (+ změna Z1) Zakládání staveb – Základová půda pod plošnými základy
- 16) ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů
- 17) ČD SR 5 (S) – Určování zatížitelnosti železničních mostů (1995)
- 18) MVL 511
- 19) Scia Engineer 2009
- 20) FINE GEO5

1.6 Materiál NK

OCEL	S355 J2+N
$f_{yk} =$	355 MPa
$f_{yd} =$	355,0 MPa
$E =$	210 000 MPa
$G =$	81 000 MPa
$\nu =$	0,2

BETON	C30/37
$f_{ck} =$	30 MPa
$f_{cd} \cdot \lambda =$	20,0 MPa
$E_{cm} =$	33000 MPa
$f_{ctm} =$	2,9 MPa

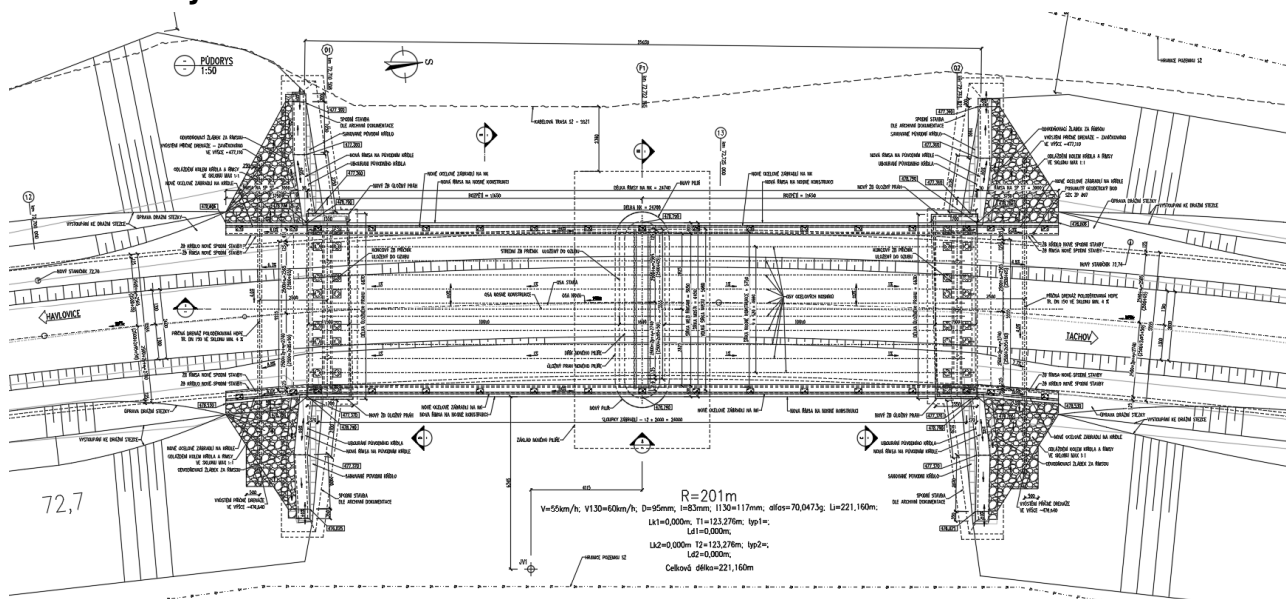
VÝZTUŽ	B500 B
$f_{yk} =$	500 MPa
$f_{yd} =$	434,78 MPa
$E_s =$	200 GPa
$\epsilon_{yd} =$	2,17 ‰

- $\gamma_{M0}=1,00$ - Průřezy při nadměrném zplastizování včetně lokálního boulení
- $\gamma_{M1}=1,10$ - Stabilitní posouzení prutu
- $\gamma_{M2}=1,25$ - Průřezy v tahu oslabené otvory
- $\gamma_{MF}=1,35$ - Součinitel spolehlivosti únavové pevnosti: Bezpečná životnost, závažné důsledky porušení
- $\gamma_{MF}=1,15$ - Součinitel spolehlivosti únavové pevnosti: Přípustná poškození, závažné důsledky porušení
- $\gamma_{M2}=1,25$ - Únosnost spojů

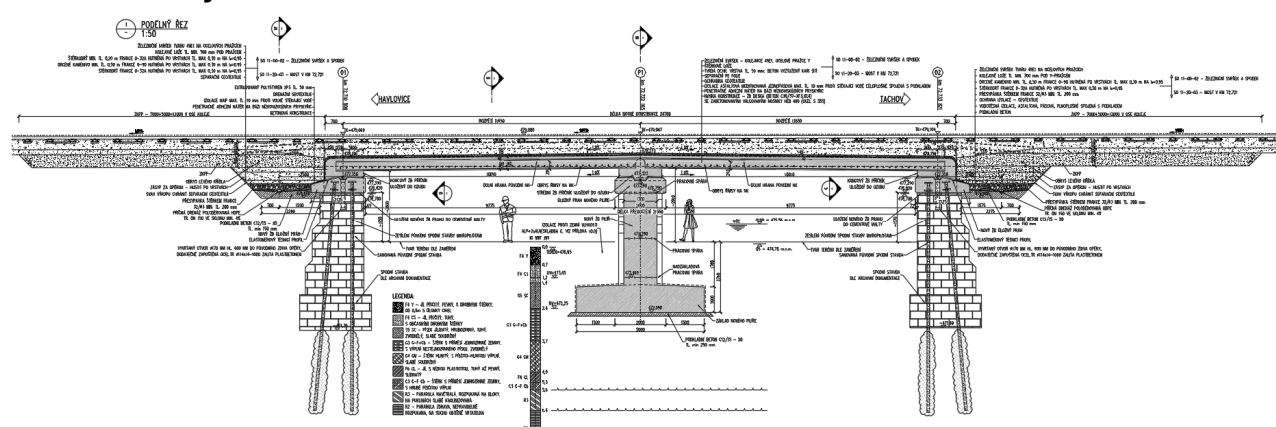
1.7 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce jednoho pole se skládá z 10-ti ocelových válcovaných nosníků HEB400 (celkem 20 ks nosníků), osová délky 11,925 m, vzdálenost mezi nosníky je 0,520 m, umístěny jsou příčně ve stejné výšce, podélně mají střešovité sklon 1,0% směrem od středu mostu (pilíře) k jeho koncům (nad opěrami). Nosníky jsou zabetonovány v železobetonové desce konstantního průřezu – jen nad opěrami a nad pilířem je deska zesílena podporovými příčníky s ozubem. Tloušťka desky nad horními pásnicemi nosníků je 100 mm po celé délce i šířce.

1.8 Půdorys

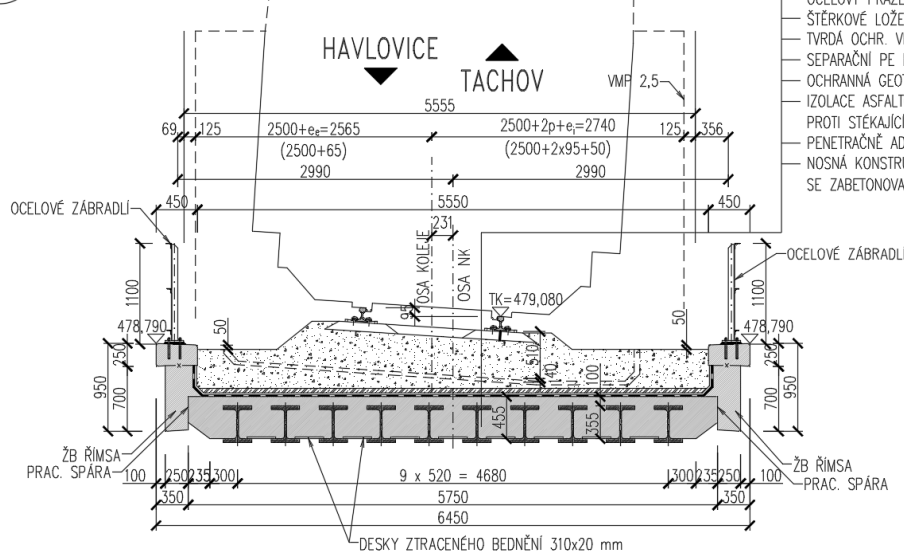


1.9 Podélný řez



1.10 Vzorový příčný řez

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ V POLI
1:50



- ŽELEZNIČNÍ SVRŠEK 49E1
- OCEROVÝ PRAŽEC Y
- ŠTĚRKOVÉ LOŽE
- TVRĐÁ OCHR. VRSTVA TL. 50 mm: BETON VYZTUŽENÝ KARI SÍTI
- SEPARAČNÍ PE FOLIE
- OCHRANNÁ GEOTEXTILIE
- IZOLACE ASFALTOVÁ MODIFIKOVANÁ JEDNOPÁSOVÁ MAX. TL. 10 mm
- PROTI STĚKAJÍCÍ VODĚ PLNOPLOŠNĚ SPOJENA S PODKLADEM
- PENETRAČNĚ ADHEZNÍ NÁTĚR NA BÁZI NÍZKOVISKÓZNÍCH PRYSKYŘIC
- NOSNÁ KONSTRUKCE – ŽB DESKA (BETON C30/37–XF3,XC4)
- SE ZABETONOVANÝMI VÁLCOVÝMI NOSNÍKY HEB 400 (OCEL S 355)

2 Zatížení

Při betonáži desky nebudou nosníky podepřeny (staticky ověřeno). Příčná stabilita nosníků bude zajištěna svorníky.

$$A_{OK} = 19778 \text{ mm}^2$$

$$A_{O1, O2} = 436298 \text{ mm}^2$$

$$A_{P1} = 666850 \text{ mm}^2$$

$$V_{deska} = 57,3 \text{ m}^3$$

$$S_{deska} = 2 \times 71 \text{ m}^2$$

$$A_{řimsa} = 0,3 \text{ m}^2$$

tíha kolejového lože uvažována jako 20 kN/m³

průměrná tloušťka kolejového lože je: 620 mm

hmotnost ocelového pražce YS 15 je 114 t/km, tzn.:

$$0,114 \text{ t/m}$$

$$1,14 \text{ kN/m}$$

hmotnost jedné kolejnice 49E1 je 49,39 kg/m, tzn.:

$$0,04939 \text{ t/m}$$

$$0,4939 \text{ kN/m}$$

hmotnost jednoho páru kolejnice cca: 1 kN/m

roznos zatížení v referenční rovině: 3130 mm

2.1 Stálé – vlastní tíha

Stálé		f_k		γ_f
OK	A*78.5	1,55	kN/m	1,35
ŽB deska	25*57,3/(2*71)	10,09	kN/m ²	1,35
Příčníky O1 a O3	A*25	10,91	kN/m	1,35
Příčník P1	A*25	16,67	kN/m	1,35

2.2 Stálé - ostatní

Zbytek stálého		f_k		g_f
kolejové lože 20kN/m ³ +30%	20*1,3*0,62	16,1	kN/m ²	1,35
kolejové lože 20kN/m ³ -30%	20*0,7*0,62	8,7	kN/m ²	1,35
přítížení kolejnicemi a pražci	(1,0+1,14) / 3,13	0,68	kN/m ²	1,35
izolace s tvrdou ochranou	dle MVL511	1,50	kN/m ²	1,35
římasy	0,3*25	7,50	kN/m	1,35
zábradlí		0,5	kN/m	1,35
ztracené bednění	0,02*14,0	0,28	kN/m ²	1,35

2.3 Proměnné krátkodobé

2.3.1 Staveništní zatížení

Je bráno jako plošné zatížení o hodnotě 0,75 kN/m² na celé ploše desky.

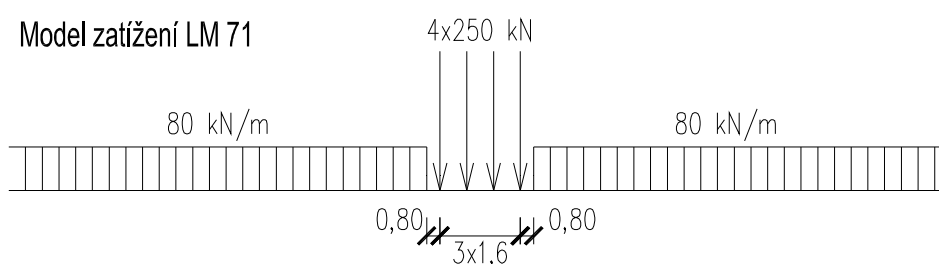
2.3.2 Schéma LM71

Pohyblivá zatížení jsou umístěna do polohy vyvolávající maximální účinky ve sledovaném průřezu. V tomto případě se pro M_{\max} v poli zjednodušeně umístí souprava celkové délky 10 m do pole a pro M_{\max} nad pilířem se zatíží konstrukce pojezdem s neomezenou délkou.

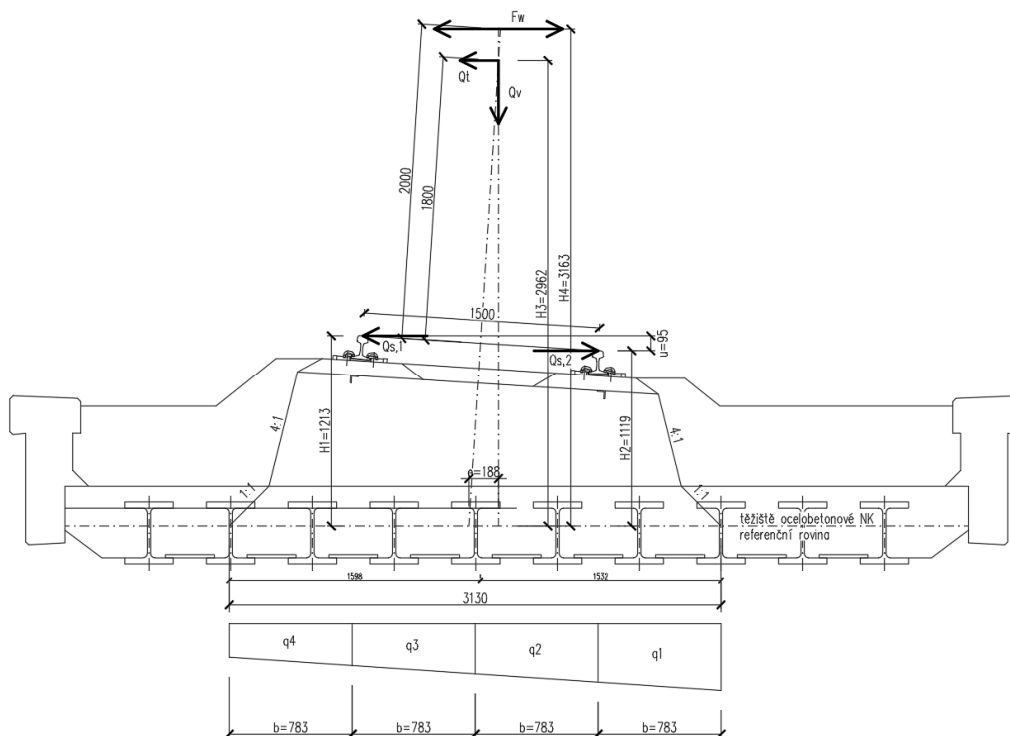
Referenční rovina se uvažuje jako těžiště ocelobetonového průřezu s fiktivním momentem setrvačnosti, viz odstavec 5.

Odstředivé síly působí 1,8 m nad TK.

součinitel zatížení $\gamma_f = 1,45$
klasifikační součinitel $\alpha = 1,10$
dynamický součinitel $\delta = \text{viz dále}$



2.3.2.1 Svislé zatížení



$u = 95 \text{ mm}$
 $H3 = 2962 \text{ mm}$
 $e = 188 \text{ mm}$
 $Cq = 3130 \text{ mm}$
 $b = 782,50 \text{ mm}$

převýšení
šikmá vzdálenost referenční roviny od těžiště vlaku (1,8m nad TK)
excentricita svislice na referenční rovině vůči šikmé ose koleje
šířka roznosu zatížení v referenční rovině
délka roznosu zatížení v referenční rovině

Zatížení

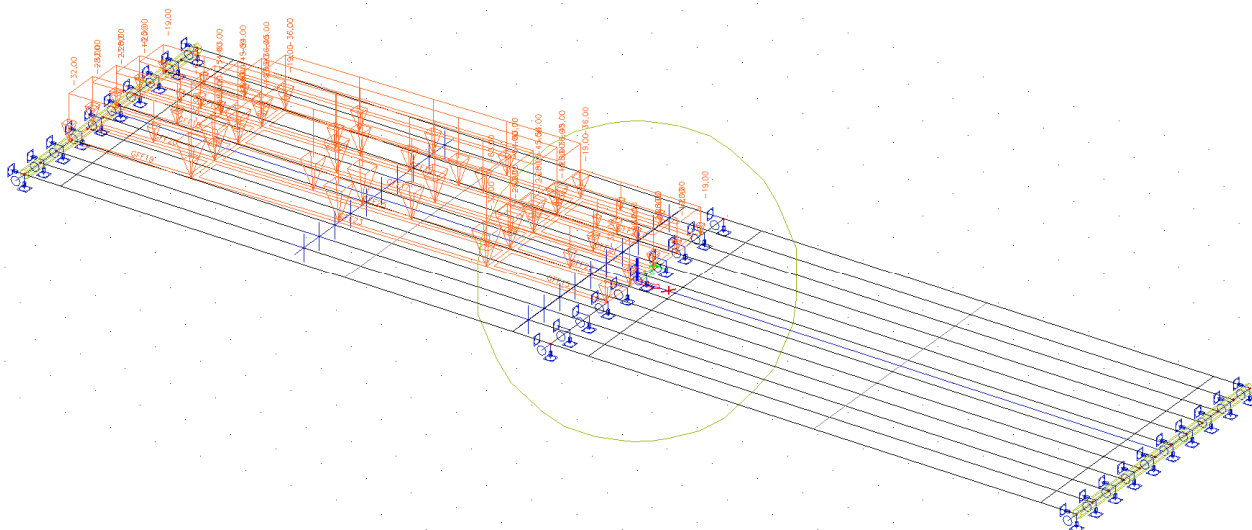
$Q_{V1} = 250 \text{ kN}$
 $L_q = 1600 \text{ mm}$

$q' = 50 \text{ kN/m}^2$ rovnoměrné
 $q'' = 18 \text{ kN/m}^2$ (\pm) "mašle"
 $q_1 = 63 \text{ kN/m}^2$
 $q_2 = 54 \text{ kN/m}^2$
 $q_3 = 45 \text{ kN/m}^2$
 $q_4 = 36 \text{ kN/m}^2$

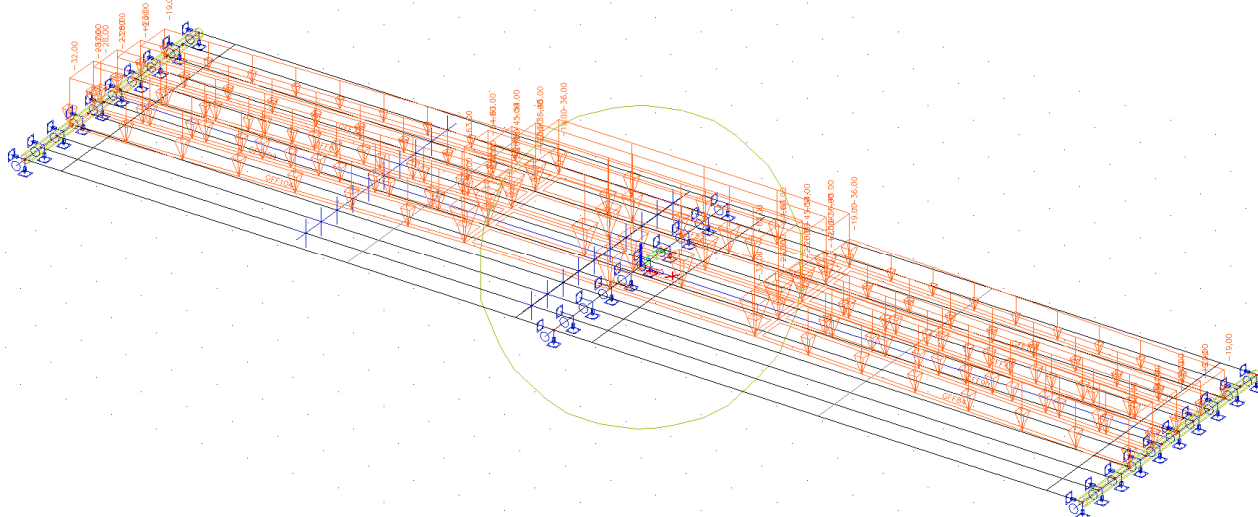
Zatížení

$q_{V1} = 80 \text{ kN/m}$

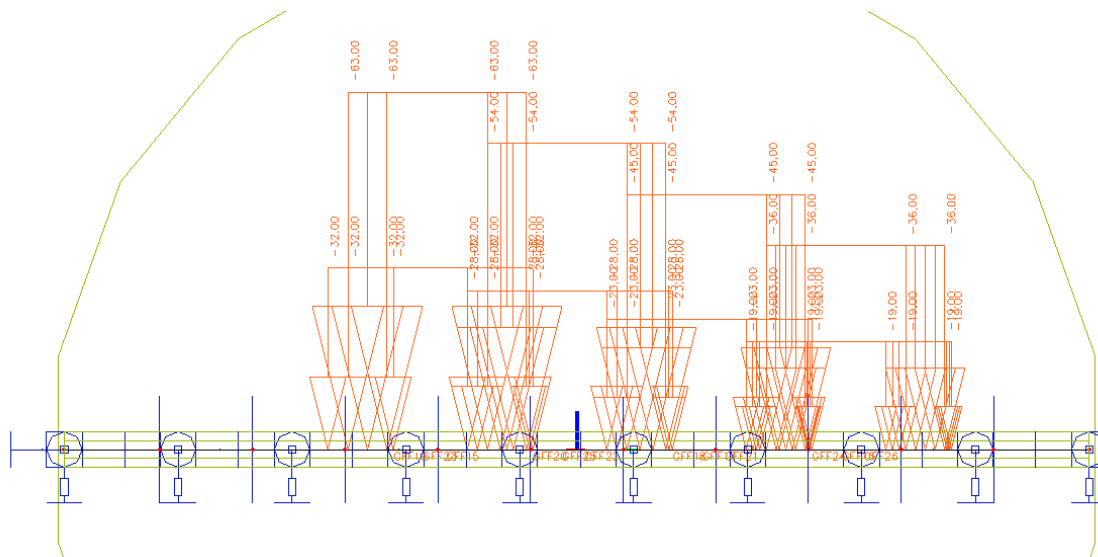
$q' = 26 \text{ kN/m}^2$ rovnoměrné
 $q'' = 9 \text{ kN/m}^2$ (\pm) "mašle"
 $q_1 = 32 \text{ kN/m}^2$
 $q_2 = 28 \text{ kN/m}^2$
 $q_3 = 23 \text{ kN/m}^2$
 $q_4 = 19 \text{ kN/m}^2$



Obr.: Zatížení pro M_{max} v poli.



Obr.: Zatížení pro M_{max} nad pilířem.



Obr.: Rozdělení svislého zatížení LM71 v příčném směru.

2.3.2.2 Vliv odstředivé síly od LM71

Výpočet uvažován dle ČSN EN 1991-2, 6.5.1

součinitel zatížení $\gamma_f = 1,45$

klasifikační součinitel $\alpha = 1,10$

dynamický součinitel neuvažuje se

Vodorovný směr

$V =$	55,0 km/h
$r =$	201,0 m
$f =$	1,0 dle tab. 6.7
$Q_{vk} =$	250 kN
$q_{vk} =$	80 kN/m
$Q_{tk} = V^2 * (f * Q_{vk}) / 127 * r =$	29,6 kN
$q_{tk} = V^2 * (f * q_{vk}) / 127 * r =$	9,5 kN/m

Svislý směr

$V =$	55	km/h
$R =$	201	m
$f =$	1	
$H3 =$	2962	mm

Pro hlavní nosník

$Q_{v1} =$	250	kN	$q_{v1} =$	80	kN/m
$Q_{t1} =$	29,6	kN	$Q_{t1} =$	9,5	kN/m
$L_q =$	1600	mm			
$q'' =$	34	kN/m ²	$q'' =$	17	kN/m ²
$q_1 =$	-25	kN/m ²	$q_1 =$	-13	kN/m ²
$q_2 =$	-8	kN/m ²	$q_2 =$	-4	kN/m ²
$q_3 =$	8	kN/m ²	$q_3 =$	4	kN/m ²
$q_4 =$	25	kN/m ²	$q_4 =$	13	kN/m ²



Vliv excentricity svislého pohyblivého zatížení bude zohledněn jeho posunem směrem ven z oblouku o hodnotu 208 mm.

 $\gamma_f = 1,5$

(a) $d_{\text{tot}}=$	0,950	m	(a) $b/d_{\text{tot}}=$	6,8	Nezatížený most
(b) $d_{\text{tot}}=$	5,250	m	(b) $b/d_{\text{tot}}=$	1,2	Zatížený most
$b=$	6,450	m	(a) $c_{f_x,0}=$	1,3	Nezatížený most
cca. $z=$	8,5	m	(b) $c_{f_x,0}=$	2,2	Zatížený most

(a) C=	3,60	
(b) C=	6,05	
$v_b=v_{b0}=$	25	m/s
$\rho=$	1,25	kg/m ³

$$F_{w,1}=0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C$$

(a) $F_w = 1,41 \text{ kN/m}^2$ * $A_{ref,x}$

(b) $F_w = 2,37 \text{ kN/m}^2$ * $A_{ref,x}$

zatížení větrem - vodorovné			
	h - prvku mm	Nezat. kN/m	Zatížený kN/m
vlak	4000		9,46

Svislý směr

Působící do LEVA

H4 = 3163 mm

F_{w1} = 9,5 kN/m

$q' = 18 \text{ kN/m}^2$ (±) "mašle"

$q_1 = -13,7 \text{ kN/m}^2$

$q_2 = -4,6 \text{ kN/m}^2$

$q_3 = 4,6 \text{ kN/m}^2$

$q_4 = 13,7 \text{ kN/m}^2$

Působící do PRAVA

F_{w2} = -9,5 kN/m

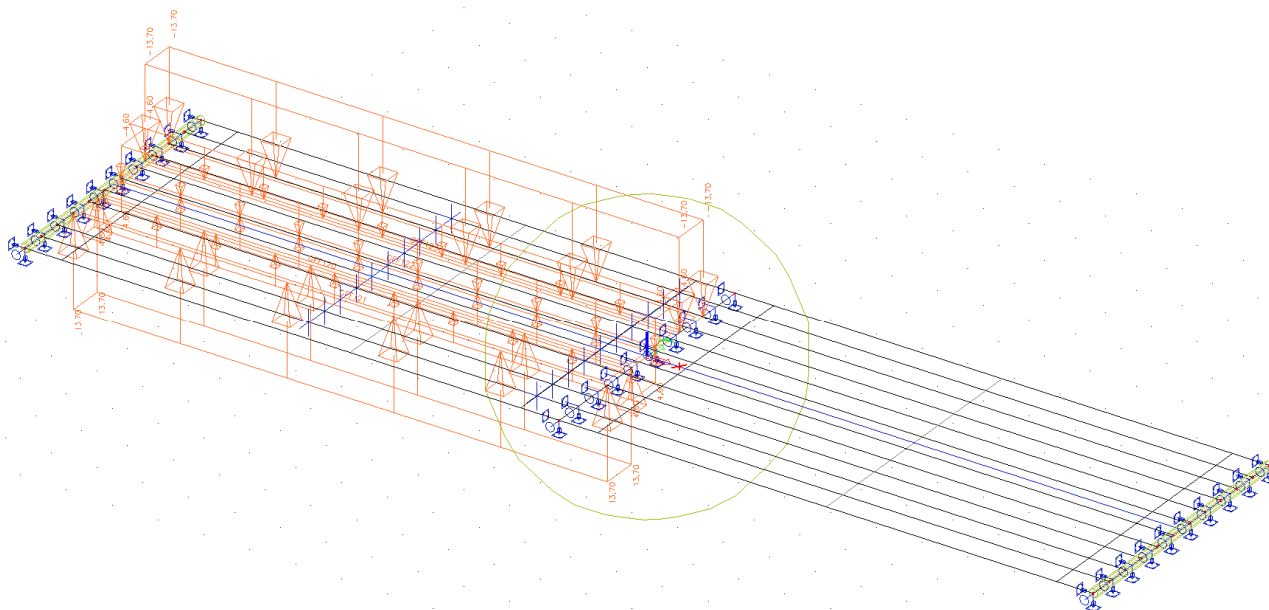
$q'' = -18 \text{ kN/m}^2$ (±) "mašle"

$q_1 = 13,7 \text{ kN/m}^2$

$q_2 = 4,6 \text{ kN/m}^2$

$q_3 = -4,6 \text{ kN/m}^2$

$q_4 = -13,7 \text{ kN/m}^2$



Obr.: Zatížení větrem pro M_{max} v poli.

2.3.5 Zatížení teplotou

$\gamma_t = 1,5$

Zatížení rovnoměrnou složkou teploty se uvažuje pouze pro návrh ložisek a namáhání spodní stavby. Svislá nerovnoměrná složka teploty se dle čl. 4.39 MVL 511 neuvažuje.

Výpočet dle ČSN EN 1991-1-5

Maximální teplota vzduchu ve stínu: $T_{max} = 38 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Minimální teplota vzduchu ve stínu: $T_{min} = -30 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Jedná se o 2.týp konstrukce - ocelobetonová nosná konstrukce

Maximální rovnoměrná složka teploty mostu	$T_{e,max}=$	42,5 °C
Minimální rovnoměrná složka teploty mostu	$T_{e,min}=$	-25,5 °C
Výchozí teplota mostu v době zabudování	$T_0=$	10 °C
Char. hodnota teploty pro roztažení	$\Delta T_{n,exp}=$	32,5 °C
Char. hodnota teploty pro smrštění	$\Delta T_{n,con}=$	35,5 °C
Celkový rozsah rovnoměrné složky teploty	$\Delta T_n=$	68 °C

2.3.6 Boční rázy

$$\gamma_f = 1,45$$

$$\alpha = 1,21$$

Uvažováno tak, že boční rázy působí tam, kde působí schéma LM 71.

Zatížení je zjednodušeně rozděleno do 4 pruhů stejně jako u modelu LM 71 a odstředivých sil.

Referenční rovina se uvažuje jako těžiště ocelobetonového průřezu s fiktivním momentem setrvačnosti, viz odstavec 5.

Působící do LEVA

$$\begin{aligned} H1 &= 1213 \text{ mm} \\ Q_{S,1} &= 100 \text{ kN} \\ Q_{S,1,L} &= 10,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Působící do PRAVA

$$\begin{aligned} H2 &= 1119 \text{ mm} \\ Q_{S,2} &= -100 \text{ kN} \\ Q_{S,2,L} &= -10,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$q'' = 7 \text{ kN/m}^2$	(\pm) "mašle"	$q'' = -7 \text{ kN/m}^2$	(\pm) "mašle"
$q_1 = -6 \text{ kN/m}^2$		$q_1 = 5 \text{ kN/m}^2$	
$q_2 = -2 \text{ kN/m}^2$		$q_2 = 2 \text{ kN/m}^2$	
$q_3 = 2 \text{ kN/m}^2$		$q_3 = -2 \text{ kN/m}^2$	
$q_4 = 6 \text{ kN/m}^2$		$q_4 = -5 \text{ kN/m}^2$	

2.3.7 Rozjezdové a brzděné síly

$$\gamma_f = 1,45$$

$$\alpha = 1,10$$

Zatížení rozjezdovými a brzděnými silami se uvažuje pouze pro návrh ložisek a namáhání spodní stavby.

Výpočet dle ČSN EN 1991-2, 6.5.3

Rozjezdová síla

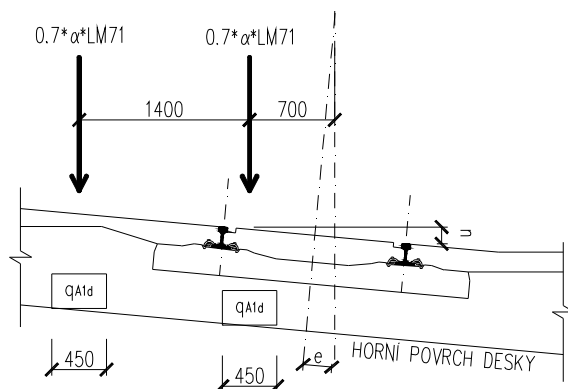
$Q_{lak} =$	33 kN/m	
$L_{a,b} =$	23,3 m	
$Q_{lak} L_{a,b} =$	768,9 kN	< 1000 kN
$b =$	3,13 m	
$q_{lak} =$	10,54 kN/m ²	
$\xi =$	0,60	
$q_{lak} =$	6,33 kN/m²	

$Q_{lbk} =$	20 kN/m	
$L_{a,b} =$	23,3 m	
$Q_{lbk} L_{a,b} =$	466 kN	< 6000 kN
$b =$	3,13 m	
$q_{lbk} =$	6,39 kN/m ²	
$\xi =$	0,60	
$q_{lbk} =$	3,83 kN/m²	

$$\alpha = 1,10$$

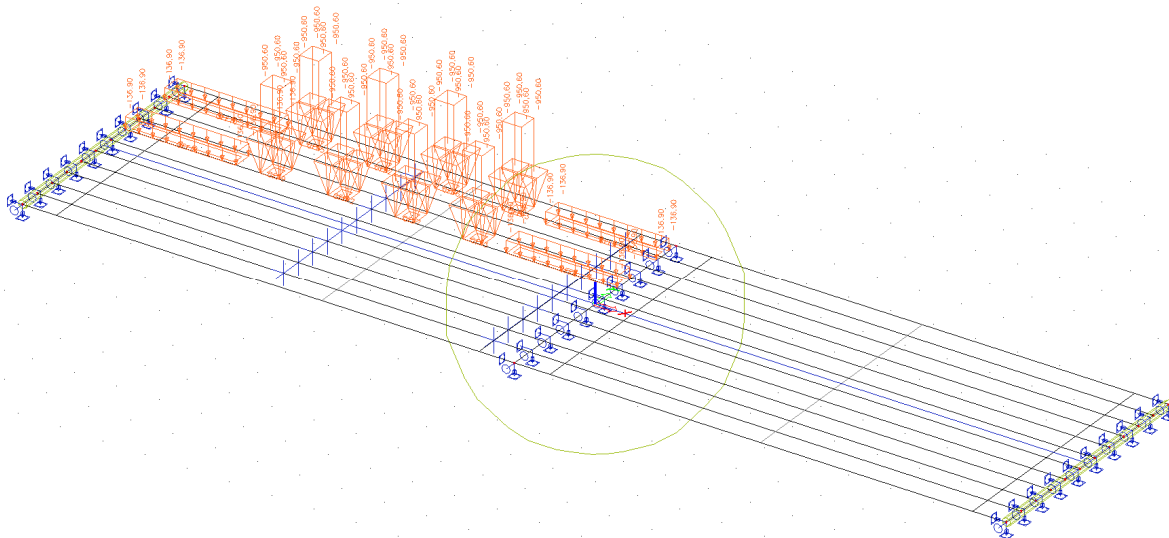
Zatížení je uvažováno v nejúčinnější poloze v poli.

Pro mosty s kolejovým ložem lze dle ČSN EN 1991-2, 6.7.1 předpokládat, že osamělé síly působí na čtverci o straně 450 mm na horním povrchu mostovky (desky NK).



Q_{A1d} = 192,5 kN
Cq = 450 mm
Lq = 450 mm
q_{QA1d} = 950,6 kN/m²

$q_{A1d} = 61,6 \text{ kN/m}$
 $Cq = 450 \text{ mm}$
 $Lq = 1000 \text{ mm}$
 $q_{qA1d} = 136,9 \text{ kN/m}^2$

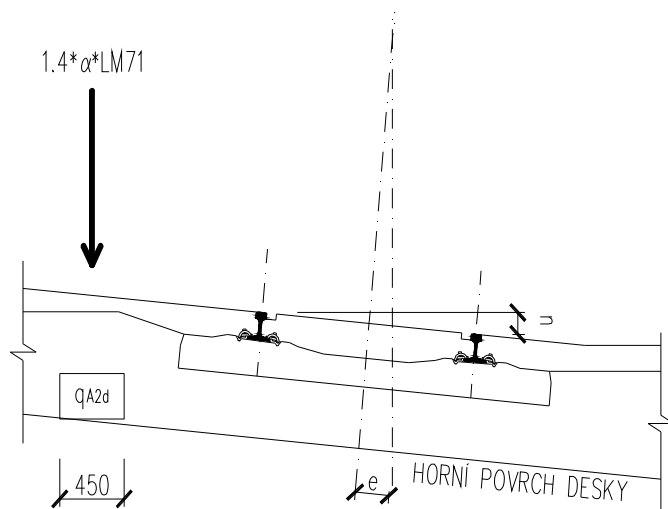


Obr.: Zatížení vykolejením I.

2.4.2 Vykojení – návrhová situace II

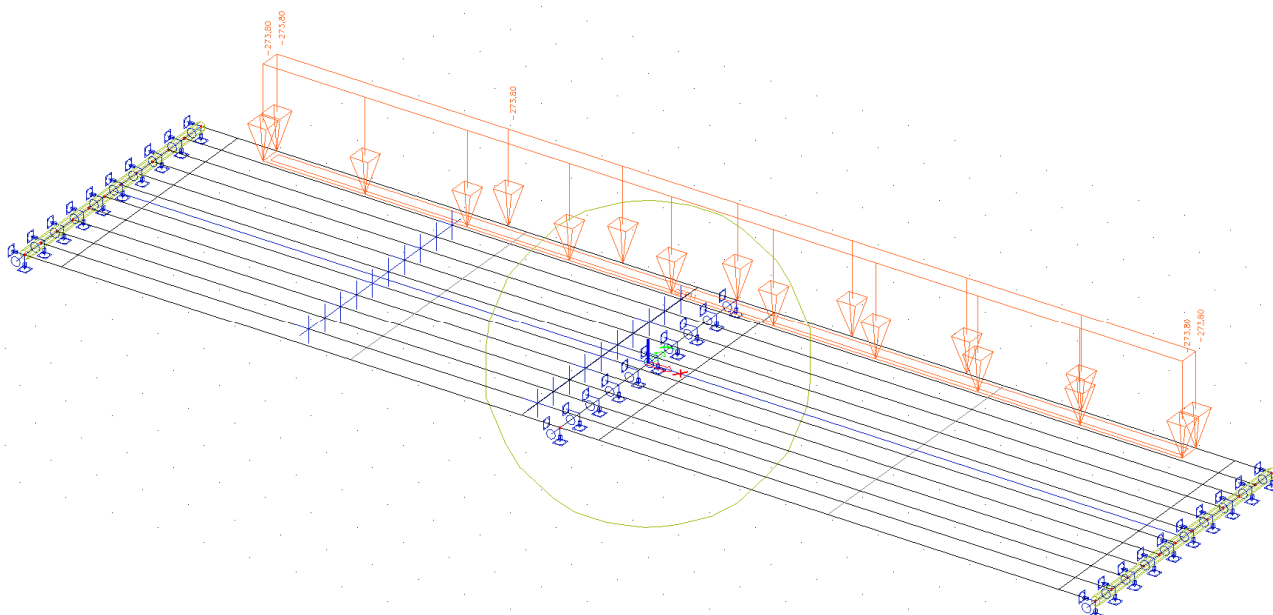
Zatížení je uvažováno v nejúčinnější poloze na délku 20 m.

Dle ČSN EN 1991-2, 6.7.1 zatížení působí na okraji uvažované konstrukce (v tomto případě hned u rubu římsy).



Zatížení

q_{A2d}	=	123,2	kN/m
C_q	=	450	mm
L_q	=	1000	mm
q_{qA1d}	=	273,8	kN/m ²



Obr.: Zatížení vykojením II na hraně konzoly.

2.5 Nerovnoměrné sedání - pilíř

Ve výpočtu bude vytvořen jeden zatěžovací stav, představující sednutí nového středního pilíře P1. Uvažuje se pokles o hodnotě 5 mm.

2.6 Dynamický součinitel

Dle ČSN EN 1991-2, 6.4.5.1 se dynamický součinitel stanovuje následovně.

(2) Obecně se dynamický součinitel Φ uvažuje buď jako Φ_2 nebo Φ_3 podle kvality koleje následovně:

a) Pro pečlivě udržovanou kolej:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad (6.4)$$

v rozmezí: $1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$

b) Pro standardně udržovanou kolej:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73 \quad (6.5)$$

v rozmezí: $1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,0$

kde L_Φ je „náhradní“ délka (m) (délka příslušející k Φ) definovaná v tabulce 6.2.

2.6.1 Hlavní nosníky

Spojité nosníky o rozpětí polí 11,65 + 11,65 m.

Dynamický součinitel - MSÚ

n =	2
k =	1,20
L_m =	11,65 m
L_Φ =	13,98 m
Φ_3 =	1,34

Dynamický součinitel - ÚNAVA

L_Φ =	13,98 m
Φ_2 =	1,23

3 Popis modelu

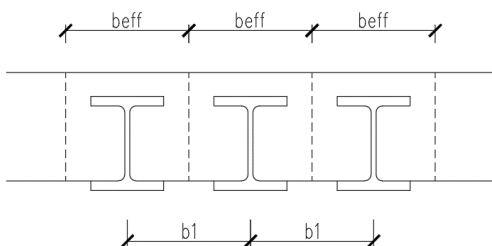
Výpočet vnitřních sil byl proveden v programu SCIA Engineer s reálnými průřezy a odpovídajícím zatížením na ŽB desku mostovky a ocelové nosníky. Nosníky byly modelovány jako složené průřezy s průřezovými charakteristikami odpovídajícími průměrným hodnotám mezi průřezovými charakteristikami s betonem působícím a nepůsobícím v tahu. Průřezy jsou po délce mostu rozděleny na průřezy v polích a průřezy nadpodporové. Nadpodporové průřezy zasahují do jednotlivých polí vždy v délkách cca 0,2*rozpětí jednotlivých polí. Deska mezi nosníky a na konzolách je modelována jako deskový ortotropní prvek s prakticky nulovou tuhostí v podélném směru a v příčném směru s tuhostí odpovídající polovině tuhosti ideálního železobetonového průřezu za působení betonu v tahu. Do desky jsou nosníky vloženy jako žebra. Konstrukce je uložena na obou koncích na opěry prostřednictvím betonových příčníků s ozubem jako liniovým kloubovým podepřením. Uložení na pilíř je modelováno podobně. Podpory na opěrách jsou v podélném směru pružné, tak aby jejich posun nebyl větší než 4,0 mm, a ve svislém směru tak, aby jejich posun nebyl větší než 1,0 mm. Podpora na pilíři je pružná pouze ve svislém směru, tak aby její posun nebyl větší než 1,0 mm. Stupně volnosti jednotlivých podpor vystihuje následující schéma.

B4/HEB400 pole,HEB400 pilír,HEB400 pole—Obecný prerez,Obecný prerez,Obecný prerez/	23300,000 mm/NOSNIK / ebro desky (92)
B5/HEB400 pole,HEB400 pilír,HEB400 pole—Obecný prerez,Obecný prerez,Obecný prerez/	23300,000 mm/NOSNIK / ebro desky (92)
B6/HEB400 pole,HEB400 pilír,HEB400 pole—Obecný prerez,Obecný prerez,Obecný prerez/	23300,000 mm/NOSNIK / ebro desky (92)
B7/HEB400 pole,HEB400 pilír,HEB400 pole—Obecný prerez,Obecný prerez,Obecný prerez/	23300,000 mm/NOSNIK / ebro desky (92)
B8/HEB400 pole,HEB400 pilír,HEB400 pole—Obecný prerez,Obecný prerez,Obecný prerez/	23300,000 mm/NOSNIK / ebro desky (92)
B9/HEB400 pole,HEB400 pilír,HEB400 pole—Obecný prerez,Obecný prerez,Obecný prerez/	23300,000 mm/NOSNIK / ebro desky (92)
B10/HEB400 pole,HEB400 pilír,HEB400 pole—Obecný prerez,Obecný prerez,Obecný prerez/	23300,000 mm/NOSNIK / ebro desky (92)
B11/HEB400 pole,HEB400 pilír,HEB400 pole—Obecný prerez,Obecný prerez,Obecný prerez/	23300,000 mm/NOSNIK / ebro desky (92)
B12/HEB400 pole,HEB400 pilír,HEB400 pole—Obecný prerez,Obecný prerez,Obecný prerez/	23300,000 mm/NOSNIK / ebro desky (92)
B13/HEB400 pole,HEB400 pilír,HEB400 pole—Obecný prerez,Obecný prerez,Obecný prerez/	23300,000 mm/NOSNIK / ebro desky (92)

4 Efektivní šířka

$b_1 = 520 \text{ mm}$

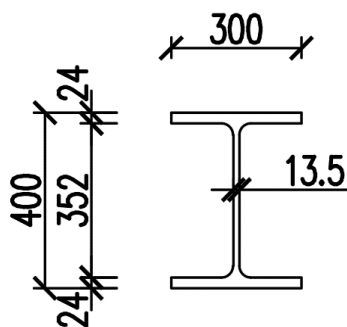
$b_{eff} = 520 \text{ mm}$



5 Průřezové charakteristiky

5.1 Nosník

HEB 400

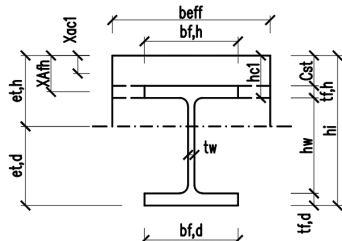


5.2 Průřez v v polích

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY BEZ TAŽENÉHO BETONU - PODÉLNÝ SMĚR

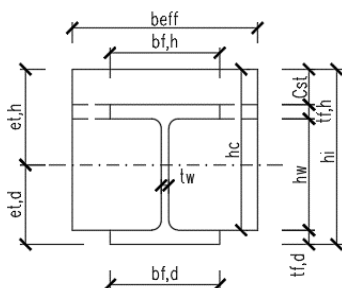
Průřez		OCELOVÝ	KRATKODOBÉ ZATÍŽENÍ	DLOUHODOBÉ ZATÍŽENÍ	
Beton					
Pracovní součinitel	$n_L =$	-	6,4	19,7	-
Šířka	$b_{eff} =$	0	520	520	mm
Ideální šířka	$b_{id} =$	0	81,7	26,4	mm
Tloušťka	$h_c =$	0	476	476	mm
Krytí	$c_{st} =$	0	100	100	mm
Ocel					
Šířka horní pásnice	$b_{f,h} =$	300	300	300	mm
Tloušťka horní pásnice	$t_{f,h} =$	24	24	24	mm
Tloušťka stojiny	$t_w =$	13,5	14	14	mm
Výška stojiny	$h_w =$	352	352	352	mm
Šířka dolní pásnice	$b_{f,d} =$	300	300	300	mm
Tloušťka dolní pásnice	$t_{f,d} =$	24	24	24	mm
Celková výška ocel. nosníku	$h_s =$	400	400	400	mm

Ideální průřez					
Výška	$h_i =$	400	500	500	mm
Plocha	$A_i =$	19152,0	35090,4	25490,1	mm ²
Poloha těžiště	$e_{t,h} =$	200,0	211,2	257,4	mm
	$e_{t,d} =$	200,0	288,8	242,6	mm
Moment setrvačnosti	$I_{y,i} =$	5,587108E+08	9,546766E+08	7,352324E+08	mm ⁴
Průřezový modul - beton - horní líc	$W_{y,i,c,h} =$	-	-4521133,5	-2856082,4	mm ³
Průřezový modul - výztuž	$W_{y,i,st} =$	-	-6315724,6	-3724074,3	mm ³
Průřezový modul - ocel - horní líc	$W_{y,i,a,h} =$	-2793553,9	-8588412,4	-4670310,2	mm ³
Průřezový modul - ocel - dolní líc	$W_{y,i,a,d} =$	2793553,9	3305193,9	3030972,5	mm ³



PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY S UVÁŽENÍM TAŽENÉHO BETONU **- PODÉLNÝ SMĚR**

Průřez		OCELOVÝ	KRATKODOBÉ ZATÍŽENÍ	DLOUHODOBÉ ZATÍŽENÍ	
Beton					
Pracovní součinitel	$n_L =$	-	6,4	19,7	-
Šířka	$b_{eff} =$	0	520	520	mm
Ideální šířka	$b_{id} =$	0	82	26	mm
Tloušťka	$h_c =$	0	476	476	mm
Krytí	$c_{st} =$	0	100	100	mm
Ocel					
Šířka horní pásnice	$b_{f,h} =$	300	300	300	mm
Tloušťka horní pásnice	$t_{f,h} =$	24	24	24	mm
Tloušťka stojiny	$t_w =$	14	14	14	mm
Výška stojiny	$h_w =$	352	352	352	mm
Šířka dolní pásnice	$b_{f,d} =$	300	300	300	mm
Tloušťka dolní pásnice	$t_{f,d} =$	24	24	24	mm
Celková výška ocel. nosníku	$h_s =$	400	400	400	mm
Ideální průřez					
Výška	$h_i =$	400	500	500	mm
Plocha	$A_i =$	19152,0	56169,8	12157,8	mm ²
Poloha těžiště	$e_{t,h} =$	200,0	260,9	277,2	mm
	$e_{t,d} =$	200,0	239,1	222,8	mm
Moment setrvačnosti	$I_{y,i} =$	5,587108E+08	1,308805E+09	8,125997E+08	mm ⁴
Průřezový modul - beton - horní líc	$W_{y,i,c,h} =$	-	-5017391,0	-2931790,7	mm ³
Průřezový modul - ocel - horní líc	$W_{y,i,a,h} =$	-2793553,9	-8136618,2	-4586595,4	mm ³
Průřezový modul - ocel - dolní líc	$W_{y,i,a,d} =$	2793553,9	5472819,5	3646698,4	mm ³



PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY PRO GLOBÁLNÍ ANALÝZU - PODÉLNÝ SMĚR

Průměrný moment setrvačnosti $I_{y0} = 1,1317\text{E}+09 \text{ mm}^4$

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY PRO ZADÁNÍ DO MODELU

Průřez		OCELOVÝ	KRATKODOBÉ ZATÍŽENÍ	
Beton				
Pracovní součinitel	$n_L =$	-	6,4	-
Šířka	$b_{eff} =$	0	520	mm
Ideální šířka	$b_{id} =$	0	81,7	mm
Tloušťka	$h_c =$	0	476	mm
Krytí	$c_{st} =$	0	100	mm
Ocel				
Šířka horní pásnice	$b_{f,h} =$	300	300	mm
Tloušťka horní pásnice	$t_{f,h} =$	24	24	mm
Tloušťka stojiny	$t_w =$	14	14	mm
Výška stojiny	$h_w =$	352	352	mm
Šířka dolní pásnice	$b_{f,d} =$	300	300	mm
Tloušťka dolní pásnice	$t_{f,d} =$	24	24	mm
Celková výška ocel. nosníku	$h_s =$	400	400	mm
Ideální průřez				
Výška	$h_i =$	400	500	mm
Náhradní výška betonu	$h_x =$		417,4	mm
Plocha	$A_i =$	19152,0	51504,1	mm ²
Poloha těžiště	$e_{t,h} =$	200,0	244,0	mm
	$e_{t,d} =$	200,0	256,0	mm
Moment setrvačnosti	$I_{y,i} =$	5,587108E+08	1,131741E+09	mm ⁴
Průřezový modul - beton - horní líc	$W_{y,i,c,h} =$	-	-4637922,4	mm ³
Průřezový modul - ocel - horní líc	$W_{y,i,a,h} =$	-2793553,9	-7858279,3	mm ³
Průřezový modul - ocel - dolní líc	$W_{y,i,a,d} =$	2793553,9	4421188,3	mm ³

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY PRO GLOBÁLNÍ ANALÝZU - PODÉLNÝ SMĚR

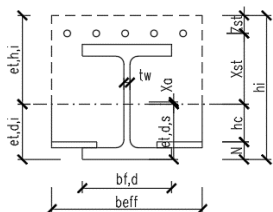
Průměrný moment setrvačnosti $I_{y0} = 1,13\text{E}+09 \text{ mm}^4$

Plocha $A = 5,15\text{E}+04 \text{ mm}^2$

5.3 Průřez nad pilířem

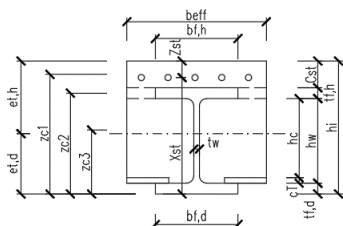
PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY BEZ TAŽENÉHO BETONU - PODÉLNÝ SMĚR

Průřez		OCELOVÝ	KRATKODOBÉ ZATÍŽENÍ	DLOUHODOBÉ ZATÍŽENÍ	
Beton					
Pracovní součinitel	$n_L =$	-	6,4	19,7	-
Šířka	$b_{eff} =$	0	520	520	mm
Ideální šířka	$b_{id} =$	0	81,7	26,4	mm
Tloušťka	$h_c =$	0	476	476	mm
Krytí	$c_{st} =$	0	100	100	mm
Tloušťka ztraceného bednění	$c_t =$	0	20	20	mm
Ocel					
Šířka horní pásnice	$b_{f,h} =$	300	300	300	mm
Tloušťka horní pásnice	$t_{f,h} =$	24	24	24	mm
Tloušťka stojiny	$t_w =$	13,5	14	14	mm
Výška stojiny	$h_w =$	352	352	352	mm
Šířka dolní pásnice	$b_{f,d} =$	300	300	300	mm
Tloušťka dolní pásnice	$t_{f,d} =$	24	24	24	mm
Celková výška ocel. nosníku	$h_s =$	400	400	400	mm
Plocha	$A_s =$	19152	19152	19152	mm ²
Výztuž					
Průměr	$\varnothing =$	0	16	16	mm
Počet / m	$n_{ST} =$	0	7	7	mm
Krytí	$c =$	0	52	52	mm
Poloha těžiště od horních vláken	$z_{st} =$	0	60	60	mm
Plocha	$A_{st} =$	0	1407	1407	mm
Ideální průřez					
Výška	$h_i =$	400	500	500	mm
Plocha	$A_i =$	19152,0	31416,8	24596,4	mm ²
Poloha těžiště	$e_{t,h} =$	200,0	319,6	299,0	mm
	$e_{t,d} =$	200,0	180,4	201,0	mm
Moment setrvačnosti	$I_{y,i} =$	5,587108E+08	7,282688E+08	6,723123E+08	mm ⁴
Průřezový modul - beton - horní líc	$W_{y,i,c,h} =$	-	2278764,9	2248644,2	mm ³
Průřezový modul - výztuž	$W_{y,i,st} =$	-	-2805465,8	-2813191,4	mm ³
Průřezový modul - ocel - horní líc	$W_{y,i,a,h} =$	-2793553,9	-3316504,7	-3378697,8	mm ³
Průřezový modul - ocel - dolní líc	$W_{y,i,a,d} =$	2793553,9	4036725,8	3344598,1	mm ³



PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY S UVÁŽENÍM TAŽENÉHO BETONU - PODÉLNÝ SMĚR

Průřez		OCELOVÝ	KRATKODOBÉ ZATÍŽENÍ	DLOUHODOBÉ ZATÍŽENÍ	
Beton					
Pracovní součinitel	$\eta_L =$	-	6,4	19,7	-
Šířka	$b_{eff} =$	0	520	520	mm
Ideální šířka	$b_{id} =$	0	82	26	mm
Tloušťka	$h_c =$	0	476	476	mm
Krytí oceli	$c_{st} =$	0	100	100	mm
Tloušťka ztraceného bednění	$c_t =$	0	20	20	mm
Ocel					
Šířka horní pásnice	$b_{f,h} =$	300	300	300	mm
Tloušťka horní pásnice	$t_{f,h} =$	24	24	24	mm
Tloušťka stojiny	$t_w =$	14	14	14	mm
Výška stojiny	$h_w =$	352	352	352	mm
Šířka dolní pásnice	$b_{f,d} =$	300	300	300	mm
Tloušťka dolní pásnice	$t_{f,d} =$	24	24	24	mm
Celková výška ocel. nosníku	$h_s =$	400	400	400	mm
Plocha	$A_s =$	19152	19152	19152	mm ²
Výztuž					
Průměr	$\varnothing =$	0	16	16	mm
Počet	$n_{ST} =$	0	7	7	mm
Krytí výztuže	$c =$	0	52	52	mm
Poloha těžiště od horních vláken	$z_{st} =$	0	60	60	mm
Plocha	$A_{st} =$	0	1407	1407	mm
Ideální průřez					
Výška	$h_i =$	400	500	500	mm
Plocha	$A_i =$	19152,0	55985,4	32003,0	mm ²
Poloha těžiště	$e_{t,h} =$	200,0	250,0	264,6	mm
	$e_{t,d} =$	200,0	250,0	235,4	mm
Moment setrvačnosti	$I_{y,i} =$	5,587108E+08	1,291930E+09	8,555786E+08	mm ⁴
Průřezový modul - beton - horní líc	$W_{y,i,c,h} =$	-	5168311,9	3233679,3	mm ³
Průřezový modul - výztuž	$W_{y,i,st} =$	-	6800656,8	4182048,2	mm ³
Průřezový modul - ocel - horní líc	$W_{y,i,a,h} =$	-2793553,9	8614512,0	5198443,0	mm ³
Průřezový modul - ocel - dolní líc	$W_{y,i,a,d} =$	2793553,9	-5167126,3	-3634320,7	mm ³



PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY PRO GLOBÁLNÍ ANALÝZU - PODÉLNÝ SMĚR

Průměrný moment setrvačnosti $I_{y0} = 1,0101E+09 \text{ mm}^4$

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY PRO ZADÁNÍ DO MODELU

Průřez		OCELOVÝ	KRATKODOBÉ ZATÍŽENÍ	
Beton				
Pracovní součinitel	$\eta_L =$	-	6,4	-
Šířka	$b_{eff} =$	0	520	mm
Ideální šířka	$b_{id} =$	0	81,7	mm
Tloušťka	$h_c =$	0	476	mm
Krytí	$c_{st} =$	0	100	mm
Tloušťka ztraceného bednění	$c_t =$	0	20	mm
Ocel				
Šířka horní pásnice	$b_{f,h} =$	300	300	mm
Tloušťka horní pásnice	$t_{f,h} =$	24	24	mm
Tloušťka stojiny	$t_w =$	14	14	mm
Výška stojiny	$h_w =$	352	352	mm
Šířka dolní pásnice	$b_{f,d} =$	300	300	mm
Tloušťka dolní pásnice	$t_{f,d} =$	24	24	mm
Celková výška ocel. nosníku	$h_s =$	400	400	mm
Plocha	$A_s =$	19152	19152	mm ²
Výztuž				
Průměr	$\emptyset =$	0	16	mm
Počet	$n_{ST} =$	0	7	mm
Krytí	$c =$	0	52	mm
Poloha těžiště od horních vláken	$z_{st} =$	0	60	mm
Plocha	$A_{st} =$	0	1407	mm
Ideální průřez				
Výška	$h_i =$	400	500	mm
Náhradní tloušťka krytí betonem	$c_n =$	0	35,7	mm
Plocha	$A_i =$	19152,0	50733,2	mm ²
Poloha těžiště	$e_{t,h} =$	200,0	272,5	mm
	$e_{t,d} =$	200,0	227,5	mm
Moment setrvačnosti	$I_{y,i} =$	5,587108E+08	1,010099E+09	mm ⁴
Průřezový modul - beton - horní líc	$W_{y,i,c,h} =$	-	3706474,9	mm ³
Průřezový modul - výztuž	$W_{y,i,st} =$	-	4752896,2	mm ³
Průřezový modul - ocel - horní líc	$W_{y,i,a,h} =$	-2793553,9	5854870,9	mm ³
Průřezový modul - ocel - dolní líc	$W_{y,i,a,d} =$	2793553,9	-4440443,6	mm ³

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY PRO GLOBÁLNÍ ANALÝZU - PODÉLNÝ SMĚR

Průměrný moment setrvačnosti	$I_{y\varnothing} =$	1,01E+09	mm ⁴	1,01E-03
Plocha	$A =$	5,07E+04	mm ²	5,07E-02

5.4 Ortotropie desek

5.4.1 Ortotropie pro šetření v podélném směru

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY ŽB PRŮŘEZU S TAŽENÝM BETONEM - PŘÍČNÝ SMĚR

Beton

b =	1000 mm
h =	476 mm
$A_c =$	476000 mm ²
$E_{cm} =$	33 000 MPa
$E_s =$	200 000 MPa
$a_{gc} =$	238 mm

Dolní výztuž

ϕ	16 mm
c =	72 mm
s =	250 mm
$A_{s1} =$	201,062 mm ²
n =	4,00 - počet prutů na metr
$A_s =$	804 mm ²
d =	396 mm

Horní výztuž

ϕ	12 mm
c =	62 mm
s =	125 mm
$A_{s1}' =$	113,097 mm ²
n =	8,00 - počet prutů na metr
$A_{s1}' =$	905 mm ²
d' =	68 mm

Ideální průřez

$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	6,06
$A_i =$	4,86E+05 mm ²
$a_{gf} =$	238 mm
$I_i =$	9,27E+09 mm ⁴
$0,5I_i =$	4,63E+09 mm ⁴

(viz MVL511, 5.32)

PARAMETRY ORTOTROPIE NOSNÍKOVÉ ČÁSTI DESKY - NULOVÁ TUHOST V PODÉLNÉM SMĚRU

E_c =	33000 MPa
G_c =	13750 MPa
ν_c =	0,2
E_s =	210 000 MPa
I_y =	4,63E+09 mm ⁴
A_y =	4,86E+05 mm ²
D11 =	0,001 MNm
D22 = E_c I_y =	152,916 MNm
D12 = ν √D11D22 =	0,078 MNm
D33 = (1-ν) √D11D22 / 2 =	0,156 MNm
D44 = G_h =	6545,000 MN/m
D55 = G_h =	6545,000 MN/m
d11 =	0,001 MN/m
d22 = E_c A_y =	16049,805 MN/m
d12 = ν √d11d22 =	0,801 MN/m
d33 = (1-ν) √d11d22 / 2 =	1,602 MN/m

Model:

Ortotropie pro šetření v podélném směru

Ortotropie

Jméno	OT_HEB400
Typ ortotropie	Standard
Tloušťka desky/stěny [mm]	476
Materiál	C30/37_nulová hmotnost
D11 [MNm]	1,0000e-03
D22 [MNm]	1,5292e+02
D12 [MNm]	7,8000e-02
D33 [MNm]	1,5600e-01
D44 [MN/m]	6,5450e+03
D55 [MN/m]	6,5450e+03
d11 [MN/m]	1,0000e-03
d22 [MN/m]	1,6050e+04
d12 [MN/m]	8,0100e-01
d33 [MN/m]	1,6020e+00

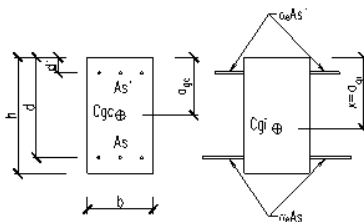
5.4.2 Ortotropie pro šetření v příčném směru

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY ŽB PRŮŘEZU S TAŽENÝM BETONEM - PODÉLNÝ SMĚR

<u>Beton</u>	
b =	1000 mm
h =	476 mm
A_c =	476000 mm ²
E_{cm} =	33000 MPa
E_s =	200 000 MPa
a_{gc} =	238 mm
<u>Dolní výztuž</u>	
ϕ	12 mm
c =	93 mm
s =	125 mm
A_{s1} =	113,097 mm ²
n =	8,00 - počet prutů na metr
A_s =	905 mm ²
d =	377 mm
<u>Horní výztuž</u>	
ϕ	12 mm
c =	50 mm
s =	75 mm
A_{s1} =	113,097 mm ²
n =	13,33 - počet prutů na metr
A'_s =	1508 mm ²
d' =	56 mm
<u>Ideální průřez</u>	
$\alpha_e = E_s/E_{cm}$ =	6,06
A_{ix} =	4,91E+05 mm ²
a_{gi} =	236 mm
I_i =	9,39E+09 mm ⁴
$0,5I_{ix}$ =	4,70E+09 mm ⁴

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY ŽB PRŮŘEZU S TAŽENÝM BETONEM - PŘÍČNÝ SMĚR

<u>Beton</u>	
b =	1000 mm
h =	476 mm
$A_c =$	476000 mm ²
$E_{cm} =$	33000 MPa
$E_s =$	200 000 MPa
$a_{gc} =$	238 mm
<u>Dolní výztuž</u>	
ϕ	16 mm
c =	93 mm
s =	250 mm
$A_{s1} =$	201,062 mm ²
n =	4,00 - počet prutů na metr
$A_s =$	804 mm ²
d =	375 mm
<u>Horní výztuž</u>	
ϕ	12 mm
c =	62 mm
s =	125 mm
$A_{s1} =$	113,097 mm ²
n =	8,00 - počet prutů na metr
$A_s' =$	905 mm ²
d' =	68 mm
<u>Ideální průřez</u>	
$\alpha_e = E_s/E_{cm} =$	6,06
$A_{iy} =$	4,86E+05 mm ²
$a_{gi} =$	237 mm
$I_i =$	9,24E+09 mm ⁴
$0,5I_{iy} =$	4,62E+09 mm ⁴



PARAMETRY ORTOTROPIE NOSNÍKOVÉ ČÁSTI DESKY

$E_c =$	33000 MPa
$G_c =$	13750 MPa
$\nu_c =$	0,2
$E_s =$	210 000 MPa
$I_x =$	4,70E+09 mm ⁴
$I_y =$	4,62E+09 mm ⁴
$A_x =$	4,91E+05 mm ²
$A_y =$	4,86E+05 mm ²
D11 = $E_c I_x =$	155,010 MNm
D22 = $E_c I_y =$	152,416 MNm
D12 = $\nu \sqrt{D11D22} =$	30,741 MNm
D33 = $(1-\nu) \sqrt{D11D22} / 2 =$	61,483 MNm
D44 = $G_h =$	6545,000 MN/m
D55 = $G_h =$	6545,000 MN/m
d11 = $E_c A_x =$	16190,549 MN/m
d22 = $E_c A_y =$	16049,805 MN/m
d12 = $\nu \sqrt{d11d22} =$	3224,005 MN/m
D33 = $(1-\nu) \sqrt{d11d22} / 2 =$	6448,009 MN/m

Model:

Ortotropie pro šetření v podélném směru

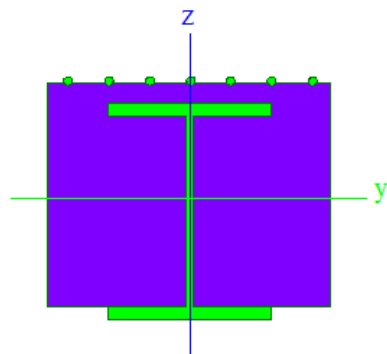
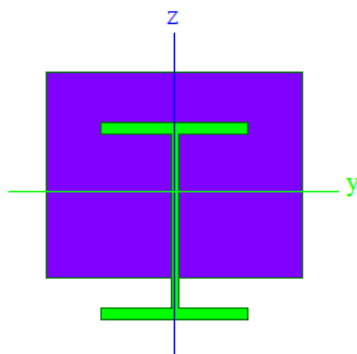
Ortotropie

Jméno	přHEB40
Typ ortotropie	Standard
Tloušťka desky/stěny [mm]	455
Materiál	C30/37_nulová hmotnost
D11 [MNm]	1,5501e+02
D22 [MNm]	1,5242e+02
D12 [MNm]	3,0741e+01
D33 [MNm]	6,1483e+01
D44 [MN/m]	6,5450e+03
D55 [MN/m]	6,5450e+03
d11 [MN/m]	1,6191e+04
d22 [MN/m]	1,6050e+04
d12 [MN/m]	3,2240e+03
d33 [MN/m]	6,4480e+03

5.5 Průřezy v modelu

Jméno	HEB400 pole
Typ	Obecný průřez
Parametry	
Mat 1	S 355
Mat 2	C30/37_nulová hmotnost
Opravit	
Obecný	
Použitá barva	Barva materiálu
Editovatelné vlastnosti	<input type="checkbox"/>
Editovatelný vzpěr	<input checked="" type="checkbox"/>
Vzpěr y-y	c
Vzpěr z-z	c
Výroba	obecný
Výpočet FEM	<input checked="" type="checkbox"/>
Velikost sítě [mm]	0
Min. vzdálenost bodu [mm]	0
Rozdělení křivky	36
Použít redukční součinitele	<input type="checkbox"/>
Opravit pojmenované položky	
Opravit spáry	
Vlastnosti	
A [m ²]	5,1506e-02
Ay [m ²]	5,1506e-02
Az [m ²]	3,2943e-02
AL [m ² /m]	5,0556e+00
It [m ⁴]	1,2178e-03
Iy [m ⁴]	1,1318e-03
Iz [m ⁴]	8,6813e-04
Iw [m ⁶]	0,0000e+00
alfa [deg]	0,00
Wely [m ³]	4,4215e-03
Welz [m ³]	3,3390e-03
Wply [m ³]	4,4215e-03
Wplz [m ³]	3,3390e-03
cYLSS [mm]	0
cZLSS [mm]	6
dy [mm]	0
dz [mm]	30

Jméno	HEB400 pilíř
Typ	Obecný průřez
Parametry	
Mat 1	S 355
Mat 2	C30/37_nulová hmotnost
Opravit	
Obecný	
Použitá barva	Barva materiálu
Editovatelné vlastnosti	<input type="checkbox"/>
Editovatelný vzpěr	<input checked="" type="checkbox"/>
Vzpěr y-y	c
Vzpěr z-z	c
Výroba	obecný
Výpočet FEM	<input checked="" type="checkbox"/>
Velikost sítě [mm]	0
Min. vzdálenost bodu [mm]	0
Rozdělení křivky	36
Použít redukční součinitele	<input type="checkbox"/>
Opravit pojmenované položky	
Opravit spáry	
Vlastnosti	
A [m ²]	5,2290e-02
Ay [m ²]	4,7930e-02
Az [m ²]	3,6573e-02
AL [m ² /m]	5,5306e+00
It [m ⁴]	1,5953e-03
Iy [m ⁴]	1,0712e-03
Iz [m ⁴]	8,8858e-04
Iw [m ⁶]	0,0000e+00
alfa [deg]	0,00
Wely [m ³]	4,7281e-03
Welz [m ³]	3,4169e-03
Wply [m ³]	4,7281e-03
Wplz [m ³]	3,4169e-03
cYLSS [mm]	0
cZLSS [mm]	-3
dy [mm]	0
dz [mm]	-2



6 Návrh a posouzení hlavní NK

6.1 Vnitřní síly na hlavní NK

zatěžovací schéma průřez	stálé vlatní tíha						ostatní stálé						pokles střední podpory					
	M _k [kNm]		V _k [kN]		R _k [kN] - pilíř		M _k [kNm]		V _k [kN]		R _k [kN] - pilíř		M _k [kNm]		V _k [kN]		R _k [kN] - pilíř	
	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.
POLE		80,84						111,12						15,57				
PILÍŘ - P1 - OSA	-140,99		-48,68	49,29		125,76	-204,72		-79,96	80,56		190,16		31,08	-2,39	2,39	-5,55	
PILÍŘ - P1 - HRANA	-88,81		-37,36	37,36			-121,51		-56,27	56,27				28,73	-2,28	2,28		

zatěžovací schéma průřez	LM 71 - svislá						LM 71 - odstředivá						smršťování					
	M _k [kNm]		V _k [kN]		R _k [kN] - pilíř		M _k [kNm]		V _k [kN]		R _k [kN] - pilíř		M _k [kNm]		V _k [kN]		R _k [kN] - pilíř	
	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.
POLE		191,51						20,31						16,88				
PILÍŘ - P1 - OSA	-184,44		-96,96	97,08		203,52	-35,64		-20,41	20,74		-33,12	48,24	-17,03		-37,95	37,74	-90,55
PILÍŘ - P1 - HRANA	-104,17		-67,85	67,85			-15,07		-12,97	12,97			-30,98		-27,54	27,54		

zatěžovací schéma průřez	boční ráz						vitr pole						vitr pilíř					
	M _k [kNm]		V _k [kN]		R _k [kN] - pilíř		M _k [kNm]		V _k [kN]		R _k [kN] - pilíř		M _k [kNm]		V _k [kN]		R _k [kN] - pilíř	
	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.
POLE		5,08						11,41										
PILÍŘ - P1 - OSA	-12,63		-6,67	6,78		15,77							-26,08				-21,36	29,89
PILÍŘ - P1 - HRANA	-5,93		-4,23	4,23									-13,04					

6.2 Kombinace

6.2.1 MSÚ – PROVOZNÍ STÁDIUM

Kombinace pro MSÚ - STR/GEO - Soubor B dle ČSN EN 1990

Zatížení:	stálé + ostatní stálé				zatížení dopravou				odstředivé síly				boční ráz				vitr				smršťování	pokles podpory
Kombinace dle ČSN EN 1990:	ξ	γ _a	celkem		α	γ _a	φ ₃	ψ ₀	celkem	α	γ _a	ψ ₀	celkem	α	γ _a	celkem	γ _a	ψ ₀	celkem	γ _a		
LM71	6.10a	1,00	1,35	1,35	1,10	1,45	1,34	0,80	1,71	1,10	1,45	0,80	1,28	1,10	1,45	1,60	1,50	0,80	1,20	1,35	1,00	
	6.10b	0,85	1,35	1,15	1,10	1,45	1,34	1,00	2,14	1,10	1,45	1,00	1,60	1,10	1,45	1,60	1,50	1,00	1,50	1,35	1,00	

MSÚ - kombinace 6.10a:

zatěžovací schéma průřez	LM71					
	M _k [kNm]		V _k [kN]		R _k [kN] - pilíř	
	min.	max.	min.	max.	min.	max.
POLE	0,00	672,75	0,00	0,00	0,00	0,00
PILÍŘ - P1 - OSA	-902,06	31,08	-429,80	431,95	-195,69	1026,03
PILÍŘ - P1 - HRANA	-548,25	28,73	-305,20	305,20	0,00	0,00

MSÚ - kombinace 6.10b:

zatěžovací schéma průřez	LM71					
	M _k [kNm]		V _k [kN]		R _k [kN] - pilíř	
	min.	max.	min.	max.	min.	max.
POLE	0,00	725,66	0,00	0,00	0,00	0,00
PILÍŘ - P1 - OSA	-930,11	31,08	-451,72	453,78	-212,66	1073,43
PILÍŘ - P1 - HRANA	-558,92	28,73	-319,39	319,39	0,00	0,00

MSÚ - Extrémní hodnoty vnitřních sil:

průřez	M _k [kNm]		V _k [kN]		R _k [kN] - vlevo	
	min.	max.	min.	max.	min.	max.
POLE	0,00	725,66	0,00	0,00	0,00	0,00
PILÍŘ - P1 - OSA	-930,11	31,08	-451,72	453,78	-212,66	1073,43
PILÍŘ - P1 - HRANA	-558,92	28,73	-319,39	319,39	0,00	0,00

6.2.2 MSÚ – MONTÁŽNÍ STÁDIUM

MSÚ - Extrémní hodnoty vnitřních sil v montážním stavu: Kombinace 6.10 dle ČSN EN 1990:

Zatížení	ocelové nosníky + čerstvý beton				bednění				staveništní				celkem montážní			
	M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]	
	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.
POLE	0,00	85,40	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	4,21	0,00	0,00	0,00	122,73	0,00	0,00
PILÍŘ - P1 - OSA	-149,02	0,00	-51,10	54,60	-1,33	0,00	-0,53	0,53	-7,48	0,00	-2,40	3,11	-214,39	0,00	-73,38	79,17
PILÍŘ - P1 - HRANA	-93,84	0,00	-46,04	46,04	-0,85	0,00	-0,44	0,44	-4,69	0,00	-1,79	1,79	-134,99	0,00	-65,50	65,50

6.2.3 MSP – charakteristická kombinace

Kombinace pro MSP

Zatížení:	stálé + ostatní stálé			zatížení dopravou					odstředivé síly				boční ráz			vítr			smršťování	pokles podpory
Kombinace dle ČSN EN 1990:	ξ	γ _a	celkem	α	γ _a	Φ ₃	ψ ₀	celkem	α	γ _a	ψ ₀	celkem	α	γ _a	celkem	γ _a	ψ ₀	celkem	γ _a	γ _a
Charakteristická	LM71	1,00	1,00	1,00	1,10	1,00	1,34	1,00	1,47	1,10	1,00	1,00	1,10	1,10	1,10	1,00	0,80	0,80	1,00	1,00

MSP - Extrémní hodnoty vnitřních sil:

zatěžovací schéma		LM71					
průřez	vnitřní síly	M _k [kNm]		V _k [kN]		R _k [kN] - pilíř	
		min.	max.	min.	max.	min.	max.
POLE		0,00	526,95	0,00	0,00	0,00	0,00
PILÍŘ - P1 - OSA		-696,82	31,08	-303,77	305,64	-63,34	716,29
PILÍŘ - P1 - HRANA		-400,05	28,73	-214,87	214,87	0,00	0,00

MSP - Extrémní hodnoty vnitřních sil pro výpočet napětí:

MONTÁŽNÍ																		
zatížení	ocelové nosníky								čerstvý beton				bednění				celkem montážní	
	M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]			
	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.		
průřez	vnitřní síly																	
POLE		23,73				61,67					0,75			0,00	86,15	0,00	0,00	
PILÍŘ - P1 - OSA	-40,50		-15,75	15,77	-108,52		-35,35	38,83	-1,33		-0,53	0,53	-150,35	0,00	-51,63	55,13		
PILÍŘ - P1 - HRANA	-26,20		-13,37	13,37	-67,64		-32,67	32,67	-0,85		-0,44	0,44	-94,69	0,00	-46,48	46,48		

KRÁTKODOBÉ																										
Zatížení	odsředivá				boční ráz				vítr pole				vítr pilíř				celkem vítr pole				celkem vítr pilíř					
	M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]			
	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.		
průřez vnitřní síly	0,00	20,31	0,00	0,00	0,00	5,08	0,00	0,00	0,00	11,41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	36,80	0,00	0,00	0,00	0,00	25,39	0,00	0,00
POLE	-35,64	0,00	-20,41	20,74	-12,63	0,00	-6,67	6,78	0,00	0,00	0,00	0,00	-26,08	0,00	0,00	0,00	-48,27	0,00	-27,08	27,52	-74,35	0,00	-27,08	27,52		
PILÍŘ - P1 - HRANA	-15,07	0,00	-12,97	12,97	-5,93	0,00	-4,23	4,23	0,00	0,00	0,00	0,00	-13,04	0,00	0,00	0,00	-21,00	0,00	-17,20	17,20	-34,04	0,00	-17,20	17,20		

DLUHODOBÉ														
Zatížení	průřez	vnitřní síly	ostatní stálé				poklesy podpory				celkem dlouhodobé			
			M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]	
			min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.
POLE			0,00	111,12	0,00	0,00	0,00	15,57	0,00	0,00	0,00	126,69	0,00	0,00
PILÍŘ - P1 - OSA			-204,72	0,00	-79,96	80,56	0,00	31,08	-2,39	2,39	-204,72	31,08	-82,35	82,95
PILÍŘ - P1 - HRANA			-121,51	0,00	-56,27	56,27	0,00	28,73	-2,28	2,28	-121,51	28,73	-58,55	58,55

SMRŠŤOVÁNÍ			
Zatížení	smršťování		
průřez	vnitřní síly	M _k [kNm]	
		min.	max.
POLE		0,00	16,88
PILÍŘ - P1 - OSA		-17,03	0,00
PILÍŘ - P1 - HRANA		-30,98	0,00

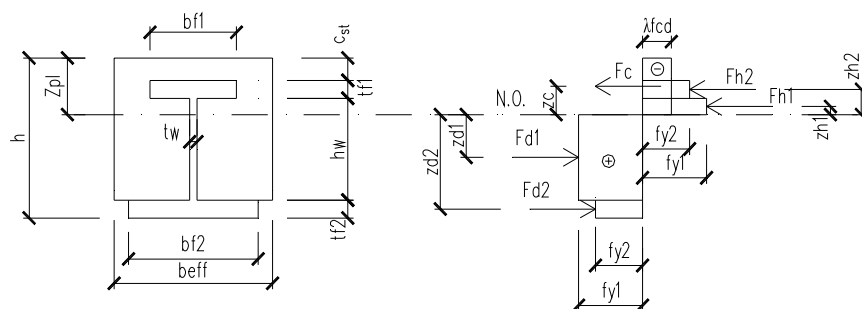
LM71 - SVISLÁ			
Zatížení	LM71 - svislá		
průřez	vnitřní síly	M _k [kNm]	
		min.	max.
POLE		0,00	191,51
PILÍŘ - P1 - OSA		-184,44	0,00
PILÍŘ - P1 - HRANA		-104,17	0,00

MSP - Omezení šířky trhlín:

NAHODILÉ U KRAJINÍHO NOSNÍKU																				
Zatížení	LM71 - svislá				odstředivá				boční ráz				vítr PŘÍTIŽUJÍCÍ				celkem nahodilé			
	M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]		V _k [kN]		M _k [kNm]	V _k [kN]		
	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.		
POLE	0,00	191,51	0,00	0,00	0,00	20,31	0,00	0,00	0,00	5,08	0,00	0,00	0,00	11,41	0,00	0,00	0,00	228,31	0,00	0,00
PILÍŘ - P1 - OSA	-184,44	0,00	-96,96	97,08	-35,64	0,00	-20,41	20,74	-12,63	0,00	-6,67	6,78	-26,08	0,00	0,00	0,00	-258,79	0,00	-124,04	124,60
PILÍŘ - P1 - HRANA	-104,17	0,00	-67,85	67,85	-15,07	0,00	-12,97	12,97	-5,93	0,00	-4,23	4,23	-13,04	0,00	0,00	0,00	-138,21	0,00	-85,05	85,05

OSTATNÍ STÁLÉ U KRAJINÍHO NOSNÍKU			
Zatížení	LM71 - svislá		
průřez	vnitřní síly	M _k [kNm]	
		min.	max.
POLE		0,00	111,12
PILÍŘ - P1 - OSA		-204,72	0,00
PILÍŘ - P1 - HRANA		-121,51	0,00

6.3 Posouzení MSÚ – provozní stádium



6.3.1 Plastická únosnost nosníku v poli

MSÚ - OHYB - V POLI

Průřez

$b_{eff} =$	520 mm	$< h/3 + 600 \text{ mm}; < 750 \text{ mm}$		
$h =$	500 mm			
$h_c =$	476 mm			
$c_{st} =$	100 mm	$> 70 \text{ mm}; < 300 \text{ mm}; < h_{st}/3; c_{st} \leq z_{pl} - t_{f1}$		
$b_{f1} =$	300 mm			
$t_{f1} =$	24 mm			
$b_{f2} =$	300 mm			
$t_{f2} =$	24 mm			
$t_w =$	13,5 mm			
$h_a =$	400 mm	$> 210 \text{ mm}; < 1100 \text{ mm}$		
$f_{ck} =$	30 MPa	$\gamma_m =$	1,50	$\lambda =$ 0,8
$f_{cd} * \lambda =$	16,0 MPa			
$f_{yk} =$	355 MPa	$\gamma_m =$	1,00	pro $t < 40$ mm
$f_{yd} =$	355,0 MPa			
$f_{yd,red} =$	355,0 MPa			

Momentová únosnost

$Z_{pl} =$ 167,56 mm

Neutrální osa zplastizovaného průřezu prochází stojinou ocelového nosníku

$F_{d1} =$	1478,213 kN	$F_d =$	4034,21 kN
$F_{d2} =$	2556 kN	$F_h =$	2764,75 kN
$F_{h1} =$	208,74698 kN		
$F_{h2} =$	2556 kN		
$F_c =$	1269,466 kN		
kontrola	0 kN		
$z_{d1} =$	154,22149 mm		
$z_{d2} =$	320,44299 mm		
$z_{h1} =$	21,778506 mm		
$z_{h2} =$	55,557013 mm		

$Z_c =$	86,799014 mm
---------	--------------

$M_{d1} =$	227,97 kNm	$M_d =$	1047,02 kN
$M_{d2} =$	819,05 kNm	$M_h =$	146,55 kN
$M_{h1} =$	4,55 kNm		
$M_{h2} =$	142,00 kNm		
$M_c =$	110,19 kNm		

$M_{pl,Rd} =$	1303,76 kNm	$>$	$M_{Ed} =$	725,66 kNm	VYHOVUJE
využití	56 %				

MSÚ - OHYB, SMYK - U PILÍŘE V HRANĚ PŘÍČNÍKU

(nosník OK je totožný)

výztuž: 7,00 ϕ 16,00 pro více vrstev výztuže zprůměrovat rameno a sečíst kusy

$f_{yk} =$ 500,00 MPa $\gamma_m =$ 1,15

$f_{yd} =$ 434,78 MPa

$A_s =$ 1407 mm²

$d_1 =$ 60,00 mm

$C_f =$ 20,00 mm (tloušťka desek ztrac. bednění)

Momentová únosnost

$Z_{d,pl} =$ 163,12 mm (od spodního líce dolní pásnice)

$Z_{h,pl} =$ 336,88 mm (od horního líce průřezu)

Normálová osa zplastizovaného průřezu prochází stojinou ocelového nosníku

$F_{ad1} =$	666,75 kN	$F_d =$	3222,75 kN
$F_{ad2} =$	2556,00 kN	$F_h =$	3576,21 kN
$F_{ah1} =$	1020,21 kN		
$F_{ah2} =$	2556,00 kN		
$F_{st} =$	611,91 kN		
$F_c =$	965,37 kN		
kontrola	0		

$x_{ad1} =$	69,6 mm
$x_{ad2} =$	151,1 mm
$x_{ah1} =$	106,4 mm
$x_{ah2} =$	224,9 mm
$x_{st} =$	276,9 mm
$x_c =$	59,6 mm

$M_{ad1} =$	46,38 kNm	$M_d =$	432,65 kN
$M_{ad2} =$	386,27 kNm	$M_h =$	683,37 kN
$M_{ah1} =$	108,59 kNm		

$M_{ah2} =$	574,79	kNm
$M_{st} =$	169,42	kNm
$M_c =$	57,50	kNm

$M_{pl,Rd} =$	1342,9	kNm	>	$M_{Ed} =$	558,92	kNm	VYHOVUJE
využití	42	%					

Smyková únosnost

$h_w =$	352	mm	(výška stojiny)
$A_v =$	4752	mm ²	(plocha ve smyku)
$h_w/t_w =$	26,07	<	100,9 = 124 * ϵ
-k boulení stěny se nepřihlíží			

Smyková únosnost 1 nosníku:

$$V_{Rd} = A_v * f_y / (3)^{1/2}$$

$V_{Rd} =$	974,0	kN	>	$V_{Ed} =$	319,39	kN	VYHOVUJE
využití	33	%					
$0.5V_{Rd} =$	487	kN	>	$V_{Ed} =$	319,4	kN	

VYHOVUJE

Nosník v poli vyhoví s využitím 56% v momentové únosnosti.

Nosník u hrany příčnicku vyhoví s využitím 42% momentové únosnosti a ve smykové s využitím 33%.

6.3.1.1 Zatižitelnost

ZATÍŽITELNOST - MSÚ
V POLI

$0.9M_{pl,Rd} =$	1173	kNm
$M_{rs,Ed} =$	316	kNm
$M_{LM71,Ed} =$	372	kNm
$Z_{LM71} =$	2,30	

ZATÍŽITELNOST - MSÚ
V HRANĚ PŘÍČNÍKU

$0.9M_{pl,Rd} =$	1209	kNm
$M_{rs,Ed} =$	336	kNm
$M_{LM71,Ed} =$	202	kNm
$Z_{LM71} =$	4,31	
$V_{pl,Rd} =$	974	kN
$V_{rs,Ed} =$	174	kN
$V_{LM71,Ed} =$	132	kN
$Z_{LM71} =$	6,06	

6.3.2 Plastická únosnost nosníku nad pilířem

MSÚ - OHYB - V OSE PILÍŘE (PŮSOBÍ JEN HORNÍ PÁSNICE OCELOVÉHO NOSNÍKU)

Průřez

$b_{eff} =$	520	mm	$< h/3 + 600\text{mm}; < 750\text{mm}$
$h =$	950	mm	
$h_c =$	950	mm	
$c_{st} =$	100	mm	$> 70\text{mm}; < 300\text{mm}; < h_{st}/3; c_{st} \leq z_{pl-tf1}$
$b_{f1} =$	300	mm	
$t_{f1} =$	24	mm	
$b_{f2} =$	300	mm	

$t_{f2} = 24 \text{ mm}$

$t_w = 13,5 \text{ mm}$

Materiálové charakteristiky

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$\gamma_m = 1,50 \quad \lambda = 0,8$

$f_{cd} = 20,0 \text{ MPa}$

$f_{sk} = 500 \text{ MPa}$

$\gamma_m = 1,15$

$f_{sk} = 434,8 \text{ MPa}$

$f_{y1} = 355 \text{ MPa}$

$\gamma_m = 1,00 \quad \text{pro } t < 40 \text{ mm}$

$f_{y1} = 355,0 \text{ MPa}$

210

$E_a = 000 \text{ MPa}$

200

$E_s = 000 \text{ MPa}$

Výztuž B500 B

1. řada

2. řada

$\emptyset = 16 \text{ mm}$

$\emptyset = 20 \text{ mm}$

$n = 7 \text{ ks}$

$n = 4 \text{ ks}$

$c = 52 \text{ mm}$

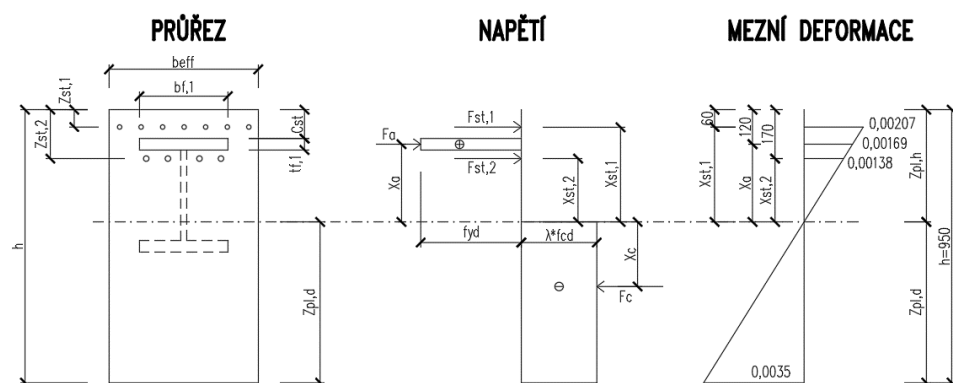
$c = 160 \text{ mm}$

$z_{st} = 60 \text{ mm}$

$z_{st} = 170 \text{ mm}$

$A_{st} = 1407 \text{ mm}^2$

$A_{st} = 1257 \text{ mm}^2$



Předpoklad výpočtu:

K porušení průřezu dojde, když:

a) v tlacených vláknech nastane mezní deformace betonu 0,0035

b) horní pásnice OK bude na mezi kluzu

$\epsilon_c = 0,0035$ - předpoklad

$\epsilon_a = 0,00169$ - předpoklad

$\epsilon_{s,1} = 0,00207$ - z podobnosti trojúhelníků

$\epsilon_{s,2} = 0,001377$ - z podobnosti trojúhelníků

$\sigma_{s,1} = 414 \text{ MPa}$ napětí ve výztuži u horního okraje

$\sigma_{s,2} = 275,4 \text{ MPa}$ napětí ve výztuži pod horní pásnicí

$\sigma_a = 355 \text{ MPa}$ ($= f_{yk}$) napětí v pásnici

Momentová únosnost

$Z_{pl,d} = 439,8 \text{ mm}$ poloha neutrální osy

$F_a = 2556,00 \text{ kN}$

$F_{st,1} = 582,68 \text{ kN}$

$F_{st,2} = 520,25 \text{ kN}$

$F_c = 3658,93 \text{ kN}$

0,0 kontrola rovnováhy sil v průřezu

Normálová osa zplastizovaného průřezu prochází zdánlivou stojinou ocelového nosníku

$x_a = 398,2 \text{ mm}$

$x_{st,1} = 450,2 \text{ mm}$

$x_{st,2} = 340,2 \text{ mm}$

$x_c = 219,9 \text{ mm}$

$M_a = 1017,86 \text{ kNm}$

$M_{st,1} = 262,34 \text{ kNm}$

$M_{st,2} = 177,00 \text{ kNm}$

$M_c = 804,55 \text{ kNm}$

$M_{pl,Rd} = 2261,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 930,11 \text{ kNm}$ VYHOVUJE

využití 41 %

Nosník nad pilířem vyhoví s využitím 41% v momentové únosnosti.

6.3.2.1 Zatižitelnost

ZATÍŽITELNOST - MSÚ

V OSE PŘÍČNÍKU

$0.9M_{pl,Rd} = 2262 \text{ kNm}$

$M_{rs,Ed} = 536 \text{ kNm}$

$M_{LM71,Ed} = 358 \text{ kNm}$

$Z_{LM71} = 4,81$

6.3.2.2 Návrh trnů

Návrhové síly:

$$N_{cf} = 806,54 \text{ kN}$$

Celková kombinální návrhová normálová síla v místě příčnicku na 1 nosník.

Od teploty, brzdných/rozjezdových sil a smrštění.

Návrh trnů:

ϕ	22	mm
h	125	mm
f_u	360	MPa
f_{ck}	30	MPa
α	1	
E_{cm}	33000	MPa

Únosnost trnů:

$P_{Rk,1}$	109,48	kN
$P_{Rk,2}$	139,66	kN
P_{Rk}	109,48	kN
P_{Rd}	87,6	kN
n	9	ks minimální počet trnů na 1 nosník

NAVRUJI 2x6 ks NA JEDEN NOSNÍK ZAKOTVENÝ DO PŘÍČNÍKU.

6.3.3 Únava

6.3.3.1 Nad pilířem

HLAVNÍ NOSNÍK

λ_1	=	0,83	pro $L = 11,65$ m a standardní kolejovou dopravu
λ_2	=	0,90	pro roční dopravu $< 15 \cdot 10^6$ t
λ_3	=	1,00	pro 100 let
λ_4	=	1,00	
λ	=	0,75	$< \lambda_{max} = 1,4$ (ČSN EN 1993-2, 9.5.3)
Φ_2	=	1,23	(hodnota z předchozího listu)
γ_{Mf}	=	1,35	
γ_{Ff}	=	1,0	(doporučeně dle norma)
$W_{y,i,a,h}$	=	-8588412,4	mm ³ (hodnota z předchozího listu)
$W_{y,i,a,d}$	=	3305193,9	mm ³ (hodnota z předchozího listu)

ROZKMIT NORMÁLOVÝCH NAPĚTÍ NAD PILÍŘEM

vnitřní síly	Mmin	Mmax	
LM71	-182,8	0,0	kNm
LM71 odstředivá	-33,9	0,0	kNm
$\phi_2 =$	1,23	1,23	
moment M_k	-258,9	0,0	kNm
$\sigma_{a,h} =$	30,1	0,0	MPa
$\sigma_{a,d} =$	-78,3	0,0	MPa
$\Delta\sigma_{E,2,h} =$	22,5	MPa	
$\Delta\sigma_{E,2,d} =$	58,5	MPa	

KATEGORIE DETAILU dle ČSN EN 1993-1-9

DET.11) Příčné styky plechů, pásů, válcovaných průřezů nebo nosníků svařených z plechů

$t =$ 24 mm

$k_s =$ 1,00

$\Delta\sigma_{C,h} =$ 80 MPa

$\Delta\sigma_{C,d} =$ 80 MPa

$\Delta\sigma_{C,red,h} =$ 80 MPa

$\Delta\sigma_{C,red,d} =$ 80 MPa

ZATÍŽITELNOST

$Z_{LM71} =$ 1,19

$\gamma_{M1} \gamma_{Ft} \Delta\sigma_{E,2} / \Delta\sigma_c =$	0,38	< 1,0	vyhovuje	
$\gamma_{M1} \gamma_{Ft} \Delta\sigma_{E,2} / \Delta\sigma_c =$	0,99	< 1,0	vyhovuje	

ROZKMIT SMYKOVÝCH NAPĚTÍ VE SVARECH NAD PILÍŘEM

$S_{yi,h} =$ 1,860E+06 mm³

$S_{yi,d} =$ 1,213E+06 mm³

$I_{yi} =$ 7,283E+08 mm⁴

ideální krátkodobý

$a_{we} =$ 6 mm

vnitřní síly	Vmax	
LM71	97,1	kN
LM71 odstředivá	20,7	kN

$\phi_2 =$ 1,23

síla V_k 140,2 kN

$\Delta\tau_{E,2,h} =$ **22,3** MPa

$\Delta\tau_{E,2,d} =$ **14,5** MPa

KATEGORIE DETAILU dle ČSN EN 1993-1-9

DET.11) Příčné styky plechů, pásů, válcovaných průřezů nebo nosníků svařených z plechů

$\Delta\tau_{C,h} =$	80 MPa	$\gamma_{M1} \gamma_{Ft} \Delta\tau_{E,2} / \Delta\tau_c =$	0,38	< 1,0	vyhovuje	
$\Delta\tau_{C,d} =$	80 MPa	$\gamma_{M1} \gamma_{Ft} \Delta\tau_{E,2} / \Delta\tau_c =$	0,25	< 1,0	vyhovuje	

TAŽENÁ VÝZTUŽ

výpočet rozkmitu napětí

	LM71 bez α , bez Φ		
	min	max	
M_{ed}	-258,9		kNm
σ_s	92,3		MPa

$$W_{y,i,st} = -2805465,8 \text{ mm}^3$$

únavu - výztuž - dle EN1992-2, NN.3.1

$$\begin{aligned} \gamma_{F,fat} &= 1,0 \\ \Delta\sigma_{s,71} &= 92,3 \text{ MPa} \\ \Phi_2 &= \mathbf{1,23} \\ L_\Phi &= 13,98 \text{ m} \\ \lambda_s &= \mathbf{0,73} \\ \lambda_{s,1} &= 0,77 \\ \lambda_{s,2} &= 0,94 \\ \lambda_{s,3} &= 1 \\ \lambda_{s,4} &= 1,00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L &= 11,65 \text{ m} \\ \lambda_{s,1,2m} &= 0,85 \\ \lambda_{s,1,20m} &= 0,75 \\ k_2 &= 9 \\ Vol &= 14,6 \cdot 10^6 \text{ t} \\ N_{Years} &= 100 \text{ let} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{s,eq,u,d} &= \mathbf{82,5 \text{ MPa}} \\ \Delta\sigma_{Rsk} &= 162,5 \text{ MPa} \\ \gamma_{s,fat} &= 1,15 \\ \Delta\sigma_{Rsd} &= \mathbf{141,3 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

$\Delta\sigma_{s,eq,u,d}$	=	82,5 MPa	<	$\Delta\sigma_{Rsd}$	=	141,3 MPa	VYHOVUJE
---------------------------	---	-----------------	---	----------------------	---	------------------	----------

Únavové detaily nosníků nad pilířky vyhovují na únavu.

6.4 Posouzení MSÚ – montážní stádium

6.4.1 Napětí v pružném stavu

ZÁPORNÝ MOMENT - PILÍŘ

MONTÁŽNÍ STÁDIUM: NAPĚTÍ V PRUŽNÉM STAVU - MSÚ			
	zatížení	dlouhodobé	kNm
	M_d	-214	
	průřez	ocelový	
ocel - horní	M/W	76,7	MPa
líc			
ocel - dolní	M/W	-76,7	MPa
líc			

< $f_{yd} = 355,0 \text{ MPa}$ vyhovuje

< $f_{yd} = 355,0 \text{ MPa}$ vyhovuje

KLADNÝ MOMENT - POLE

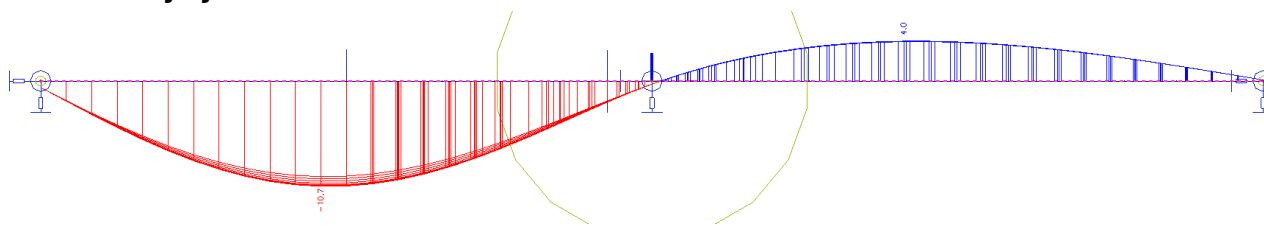
MONTÁŽNÍ STÁDIUM: NAPĚTÍ V PRUŽNÉM STAVU - MSÚ			
	zatížení	dlouhodobé	kNm
	M_d	123	
	průřez	ocelový	
ocel - horní	M/W	-43,9	MPa
líc			
ocel - dolní	M/W	43,9	MPa
líc			

< $f_{yd} = 355,0 \text{ MPa}$ vyhovuje

< $f_{yd} = 355,0 \text{ MPa}$ vyhovuje

6.5 Posouzení MSP

6.5.1 Průhyby



Obr.: Průběh svislých průhybů od modelu zatížení LM71, umístěného v poli.

PRŮHYB Z HLEDISKA BEZPEČNOSTI DOPRAVY

zatížení LM71 $\Phi_3 = 1,34$ $\alpha = 1,1$
 $\delta = 10,6 \text{ mm}$

$\delta = 15,6 \text{ mm}$	<	$L/600 = 19,4 \text{ mm}$	vyhovuje
----------------------------	---	---------------------------	----------

PRŮHYB Z HLEDISKA POHODY CESTUJÍCÍCH

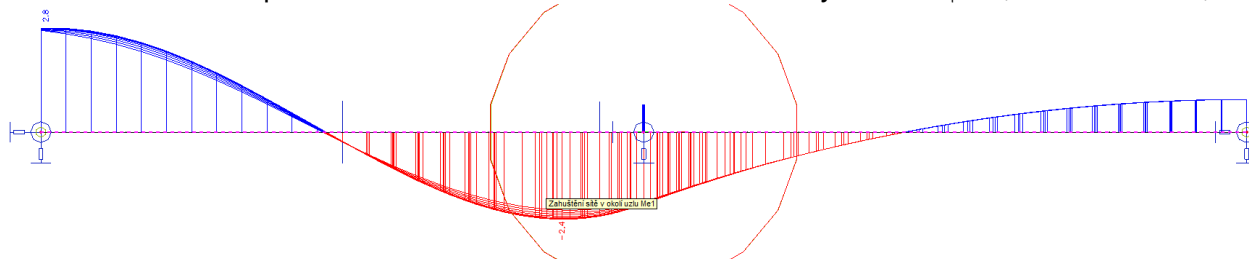
zatížení LM71 $\alpha = 1$
 $\delta = 10,6 \text{ mm}$

$\delta = 10,6 \text{ mm}$	<	$L/800/0,7 = 20,8 \text{ mm}$	vyhovuje
----------------------------	---	-------------------------------	----------

6.5.2 Přetvoření koncového průřezu

Svislý a vodorovný posun konce nosné konstrukce se získá vynásobením natočení a svislé a vodorovné vzdálenosti posuzovaného bodu.

Natočení koncového průřezu od modelu zatížení LM71 včetně dyn. souč. $\phi_3=1,34$ a souč. $\alpha=1,1$:



Obr.: Globální hodnoty natočení průřezů po konstrukci od modelu zatížení LM71.

PŘETVOŘENÍ KONCOVÉHO PRŮŘEZU NOSNÉ KONSTRUKCE

zatížení LM71 $\phi_3 = 1,34$ $\alpha = 1,1$

NATOČENÍ KONCE

$\theta = 0,0028$ rad

$\theta = 0,0041$ rad	<	$\theta_{lim} = 0,0065$ rad	vyhovuje
-----------------------	---	-----------------------------	----------

NATOČENÍ NAD PILÍŘEM

$\phi_3 = 1,34$ $\alpha = 1,1$

$\theta_1 = 0,0019$ rad

$\theta_2 = 0,0019$ rad

$\theta = 0,0056$ rad	<	$\theta_{lim} = 0,01$ rad	vyhovuje
-----------------------	---	---------------------------	----------

VODOROVNÝ POSUN KONCE

H = 966 mm svislá vzdálenost konce od vodorovné osy ložiska

$\delta_H = 4,0$ mm	<	$\delta_{lim} = 8,0$ mm	vyhovuje
---------------------	---	-------------------------	----------

SVISLÝ POSUN KONCE

H = 700 mm vodorovná vzdálenost konce od svislé osy uložení

$\delta_H = 2,9$ mm	<	$\delta_{lim} = 3,0$ mm	vyhovuje
---------------------	---	-------------------------	----------

6.5.3 Omezení napětí

Omezení napětí se posoudí v pružném stavu v charakteristických kombinacích.

6.5.3.1 V poli

KLADNÝ MOMENT - POLE

NAPĚTÍ V MSP		ZAČÁTEK PROVOZU					
ϕ_3	1,35	zatížení	montážní	dlouhodobé	LM71	krátkodobé	celkem
α	1	M_k	86,15	126,69	191,51	36,80	kNm
		průřez	ocelový	krátkodobý	krátkodobý	krátkodobý	-
		n_L	-	6,4	6,4	6,4	-
beton - horní líc		$M/W \cdot n$	-	-4,4	-6,7	-1,3	-12,3 MPa
výztuž		M/W	-	-20,1	-30,3	-5,8	-56,2 MPa
ocel - horní líc		M/W	-30,84	-14,8	-22,3	-4,3	-72,2 MPa
ocel - dolní líc		M/W	30,84	38,3	57,9	11,1	138,2 MPa

<	$0,6 f_{ck} = 18,0$ MPa	vyhovuje
<	$0,87 f_{sk} = 435,0$ MPa	vyhovuje
<	$f_{yk} = 355,0$ MPa	vyhovuje
<	$f_{yk} = 355,0$ MPa	vyhovuje

NAPĚTÍ V MSP		KONEC ŽIVOTNOSTI					
ϕ_3	1,35	zatížení	montážní	dlouhodobé	LM71	krátkodobé	celkem
α	1	M_d	86,15	126,69	191,51	36,80	kNm
		průřez	ocelový	dlouhodobý	krátkodobý	krátkodobý	-
		n_L	-	19,7	6,4	6,4	-
beton - horní líc		$M/W \cdot n$	-	-2,3	-6,7	-1,3	-10,2 MPa
výztuž		M/W	-	-34,0	-30,3	-9,9	-74,2 MPa
ocel - horní líc		M/W	-30,84	-27,1	-22,3	-4,3	-84,5 MPa
ocel - dolní líc		M/W	30,84	41,8	57,9	11,1	141,7 MPa

<	$0,6 f_{ck} = 18,0$ MPa	vyhovuje
<	$0,87 f_{sk} = 435,0$ MPa	vyhovuje
<	$f_{yk} = 355,0$ MPa	vyhovuje
<	$f_{yk} = 355,0$ MPa	vyhovuje

Z hlediska mezního stavu omezení napětí konstrukce vyhovuje.

6.5.3.2 Nad pilířem

ZÁPORNÝ MOMENT - NAD PILÍŘEM

NAPĚTÍ V MSP		ZAČÁTEK PROVOZU					
		zatížení	montážní	dlouhodobé	LM71	krátkodobé	celkem
$\phi 3$	1,35	M_k	-150,35	-204,72	-184,44	-74,35	kNm
α	1	průřez	ocelový	krátkodobý	krátkodobý	krátkodobý	
		n_L	-	6,4	6,4	6,4	-
výztuž		M/W	-	73,0	65,7	26,5	165,2 MPa
ocel - horní líc		M/W	53,82	61,7	55,6	22,4	193,6 MPa
ocel - dolní líc		M/W	-53,82	-50,7	-45,7	-18,4	-168,6 MPa

$< 0.8 f_{sk} = 400,0 \text{ MPa}$ vyhovuje
 $< f_{yk} = 355,0 \text{ MPa}$ vyhovuje
 $< f_{yk} = 355,0 \text{ MPa}$ vyhovuje

NAPĚTÍ V MSP		KONEC ŽIVOTNOSTI					
		zatížení	montážní	dlouhodobé	LM71	krátkodobé	smršťování sek. celkem
$\phi 3$	1,35	M_d	-150,35	-204,72	-184,44	-74,35	-17,03 kNm
α	1	průřez	ocelový	dlouhodobý	krátkodobý	krátkodobý	dlouhodobý
		n_L	-	19,7	6,4	6,4	19,7
výztuž		M/W	-	72,8	65,7	26,5	6,1 171,1 MPa
ocel - horní líc		M/W	53,82	60,6	55,6	22,4	5,0 197,5 MPa
ocel - dolní líc		M/W	-53,82	-61,2	-45,7	-18,4	-5,1 -184,2 MPa

$< 0.8 f_{sk} = 400,0 \text{ MPa}$ vyhovuje
 $< f_{yk} = 355,0 \text{ MPa}$ vyhovuje
 $< f_{yk} = 355,0 \text{ MPa}$ vyhovuje

smyskové napětí - nad pilířem

$V_z = 214,9 \text{ kN}$ největší posouvačka nad pilířem v absolutní hodnotě
 $S_y = 1859997 \text{ mm}^3$ statický moment horní pásnice
 $I_y = 7,28E+08 \text{ mm}^4$ ideální krátkodobý
 $t_w = 14 \text{ mm}$
 $\tau_{xs} = 40,65 \text{ MPa}$ $< f_{yk} / \sqrt{3} = 246,1 \text{ MPa}$ vyhovuje

srovnávací napětí:

$\sqrt{3\tau_{xs}^2 + \sigma_x^2} = 209,66 \text{ MPa}$ $< f_{yk} = 355,0 \text{ MPa}$ vyhovuje

Z hlediska mezního stavu omezení napětí konstrukce vyhovuje.

6.5.4 Zatižitelnost

ZATIŽITELNOST - MSP

NAPĚTÍ V MSP		ZAČÁTEK ŽIVOTNOSTI		
		zatížení	$M_{E,k}$	$M_{LM71,k}$
$\phi 3$	1,35	M	163	258 kNm
α	1,10	průřez	krátkodobý	krátkodobý
		n_L	6,36	6,36 -
beton - horní líc		M/W*n	-5,7	-9,0 MPa

$0,6 f_{ck} = 18,0 \text{ MPa}$ (použit průřezový modul dle toho, kde se nachází maximum momentu)
 $f_{yd} = 355,0 \text{ MPa}$
 $Z_{LM71} = 1,37$ beton - horní líc

6.5.5 Ověření dynamických vlastností

První frekvence byla určena zjednodušeným postupem dle MVL 511, ods. 5.3.2.7.

DYNAMIKA

$L = 11,65 \text{ m}$

MODEL:	5,9	Hz	>	dolní mez	5,5	Hz
--------	-----	----	---	-----------	-----	----

(1.vlastní frekvence stanovena zjednodušeně dle MVL 511, 5.131)

vyhovuje

($\delta_0 = 7,0 \text{ mm}$ pro koeficient kolejového lože -30%)

($\delta_0 = 9,1 \text{ mm}$ pro koeficient kolejového lože +30%)

6.5.6 Omezení šířky trhlin

KONTROLA ŠÍŘKY TRHLIN V PODÉLNÉM SMĚRU - V POLI

(dle MVL 511)

(s vlivem stavebních postupů a vně krajního nosníku dole)

$\phi = 12 \text{ mm}$ průměr podélné výztuže vně krajního nosníku
 $d = 68 \text{ mm}$ osová vzdálenost od dolního povrchu desky:

Od vlastní tíhy

Betonáž bez mezpodpor - ve výztuži nevzniká napětí, vše hned přebírá OK

$\sigma_s = 0,0 \text{ MPa}$

Od zbytku stálého

$M_{sk} =$	111,1	kNm	charakteristické zatížení od ostatního stálého u daného krajního nosníku
$I_y =$	7,35E+08	mm ⁴	ideální dlouhodobý
$x_{s,el2} =$	151	mm	vzdálenost výztuže od spodní neutrální osy
$\sigma_s =$	$M_{sk} / I_y * x_{s,el2}$		
$\sigma_s =$	22,8	MPa	napětí ve výztuži od zbytku stálého zatížení dlouhodobého

Od nahodilého

$M_{sk} =$	228,3	kNm	vlak+odstředivá+boční ráz+vítr
$I_y =$	9,55E+08	mm ⁴	ideální krátkodobý
$x_{s,el2} =$	197	mm	
$\sigma_s =$	$M_{sk} / I_y * x_{s,el2}$		
$\sigma_s =$	47,1	MPa	napětí ve výztuži od nahodilého krátkodobého

Celkem

$\sigma_s =$	69,8	MPa	Účinky tahového zpevnění betonu převezmou ocelové nosníky
--------------	------	-----	---

Maximální vzdálenost prutů výztuže

$s_{max} =$	125	mm				
$\sigma_{s,max} =$	240	MPa	>	69,8	MPa	VYHOVUJE

Největší průměr prutu výztuže

$\phi_{s,max} =$	12	mm				
$\sigma_{s,max} =$	345	MPa	>	69,8	MPa	VYHOVUJE

ŠÍŘKU TRHLIN LZE POVAŽOVAT ZA ZKONTROLOVANOU

KONTROLA ŠÍŘKY TRHLIN V PODÉLNÉM SMĚRU - NAD PODPOROU (PILÍŘEM)

(dle MVL 511)

$M_{sk} =$	463,5	kNm	ostatní stálé+vlak+odstředivá+boční ráz+vítr
$z =$	752	mm	rameno vnitřních sil bez uvažování působící pásnice OK
$A_s =$	2614	mm ²	celková plocha podélné ohybové výztuže nad pilířem
$\sigma_s =$	236,0	MPa	
$M_{sk,sek} =$	17,0	kNm	(sekundární účinky smršťování)
$\sigma_{s,sek} =$	8,7	MPa	

$\Sigma \sigma_s =$	244,6	MPa			
ϕ	16	/	75	mm	1.řada - krajní
ϕ	20	/	75	mm	2.řada

Maximální vzdálenost prutů výztuže

$s_{max} =$	75	mm				
$\sigma_{s,max} =$	280	MPa	>	244,6	MPa	VYHOVUJE

Největší průměr prutu výztuže

$\phi_{s,max} =$	20	mm				
$\sigma_{s,max} =$	258	MPa	>	244,6	MPa	VYHOVUJE


(hodnoty limitních napětí viz MVL 511, skutečné hodnoty napětí od zatížení budou vlivem příčného roznášení do všech osmi nosníků menší než zde uvedené)

ŠÍŘKU TRHLIN LZE POVAŽOVAT ZA ZKONTROLOVANOU

7 Posouzení v příčném směru

7.1 Konzola desky

7.1.1 Vnitřní síly a kombinace

KONZOLA V POLOVINĚ ROZPĚTÍ POLE - výztuž u horního povrchu					
- vnitřní síly v desce v příčném směru v řezu vzdáleném 0,25 m od hrany desky					
vnitřní síly (kladný moment):	M_k	V_k	γ_F	M_d	V_d
zatížení:	[kNm/m]	[kN/m]		[kNm/m]	[kN/m]
stálé - vl. tíha	26,86	12,78	1,35	36,26	17,25
stálé - ostatní (KL +30%)	40,82	19,69	1,35	55,11	26,58
vykolej. vlak I	162,21	34,61	1,00	162,21	34,61
vykolej. vlak II	81,77	30,17	1,00	81,77	30,17
celkem - vykolej. vlak I	229,89	67,08		253,58	108,61
celkem - vykolej. vlak II	149,45	62,64		173,14	74,00
$M_{Ed} =$	253,6	kNm			
$V_{Ed} =$	108,6	kN			

7.1.2 Návrh a posouzení

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteris tická	MSP kvazistálá	
$M_{e,d/k}$	253,6	-	-	kNm
Q_{ed}	108,6	-	-	kN

materiál

ocel 10 505 (R)

$f_{yk} =$	500	MPa
$\gamma_s =$	1,15	
$f_{yd} =$	435	MPa
$E_s =$	200	GPa
$\xi_{bal,1} =$	0,617	
$\xi_{bal,2} =$	0,379	

beton C30/37

$f_{ck} =$	30	MPa
$f_{cm} =$	38	MPa
$f_{ctm} =$	2,9	MPa
$f_{ctk,0,05} =$	2,0	MPa
$E_{cm} =$	33	GPa
$\varepsilon_{c3} =$	0,00175	pom. přet. na mezi plasticity
$\varepsilon_{cu3} =$	0,0035	pom. přet. na mezi porušení
$\gamma_c =$	1,5	
$\alpha_{cc} =$	0,9	
$\alpha_{ct} =$	1	
$f_{cd} =$	18,0	MPa
$f_{ctd} =$	1,33	MPa

přířez

$h =$	0,476	m	výška	$\phi =$	16	mm
$b =$	1,00	m	šířka	počet	8	ks
$c =$	50	mm	krytí	$A_s =$	1,61E-03	m ²

výztuž

$$A_{s,min} = 6,30E-04$$

$$A_{s,max} = 1,90E-02$$

mezní stav únosnosti

ohyb

$$\begin{aligned} d &= 0,418 \text{ m} && \text{účinná výška} \\ x &= 0,049 \text{ m} && \text{výška tlač. oblasti} \\ \xi &= 0,116 && \text{poměrná výška tl.obl.} < \xi_{\max} = 0,62 \\ z &= 0,399 \text{ m} && \text{rameno vnitřních sil} \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 278,7 \text{ kNm} > M_{ed} = 253,6 \text{ kNm} \text{ VYHOVUJE}$$

smyk

$$\begin{aligned} b_l = b_w &= 1,00 \text{ m} && \text{šířka průřezu pro smyk} \\ C_{Rd,c} &= 0,12 \\ k &= 1,692 \\ k_1 &= 0,15 \\ A_{sl} &= 1,61 \text{E-}03 \text{ m}^2 && \text{plocha tahové výztuže, která zasahuje min. } l_{bd} + d \text{ směrem k} \\ &3,85 \text{E-}03 && \text{podpoře} \\ \rho_l &= 0,03 \\ v_{min} &= 0,422 \end{aligned}$$

$$V_{Rd,c} = 191,8 \text{ kN} > V_{ed} = 108,6 \text{ kNm} \text{ PRŮŘEZ VYHOVUJE BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE}$$

svislá smyková výztuž

$$\begin{aligned} \phi &= 16 \text{ mm} && \text{profil} \\ n &= 1 && \text{počet stříhů} \\ s &= 0,25 \text{ m} && \text{vzdálenost řad} \\ \alpha &= 45^\circ && \text{sklon smykové výztuže (od vodorovné)} \\ \cot \theta &= 2,50 && \text{sklon tlakových diagonál} \\ v_1 &= 0,528 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= 344,9 \text{ kN} && \text{únosnost smykové výztuže} \\ V_{Rd,max} &= 1828,7 \text{ kN} && \text{únosnost tlakové diagonály} \\ V_{Rd,s} &= 344,9 \text{ kN} > V_{ed} = 108,6 \text{ kNm} && \text{VYHOVUJE} \\ F_{td} &= 81,5 \text{ kN} && \text{přírůstek tahové síly v podélné výztuži} \end{aligned}$$

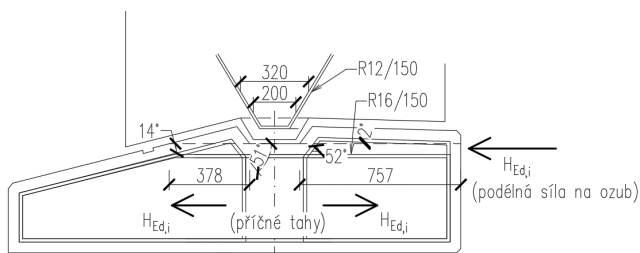
Navržená horní ohybová a smyková výztuž konzoly vyhovuje v návrhové kombinaci pro vykolejení.

8 Posouzení spodní stavby

Návrh a posouzení úložných prahů opěr a pilíře je proveden podle eurokódů. Zatížení, součinitele zatížení a součinitele kombinace zatížení jsou tedy brány dle ČSN EN 1991-2.

8.1 Úložný práh opěry

8.1.1 Posouzení vodorovného namáhání



ZATÍŽENÍ								
VODOROVNÁ SÍLA		Intenzita reakcí						
Zatížení	charakteristické		součinitele zatížení				návrhové	
	svislá	vodorovná	$g_{f,gr}$	g_f	ϕ_3	α	svislá	vodorovná
	[kN/m]	[kN/m]					[kN/m]	[kN/m]
stálé+zbytek stálého	151			1,0			151,0	
rovnoměrné oteplení				1,5				
rovnoměrné ochlazení		883		1,5				1324,5
LM71			0,5	1,0	1,00	1,1	0,0	
brzděné/rozjezdové síly		2	1,0	1,45		1,1		3,9
TŘENÍ (f=0,3)							-45,3	kN/m
PODÉLNÁ SÍLA NA OZUB							1283,1	kN/m

PŘÍČNÉ TAHY								
VODOROVNÁ SÍLA		Intenzita reakcí						
Zatížení	charakteristické		součinitele zatížení				návrhové	
	svislá	vodorovná	$g_{f,gr}$	g_f	ϕ_3	α	svislá	vodorovná
	[kN/m]	[kN/m]					[kN/m]	[kN/m]
stálé+zbytek stálého	151			1,35			203,9	
rovnoměrné oteplení				1,5				
rovnoměrné ochlazení				1,5				0,0
LM71	127		1,0	1,45	1,35	1,1	272,7	
brzděné/rozjezdové síly			1,0	1,45		1,1		0,0
TŘENÍ (f=0,7)							333,6	kN/m
styčná plocha ozubu a =							0,2	m
výška úložného prahu H =							0,51	m
výslednice svislé síly F =							476,5	kN/m
tahová síla T =							86,4	kN/m
PODÉLNÁ SÍLA S PŘÍČNÝMI TAHY V ÚP							420,0	kN/m

POSOUZENÍ				
	Vybrání ÚP	Ozub příčniku	Výztuž na příčné tahy	
b	378 mm	320 mm		
l	1000 mm	1000 mm		
A _c	378000 mm ²	320000 mm ²	1. úroveň výztuže	2. úroveň výztuže
PROFIL	16 mm	12 mm	16 mm	12 mm
počet/m	6 ks	8 ks	7 ks	0 ks
A _s	1206,37 mm ²	904,78 mm ²	2111,15 mm ²	0,00 mm ²
f _{ctko,05}	2 MPa	2 MPa		
f _{yk}	500 MPa	500 MPa	500 MPa	500 MPa
γ _c	1,5 -	1,5 -	1,5 -	1,5 -
γ _s	1,15 -	1,15 -	1,15 -	1,15 -
f _{yd}	434,78 MPa	434,78 MPa	434,78 MPa	434,78 MPa
f _{ctd}	1,33 MPa	1,33 MPa		
α ₁	51 °	59 °		
α ₂	14 °	59 °		
H _{rd,i}			917,89 kN	0,00 kN
H _{rd,i}	1877,5 kN	1506,3 kN	917,9	kN
H _{ed,i}	1283,1 kN	1283,1 kN	420,0	kN
využití	VYHOVUJE	VYHOVUJE	VYHOVUJE	
	68,3 %	85,2 %	45,8	%

Navržená výztuž úložných prahů opěr vyhovuje v návrhové kombinaci pro vodorovné síly.

8.1.2 Posouzení konzolové zídky ÚP

Je posuzován nejmenší průřez v místě vykonzolování zídky z úložného prahu.

SVISLÉ ZATÍŽENÍ VYKONZOLOVANÉ ZÍDKY ÚLOŽNÉHO PRAHU					
Zídka		Římsa		Zábradlí	
A ₁ =	4,06 m ²	A ₂ =	0,1 m ²	G _{3i} =	0,5 kN/m
t =	0,3 m	l =	3 m	l =	3 m
G ₁ =	30,45 kN	G ₂ =	7,5 kN	G ₃ =	1,5 kN
r ₁ =	0,932 m	r ₂ =	1,5 m	r ₃ =	1,5 m
M _{G1} =	28,38 kNm	M _{G2} =	11,25 kNm	M _{G3} =	2,25 kNm

Celkem

$M_k = 41,88 \text{ kNm}$	$\gamma_F = 1,35$	$M_d = 56,54 \text{ kNm}$
$V_k = 39,45 \text{ kN}$		$V_d = 53,26 \text{ kN}$

Posouzení ... prvku

posudek železobetonového průřezu dle ČSN EN 1992-2

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteris tická	MSP kvazistálá	
$M_{e,d/k}$	56,54	-	-	kNm
Q_{ed}	53,26	-	-	kN

materiál

ocel 10 505 (R)

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
$\gamma_s = 1,15$
$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
$E_s = 200 \text{ GPa}$
$\xi_{bal,1} = 0,617$
$\xi_{bal,2} = 0,379$

beton C30/37

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
$f_{cm} = 38 \text{ MPa}$
$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
$f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$
$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$
$\varepsilon_{c3} = 0,00175$ pom. přet. na mezi plasticity
$\varepsilon_{cu3} = 0,0035$ pom. přet. na mezi porušení
$\gamma_c = 1,5$
$\alpha_{cc} = 0,9$
$\alpha_{ct} = 1$
$f_{cd} = 18,0 \text{ MPa}$
$f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$

průřez

$h = 0,400 \text{ m}$	výška
$b = 0,20 \text{ m}$	šířka
$c = 55 \text{ mm}$	krytí

výztuž

$\phi = 16 \text{ mm}$
počet = 4 ks

$A_s = 8,04E-04 \text{ m}^2$	$> A_{s,min} = 5,08E-04$
	$< A_{s,max} = 3,20E-03$

mezní stav únosnosti

ohyb

$d = 0,337 \text{ m}$	účinná výška
$x = 0,121 \text{ m}$	výška tlač. oblasti
$\xi = 0,360$	poměrná výška tl.obl.
$z = 0,288 \text{ m}$	rameno vnitřních sil
$\xi_{max} = 0,62$	

$M_{Rd} = 100,9 \text{ kNm} > M_{ed} = 56,5 \text{ kNm}$ VYHOVUJE

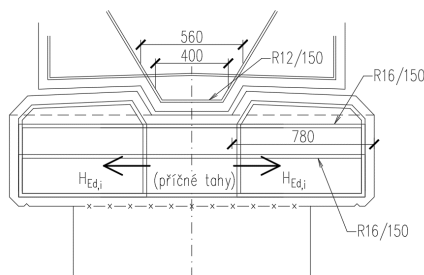
smyk

$$\begin{aligned}
 b_l = b_w &= 1,00 \text{ m} && \text{šířka průřezu pro smyk} \\
 C_{Rd,c} &= 0,12 \\
 k &= 1,770 \\
 k_1 &= 0,15 \\
 &= 8,04E-04 \text{ m}^2 && \text{plocha tahové výztuže, která zasahuje min. } l_{bd} + d \text{ směrem k} \\
 A_{sl} &&& \text{podpoře} \\
 \rho_l &= 03 \\
 v_{min} &= 0,452 \\
 V_{Rd,c} &= 152,2 \text{ kN} > V_{ed} = 53,3 \text{ kNm} && \text{PRŮŘEZ VYHOVUJE} \\
 &&& \text{BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE}
 \end{aligned}$$

Navržená výztuž pro vykonzolování zídek z ÚP vyhovuje v návrhové kombinaci pro ohybový moment a smykové síly.

8.2 Úložný práh pilíře

8.2.1 Posouzení vodorovného namáhání



ZATÍŽENÍ								
VODOROVNÁ SÍLA		Intenzita reakcí						
Zatížení	charakteristické		součinitele zatížení				návrhové	
	svislá	vodorovná	g _{f,gr}	g _f	ϕ ₃	α	svislá	vodorovná
	[kN/m]	[kN/m]					[kN/m]	[kN/m]
stálé+zbytek stálého	482			1,0			482,0	
rovnoměrné oteplení				1,5				
rovnoměrné ochlazení				1,5				0,0
LM71			0,5	1,0	1,00	1,1	0,0	
brzděné/rozjezdové síly		76	1,0	1,45		1,1		121,2
TŘENÍ (f=0,3)								-144,6
PODÉLNÁ SÍLA NA OZUB								-23,4

PŘÍČNÉ TAHY		Intenzita reakcí							
Zatížení	charakteristické		součinitele zatížení				návrhové		
	svislá	vodorovná	$g_{f,gr}$	g_f	ϕ_3	α	svislá	vodorovná	
	[kN/m]	[kN/m]					[kN/m]	[kN/m]	
stálé+zbytek stálého	482			1,35			650,6		
rovnoměrné oteplení				1,5					
rovnoměrné ochlazení				1,5				0,0	
LM71	286		1,0	1,45	1,35	1,1	613,3		
brzdné/rozejzdové síly			1,0	1,45		1,1		0,0	
TŘENÍ (f=0,7)								884,8	
stýčná plocha ozubu a =								0,2 m	
výška úložného prahu H =								0,51 m	
výslednice svislé síly F =								1264,0 kN/m	
tahová síla T =								229,3 kN/m	
PODÉLNÁ SÍLA S PŘÍČNÝMI TAHY V ÚP								1114,0 kN/m	

POSOUZENÍ				
	Vybrání ÚP	Ozub příčniku	Výztuž na příčné tahy	
b	780 mm	560 mm		
l	1000 mm	1000 mm		
A _c	780000 mm ²	560000 mm ²	1. úroveň výztuže	2. úroveň výztuže
PROFIL	16 mm	12 mm	16 mm	16 mm
počet/m	6 ks	8 ks	7 ks	7 ks
A _s	1206,37 mm ²	904,78 mm ²	2111,15 mm ²	2111,15 mm ²
f _{ctk,0,05}	2 MPa	2 MPa		
f _{yk}	500 MPa	500 MPa	500 MPa	500 MPa
γ _c	1,5 -	1,5 -	1,5 -	1,5 -
γ _s	1,15 -	1,15 -	1,15 -	1,15 -
f _{yd}	434,78 MPa	434,78 MPa	434,78 MPa	434,78 MPa
f _{ctd}	1,33 MPa	1,33 MPa		
α ₁	52 °	59 °		
α ₂	2 °	59 °		
H _{ed,i}			917,89 kN	917,89 kN
H _{ed,i}	2318,7 kN	1826,3 kN	1835,8 kN	
H _{ed,i}	0,0 kN	0,0 kN	1114,0 kN	
využití	VYHOVUJE 0,0 %	VYHOVUJE 0,0 %	VYHOVUJE 60,7 %	

Navržená výztuž úložného prahu pilíře vyhovuje v návrhové kombinaci pro vodorovné síly.

8.3 Posouzení pilíře

Plošný základ pilíře byl navrhnout a posouzen dle původní české normy ČSN 73 1001, kdy byl podobný postup přijat v i rámci evropských norem, tedy ČSN EN 1997-1. Zatížení, součinitele zatížení a součinitele kombinace zatížení jsou tedy brány dle ČSN EN 1991-2. Dřík pilíře byl posouzen interakčním diagramem dle ČSN EN 1992-2.

8.3.1 Plošná základová patka

Patka byla posouzena v obou směrech v nejnepříznivějších polohách vlaku v poli a v pilíři.

Zatížení od mostu

Most

Kombinace pro MSÚ - STR/GEO - Soubor B dle ČSN EN 1990

Zatížení:			stálé + ostatní stálé							zatížení dopravy				odstředivé síly				boční ráz			vitr		rozjezdové/brzdné síly			
Kombinace dle ČSN EN 1990:			ξ	g _a	celkem	a	g _a	Φ _s	γ _d	celkem	a	g _a	γ _d	celkem	a	g _a	celkem	g _a	celkem	a	g _a	γ _d	celkem			
LM71	6.10a	1,00	1,35	1,35	1,10	1,45	1,34	0,80	1,71	1,10	1,45	0,80	1,28	1,10	1,45	1,60	1,50	#ODKAZ!	1,10	1,45	0,80	1,28				
	6.10b	0,85	1,35	1,15	1,10	1,45	1,34	1,00	2,14	1,10	1,45	1,00	1,60	1,10	1,45	1,60	1,50	#ODKAZ!	1,10	1,45	1,00	1,60				

MSÚ - Extrémní hodnoty reakcí:

Kombinace dle ČSN EN 1990:		R _z	R _x	R _y	M _y	M _x	M _z
poloha vlaku		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
v poli	6.10a						
	6.10b	5108,17	597,58	0,24	4816,06	1433,46	18,78
nad pilířem	6.10a						
	6.10b	6654,82	698,02	0,35	-12,02	2465,01	-124,28

Zatížení od pilíře

Vlastní tíhy

	g _k	g _r	g _d
Příčnick P1	95,86	1,35	129,41 kN
Hlavice ÚP	113,50	1,35	153,23 kN
Dřík pilíře	766,35	1,35	1034,57 kN
Základ	1665,63	1,35	2248,59 kN
Celkem	2641,33		3565,80 kN

Zemina

Zásvo	1293,60	1,35	1746,36 kN
-------	---------	------	------------

Předběžné posouzení základové spáry

$$R_{dt} = 260,00 \text{ kPa}$$

nejmenší očekávaná únosnost zeminy dle IG průzkumu

$$N_{d, \text{celk, centr}} = 11966,98 \text{ kN}$$

celková dostředná svislá síla, působící na základovou spáru

$$A = 51,25 \text{ m}^2$$

plná plocha základu, bez uvažování excentricity

$$\sigma_d = 233,50 \text{ kPa}$$

$$< R_{dt} = 260,00 \text{ kPa}$$

VYHOVUJE

Návrh a posouzení patky

Pro polohu vřaku v poli - ve směru x - pro maximální moment M_y

$M_{Ed} = M_y = 4816,06 \text{ kNm}$
 $H_{Ed} = R_x = 597,58 \text{ kN}$
 $N_{Ed} = 6854,53 \text{ kN}$
 $G_{0,d} = 3565,80 \text{ kN}$
 $e = 0,54 \text{ m}$ excentricita normálové síly

Efektivní zatěžovací plocha

$A_{eff} = 40,25 \text{ m}^2$
 $\sigma_d = 170,31 \text{ kPa}$ napětí, kterým podloží působí na patku
 $f_d = 851,557527 \text{ kN/m}$ zatížení, kterým podloží působí na patku
 $l_k = 2,045 \text{ m}$ délka teoretické ohýbané vektované konzoly
 $a = 1,85 \text{ m}$ účinná délka
 $M_c = 1780,62 \text{ kNm}$ moment ve vektnutí teoretické konzoly

Posouzení základové spáry

$N_{Ed} = 10420,33 \text{ kN}$ celková síla na základovou spáru, působící na excentricitě
 $A_{eff} = 40,25 \text{ m}^2$ odpovídající efektivní plocha

$\sigma_d = 258,91 \text{ kPa}$	<	$R_{dt} = 260,00 \text{ kPa}$	VYHOVUJE
---------------------------------	---	-------------------------------	----------

Návrh ohybové výztuže

$\varnothing = 32 \text{ mm}$
 $n = 13 \text{ ks}$
 $A_{st} = 10455 \text{ mm}^2$
 $c = 50 \text{ mm}$
 $h = 1270 \text{ mm}$
 $d = 1204 \text{ mm}$
 $b = 1000 \text{ mm}$
 $A_{s,min} = \max (1815,63 \quad 1565,20)$
 $A_{s,min} = 1815,632 \text{ mm}^2$ < $A_s = 10455,2 \text{ mm}^2$ vyhovuje
 $A_{s,max} = 50800 \text{ mm}^2$ > $A_s = 10455,2 \text{ mm}^2$ vyhovuje

Posouzení průřezu:

$x = 315,68 \text{ mm}$
 $\xi = 0,262$ < $\xi_{bal,1} = 0,617$ vyhovuje
 $z = 1077,73 \text{ mm}$

$M_{Ed} = 4899,09 \text{ kNm}$	>	$M_{Ed} = 1780,6 \text{ kNm}$	VYHOVUJE
--------------------------------	---	-------------------------------	----------

využití 36 %

ZATÍŽITELNOST - NAPĚTÍ V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE

$\phi_3 = 1,34$	2,14
$\phi_4 = 1,45$	
$M_{pl,Rd} = 260 \text{ kPa}$	
$M_{a,Ed} = 173 \text{ kPa}$	
$M_{LM71,Ed} = 78 \text{ kPa}$	
$Z_{LM71} = 1,11$	

Pro polohu vlaku nad pilířem - ve směru y - pro maximální moment Mx

M _{Ed} = M _x =	2465,01	kNm
H _{Ed} = R _x =	698,02	kN
N _{Ed} =	8401,18	kN
G _{0,d} =	3565,80	kN
e =	0,28	m
excentricita normálové síly		
<u>Efektivní zatěžovací plocha</u>		
A _{eff} =	48,43	m ²
σ _d =	173,46	kPa
napětí, kterým podloží působí na patku		
f _d =	1778,004	kN/m
zatížení, kterým podloží působí na patku		
l _k =	2,045	m
délka teoretické ohýbané vektované konzoly		
a =	1,85	m
účinná délka		
M _c =	3717,83	kNm
moment ve vektování teoretické konzoly		

Posouzení základové spáry

N _{Ed} =	11966,98	kN	celková síla na základovou spáru, působící na excentricitě	
A _{eff} =	48,43	m ²	odpovídající efektivní plocha	

σ _d =	247,09	kPa	<	R _{dt} =	260,00	kPa	VYHOVUJE
------------------	--------	-----	---	-------------------	--------	-----	----------

Návrh ohybové výztuže

$\varnothing =$	32	mm				
$n =$	13	ks				
$A_{st} =$	10455	mm ²				
$c =$	50	mm				
$h =$	1270	mm				
$d =$	1204	mm				
$b =$	1000	mm				
$A_{s,min} =$	max (1815,63 1565,20)					
$A_{s,min} =$	1815,632	mm ²	<	$A_s =$	10455,2	mm ² vyhovuje
$A_{s,max} =$	50800	mm ²	>	$A_s =$	10455,2	mm ² vyhovuje

Posouzení průřezu:

x =	315,6769 mm			
$\xi =$	0,26219	<	$x_{bal,1} =$	0,617 vyhovuje
z =	1077,729 mm			

M _{Rd} =	4899,09	kNm	>	M _{Ed} =	3717,8	kNm	VYHOVUJE
využití	76	%					

ZATÍŽITELNOST - POSOUZENÍ PATKY	
Φ ₃ =	1,34
g _d =	1,45
2,14	
M _{pl,Rd} =	4899 kNm
M _{rs,Ed} =	2184 kNm
M _{LM71,Ed} =	1395 kNm
Z _{LM71} =	1,95

Návrh patky vyhoví na posouzení v základové spáře ve všech směrech.

Navržená výztuž patky pilíře vyhovuje v návrhové kombinaci pro svislé síly.

8.3.2 Dřík

8.3.2.1 Návrhové síly

Síly pro posouzení pilíře v patě dříku - nejnamáhanějším průřezu	
<u>Vlak v poli</u>	
N _{Ed} =	6425,38 kN
zatížení od mostu + příčník + ÚP + dřík	
M _{Ed} =	7343,82 kNm
moment od mostu + vodorovná reakce*výška dříku a hlavice	
<u>Vlak nad pilířem</u>	
N _{Ed} =	7972,03 kN
zatížení od mostu + příčník + ÚP + dřík	
M _{Ed} =	2940,6 kNm
moment od mostu + vodorovná reakce*výška dříku a hlavice	

8.3.2.2 Návrh dimenzí a výztuže dříku

Materiálové charakteristiky

$f_{cd} = 16,7$ MPa
 $f_{yd} = 434,8$ MPa
 $E_s = 200000,0$ MPa
 $\epsilon_{sy} = 0,00217391$ -

Dimenze průřezu

$b = 5250$ mm
 $h = 1300$ mm

Návrh výztuže (stejný na obou stranách)

$\phi = 20$ mm
 $n = 34$ mm
 $\phi_{tr} = 16$ mm
 $c = 50$ mm
 $A_{s1} = 10681,415$ mm²
 $A_{s2} = 10681,415$ mm²
 $d1 = 76$ mm
 $d2 = 76$ mm

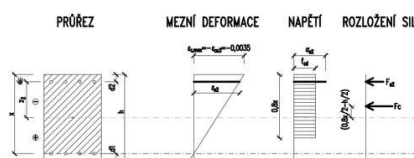
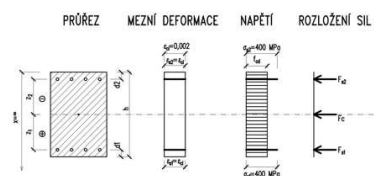
8.3.2.3 Body interakčního diagramu

BOD 0 - MAX NORMÁLOVÁ ÚNOSNOST V TLAKU

$x = 1E+28$ mm nekonečno
 $\epsilon_{c,max} = 0,002$ - dostředně tlačný průřez
 $\epsilon_{s1} = 0,002$ -
 $\epsilon_{s2} = 0,002$ -
 $\sigma_c = 16,7$ MPa
 $\sigma_{s1} = 400,0$ MPa
 $\sigma_{s2} = 400,0$ MPa
 $F_c = 113750,00$ kN
 $F_{s1} = 4272,57$ kN
 $F_{s2} = 4272,57$ kN
 $z_c = 0$ mm
 $z1 = 574$ mm
 $z2 = 574$ mm
 $NR_d = -122295,13$ kN
 $MR_d = 0,00$ kNm

BOD 1 - NULOVÉ PŘETVOŘENÍ DOLNÍ VÝZTUŽE

$x = 1224$ mm
 $\epsilon_{c,max} = 0,0035$ -
 $\epsilon_{s1} = 0$ -
 $\epsilon_{s2} = 0,003283$ -
 $\sigma_c = 16,7$ MPa
 $\sigma_{s1} = 0,0$ MPa
 $\sigma_{s2} = 434,8$ MPa
 $F_c = 85680,00$ kN
 $F_{s1} = 0,00$ kN
 $F_{s2} = 4644,09$ kN
 $z_c = 160,4$ mm
 $z1 = 574$ mm
 $z2 = 574$ mm
 $NR_d = -90324,09$ kN
 $MR_d = 16408,78$ kNm



BOD 2 - MAXIMÁLNÍ MOMENTOVÁ ÚNOSNOST

$x = 755,03448$ mm

$\epsilon_{c,max} = 0,0035$ -

$\epsilon_{s1} = 0,0021739$ -

$\epsilon_{s2} = 0,0031477$ -

$\sigma_c = 16,7$ MPa

$\sigma_{s1} = 434,8$ MPa

$\sigma_{s2} = 434,8$ MPa

$F_c = 52852,41$ kN

$F_{s1} = 4644,09$ kN

$F_{s2} = 4644,09$ kN

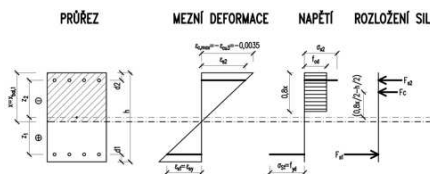
$z_c = 348,0$ mm

$z_1 = 574$ mm

$z_2 = 574$ mm

$NR_d = -52852,41$ kN

$MR_d = 23723,33$ kNm



BOD 3 - PROSTÝ OHYB

$x = 72,11$ mm (nebo citlivostní analýza)

$\epsilon_{c,max} = 0,0035$ -

$\epsilon_{s1} = 0,05591$ -

$\epsilon_{s2} = -0,00019$ -

$\sigma_c = 16,7$ MPa

$\sigma_{s1} = 434,8$ MPa

$\sigma_{s2} = -37,8$ MPa

$F_c = 5047,60$ kN

$F_{s1} = 4644,09$ kN

$F_{s2} = -403,51$ kN

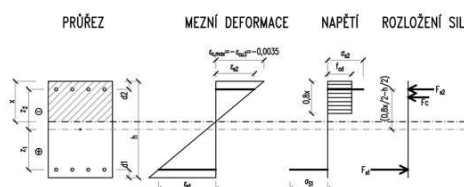
$z_c = 621,2$ mm

$z_1 = 574$ mm

$z_2 = 574$ mm

$NR_d = 0,00$ kN

$MR_d = 5569,45$ kNm



BOD 5 - MAX NORMÁLOVÁ ÚNOSNOST V TAHU

$x = -1,00E+28$ mm nekonečno

$\epsilon_{c,max} = 0,05$ - dostředně tažený průřez

$\epsilon_{s1} = 0,05$ -

$\epsilon_{s2} = 0,05$ -

$\sigma_c = 16,7$ MPa

$\sigma_{s1} = 434,8$ MPa

$\sigma_{s2} = 434,8$ MPa

$F_c = 0,00$ kN

$F_{s1} = 4644,09$ kN

$F_{s2} = 4644,09$ kN

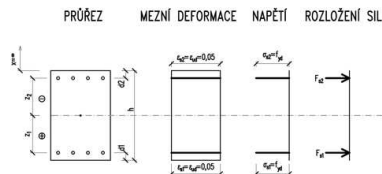
$z_c = 0$ mm

$z_1 = 574$ mm

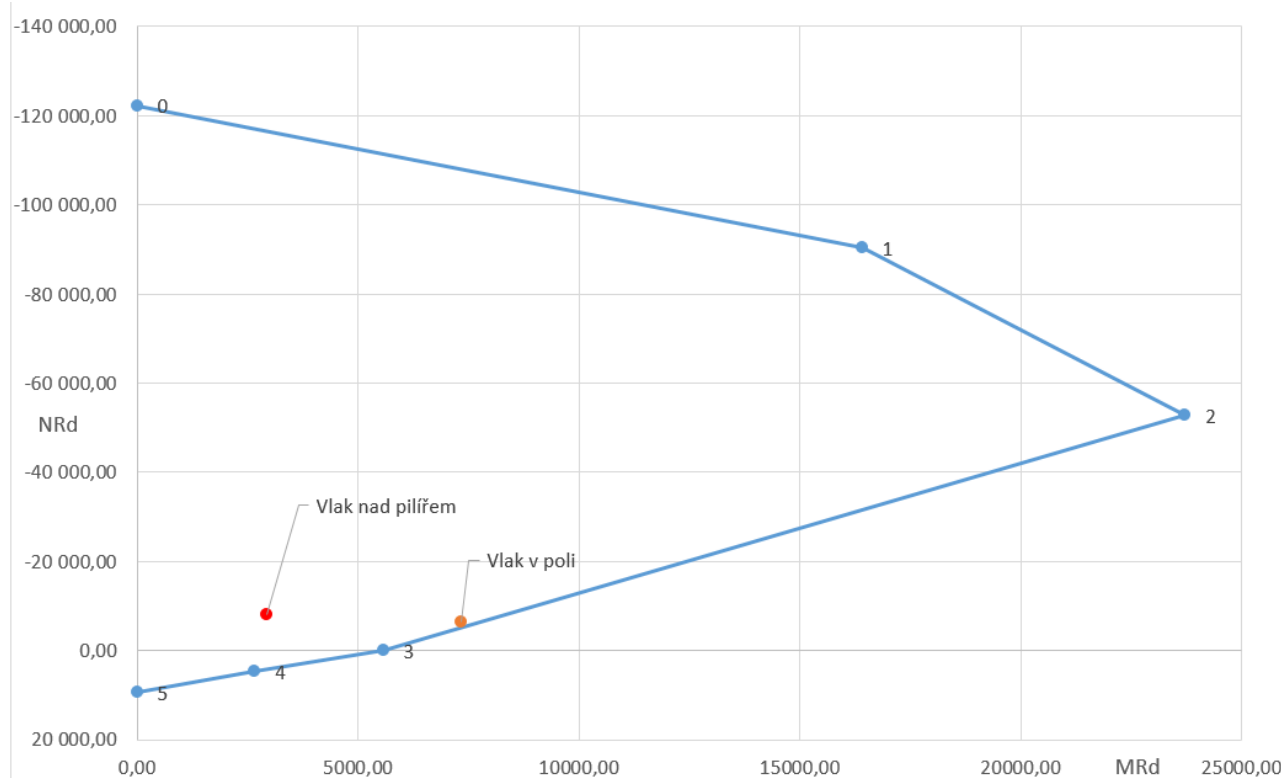
$z_2 = 574$ mm

$NR_d = 9288,19$ kN

$MR_d = 0,00$ kNm



8.3.2.4 Interakční diagram



Návrh dříku pilíře vyhoví na posouzení v kombinace normálové síly a ohybového momentu ve více namáhaném směru, tedy směru x.

8.4 Mikropiloty

Krajní kamenné opěry budou zesíleny 16-ti ks mikropilot na jednu opěru. Bude provedeno jejich zjednodušené posouzení dle srovnání konstrukcí s vedlejší rekonstrukcí mostu (objekt SO 11-20-02).

8.4.1 Předpoklady výpočtu

Dle podkladů od zhotovitele zesílení spodní stavby byly upraveny okrajové podmínky a upraven výpočet spodní stavby na následovné.

Stávající spodní stavba je založena na dřevěných rošttech. Není zcela jasné, zda-li není dokonce rošt podporován dřevěnými pilotami.

Na základě těchto skutečností je uvažováno s tím, že stávající těleso spodní stavby a nové betonové části opěr (nahrazující původní kamenné zdivo), je přenášeno stávající spodní kamennou spodní stavbou. Nové mikropiloty přenášejí novou konstrukci mostu, včetně všech vzniklých nahodilých kombinací (LM71, klasifikační součinitel alfa).

Na základě těchto uvážení je zatížitelnost spodní stavby $Z_{LM71} = 1,21$.

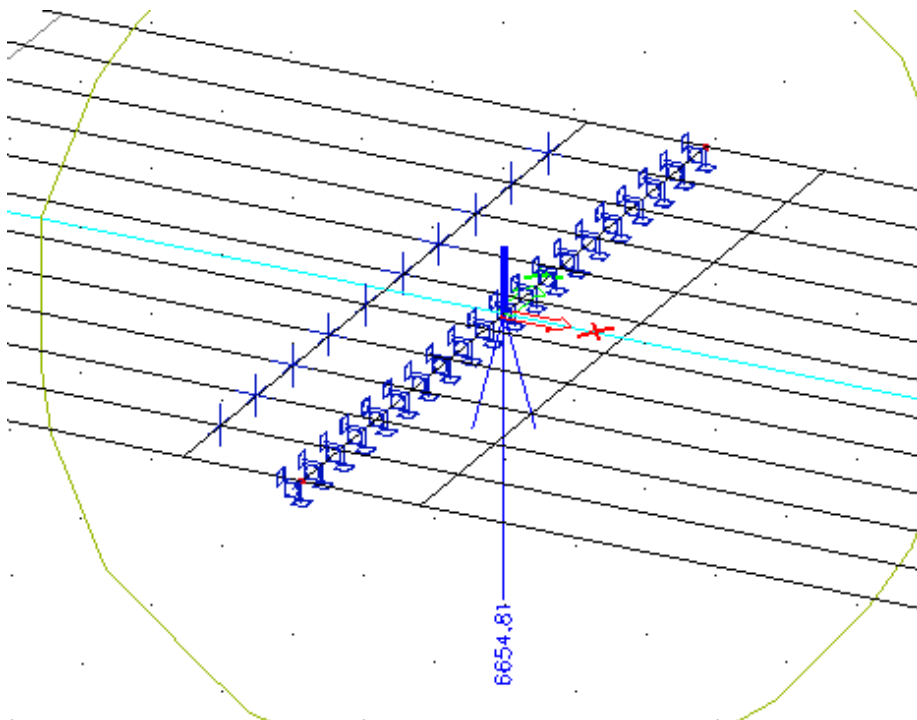
8.4.2 Návrh a posouzení

Návrh mikropilot – délka, počet a typ – je převzat od návrhu mikropilot z vedlejšího mostního objektu SO 11-20-02 (celocelová svařovaná konstrukce s dolní příčnickovou mostovkou), jehož projektová dokumentace je spolu s tímto mostem součástí jednoho balíčku projektové dokumentace pro rekonstrukci mostů u města Tachov a je předpokládána i společná realizace za společné výluky vlakového provozu.

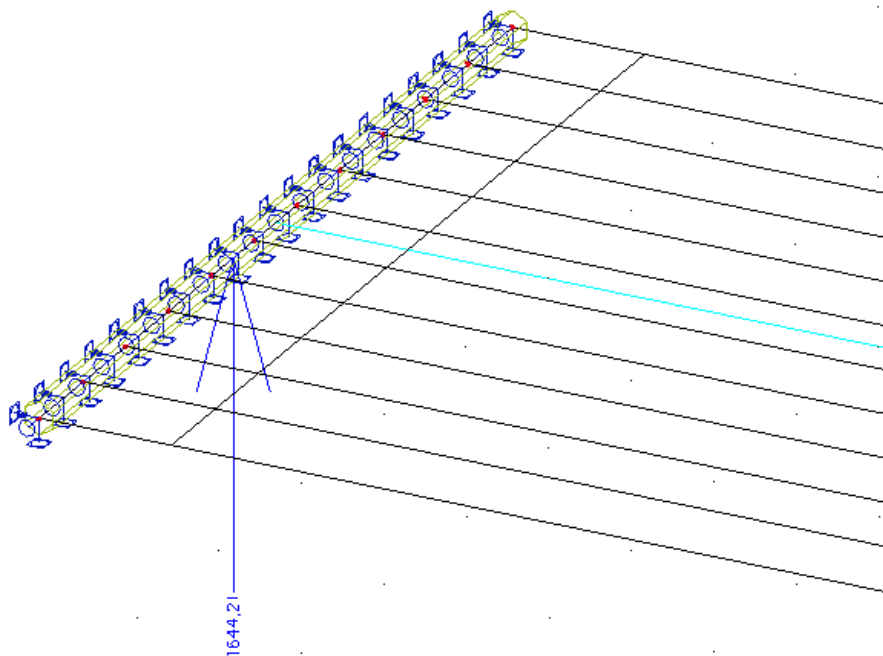
Původní mostní konstrukce obou objektů jsou podobného typu, stejně tak i založení na kamenných opěrách ve stejném geologickém podloží (dle inženýrskogeologického průzkumu) – mikropiloty budou v obou případech opřeny o skalní podloží v hloubce cca 6,0 m pod úroveň terénu.

Rozdíly jsou v rozpětí původních konstrukcí, kdy zatímco tato konstrukce je ve středu rozpětí podepřena pilířem a působí jako spojitý nosník (11,65+11,65 m), vedlejší konstrukce má statický systém jednoho prostého pole (21,875 m).

Z definice statického působení spojitého nosníku o dvou polích vyplývá, že největší reakce od zatížení přebírá vnitřní podpora ve formě pilíře a krajní podpory jsou zatíženy svislou reakcí 3x až 4x menší. Tvzení je doloženo na následujících obrázcích, kdy jsou vidět výslednice reakcí od maximálního návrhového zatížení na krajních opěrách a na pilíři.



Obr.: Svislá výslednice reakce od maximálního návrhového zatížení od působících sil na pilíř.



Obr.: Svislá výslednice reakce od maximálního návrhového zatížení od působících sil na krajní podporu.

Zatímco u spojitého nosníku o dvou polích se takto nerovnoměrně rozloží zatížení do reakcí na opěrách, u prostého nosníku se zatížení přenesou po půlkách na každou ze dvou z krajních podpor. S přihlédnutím k rozpětí obou konstrukcí i jejich váze (včetně konzultace s projektantem

sousedního objektu) se dá uvažovat, že výslednice reakcí prostého nosníku sousední konstrukce na krajní opěru bude menší, než reakce na krajní opěry u tohoto spojitého nosníku.

Při uvážení všeho výše se dá předpokládat, že navržené mikropiloty vyhoví na dané návrhové zatížení, pokud vyhoví i pro sousední mostní konstrukci.

Pro sousední mostní konstrukci (objekt SO 11-20-02) mikropiloty vyhoví.

Mikropiloty vyhoví i pro tuto mostní konstrukci (objekt SO 11-20-03).

9 Zatížitelnost

Přehled zatížitelnosti částí mostu (dle S5/1)

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): 0331 Havlovice – Tachov DÚ: 38 km:

7	2	7	2	1
---	---	---	---	---

B. Identifikace části mostu

Část mostu: nosná konstrukce / opěra / pilíř, poř. číslo 1 pod kolejí č.
(ve směru staničení)

C. Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti:.....C..... Výpočtový model: kombinovaný – prutový + deskový

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

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	201 [m]	201 [m]	201 [m]
převýšení koleje	95 [mm]	95 [mm]	95 [mm]
excentricita osy koleje	117 [mm]	294 [mm]	54 [mm]

Směrná úroveň spolehlivosti $\beta = \dots\dots\dots^5)$, zbytková životnost:let

Popis použitých úlev ⁶⁾:

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

.....
.....

Datum zjištění technického stavu mostu zpracovatelem přepočtu / /

Poznámka k části mostu či k rozhodující poloze zatížení:

Zatížitelnost určena pro novou nosnou konstrukci. U prvků s vyšší hodnotou zatížitelnosti byl rozhodující stav posouzení na únavu a na celkový průhyb a deformace konstrukce.

Poř. číslo	Prvek ¹⁾	Detail	Namáhání	k	typ	L_p	ϕ	L_k	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,L_{M71,E^1}}$	Viz číslo strany přepočtu	Z_{LM71}	Z_{LM71,E^2}	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Spřažený nosník	V poli	MSÚ – ohybový moment		M		1,34	13,98				2,30		
2	Spřažený nosník	Hrana příčniku	MSÚ – ohybový moment		M		1,34	13,98				4,31		
3	Spřažený nosník	Hrana příčniku	MSÚ – posouvající síla		V		1,34	13,98				6,06		
4	Spřažený nosník	Nad pilířem	MSÚ – ohybový moment		M		1,34	13,98				4,81		
5	Spřažený nosník	Nad pilířem	ÚNAVA		M		1,23	13,98				1,19		
6	Spřažený nosník	V poli	MSP – normálové napětí v betonu		M		1,34	13,98				1,37		
7	Spodní stavba	Patka	MSÚ – napětí v základové spáře		M		1,34	13,98				1,11		
8	Spodní stavba	Patka	MSÚ – posouzení na ohyb		M		1,34	13,98				1,95		
9	Spodní stavba	Mikropiloty			N		1,34	13,98				1,5		odborný odhad

☒

Dne: 19 / 06 / 2023 , zatížitelnost určil: Ing. Radek Sklenář

☐

10 Závěr

Nosná konstrukce mostu a jeho spodní stavba vyhovují pro daná zatížení a jejich normové kombinace.