
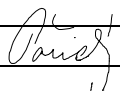

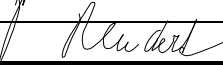


OPTIMA spol. s r.o.

PROJEKTOVÁ, INŽENÝRSKÁ A STAVEBNÍ ČINNOST

Kreslil:			 OPTIMA spol. s r.o. PROJEKTOVÁ, INŽENÝRSKÁ A STAVEBNÍ ČINNOST Žižkova 738, 566 01 Vysoké Mýto Tel.: 465420911 e-mail: info@optima-vm.cz	
Zpracoval:	ING. POŘICKÝ			
Zodp. projektant:	ING. POŘICKÝ			
Hlavní projektant:	ING. SHEJBAL			
Technická kontrola:	ING. NEUDERT			
Kraj: VYSOČINA	Okres: ŽDĚR NAD SÁZ.	Obec: ŽDĚR NAD SÁZ.		
Investor: MĚSTO ŽDĚR NAD SÁZAVOU, ŽIŽKOVA 227/1, 59101 ŽDĚR N/S			Stupeň:	DÚR+DSP+PDPS
Akce: Lávka Farská humna Žďár nad Sázavou			Zak. č.:	4182 – 16 – 3
			Arch. č.:	3510
			Datum	02/2017
			Formát:	
Obsah:			Měřítko:	Č. výkresu:
STATICKÝ VÝPOČET				C1.15

STATICKÝ VÝPOČET

Identifikační údaje

<i>Stavba</i>	Lávka Farská humna, Žďár nad Sázavou
<i>Obec</i>	Žďár nad Sázavou
<i>Okres</i>	Žďár nad Sázavou
<i>Region</i>	Vysočina
<i>Objednatel</i>	Město Žďár nad Sázavou Žižkova 227/1 59101 Žďár nad Sázavou
<i>Projektant</i>	Optima spol. s r.o. Žižkova 738/IV 566 01 Vysoké Mýto
<i>Pozemní komunikace</i>	cesta pro pěší a cyklisty
<i>Druh přemostované překážky</i>	řeka Sázava – ř. km 208.130
<i>Úhel křížení</i>	90°

Základní údaje

<i>Charakteristika mostu</i>	Prostě uložená sprážená ocelobetonová konstrukce o jednom poli, zakládání hlubinné
<i>Délka přemostění</i>	26,00 m
<i>Délka mostu</i>	31,50 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	28,34 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	3,00 m
<i>Rozpětí mostu</i>	27,00 m
<i>Šikmost mostu</i>	90°
<i>Šířka mezi zábradlími</i>	3,0 m
<i>Šířka mostu</i>	3,40 m
<i>Výška mostu ¹</i>	cca 5,20 m
<i>Stavební výška</i>	0,70 m
<i>Plocha nosné konstrukce mostu ²</i>	$3,0 \cdot 28,32 = 84,96 \text{ m}^2$
<i>Zatížení mostu</i>	rovnoměrné $5,0 \text{ kN/m}^2$, obslužné vozidlo 12,0t

¹ rozdíl mezi niveletou chodníku na lávce a dnem řeky

² šířka nosné konstrukce x délka nosné konstrukce

Stručný popis konstrukce

Projektová dokumentace řeší přemostění řeky Sázavy v katastru obce Žďár nad Sázavou. Navržená lávka pro pěší a cyklisty vytvoří spojení mezi parkem Farská humna na levém břehu řeky a cestou s napojením na ulici Žižkova na pravém břehu.

- Založení a spodní stavba

Vzhledem ke zjištěným základovým poměrům a náročné konstrukci lávky je zvoleno hlubinné založení na mikropilotách. Každý ze základových pasů opěr je založen na 5ks mikropilot. Mikropiloty celkové délky 5,0m jsou navrženy jako kořenové se štěrbinami ve spodní části v délce 2,7m pro možnost tlakové injektáže okolního zemního prostředí. Vlastní mikropiloty jsou tvořeny ocelovými trubkami Ø108/16 perforovanými ve spodní kořenové části pilot.

Na mikropilotách jsou založeny základové pasy, do kterých jsou mikropiloty zapuštěny na délku 300mm. Základy šířky 2,5m a délky 3,4m v ose lávky mají výšku 0,90m. Na základ navazují svislé dřívky tloušťky 1,55m.

Na nosnou konstrukci navazují u obou opěr zavěšená rovnoběžná křídla.

- Nosná konstrukce

Vodorovnou nosnou konstrukci lávky tvoří spřažená ocelobetonová konstrukce o jednom poli světlosti 26,0m o rozpětí 27,0m. Nosná konstrukce je tvořena dvojicí válcovaných nosníků HEB500 v osově vzdálenosti 1,9m se spřaženou železobetonovou deskou šířky 3,0m v tloušťce 190-220mm s horním povrchem v dostředném příčném sklonu 2%. Hlavní nosníky jsou spojeny příčníky v osově vzdálenosti 1,80m.

Hlavní nosníky jsou navrženy z oceli S355, příčníky z oceli S235. Železobetonová spřažená deska z betonu C 30/37-XD3, XF4 s výztuží z oceli B500B.

Spřažení hlavních nosníků s deskou je navrženo pomocí spřahujících trnů navařených na horní pásnice nosníků.

- Vybavení mostu

- zábradlí

Po obou stranách lávky je osazeno mostní zábradlí se svislou výplní výšky 1,30m. Ocelové zábradelní sloupky z uzavřeného profilu jsou kotveny v místě příčníků nosné konstrukce pomocí spojovacích desek se šroubovými spoji. Mezi sloupky jsou osazeny výplně z dřevěných fošen ve světlé vzdálenosti 120mm, spojenými ocelovými tyčemi mezi sloupky nahoře a dole s distančními trubkami mezi fošnami. Na vnitřní straně lávky je pak osazeno horní madlo ve výšce 1,10m a spodní vodící tyč ve výšce 250mm nad povrchem lávky. Zábradlí pokračuje na zavěšená křídla obou opěr lávky.

- izolace a povrch chodníku

Pochozí povrch chodníku je tvořen přímopochozí izolací v tl. 10mm na povrchu nosné konstrukce.

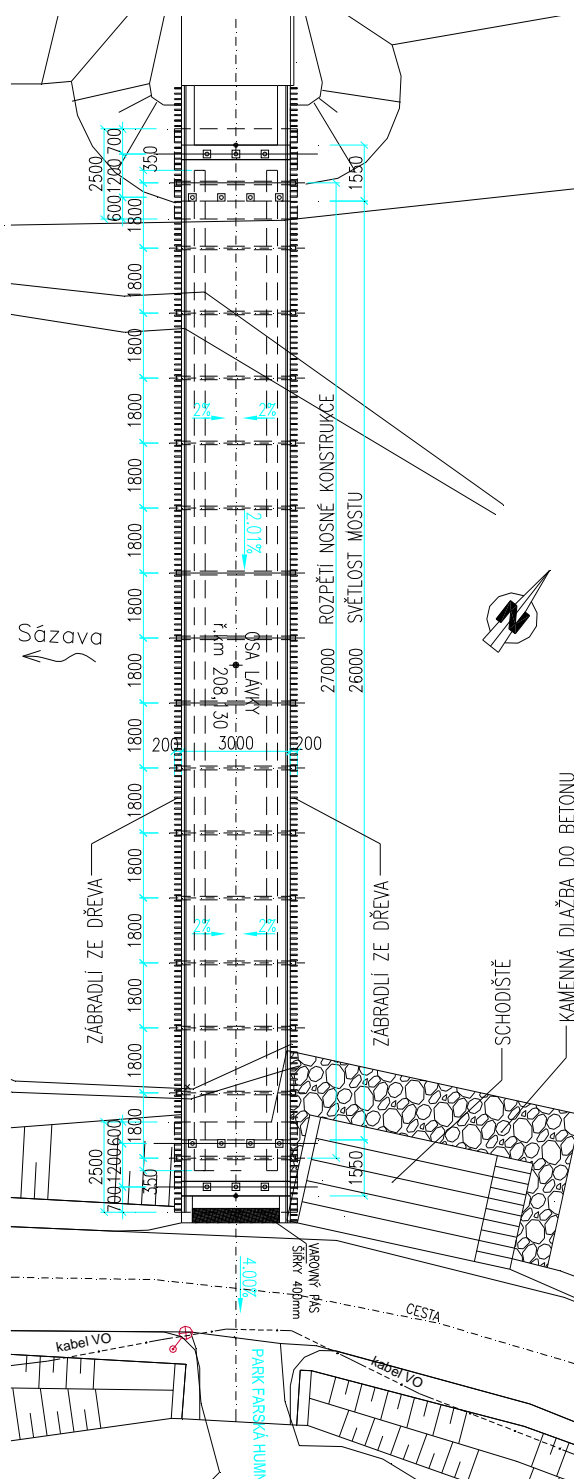
- úpravy kolem lávky

Po dokončení nové lávky bude provedeno napojení na komunikace a cesty na obou březích, tj. na pravobřežní cestu s napojením do ul. Žižkova a na levém břehu napojení na pobřežní cestu parku Farská humna. V návaznosti na vyústění lávky zde bude provedena výšková úprava cest v délce cca 15m od lávky.

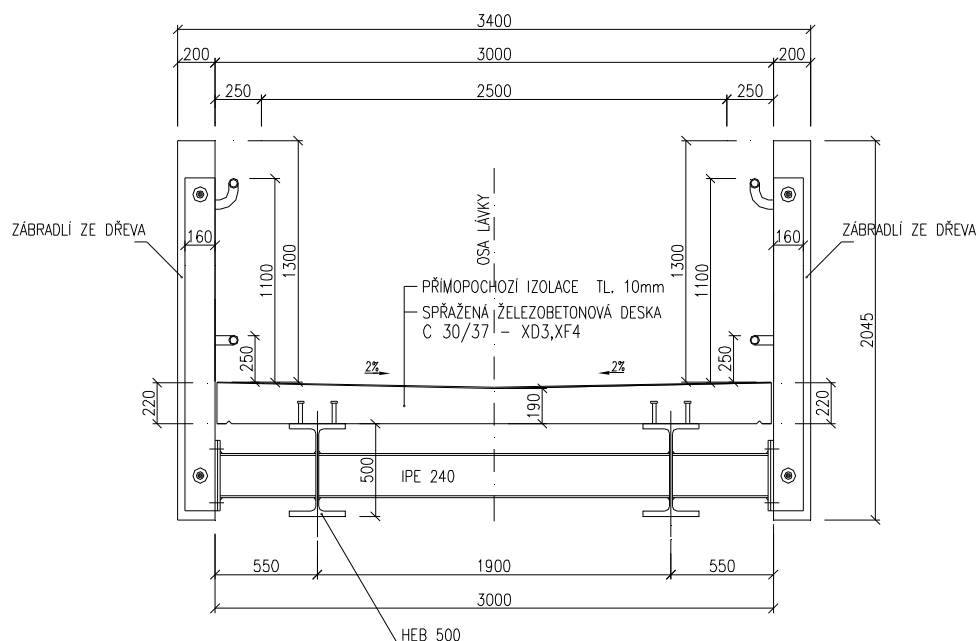
Na návodní straně pravobřežní opěry bude zhotoveno schodiště pro sestup na břeh Sázavy.

Přehledné výkresy konstrukce

- pūdorys



- příčný řez



Materiálové charakteristiky

Charakteristiky konstrukční oceli

Ocel	S355		
charakteristická mez pevnosti	$f_u =$	510,0	MPa
charakteristická mez kluzu	$f_y =$	355,0	MPa
dílčí součinitel materiálu	$\gamma_a =$	1,0	MPa
návrhová pevnost v tlaku	$f_{yd} = f_y / \gamma_a$	355,0	MPa
modul pružnosti	$E =$	210,0	GPa

Charakteristiky betonu

Beton	C 30/37		
charakteristická pevnost betonu v tlaku válcová	$f_{ck} =$	30,0	MPa
charakteristická pevnost betonu v tlaku krychelná	$f_{ck, cube} =$	37,0	MPa
dílčí součinitel materiálu	$\gamma_c =$	1,5	MPa
návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$	20,0	MPa
střední hodnota pevnosti v tahu	$f_{ctm} =$	2,9	MPa
modul pružnosti	$E_{cm} =$	33,0	GPa
mezní přetvoření	$\varepsilon_{cu3} =$	0,0035	

Charakteristiky betonářské výztuže

Betonářská výztuž	B500B		
charakteristická mez kluzu	$f_{yk}=$	500,0	MPa
dílčí součinitel materiálu	$\gamma_s=$	1,15	
návrhová mez kluzu	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	434,8	MPa
modul pružnosti	$E_s=$	200,0	GPa
	$\varepsilon_{yd}=f_{yd}/E_s$	0,00217	
	$\xi_{bal,1}=\varepsilon_{cu3}/(\varepsilon_{cu3}+\varepsilon_{yd})$	0,617	

Krytí výztuže spřažené železobetonové desky

betonová krycí vrstva je definována jako vzdálenost mezi povrchem výztuže a nejbližším povrchem betonu .

stupeň vlivu prostředí XD3, XF4
třída konstrukce S4

$$c_{nom}=c_{min}+\Delta c_{dev}$$

kde $c_{min} = \max\{c_{min,b} ; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} ; 10\text{mm}\}$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

krycí vrstva z hlediska soudržnosti (průměr vložky)	$c_{min,b}$	12	mm
krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí	$c_{min,dur}=$	40	mm
přídavek na návrhovou odchylku	$\Delta c_{dev} =$	10	mm
nominální krycí vrstva	$c_{nom} =$	50	mm
navržené krytí		50	mm

Zatížení

- Stálé zatížení

Do stálých zatížení na mostě je zahrnuta vlastní tíha samotné nosné konstrukce a ostatní stálé zatížení, tj. přímopochozí izolace betonové desky v tl. 10mm.

- vlastní tíha nosné konstrukce podle objemové tíhy materiálu
nosná konstrukce a ostatní ocelové části $\gamma_a=78,5 \text{ kN/ m}^3$
spřažená železobetonová deska $\gamma_b=25 \text{ kN/ m}^3$
dřevo (zábradlí) $\gamma_d=8,0 \text{ kN/ m}^3$
- ostatní stálé zatížení, objemová tíha přímopochozí izolace $\gamma_{ost}=24 \text{ kN/ m}^3$.

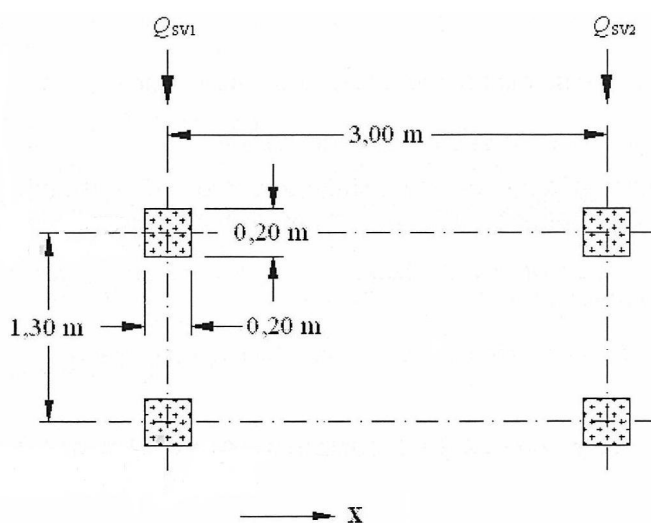
- Zatížení proměnná

Zatížení dopravou

- svislé zatížení

Zatížení dopravou se stanoví podle ČSN EN 1991-2 .

- model zatížení 4 (dávem lidí) 5 kN/m^2 (není požadováno)
- rovnoměrné zatížení $q_{fk} = 2,0 + 120/(L+30) = 4,06 \text{ kN/m}^2$
kde $L=28,3\text{m}$ je zatěžovací délka, $2,5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$
- obslužné vozidlo $Q_{serv} = 120\text{kN}$



Legenda

x podélná osa mostu

$Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$

$Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$

Roznášení vozovkou a betonovou deskou mostovky lze uvažovat po úhlem 45° do střednicové plochy desky mostovky.

- soustředěné zatížení $Q_{fwk} = 10\text{kN}$ (pouze pro lokální účinky) působící na ploše $0,1 \times 0,1\text{m}$
protože je stanoveno obslužné vozidlo, není zatížení Q_{fwk} uvažováno.

- vodorovné zatížení

uvažován jako větší z hodnot :

- 10% z celkového zatížení odpovídajícího rovnoměrnému zatížení
- 60% celkové tíhy obslužného vozidla

$$Q_{fik} = \max\{0,1 \cdot 28,3 \cdot 3,0 \cdot 4,06 ; 0,6 \cdot 120\} = 72,0 \text{ kN}$$

vodorovná síla působí současně s odpovídajícím svislým zatížením, ale ne se soustředěným zatížením Q_{fwk} .

- sestavy zatížení

Definice sestav zatížení na lávce (charakteristické hodnoty)

Druh zatížení		Svislé síly		Vodorovné síly
zatěžovací systém		rovnoměrné zatížení	obslužné vozidlo	
sestava	gr1	q_{fk}	0	Q_{fik}
zatížení	gr2	0	Q_{serv}	Q_{fik}

Pozn.:

- zatížení sněhem se nemusí kombinovat se sestavami zatížení gr1 a gr2
- při použití sestavy gr2 se nemusí uvažovat osamělá síla Q_{fwk}
- osamělá síla Q_{fwk} se nemusí kombinovat s jinými proměnnými zatíženími než od dopravy
- zatížení větrem a teplotou se nemusí uvažovat současně

Zatížení sněhem

Charakteristické zatížení sněhem podle sněhové oblasti s_k
(příloha ČSN EN 1991-1-3/Z1)

sněhová oblast	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
kN/m^2	0,7	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	>4,0

sněhová oblast IV $s_k=2,0kN/m^2$

dílčí součinitel zatížení sněhem 1,4

zatížení sněhem není třeba kombinovat se sestavami zatížení gr1 a gr2 (příloha A2 ČSN EN 1990) – není tedy uvažováno.

Zatížení větrem

síla větru v příčném směru $F_w=0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref}$

kde hustota vzduchu $\rho=1,25 \text{ kg/m}^3$

základní rychlost větru (větrová oblast III) $v_b=v_{b,0}=27,5 \text{ m/s}$

oblast	I	II	III	IV	V
$v_{b,0}(m/s)$	22,5	25	27,5	30	dle ČHMÚ

základní tlak větru $q_b=0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2=0,5 \cdot 1,25 \cdot 27,5^2=473N/m^2=0,473kN/m^2$

součinitel zatížení větrem C

Doporučené hodnoty součinitele zatížení větrem C pro mosty

b/d_{tot}	$z_0 \leq 20 \text{ m}$	$z_0=50 \text{ m}$
$\leq 0,5$	6,7	8,3
$\geq 4,0$	3,6	4,5

předpoklady:

kategorie terénu II (s nízkou vegetací a izolovanými překážkami)

součinitel orografie $c_0=1,0$

pro $b=3,40m$, $d_{tot}=2,045m$ $b/d_{tot}=1,66$, $z_0<20m$ $C=3,6$

zatížení větrem $F_w = q_b \cdot C \cdot A_{ref} = 1,703 \cdot A_{ref}$ [kN]

referenční plocha A_{ref}

- pro kombinace bez zatížení dopravou 2,045m²/m
- pro kombinace se zatížením dopravou 2,745m²/m

dílčí součinitel zatížení větrem $\gamma_Q = 1,5$

Zatížení teplotou

- rovnoměrná složka teploty

maximální teplota ve stínu $T_{max} = 38$ °C

minimální teplota ve stínu $T_{min} = -34$ °C

podle typu konstrukce (typ 3 – ocelobetonová) potom stanovíme

maximální rovnoměrná složka teploty $T_{e,max} = T_{max} + 4,5 = 42,5$ °C

minimální rovnoměrná složka teploty $T_{e,min} = T_{min} + 4,5 = -29,5$ °C

- rozdílové složky teploty

uvažujeme lineární rozdíly teplot $\Delta T_{M,EXP} = 15$ °C (* $k_{sur} = 1,5$, izolace)

$\Delta T_{M,CON} = -18$ °C (* $k_{sur} = 1,0$, izolace)

Kombinace zatížení :

Mezní stav únosnosti (MSÚ)

- **Návrhové kombinace** pro posouzení v mezních stavech únosnosti (trvalé a dočasné návrhové situace)

- mezní stav EQU (statická rovnováha)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10)$$

kde $\gamma_{G,j} = 1,05$ - pro zatížení stálá

$\gamma_{Q,1} = 1,35$ - hlavní proměnné zatížení

$\gamma_{Q,i} = 1,50$ - vedlejší proměnná zatížení

- mezní stav STR/GEO, soubor B

rozhodující z kombinací

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

kde $\xi = 0,85$

$\gamma_{G,j} = 1,35$ pro zatížení stálá

$\gamma_{Q,1} = 1,35$ hlavní proměnné zatížení

$\gamma_{Q,i}=1,50$ vedlejší proměnná zatížení
 rozhoduje výraz (6.10a) s uvažováním sestavy zatížení gr1 s uvažováním rovnoměrného zatížení (obslužné vozidlo nerozhoduje)

vstupní údaje pro posouzení:

materiálové charakteristiky

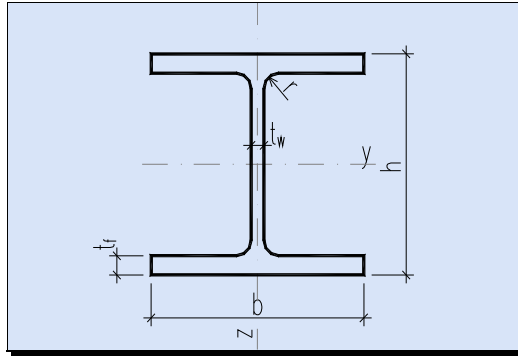
ocel	S355				
charakteristická mez kluzu	f_y	355 MPa			
součinitel spolehlivosti materiálu	γ_{M0}	1.00			
	γ_{M1}	1.10			
	γ_{M2}	1.25			
charakteristická mez pevnosti	f_u	510.00 MPa			
modul pružnosti v tahu(tlaku)	E	210000.00 MPa			
modul pružnosti ve smyku	$G=E/2/(1+\nu)$	80769.23 MPa		$\nu=0.3$	
beton	C30/37				
	f_{ck}	30.00 MPa			
	γ_c	1.50			
	E_{cm}	33000.00 MPa			
výztuž	B500B				
	f_{yk}	500.00 MPa			
	γ_s	1.15			
	E_s	200000.00 MPa			
spřahovací prvky - trny					
	t_u	340.00 MPa			
	γ_v	1.25			

ocelový profil

HEB500

		typ	HEB		
		velikost	HEB500		
rozměry		průřezové veličiny			
h	500 mm	A	2.386E+04 mm ²	I_t	5.384E+06 mm ⁴
b	300 mm	I_y	1.072E+09 mm ⁴	I_{ω}	7.018E+12 mm ⁶
t_w	14.5 mm	$W_{el,y}$	4.290E+06 mm ³	I_z	1.260E+08 mm ⁴
t_f	28 mm	$W_{pl,y}$	4.815E+06 mm ³	$W_{el,z}$	5.040E+05 mm ³
r	27 mm	A_{vz}	8.982E+03 mm ²	$W_{pl,z}$	1.292E+06 mm ³
$d=h-2*t_f-2*r$	390 mm				
$c=b/2$	150 mm	(průřez U,UPE...c=b)			
hmotnost					
1bm	187.3 kg/m				

tvár průřezu



A	plocha průřezu
I_y	moment setrvačnosti k ose y
$W_{el,y}$	pružný průřezový modul k ose y
$W_{pl,y}$	plastický průřezový modul k ose y
A_{vz}	plocha stěny ve smyku ve směru z
I_t	moment tuhosti v prostém kroucení
I_ω	výsečový moment setrvačnosti
I_z	moment setrvačnosti k ose z
$W_{el,z}$	pružný průřezový modul k ose z
$W_{pl,z}$	plastický průřezový modul k ose z

součinitel podle f_y $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ 0.814

zatřídění ocelového průřezu

limitní štíhlosti

ohýbaná stojina

třída	β_{lim}
1	$\leq 72\varepsilon$
2	$\leq 83\varepsilon$
3	$\leq 124\varepsilon$

přečnívající tlačená pásnice

třída	β_{lim}
1	$\leq 10\varepsilon$
2	$\leq 11\varepsilon$
3	$\leq 15\varepsilon$

stojina $\beta_w = d/t_w$ 26.9 Třída 1
 pásnice $\beta_f = c/t_f$ 5.4 Třída 1
 celkové zatřídění průřezu **Třída 1**

plastická analýza průřezu

návrhová plastická únosnost ocelového profilu v ohybu:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad 1709.3 \text{ kNm}$$

horní pásnice zabetonována v desce

0 (0-není, 1-zabetonována)

betonová deska

toušťka desky	d	200 mm
účinná šířka desky	b_{eff}	1500 mm

spřahovací prvky- trny

profil	d_t	16 mm
výška trnu	h_{sc}	110 mm

výztuž desky

profil	ϕ	16 mm
počet	k_s	12
vzdálenost od horního okraje	a	60 mm

spřažený průřez

pracovní součinitel	$n = E/(E_{cm}/2)$	12.73		
těžiště od povrchu desky	x	276.1 mm		
moment setrvačnosti bez trhlin	I_{ys}	2.386E+09 mm ⁴	$n = n_L$	stálé zatížení
		3.412E+09 mm ⁴	$n = E/E_{cm}$	nahodilé zat.

geometrie konstrukce



rozpětí pole	L	27.00	m
délka nosné konstrukce	L_n	28.30	m
počet nosníků	n	2	ks
osová vzdálenost nosníků	d_n	1.00	m
šířka sprážené desky	b_d	3.00	m
volná šířka	B	3.00	m

zatížení

stálé

římasy	0.00	kN/m
zábradlí	1.80	kN/m
vozovka	0.75	kN/m
ostatní (příčnický + spoj. materiál)	0.30	kN/m
bednění sprážené desky	0.50	kNm
součinitel roznosu	1.00	

dopravou

rovnoměrné model 4	q_{fk}		5.00	kN/m ²	
rovnoměrné zatížení			4.06	kN/m ²	
obslužné vozidlo	Q_{SERV}		120	kN	(1/3 Q_{SERV} +2/3 Q_{SERV} , os. vzd. 3,0m)
součinitel roznosu zatížení		rovnoměrné vozidlo	1.00		
			1.00		

dílčí součinitel zatížení

stálé

1.35

doprava

1.35

účinky zatížení (na 1 nosník)

ocelový průřez

návrhový ohybový moment	953.4	kNm
návrhová smyková síla	141.2	kN

spřážený průřez

	stálé	doprava	celkem		
návrhový ohybový moment	1328.4	748.9	2077.2	kNm	rov
návrhová smyková síla	194.1	110.9	305.0	kN	rov

- posouzení únosnosti ocelového průřezu (po betonáži sprážené desky)

ocelový průřez

moment únosnosti průřezu	1709.3	kNm	>	953.4	kN
--------------------------	--------	-----	---	-------	----

ocelový průřez v mezním stavu únosnosti vyhovuje

- posouzení únosnosti spřaženého ocelobetonového průřezu
spřažený průřez

návrhový ohybový moment		2077.2 kNm
návrhová smyková síla		305.0 kN
poloha neutrálné osy		prochází horní přírubou nosníku
	x_{pl}	215.8 mm
moment únosnosti průřezu		2600.9 kNm
redukční součinitel	β	1
redukovaný moment únosnosti		2600.9 kNm

průřez na ohyb vyhovuje

návrhová únosnost ve smyku	$V_{c,Rd}$	1840.9 kNm
----------------------------	------------	------------

průřez na smyk vyhovuje

redukce ohybové únosnosti

V_{Sd}	<	$0.5 \cdot V_{c,Rd}$	není nutné redukovat momentovou únosnost
		ρ	0

redukovaný moment únosnosti	2600.9 kNm	>	2077.2 kNm
-----------------------------	------------	---	------------

ocelobetonový průřez v mezním stavu únosnosti vyhovuje

Mezní stav použitelnosti (MSP)

- charakteristická kombinace (trvalé změny)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- častá kombinace (lokální účinky – vratné opakované stavy)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- kvazistálá kombinace (dlouhodobé účinky a deformace – vzhled konstrukce)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Hodnoty součinitelů kombinace ψ pro lávky pro chodce (ČSN EN 1990, příloha A2)

Zatížení	označení	ψ_0	ψ_1	ψ_2
zatížení dopravou	gr1	0,40	0,40	0
	Q_{fw}	0	0	0
	gr2	0	0	0
zatížení větrem	F_w	0,3	0,2	0
zatížení teplotou	T	0,6	0,6	0,5
zatížení sněhem	Q_{sn} (během provádění)	0,8	-	0
stavební zatížení	Q_c	1,0	-	1,0

- omezení napětí

- montážní stav (pouze ocelový nosník, zatížení spřaženou deskou s bedněním)

$$I_y = 1,072 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$M_{G1} = 0,125 \cdot (1,873 + 7,50 + 0,25) \cdot 27,0^2 = 876,9 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{a,d}^I = \sigma_{a,h}^I = 876,9 \cdot 0,25 \cdot 10^{12} / 1,072 \cdot 10^9 = 204500 \text{ kPa} = \underline{204,5 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}}$$

- provozní stav

$$I_y = 3,412 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$M_{P1} = 0,125 \cdot (0,90 + 0,38 + 0,15 + 1,5 \cdot 4,06) \cdot 27,0^2 = 685,3 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{a,h}^{II} = 1539,4 \cdot (0,221 - 0,20) \cdot 10^{12} / 3,412 \cdot 10^9 = 4216 \text{ kPa} = 4,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,d}^{II} = 1539,4 \cdot (0,50 + 0,20 - 0,221) \cdot 10^{12} / 3,412 \cdot 10^9 = 96170 \text{ kPa} = 96,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,h} = (1/6,36) \cdot 1539,4 \cdot 0,221 \cdot 10^{12} / 3,412 \cdot 10^9 = 6977 \text{ kPa} = 7,0 \text{ MPa} < 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,h} = \sigma_{a,h}^I + \sigma_{a,h}^{II} = 204,5 + 4,2 = \underline{208,7 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{a,d} = \sigma_{a,d}^I + \sigma_{a,d}^{II} = 204,5 + 96,2 = \underline{300,7 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}}$$

- posouzení průhybu

	podpření	1	(1-bez podpření, 2-s průběžným podpěním)
průhyb	po betonáži desky	302.5 mm	eliminováno nadvýšením
	od ost. stálého zatížení	18.5 mm	
	od zatížení nahodilého	61.7 mm	
	stálé + nah.	80.2 mm	=L/ 337 rov
			<L/ 300

- vliv smršťování a dotvarování betonu

vliv dotvarování	$n_L = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \phi_L)$		
a smršťování betonu	zatížení stálé	17.38	
	smršťování	17.59	
	$n_0 = E_a / E_{cm}$	6.36	
	$\psi_L = 1,1$ pro zatížení stálé		
	$\psi_L = 0,55$ pro smršťování		
součinitel dotvarování	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$		
základní součinitel dotvarování	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$		
	zatížení stálé	1.582	
	smršťování	3.224	
součinitel vlivu relativní vlhkosti	$\varphi_{RH} = 1 + (1 - RH/100) / (0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0})$		pro $f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$
	$\varphi_{RH} = (1 + \alpha_1 \cdot (1 - RH/100) / (0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0})) \cdot \alpha_2$		1.301 pro $f_{cm} > 35 \text{ MPa}$
relativní vlhkost okolního prostředí	RH (%)	80 %	
vliv stárí betonu při zatížení na φ_0	$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0,20})$		
	zatížení stálé	0.446	
	smršťování	0.909	
vliv pevnosti betonu na φ_0	$\beta(f_{cm}) = 16,8 / (f_{cm})^{0,5}$	2.725	
průměrná pevnost betonu v tlaku po 28 dnech	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	38.00 MPa	
stárí betonu při vnesení zatížení t_0	zatížení stálé	45 dní	
	smršťování	1 dní	
stárí betonu v čase posouzení t		36500 dní	
náhradní rozměr prvku $h_0 = 2A_c/u$		200 mm	
	plocha betonového průřezu A_c	0.3 m ²	
	obvod prvku vystavený okolnímu prostředí u	3000 mm	

součinitel časového průběhu dotvarování

$$\beta_c(t, t_0) = [(t - t_0) / (\beta_H + t - t_0)]^{0.3}$$

zatížení stálé

0.994

smršťování

0.994

$$\beta_H = 1.5 * [1 + (0.012 * RH)^{18}] * h_0 + 250 \leq 1500$$

pro $f_{cm} \leq 35$ MPa

$$\beta_H = 1.5 * [1 + (0.012 * RH)^{18}] * h_0 + 250 * \alpha_3 \leq 1500 * \alpha_3 \quad 1440$$

684 pro $f_{cm} > 35$ MPa

součinitel vlivu pevnosti betonu

$$\alpha_1 = (35 / f_{cm})^{0.7} \quad \alpha_2 = (35 / f_{cm})^{0.2} \quad \alpha_3 = (35 / f_{cm})^{0.5}$$

0.944

0.984

0.960

základní poměrné přetvoření od smršťování betonu

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 * \left[(220 + 110 * \alpha_{ds1}) * \exp\left(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) * \beta_{RH} * 10^{-6} \right]$$

$f_{cm0} = 10$ MPa

$RH_0 = 100\%$

$$\beta_{RH} = 1.55 * \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

průběh smršťování betonu vysycháním

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_n * \varepsilon_{cd,0} \quad 2.279E-04$$

k_n

0.85

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}}$$

0.997

autogenní smršťování

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty) \quad 0.00005$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-5} \quad 0.00005$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 * t^{0.5}) \quad 1.000$$

výsledné smršťování

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad 2.779E-04$$

třída cementu

N

S, N, R

α_{ds1} 4

α_{ds2} 0.12

β_{RH} 0.756

$\varepsilon_{cd,0}$ 0.000269

vliv dotvarování je zanedbatelný, dále je posuzován pouze vliv smršťování betonu na napětí v nosné konstrukci.

napětí v čase 100let: (zatížení stálé a nahodilé)

$$M = 0.125 * (1.425 + 1.5 * 4.06) * 27.0^2 = 684.8 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{c,h}^{100} = -(1/17.38) * 684.8 * 0.303 / 0.002356 = -5067 \text{ kPa} = -5.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d}^{100} = -(1/17.38) * 684.8 * (0.303 - 0.200) / 0.002356 = -1723 \text{ kPa} = -1.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,h}^{100} = -684.8 * (0.303 - 0.200) / 0.002356 = -29938 \text{ kPa} = -29.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,d}^{100} = 684.8 * (0.500 + 0.200 - 0.303) / 0.002356 = 115393 \text{ kPa} = 115.39 \text{ MPa}$$

zatížení spřaženého průřezu od smršťování:

$$N_{sm} = \varepsilon_{cs} * E_c * d * b_{eff} = 2.779 * 10^{-4} * (210000 / 17.59) * 0.20 * 1.50 = 0.995 \text{ MN} = 995 \text{ kN}$$

$$M_{sm} = N_{sm} * (x_{sm} - d/2) = 995 * (0.304 - 0.10) = 203 \text{ kNm}$$

napětí od smršťování:

$$\sigma_{c,h}^{sm} = (1/17.59) * (-995 / 0.040915 - 203 * 0.304 / 0.00238) = -2857 \text{ kPa} = -2.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d}^{sm} = (1/17,59) * (-995/0,040915 - 203 * (0,304 - 0,200)/0,00238) = -1887 \text{ kPa} = -1,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,h}^{sm} = -995/0,040915 - 203 * (0,304 - 0,200)/0,00238 = -2857 \text{ kPa} = -33,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,d}^{sm} = -995/0,040915 + 203 * (0,500 + 0,200 - 0,304)/0,00238 = 9458 \text{ kPa} = 9,46 \text{ MPa}$$

výsledné napětí v žlb. desce:

$$\sigma_{c,h} = 3,32 - 2,86 = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d} = 3,32 - 1,89 = 1,43 \text{ MPa}$$

kontrola napětí v čase 100let:

$$\sigma_{c,h} = -0,96 + 0,49 \text{ MPa} = -0,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d} = -0,33 + 1,43 \text{ MPa} = +1,10 \text{ MPa} < 0,85 * 2,9/1,5 = +1,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,h} = -204,5 - 29,38 - 33,24 = -267,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,d} = 204,5 + 115,39 + 9,46 = \underline{329,35 \text{ MPa}} < 355 \text{ MPa}$$

nosník při nejnepříznivějším zatížení zůstává v pružném stavu.

- návrh spřažení

návrhová únosnost trnu s hlavou ve smyku je dána menší z hodnot:

$$P_{Rd} = 1/\gamma_v * 0,8 * f_u * \pi * d^2/4 = 1/1,25 * 0,8 * 340 * 3,14 * 19^2/4 = 61,67 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = 1/\gamma_v * 0,29 * \alpha * d^2 * (f_{ck} * E_{cm})^{1/2} = 1/1,25 * 0,29 * 1,0 * 19^2 * (30 * 33 * 10^3)^{1/2} = 83,33 \text{ kN}$$

kde $\alpha = 1$ pro $h_{sc}/d = 125/19 = 6,6 > 4$

za předpokladu plného spřažení

návrhová únosnost trnu	43.8 kN
součinitel	1
podélná smyková síla na polovině rozpětí	5100.0 kN
minimální počet spřahovacích trnů	117
počet trnů v řezu	2
vzdálenost trnů v podélném směru	232 mm
maximální rozteč trnů v podélném směru	501 mm

navržena rozteč trnů 225mm

- Kotvení sloupku zábradlí

sloupky a 1800mm
zatížení

- stálé 0,8 kN/m $\gamma_G=1,35$
- vodorovné zatížení madla zábradlí 1,0 kN/m $\gamma_Q=1,35$
- zatížení větrem 0,8 kN/m² $\gamma_W=1,5$, $\psi_{0.W}=0,3$

návrhový moment k těžišti kotevní desky :

$$M=1,35 \cdot 0,8 \cdot 1,8 \cdot 0,10 + 1,35 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 1,60 + 0,3 \cdot 1,5 \cdot 0,8 \cdot 1,3 \cdot 1,8 \cdot 1,15 = 5,05 \text{ kNm}$$

síla na 1 šroub : $N=0,5 \cdot 5,05 / 0,26 = \underline{9,71 \text{ kN}}$ (navrženy šrouby M16)

Použité normy a literatura, programy

- [1] ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů
- [2] ČSN EN 1990, vč. změny A1 (s přílohou A2 – použití pro mosty)
Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [3] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení -
Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [4] ČSN EN 1991-1-3, vč. změny Z1 Eurokód 1 : Zatížení konstrukcí, Část 1-4 :
Obecná zatížení – Zatížení sněhem
- [5] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1 : Zatížení konstrukcí, Část 1-4 : Obecná zatížení –
Zatížení větrem
- [6] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1 : Zatížení konstrukcí, Část 1-5 : Obecná zatížení –
Zatížení teplotou
- [7] ČSN EN 1991-1-6 Eurokód 1 : Zatížení konstrukcí, Část 1-6 : Obecná zatížení –
Zatížení při provádění
- [8] ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1 : Zatížení konstrukcí, Část 1-7 : Obecná zatížení –
Mimořádná zatížení
- [9] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1 : Zatížení konstrukcí, Část 2 : Zatížení mostů
dopravou

- [10] ČSN EN 1992-1-1, vč. opravy 1 Eurokód 2 : Navrhování betonových konstrukcí,
Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [11] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2 : Navrhování betonových konstrukcí, Část 2:
betonové mosty, Navrhování a konstrukční zásady
- [12] ČSN EN 1994-2 Eurokód 4 : Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí,
Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty
- [13] ČSN EN 206-1 Beton – Část 1: Specifikace,vlastnosti,výroba,shoda
- [14] ČSN 73 6242 Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních
komunikací
- [15] Program EXCEL