



ZMENY PROJEKTOVEJ DOKUMENTÁCIE:

Zmena				
	Index:	Dátum:	Meno - Podpis:	Text zmeny:

Zodpovedný projektant stavby:	Ing. Ján Kušnir		 REMING CONSULT, a.s., Tomášikova 14366/64A, 831 04 Bratislava - mestská časť Nové Mesto
GENERÁLNY PROJEKTANT STAVBY			
Zákazkové číslo:	0608		

Zodpovedný projektant UČS:	Ing. Ján Kušnír		 Žriedlová č. 1, 040 01 KOŠICE
Zodpovedný projektant objektu:	Ing. Ľubomír Chromý		
Vypracoval:	Ing. Ľubomír Chromý		
Kontroloval:	Ing. Ján Tóth		
Kraj: Žilinský	Okres: Liptovský Mikuláš		
Investor - stavebník:	Železnice Slovenskej republiky Klemensova 8, 813 61 Bratislava, Slovenská republika		Stupeň - účel: DRS
Stavba: <u>Modernizácia železničnej trate Žilina - Košice,</u> <u>úsek trate Liptovský Mikuláš - Poprad-Tatry (mimo), 5. etapa</u> <u>UČS 409 - Traťový úsek Liptovský Hrádok – Liptovský Mikuláš</u>			Zákazkové číslo: 0608
			Archívne číslo:
			Dátum: 09/2024
			Počet A4: 20x44
			Mierka:
Názov SO:	Liptovský Hrádok - Liptovský Mikuláš, železničný most nad potokom Lažtek v nžkm 251,033		Časť: E Súprava:
Názov prílohy:	Statický výpočet		Číslo SO: 409-33-17
Kódové označenie výkresu:	0608 - DRS - E - 409 - 33 - 17 00 - 013 - 00		Číslo prílohy: 13.

STATICKÝ VÝPOČET

SO 409-33-17, železničný most cez potok Lažtek v km 251,033

Obsah

1.	TECHNICKÁ SPRÁVA K STATICKÉMU VÝPOČTU	2
1.1	Identifikačné údaje	2
1.2	Prehľad použitej literatúry	2
1.3	Výsledky geologických prieskumov	3
1.4	Technické riešenie	5
1.4.1	Súčasný stav	5
1.4.1.1	Existujúci stav	5
1.4.1.2	Nový stav	5
	Celková koncepcia riešenia	5
1.4.2	Základné údaje o moste/podchode (podľa STN 73 6200)	5
1.5	Schéma - pôdorys	6
1.6	Schéma - priečny rez	7
2.	VÝPOČET A POSÚDENIE NOSNEJ KONŠTRUKCIE MOSTA	7
2.1	Zaťaženie stále	7
2.2	Zaťaženie pohyblivé	7
2.3	Posúdenie hlavného nosníka na medzný stav použiteľnosti	9
2.4	Účinok dotvarovania	9
2.5	Účinok zmrašťovania	10
2.6	Výpočet priehybu	12
2.7	Návrh spriahnutia	12
3.	Návrh výstuže dosky	17
3.1	Dimenzovanie výstuže na moment	18
3.2	Dimenzovanie výstuže na šmyk	19
4.	VÝPOČET A POSÚDENIE OPORY MOSTA	19
5.	ZÁVER	27

1. TECHNICKÁ SPRÁVA K STATICKÉMU VÝPOČTU

1.1 Identifikačné údaje

Stavba:	ŽSR, Modernizácia trate Žilina – Košice, úsek trate Liptovský Mikuláš – Poprad Tatry (mimo), 5. etapa
UČS:	409 – t. ú. Liptovský Hrádok – Liptovský Mikuláš
Miesto objektu:	Liptovský Mikuláš
Okres:	Liptovský Mikuláš
Kraj:	Žilinsky
Stavebník:	Železnice Slovenskej republiky Bratislava Klemensova č. 8, 813 61 Bratislava
Budúci správca:	ŽSR, Oblastné riaditeľstvo Žilina Ul. 1 mája 34, 010 01 Žilina
Generálny projektant:	REMING CONSULT a.s. Tomášikova 64A, 831 04 Bratislava 3
Manažér projektu:	Ing. Ján Kušnír
Spracovateľ PD:	SUDOP Košice, a.s., Žriedlová 1, 040 01 Košice
Zodpovedný projektant:	Ing. Ľubomír Chromý
Stupeň PD:	DRS

1.2 Prehľad použitej literatúry

STN 28 0315	Priechodové prierezy celoštátnych dráh a vlečiek s rozchodom koľaje 1435mm
STN 73 3050	Zemné práce, všeobecné ustanovenia
STN 72 1006	Kontrola zhutnenia zemín a sypanín
STN 73 6201	Projektovanie mostných objektov. SUTN Bratislava 1999
STN EN 1990	Zásady navrhovania konštrukcií
STN EN 1991-1-1	Zaťaženie konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné zaťaženia – Objemová tiaž, vlastná tiaž a úžitkové zaťaženia budov
STN EN 1991-2	Zaťaženie konštrukcií. Časť 2: Zaťaženie mostov dopravou
STN 73 1215	Betónové konštrukcie, Klasifikácia agresívnych prostredí. SUTN Bratislava 1993 (v znení ČSN 73 1215, ÚNM Praha 1984)
STN EN 1992-1-1	Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby
STN EN 1992-2	Navrhovanie betónových konštrukcií. Časť 2: Betónové mosty
STN EN 1997-1	Navrhovanie geotechnických konštrukcií. Časť 1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy
STN EN 206-1	Betón – Časť 1: Špecifikácia, vlastnosti výroba a zhoda. SUTN Bratislava 2002
STN 73 0037	Zemný tlak na stavebné konštrukcie, SUTN Bratislava (v znení ČSN 73 0037, ÚNM Praha 1990)
STN 73 1001	Základová pôda pod plošnými základmi. SUTN Bratislava 1993 (v znení ČSN 73 1001, ÚNM Praha 1987)

TNŽ 73 6312	Navrhovanie konštrukčných vrstiev podvalového podložia
STN 73 3040:	Geotextílie a geotextíliam podobné výrobky na stavebné účely.
	Základné ustanovenia a technické požiadavky
P-1	Pravidlá technickej prevádzky železníc.
ČVUT	Oceľové konštrukcie 30, Oceľové mosty

1.3 Výsledky geologických prieskumov

Geologické a geotechnické podmienky boli stanovené z výsledkov inžiniersko-geologického prieskumu podvalového podložia, ktorý vykonala spoločnosť GEOFOS, s.r.o. Žilina. Z realizovaných sond je pre tento objekt sú aktuálne sondy **LM-72**, **LM-71** Poloha realizovaných sond je zrejmá z výkresovej dokumentácie. Na základe zrealizovaných sond bol vytvorený aj inžiniersko – geologický profil.

Dokumentácia realizovanej sondy je nasledovná:

LM-71

Kvartér

0,0 – 0,2 m	Hlina piesčitá, hnedá, prekorenená trávnatým porastom, kyprá, hojný výskyt drobných zŕn muskovitu, ojedinele drobné obliaky do 2 cm, obsahu 2 %.
0,2 – 1,0 m	Hlina piesčitá, svetlohnedá, kyprá, bez úlomkov, resp. len veľmi zriedka (1x) obliak do 2 cm. Častý výskyt drobných zŕn muskovitu, znaky preplavenia.
1,0 – 2,6 m	Štrk s prímiesou jemnozrnnej zeminy, hnedej až sivastohnedej farby. Poloha je málo spevnená až sypká (pozn.: možno až kyprá – veľmi malý výnos jadra!!!). Obliaky veľkosti 0,5 – 1,0 – 3,0 cm, menej 5,0 až nad priemer vrtu, obsahu 30 – 40%, max. 50 %, pestrého petrografického zloženia: vápnenec, granit, pieskovec, kremenec.
2,6 – 3,1 m	Íl piesčitý s prímiesou štrku a organických zvyškov (zuhoľnatené drevo), úroveň 2,6 – 3,0 m sivej až tmavosivej farby, poloha má slabý zápach, tuhú až tuho-mäkkú konzistenciu; štrk tvorený prevažne z granitov a kremencov veľkosti 1 – 2 cm, ale aj nad 5 cm, obsahu 10– 15 %. V hĺbke 3,0 – 3,1 m tmavosivý organický íl, mäkkej až kašovitej konzistencie, so silným zápachom, s ojedinelým štrkom.
3,1 – 3,6 m	Štrk piesčitý až štrk s prímiesou jemnozrnnej zeminy, okrovohnedej farby, detto vrt LMM-3 v úrovni 1,5 – 2,7 m.
Paleogén	
3,6 – 3,8 m	Elúvium - silno zvetraný pieskovec s preplástkami rozloženého ílovca, hnedej farby, tenko doskovitej až doskovitej odlučnosti, subhorizontálne úložné pomery 10 – 15° uklonený voči osi vrtu. Pieskovec v jadre navetranný, sivej farby.
3,8 – 10,0 m	Súvrstvie vápnitých ílovcov, piesčitých ílovcov a pieskovcov. Detto vrt LMM-3, pieskovec v hĺbke: 4,8; 6,5 – 6,7 m; 8,3 – 8,4 m; 10,0 m.

Hladina podzemnej vody:	narazená: 3,10 m
	ustálená: 2,05 m

Výnos vrtného jadra:	0,0 – 3,0 m	50 – 60 %
	3,0 – 4,0 m	80 %

	4,0 – 10,0 m	90 – 100 %
LM-72		
Kvartér		
0,0 – 0,2 m	Hlina piesčitá, tmavohnedá, prekorenená trávnatým porastom, s ojedinelými malými úlomkami.	
0,2 – 1,0 m	Štrk piesčito–hlinitý až piesčitá hlina s prímесou štrku. Štrk dobre až dokonale opracovaný, pestrého petrografického zloženia (melafýr, rula, kremenec, karbonatická brekcia), veľkosti 1 – 3 cm, 20 – 30 %; 5 cm – priemer vrtu, obsahu 30 – 40 %, rôzne stupňa zvetrania (W1 až W4). Výplň vlhká, málo súdržná. Poloha má svetlohnedú farbu.	
1,0 – 1,4 m	Íl piesčitý, hnedej až hrdzavohnedej farby, s prímесou štrku, ktorý je dobre až dokonale opracovaný, veľkosti 2 – 4 cm, tvorený karbonátmi, pieskovcami, menej granitmi, kremencom, obsahu 10 – 20 % (ťažko odhadnúť, slabý výnos jadra). Íl tuhej konzistencie, nízkej plasticity.	
1,4 – 2,3 m	Organický íl slabo piesčitý, s prímесou štrku, hnedosivej až sivej farby. Štrk dobre až dokonale opracovaný, pestrého zloženia (čierny vápenec, pieskovec, občas kremenec), poloha je tuhej až tuho–mäkkej konzistencie, nízkej až strednej plasticity, lokálne sú prítomné zvyšky dreva. Poloha s dosť silným zápachom.	
2,3 – 2,5 m	Štrk s prímесou jemnozrnnej zeminy, svetlej sivastohnedej farby, obliaky dokonale opracované, pestrého petrografického zloženia (granit, kremenec, melafýr, vápenec), veľkosti 1 – 5 cm. Prímес tvorí jemnozrnny piesok zaílovaný.	
2,5 – 3,2 m	Štrk piesčitý, balvanitý, pestrého petrografického zloženia (detto predošlá poloha), svetlohnedej farby, štrk veľkosti 0,5 – 1,0 cm – 20 %; 8 cm – nad priemer vrtu – 60 %.	
Paleogén		
3,2 – 3,3 m	Elúvium - silno zvetraný až rozložený ílovec, hnedej až hnedosivej farby, s ojedinelými povtláčanými valúnmi.	
3,3 – 15,0 m	Súvrstvie vápnitých, slabo piesčitých ílovcov, sivej farby, v hĺbke 10,8 a 12,8 m poloha pevného zdravého pieskovca mocnosti 2 cm a 10 cm. Ílovec – ako predošlé vrty. Ílovec od cca 6,5 m tenkodoskovi– tej odlučnosti. V úrovni 4,0 – 4,3 m výskyt tmavosivých vápencov, vrtaním rozbité na úlomky do 3 – 4 cm obalené v ílovitej hmote kašovitej konzistencie.	
Hladina podzemnej vody:	narazená:	2,40 m
	ustálená:	1,00 m
Výnos vrtného jadra:	0,0 – 2,0 m	50 – 60 %
	2,0 – 3,0 m	70 – 80 %
	3,0 – 15,0 m	95 – 100 %

1.4 Technické riešenie

1.4.1 Súčasný stav

1.4.1.1 Existujúci stav

V súčasnej dobe sa v mieste kríženia navrhovanej železničnej trate a potoka Lažtek nachádza otvorené koryto. Koryto je neupravené, zanesené a porastené trávou. Po pravej strane v smere staničenia železničnej trate je diaľnica, ktorá premostuje potok jednopoložným mostom. Po ľavej strane sú polia a zaústenie potoka Ľanovianka do potoka Lažtek.

Nový most bude situovaný v mieste kríženia navrhovanej železničnej trate a potoka Lažteka.

1.4.1.2 Nový stav

Celková koncepcia riešenia

Most prevádza preložku železničnej trate s návrhovou rýchlosťou 160km/h ponad potok Lažtek na hranici katastrov Lipt. Mikuláš, Okoličné a Závažná Poruba.

Most cez uvedenú prekážku prevádza koľaje navrhovanej modernizovanej trate Liptovský Mikuláš – Poprad Tatry (mimo), ktoré sú na moste vedené v prechodnici. Koľaje č.1 a č.2 sú navrhované s prevýšením, ktoré sa po dĺžke prechodnice mení. Trať stúpa v smere staničenia 0,1035%. Osová vzdialenosť koľají je premenná. V prechodnici sa osová vzdialenosť koľají postupne zvyšuje. Na moste je použitý železničný zvršok UIC60 na betónových podvaloch B91 uložených v priebežnom koľajovom lôžku. Stanovená dĺžka mosta vyplynula z potreby preklenutia prekážky potoka a viedla k návrhu jednopoložnej spriahnutej ocelobetónovej konštrukcie s rozpätím 25m. Priestorové usporiadanie nosnej konštrukcie rešpektujú smerové a výškové vedenie železničnej trate.

Na moste je zohľadnené priestorové usporiadanie MPP3,0R vyplývajúce zo smerových pomerov železničnej trate na moste ako aj v STN 73 6201 odporúčanú min. rezervu $\pm 125\text{mm}$ pre mosty s priebežným koľajovým lôžkom.

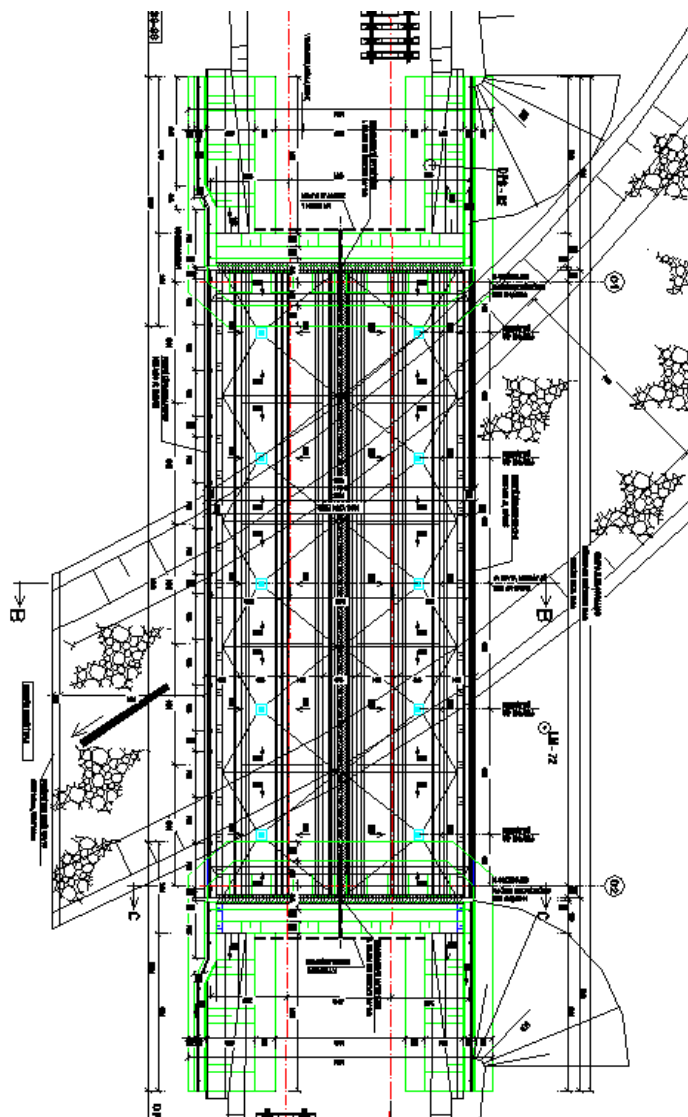
Základné charakteristiky

1.4.2 Základné údaje o moste/podchode (podľa STN 73 6200)

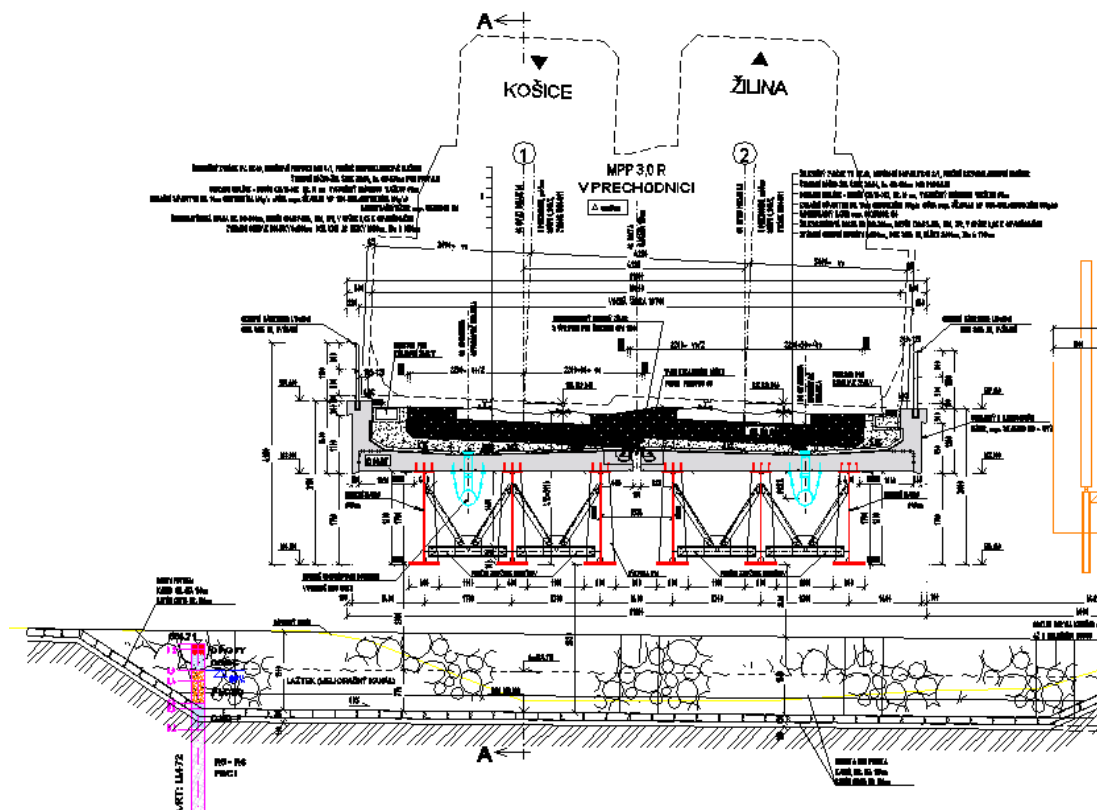
Dĺžka premostenia:	23,00 m
Dĺžka mosta:	42,00 m
Šikmosť mosta:	kolmý
Šírka mosta:	11,2 m
Výška mosta:	6,0 m
Stavebná výška:	2,915 m
Plocha mosta:	291,2m ²
Smerové pomery:	v prechodnici
Sklonové pomery:	niveleta stúpa v smere staničenia 0,1035%
Prekážka:	potok Lažtek
Uhol križovania s prekážkou:	55°
Počet mostných polí:	1
Svetlosť mostného otvoru:	23m
Rozpätie mostného poľa:	25m
Voľná šírka na moste:	10,7m
Voľná výška pod mostom:	2,85m
Nosná konštrukcia:	spriahnutá oceľo betónová konštrukcia

Spodná stavba:	2 gravitačné opory zo železobetónu s rovnobežnými krídlami
Založenie:	opory sú založená plošne,
Návrhové zaťaženie:	zaťažovací model LM71 s klasifikačným súčiniteľom $\alpha=1,21$, resp. model SW/0 a SW/2 podľa STN EN 1991-2
Materiál nosnej konštrukcie:	Betón STN EN 206-1-C30/37-XC4, XD2, XF1(SK)-Cl 0,4-D _{max} 22-S2 Oceľ STN EN 1992-1-1-B 500B Oceľ S355
Materiál opôr a krídel:	Betón STN EN 206-1-C25/30-XC3, XF1(SK)-Cl 0,4-D _{max} 22-S2 Oceľ STN EN 1992-1-1-B 500B
Lôžko rubového odvodnenia:	Betón STN EN 206-1-C16/20-XC1(SK)-Cl 0,4-D _{max} 32-S2
Podkladový betón:	Betón STN EN 206-1-C12/15-X0-Cl 1,0-D _{max} 32-S2

1.5 Schéma - pôdorys



1.6 Schéma - priečný rez



2. VÝPOČET A POSÚDENIE NOSNEJ KONŠTRUKCIE MOSTA

Návrh je prevedený podľa ENV 1991-3 a ENV 1994-2. Materiál ocele S 355 J2G3, betón NK C30/37, výstuž B500B, spriahovacie prúty pr.20 mm fu = 340 MPa.

2.1 Zat'azenie stále

STÁLE ZAT'AZENIE g₁

železobetónová doska hr. 380mm.....

oceľové nosníky.....

plocha(m ²)	obj. tiaž (kN/m ³)		
2,28	25,0		57,0
			63,2

CELKOM g₁ = 120,2 kN/m
na 1 nosník = 40,1 kN/m

OSTATNÉ STÁLE ZAT'AZENIE g₂

zábradlie.....

izolácia mosta hr. 10mm.....

ochrana izolácie hr.50mm.....

koľajové lôžko.....

príťaženie podvalmi.....

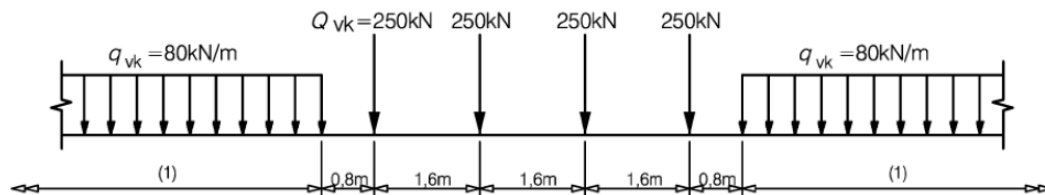
hr. (mm)	obj. tiaž (kN/m ³)	šírka (mm)	
			0,5
0,01	14,0	6,13	0,9
0,05	23,0	6,13	7,0
3,58	22,0		78,8
			4,8

CELKOM g₂ = 92,0 kN/m
na 1 nosník = 30,7 kN/m

2.2 Zat'azenie pohyblivé

Náhodilé zaťaženie dopravou podľa STN EN 1991-2 kapitoly č.6 (zaťaženie železničnou dopravou a ďalšie zaťaženia železničných mostov).

Zaťažovací model LM71 reprezentuje statický účinok zvislého zaťaženia od bežnej železničnej dopravy.



ZAŤAŽENIE DOPRAVOU Q,q (LM71)

Q*	48,4
qB*	36,125
qA*	201,50
A =	1244,38 kN
B =	1243,62 kN

NÁVRH HLAVNÉHO NOSNÍKA pre medzný stav únosnosti

zaťaženie g1	40,1 kN/m
zaťaženie g2	30,7 kN/m
Mg1 =	3131,4 kNm
Mg2 =	2395,0 kNm
MQ1 =	3045,1 kNm
kontrola cez B	2911,7

Poloha neutrálnej osy - x

$$x = \frac{Aa \cdot f_{yd}}{b \cdot e_{eff} \cdot f_{cd}}$$

$$x = \mathbf{717} \text{ m}$$

Moment únosnosti M_{pl, Rd}

$$M_{pl, Rd} = \mathbf{21461433173,8} \text{ Nmm}$$

$$M_{pl, Rd} = \mathbf{21461,4} \text{ kNm}$$

Návrhový moment pôsobiaci na 1nosník M₁

$$M_1 = \text{ kNm}$$

návrh z hľadiska ohybu VYHOVUJE

ÚNOSNOSŤ v šmyku

$$V_{pl, Rd} = A_w \cdot f_{yd} / \sqrt{3}$$

$$V_{pl, Rd} = \mathbf{5549,9} \text{ kN}$$

$$Q^* \quad 9,6$$

$$qB^* \quad 296,82$$

$$A = \mathbf{1506,18} \text{ kN}$$

$$B = \mathbf{1045,82} \text{ kN}$$

**Najväčšia posúvajúca sila na nosníku 1 :
maxREAKCIA**

$$V_{g1+g2} = \mathbf{884,2} \text{ kN}$$

$$V_Q = \mathbf{1506,2} \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1,35 \cdot V_{g1+g2} + 1,21 \cdot 1,084 \cdot 1,4 \cdot V_Q / 3 = \mathbf{2115,6} \text{ kN}$$

Návrhová posúvajúca sila na 1nosník V_{sd}

$V_{sd} =$	2115,6	kN
$0,5 \cdot V_{pl,Rd} =$	2775,0	kN

návrh z hľadiska šmyku VYHOVUJE

2.3 Posúdenie hlavného nosníka na medzný stav použiteľnosti

POSÚDENIE HLAVNÉHO NOSNÍKA na medzný stav použiteľnosti

(predpokladá sa pružné pôsobenie)

Napätie sledujeme v jednotlivých fázach montáže :

a) nesie len OCEĽOVÝ NOSNÍK (M_{g1})

napätie

$\sigma_{ah} =$	96,6	MPa	$\sigma_{ad} =$	130,5	MPa	\leq	$f_{yd} =$	308,7
$\sigma_{ad} =$	68,4	MPa	$\sigma_{ch} =$	92,3	MPa	\leq	$f_{yd} =$	308,7

napätie pri uvážení, že v medznom stave únosnosti bude pôsobiť návrhové zaťaženie (prenášobí sa súčiniteľom 1,35)

b) nesie SPRIAHNUTÝ OCEĽOBETÓNOVÝ NOSNÍK

najskôr uvažujeme **krátkodobé** pôsobenie s účinným modulom betónu

$E'_c = E_{cm} =$	32000	MPa
pracovný súčiniteľ $n = E_a/E'_c =$	6,6	

poloha neutrálnej osy (pružné pôsobenie) :
 moment zotrvačnosti ideálneho prierezu :

e	=	701	mm
$I_i =$	91944978157	mm ⁴	

Ohybový moment od :

od stáleho zaťaženia (g_2)	$M_{g2} =$	2395,0	kN
od pohyblivého (Q_1, q_1)	$M_{Q1, q1} =$	5652,3	kN
CELKOM	$M =$	8047,3	kN

napätie

$\sigma_{ah} =$	31,612792	MPa
$\sigma_{ad} =$	125,928604	MPa
$\sigma_{ch} =$	9,298577	MPa

napätie **CELKOM**

$\sigma_{ah} =$	128,2	MPa	\leq	$f_y =$	355,0	MPa
$\sigma_{ad} =$	194,3	MPa	\leq	$f_y =$	355,0	MPa
$\sigma_{ch} =$	9,30	MPa	\leq	$0,85 \cdot f_{ck} =$	25,5	MPa

2.4 Účinok dotvarovania

uvažujeme **dlhodobé** pôsobenie stáleho zaťaženia

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi_t)$$

$n_0 =$	
$E_a/E_{cm} =$	6,6
	1,1

pre stále zaťaženie

$\psi_L =$ 0,55 pre zmršťovanie

súčiniteľ dotvarovania $\varphi_t = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0)$

$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$, teoretický súčiniteľ

$\beta_c(t-t_0) = (t-t_0 / \beta_H + t - t_0) \exp 0,3$, súčiniteľ vystihujúci časový priebeh dotvarovania

$\beta_H = 1,5 \cdot (1 + (0,012 RH) \exp 18) \cdot h_0 + 250 \leq 1500$, súčiniteľ závisí na relatívnej vlhkosti RH (%) a náhradnom rozmere h_0

$h_0 = 2 \cdot A_c / u$, náhradná hrúbka dosky

$\beta(f_{cm}) = 16,8 / \sqrt{f_{cm}}$, súčiniteľ vyjadrujúci vplyv pevnosti betónu

$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0 \exp 0,2)$, súčiniteľ vyjadrujúci vplyv stárnutia betónu v okamžiku vnesenia zaťaženia

$\varphi_{RH} = 1 + (1 - RH/100) / (0,1 + \sqrt[3]{h_0})$

- 1) predpokladáme, že zbytok stálego zaťaženia začne pôsobiť 2mesiace po vybetonovaní dosky mostovky
- 2) budeme sledovať stav za 100rokov, na konci doby života mosta

t	t ₀	RH	A _c (mm ²)	u(mm)	h ₀ (mm)
36500	60	80	578000	3400	340

β_H	$\beta_c(t-t_0)$	φ_{RH}	$\beta(f_{cm})$	$\beta(t_0)$	φ_0	φ_t	nL	$\sqrt[3]{h_0}$
1005	0,992	1,299	3,07	0,42	1,68	1,67	18,7	6,694

2.5 Účinok zmrašťovania

t	t ₀	RH	A _c (mm ²)	u(mm)	h ₀ (mm)	A _i (mm ²)
36500	1	80	578000	3400	340	96571

β_H	$\beta_c(t-t_0)$	φ_{RH}	$\beta(f_{cm})$	$\beta(t_0)$	φ_0	φ_t	nL	$\sqrt[3]{h_0}$
1005	0,992	1,299	3,07	0,91	3,62	3,59	19,6	6,694

e =	1008	mm
I _i =	66151536142	mm ⁴

DOTVAROVANIE

e =	1021	mm
I _i =	4,75351E+15	mm ⁴

ZMRŠŤOVANIE

DOTVAROVANIE

napätie od zaťaženia zbytkom stálego zaťaženia (Mg₂)

$\sigma_{ah} =$	24,20	MPa
$\sigma_{ad} =$	40,97	MPa
$\sigma_{ch} =$	1,95	MPa

$\sigma_{cd} =$	1,29	MPa
-----------------	-------------	-----

vplyv dotvarovania betónu pri pôsobení stálego zaťaženia je daný rozdielom napätia pri krátkodobom a dlhodobom pôsobení :

a) pri krátkodobom zaťažení je :

$\sigma_{ah} =$	9,41	MPa
$\sigma_{ad} =$	37,48	MPa
$\sigma_{ch} =$	2,77	MPa

b) vplyv dotvarovania je :

$\Delta\sigma_{ah} =$	14,79	MPa
$\Delta\sigma_{ad} =$	3,49	MPa
$\Delta\sigma_{ch} =$	0,82	MPa

vplyv dotvarovania na napätosť je zanedbateľný

posúdime ešte účinky zbytku stálego zaťaženia spolu so zaťažením dopravou na betón starý 100rokov :

napätie od zaťaženia zbytkom stálego zaťaženia a zaťaženia dopravou ($M_{g2} + M_{Q1,q1}$)

$\sigma_{ah} =$	81,3	MPa
$\sigma_{ad} =$	137,7	MPa
$\sigma_{ch} =$	6,6	MPa

napätie CELKOM

$\sigma_{ah} =$	177,9	MPa
$\sigma_{ad} =$	206,0	MPa
$\sigma_{ch} =$	6,6	MPa

≤

$f_y =$	355,0	MPa
$f_y =$	355,0	MPa
$0,85 \cdot f_{ck} =$	25,5	MPa

**VYHO-
VUJE**

**VYHO-
VUJE**

**VYHO-
VUJE**

**ZMRŠŤOVA-
NIE**

posúdenie vplyvu zmršťovania betónu ($n_L = 19,6$) :

pre relatívnu vlhkosť $RH=80\%$ a náhradnú hr. $h_0=300mm$ vyjde interpoláciou z tab. 3.4 ČSN P ENV 1992-1-1

$\varepsilon_{cs} =$	0,00031
----------------------	----------------

modul pružnosti betónu odvodíme zo vzťahu :

$E_c =$	10693
---------	--------------

1) vypočítame napätie v doske pri zabránení zmršťovania (v doske vznikne ťah)

$\sigma_c = \varepsilon_{cs} \cdot E_c =$	3,31	MPa
---	-------------	-----

odpovedajúca síla :	$N_c =$ $\sigma_c \cdot A_c =$	1915,9	kN
------------------------	-----------------------------------	---------------	----

2) dosku uvoľníme a spriahnutý prierez zaťažíme tlakovou silou N_c pôsiacou v ťažisku dosky (vznikne ohybový moment)

$$M_c = N_c \cdot (e - 0,5h_d) = 1630,5 \text{ kNm}$$

sila a moment vyvolajú napätie :

$\sigma_{ch} =$	-1,0	MPa
$\sigma_{cd} =$	-1,0	MPa
$\sigma_{ad} =$	-19,8	MPa

výsledné napätie v doske :

$\sigma_{ch} =$	2,3	MPa	ťah
$\sigma_{cd} =$	2,3	MPa	ťah

v dolnej pásnici ocelového nosníka :

$$\sigma_{ad} = -19,8 \text{ MPa}$$

účinky zmršťovania v súčte s najmenej priaznivým vonkajším zaťažením :

a) v betónovej doske po 100rokoch bude napätie :

$\sigma_{ch} =$	-0,4	MPa	tlak		
$\sigma_{cd} =$	-1,0	MPa	t'ah		
			\leq		
			$f_{ctm} =$	2,9	MPa

b) v ocelovom priereze :

$$\sigma_{ad} = 186,2 \text{ MPa} \leq f_y = 355,0 \text{ MPa}$$

2.6 Výpočet priehybu

a) priehyb ocelového nosníka : $\delta = 5/48 \cdot M \cdot L^3 / EI$

$$\delta_0 = 28,4209 \text{ mm}$$

b) od zvyšku stálego zaťaženia : $\delta_{g2} = 11,22422 \text{ mm}$

c) od zaťaženia dopravou : $\delta_{Q,q} = 26,48953 \text{ mm} \leq L/300 = 83,3$
 VYHOVUJE

priehyb $\text{CELKOM } \delta = 66,1346 \text{ mm}$

doporučené nadvýšenie : 46,2675 mm

2.7 Návrh spriahnutia

spriahnutie dosky s ocelovým nosníkom zabezpečíme pomocou trňov $\Phi 20\text{mm}$ z ocele pevnosti $f_u = 340 \text{ MPa}$, ktoré sa privaria k hornej pásnici ocel. nosníka

$f_u(\text{MPa})$	$\Phi(\text{mm})$	γ_v	e1 (0-1/4L)	e2 (1/4L-1/2L)
340	20	1,25	150	200

charakterist. únosnosť trňa : $P_{Rk} = 0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 = 85,4 \text{ kN}$

$$P_{Rk} = 0,29 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 113,7 \text{ kN}$$

návrhová únosnosť trňa pre medzný stav únosnosti :
 návrhová únosnosť trňa pre medzný stav použiteľnosti :

$P_{Rd} = P_{Rk} / \gamma_v =$	68,4	kN
$0,6 \cdot P_{Rk} =$	51,3	kN

pozdĺžna posúvajúca sila medzi oceľovou pásnicou a betónovou doskou je v medznom stave použiteľnosti :

$V_{1,0} = V_{sd} \cdot S_i / I_i =$	961,39621	N/mm
$V_{sd} =$	1889,38	kN

$V_{sd} = 0,5 \cdot g_2 \cdot L + 0,9 \cdot V_{Q1} + V_{q1}$

posúvajúca sila v 1/4 rozpätia :

$V_{sd, podpera} =$	871,2	kN
$V_{sd, podpera, max} =$	1171,2	kN
$V_{sd} =$	2257,8	kN
$V_{1, L/4} =$	1148,84141	N/mm

$$V_{sd} = 0,25 \cdot g_2 \cdot L + 0,9 \cdot V_{Q1} \cdot V_{sd, podpera} / V_{sd, podpera, max} + 0,5 \cdot V_{q1}$$

posúvajúca sila v 1/2 rozpätia :

$V_{sd, podpera} =$	571,2	kN
$V_{sd} =$	661,1	kN
$V_{1, L/2} =$	336,40244	N/mm

$$V_{sd} = 0,9 \cdot V_{Q1} \cdot V_{sd, podpera} / V_{sd, podpera, max}$$

na koncovú dvojicu trňov pôsobí sila :

$N_{sd} = V_{1,0} \cdot e_1 =$	144,20943	kN
\leq	$3 \cdot P_{Rk} =$	153,8 kN

(spojenie v medznom stave použiteľnosti)
VYHOVUJE

v medznom stave únosnosti sa vnútorná časť nosníka dostáva do plasticity, zatiaľčo konce nosníka sú pružné :

$$M_{pl, Rd} = 21461,4 \text{ kNm} \quad (\text{viď K10})$$

$$M_{sd} = 9381,5 \text{ kNm} \quad (\text{viď K12})$$

.....vypočítame moment v

1/4L **6,25** m

moment pôsobiaci na samotný oceľový nosník..... $M_a = 0,5 \cdot g_{1+2} \cdot L \cdot L/4 - g_{1+2} \cdot L/4 \cdot L/4 =$ **4144** kNm

vyvolá napätie v dolnej pásnici oceľ. nosníka..... $\sigma_{ad} = M_a \cdot e / I_a =$ **90,5** MPa

moment pôsobiaci na samotný oceľový nosník.....

$$M_a = 0,5 \cdot g_{1+2} \cdot L \cdot L/4 - g_{1+2} \cdot L/4 \cdot L/4 =$$

414 kN
4,8 m

vyvolá napätie v dolnej pásnici oceľ. nosníka.....

$$\sigma_{ad} = M_a \cdot e / I_a =$$

90,5 MPa

celkový moment pôsobiaci na nosník (približne predpokladáme parabolický priebeh M_{sd}).....

$$M_{sd, L/4} =$$

770
0 kNm
 (odčítanie s moment. obrázka kde $M_{max} = M_{sd}$)

na spriahnutý **3555** kNm

nosník pripadá.....
 $M_{sd_L/4} - M_a =$ **2**

v dolnej pásnici bude napätie....
 $\sigma_{ad} = \frac{M_{L/4} \cdot e}{I}$
 $=$ **60,8** MPa

napätie CELKOM
 $\sigma_{ad} =$ **151,3** MPa \leq $f_{yd} =$ **308,7** MPa
VYHOVUJE

.....v tomto priereze sa začína nosník plastifikovať
 ...sila k preneseniu (na 1/2 L) pri plastickom návrhu :
 $F_{pl} = F_{cf} = A_c \cdot f_{cd} =$ **9826** kN

.....všetky tržne na 1/2 nosníka.....
 $0,5 \cdot L / e_1 + 0,5 \cdot L / e_2 =$ **73** medzier na 1/2 nosníka
všetky tržne na 1/2 nosníka unesú.....
 $2 \cdot P_{rd} =$ **9969** kN $\geq F_{pl} =$ **9826** kN
VYHOVUJE

v skutočnosti nie je nutné preniesť plnú silu F_{pl} , ale postačuje preniesť silu

$F_B = F_{pl} \cdot \frac{M_{sd} - M_a}{M_{pl,Rd} - M_a} =$ **6327** kN
VYHOVUJE

preveríme úsek 0 - L/4 (pružné pôsobenie).....
pozdĺžna posúvajúca sila bude.....

na prenose tejto sily sa podieľa $0,25L / e_1 =$ **41,7** trŕňov, ktoré prenesú silu $2 \cdot 50 \cdot P_{rd} =$ **8667** kN
VYHOVUJE

$\sum V_1 = 1,35 \cdot (V_{1_0} + V_{1_{L/4}}) \cdot 0,5 \cdot L / 4 =$ **8902,56495**

.....na úsek L/4 - L/2 ostáva sila $F_B - \sum V_1 =$ **5931,1** kN a má ju preniesť **50** dvojíc trŕňov, ktorých únosnosť je $2 \cdot 50 \cdot P_{rd} =$ **9969** kN
VYHOVUJE

JE

VPLYV TEPLoty (uvažovať budeme iba vplyv teploty pre medzný stav použiteľnosti - vplyv teploty na priebeh a jej účinok na spriahujúce trne)

	γ_t (súč.zať až.)	ψ_0 (súčiniteľ kombinácie)	A_i (mm ²)	I_i (mm ⁴)	$0,6 \cdot h_d$ (mm)	h_T (mm)
	1,5	0,6	154716	91944978157	204	700
$\varepsilon_0 =$	0,00019 2	pomerné predĺženia jednotlivých vlákien podľa ČSN P ENV 1991-2-5				
$\varepsilon_1 =$	0,00004 8					
$\varepsilon_2 =$	0,00003 7					
$\varepsilon_3 =$	0,00003 6					
$\varepsilon_4 =$	0					
$\varepsilon_5 =$	0					
$\varepsilon_6 =$	0					

určíme stredné predĺženie $\varepsilon'_i = 0,5 \cdot (\varepsilon_{i-1} + \varepsilon_i)$ a vzdialenosť ťažiska každého úseku horného povrchu betónovej dosky :

$z'_i = 1/6 \cdot \varepsilon'_i \cdot (\varepsilon_{i-1} \cdot (2z_{i-1} + z_i) + \varepsilon_i \cdot (z_{i-1} + 2z_i))$		
$\varepsilon'_0 =$	0	z_0 0
$\varepsilon'_1 =$	0,00012 0	z_1 204
$\varepsilon'_2 =$	0,00004 3	z_2 340
$\varepsilon'_3 =$	0,00003 7	z_3 402
$\varepsilon'_4 =$	0,00001 8	z_4 700
$\varepsilon'_5 =$	0	
$\varepsilon'_6 =$	0	

$z'_1 =$	82	mm
$z'_2 =$	269	mm
$z'_3 =$	371	mm
$z'_4 =$	501	mm

ak zabránime voľnému predĺženiu úseku, vznikne v jeho ťažisku sila $F_i = E_i \cdot \varepsilon'_i \cdot h_i$ pôsobiaca na spriahnutý prierez :

F_1	1352,5	kN
F_2	320,1	kN
F_3	92,2	kN
F_4	22,5	kN
CELKOM F'	1787,3	kN

$$= \sum F_i =$$

musí platiť podmienka : $\sum F_i \cdot z'_i = F' \cdot z_T$
 + M'_T

$$M'_T = \begin{matrix} - \\ 1011,2 \\ 74 \end{matrix} \text{ kNm}$$

výsledné napätia od pôsobenia teploty (odpovedajú medznému stavu použiteľnosti) :

$\sigma_{c,0} =$	-3,2	MPa	tlak
$\sigma_{c,2} =$	1,2	MPa	t'ah
$\sigma_{a,2} =$	7,7	MPa	t'ah
$\sigma_{a,4} =$	11,6	MPa	t'ah
$\sigma_{a,6} =$	-4,3	MPa	tlak

napätie v betónovej doske vyvolá koncovú silu $N =$

$$b_{eff} \cdot h_d \cdot 0,5 \cdot (\sigma_{c,0} + \sigma_{c,2}) =$$

$$\begin{matrix} \text{ } \\ 584,3 \end{matrix} \text{ kN, ktorá pôsobí rovnakým smerom ako sily pri zaťažení dopravou}$$

t'ahovú silu prevezmu spriahovacie trne na dĺžke b_{eff} , takže u podpory vznikne sila

$$\begin{matrix} 687 \\ ,4 \end{matrix} \text{ N/mm}$$

pôsobiaci na koncové trne $V_{1T} =$

túto silu sčítame so silou od zaťaženia dopravou + stálego zaťaženia \sum
 $V_1 = 0,6 \cdot V_{1T} + V_{1_0} =$

$$\begin{matrix} 137 \\ 3,8 \end{matrix} \text{ N/m}$$

na poslednú dvojicu trňov tak bude pôsobiť $\sum V_1 \cdot e_1 =$

$$\begin{matrix} \text{ } \\ 206,1 \end{matrix} \text{ kN}$$

VYHOVUJE

$$\begin{matrix} 2 \cdot 0,13 \\ 6 \cdot 6,3 \\ R_k = 9 \end{matrix} \text{ kN}$$

prieťah od teploty (v strede rozpätia)

$$\delta = \frac{5}{48} \cdot M_T \cdot L^3 / E_{ii} = \begin{matrix} 3,409811885 \end{matrix} \text{ mm}$$

prieťah od teploty je zanedbateľný aj z toho dôvodu, že nosník sa vplyvom teploty ohýba smerom hore

POSÚDENIE NA ÚNAVU

súčiniteľ zaťaženia

$$\gamma_{Ff} = \begin{matrix} 1,0 \end{matrix}$$

únavové zaťaženie vyvolá silu $V_1 = V_{sd} \cdot S_i / l_i$, kde V_{sd} je posúvajúca sila na nosníku
 ako najviac zaťažený budeme uvažovať krajný nosník

$$V_{sd} = \begin{matrix} 399,36 \end{matrix} \text{ kN}$$

takže na nosník **1** pripadá (viď obr. Najúčinnej-

$$V_{sd} =$$

$$\begin{matrix} 21 \end{matrix} \text{ kN}$$

šieho zaťaženia) :

$$0,5 \cdot (0,619 + 0,481) \cdot V_{sd} = \boxed{9,648}$$

$$V_1 = \boxed{111,1} \text{ kN}$$

táto sila vyvolá v koncovej dvojici trŕňov silu (na jeden trŕň) :

$$= V_1 \cdot 0,5 \cdot e_1 =$$

vo zvaroch pripájajúcich trŕň ku pásnici vznikne rozkmit napätí :

$$= \Delta F \cdot 4 / (\pi \cdot D \cdot D) =$$

$$\Delta F = \boxed{8,3} \text{ kN}$$

$$\Delta \tau = \boxed{26,5} \text{ MPa}$$

pre stanovenie návrhového rozkmitu určíme súčiniteľ $\lambda =$

$$\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$$

$$\lambda = \boxed{1,1} \leq \lambda_{m ax} = 2,0$$

VY-
HO-
VU-
JE

$$\lambda_1 =$$

$$\lambda_{v1} = \boxed{1,55}$$

$$\lambda_2 = \boxed{0,712} \text{ (pre } 10 \exp 6 \text{ ŕažkých vozidiel priemernej hmotnosti } 30 \text{ t/rok)}$$

$$\lambda_3 = \boxed{1,0} \text{ (pre životnosť mostu } 100 \text{ rokov)}$$

$$\lambda_4 = \boxed{1,0} \text{ (pre jeden pruh ŕažkých vozidiel)}$$

návrhový
rozmit :
musí platiť :

$$\Delta \tau_E =$$

$$\lambda \cdot \Delta \tau =$$

$$\boxed{29,3} \text{ MPa}$$

$$\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf_v} \cdot \Delta \tau_E / \Delta \tau_C \leq 1$$

$$\gamma_{Mf_v} =$$

$$\Delta \tau_C$$

$$=$$

$$\boxed{0,31} \leq 1$$

Vyho-
vuje

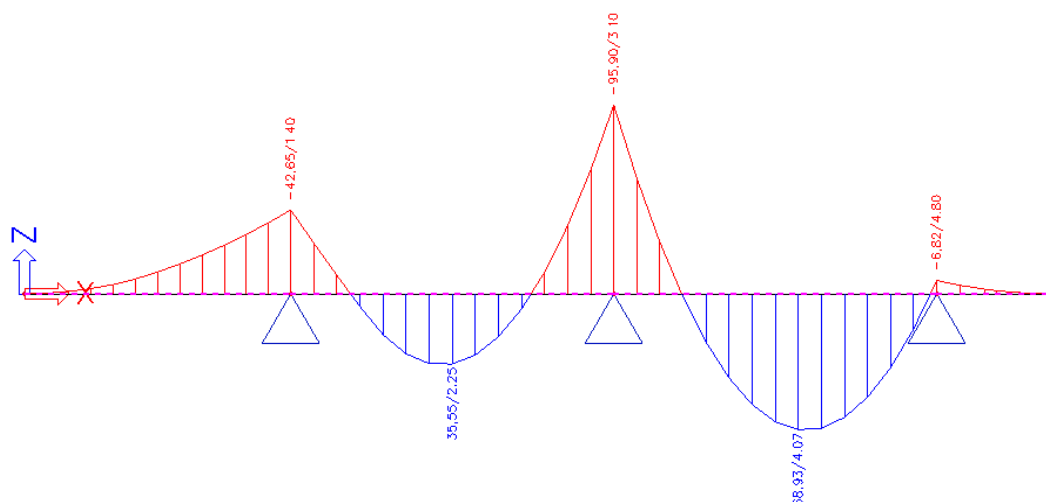
$$\boxed{1,0}$$

$$\boxed{95,0} \text{ MPa (referenčný rozmit)}$$

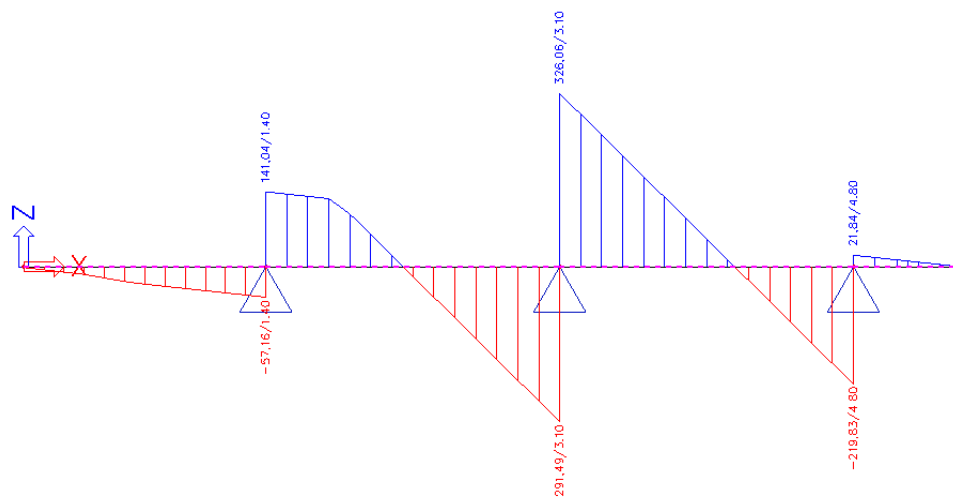
3. Návrh výstuže dosky

Návrh urobíme v súlade s STN EN 1992-2. Budeme uvažovať s pásom širokým 1,0 dosky podopretý na oceľových nosníkoch. Zaťaženie na dosku bolo uvažované:

- vlastná tiaž dosky hr. 380 mm
- zaťaženie rímsy
- zaťaženie zábradlia
- zaťaženie ochrany izolácie
- zaťaženie štrkového lôžka
- pohyblivé zaťaženie od vlaku LM71
- zaťaženie koľajového roštu



Priebeh ohybových momentov $M_{\max} = 95,1 \text{ kNm}$



Priebeh posúvajúcich síl: $V_z \max = 326,1 \text{ kN}$

3.1 Dimenzovanie výstuže na moment

betón C30/37	$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 =$	17,0 MPa
výstuž B500	$f_{sd} = 500 / 1,15 =$	434,8 MPa
$\Phi =$	20 mm	
posúdenie prierezu		
$M_{Rd_10} =$	95,1 kNm	
$d = h_d - 40 \text{ mm} - \Phi / 2 =$	290 mm	
$\mu \geq$	0,0015	
$\mu = M_{sd} / (b \cdot d \cdot f_{cd})$		
$\mu =$	0,0484	VYHOVUJE
$\omega =$	0,126	
plocha výstuže : $A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / f_{sd}$		
$A_s =$	1429 mm ²	

Φ	n (počet)
--------	-----------

NAVRHNEME

10Φ20MM.....

posúdenie prierezu :

$$F_s = A_s \cdot f_{sd} = 1366 \text{ kN}$$

$$F_c = b \cdot 0,8x \cdot f_{cd} = F_s$$

$$\text{z toho } x = 100 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4x = 250 \text{ mm}$$

$$M_{sd} = F_c \cdot z = 341,2 \text{ kNm} \geq M_{Rd_10} = 95,1 \text{ kNm}$$

VYHOVUJE

$$A_s = 3142 \text{ mm}^2$$

(mm)	ks)
20	10

3.2 Dimenzovanie výstuže na šmyk

posúdenie prierezu :

$$V_{sd_20} = 326,1 \text{ kN}$$

pre návrh sa rozhodujúci považuje prierez vo vzdialenosti 250mm od osi nosníka

$$V_{sd_red_20} = 300,0 \text{ kN}$$

$$\text{NAVRHNEME } 10\Phi 20\text{MM (pri hornom povrchu)} \quad A_{sh} = 3142 \text{ mm}^2$$

$$\text{NAVRHNEME } 10\Phi 12\text{MM (pri dolnom povrchu)} \quad A_{sd} = 3142 \text{ mm}^2$$

návrhová únosnosť prierezu v šmyku :

$$V_{Rd} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_e) \cdot b \cdot d \quad \text{pre C30/37 je } \tau_{Rd} = 0,34 \text{ MPa}$$

$$\rho_e = A_s / I_n \cdot d = 0,0108$$

$$\text{NAVRHNEME SPONY } 8\Phi 10\text{MM/m}^2 \dots \quad A_{sd} = 628 \text{ mm}^2$$

$$k = 1,6 - d = 1,31$$

$$V_{Rd} = 211,0 \text{ kN} \leq V_{sd_20} = 326,1 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Φ (mm)	n (počet ks)
20	10
20	10

Φ (mm)	n (počet ks)
10	8

4. VÝPOČET A POSÚDENIE OPORY MOSTA

Vstupní data

Projekt

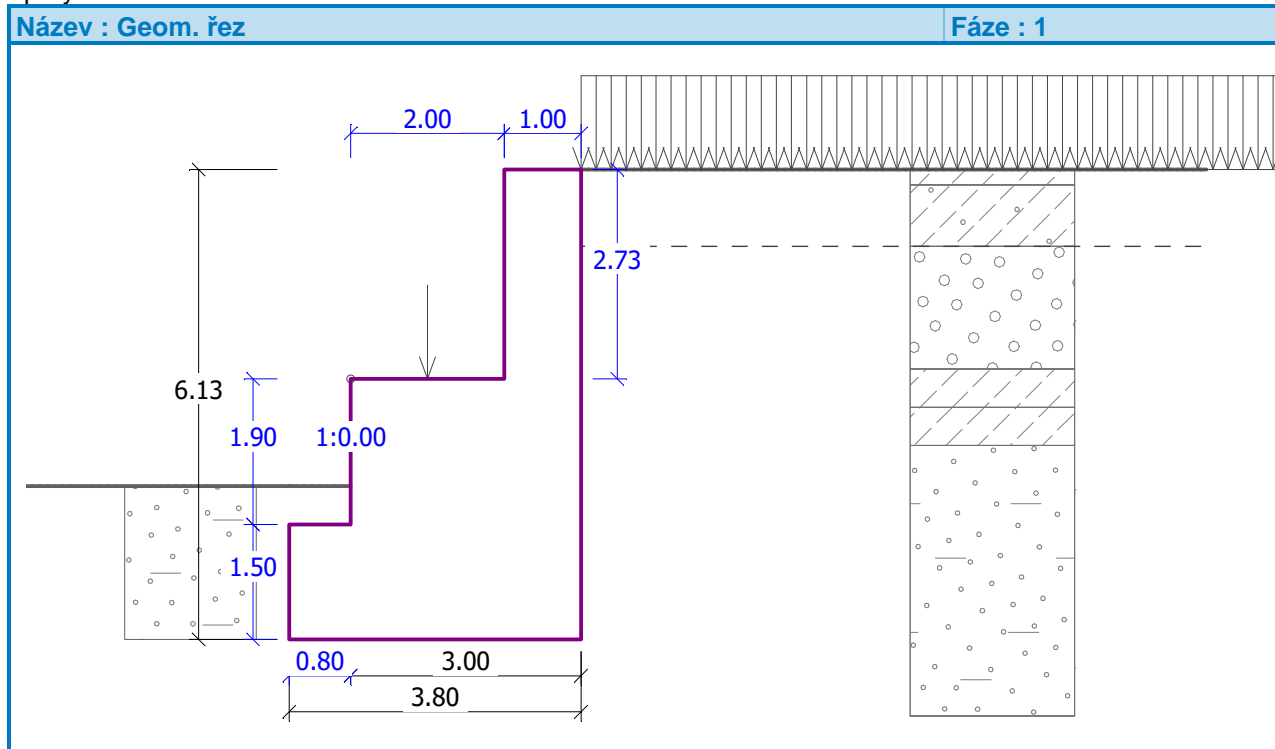
Datum : 10. 9. 2012

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	2.73
3	0.00	4.63
4	0.00	6.13
5	-3.80	6.13
6	-3.80	4.63
7	-3.00	4.63
8	-3.00	2.73
9	-1.00	2.73
10	-1.00	0.00

Počátek [0,0] je v nejvyššom pravom bode zdi.
 Plocha řezu zdi = 14.13 m².

Délka mostní = 5.0 m
 opěry 0
 Délka základu = 5.4 m
 opěry 0



Délka zeminy za opěrou = 1.20 m.

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992 1-1 (EC2).

Beton : C 20/25

Ocel podélná : S 500

Parametry zemín

Třída F3, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26.50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 11.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Třída G1, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 41.50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 11.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F7, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 17,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 7,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 11,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Třída S5

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 27,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 8,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 11,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

Zatěžovací stav, zatížení od mostu

Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.

Síly od mostu

Svislá síla $F_s = 0.00 \text{ kN}$
 Vodorovná síla $F_v = 0.00 \text{ kN}$
 Umístění $a_1 = 0.00 \text{ m}$
 Výška $v = 0.00 \text{ m}$

Síly od přechodové desky

Svislá síla $F_s = 0.00 \text{ kN}$
 Vodorovná síla $F_v = 0.00 \text{ kN}$
 Umístění $a_2 = 0.00 \text{ m}$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0.20	Třída F3, konzistence tuhá	
2	0.80	Třída F3, konzistence tuhá	
3	1.60	Třída G1, ulehlá	
4	0.50	Třída F7, konzistence tuhá	
5	0.50	Třída F7, konzistence tuhá	
6	6.40	Třída S5	
7	-	Třída S5	

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 1.00 m
 Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové	změna	Typ	Název	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	ANO		Pásové		80.00		0.00	10.00	na terénu
Číslo	Typ		Název				ZS1	ZS2	ZS3
1	Pásové						-	ANO	ANO

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový
 Zemina na líci konstrukce - Třída S5
 Výška zeminy před zdí h = 2.00 m
 Terén před konstrukcí je rovný.

Zadané síly působící na konstrukci, REAKCIA OD LOŽISKA NA OPORU

Číslo	Síla nová	změna	Název	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	ANO		Síla č. 1	0.00	2150.00	0.00	-2.00	2.73

Nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)
 Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Norma výpočtu bet.konstrukcí - EN 1992 1-1 (EC2)
 Výpočet proveden podle ČSN 730037 (s redukcí vstupních parametrů zemin).

Posouzení čís. 1

Výpočet tlaku v klidu na líci konstrukce - mezivýsledky

Vrst. čís.	Mocnost [m]	α [°]	φ _d [°]	c _d [kPa]	γ [kN/m ³]	K _r	Pozn.
1	0.50	0.00	24.55	5.71	18.50	0.585	
2	0.00	89.90(80.00)	24.55	5.71	18.50	0.585	UPRAVENO
3	0.50	0.00	24.55	5.71	18.50	0.585	
4	1.00	0.00	24.55	5.71	18.50	0.585	

Průběh tlaku v klidu na líci konstrukce

Vrst. čís.	Poč. [m] Kon. [m]	σ _z [kPa]	σ _w [kPa]	Tlak [kPa]	Složka vod. [kPa]	Složka sv. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.50	9.25	0.00	5.41	5.41	0.00
2	0.50	9.25	0.00	9.16	0.94	9.11
	0.50	9.27	0.00	9.18	0.94	9.13
3	0.50	9.27	0.00	5.42	5.42	0.00
	1.00	18.50	0.00	10.81	10.81	0.00
4	1.00	18.50	0.00	10.81	10.81	0.00
	2.00	37.00	0.00	21.63	21.63	0.00

Výpočet aktivního tlaku za konstrukcí - mezivýsledky

Vrst.	Mocnost	α	φ _d	c _d	γ	δ _d	K _a	Pozn.
-------	---------	---	----------------	----------------	---	----------------	----------------	-------

čís.	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kN/m ³]	[°]		
1	0.20	0.00	24.09	8.57	18.00	10.00	0.385	
2	0.80	0.00	24.09	8.57	18.00	10.00	0.385	
3	1.60	0.00	37.73	0.00	11.00	10.00	0.226	
4	0.13	0.00	15.45	5.00	11.00	10.00	0.525	
5	0.37	0.00	15.45	5.00	11.00	10.00	0.525	
6	0.50	0.00	15.45	5.00	11.00	10.00	0.525	
7	1.03	0.00	24.55	5.71	8.50	10.00	0.379	
8	1.50	0.00	24.55	5.71	8.50	10.00	0.379	

Průběh aktivního tlaku za konstrukcí (bez přitížení)

Vrst. čís.	Poč. [m] Kon. [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Tlak [kPa]	Složka vod. [kPa]	Složka sv. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.20	3.60	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.20	3.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.00	18.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	1.00	18.00	0.00	4.06	4.00	0.71
	2.60	35.60	16.00	8.03	7.91	1.39
4	2.60	35.60	16.00	11.93	11.75	2.07
	2.73	37.03	17.30	12.68	12.49	2.20
5	2.73	37.03	17.30	12.68	12.49	2.20
	3.10	41.10	21.00	14.82	14.59	2.57
6	3.10	41.10	21.00	14.82	14.59	2.57
	3.60	46.60	26.00	17.70	17.43	3.07
7	3.60	46.60	26.00	11.02	10.86	1.91
	4.63	55.36	36.30	14.34	14.12	2.49
8	4.63	55.36	36.30	14.34	14.12	2.49
	6.13	68.11	51.30	19.17	18.88	3.33

Průběh tlaku vody

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0.00	0.00	0.00
2	0.20	0.00	0.00
3	1.00	0.00	0.00
4	2.60	16.00	0.00
5	2.73	17.30	0.00
6	3.10	21.00	0.00
7	3.60	26.00	0.00
8	4.63	36.30	0.00
9	6.13	51.30	0.00

Průběh tlaku od přitížení - Přit.1 - pásové

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.02	0.00	0.00

Bod čís.	Hĺbka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
4	0.02	29.31	5.17
5	0.20	29.30	5.17
6	0.20	30.03	5.29
7	1.00	30.01	5.29
8	1.00	17.78	3.14
9	2.60	17.77	3.13
10	2.60	41.21	7.27
11	2.73	41.21	7.27
12	2.73	41.26	7.28
13	3.10	41.25	7.27
14	3.10	41.28	7.28
15	3.60	41.27	7.28
16	3.60	29.82	5.26
17	4.63	29.80	5.25
18	4.63	29.82	5.26
19	6.13	29.80	5.25

Spočtené síly pôsobící na konstrukci

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0.00	-2.21	324.99	2.33	1.000
Odpor na líci	-21.62	-0.67	0.01	0.40	1.000
Aktivní tlak	14.82	-2.06	2.61	3.80	1.000
Tlak vody	31.58	-1.71	0.00	3.80	1.000
Přít.1 - pásové	40.34	-2.81	7.38	3.80	1.000
Reakce mostu	0.00	-3.40	0.00	0.80	1.000
Reakce přech.desky	0.00	-6.13	0.00	3.80	1.000
Síla č. 1	0.00	-3.40	2150.00	1.80	1.000

Posouzení mostní opěry

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{\text{vzd}} = 3888.16 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{\text{kl}} = 168.83 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{\text{vzd}} = 964.27 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{\text{pos}} = 58.69 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Síly působící ve středu základové spáry

Celkový moment $M = 220.40 \text{ kNm/m}$

Normálová síla $N = 2300.92 \text{ kN/m}$

Smyková síla $Q = 60.29 \text{ kN/m}$

Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE

Únosnost základové půdy

Síly pôsobící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [m]	Napětí [kPa]
1	220.40	2300.92	60.29	0.10	637.65

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 95.8 \text{ mm}$

Maximální dovolená excentricita $e_{dov} = 1254.0 \text{ mm}$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 637.65 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy $R_d = 700.00 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Výpočet tlaku v klidu na líci konstrukce - mezivýsledky

Vrst. čís.	Mocnost [m]	α [°]	ϕ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m³]	K_r	Pozn.
1	0.50	0.00	24.55	5.71	18.50	0.585	
2	0.00	89.90(80.00)	24.55	5.71	18.50	0.585	UPRAVENO
3	0.50	0.00	24.55	5.71	18.50	0.585	
4	1.00	0.00	24.55	5.71	18.50	0.585	

Průběh tlaku v klidu na líci konstrukce

Vrst. čís.	Poč. [m] Kon. [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Tlak [kPa]	Složka vod. [kPa]	Složka sv. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.50	9.25	0.00	5.41	5.41	0.00
2	0.50	9.25	0.00	9.16	0.94	9.11
	0.50	9.27	0.00	9.18	0.94	9.13
3	0.50	9.27	0.00	5.42	5.42	0.00
	1.00	18.50	0.00	10.81	10.81	0.00
4	1.00	18.50	0.00	10.81	10.81	0.00
	2.00	37.00	0.00	21.63	21.63	0.00

Výpočet aktivního tlaku za konstrukcí - mezivýsledky

Vrst. čís.	Mocnost [m]	α [°]	ϕ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m³]	δ_d [°]	K_a	Pozn.
1	0.20	0.00	24.09	8.57	18.00	10.00	0.385	
2	0.80	0.00	24.09	8.57	18.00	10.00	0.385	
3	1.60	0.00	37.73	0.00	11.00	10.00	0.226	
4	0.13	0.00	15.45	5.00	11.00	10.00	0.525	
5	0.37	0.00	15.45	5.00	11.00	10.00	0.525	
6	0.50	0.00	15.45	5.00	11.00	10.00	0.525	
7	1.03	0.00	24.55	5.71	8.50	10.00	0.379	
8	1.50	0.00	24.55	5.71	8.50	10.00	0.379	

Průběh aktivního tlaku za konstrukcí (bez přitížení)

Vrst. čís.	Poč. [m] Kon. [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Tlak [kPa]	Složka vod. [kPa]	Složka sv. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.20	3.60	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.20	3.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.00	18.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	1.00	18.00	0.00	4.06	4.00	0.71
	2.60	35.60	16.00	8.03	7.91	1.39
4	2.60	35.60	16.00	11.93	11.75	2.07
	2.73	37.03	17.30	12.68	12.49	2.20
5	2.73	37.03	17.30	12.68	12.49	2.20
	3.10	41.10	21.00	14.82	14.59	2.57
6	3.10	41.10	21.00	14.82	14.59	2.57
	3.60	46.60	26.00	17.70	17.43	3.07
7	3.60	46.60	26.00	11.02	10.86	1.91
	4.63	55.36	36.30	14.34	14.12	2.49
8	4.63	55.36	36.30	14.34	14.12	2.49
	6.13	68.10	51.30	19.17	18.88	3.33

Průběh tlaku vody

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0.00	0.00	0.00
2	0.20	0.00	0.00
3	1.00	0.00	0.00
4	2.60	16.00	0.00
5	2.73	17.30	0.00
6	3.10	21.00	0.00
7	3.60	26.00	0.00
8	4.63	36.30	0.00
9	6.13	51.30	0.00

Průběh tlaku od přitížení - Přít.1 - pásové

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.02	0.00	0.00
4	0.02	29.31	5.17
5	0.20	29.30	5.17
6	0.20	30.03	5.29
7	1.00	30.01	5.29
8	1.00	17.78	3.14
9	2.60	17.77	3.13
10	2.60	41.21	7.27
11	2.73	41.21	7.27
12	2.73	41.26	7.28
13	3.10	41.25	7.27

Bod čís.	Hĺbka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
14	3.10	41.28	7.28
15	3.60	41.27	7.28
16	3.60	29.82	5.26
17	4.63	29.80	5.25
18	4.63	29.82	5.26
19	6.13	29.80	5.25

Spočtené síly pôsobící na konstrukci

Název	F _{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F _{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0.00	-2.21	324.98	2.33	1.000
Odpor na líci	-21.62	-0.67	0.01	0.40	1.000
Aktivní tlak	14.82	-2.06	2.61	3.80	1.000
Tlak vody	31.58	-1.71	0.00	3.80	1.000
Přít.1 - pásové	40.34	-2.81	7.38	3.80	1.000
Reakce mostu	0.00	-3.40	0.00	0.80	1.000
Reakce přech.desky	0.00	-6.13	0.00	3.80	1.000
Síla č. 1	0.00	-3.40	2150.00	1.80	1.000

Dimenzace předního výstupku opěry - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.

Profil vložky = 16.0 mm

Počet vložek = 6.66

Krytí výztuže = 30.0 mm

Vnitřní síly : M = 0.00 kNm/m; N = 0.00 kN/m; Q = 542.24 kN/m

Výška průřezu h = 1.50 m

Dimenzace předního výstupku opěry - výsledky:

Stupeň vyztužení $\rho = 0.14 \% > 0.13 \% = \rho_{\min}$

Průřez VYHOVUJE

5. ZÁVER

Statický výpočet konštrukcie je vypracovaný v zmysle platných noriem, typových podkladov a predpisov. Posúdenie bolo vypracované na základe výsledkov výpočtu maximálnych účinkov zaťaženií v súlade [6] a podľa geologického profilu určeného na základe geologického prieskumu.

Na základe vyhodnotenia výsledkov možno konštatovať, že navrhovaná konštrukcia priepustu bude za predpokladaných podmienok **spoľahlivo plniť** svoju požadovanú funkciu.

V Košiciach, 10.09 2012

Vypracoval: Ing. Ľubomír Chromý