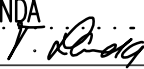
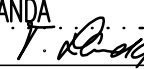





ČÁST B

SO 201

Objednatel:	STŘEDOČESKÝ KRAJ	
	ZBOROVSKÁ 11, 150 21 PRAHA 5	
Akce:	III/26811 HOŠKOVICE REKONSTRUKCE MOSTU ev.č. 26811-2	

Souřadnicový systém S-JTSK, Výškový systém Bpv

Ateliér Praha II – K Ryšánce 1668/16, 147 54 Praha 4 – Tel. 226 066 111, Fax 226 066 118, e-mail: mailbox@pragoprojekt.cz			
Navrhl/vypracoval: Ing. Tomáš LANDA podpis: 	Zodpovědný projektant: Ing. Tomáš LANDA podpis: 	Ředitel Ateliéru Praha II: Ing. Dagmar ŠIMLEROVÁ	Zhotovitel:  PRAGOPROJEKT, a.s., K Ryšánce 1668/16, 147 54 Praha 4
Technická kontrola: Ing. Miroslav TEUCHNER podpis: 	Hlavní inženýr projektu: Ing. Miroslav SEIDL podpis: 		

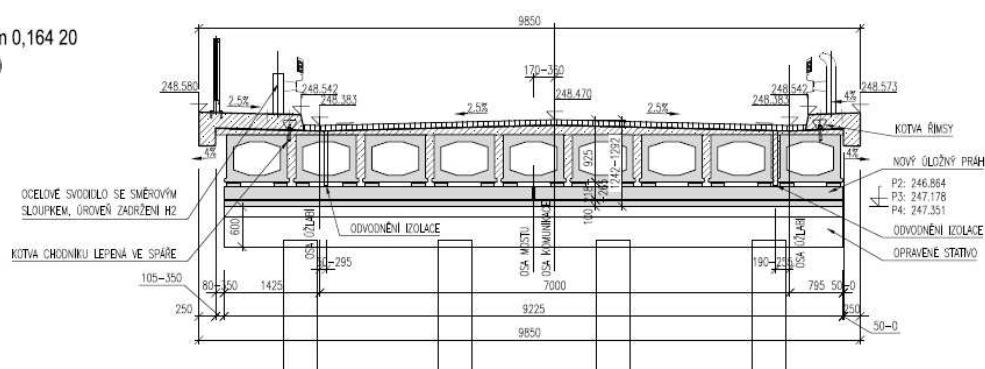
Kraj:	STŘEDOČESKÝ	Čís. zakázky:	12 548 7
Kat. území:	HOŠKOVICE	Čís. akce:	12 548
Objednatel:	STŘEDOČESKÝ KRAJ, ZBOROVSKÁ 11, 150 21 PRAHA 5	Datum:	05.2014
Akce:	III/26811 HOŠKOVICE	Formát:	A4
	REKONSTRUKCE MOSTU ev.č. 26811-2	Měřítko:	—
Objekt:	REKONSTRUKCE MOSTU ev.č. 26811-2	Stupeň:	PDPS
Příloha:	STATICKÝ VÝPOČET	Čís. přílohy:	12

1. Výpočty provedené v rámci PDPS

Oprava mostu Hoškovice je projektována jako výměna mostního svršku, vyrovnání nivelety a rekonstrukce spodní stavby; nezasahuje se do nosné konstrukce, most se nepřítěžuje, ani jiným způsobem nemění jeho uspořádání.

V rámci výběru vhodné varianty byl proveden přepočet zatížitelnosti nosné konstrukce (prefabrikovaný typové nosníky KA-15, dtto stativa), který potvrdil únosnost vyšší než požadovanou (viz dokladová část); výpočet připojen na konci této zprávy.

V OSE STŘEDNÍ PODPORY km 0,164 20
(VE STANIČENÍ OPRAVY km 0,079 057)



Příčný řez mostem po opravě

Spodní stavba na základě diagnostického průzkumu vykazuje problémy obvyklé pro konstrukce daného stáří a konstrukčního uspořádání, ale není poškozena natolik, že by její výměna mohla být kvalifikována jako plýtvání zdroji. Z toho důvodu se do ní staticky nijak nezasahuje, stejně jako do základů.

Jelikož se opravou nijak nemění způsob statického působení konstrukce ani velikost jejího zatížení (a rovněž vzhledem k dosavadnímu bezproblémovému provozu) je provedeno pouze posouzení sloupů v provozním stavu a při zvedání pole; další prvky spodní stavby a založení nebude nijak dotčeno a tudíž není předmětem zkoumání.

V dalším textu je provedeno posouzení a návrh prvků, které jsou opravou dotčeny – ložiska (svislé reakce, posuny) a mostní závěry (posuny).

2. Výpočet reakcí, návrh ložisek

2.1 Výpočetní model

Je zadána celá konstrukce (4 pole s rozpětím 4x15,0m) – pilíře (sloupy), stativa (zadána jako desky), ložiska (prut vetknutý na spodní straně do stativa + na horní straně kloub na prutu), u opěr přímá podpora s definovanou tuhostí a deska nosné konstrukce (ortotropní deska).

Pruty jsou zadány svými skutečnými průřezy.

Stativa jsou zadána jako deska o tloušťce 600mm.

Ortotropní deska je zadána přímo maticí tuhosti, s vyrovnávkou se nepočítá. Jsou použity následující charakteristiky (viz rovněž výpočet zatížitelnosti):

Nosníky B500 bez desky (vyrovnávka): $E_b=38500\text{MPa}$, v hlavním směru $A=0,322\text{m}^2$, $J=0,0207\text{m}^4$, $h=0,7\text{m}$ ve vedlejším směru v nejtenčím místě $A=0,2\text{m}^2$, $J=2*0,1*0,3*0,3=0,018\text{m}^4$

$D_{11}=E_x \cdot J_x = 38500\text{MN/m}^2 \cdot 0,0207\text{m}^4 = 797\text{MNm}^2$, odpovídá na 1bm

$D_{22}=E_y \cdot J_y = 38500 \cdot 0,018 = 693\text{MNm}^2/\text{m}$

$D_{33}=0,5 \cdot (1-\mu) \cdot \sqrt{(D_{11} \cdot D_{22})} = 0,425 \cdot 743 = 316\text{MNm}^2/\text{m}$

$D_{12} = \mu \cdot \sqrt{(D_{11} \cdot D_{22})} = 111\text{MNm}^2/\text{m}$

Smykové účinky: v hlavním směru počítáme se svislicemi (=účinná smyková plocha průřezu)

$G=E/(2 \cdot (1+\mu)) = 38500/2,3 = 16740\text{MN/m}^2$

$D_{44}=G \cdot A = 16740 \cdot 0,2 \cdot 0,7 = 2340\text{MN/m}$

Poměrná smyková deformace ve vedlejším směru $D_{55}=1\text{MN/dw}$ (spočteno Nexisem). od zatížení 1MN dojde k deformaci 4,3mm - $D_{55}=1\text{MN}/4,3\text{mm}=233\text{MN/m}$

Všechna ložiska jsou navržena jako všesměrná elastomerná. Na stativěch je nosná konstrukce uložena celkem na 36-ti elastomerových ložiscích (1 ložisko pod každou stěnou nosníku, nosníky ze dvou polí), na opěrách na 9-ti elastomerových ložiscích (konec nosníku vyplněn betonem).

Tuhost ložisek svislá je uvažována následovně:

opěry 150x300 200kN/mm odpovídá 200MN/m

pilíře 150x200 125kN/mm 125MN/m

Poznámka: na stativěch pilířů jsou vnitřní ložiska ve dvojicích (zadána jako jedna pružná podpora), tuhost dvojice je 250MN/m

2.2 Zatížení mostu

Stálé – je dáno rozměry nosné konstrukce, vyrovnávací dobetonávky resp. ostatním stálým (živice, římsy). Hmotnost nosné konstrukce je zadána jako plošné zatížení, neboť ortotropní deska má pouze fiktivní tloušťku.

Vlastní váha: $0,322 \cdot 26 = 8,37\text{kN} \cdot 9$ (nosník) + $0,087 \cdot 24 = 2,09\text{kN} \cdot 8$ (zálivka) = $75,3 + 16,7 = 92\text{kN}$ na celou šířku NK (=9,24m) – odpovídá 10kN/m^2

nadbetonovaná deska: $0,863 \cdot 25 = 21,6\text{kN}$ – odpovídá $2,33\text{kN/m}^2$

celkem $g_{0_NK} \dots 12,32\text{kN/m}^2$

Zabetonování krajů nosníků na délku 0,75m plus krajní koncový příčník:

$0,312 \cdot 25 \cdot 9/9,22 + 0,23 \cdot 0,7 \cdot 25 = 7,61 + 4,02 = 11,64\text{kN/bm}$ (zadáno jako liniové zatížení)

Ostatní stálé – živice tl. 85mm: $0,085 \cdot 24,5 = 2,08\text{kN/m}^2$

chodníková římsa: $0,42 \cdot 25 = 10,5\text{kN/bm}$ + zábradlí, svodidlo = 11kN/bm

zatížíme jako $2,08\text{kN/m}^2$ pod kontaktní plochou plus $10,5 - 2,08 \cdot 1,15 = 8,1\text{kN/bm}$ linie

nechodníková římsa: $0,244 \cdot 25 = 6,0 \text{ kN/bm} + \text{svodidlo} = 6,5 \text{ kN/m}$

zatížíme jako $2,08 \text{ kN/m}^2$ pod kontaktní plochou plus $6,5 - 2,08 \cdot 0,6 = 4,8 \text{ kN/bm}$ linie

Poznámka: podle 5.2.3 (3) EN 1991-1-1 je nutné živičné souvrství uvažovat v nepříznivém působení s odchylkou +40%

Dopravní – uvažováno podle EN 1991-2.

zatížení LM1 podle 4.3.2 a následující pro 2 jízdní pruhy po 3,0m; podle tab. 4.2:

Pruh	TS, nápravové síly Q_{ik}	UDL, rovnoměrné q_{ik} (q_{rk})
1	300	9
2	200	2,5
3	100	2,5
4	0	2,5

Most je zařazen ve smyslu ČSN EN 1991-2/Z3 jako silnice III třídy v pozemních komunikacích skupiny 1, tj.:

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	$\alpha_{qi>2}$	α_{qr}
1	1,0	1,0	1,0	1,0	2,4	1,2

nápravové tlaky resp. plošné zatížení

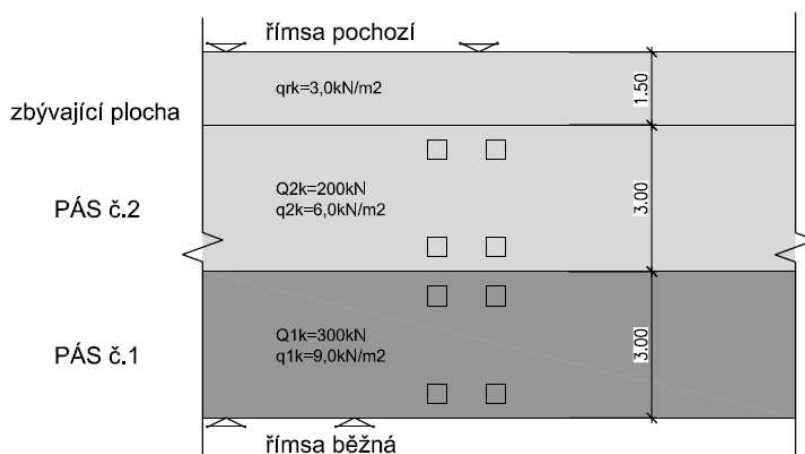
konkrétní hodnoty kN, kN/m ²	300	200	100	9,0	6,0	3,0
---	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Nejúčinnější zatížení je při poloze zatěžovacího pásu u nepochozí úzké římsy (viz schéma); tímto způsobem je zjištěna maximální reakce a návrhová únosnost ložiska (tj. z většího množství poloh sestav podél římsy)

Dosedací plocha kola činí podle obr. 4.2b normy $0,4 \times 0,4 \text{ m}$.

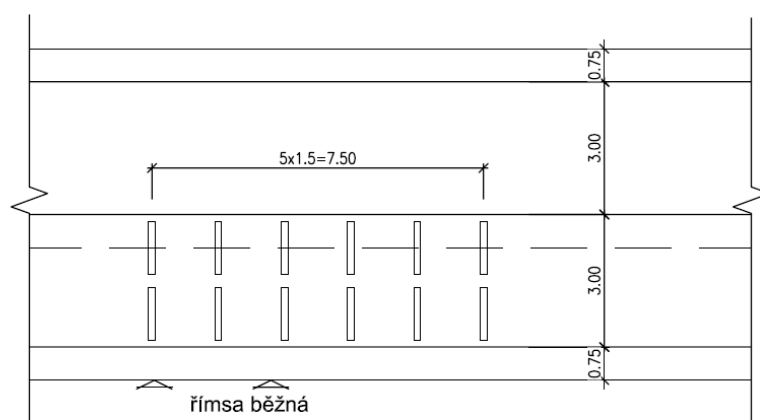
Pro lokální ověření lze s dvounápravou zajet a k okraji mostu.

Seskupení LM2 není uvažováno; podle poznámky 1 čl. 4.3.1 EN 1991-2 má být užita pro zatěžovací délky 3-7m, což není tento případ.



Zatížení mostu sestavou LM1, konkrétní zatížení pruhů

Model zatížení LM3 – podle ČSN EN 1991-2/Z3 má být použito vozidlo o celkovém zatížení 900kN a nápravových tlacích 6x150kN. Vozidlo se pohybuje rychlostí do 70km/hod s dynamickým součinitelem 1,25 v pásu 1, ten je ovšem uvažován v tomto případě bez nouzových pruhů, krajnic a vodících proužků – viz schéma. Jedná se o jediné vozidlo na mostě.



Zatížení mostu sestavou LM3, celková tíha 900kN

2.3 Definice stavů a kombinací

Je definováno celkem 10 zatěžovacích stavů – 3x zatížení stálá dlouhodobá + 7 zatížení pohyblivých. Podle příslušnosti ke skupině zatížení jsou příslušně kombinována (tj. stálá sečtena, nahodilá v téže skupině vybráno maximum atd.)

Jsou definovány 2 kombinace charakteristické se součiniteli $\gamma = 1$ a dtto mezní se $\gamma = 1,35$ (další dílčí součinitelé jsou dány jinými články norem)

Výpisy následují.

Zatěžovací stavy

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Typ zatížení	Spec	Směr	Působení	Řídící zat. stav
g0_skute	plošně-výpočet	Stálé	LG1	Standard				
g1	asfalt	Stálé	LG1	Standard				
g2	rimsy	Stálé	LG1	Standard				
UDL1	krajni	Nahodilé	LG2-UDL	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný
UDL2	střed	Nahodilé	LG2-UDL	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný
TS	1	Nahodilé	LG2-TS	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný
TS1	1	Nahodilé	LG2-TS	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný
TS2	1	Nahodilé	LG2-TS	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný
LM3	1	Nahodilé	LG2-LM3	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný
LM4	1	Nahodilé	LG2-LM3	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný

Kombinace

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
CO1-pruzny1	Obálka únosnost	- g0_skute - plošně-výpočet g1 - asfalt g2 - rimsy UDL1 - krajni UDL2 - střed TS - 1 TS1 - 1 TS2 - 1	1,00 1,40 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00
CO1-pruzny2	Obálka únosnost	- g0_skute - plošně-výpočet g1 - asfalt g2 - rimsy LM3 - 1 LM4 - 1	1,00 1,40 1,00 1,25 1,25
mezni1	Obálka únosnost	- g0_skute - plošně-výpočet g1 - asfalt g2 - rimsy UDL1 - krajni UDL2 - střed TS - 1 TS1 - 1 TS2 - 1	1,35 1,89 1,35 1,35 1,35 1,35 1,35
mezni2	Obálka únosnost	- g0_skute - plošně-výpočet g1 - asfalt g2 - rimsy LM3 - 1 LM4 - 1	1,35 1,89 1,35 1,69 1,69

2.4 Výsledné reakce – výběr extrémních hodnot

Opěra – síly v ložiskách kNm

CO1	434	369	356	323	284	256	224	191	179
CO2	384	346	331	295	252	206	186	165	161
MEZ1	586	499	480	436	383	346	302	257	241
MEZ2	518	468	447	398	340	278	251	223	218

Ložiska budou všechna stejná na charakteristickou sílu 434kN (návrhovou 586kN)

Stejný postup pro vnitřní podpory – dvojice ložisek u souběžných stěn jsou v modelu nahrazeny jednou podporou, takže výsledné hodnoty musí být děleny dvěma.

Je uvažována více zatížená polovina mostu:

Pilíře – síly v ložiskách (vnitřní ještě ve dvojicích)

CO1	200	350	302	300	270	245	233		
CO2	202	352	327	311	278	242	220		
MEZ1	270	473	408	405	365	330	315		
MEZ2	273	475	441	420	376	326	297		

Po úpravě hodnot u vnitřních (z hlediska šířky) podpor

CO1	200	175	151	150	135	122	117		
CO2	202	176	163	155	139	121	110		
MEZ1	270	237	204	203	182	165	157		
MEZ2	273	237	220	210	188	163	148		

Ložiska budou všechna stejná na charakteristickou sílu 202kN (návrhovou 273kN)

3. Vodorovné deformace mostovky

3.1 Poloha pevného bodu

Poloha pevného bodu je uvažována uprostřed nosné konstrukce a tedy na střední podpoře. Všechna ložiska jsou navržena jako všesměrná s uložením do vybrání v úložném bloku. Na stativěch je nosná konstrukce uložena celkem na 36-ti elastomerových ložiscích (1 ložisko pod každou stěnou nosníku, nosníky ze dvou polí), na opěrách na 9-ti elastomerových ložiscích (konec nosníku vyplněn betonem).

Vnitřní podpěry jsou na vysokých štíhlých pilířích a uloženy plošně; jsou uvažovány jako pružně vetknuté. Opěry jsou přesypané na pilotách – jsou uvažovány jako pevné bez možného posunu s ohledem k jejich malé výšce a obklopujícího násypu.

Konstrukce jako celek je namáhána objemovými změnami nosné konstrukce a brzdými silami. Velikost objemových změn je dána vzdáleností od pevného bodu (předpokládáme, že v pevném bodě je střed nosné konstrukce). Brzdým silám vzdoruje konstrukce jako celek tuhostí všech prvků spodní stavby, velikost deformací je vzhledem k celistvosti mostovky ve všech bodech stejná.

Vodorovné síly jsou přenášeny do spodní stavby v poměru příslušných tuhostí.

3.2 Deformace nosné konstrukce od vlivu smršťování a dotvarování

Objemové změny od smrštění a dotvarování se budou řídit pouze podélnými deformacemi nosníků (= předpoklad). Předpokládáme následující časový postup (ve dnech):

předepnutí nosníků	3
uložení na ložiska 35let	13000
konec životnosti 100let	36500

Pro výpočet součinitele dotvarování uvažujeme následující vstupní údaje:

beton C35/45; $f_{ck} = 35\text{MPa}$, cement typu N (bezpečně, větší deformace), vlhkost prostředí 75%;
plocha řezu nosníku $0,322\text{m}^2$, obvod vystavený vysychání $3,3\text{m}$ (vnější obvod).

Součinitelé dotvarování jsou spočteny podle přílohy B EN 1992-1-1; tzv. základní součinitel dotvarování φ_0 nezávisí na velikosti zatížení, nýbrž na čase zatížení, sledování, pevnosti betonu a relativní vlhkosti.

Pokud je do betonu vneseno napětí v čase 3dny, pak pro výše uvedené rozměry a pevnostní charakteristiky vychází $\varphi_0 = 2,9713$ (což je současně násobek pružné deformace za celou životnost konstrukce). Dotvarování v jednotlivých časových úsecích (od t_1 do t_2) jako násobek pružného přetvoření se odvodí vztahem $\beta_c(t_1, t_2) \cdot \varphi_0$, kde $\beta_c(t_1, t_2)$ je časová funkce.

Podle katalogu prvků jsou síly vnášené do jednotlivých lan následující:

1, 1', 7, 7'	12,65Mp
--------------	---------

2,2', 3,3', 4,4', 5,5' 25,29Mp,

což představuje úhrnem kotevní sílu $12,65 \cdot 4 + 25,29 \cdot 8 = 252,9 \text{ Mp} \sim 2,53 \text{ MN}$, neboť (100kp ~ 1kN). Odhadneme-li ztráty předpětí do současnosti na 20%, pak síla v prvku je 2,02MN, napětí 6,3MPa a elastická relativní deformace $\varepsilon = \sigma / E = 6,3 / 34000 = 1,85 \cdot 10^{-4}$.

Hodnota $\beta_c(13000,36500) \cdot \varphi_0 = 0,0087 \cdot 2,9713 = 0,0258$ (od současnosti do konce životnosti)

Uvažujeme-li osazení nosníků podle projektu, pak charakteristické hodnoty dotvarováním jsou:

	O1	P2	P3	P4	O5
vzdálenost	-30	-15	0	15	30
	-0,15	-0,07	0,0	0,07	0,15

Poznámka: podle vztahu $1,85 \cdot 10^{-4} \cdot 0,0258 \cdot L$

Smrštění betonu je dáno součtem smrštění od vysychání a od autogenního smršťování, přičemž každá ze složek má odlišný časový průběh (podle 3.9 až 3.13 EN 1992-1-1).

Schéma výpočtu je podobné jako v předchozím případě, tj. jsou spočteny:

- základní přetvoření od vysychání $\varepsilon_{cd,0} = 0,0003$ resp.
- konečné poměrné přetvoření od autogenního smršťování $\varepsilon_{cd,nek} = 0,000063$

a pro obě složky součinitel časového průběhu; výsledné celkové poměrné smršťování činí pro oba dílčí vlivy a časový úsek od 13000 do 36500 hodnotu 0,000001 – zanedbatelné.

Závěr: objemové změny od neteplotních účinků jsou do 0,2mm a nemusí být uvažovány.

3.3 Deformace nosné konstrukce od teplotních účinků

Podle EN 1991-1-5 a map v NA1, 2 jsou maximální teploty vzduchu v uvedené oblasti:

$$T_{\max} = 40^{\circ}\text{C}, T_{\min} = -32^{\circ}\text{C}.$$

Podle odst. 6 (resp. podle NA 2.4) a pro 3. typ nosné konstrukce (betonový nosník) je teplotní rozmezí pro výpočet deformací následující:

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5 = 41,5^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -26^{\circ}\text{C}$$

Osazení nosníků na ložiska lze uvažovat při reálné teplotě 5 až 25°C, střed $T_0 = 15^{\circ}\text{C}$ a je tedy možné uvažovat teplotní rezervu 10deg (při známé teplotě instalace podle doporučení čl. 6.1.3.3, poznámky 2)

Potom větší teplotní rozpětí je směrem do záporných hodnot a činí:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 15 + 26 = 41 \text{ s rezervou } 10 \text{ deg}.$$

Charakteristická hodnota kontrakce činí při koeficientu teplotní roztažnosti $\alpha=0,000010$ v mm:

ΔT rozmezí	O1	P2	P3	P4	O5
41	12,3	6,2	0,0	6,2	12,3
10	3,0	1,5	0,0	1,5	3,0

Poznámka: jedná se o deformace mostovky, nikoliv samotných ložisek

3.4 Deformace od brzdných sil

Velikost brzdných sil - podle ČSN 73 6222 se má konstrukce zatížit brzdnými silami podle EN 1991-2.

Podle čl.4.4.1 výše uvedené normy se má brzdná síla spočítat ze zatížení pruhu 1 zatížením LM1:

$$Q_{ik} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_i L$$

V případě mostu Hoškovice je most zařazen ve smyslu ČSN EN 1991-2/Z3 jako silnice III třídy v pozemních komunikacích skupiny 1, kde je hodnota brzdné síly omezena hodnotou 600kN na celý most; podle tabulky NA.2.1 jsou hodnoty regulačních součinitelů v pruhu 1 rovny 1.

$$\text{Potom } Q_{ik} = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 60,0 = 360 + 162 = 522 \text{ kN}$$

Podle NA. 2.18 se má spočítat brzdná síla ze zatížení vozidle 900kN a zatíženým pruhem 2 (který ovšem nemůže být v tomto případě využit – jediné vozidlo na mostě):

$$Q_{ik} = 0,6 \cdot Q_{LM3} + 0,10 \cdot \alpha_{q2} \cdot q_{2k} \cdot w_i L = 0,6 \cdot 900 + 0,0 = 540 \text{ kN}$$

- uvažujeme 540kN

Konstrukce odolává vodorovným účinkům reakcí opěr a pilířů, na které je uložena prostřednictvím elastomerových ložisek.

Opěry lze považovat ve vodorovném směru za tuhé, pilíře pružně vetknuté.

Výpočet tuhosti v otáčení pilíře

Podle původní technické zprávy se základová spára nachází v jemnozrnném písku popř. v silně navětralých pískovcích, kde E_{def} lze odhadnout na 20MPa (maximum).

Pro výpočet ohybové tuhosti uvažujeme:

$$\text{Zatížení stálé } (g_0 + g_1) = 11,75 \text{ kN/m}^2 + 2 \text{ kN/m}^2 = 13,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Hmotnost stativa: } 1,45 \cdot 0,6 \cdot 25 = 22 \text{ kN/bm}$$

$$1 \text{ pilíř } 0,5 \cdot 0,7 \cdot 25 \cdot 6 = 52,5 \text{ kN}$$

$$\text{Na bm základu svislá síla charakteristická: } 13,75 \cdot 15 + 22 + 52,5 \cdot 4/10 = 250 \text{ kN/bm}$$

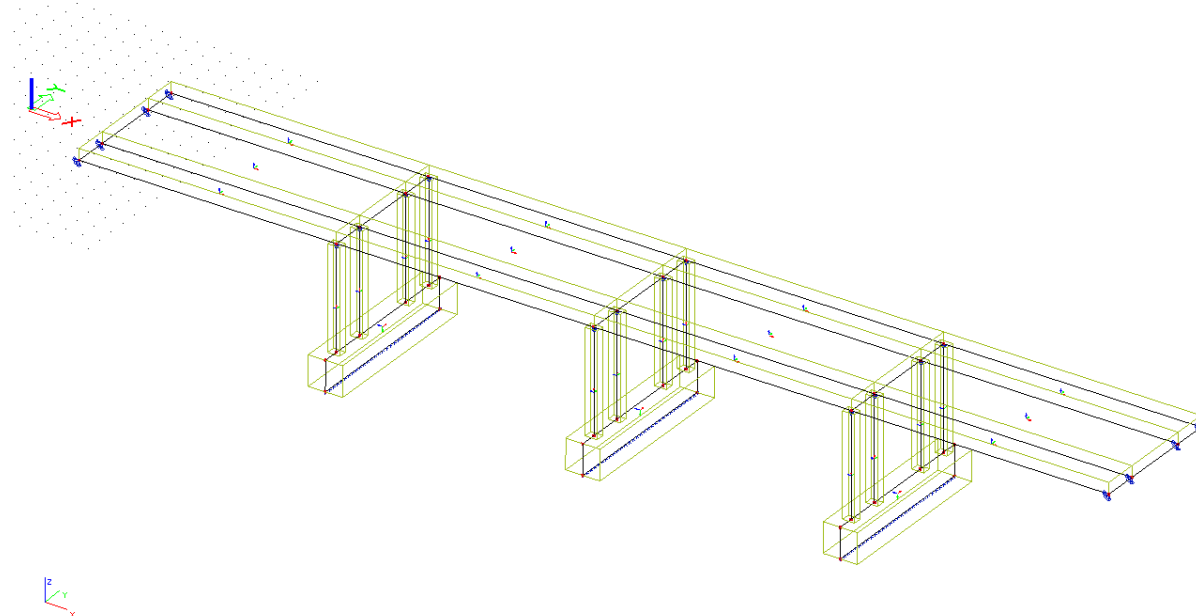
$$50\% \text{ vodorovné síly přenesou pilíře (odhad): } 600/2/3 = 100 \text{ kN/pilíř}$$

odpovídá síle 10kN/bm a momentu 60kNm

(zadáno do GEO5)

Výstup – natočení od momentu 60kNm činí 0,52mrad, odtud tuhost základu v natočení je 115MNm/rad (podrobný výpočet připojen v příloze).

Výpočet vodorovných deformací je proveden na prostorovém modelu se zohledněním tuhostí pilířů a elastomerových ložisek programem SCIA – viz schéma.



Celkový model konstrukce – výpočet vodorovných deformací

Tuhost v otáčení základů pilířů je zadána v kontaktu v úsečce ve středu základové spáry hodnotou 115MNm/m/rad.

Tuhost ložisek

Na opěrách jsou navržena ložiska o půdorysných rozměrech 150x300mm a výšce elastomeru 60mm. Pokud je smyková tuhost elastomeru $G = 1,0\text{N/mm}^2$, pak tuhost jednoho ložiska činí:
 $F/\Delta = A \cdot G/h = 150 \cdot 300 \cdot 1,0/60 = 750\text{N/mm} = 0,75\text{MN/m}$.

Při 9 nosnících a rovnoměrném rozdělení do 4 bodů je zadaná tuhost $0,75 \cdot 9/4 = 1,687\text{MN/m}$

Na pilířích jsou navržena ložiska o půdorysných rozměrech 150x200mm a výšce elastomeru 45mm o tuhosti 1 ložiska:

$$F/\Delta = A \cdot G/h = 150 \cdot 200 \cdot 1,0/45 = 666\text{N/mm} = 0,66\text{MN/m}.$$

Při 9 nosnících a rovnoměrném rozdělení do 4 bodů je zadaná tuhost $0,66 \cdot 9 \cdot 4/4 = 5,94\text{MN/m}$.
(ložiska pod stěnou každého nosníku)

Charakteristická brzdná síla 540 kN (67,5kN/bm šířky konstrukce) působící na nosnou konstrukci vyvolá celkový posun 15,1mm (= posun ložisek na opěrách).

Posun ložisek na pilířích je nižší o přetvoření spodní stavby.

$$\text{Ložiska na opěrách přenášejí sílu } H = 0,75 \cdot 9 \cdot 2 \cdot 15,1\text{E-}03 = 0,203\text{MN} = 203\text{kN}$$

$$\text{Ložiska na pilířích přenášejí } 540 - 203 = 340\text{kN} \text{ .. odpovídá } 340 / 3 / 36 = 3,15\text{kN/ložisko}$$

Odpovídající deformace $3,15\text{kN}/0,66\text{kN/mm} = 4,8\text{mm}$.

Poznámka: tímto postupem je zjištěn poměr tuhostí ložiska k tuhosti pilíře celkové ($=4,8/15,1 = 0,31$ – bude použito pro výpočet deformací i od ostatních vlivů

3.5 Deformace ložisek v místě opěr a pilíře

V úvodu je nutné zjistit skutečné deformace ložisek od objemových změn na základě poměru tuhostí:

	O1, O5	P2, P4	P3
teplota objektu	12,3	6,2	0,0
teplota jisticí	3,0	1,5	0,0
z toho ložisko	100%	31%	31%
teplota objektu	12,3	1,9	0,0
teplota jisticí	3,0	0,5	0,0

Poznámka pro součinitele γ : podle revize EN 1337-1 jsou součinitelé pro dotvarování 1,35, pro smrštění 1,6 a pro teplotu 1,5 (avšak nevztahuje se na jisticí teplotu 10 deg); podle EN 1990/A1 1,35 pro dopravní. Podle TNI 73 6270 jsou uvažovány dílčí součinitelé zatížení takto (A13):

účinek	Součinitel v MSÚ	Součinitel v MSP
Předpětí	1,0	1,0
Smršťování	1,6	1,6
Dotvarování	1,35	1,35
Teplota	1,5	1,0
Brzdné síly	1,35	1,0

Tři úvodní řádky nemusí být uvažovány (viz výše), takže konkrétně lze uvažovat následující posuny:

	výpočet = charakteristická			γ	mezní (* γ)		
	O1, O5	P2, P4	P3	-	O1, O5	P2, P4	P3
teplota objektu	12,3	1,9	0,0	1,50	18,5	2,9	0,0
teplota jisticí	3,0	0,5	0,0	1,00	3,0	0,5	0,0
brzdná síla	15,1	4,8	4,8	1,35	20,4	6,5	6,5

Kombinační součinitelé podle čl. 9.4.2.2 TNI 73 6270 jsou $\psi_0 = 0,8$ pro pohyblivé, $\psi_0 = 0,6$ pro teplotu.

Výsledné posuny v ložisku podle A.13

Kombinace 1 (zatížení dopravou jako hlavní, teplota vedlejší):

MSP

O1, O5: $15,10 + 0,6 \cdot (12,3 + 3,0) = 24,3\text{mm}$

P2, P4: $4,80 + 0,6 \cdot (1,9 + 0,5) = 6,3\text{mm}$

P3: $4,80+0,6*(0,0) = \mathbf{4,8mm}$

MSU

O1, O5: $20,4+0,6*(18,5 + 3,0) = 33,3mm$

P2, P4: $6,50+0,6*(2,9 + 0,5) = \mathbf{8,6mm}$

P3: $6,50+0,6*(0,0) = \mathbf{6,5mm}$

Kombinace 2 (zatížení dopravou jako vedlejší, teplota hlavní):

MSP

O1, O5: $0,8*15,10+(12,3 + 3,0) = \mathbf{27,4mm}$

P2, P4: $0,8*4,80+(1,9 + 0,5) = 6,3mm$

P3: $0,8*4,80+0,0 = 3,8mm$

MSU

O1, O5: $0,8*20,4+(18,5 + 3,0) = \mathbf{37,8mm}$

P2, P4: $0,8*6,50+(2,9 + 0,5) = 8,6mm$

P3: $0,8*6,50+(0,0) = 5,2mm$

Zvýrazněné hodnoty jsou návrhové – zadány do poptávky.

3.6 Pohyby mostních závěrů

Zde lze fakticky převzít hodnoty z výpočtu pro ložiska na O1, O5, neboť v tomto případě opravy po 40ti letech není časový rozdíl mezi instalací ložisek závěrů rozhodující.

U mostních závěrů lze provést podrobnější výpočet, kterým by se prokázala potřeba poněkud nižší (posun směrem od pevného bodu je vyvolán nižším rozdílem teplot podle odst. 3.3), takže při důkladném nastavení závěru (rozevření jako funkce teploty) v okamžiku zabudování do konstrukce by bylo možné prokázat nižší požadovanou deformaci než $\pm 38mm$ v MSU. Tuto možnost ponecháváme v případě potřeby do dalšího stupně, avšak nelze ji přeceňovat, neboť největší posuny jsou vyvolány brzdou silou.

4. Posouzení pilířů

4.1 Funkce pilíře ve finálním stavu

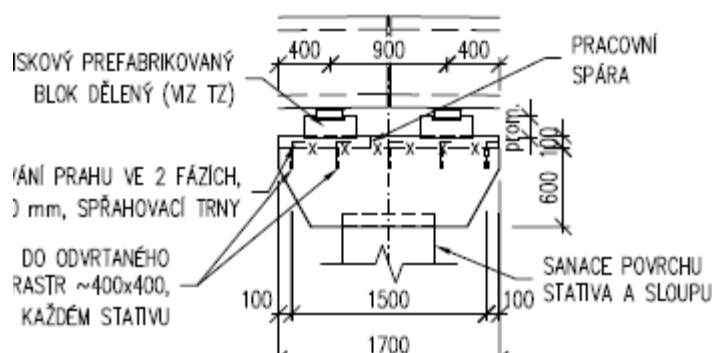
V nejméně příznivé kombinaci může být pilíř namáhán kombinací objemových změn a brzdných sil při odtíženém stavu (tj. bez pohyblivého zatížení) anebo včetně pohyblivého zatížení.

Výpočet svislých účinků – je použit model pro výpočet reakcí v ložiskách (viz část 2), kdy zatížení pohyblivé je umístěno po jedné straně pilíře a při okraji vozovky (s maximální excentricitou v obou směrech); kombinace podle předchozího postupu jsou následující (stavy 1,2 značí bez resp. s pohyblivým a ložiska po obou stranách osy):

	pružný stav									
	55	63	64	65	66	67	68	69	70	57
1	91,6	147,9	123,4	115,1	110,3	109,6	112,4	116,8	132,8	79,1
2	194,7	339,5	290,6	288,4	258,1	231,7	219,2	190,5	185,5	96,3
	56	71	72	73	77	78	74	75	76	58
1	92,0	147,9	123,5	115,8	111,1	110,5	113,5	118,4	127,8	71,5
2	147,4	246,5	207,6	202,5	181,5	164,7	155,0	137,4	145,9	81,4
	mezní stav									
	55	63	64	65	66	67	68	69	70	57
1	123,7	199,6	166,6	155,4	148,9	147,9	151,7	157,7	179,2	106,8
2	262,8	458,3	392,4	389,3	348,5	312,8	295,9	257,2	250,4	130,0
	56	71	72	73	77	78	74	75	76	58
1	124,2	199,7	166,7	156,3	150,0	149,2	153,3	159,8	172,5	96,5
2	199,0	332,8	280,3	273,4	245,0	222,4	209,2	185,5	197,0	109,9

Poznámka: s brzdou silou se kombinuje pouze zatížení LM1

Síly z nosné konstrukce se přenášejí do stativa s excentricitou v obou směrech; vzhledem k tuhosti stativa jsou sloupky namáhány pouze momentem v podélném směru mostu (moment ve druhém směru se vyrovná odlišnými normálovými silami ve sloupech).



Detail přenosu svislých sil do sloupu

Zatížení z mostovky přenášené prostřednictvím ložisek do spodní stavby:

	N	$M_{\text{podél}}$	$M_{\text{příč}}$
pružný bez dopravního	2271	0	309
pružný včetně dopravního	3965	200	2253
mezní bez dopravního	3066	0	418
mezní včetně dopravního	5352	270	3042

Poznámka: $M_{\text{podél}}$ = z hlediska mostovky

Zatížení spodní stavby je symetrické a skládá se z:

- hmotnosti stativa vč. nabetonávky: $[(0,15+0,10)*1,7+1,45*0,45]*9,4*25=253\text{kN}$
- hmotnosti 4 sloupů v patě: $0,5*0,7*6,0*4*25=210\text{kN}$

Vodorovné účinky – jsou fakticky dány tuhostí ložisek a jejich vychýlením; podle části odst. 3.5 činí 6,3mm při MSP resp. 8,6mm při MSU.

Tuhost 1 ložiska činí 0,66MN/m, celková tuhost $36*0,66=23,8\text{MN/m}$, což odpovídá síle 150kN resp. 204kN při MSU.

Zatížení pilíře v MSP:

bez dopravního: $N=0,25*(2271+253+210) = 683\text{kN}$
 $M=150/4*6=225\text{kNm}$

dtto včetně dopravního $N=0,25*(3965+253+210) = 1107\text{kN}$
 $M=200/4+150/4*6=275\text{kNm}$

Zatížení pilíře v MSU:

bez dopravního: $N=0,25*(2271+253+210) = 683\text{kN}$ (zmenšující součinitelé)
 $M=204/4*6=306\text{kNm}$

dtto včetně dopravního $N=0,25*(5352+253*1,35+210*1,35) = 1494\text{kN}$
 $M=270/4+204/4*6=374\text{kNm}$

Posouzení je provedeno programem FINE EC pro výztuž V a beton 45/55, což minimálně odpovídá kvalitě betonu zjištěného při průzkumu.

Výstupy připojeny níže.

4.2 Posouzení sloupu při zvedání pole

Předpokládá se hmotnost zařízení 200kN a reakce 500kN – viz TZ.

Mostovka bude mít v tomto stavu hmotnost pouze nosníků + zálivek, tedy 500kN

Pilíře budou zatíženy hmotností stativa, bez váhy sloupu plus výše uvedeného zařízení a hmotnosti pole.

Úhrnem v MSP:

Svislé zatížení: $253/4 + 1200/4 = 363\text{kN}$

Moment $1200 * 0,45/4 = 135\text{kN}$

Dtto v MSÚ:

Svislé zatížení: $253/4 + 1200/4 * 1,35 = 468\text{kN}$

Moment $1200 * 0,45/4 * 1,35 = 182\text{kN}$

Vyhovuje, výstupy připojeny

1 Hořkovice

Popis: sloup vetknutí

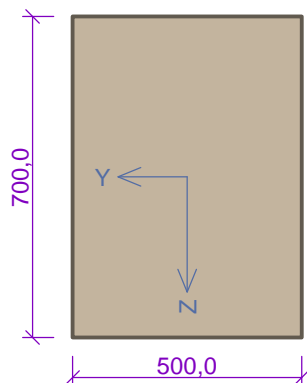
2 vetknuti

2.1 Vstupní data

Typ prvku: sloup

Prostředí: XF4

Průřez



Materiály

Beton : C 45/55

Válcová pevnost v tlaku f_{ck} = 45,0 MPa

Pevnost v tahu f_{ctm} = 3,8 MPa

Modul pružnosti E_{cm} = 36000 MPa

Ocel podélná : 10425 (V)

Mez kluzu f_{yk} = 420,0 MPa

Modul pružnosti E_s = 200000 MPa

Ocel příčná : B500

Mez kluzu f_{yk} = 500,0 MPa

Modul pružnosti E_s = 200000 MPa

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	V_{Edz} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	MSU bez dopravy	-683,00	0,00	306,00	1,000
2	MSU s dopravou	-1494,00	0,00	374,00	1,000

Vnitřní síly - charakteristická (MSP)

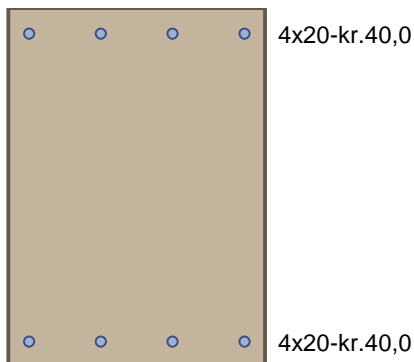
č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	MSP bez dopravy	-683,00	225,00	1,000
2	MSP s dopravou	-1107,00	275,00	1,000

Vzpěr

Délka prvku [m]	Koef. vzpěru [-]	Vzpěrná délka [m]
6,50	0,71	4,62

Vyztužení průřezu

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
4	20	40,0	horní výztuž
4	20	40,0	dolní výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

$$c_{\min} = \max(c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10) = \max(20; 10; 10) = 20 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

2.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně výztužení

Sloup (celková výztuž):

$$\rho_s = 0,00718 \geq \rho_{s,\min} = 0,002 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00718 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	Využití [%]	Posouzení
1	MSU bez dopravy	-683,00	-8672,85	0,00	0,00	306,00 → 317,10	504,56	62,8	Vyhovuje
2	MSU s dopravou	-1494,00	-8346,53	0,00	0,00	374,00 → 398,28	712,46	55,9	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	Využití [%]	Posouzení
1	MSP bez dopravy	-683,00	225,00 → 236,10	7,19	14,88	26,6	Vyhovuje
2	MSP s dopravou	-1107,00	275,00 → 292,99	9,64	14,51	35,7	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_1 \times f_{ck} / k_3 \times f_{yk}$				27,00	336,00		

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Využití průřezu: 62,8 %

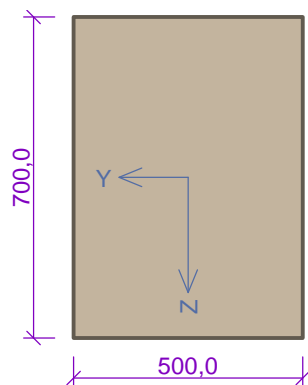
3 zvedání

3.1 Vstupní data

Typ prvku: sloup

Prostředí: XF4

Průřez



Materiály

Beton : C 45/55

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 45,0$ MPaPevnost v tahu $f_{ctm} = 3,8$ MPaModul pružnosti $E_{cm} = 36000$ MPa

Ocel podélná : 10425 (V)

Mez kluzu $f_{yk} = 420,0$ MPaModul pružnosti $E_s = 200000$ MPa

Ocel příčná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,0$ MPaModul pružnosti $E_s = 200000$ MPa

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	V_{Edz} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	MSU zvedání pole	-468,00	0,00	182,00	1,000

Vnitřní síly - charakteristická (MSP)

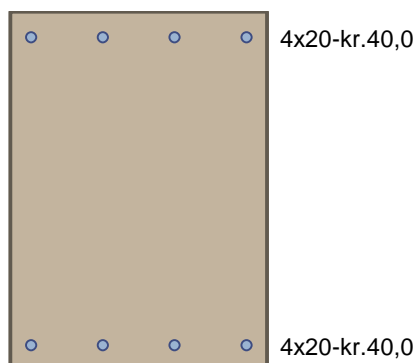
č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	MSP zvedání pole	-363,00	182,00	1,000

Vzpěr

Délka prvku [m]	Koef. vzpěru [-]	Vzpěrná délka [m]
6,50	0,71	4,62

Vyztužení průřezu

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
4	20	40,0	horní výztuž
4	20	40,0	dolní výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10) = \max(20; 10; 10) = 20 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

3.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

$$\rho_s = 0,00718 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00718 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

MSU zvedání pole

$$N_{Ed} = -468,00 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -9168,80 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = 182,00 \rightarrow 189,60 \leq M_{Rdy} = 443,66 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Vyhovuje

Využití: 42,7 %

Průřez není namáhán smykem.

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí - MSP zvedání pole

Vnitřní síly: $N_{Ed} = -363,00 \text{ kN}$; $M_{Edy} = 182,00 \rightarrow 187,90 \text{ kNm}$

$$\text{Maximální tlakové napětí v betonu} \quad \sigma_c = 5,23 \text{ MPa}$$

$$\text{Omezení tlakového napětí v betonu} \quad k_1 \times f_{ck} = 27,00 \text{ MPa}$$

$$\text{Maximální tahové napětí ve výztuži} \quad \sigma_s = 14,60 \text{ MPa}$$

$$\text{Omezení tahového napětí ve výztuži} \quad k_3 \times f_{yk} = 336,00 \text{ MPa}$$

Využití průřezu: 19,4 %

Posouzení průřezu na mezní stav omezení napětí Vyhovuje

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Využití průřezu: 42,7 %

Římsa musí přenést sílu cca 50kN/bm a moment 30kNm/m (vychází ze srovnání svodidel na trhu a

technických podmínek podle specifikace výrobců). Tyto hodnoty jsou ve smyslu odst. 3.2 TP 114

návrhovými hodnotami zatížení.

U chodníkové části bude zřejmě přenos sil do NK bezproblémový - mohou být provedeny vrty do spáry.

Rozhodující je nepochozí římsa, kde vrt bude proveden ve spřažené desce + nosníku, z čehož vyplývá jeho

omezená délka.

V PDPS se předpokládá použití kombinovaného kotvení - sílu 50kN/bm převezme výztuž do boku desky a tím

se odstraní smykový účinek na kotvu (za předpokladu důkladného přikotvení spřažené desky) a kotvu

dimenzujeme jen na tah z titulu ohybového momentu.

Přikotvení spřažené desky k nosníku - přidána řada kotev do krajního nosníku (detail 401), což jsou

trny R12/400.

Pro přenos síly jsou uvažovány 2 řady od kraje, požadované zatížení $50 \cdot 1,25$ (součinitel zohledňující

nestejnost přenosu sil do dvou přední a zadní řady), zatížení 1 kotvy $50 \cdot 1,25 / 5 = 12,5 \text{ kN}$ (smyk)

Je posouzena a vyhovuje:

- krajní řada kotev (do nosníku 35/45) R12/400, minimální délka kotvení 90mm
- vnitřní řada kotev (do spáry 16/20) R12/400, délka kotvení 90mm

Posouzeno softwarem nejmenovaného výrobce, výstupy uloženy u projektanta (ve stupni PDPS nelze uvádět).

Přídavné kotvení do boku - smyčky R8/250, vzdoruje celkem 8ks/bm, podle ČSN 73 6206 přenesou sílu

$96 \text{ kN} > 50 \text{ kN}$.

Přenesení ohybového momentu 30kNm/bm

V obou případech vznikne dvojice sil, avšak s různými rameny.

U chodníkové římsy lze uvažovat $r = 0,9 \text{ m}$ (síla 33,5kN), u nepochozí římsy $r = 0,40 \text{ m}$ (síla 75kN/bm)

V obou případech je uvažován beton s trhlínkou u chodníku 16/20, u nepochozí římsy 30/37 (beton

spřahující desky).

Je posouzena a vyhovuje:

- nepochozí římsa M16/400, délka kotvení 150mm, vrt +10mm
- chodníková římsa M16/1000, délka kotvení 190mm, vrt +10mm

Posouzeno softwarem nejmenovaného výrobce, výstupy uloženy u projektanta (ve stupni PDPS nelze uvádět).

v následujícím odstavci jsou provedeny výstupy přepočtu zatížitelnosti.
Originální soubory, vstupy do programu atd. jsou uloženy u projektanta.

Omezení zatížitelnosti bylo od začátku nepravděpodobné.

Modelem je žaluziová deska, kde mezi nosníky jsou klouby umožňující natáčení, ale neumožňující odlišný průhyb, zavedeme jako soustavu ortotropních desek.

Uvažujeme samotné nosníky B500 bez desky (vyrovnávka): $E_b=38500\text{MPa}$,
v hlavním směru $A=0,322\text{m}^2$, $J=0,0207\text{m}^4$, $h=0,7\text{m}$
ve vedlejším směru v nejtenčím místě $A=0,2\text{m}^2$, $J=2*0,1*0,3=0,018\text{m}^4$

$D_{11}=E_x \cdot J_x = 38500\text{MN/m}^2 \cdot 0,0207\text{m}^4 = 797\text{MNm}^2$, odpovídá na 1bm
 $D_{22}=E_y \cdot J_y = 38500 \cdot 0,018 = 693\text{MNm}^2/\text{m}$
 $D_{33}=0,5 \cdot (1-\mu) \cdot \text{odmoc}(D_{11} \cdot D_{22}) = 0,425 \cdot 743 = 316\text{MNm}^2/\text{m}$
 $D_{12}=\mu \cdot (\text{odmoc}(D_{11} \cdot D_{22})) = 111\text{MNm}^2/\text{m}$

Smykové účinky: v hlavním směru počítáme se svislicemi (=účinná smyková plocha průřezu)
 $G=E/(2 \cdot (1+\mu)) = 38500/2,3 = 16740\text{MN/m}^2$
 $D_{44}=G \cdot A = 16740 \cdot 0,2 = 2340\text{MN/m}$

poměrná smyková deformace ve vedlejším směru $D_{55}=1\text{MN/dw}$ (spočteno Nexisem).
od zatížení 1MN dojde k deformaci $4,3\text{mm}$
 $D_{55}=1\text{MN}/4,3\text{mm}=233\text{MN/m}$

Zadáno do Nexis, mezi deskami navíc klouby.

Podpory - uvažujeme elastomery $150/250/41\text{mm}$, tuhost gumy ve svislém směru $1\text{mm}/1\text{MN}$

Zatížení:

vlastní váha: $8,05\text{kN} \cdot 9(\text{nosník}) + 2,07\text{kN} \cdot 8(\text{zálivka}) + 19,25\text{kN}$ deska = $108,26\text{kN} = 11,75\text{kN/m}^2$

ost.stálé: $0,135 \cdot 22 = 3\text{kN/m}^2$ + římsy ($5,6\text{kN}/\text{hraně}$) resp. chodník ($9,25\text{kN}$ -rozdělí se na
liniové $5,6$ plus plošné $3,55\text{kN/m}^2$ na krajním makroprvku

ost.stálé zvýšené - hmotnost živičných vrstev zvyšujeme o 40% - na celé ploše přírůstek
 $1,2\text{kN/m}^2$

zatížení vozidly - podle ČSN 73 6222 zatěžujeme:

- 2 těžké pásy (LM1), tj. na 6 ti metrech od římsy $2,5\text{kN/m}^2$, na zbytku 1kN/m^2 + 25kN na 1
kolo (4 kola) v 1 pruhu, celkem 8 kol při zatížení 200kN (odpovídá zatížitelnosti $13,33\text{t}$)

- čtyřnápravě $4 \times 100\text{kN}$

- vyjimečnému zatížení

Dynamické zatížení pro rozpětí $15,0\text{m}$ činí $1,20$ pro LM1; $1,25$ pro 4NP resp. $1,05$ pro
vyjimečné

Hodnoty momentů - viz excel.

Výpočet teplotních účinků pro účely posouzení v Mezním stavu použitelnosti.

Jedná se o soustavu prostých nosníků; nosníky budou zatíženy pouze primárním účinkem, tj.
napětím.

Pro účely tohoto výpočtu je uvažován mostní svršek v tloušťce 100mm a nabetonovaná deska
má tloušťku $0,085\text{m}$.

Dále je zadán nosník bez boční dobetonávky.

Primární účinky - výstupy.

$h = -0.785\text{m}$
 $A = 0.409\text{m}^2$
 $E_b = 38500.0\text{MPa}$
 $t = -0.353\text{m}$
 $J = 0.031\text{m}^4$
 $wh = -0.089\text{m}^3$
 $wd = 0.073\text{m}^3$
 $T+1 = 1.598$
 $T+2 = -0.268$
 $T-1 = -1.338$
 $T-2 = 0.440$

deformace v tezisti
 posun 0.0000391
 rotace 0.0000944rad
 posun -0.0000327
 rotace -0.0000103rad

napeti po vysce prurezu v MPa

rez	otepleni	ochlazení
0.000	-2.2169	1.5263
-0.079	-0.4873	0.4217
-0.157	1.0967	-0.6828
-0.236	1.1957	-0.9138
-0.314	1.2946	-1.1449
-0.393	1.3618	-1.2440
-0.471	1.0766	-1.0980
-0.549	0.7914	-0.8356
-0.628	0.1867	-0.5732
-0.706	-0.4200	0.3241
-0.785	-1.0267	1.2215

Zahrnuto do výpočtu napětí - viz tabulka Excel

Výpočet samotného nosníku pro posouzení v Mezním stavu únosnosti a použitelnosti.

Je proveden výpočet předpjatého nosníku KA - pouze g_0 a předpětí, podle teorie Eurokódu. Je počítán jeden nosník programem TM18.

Vyrovňovací beton do sprážení zatím není uvažován.

Výsledky jsou převzaty z excelovských tabulek - viz výpisy.

Zatížitelnost dle MSU:

Mezní moment nosníku v $L/2$: $M_r = 1561 \text{ kNm}$

Výpočet při zatížení stálém, předpětí a nahodilém.

Podle ČSN EN 1991-1-1 se má uvažovat vozovkové souvrství s nadvýšením +40% - výpočet Nexis

Výpočet zatížitelnosti podle ČSN EN 1990 Změna A1:

6.10: $1,35 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,35 \cdot Q = M_r$

Přitom G je $g_0 + g_1$, kde g_1 uvažováno zvýšené podle předchozího odstavce.

Pro vztažná zatížení se spočítá koeficient ze vztahu:

$1,35G + 1,35 \cdot Q \cdot X = M_r \rightarrow X = (M_r - 1,35G) / Q / 1,35$

Odtud vychází 58t // 129t // 410t

Zatížitelnost dle MSP pro zbytkovou životnost 50let a kategorii B (segmentové mosty): kritérium dekomprese pro kombinaci častou a trhliny do 0,2mm pro charakteristickou (ČSN 73 6222).

Řešíme v $L/2$ pro účinky zat. pohyblivého (dominantní) a teplotní.

Častá: $G + P + \psi_{11} \cdot Q + \psi_{12} \cdot T = G + P + 0,75TS + 0,4UDL + 0,5T$

charakteristická: $G + P + Q + \psi_{s0} \cdot T = G + P + Q + 0,6 \cdot T$

Posuzuje se napětí v době 100 let; v tomto výpočtu s použijí výstupy TM18, takže je sloučeno předpětí a g_0 .

Ostatní vlivy se uvažují z výpočtu Nexis (porovnáním momentů-viz dále) a s uvažováním vlivu teploty.

V době 100let je od G_0 a $\sigma_{sig_h} = -1,67 \text{ MPa}$, $\sigma_{sig_d} = -11,23 \text{ MPa}$

Teplota (100%) ve spodním vlákne při ochlazení činí +1,22MPa

Je zadáno krátkodobé zatížení 0,5MN v $L/2$ - vyvolá moment 1,805MNm a tah ve spodních vláknech +29,49MPa.

Kombinace častá

Rezerva pro pohyblivé je $\sigma_{sig_rezerva}$ (tj. součet $G + P + 0,5T$), má platit

$\sigma_{sig_Q} \cdot X = \sigma_{sig_rezerva}$, odtud $X = \sigma_{sig_rezerva} / \sigma_{sig_Q}$

Zadáno do excelu - požadujeme dekompresi pro charakteristickou kombinaci.

Odtud vychází 42t // 93t // 296t

Smyková únosnost nosníku

Posuzujeme v řezu 0,60m od kraje, což je dáno největší posouvající silou (vynášecí síly od kabelů jsou na cca 2,5m před podporou již konstantní). Pohyblivá zatížení přemístěna k podpoře s

cílem vyvolat Q_{max} .

Posouzení MSÚ - programem posudky vychází únosnost bez vlivu smykové výztuže 0,494MN/nosník (započteno předpětí průřezu 0,403MN a vynášecí síla 0,092MN).

Zatížení posouvající silou - viz výpočet v Excelu

Zatížitelnost 58 // 87 // 292

Závěr - smykové účinky nejsou slabým místem konstrukce.

Únavové zatížení - může ovlivnit pouze zatížitelnost normální

Pro předpínací výztuž není třeba řešit (viz např. modernizace D1, úsek 06, most u motorestu Střechov)

Ověření únavy betonu zjednodušenou metodou podle 6.8.7.2 ČSN EN 1992-1-1:

Návrhová hodnota únavové pevnosti betonu

$f_{cd,fat} = k_1 f_{cc}(t_0) f_{cd} (1 - f_{ck}/250)$, kde
pro C35/45 je $f_{ck} = 35\text{MPa}$; $f_{cd} = 23,33\text{MPa}$; $f_{cc}(t_0) = 1,08$ (první cyklické zatížení po 60ti dnech od betonáže) podle vztahu 3.2 a $k_1 = 0,85$ podle 6.76 poznámka1 ČSN EN 1992-2
 $f_{cd,fat} = 0,85 * 1,08 * 23,33 * (1 - 35/250) = 18,46\text{MPa}$

Uvažováno zatížení při časté kombinaci, tj. bez zatížení pohyblivého a se zatížením LM1*psí1

vlákn	horní	spodní
g0+P	-1,67	-11,23
g1+40%	viz excel	

Všechny poměry $\sigma_{c,max}/f_{c,fat} < 0,5$ vyhovuje podle vztahu 6.77 (není omezujícím faktorem)

Posouzení stativ - zjednodušený výpočet.

Stativa na každé podpoře fungují jako dvojice samostatných nosníků s převislým koncem, spojení mezi nimi je provedeno jako kloubové, nepřenášející momenty. Síly z horní mostovky se přenášejí ložisky.

Maximální sílu z volného kraje lze uvažovat jako 50% reakce nosníku (vzhledem k přítomnosti chodníku). Konzola je délky 0,4m.

V poli stativa mohou působit až 4 síly-reakce nosníků; při průmětu podpory do těžiště stativa (=0,3m nad) je délka nosníku 1,25m a podpory od líce podpory 0,3 // 0,5 // 1,2m.

Uvažujeme zjednodušeně a bezpečně jako prostý nosník s maximální reakcí pro M+ a záporný moment pro M-.

Vozidlo může stát podél jednoho pole, takže bude řešena polovina stativa (z podélného pohledu).

Polovina konzoly: $Q = (245 + 198/2) * 1,35 = 464\text{kN}$ // $M = 0,4 * 464 = 186\text{kNm}$ z jednoho pole
50% z předchozího - krajní ložisko $Q = 232\text{kN}$ // $M = -93\text{kNm}$

Rozměr - lichoběžník 600 (dole) + 850 (nahore); výztuž 4V25 nahore, třmínky 2 střížné R14/250mm.

MSÚ řešen programem FIN EC - vyhovuje

Zatížíme shodným břemenem (=232kN)

Reakce = $1/1,25 * 232 * (0,3 + 0,5 + 1,2) = 371,2\text{kN}$ (= největší smyková síla k pilíři)

Reakce druhá $3 * 232 - 371,2 = 324,8\text{kN}$

Moment pod střední silou: $324,8 \cdot 0,5 - 232 \cdot 0,3 = 92,8 \text{ kNm}$

MSÚ řešen programem FIN EC - vyhovuje

Příčle stativa není slabým místem návrhu.

Zvedání nosníků během rekonstrukce.

Při zvedání nosníku bude podpora dále od kraje.

Předmětem tohoto výpočtu je určení této bezpečné vzdálenosti.

Podpora podle původní dokumentace je 280mm od kraje.

Stativo má nahoře šířku 1700mm, podpora může být reálně ve vzdálenosti $1700/2 + 150 = 1000 \text{ mm}$.

U opěr je situace ještě horší - od okraje k lici opěry 1100, podpora $1100 + 150 = 1250 \text{ mm}$.

Výpočtem TM18 - prověřena napětí - prokázáno

Výpočet ohybových momentů na nosníku kNm, MPa									
nosník č.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
g0	375	375	375	375	375	375	375	375	375
	60	60	60	60	60	60	60	60	60
g1	101	97	94	91	89	89	89	91	93
D_g1	18	19	20	20	20	20	20	20	20
LM1_TS	57	60	68	73	78	83	82	81	80
LM1_UDL	42	43	45	47	49	49	50	50	49
4NP	318	320	314	302	291	303	322	339	349
výjim	266	274	288	303	309	302	288	274	266

pohyblivé včetně delta [kNm]									
LM1_TS	68,4	72	81,6	87,6	93,6	99,6	98,4	97,2	96
LM1_UDL	50,4	51,6	54	56,4	58,8	58,8	60	60	58,8
4NP	397,5	400	392,5	377,5	363,75	378,75	402,5	423,75	436,25
výjim	279,3	287,7	302,4	318,15	324,45	317,1	302,4	287,7	279,3

MSU 6.10 Mf= 1561 kNm									
stálé	666,9	662,85	660,15	656,1	653,4	653,4	653,4	656,1	658,8
zbývá	894,1	898,15	900,85	904,9	907,6	907,6	907,6	904,9	902,2
součinitel X									
norm	5,6	5,4	4,9	4,7	4,4	4,2	4,2	4,3	4,3
výhrad	1,7	1,7	1,7	1,8	1,8	1,8	1,7	1,6	1,5
výjim	2,4	2,3	2,2	2,1	2,1	2,1	2,2	2,3	2,4

zatížitelnost z MSÚ v tunách									
norm	74,3	71,8	65,6	62,0	58,8	56,6	56,6	56,8	57,5
výhrad	133,3	133,1	136,0	142,0	147,9	142,0	133,6	126,5	122,6
výjim	455,3	444,0	423,7	404,5	397,8	407,1	426,9	447,3	459,4

Zatížitelnost z MSP v čase 100let, vstupní údaje - napětí ve spodních vláknech MPa									
g0+P	-11,23								
DT	1,22								
etalón	29,49	při M=	1805 kNm	poměr	0,016338				
g01_100%	2,63	2,57	2,52	2,47	2,43	2,43	2,43	2,47	2,50
40% g1	0,29	0,31	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33

vč.desky	1,35	ksi
z toho deska		
	1,35	ksi
	1,35	ksi
	1,2	dynamika
	1,2	dtto
	1,25	dtto
	1,05	dtto

	1,35	ksi
	1,35	ksi
	1,35	ksi
	1,35	ksi

vztažná zatížení	13,33
	80
	192

výsledná zatížení - výběr	56,6
	122,6
	397,8

Výpočet ohybových momentů na nosníku kNm, MPa								
---	--	--	--	--	--	--	--	--

nosník č.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
-----------	---	---	---	---	---	---	---	---	---

dekomprese pro kombinaci částou MPa								
-------------------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--

G+P+0,5T	-7,70	-7,74	-7,78	-7,83	-7,86	-7,86	-7,86	-7,83	-7,79
součinitelé X									
norm	6,59	6,35	5,75	5,43	5,13	4,90	4,92	4,94	4,99
výhrad	1,58	1,58	1,62	1,69	1,76	1,69	1,59	1,51	1,46
výjim	2,25	2,20	2,10	2,01	1,98	2,02	2,12	2,22	2,28

zbyvá na pohyblivé
vztažná zatížení

13,33
80
192

zatížitelnost z MSP částá v tunách									
norm	87,9	84,7	76,6	72,3	68,4	65,3	65,6	65,9	66,6
výhrad	126,4	126,4	129,4	135,4	141,1	135,5	127,5	120,6	116,6
výjim	431,7	421,8	403,0	385,4	379,5	388,3	407,2	426,2	437,2

výsledná zatížení - výběr

65,3
116,6
379,5

dekomprese pro kombinaci chrakteristickou MPa								
---	--	--	--	--	--	--	--	--

G+P+0,6T	-7,57	-7,62	-7,66	-7,70	-7,74	-7,74	-7,74	-7,70	-7,67
součinitelé X									
norm	3,96	3,84	3,51	3,33	3,16	3,04	3,04	3,05	3,08
výhrad	1,18	1,19	1,21	1,27	1,32	1,27	1,20	1,13	1,09
výjim	1,69	1,65	1,57	1,51	1,48	1,52	1,59	1,66	1,71

vztažná zatížení

13,33
80
192

zatížitelnost z MSP z podmínky dekomprese pro charakteristickou v tunách									
norm	52,9	51,1	46,8	44,3	42,1	40,5	40,5	40,6	41,1
výhrad	94,8	94,8	97,0	101,5	105,8	101,6	95,6	90,4	87,5
výjim	323,8	316,3	302,2	289,1	284,7	291,3	305,4	319,7	327,9

výsledná zatížení - výběr

40,5
87,5
284,7

Hořkovice - výpočet posouvajících sil

nosník č.	1	2	3	4	5	6	7	8	
g0	71	71	71	71	71	71	71	71	1,35
g1	29	24	23	22	22	22	23	20	1,35
D_g1	5	8	8	8	8	8	8	8	1,35
LM1_TS	2	4	33	7	36	34	9	33	1,2
LM1_UDL	4	8	14	15	15	15	15	13	1,2
4NP	20	20	20	20	188	69	72	196	1,25
vyjim	7	16	122	166	166	122	16	8	1,05

pohyblivé včetně delta									
LM1_TS	2,4	4,8	39,6	8,4	43,2	40,8	10,8	39,6	1,35
LM1_UDL	4,8	9,6	16,8	18	18	18	18	15,6	1,35
4NP	25	25	25	25	235	86,25	90	245	1,35
vyjim	7,35	16,8	128,1	174,3	174,3	128,1	16,8	8,4	1,35

MSÚ 6.10	Qr= 494								
stálé	141,8	139,1	137,7	136,4	136,4	136,4	137,7	133,7	
zbývá	352,3	355,0	356,3	357,7	357,7	357,7	356,3	360,4	
součinitel X	vztažná z.								
norm	36,2	18,3	4,7	10,0	4,3	4,5	9,2	4,8	13,33
výhrad	10,4	10,5	10,6	10,6	1,1	3,1	2,9	1,1	80
vyjim	35,5	15,7	2,1	1,5	1,5	2,1	15,7	31,8	192

zatížitelnost z MSÚ	výsledná z.								
norm	483,1	243,4	62,4	133,8	57,7	60,1	122,2	64,5	57,7
výhrad	835,0	841,4	844,6	847,8	90,2	245,7	234,6	87,2	87,2
vyjim	6816,0	3004,9	395,6	291,8	291,8	397,1	3016,3	6101,2	291,8