

TÚ: 0901 Praha hl.n. (mimo) – Turnov (mimo) (odb. Skály jen část)
DÚ: 30 Mladá Boleslav hl.n. – Mladá Boleslav-Debř

TÚ: 1431 Mladá Boleslav hl.n.(mimo)–Stará Paka (mimo) (bez žst. Libuň)
DÚ: 02 Mladá Boleslav hl.n. – Mladá Boleslav město

VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S–JTSK

	Vedoucí projektu	Zodpovědný projektant	Investor	SŽDC s.o. SS ZÁPAD
	ING. L. MAREK <i>heř</i>	ING. J. SVITAVSKÝ <i>Švitavský</i>	Místo stavby	ČEJETICE U ML. BOL.
	Vypracoval	Kontroloval	Formát	A4
	ING. HURÝCH	ING. L. MAREK <i>heř</i>	Datum	06/2017
TOP CON SERVIS s.r.o., Ke Stírce 1824/56, 182 00 Praha 8, tel/fax: 284 021 740, email: topcon@topcon.cz			Účel	PROJEKT
			Měřítko	
			Č.zakázky	129–15
REKONSTRUKCE MOSTU V KM 15,288 TRATI MLADÁ BOLESLAV – STARÁ PAKA E1.1 – SO 101 REKONSTRUKCE MOSTU			Číslo kopie	Číslo přílohy
				E1.1–12.4
STATICKÝ VÝPOČET ZALOŽENÍ MOSTNÍCH PROVIZORIÍ				

STATICKÝ VÝPOČET

Rekonstrukce mostu v km 15,288 trati Mladá Boleslav - Stará Paka

Mostní provizoria

Obsah

1. Průvodní zpráva ke statickému výpočtu	2
1.1. Úvod	2
1.2. Použitá literatura, podklady a výpočetní programy	2
1.3. Základní údaje pro projekt mostu	2
1.4. Popis konstrukce.....	2
2. Zatížení.....	3
2.1. Stálé (vlastní tíha)	3
2.2. Nahodilá zatížení	3
2.2.1. Zatížení železniční dopravou	3
2.2.2. Odstředivá síla.....	3
2.2.3. Zatížení ostatní nahodilá	4
3. Reakce z nosné konstrukce	5
4. Popis statického modelu	6
5. Závěr.....	9
6. Atypický úložný práh provizoria	11
7. Pažení výkopu vedle pojezdové koleje.....	11

1. Průvodní zpráva ke statickému výpočtu

1.1. Úvod

Účelem tohoto statického výpočtu je návrh a posouzení založení mostních provizorií KN-245 použitých během rekonstrukce mostu.

1.2. Použitá literatura, podklady a výpočetní programy

- /1/ ČSN EN 1990 (+ZMĚNA A1) Zásady navrhování konstrukcí
- /2/ ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- /3/ ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
- /4/ ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou
- /5/ ČSN EN 1991-1-6 (+ZMĚNA Z1,Z2) Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění
- /6/ ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou
- /7/ ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla
- /8/ ČSN 73 0037 (+Opr.1 + změna Z1) Zemní tlak na stavební konstrukce
- /9/ ČSN 73 1001 (+ změna Z1) Zakládání staveb – Základová půda pod plošnými základy
- /10/ ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů
- /11/ SŽDC Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (07/2015)
- /12/ program Geotechnics Geo 4, firmy Fine

1.3. Základní údaje pro projekt mostu

- dva jednokolejné provizorní mosty KN245 (posudek proveden pro jeden most)
- doba použití provizorií cca 3 měsíce
- rozpětí 24 m, délka nosné konstrukce 24,5 m
- pevná ložiska u opěry O1
- trať v oblouku poloměru 250 m bez převýšení
- železniční svršek : tvar 49E1, přímé upevnění
- nahodilé krátkodobé zatížení :
 - dle traťové třídy C3
 - traťová rychlost v době použití provizorií 30 km/h

1.4. Popis konstrukce

Pro umožnění výstavby nových dříků, základů a hlubinného založení opěr během provozu na dráze bude vytvořeno provizorní přemostění v obou kolejích. Postupně budou namontována 2 mostní provizoria KN 245 o rozpětí 24 m, které překlenou výkop potřebný pro stavební práce. Délka vložení MP bude cca 2,5 měsíce v koleji Mladá Boleslav hl.n. – Stará Paka a cca 3 měsíce v koleji Praha hl.n. – Turnov. Maximální rychlost pojezdění MP bude omezena na 30 km/h.

Provizoria budou uložena na inventární úložné bloky, založené na podkladní vrstvě betonové desce hlubinně založené. Vpravo za opěrou O2 nelze z prostorových důvodů použít inventární úložný blok, bude vybetonován atypický prefabrikát.

Nejdříve bude mostní provizorium vloženo do koleje Praha – Turnov, jejíž niveleta je výše než niveleta koleje sousední. Rozsah nutného pažení se tím zredukuje, výkop musí být vytvořen tak, aby nebyla ohrožena stabilita pražcového podloží poježděné koleje.

2. Zatížení

2.1. Stálé (vlastní tíha)

Vlastní váha mostního provizoria je 53,5 tun. Plně vystrojené MP KN 245 váží 62,64 tun. Součinitel zatížení pro stálé zatížení je uvažován $\gamma_f=1,35$.

Maximální svislá reakce od stálého zatížení

$$R_{z\ G,k} = 313,2 \text{ kN}$$

2.2. Nahodilá zatížení

2.2.1. Zatížení železniční dopravou

Traťová třída C3, $\gamma_f = 1,45$. $\alpha = 1,0$.

Traťová rychlost $v = 30 \text{ km/h}$.

- 20 t / nápravu, $p = 72 \text{ kN/m}$

Pohyblivé zatížení je umístěno do polohy vyvolávající maximální reakci.

Maximální svislá reakce od vlaku C3

$$R_{z\ C3,k} = 1045,8 \text{ kN}$$

2.2.2. Odstředivá síla

Kolej na mostě je v oblouku $R=250 \text{ m}$, bez převýšení vnějšího kolejového pásu.

$$\gamma_f=1,45$$

$$V=30\text{km/h}$$

$f=1,0$... redukční součinitel

$r = 250 \text{ m}$... poloměr oblouku

$p = 0 \text{ mm}$... převýšení

$h = 1,8+1,5 = 3,3 \text{ m}$... působíště žel. zatížení od referenční roviny (ložiska)

$e_p = 0/1,5 * 2,02 = 0,0 \text{ mm}$... excentricita zatížení od převýšení pro vlak v klidu

Odstředivá síla

$$Q_{tk} = V^2 * f * Q_{vk} / (127 * r) = 30^2 * 1 * Q_{vk} / (127 * 250) = 0,028 * Q_{vk} \dots \text{odstředivá síla}$$

Vodorovná reakce od odstředivé síly v místě jejího působíště

$$R_{v\ C3, ods, k} = 1045,8 * 0,028 = 29,5 \text{ kN}$$

2.2.2.1 Boční rázy

$$(\gamma_f=1,45)$$

Osamělá síla v nejúčinnější poloze ve výšce temena kolejnice.

$B = 100 \text{ kN}$, působí v úrovni temene kolejnic

$$e = 1,5 \text{ m}$$

2.2.2.2 Rozjezdové a brzdné síly

$$(\gamma_f=1,45)$$

Vzhledem k délce konstrukce bude rozhodující rozjezdová síla

K účinku na nosnou konstrukci se nepřihlíží.

Rozjezdová síla: $Q_{lak} = \alpha * 33 \text{ kN/m} * L \leq 1000 \text{ kN}$

$$Q_{lak} = 1,00 * 33 * 24,5 = 808,5 \text{ kN}$$

Brzdná síla: $Q_{lbk} = \alpha \cdot 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$
 $Q_{lbk} = 1,00 \cdot 20 \cdot 24,5 = 490 \text{ kN}$

Účinky zatížení brzdnými a rozjezdovými silami budou redukovány v poměru zatížení C3 a UIC.

$$\Sigma R_{C3} = 2000 \text{ kN}$$

$$\Sigma R_{UIC} = 2512 \text{ kN}$$

$$Q_{lak} = 808,5 \cdot 2000 / 2512 = 643,7 \text{ kN}$$

2.2.2.3 Nezatížený vlak

$$(\gamma_f = 1,0)$$

Svislé rovnoměrné zatížení 10 kN/m' koleje

Toto zatížení nerozhoduje při návrhu založení MP.

2.2.3. Zatížení ostatní nahodilá

2.2.3.1 Vítr

$$(\gamma_f = 1,5)$$

větrová oblast II:

$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$... výchozí základní rychlost větru

$v_b = 25 \text{ m/s}$... základní rychlost větru

$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$... měrná hmotnost vzduchu

$c_s \cdot c_d = 1,0$... není nutný výpočet dynamické odezvy

$b = 4,5 \text{ m}$... šířka konstrukce

$d_{tot} = 1,3 + 4,0 = 5,3 \text{ m}$... výška včetně dopravy

$$b / d_{tot} = 4,5 / 5,3 = 0,85$$

$c_{fx} = c_{fx,0} = 2,25$... součinitel síly

$c_0 = 1,0$... součinitel orografie

$k_t = 1,0$... součinitel turbulence

Kategorie terénu III

$z_0 = 0,3$... parametr drsnosti terénu

$z_{min} = 5,0 \text{ m}$

$z_e = 4,3 \text{ m}$

$c_e = 1,3$... součinitel expozice

$C = c_e \cdot c_{fx} = 1,3 \cdot 2,25 = 2,93$... součinitel zatížení větrem

Síla větru (vodorovná kolmo k ose mostu):

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 \cdot 2,93 \cdot A_{ref,x} = 1,14 \text{ kN/m}^2 \cdot A_{ref,x}$$

$$F_{w,1v} = 1,14 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,3 = 6,04 \text{ kN/m} \text{ ... na 1 metr délky mostu}$$

Reakce vodorovná v místě působení síly (2,7 m nad ložiskem)

$$R_{w,k} = 1,14 \cdot 5,3 \text{ kN/m} \cdot 24,5 / 2 \text{ m} = 74,0 \text{ kN}$$

2.2.3.2 Zatížení teplotou

$$(\gamma_f = 1,5)$$

Rovnoměrná i nerovnoměrná složka teploty nemá zásadní vliv na posouzení založení

3. Reakce z nosné konstrukce

Charakteristické hodnoty zatížení na 1 úložný práh

		Podélná	Příčná	Svislá			
		X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Rx [kNm]	Ry [kNm]	Rz [kNm]
Stálé zatížení	G_{k1}	0,0	0,0	312,3	0,0	0,0	0,0
Ostatní trvalé zatížení	G_{k2}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Vlak C3 (vč.ods.sil)	Q_{C3}	0,0	29,5	1045,8	97,4	0,0	0,0
Nezatížený vlak	Q_{NV}	0,0	3,4	122,5	11,3	0,0	0,0
Rozjezdové a brzdné síly C3	Q_{Lak}	643,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Boční rázy	Q_{Sk}	0,0	100,0	0,0	150,0	0,0	0,0
Vítr	Q_w	0,0	74,0	0,0	199,8	0,0	0,0
Teplota	Q_t	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Užitné zatížení	Q_u	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Náraz vozidla	A_d	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LM-71							
gr11 - max. svislá 1	$Q_{gr11-C3}$	643,7	79,5	1045,8	172,4	0,0	0,0
gr12 - max. svislá 2	$Q_{gr12-C3}$	321,9	129,5	1045,8	247,4	0,0	0,0
gr13 - maximální podélná	$Q_{gr13-C3}$	643,7	79,5	1045,8	172,4	0,0	0,0
gr14 - maximální boční	$Q_{gr14-C3}$	321,9	129,5	1045,8	247,4	0,0	0,0
Nezatížený vlak							
gr15 - boční satbilita	$Q_{gr15-NV}$	0,0	103,4	122,5	161,3	0,0	0,0

Nebezpečné kombinace

		Podélná	Příčná	Svislá			
		X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Rx [kNm]	Ry [kNm]	Rz [kNm]
1	$G_k + Q_{C3} + (\psi_0 \cdot Q_{Lak} + \psi_0 Q_{Sk} + \psi_0 Q_w + \psi_0 Q_t + \psi_0 Q_u)$	515	204	1358	447	0	0
3	$G_k + Q_{grC3-71} + (\psi_0 Q_w + \psi_0 Q_t)$	644	154	1358	372	0	0
4	$G_k + Q_{gr12-C3} + (\psi_0 Q_w + \psi_0 Q_t)$	322	204	1358	447	0	0
5	$G_k + Q_{gr13-C3} + (\psi_0 Q_w + \psi_0 Q_t)$	644	154	1358	372	0	0
6	$G_k + Q_{gr14-C3} + (\psi_0 Q_w + \psi_0 Q_t)$	322	204	1358	447	0	0
7	$G_k + Q_{gr15-NV} + (\psi_0 Q_w + \psi_0 Q_t)$	0	177	435	361	0	0

Max **644 kN**

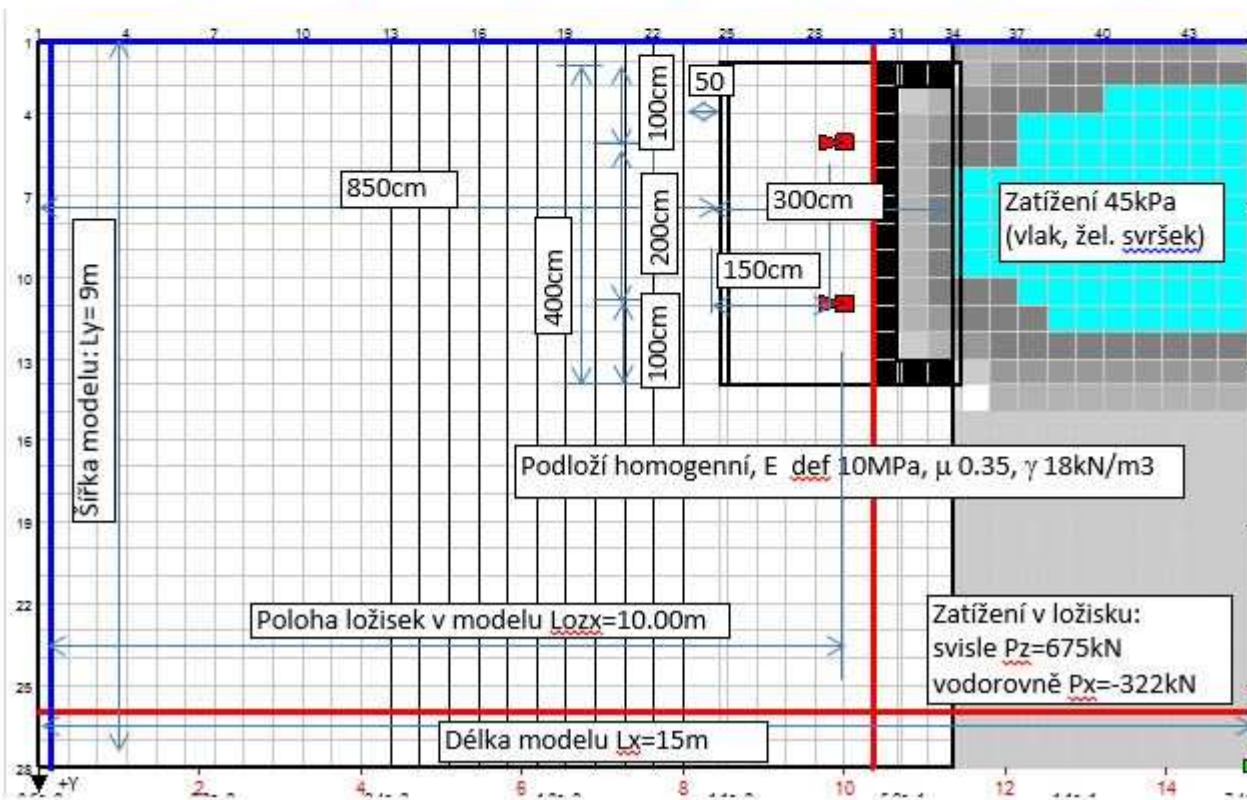
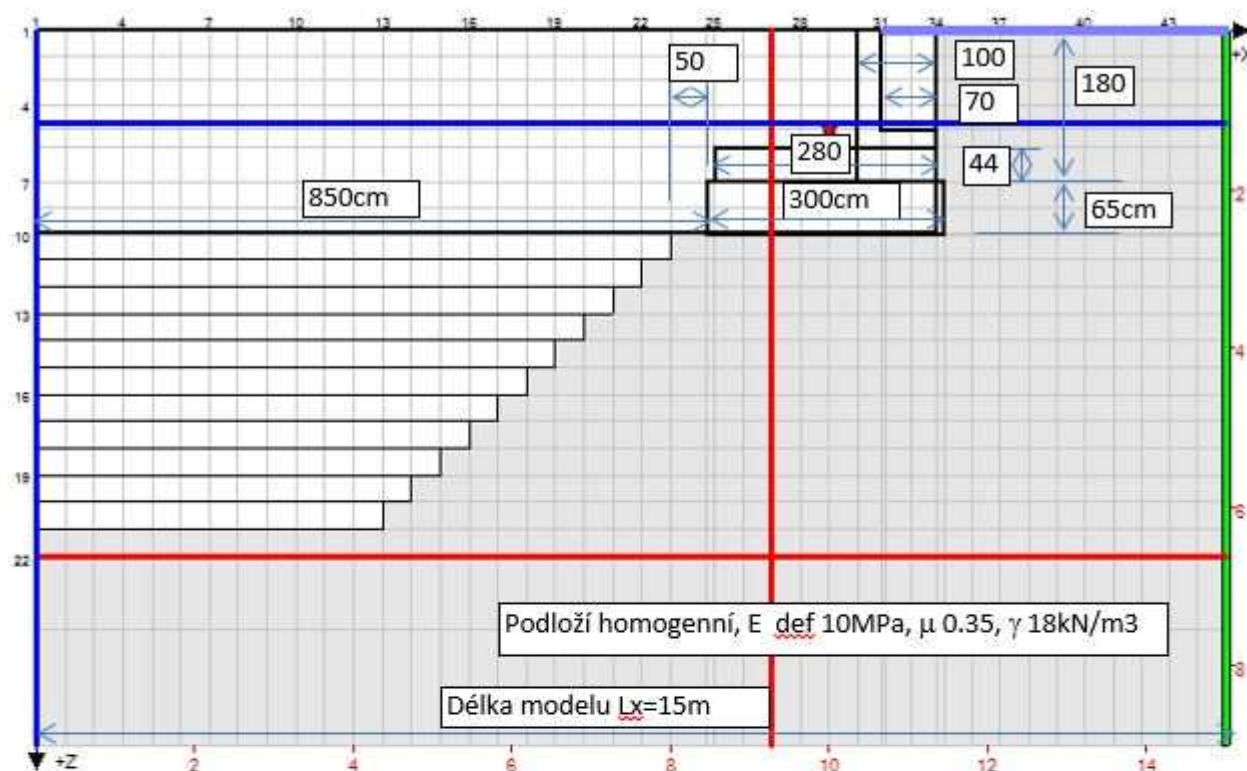
Maximální návrhové hodnoty zatížení

komb. č.	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Rx [kNm]	Ry [kNm]	Rz [kNm]
3	643,7	153,5	1358,1	372,2	0,0	0,0

Podélná Příčná Svislá Bočně

4. Popis statického modelu

Podélný řez a půdorys 3D modelu řešeného programem abc3D16, členění na konečné prvky.

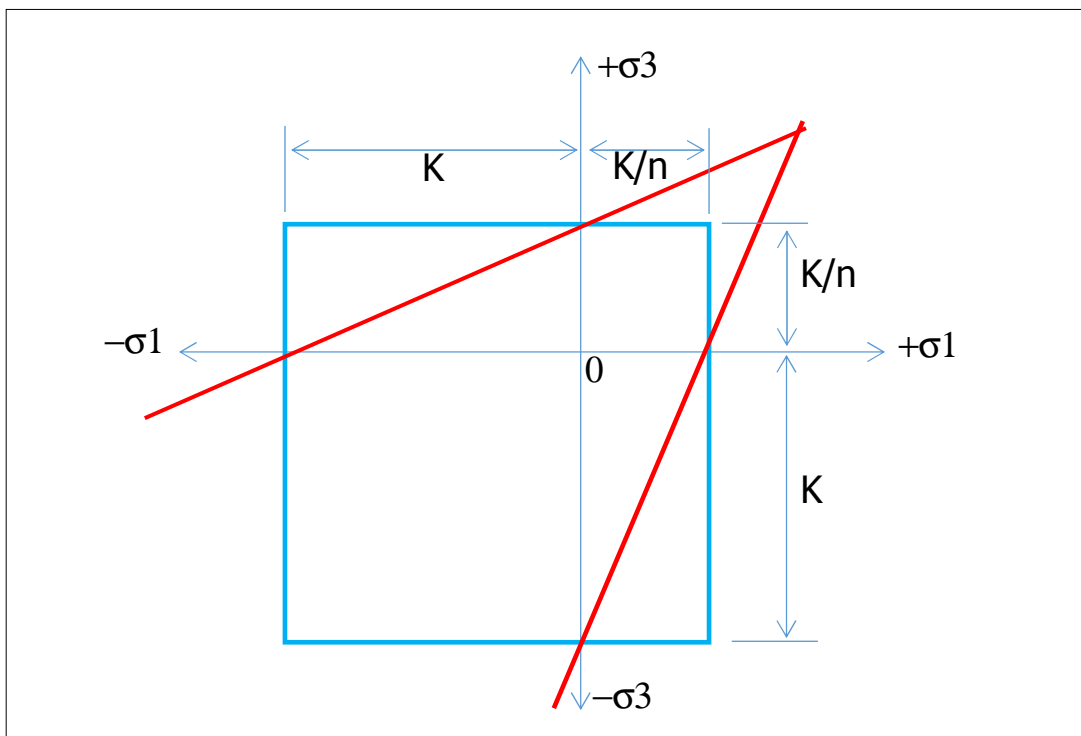


Posudek má ověřit stabilitu svahu přilehlého k opěře provizoria. Protože obvyklé posuzování stability svahu (Pettersson, Bishop) vycházejí z představy rovinné deformace a tedy z předpokladu o 2D úloze, kdy podél hrany svahu zůstává vše konstantní, a řeší obvykle vyňatý pruh šíře 1m, nemohou takové představy zobrazit daný případ, kdy zatížení koruny svahu je omezeno podél hrany svahu jen na určitý pruh, zatímco koruna vně tohoto pruhu je zcela bez zátěže. **Posudek vychází z předpokladu, že pokud v rozsahu modelovaného svahu nedojde k porušení materiálu svahu, je svah stabilní.** Program abc3D spočte hlavní napětí ve všech konečných prvcích modelu. Tato hlavní napětí pak posoudí podle kritéria pevnosti a tak zjistí, které konečné prvky modelu by podle toho kterého kritéria porušení vyhověly nebo nevyhověly (porušily se).

Posudek nejprve pracuje se základním zadáním tvaru, posléze pak s jeho variantami, které se mohou ukázat výhodnější.

Jako kritéria pevnosti bylo použito jak Rankinovo, tak Mohrovo kritérium pevnosti. Obě kritéria a jejich vyčíslení jsou součástí programu abc3D16, jehož jsem autor. Jako srovnávací pevnost v tlaku materiálu svahu byla zvolena hodnota $K=100\text{kPa}$, a její násobek vůči pevnosti v tahu $n=18$, čili pevnost v tahu činí asi 5.5% pevnosti v tlaku. Hodnoty K , n byly odhadnuty. Průzkum Global Geo z 5/1/2008 uvádí pro sondu kopanou v zájmové oblasti výpočtovou únosnost 225kPa , pro hloubku založení 1m a šířku rýhy 1m. Proto zvolený odhad K, n se jeví jako přípustný a spíše na straně bezpečné.

Kritéria porušení podle Rankina a podle Mohra



K je prostá hodnota pevnosti v tlaku, n -násobek prosté hodnoty v tahu σ_1 a σ_3 je algebraicky (tj. včetně znaménka) největší a nejmenší hlavní napětí

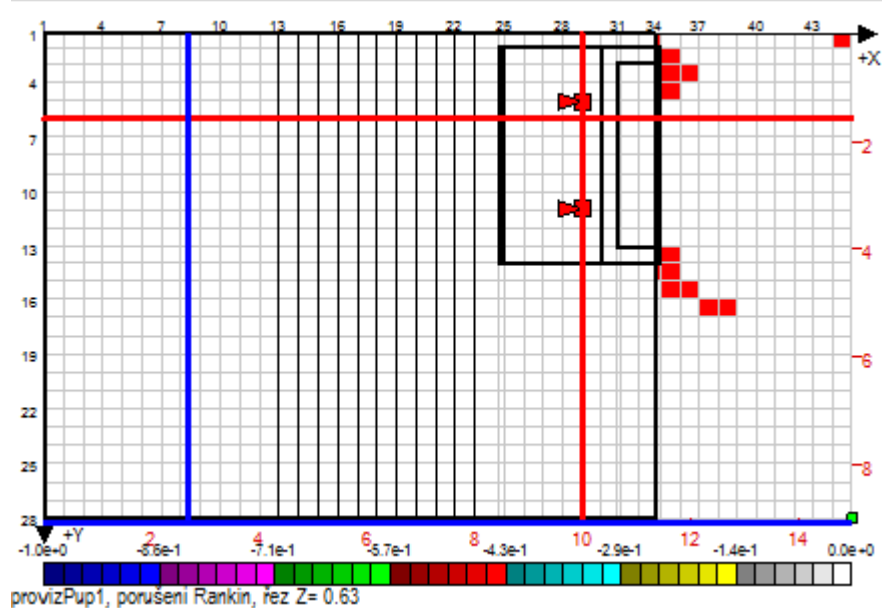
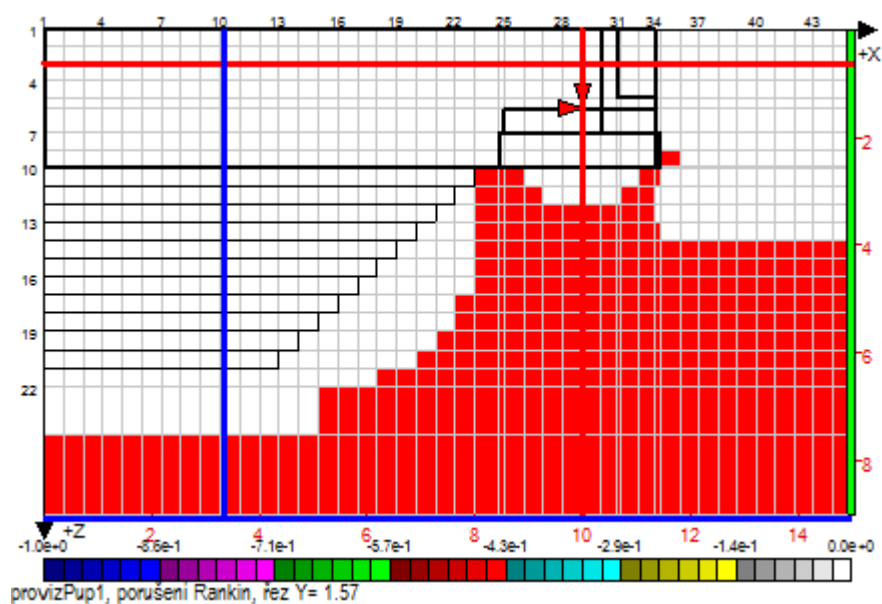
Mohr-Coulombovo kritérium:

k porušení dojde bodech (σ_1, σ_3) vně červeného klínu

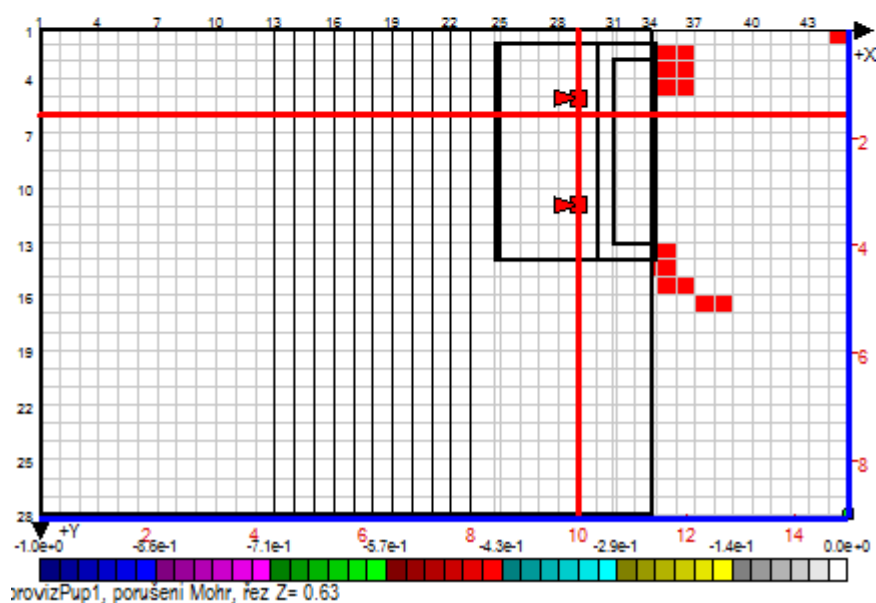
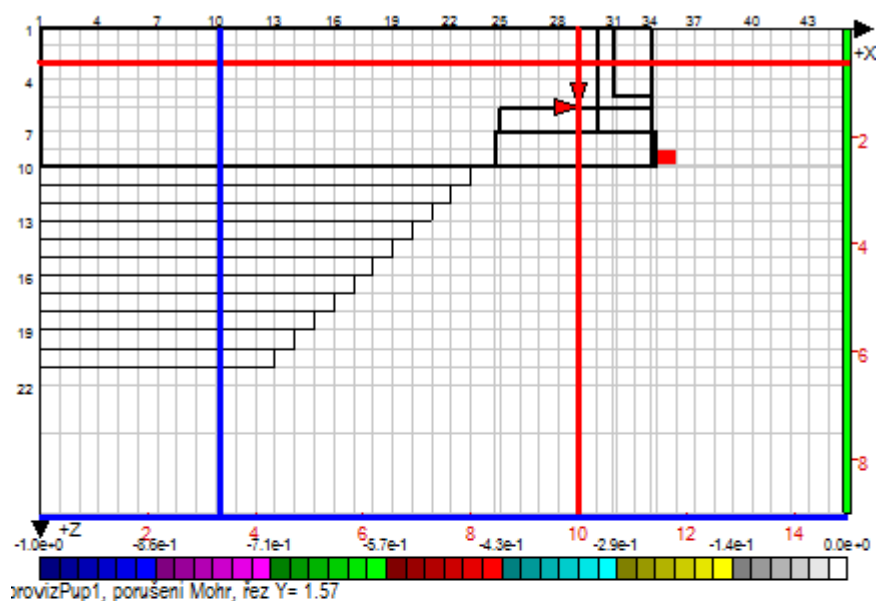
Rankinovo kritérium:

k porušení dojde bodech (σ_1, σ_3) vně modrého čtverce

Verze tvaru podle daného schématu, oblasti možného porušení dle Rankina, řez a půdorys (soubor provizPup1.abcx)



Verze tvaru podle daného schématu, oblasti možného porušení dle Mohra, řez a půdorys (soubor provizPup1.abcx)



5. Závěr

Založení bylo posuzováno podle dvou kritérií pevnosti, podle Rankina a podle Mohra, viz schéma kritérií pevnosti, kde je vidět, že Rankinovo kritérium bere v potaz jen pevnost v tlaku a v tahu, v těchto mezích musí být hlavní napětí σ_1 a σ_3 . Naproti tomu Mohrovo kritérium bere v potaz příznivý vliv tlaků σ_1 a σ_3 , oblast porušení se s těmito tlaky (jejich průměrem) zvětšuje.

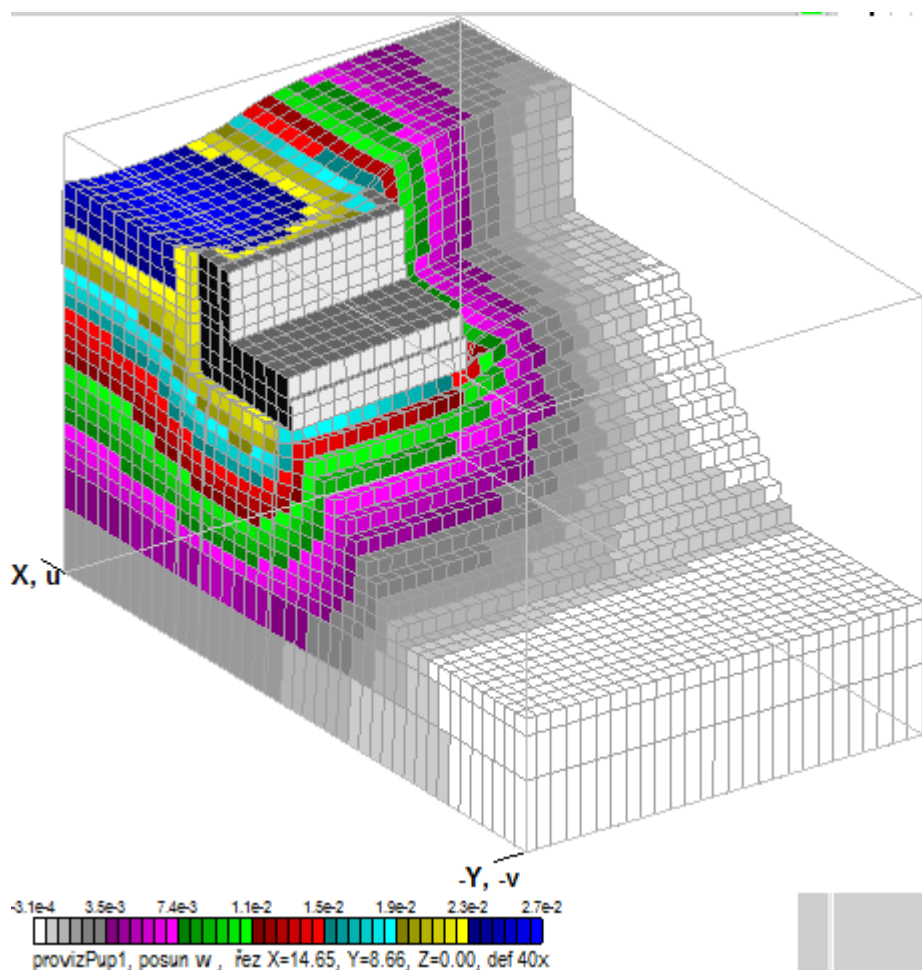
V posuzovaných modelech je kritérium porušení dle Rankina podstatně přísnější, takže mohlo být vzato jako vodítko pro posuzování. Kritérium dle Mohra je značně příznivější a ukazovalo na stabilitu, prakticky žádné konečné prvky nebyly podle Mohrova kritéria porušeny.

Obě kritéria závisí na pevnosti v prostém tlaku daného materiálu a na jeho pevnosti v tahu, dané např. jako podíl pevnosti v tlaku. Hodnota pevnosti v tlaku byla odhadnuta jako 100kPa, v celém rozsahu modelu.

Pevnost v tahu byla všude uvažována jako 1/18 pevnosti v tlaku, tedy asi 5.5% pevnosti v tlaku. Jediný podklad, na který je možno se odkázat, byť i jen nepřímo, je tabulková výpočtová únosnost 225kPa, která platí pro základ široký 1m, s hloubkou zákl. spáry 1m, takže je již započítán i odpor podloží na bocích základu.

Obrázek ukazuje deformovaný model, barevně jsou odlišeny svislé posuny. Posuny v místech ložisek jsou (mm):

	Vnitřní	Vnější
Svisle	21.5	18.2
Vodorovně	-11.1	-10.6



V Praze dne 29/11/16

ing. Petr Hurych



6. Atypický úložný práh provizoria

Reakce od 1 ložiska

Svislá $F_{zd} = 1358,1 / 2 = 679 \text{ kN}$

Podélná $F_{xd} = 0 \text{ kN}$... pevné ložisko na opěře O1, kde jsou provizoria ve větší vzdálenosti od sebe

Příčná $F_{yd} = 153,5 \text{ kN}$ (působí pouze 1 ložisko)

Napětí pod ložiskem, příčné tahy

Úložný práh bude z betonu C30/37

Napětí pod ložiskem

plocha desky ložiska

$$A_{C0} = 0,52 \cdot 0,4 = 0,208 \text{ m}^2$$

roznesená plocha

$$A_{C1} = 0,87 \cdot 0,75 = 0,652 \text{ m}^2$$

pevnost betonu v tlaku

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

$$f_{c,d} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_M = 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17,0 \text{ MPa}$$

Soustředěná síla na mezi únosnosti

$$F_{Rdu} = A_{C0} \cdot f_{c,d} \cdot (A_{C1} / A_{C0})^{0,5} = 0,208 \cdot 17 \cdot (0,652 / 0,208)^{0,5} = 6,26 \text{ MN} \gg F_{zd} = 0,679 \text{ MN} \text{ VYHOVUJE}$$

Příčné tahy – ve směru osy mostu

šířka ozubu

$$a = 0,4 \text{ m}$$

roznesená šířka

$$b = 0,75 \text{ m}$$

příčná tahová síla

$$T = 1/4 \cdot F_{zd} \cdot (b-a)/b + F_{xd} = 0,25 \cdot 679 \cdot (0,75-0,4)/0,75 + 0 = 79,2 \text{ kN}$$

mez kluzu betonářské výztuže

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

$$f_{s,d} = f_{sk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434 \text{ MPa}$$

nutná plocha výztuže

$$A_{a,nutná} = 1,5 \cdot T / f_{s,d} = 1,5 \cdot 0,0792 / 434 = 0,274 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 274 \text{ mm}^2$$

navržená výztuž ($\phi R16/150$, 2 stříhy)

$$A_a = 2 \cdot 201,1 = 402 \text{ mm}^2 > 274 \text{ mm}^2 = A_{a,nutná}$$

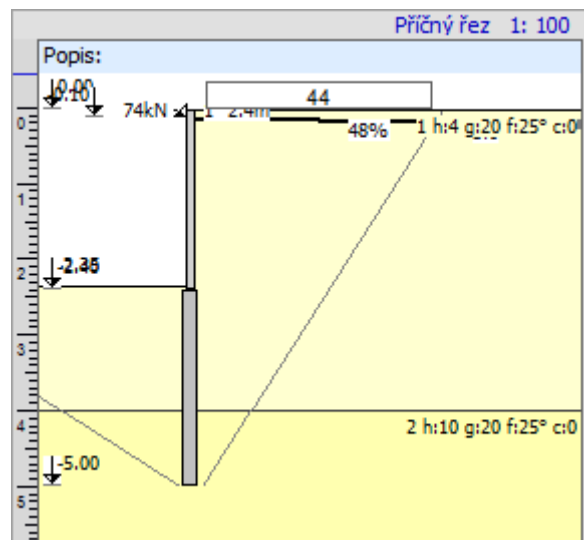
Příčný tah od reakce ložiska zachytí i pouze jeden dvoustřížný třmínek $\phi 16 \text{ mm}$, ocel R10505. V šířce kluzné desky ložiska je třmínků minimálně 3 ks.

VYHOVUJE

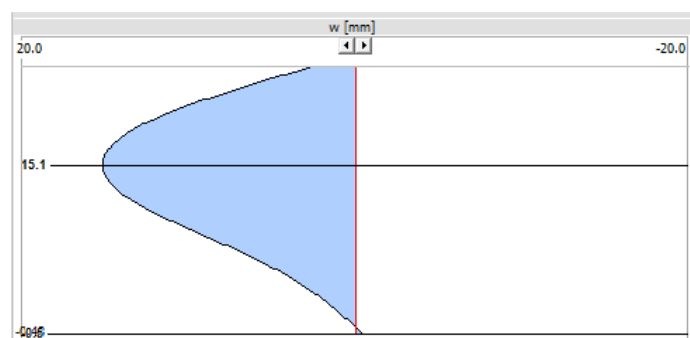
7. Pažení výkopu vedle pojížděné koleje

Nejdříve bude mostní provizorium vloženo do koleje Praha – Turnov, jejíž niveleta je výše než niveleta koleje sousední. Rozsah nutného pažení se tím zredukuje, výkop musí být vytvořen tak, aby nebyla ohrožena stabilita pražcového podloží pojížděné koleje. Výkop je nutné pažit zejména v místě inventárních úložných prahů mostního provizoria. Výška výkopu (pažené oblasti) je cca 2,4 m a délka 6 m. Budou použity vrtané zápory z HE140B do vrtu $\phi 220 \text{ mm}$, pod úroveň výkopu budou ocelové profily ve vrtu zabetonovány. Zápory jsou v osové vzdálenosti 1,2 m. V horní úrovni budou kotveny táhly protaženými mezi pražci ve šterkovém loži do křídel či pilot za pravou kolejí.

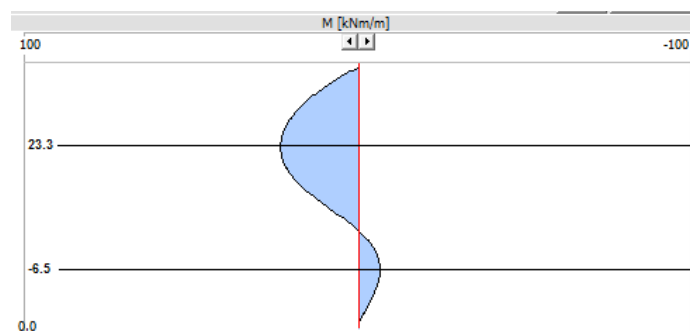
Posudek byl proveden pomocí metody závislých tlaků v programu MZT©ing.P.Hurých



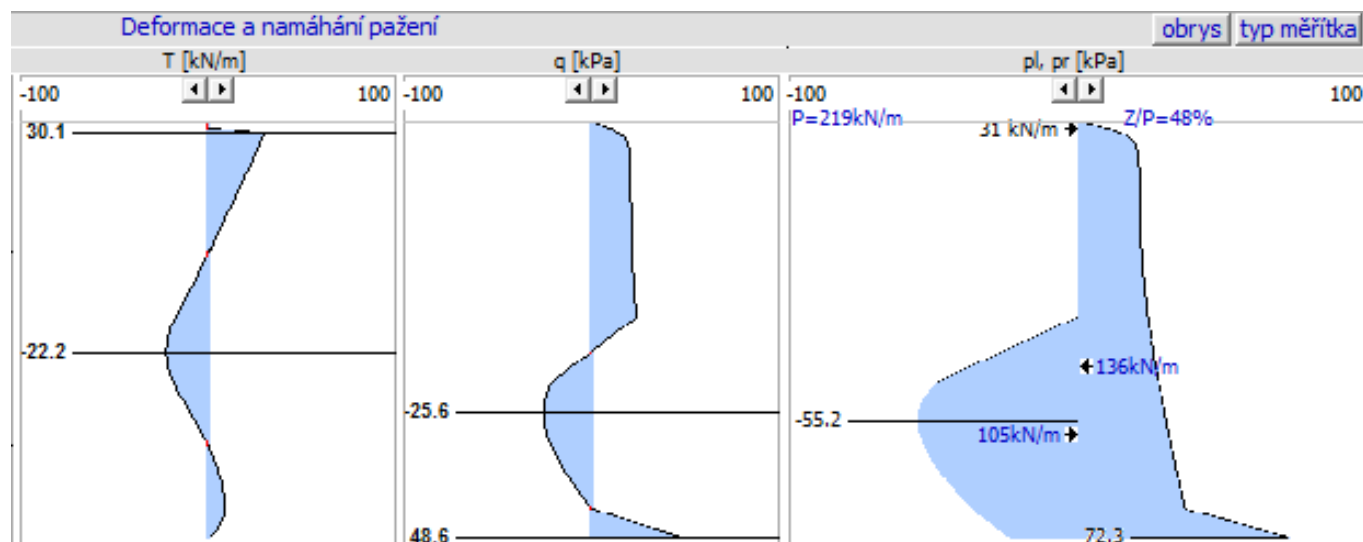
Rez pažením



Deformace záporny



Ohybové namáhání záporny



Pažení vyhovuje.

Kotevní táhla horní úrovně jsou navržena ve vzájemné vzdálenosti 2,4 m a jejich osová síla je 74 kN. Táhla jsou navržena jako závitové CPS tyče $\varnothing 32 \text{ mm}$.

Za opěrou O1 budou 3 táhla kotvena do 3 ks vrtaných zápor HE140B do vrtu $\varnothing 220 \text{ mm}$ hloubky 2,5m, ocelové profily ve vrtu zabetonovány – vzniknou piloty průměru 220 mm. Táhlo kotveno do stěny HE140B. Maximální deformace piloty v hlavě je 13,5 mm.

Za opěrou O2 budou 3 táhla provrtána skrz kamennou zeď pod její římsu. Sklon táhel je cca 3° od vodorovné. Na líci zdi bude zatížení rozneseno přes dvojici U120 délky 700 mm. V případě kolize se železobetonovým výztužným žebrem může být kotveno do tohoto žebra.

Před započítáním výkopových prací budou táhla napnuta tak, aby jakkoliv malá deformace pažení způsobila protažení táhla a vnesla do táhla zatížení. To znamená, že táhlo musí být zcela napnuto.