






			ČÍSLO SOUPRAVY:
		PO PŘIPOMÍNKOVÉM ŘÍZENÍ	
REVIZE Č.	DATUM	ZMĚNA	

	EXprojekt s.r.o. Kounicova 688/26 602 00 Brno
---	--

OBJEDNAVATEL:		 <div>Správa železniční dopravní cesty Stavební správa východ, Nerudova 1, 772 58 Olomouc</div>	tel. : +420 533 312 000 E-mail: info@exprojekt.cz		
HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU Ing. David Rose 		ODPOVĚDNÝ PROJ. PS, SO Ing. Petr Libosvár 	NAVRHL, VYPRACOVAL Ing. Petr Libosvár 	KONTROLOVAL Ing. David Rose 	
KRAJ: Královéhradecký		POVĚŘENÝ MŮ: Nové Město nad Metují / k.ú. Nové Město nad Metují		STUPEŇ: Projekt	
Rekonstrukce mostu v km 49.628 trati Týniště nad Orlicí - Broumov SO 08-19-02 Most v km 49.628				ZAK. ČÍSLO 042-2016	
				MĚŘITKO -	POČET FORMÁTŮ 42 x A4
				DATUM: 04/2017	
Statický výpočet mostu				ČÁST DOKUM. E.1.4.1	PŘÍLOHA 10

STAVBA: Rekonstrukce mostu v km 49,628 trati Týniště nad Orlicí – Broumov

OBJEKT: SO 08-19-02 Most v km 49,628

STUPEŇ: Projekt

STATICKÝ VÝPOČET MOSTU

Zpracoval:

Ing. Petr Libosvár

Celkový počet stran statického výpočtu: 41

Obsah:

1	IDENTIFIKAČNÍ A ZÁKLADNÍ ÚDAJE:	3
2	ÚVOD:	4
3	STATICKÝ MODEL A VÝPOČET	4
3.1	OPĚRA	4
3.2	ÚLOŽNÝ PRÁH	4
3.3	PAŽENÍ U OPĚRY O 01	4
3.4	NOSNÁ KONSTRUKCE	4
4	VÝPOČET ZATÍŽENÍ A TVORBA KOMBINACÍ	4
4.1	OPĚRA	4
4.1.1	Vlak na nosné konstrukci	4
4.1.2	Vlak za nosnou konstrukci	7
4.2	KŘÍDLA	9
4.3	PAŽENÍ U OPĚRY O 01	10
4.4	NOSNÁ KONSTRUKCE	10
5	POSOUZENÍ	15
5.1	POSOUZENÍ OPĚRY O 02 (OPĚRA O 01 JE STEJNÁ)	15
5.1.1	Geometrie a parametry nastavení výpočtu	15
5.1.3	Posouzení překlopení a posunutí	18
5.1.4	Posouzení únosnosti v základové spáře	18
5.1.5	Posouzení železobetonových částí opěry	20
5.1.6	Posouzení stability opěry	22
5.2	POSOUZENÍ KŘÍDEL	23
5.2.1	Účinky zatížení, vnitřní síly	23
5.2.2	Posouzení	23
5.3	POSOUZENÍ PAŽENÍ U OPĚRY O 01	26
5.3.1	Geometrie a zadané zatížení	26
5.3.2	Výsledky a posouzení	28
5.3.3	Posouzení stability svahu	30
5.4	POSOUZENÍ NK – MSÚ	31
5.4.1	Ohybová únosnost desky v podélném směru	31
5.4.2	Smyková únosnost nosníku	31
5.4.3	Ohybová únosnost desky v příčném směru	32
5.4.4	Únosnost ztraceného bednění	32
5.4.5	Posouzení vrubového kloubu desky ZBN	33
5.5	POSOUZENÍ NK – MSP	36
5.5.1	Ověření dynamického součinitele na f_0	36
5.5.2	Zkroucení hlavní nosné konstrukce	37
5.5.3	Posouzení svislé deformace hlavní NK	37
5.5.4	Pootočení podpěr	39
5.5.5	Mezní hodnoty maximálních svislých průhybů z hlediska pohody cestujících	40
6	VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI	41
6.1	TABULKA ZATÍŽITELNOSTI	41

1 Identifikační a základní údaje:

Stavba:	Rekonstrukce mostu v km 49,628 trati Týniště nad Orlicí – Broumov
Objekt:	SO 08-19-02 Most v km 49,628
Katastrální území:	Nové Město nad Metují [706442]
Obec:	Nové Město nad Metují [574279]
Kraj:	Královéhradecký
Investor, objednatel:	Správa dopravní železniční cesty, státní organizace Dlážděná 1003/7 110 00 Praha 1 – Nové Město zastoupena organizační jednotkou Správa dopravní železniční cesty, státní organizace Stavební správa východ Nerudova 773 / 1, 772 58 Olomouc
Zpracovatel přípravné dokumentace:	EXprojekt s.r.o., Kounicova 688 / 26, 602 00 Brno
Odpovědný projektant stavby:	Ing. David Rose
Odpovědný projektant SO:	Ing. Petr Libosvár
Vypracoval:	Ing. Petr Libosvár
Stávající vlastník mostního objektu:	Česká republika, s právem hospodaření Správa železniční dopravní cesty, státní organizace, Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 – Nové město
Nový vlastník mostního objektu:	Česká republika, s právem hospodaření Správa železniční dopravní cesty, státní organizace, Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 – Nové město
Správce mostního objektu:	Správa mostů a tunelů Oblastní ředitelství Hradec Králové Riegrovo náměstí 1660/2a, 500 02 Hradec Králové

Staničení:	evidenční km 49,628
Trať:	Týniště nad Orlicí – Otovice zastávka
Traťový úsek:	1561 Týniště nad Orlicí (mimo) - Mieroszów (PKP) (část)
Definiční úsek:	08 Bohuslavice nad Metují – Nové Město nad Metují
Účel objektu:	most překonává silnici druhé třídy II/285 s jednostranným chodníkem
Šírá trať / staniční obvod:	šírá trať
Počet kolejí na mostě:	
- stávající stav:	1 kolej
- nový stav:	1 kolej
Směrové poměry:	
- stávající stav:	v přechodnici, R = 270 m, p = 70 mm
- nový stav:	v přechodnici, R = 265 m, p = 110 mm
Sklonové poměry:	
- stávající stav:	niveleta stoupá ve sklonu 2,30 ‰
- nový stav:	niveleta stoupá ve sklonu 2,33 ‰
Traťová třída:	
- stávající:	C4

- výhledová:	C4
Traťová rychlost:	
- mimo most ve stávajícím stavu:	60 km/hod
- mimo most v novém stavu:	70 km/hod
- na mostě ve stávajícím stavu:	60 km/hod
- na mostě v novém stavu:	70 km/hod
Trakce:	nezávislá
Zatížitelnost:	$Z_{LM71} = 1,15$

2 Úvod

Ve statickém výpočtu posoudíme nové opěry včetně jejich založení a detailů (ozub pod uložením NK, křídla). Prvky budou posouzeny ve shodě s ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2. Kombinace zatížení budou stanoveny v souladu s ČSN EN 1997-1-1 pro zatížení spodní stavby včetně geotechnických zatížení.

Opěra bude posouzena ve výpočetním softwaru Geo5 (moduly OPĚRA, STABILITA). Zatížení od mostní konstrukce na opěru bude přebráno ze statického výpočtu nosné konstrukce.

Ve statickém výpočtu nosné konstrukce posoudíme železobetonovou desku s tuhou výztuží a koncový příčník s ozubem pro uložení nosné konstrukce na spodní stavbě. Prvky budou posouzeny ve shodě s ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2, ČSN EN 1993-1-1. Posudky v MSP budou provedeny podle ČSN EN 1991-2 a VML 511.

3 Statický model a výpočet

3.1 Opěra

Opěra samotná byla dimenzována v programu Geo5, modul opěra.

Byly uvažovány dva zatěžovací stavy:

- vlak na nosné konstrukci v kombinaci s rozjezdovými silami
- vlak za opěrou zídou v kombinaci s brzdovými silami

V programu byl uvažován návrhový přístup:

- 2 dle ČSN EN 1997 (rozhodující přístup)

3.2 Úložný práh

Úložný práh posoudíme v prostoru pod ozubem, k ověření vnitřních sil bude použita příhradová analogie dle ČSN EN 1992-1-1.

3.3 Pažení u opěry O 01

Pažení u opěry O 01 bude použito záporové s dřevěnými pažinami. Návrh i posouzení bude provedeno v programu Geo5, modul Pažení posudek.

3.4 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce byla modelována v programu AxisVM13. Betonové prvky byly modelovány z deskostěnových elementů, tuhá výztuž z válcovaných nosníků byla modelována jako vložená žebra.

Bylo uvažováno s pěti postaveními modelu LM71 po délce nosné konstrukce: na začátku, na konci, uprostřed a ve čtvrtinách rozpětí.

4 Výpočet zatížení a tvorba kombinací

4.1 Opěra

4.1.1 Vlak na nosné konstrukci

Zatížení tíhou mostu a kolejovým ložem na mostě

Vlastní tíha mostu byla převzata od zpracovatele posouzení NK.

$$G_1 = 850,0 \text{ kN} \quad \dots \text{ tíha poloviny mostu (na jednu opěru)}$$

Tíha lože a svršku na polovině mostu

$$G_2 = 570+43 = 570+43 = 613,0 \text{ kN}$$

Celková tíha stálých zatížení na polovině mostu

$$G_k = G_1 + G_2 = 850 + 613 = 1463,0 \text{ kN}$$

Zatížení kolejovým ložem a železničním svrškem za opěrou

$$b_{ro} = 5,97 \text{ m} \quad \dots \text{ šířka za rubem opěry}$$

$$h_{kl} = 0,35 \text{ m} \quad \dots \text{ výška lože pod prážcem}$$

$$\gamma_{kl} = 20,00 \text{ kN/m}^3$$

Uvažujeme s objemovou hmotností kolejového lože 20 kN/m³.

Pro šířku lože 5,97 m (za rubem opěry) a výšku kolejového lože 350 mm pod prážcem je plošné zatížení za rubem opěry následující.

$$g_{2k} = b_{ro} \cdot (h_{kl} + 0,25) \cdot \gamma_{kl} / b = 5,97 \cdot (0,35 + 0,25) \cdot 20 / 6,69 = 10,71 \text{ kN/m}^2$$

Železniční svršek uvažujeme hodnotou 6,0 kN/m.

$$g_{3k} = 6,0 / b = 6,0 / 6,69 = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení modelem LM71 s klasifikačním součinitelem alfa = 1,1 na mostě.

$$\alpha = 1,10$$

Celková hodnota zatížení od vlaku na mostě, bez účinků odstředivých sil

$$Q_{LMk} = 815,00 \text{ kN}$$

$$Q_{vkk} = 126,00 \text{ kN}$$

$$q_{vkk} = 80 \cdot \alpha / b = 80 \cdot 1,1 / 6,69 = 13,2 \text{ kN/m}^2 \quad \dots \text{ zatížení za opěrou}$$

Zatížení odstředivou silou

Pro zatížení odstředivou silou vyjdeme ze vzorce pro doporučené převýšení p_d , kdy vlak jede s maximálním nedostatkem převýšení $l = 100 \text{ mm}$. Z dřívějšího ověření můžeme uvažovat poměr $V^2 / r = 38,46154$.

Vodorovný účinek odstředivé síly je potom:

$$Q_{tkLMH} = 38,46154 \cdot Q_{LMk} / 127 = 38,46154 \cdot 815 / 127 = 246,8 \text{ kN}$$

$$Q_{tkvkH} = 38,46154 \cdot Q_{vkk} / 127 = 38,46154 \cdot 126 / 127 = 38,2 \text{ kN}$$

$$q_{tkvkH} = 38,46154 \cdot q_{vkk} / 127 = 38,46154 \cdot 13,2 / 127 = 4,0 \text{ kN/m}^2$$

Svislé účinky:

Vodorovné účinky vyvodí dvojici sil, kdy jedna z nich odlehčuje a druhá přitěžuje kolejnicové pásy. Nás zajímá síla přitěžující, která se přenáší do kolejového lože a níže jako ostatní svislé síly.

$$Q_{tkV} = Q_{tkH} \cdot 1,8 / 1,5 = 1,2 \cdot Q_{tkH}$$

$$Q_{tkLMVk} = Q_{tkLMH} \cdot 1,2 = 246,8 \cdot 1,2 = 296,2 \text{ kN}$$

$$Q_{tkvkVk} = Q_{tkvkH} \cdot 1,2 = 38,2 \cdot 1,2 = 45,8 \text{ kN}$$

$$q_{tkvkVk} = q_{tkvkH} \cdot 1,2 = 4 \cdot 1,2 = 4,8 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení bočním rázem

Vzhledem k příznivému působení pro stabilizaci opěry jej uvažujeme pouze za rubem nosné konstrukce.

Vodorovné účinky bočního rázu neuvažujeme. Vliv svislých účinků bočního rázu není zanedbatelný a ve výpočtu s ním dále počítáme. Uvažujeme s vodorovnou silou $Q = 100 \text{ kN}$ v úrovni temene kolejnice.

$$Q_{sk} = 100 \cdot \alpha = 100 \cdot 1,1 = 110,00 \text{ kN}$$

Svislá složka vyvolaná excentricitou r_k , což je vzdálenost temene kolejnice a pláň železničního spodku, v našem případě $r_k = 0,8 \text{ m}$.

$$r_k = 0,80 \text{ m}$$

$$Q_{skVk} = Q_{sk} \cdot r_k / 1.5 = 110 \cdot 0,8 / 1.5 = 58,7 \text{ kN}$$

$$q_{skVk} = Q_{skVk} / b = 58,7 / 6,69 = 8,8 \text{ kN/m}$$

... přímkové zatížení roznesené na šířku opěry

Zatížení brzdnými a rozjezdovými silami

Zatížení rozjezdovými silami uvažujeme v kombinaci s postavením vlaku na mostě u protější opěry a je uvažováno dle ČSN EN 1991-2 (6.5.3) následovně:

$$L_{ab} = L = 13,26 = 13,26 \text{ m}$$

$$\xi = 0,60$$

$$Q_{lak} = 33 \cdot L_{ab} \cdot \alpha \cdot \xi = 33 \cdot 13,26 \cdot 1,1 \cdot 0,6 = 288,8 \text{ kN}$$

... uvažují s přenesením 3/4 vodorovného zatížení jednou opěrou

$$Q_{lak} = Q_{lak} \cdot 3/4 = 288,8 \cdot 3/4 = 216,60 \text{ kN}$$

Zatížení od teploty v bezстыkové koleji

Z dřívějších výpočtů máme ověřeno, že můžeme uvažovat s následujícími silami od teploty v bezстыkové koleji, působícími na spodní stavbu.

Pro rozjezdové síly:

$$F_{tk} = 200,0 \text{ kN}$$

Zatížení od deformace nosné konstrukce (u bezстыkové koleje)

$$F_{Qk} = 20 \cdot L = 20 \cdot 13,26 = 265,20 \text{ kN}$$

4.1.1.1 Kombinační hodnoty

Uvedené hodnoty zatížení budou zadány jako zatížení od mostu do modulu Opěra v kombinačních hodnotách (jedná se o síly působící na mostní ložiska).

Součinitelé zatížení budou pro všechna zatížení rovna jedné, přenásobení na návrhové hodnoty proběhne přímo ve výpočetním softwaru.

Následující hodnoty budou zadány do modulu Opěra programu Geo5.

$$Y_G = 1,00$$

$$Y_{QLM} = 1,00$$

$$Y_{Qtk} = 1,00$$

$$Y_{Qsk} = 1,00$$

$$Y_{Qla} = 1,00$$

$$Y_Q = 1,00$$

Stálá a dlouhodobá nahodilá zatížení

$$G_d = G_k \cdot Y_G = 1463 \cdot 1 = 1463,0 \text{ kN}$$

Zatížení modelem zatížení LM71 s klasifikačním součinitelem $\alpha = 1,1$.

$$Q_{LMd} = (Q_{LMk} + Q_{vkk}) * \gamma_{QLM} = (815 + 126) * 1 = 941,00 \text{ kN}$$

Odstředivé síly

$$Q_{tkd} = (Q_{tkLMV/k} + Q_{tkv/k}) * \gamma_{Qtk} = (296,2 + 45,8) * 1 = 342,00 \text{ kN}$$

Boční rázy

$$q_{skd} = q_{skV/k} * \gamma_{Qsk} = 8,8 * 1 = 8,80 \text{ kN}$$

Zatížení rozjezdovými silami

$$Q_{lad} = Q_{lak} * \gamma_{Qla} = 216,6 * 1 = 216,60 \text{ kN}$$

Zatížení od teploty v bezстыkové koleji

$$F_{td} = F_{tk} * \gamma_Q = 200 * 1 = 200,00 \text{ kN} \quad \dots \text{dle 6.5.4.3 v ČSN EN 1991-2 uvažujeme zatížení od teplotních změn v BK s } \gamma_Q = 1,0$$

Zatížení od deformace nosné konstrukce

$$F_{Qd} = F_{Qk} * \gamma_Q = 265,2 * 1 = 265,20 \text{ kN} \quad \dots \gamma_Q \text{ uvažujeme stejné jako u zatížení teplotními změnami}$$

Návrhová hodnota zatížení na mostě

$$F_{zd} = G_d + Q_{LMd} + Q_{tkd} = 1463 + 941 + 342 = 2746,0 \text{ kN}$$

$$F_{xd} = Q_{lad} + F_{td} + F_{Qd} = 216,6 + 200 + 265,2 = 681,80 \text{ kN}$$

4.1.2 Vlak za nosnou konstrukcí

Stálá a dlouhodobá nahodilá zatížení nosné konstrukce zůstávají stejná

Zatížení modelem LM71 s klasifikačním součinitelem alfa = 1,1 na mostě.

$$\alpha = 1,10$$

Celková hodnota zatížení od vlaku na mostě, bez účinků odstředivých sil

$$F = 1000 * \alpha = 1000 * 1,1 = 1100,0 \text{ kN}$$

$$q_{LMk} = F / 6.4 / b = 1100 / 6.4 / 6,69 = 25,7 \text{ kN/m}^2 \quad \dots \text{zatížení roznesené na šířku opěry}$$

$$q_{vkk} = 80 * \alpha / b = 80 * 1,1 / 6,69 = 13,2 \text{ kN/m}^2$$

Při postavení vlaku za opěrou je při zohlednění brzdných sil na mostě ještě třeba připočíst účinky od spojitěho zatížení 80 kN/m z modelu LM71, snížené o 50 % (dominantní z hlediska stability opěry je vodorovná síla od rozjezdu).

$$Q_{LMvkk} = 40 * \alpha * L / 2 = 40 * 1,1 * 13,26 / 2 = 291,7 \text{ kN} \quad \dots \text{zatížení v místě uložení mostu}$$

Zatížení odstředivou silou

Pro zatížení odstředivou silou vyjdeme ze vzorce pro doporučené převýšení p_d , kdy vlak jede s maximálním nedostatkem převýšení $l = 100 \text{ mm}$. Z dřívějšího ověření můžeme uvažovat poměr $V^2 / r = 38,46154$.

Vodorovný účinek odstředivé síly je potom:

$$q_{tkLMH} = 38.46154 * q_{LMk} / 127 = 38.46154 * 25,7 / 127 = 7,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{tkv/kH} = 38.46154 * q_{vkk} / 127 = 38.46154 * 13,2 / 127 = 4,0 \text{ kN/m}^2$$

Svislé účinky:

Vodorovné účinky vyvodí dvojici sil, kdy jedna z nich odlehčuje a druhá přitěžuje kolejnicové pásy. Nás zajímá síla přitěžující, která se přenáší do kolejového lože a níže jako ostatní svislé síly.

$$\begin{aligned}
 q_{tkV} &= q_{tkH} * 1.8 / 1.5 = 1.2 * q_{tkH} \\
 q_{tkLMV_k} &= q_{tkLMH} * 1.2 = 7,8 * 1.2 = 9,4 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{tkvkV_k} &= q_{tkvkH} * 1.2 = 4 * 1.2 = 4,8 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{tkLMvk_k} &= 38.46154 * Q_{LMvk_k} / 127 * 1.2 = 38.46154 * 291,7 / 127 * 1.2 = 106,0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Zatížení bočním rázem

Vzhledem k příznivému působení pro stabilizaci opěry jej uvažujeme pouze za rubem nosné konstrukce.

Vodorovné účinky bočního rázu neuvažujeme. Vliv svislých účinků bočního rázu není zanedbatelný a ve výpočtu s ním dále počítáme. Uvažujeme s vodorovnou silou $Q = 100 \text{ kN}$ v úrovni temene kolejnice.

$$Q_{sk} = 100 * \alpha = 100 * 1,1 = 110,00 \text{ kN}$$

Svislá složka vyvolaná excentricitou r_k , což je vzdálenost temene kolejnice a pláňe železničního spodku, v našem případě $r_k = 0,8 \text{ m}$.

$$r_k = 0,80 \text{ m}$$

$$Q_{skV_k} = Q_{sk} * r_k / 1.5 = 110 * 0,8 / 1.5 = 58,7 \text{ kN}$$

$$q_{skV_k} = Q_{skV_k} / b = 58,7 / 6,69 = 8,8 \text{ kN/m}$$

... přímkové zatížení roznesené na šířku opěry

Zatížení brzdnými a rozjezdovými silami

Zatížení rozjezdovými silami uvažujeme v kombinaci s postavením vlaku na mostě u protější opěry a je uvažováno dle ČSN EN 1991-2 (6.5.3) následovně:

$$L_{ab} = L = 13,26 = 13,26 \text{ m}$$

$$\xi = 0,60$$

$$Q_{lak} = 33 * L_{ab} * \alpha * \xi = 33 * 13,26 * 1,1 * 0,6 = 288,8 \text{ kN}$$

$$Q_{lak} = Q_{lak} * 3/4 = 288,8 * 3/4 = 216,60 \text{ kN}$$

... uvažují s přenesením 3/4 vodorovného zatížení jednou opěrou

Zatížení od teploty v bezстыkové koleji

Z dřívějších výpočtů máme ověřeno, že můžeme uvažovat s následujícími silami od teploty v bezстыkové koleji, působícími na spodní stavbu.

$$F_{tk} = 200,0 \text{ kN}$$

Zatížení od deformace nosné konstrukce (u bezстыkové koleje)

$$F_{Qk} = 20 * L = 20 * 13,26 = 265,20 \text{ kN}$$

4.1.2.1 Kombinační hodnoty

Uvedené hodnoty zatížení budou zadány jako zatížení od mostu do modulu Opěra v kombinačních hodnotách (jedná se o síly působící na mostní ložiska).

Součinitelé zatížení budou pro všechna zatížení rovna jedné, přenásobení na návrhové hodnoty proběhne přímo ve výpočetním softwaru.

Následující hodnoty budou zadány do modulu Opěra programu Geo5.

$$Y_G = 1,00$$

$$Y_{QLM} = 1,00$$

$$Y_{Qtk} = 1,00$$

$$Y_{Qsk} = 1,00$$

$$\gamma_{Qla} = 1,00$$

$$\gamma_Q = 1,00$$

Stálá a dlouhodobá nahodilá zatížení

$$G_d = G_k \cdot \gamma_G = 1463 \cdot 1 = 1463,0 \text{ kN}$$

Zatížení modelem zatížení LM71 s klasifikačním součinitelem $\alpha = 1,1$.

$$Q_{LMd} = Q_{LMvkk} \cdot \gamma_{QLM} = 291,7 \cdot 1 = 291,70 \text{ kN}$$

Odstředivé síly

$$Q_{tkd} = Q_{tkLMvkk} \cdot \gamma_{Qtk} = 106 \cdot 1 = 106,00 \text{ kN}$$

Boční rázy

$$q_{skd} = q_{skV/k} \cdot \gamma_{Qsk} = 8,8 \cdot 1 = 8,80 \text{ kN}$$

Zatížení rozjezdovými silami

$$Q_{lad} = Q_{lak} \cdot \gamma_{Qla} = 216,6 \cdot 1 = 216,60 \text{ kN}$$

Zatížení od teploty v bezстыkové koleji

$$F_{td} = F_{tk} \cdot \gamma_Q = 200 \cdot 1 = 200,00 \text{ kN}$$

... dle 6.5.4.3 v ČSN EN 1991-2 uvažujeme zatížení od teplotních změn v BK s $\gamma_Q = 1,0$

Zatížení od deformace nosné konstrukce

$$F_{Qd} = F_{Qk} \cdot \gamma_Q = 265,2 \cdot 1 = 265,20 \text{ kN}$$

... γ_Q uvažujeme stejné jako u zatížení teplotními změnami

Návrhová hodnota zatížení na mostě

$$F_{zd} = G_d + Q_{LMd} + Q_{tkd} = 1463 + 291,7 + 106 = 1860,7 \text{ kN}$$

$$F_{xd} = Q_{lad} + F_{td} + F_{Qd} = 216,6 + 200 + 265,2 = 681,80 \text{ kN}$$

4.2 Křídla

Zatížení zemním tlakem v klidu

Zemínu v zásypové oblasti uvažují G3 s parametry:

$$\varphi = 35,5^\circ$$

$$\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$$

$$K_r = 1 - \sin(\varphi) = 1 - \sin(35,5) = 0,419$$

Zemní tlak u opěry

$$H_1 = 6,305 \text{ m}$$

$$\sigma_{Kro} = \gamma \cdot H_1 \cdot K_r = 19 \cdot 6,305 \cdot 0,419 = 50,2 \text{ kPa}$$

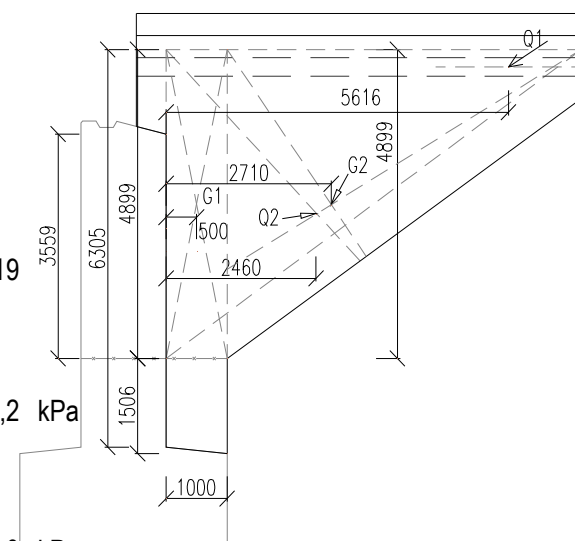
Zemní tlak na začátku křídla

$$H_2 = 4,900 \text{ m}$$

$$\sigma_{Krz} = \gamma \cdot H_2 \cdot K_r = 19 \cdot 4,9 \cdot 0,419 = 39,0 \text{ kPa}$$

Zatížení bočním rázem u uzavřeného kolejového lože

$$Q_{BR} = 100 \cdot \alpha = 100 \cdot 1,1 = 110,0 \text{ kN}$$



$$l_{BR} = 2,390 \text{ m} \quad \dots \text{ délka roznosu bočního rázu na křídle}$$

Zatížení od LM71, včetně odstředivých sil

$$q_{LM71} = F/(6.4 \cdot 3) + q_{ikLMV_k} = 1100/(6.4 \cdot 3) + 9.4 = 66,69 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi = 35,50 \text{ st} \quad \dots \text{ úhel vnitřního tření zásypu}$$

$$K_{af} = \operatorname{tg}((45 - \varphi/2) \cdot \pi/180) = \operatorname{tg}((45 - 35,5/2) \cdot \pi/180) = 0,52$$

$$a = 0,91 \text{ m}$$

$$b = 3,00 \text{ m}$$

$$\theta_a = 45 + \varphi/2 = 45 + 35,5/2 = 62,75 \text{ st}$$

$$h_f = \operatorname{tg}(\theta_a \cdot \pi/180) \cdot (a+b) - \operatorname{tg}(\varphi \cdot \pi/180) \cdot a = \operatorname{tg}(62,75 \cdot \pi/180) \cdot (0,91+3) - \operatorname{tg}(35,5 \cdot \pi/180) \cdot 0,91 = 6,94 \text{ m}$$

$$h_1 = \operatorname{tg}(\varphi \cdot \pi/180) \cdot a + 0.75 = \operatorname{tg}(35,5 \cdot \pi/180) \cdot 0,91 + 0.75 = 1,40 \text{ m}$$

... hloubka zatížení
na rubu křídla od TK

$$\Delta_{\sigma fs} = q_{LM71} \cdot b \cdot K_{af} / h_f \cdot (1 + a/(a+b)) = 66,69 \cdot 3 \cdot 0,52 / 6,94 \cdot (1 + 0,91/(0,91+3)) = 18,48 \text{ kN/m}^2$$

Dolní přírůstek zatížení

$$\Delta_{\sigma fi} = q_{LM71} \cdot b \cdot K_{af} / h_f \cdot (1 - a/(a+b)) = 66,69 \cdot 3 \cdot 0,52 / 6,94 \cdot (1 - 0,91/(0,91+3)) = 11,50 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice sil jednotlivých zatěžovacích obrazců

$$G_1 = H_2 \cdot \sigma_{Krz} / 2 \cdot 1.00 = 4,9 \cdot 39 / 2 \cdot 1.00 = 95,6 \text{ kN}$$

$$G_2 = 261,7 \text{ kN} \quad \dots \text{ odměřeno v CADu}$$

$$a_1 = 2,71 \text{ m} \quad \dots \text{ vzdálenost těžiště od posuzované spáry}$$

$$Q_1 = Q_{BR} = 110,0 = 110,0 \text{ kN}$$

$$Q_2 = 296,5 \text{ kN}$$

$$a_2 = 2,46 \text{ m} \quad \dots \text{ vzdálenost těžiště od posuzované spáry}$$

4.3 Pažení u opěry O 01

Zatížení pažení bude zemním tlakem aktivním od zeminy za rubem pažení. Dále uvažujeme plně naložený nákladní automobil tatra 815 na komunikaci s následujícími parametry.

$$Q_k = 29,0 \text{ t} = 290 \text{ kN (zadní kola)}$$

$$q_k = Q_k / (3,00 \text{ m} \cdot 2,20 \text{ m}) = 290 / 6,60 \text{ m}^2 = 43,9 \text{ kPa} \quad \dots \text{ na šířce } 3,00 \text{ m}$$

Uvažujeme se záporovým pažením. Záporné budou zavrtány do poloskalní horniny R3 – R2 na délku cca 2 m pod základovou spáru.

4.4 Nosná konstrukce

Vlastní tíha

Vlastní tíha byla generována softwarem.

Součinitel zatížení je uvažován $\gamma_{G0} = 1,15$.

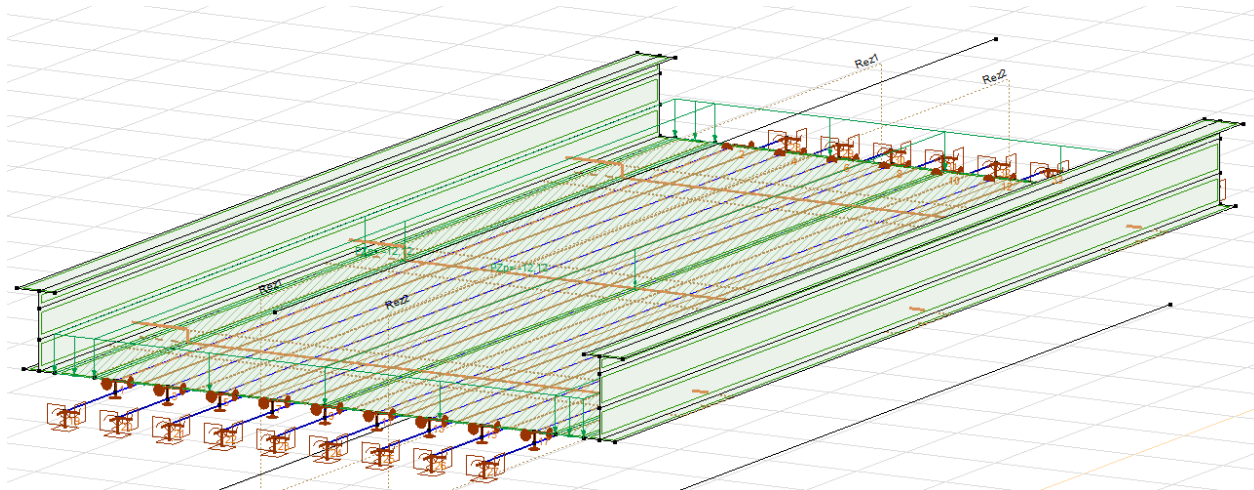
Ostatní stálé

Římsy

ŽB římsy byly vymodelovány softwarem.

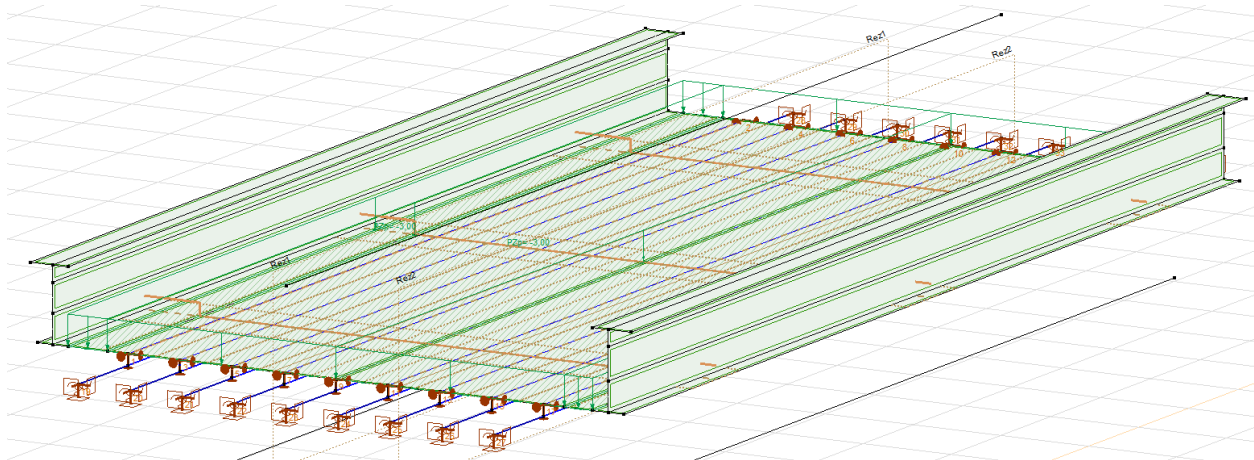
Železniční svršek

- pražce 1,0 kN/m², kolejnice S49 0,65 kN/m², žebrové podkladnice 0,25 kN/m²
- uvažováno jako plošné zatížení na NK
- $g_1 = 12,12 \text{ kN/m}^2$; součinitel zatížení $\gamma_{G1} = 1,15$



Ostatní stálé zatížení

- uvažováno jako plošné zatížení na NK
- $g_1 = 3,00 \text{ kN/m}^2$; součinitel zatížení $\gamma_{G1} = 1,15$



Proměnné zatížení

LM71

Zatížení bylo uvažováno dle normy ČSN EN 1991-2 LM71 včetně zohlednění odstředivých sil. Do programu bylo zadáno zatížení podélně roznesené na tři pražce, příčně rozneseno v poměru 1:4. Hodnoty zatížení byly zadány vlivem excentricity dopravního zatížení. Excentricita od odstředivých sil nebyla uvažována, neboť trať je v přímé. Součinitel zatížení $\gamma_{Q1} = 1,45$

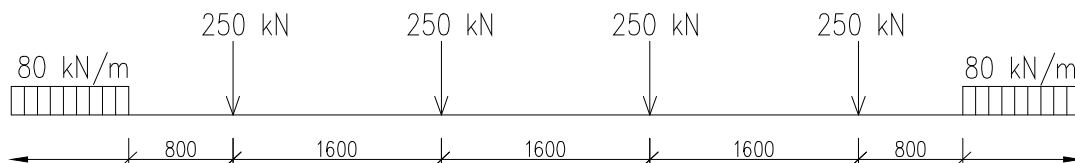
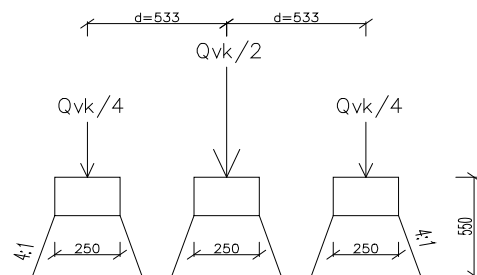
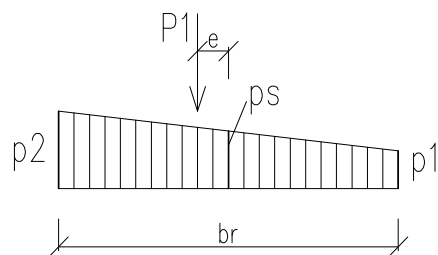


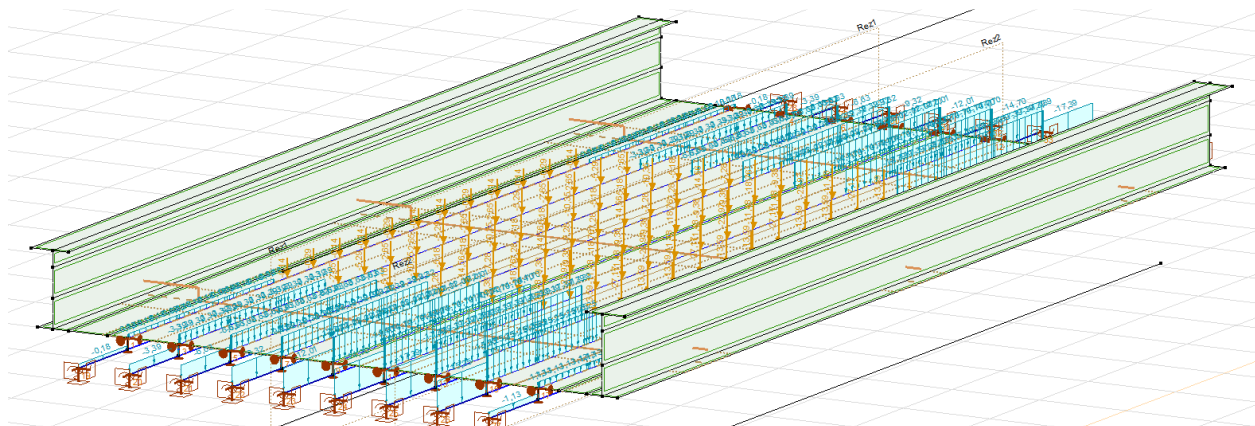
Schéma zatížení



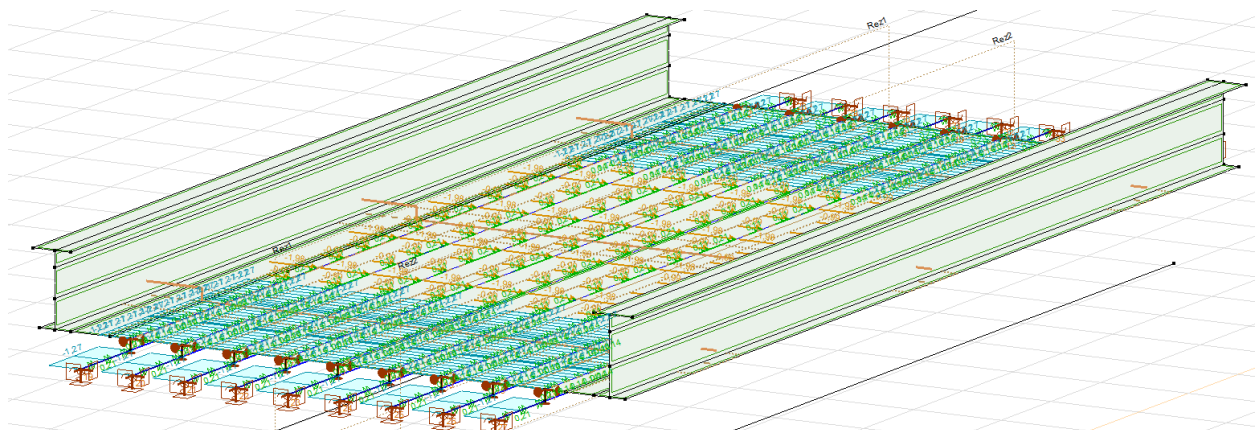
Roznos zatížení na tři pražce



Vliv excentricity
 $e = r/18 = 1,5/18 = 0,083 \text{ m}$



Svislé zatížení v L/2



Vodorovné zatížení v L/2

Dynamický součinitel

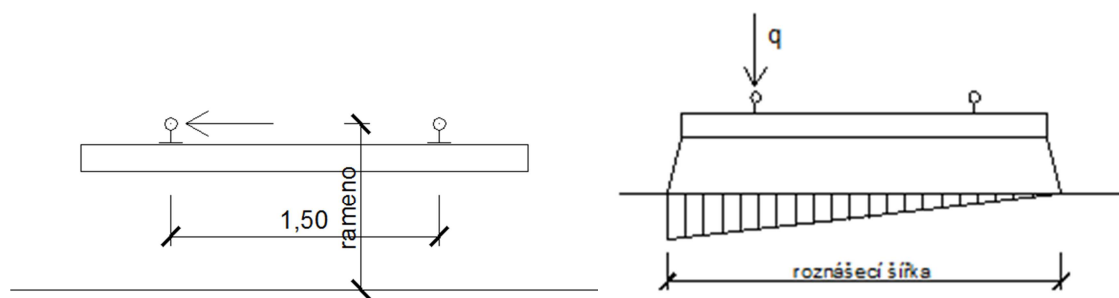
Dynamický součinitel uvažujeme pro standardně udržovanou kolej, Φ_3 . Jeho meze jsou 1,0 – 2,0.

Dynamický součinitel byl počítán zvlášť pro posuzování podélného směru a příčného směru.

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{12,34 - 0,2}} + 0,73 = 1,38$$

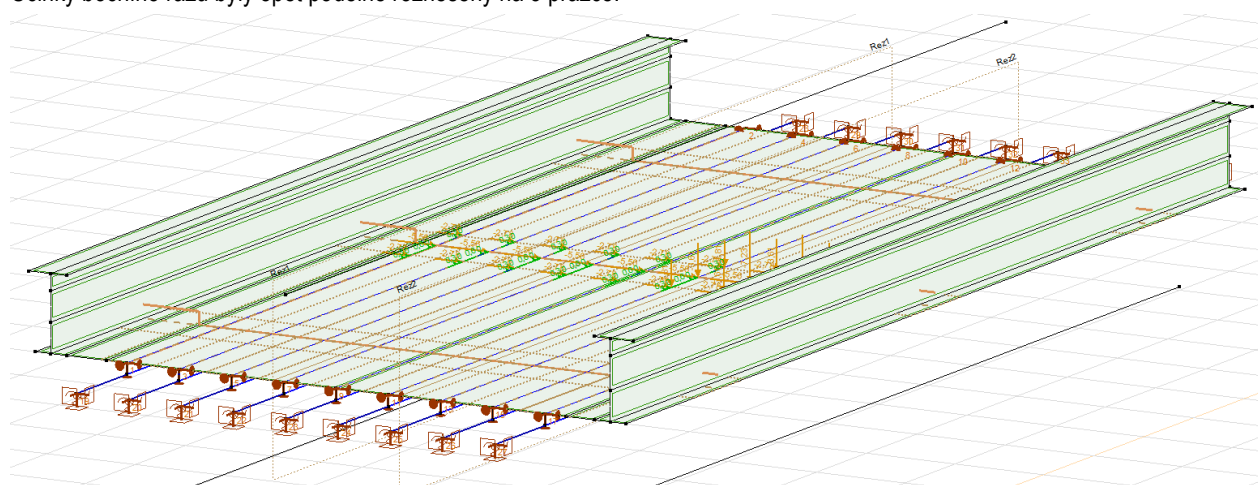
Boční ráz

Osamělá síla $Q=100 \text{ kN}$, která působí vodorovně v úrovni temene kolejnice.



Působení bočního rázu

Účinky bočního rázu byly opět podélně rozneseny na 3 pražce.



Boční ráz v L/2

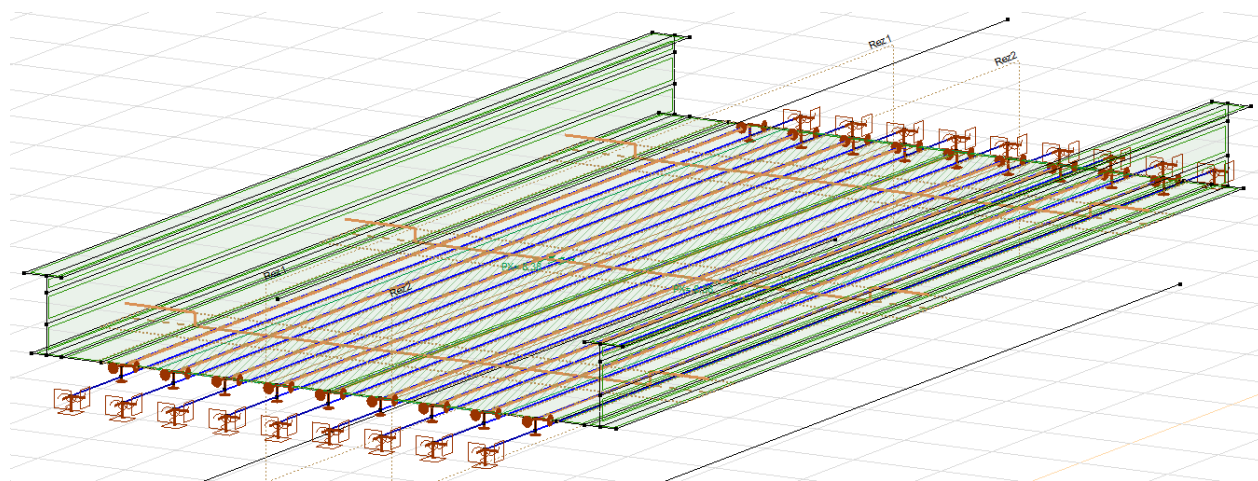
Rozjezdové a brzdné síly

Rozjezdové a brzdné síly byly zadány v souladu s normou jako vodorovné plošné zatížení a to jak ve směru podélné osy NK, tak proti směru.

$$Q_{lak} = 33 \text{ kN/m}$$

$$Q_{lbk} = 20 \text{ kN/m}$$

$$q_{lak} = 8,38 \text{ kN/m}^2$$



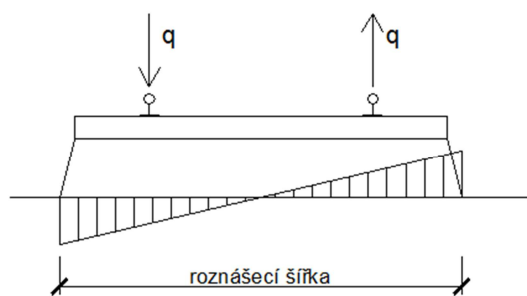
Rozjezdové síly

Zatížení větrem

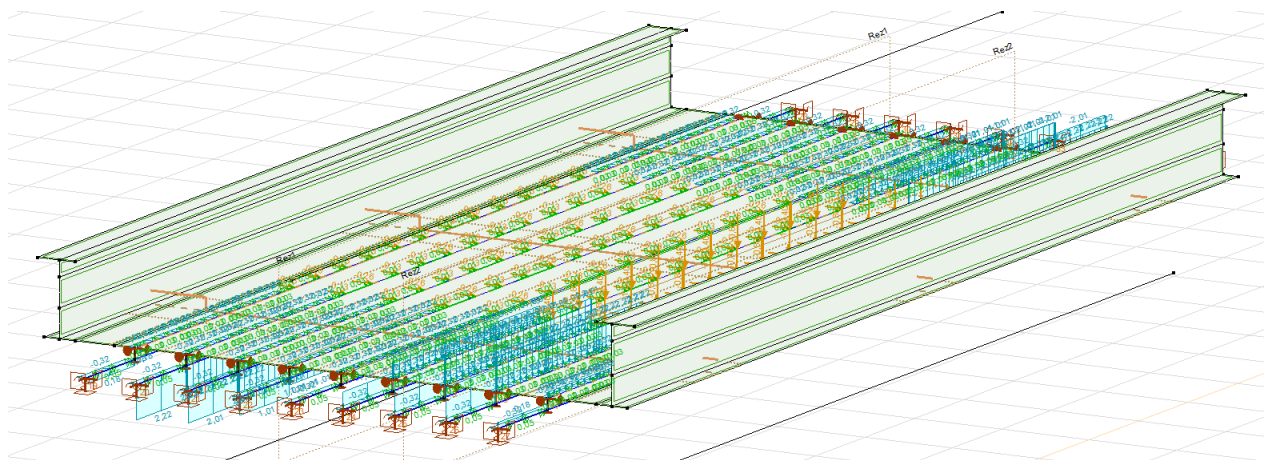
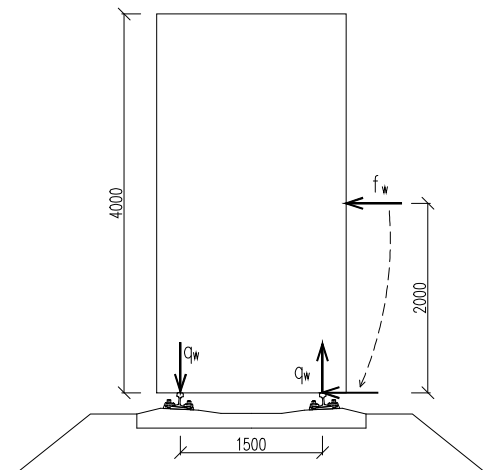
Použijeme normou doporučenou hodnotu součinitele zatížení větrem C pro mosty z tab. 8.2. Sílu větru vypočítáme na výšku vozidla 4,0 m a budeme ji brát na metr běžný koleje. Rychlost větru uvažujeme 25 m/s.

$$f_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{\text{ref}} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 \cdot 6,7 \cdot 4 = 10,47 \text{ kN/m}$$

Toto spojité vodorovné zatížení působí ve výšce 2,0 m nad temenem kolejnice a na nosnou konstrukci působí ve směru vodorovném i ve směru svislém. Svislá složka je vyvolaná excentricitou $r_k = 2 + r = 2,80 \text{ m}$, což je vzdálenost působící síly a pláň železničního svršku.



Působení větru



Zatížení větrem

5 Posouzení

5.1 Posouzení opěry O 02 (opěra O 01 je stejná)

V souladu s bodem 3.1 tohoto statického výpočtu uvažujeme se dvěma stavy zatížení opěry:

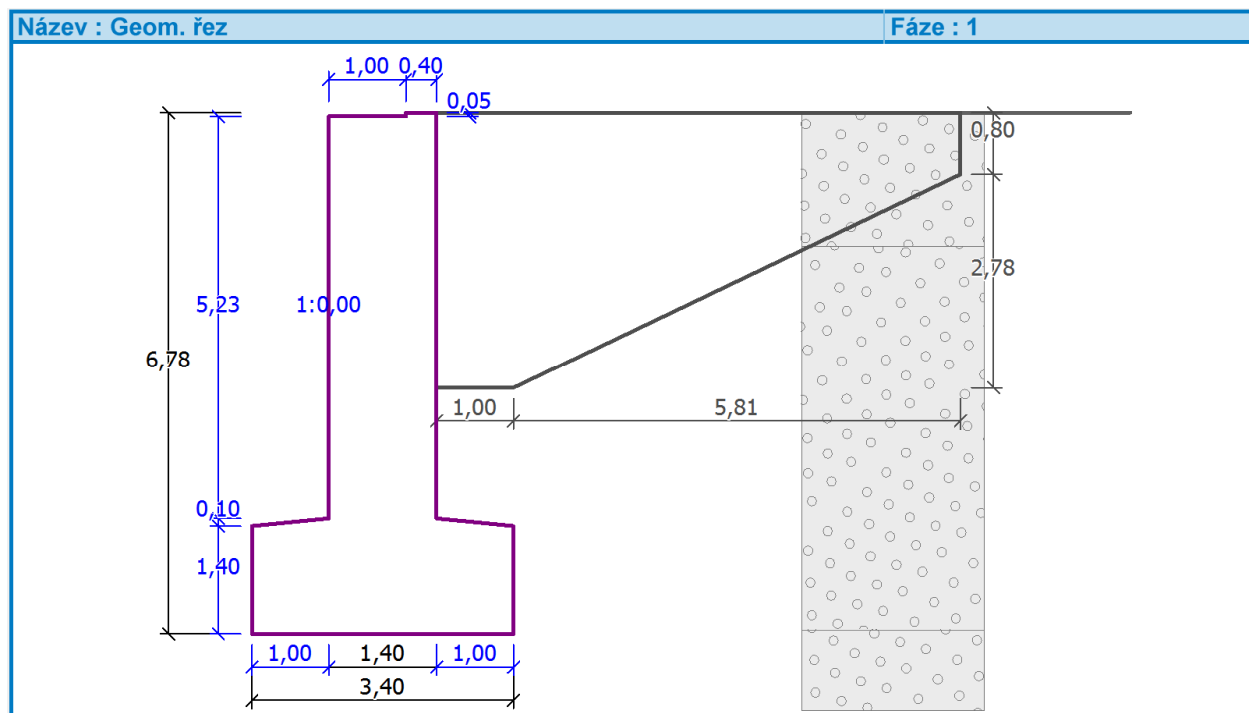
- vlak na nosné konstrukci pro vyvolání maximální svislé síly
- vlak za závěrnou zídou, pro vyvolání maximálního vodorovného zatížení pro převržení opěry.

V další části výpočtu je uveden posudek pro rozhodující zatížení (vlak mimo most).

5.1.1 Geometrie a parametry nastavení výpočtu

Posouzení bylo provedeno v programu Geo5, modul OPĚRA.

Geometrie opěry byla v průběhu posuzování optimalizována, následující tvar je výsledný.



Tloušťka křídel je uvažována 1,54 m, beton C30/37 s objemovou hmotností 25 kN/m³.

- Geometrie křídel odpovídá plošně navržené ploše křídla (tzn. tíha křídla v modelu odpovídá tíze křídla u spodní stavby).

Založení bylo uvažováno v hornině třídy R3, parametry použitých zemin viz následující obrázek.

Parametry zemin

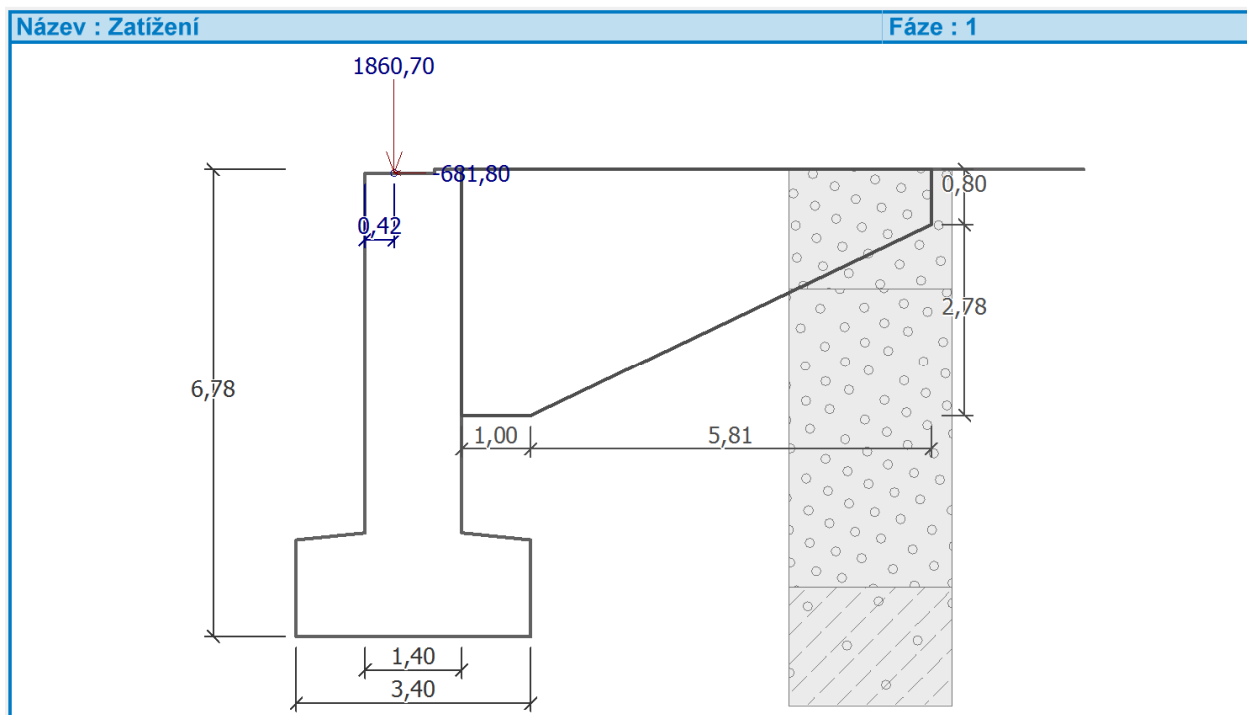
R3_podloží

Objemová tíha :	γ = 25,00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 40,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 100,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 35,00 °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	ν = 0,40
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 25,00 kN/m ³

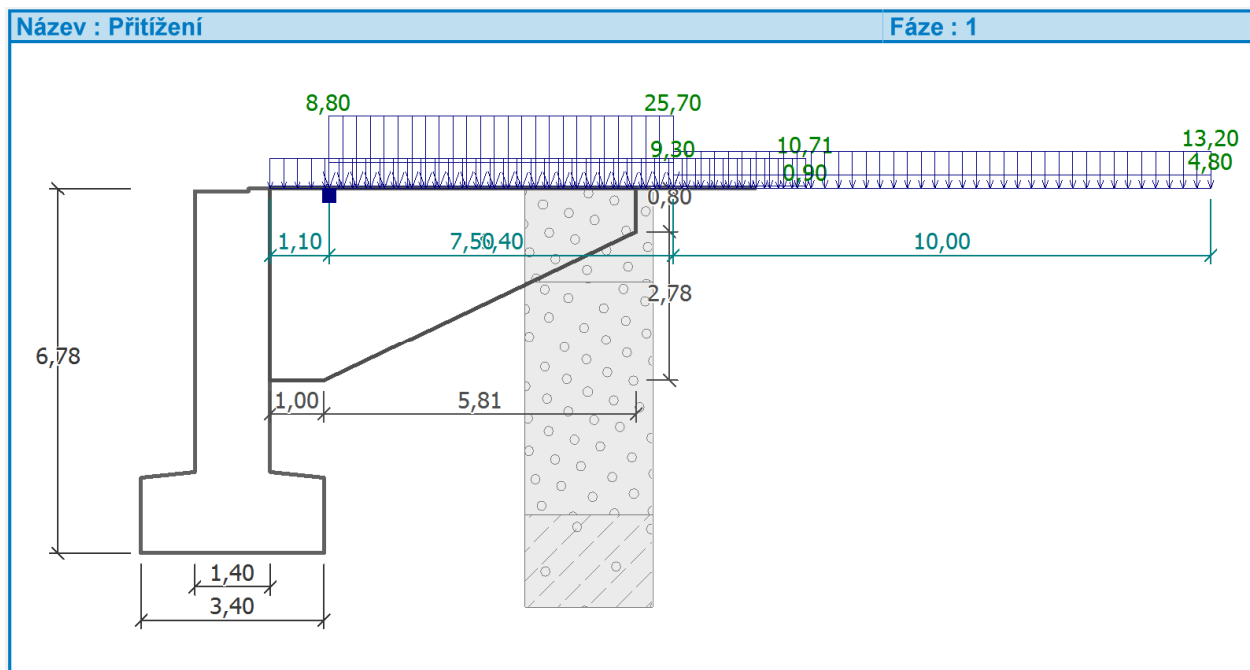
Třída G3, ulehlá

Objemová tíha :	γ = 19,00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 35,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 0,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 30,00 °
Zemina :	nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 20,00 kN/m ³

Zatížení od mostu bylo uvažováno dle bodu 4.1.2.1 **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.** této TZ – viz následující obrázek.



Přetížení za rubem bylo uvažováno dle bodu 4.1.2.1 této TZ – viz následující obrázek.



Zemní tlak byl uvažován klidový (opěra se nemůže přemístit).

5.1.3 Posouzení překlopení a posunutí

Posouzení bylo provedeno dle bodu 3.1 pro návrhový přístup 2 dle ČSN EN 1997 (redukce zatížení a odporu).

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh. - zed'	0,00	-2,75	308,55	1,70	1,000	1,000	1,350
Tíh. - zemní klín	0,00	-4,11	54,65	2,90	1,000	1,000	1,350
Tlak v klidu	110,92	-2,05	0,00	3,40	1,350	1,350	1,000
g2-lože za opěrou	17,44	-3,21	0,00	3,40	1,350	1,350	1,000
g3 - svršek za opěrou	1,47	-3,21	0,00	3,40	1,350	1,350	1,000
qLMvk - vlak LM za opěrou	32,67	-3,82	0,00	3,40	1,500	1,500	1,500
qvkk - vlak spojitě za opěrou	12,80	-2,63	0,00	3,40	1,500	1,500	1,500
qtkLM - odstředivá síla LM za opěrou	11,82	-3,82	0,00	3,40	1,500	1,500	1,500
qtkvk - odstředivá síla za opěrou	4,66	-2,63	0,00	3,40	1,500	1,500	1,500
qskVk - BR za opěrou	3,43	-6,61	0,00	3,40	1,500	1,500	1,500
g2-lože za opěrou	0,00	-6,78	10,71	2,90	1,000	1,000	1,350
g3 - svršek za opěrou	0,00	-6,78	0,90	2,90	1,000	1,000	1,350
Křídla opěry	0,00	-5,42	187,65	5,08	1,000	1,000	1,350
Reakce mostu	101,91	-6,73	278,13	1,42	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-6,78	0,00	2,40	-	-	-

Posouzení mostní opěry

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 1474,86$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 1433,04$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 777,87$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 375,25$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 559,22 kPa

5.1.4 Posouzení únosnosti v základové spáře

Únosnost základové spáry byla převzata z geotechnického průzkumu a uvažována hodnotou $R_{dt} = 800$ kPa.

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	446,57	1037,45	329,81	0,127	408,59
2	797,24	840,59	375,25	0,279	559,22

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	577,01	840,59	297,12

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,279$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 800,00$ kPa

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 559,22$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 571,43$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Posouzení pro zatížitelnost $Z_{LM71} = 1,15$.

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	460,22	1040,16	333,50	0,130	413,56
2	810,88	843,30	378,94	0,283	571,00

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	586,36	843,30	299,58

Posouzení únosnosti základové půdy**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly $e = 0,283$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$ Excentricita normálové síly **VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Návrhová únosnost základové půdy $R = 800,00 \text{ kPa}$ Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 571,00 \text{ kPa}$ Únosnost základové půdy $R_d = 571,43 \text{ kPa}$ Únosnost základové půdy **VYHOVUJE**Celkové posouzení - únosnost základové půdy **VYHOVUJE****5.1.4.1 Zatížitelnost opěry**

Zatížitelnost byla zjišťována iteračně. Hodnota zatížení od vlaku byla zvyšována tak dlouho, až bylo dosaženo rovnosti $F_{Ed} = F_{Rd}$.

Součinitel přenásobení zatížení od vlaku

$$k = 1,15$$

$$q_{LMk} = q_{LMk} \cdot k / \alpha = 25,7 \cdot 1,15 / 1,1 = 26,9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{vkk} = q_{vkk} \cdot k / \alpha = 13,2 \cdot 1,15 / 1,1 = 13,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{tkLMVk} = q_{tkLMVk} \cdot k / \alpha = 9,4 \cdot 1,15 / 1,1 = 9,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{tkvkVk} = q_{tkvkVk} \cdot k / \alpha = 4,8 \cdot 1,15 / 1,1 = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{zd} = G_d + Q_{LMd} \cdot k / \alpha + Q_{tkd} \cdot k / \alpha = 1463 + 291,7 \cdot 1,15 / 1,1 + 106 \cdot 1,15 / 1,1 = 1878,8 \text{ kN}$$

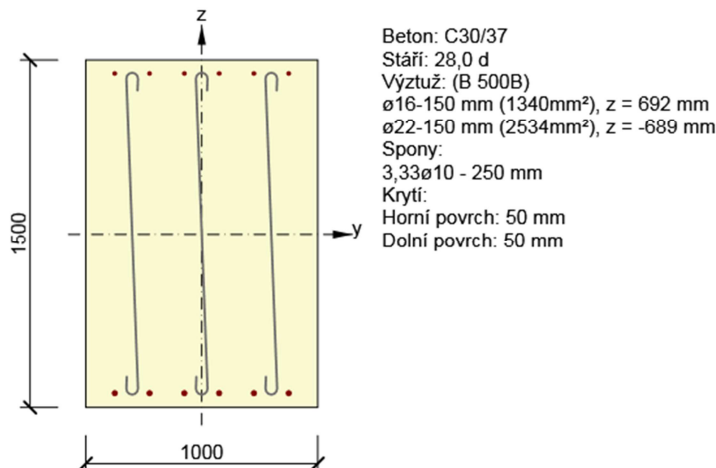
$$F_{xd} = Q_{lad} + F_{td} + F_{Qd} = 216,6 + 200 + 265,2 = 681,80 \text{ kN}$$

$$Z_{LM71} = k = 1,15 = 1,15$$

5.1.5 Posouzení železobetonových částí opěry

5.1.5.1 Posouzení základového výstupku

Pro posouzení základového výstupku byl použit návrhový přístup 3 dle ČSN EN 1997.



Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0,0	256,3	0,0	486,5	0,0	89,3	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	256,3	0,0			16,5	OK
Smyk	0,0			486,5	0,0	34,2	OK
Interakce	0,0	256,3	0,0	486,5	0,0	89,3	OK
Omezení napětí	0,0	185,0	0,0			3,5	OK
Šířka trhliny	0,0	185,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Upozornění

Upozornění	
⚠	Posouzení interakce smyku a kroucení podle čl. 6.3.2 (5) nevyhovuje, proto bylo třeba provést posouzení mezní únosnosti při interakci všech složek vnitřních sil.
ℹ	Pro krátkodobé účinky trhliny nevznikají – v nejvíce tažených vláknech nebylo překročeno efektivní tahové napětí od dlouhodobých účinků podle čl. 7.1 (2)

Posouzení pro $Z_{LM71} = 1,15$ (zatížitelnost základové spáry)

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0,0	260,9	0,0	494,7	0,0	90,9	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	260,9	0,0			16,8	OK
Smyk	0,0			494,7	0,0	34,8	OK
Interakce	0,0	260,9	0,0	494,7	0,0	90,9	OK
Omezení napětí	0,0	185,0	0,0			3,5	OK
Šířka trhliny	0,0	185,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

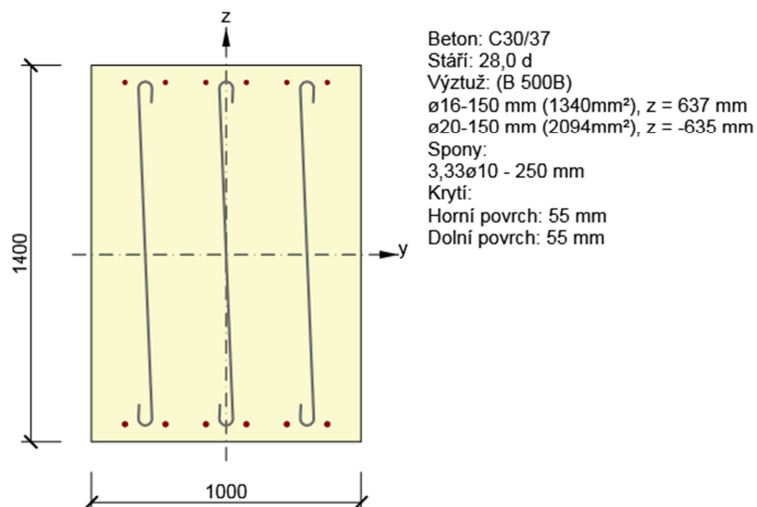
Upozornění

Upozornění	
⚠	Posouzení interakce smyku a kroucení podle čl. 6.3.2 (5) nevyhovuje, proto bylo třeba provést posouzení mezní únosnosti při interakci všech složek vnitřních sil.
ℹ	Pro krátkodobé účinky trhliny nevznikají – v nejvíce tažených vláknech nebylo překročeno efektivní tahové napětí od dlouhodobých účinků podle čl. 7.1 (2)

Přední výstupek přenese zatížení pro danou zatížitelnost.

5.1.5.2 Posouzení dířku opěry v místě napojení na základ

Pro posouzení dířku opěry byl použit návrhový přístup 2 dle ČSN EN 1997.



Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0,0	365,9	0,0	279,3	0,0	78,6	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	365,9	0,0			30,7	OK
Smyk	0,0			279,3	0,0	21,1	OK
Interakce	0,0	365,9	0,0	279,3	0,0	78,6	OK
Omezení napětí	0,0	304,0	0,0			5,0	OK
Šířka trhliny	0,0	170,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Upozornění

Upozornění	
⚠	Smyk je přenesen betonem, smyková výztuž je požadována z hlediska konstrukčních zásad, viz 6.2.2
i	Pro krátkodobé účinky trhliny nevznikají – v nejvíce tažených vláknech nebylo překročeno efektivní tahové napětí od dlouhodobých účinků podle čl. 7.1 (2)

Posouzení pro $Z_{LM71} = 1,15$ (zatížitelnost základové spáry)

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0,0	377,0	0,0	283,0	0,0	80,2	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	377,0	0,0			31,6	OK
Smyk	0,0			283,0	0,0	21,4	OK
Interakce	0,0	377,0	0,0	283,0	0,0	80,2	OK
Omezení napětí	0,0	314,0	0,0			5,2	OK
Šířka trhliny	0,0	170,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

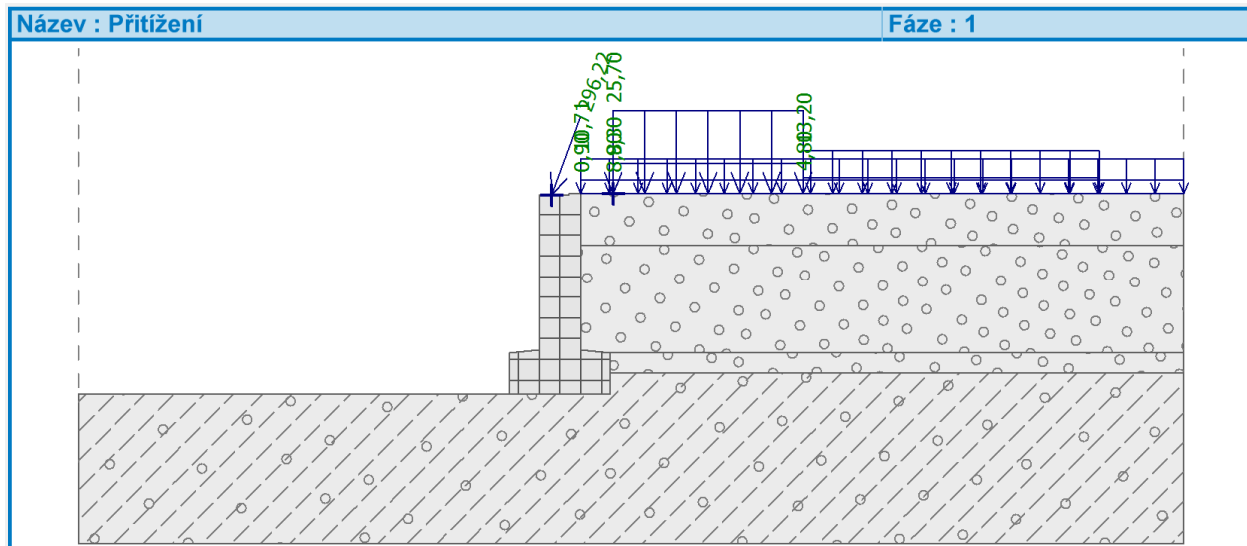
Upozornění

Upozornění	
⚠	Smyk je přenesen betonem, smyková výztuž je požadována z hlediska konstrukčních zásad, viz 6.2.2
i	Pro krátkodobé účinky trhliny nevznikají – v nejvíce tažených vláknech nebylo překročeno efektivní tahové napětí od dlouhodobých účinků podle čl. 7.1 (2)

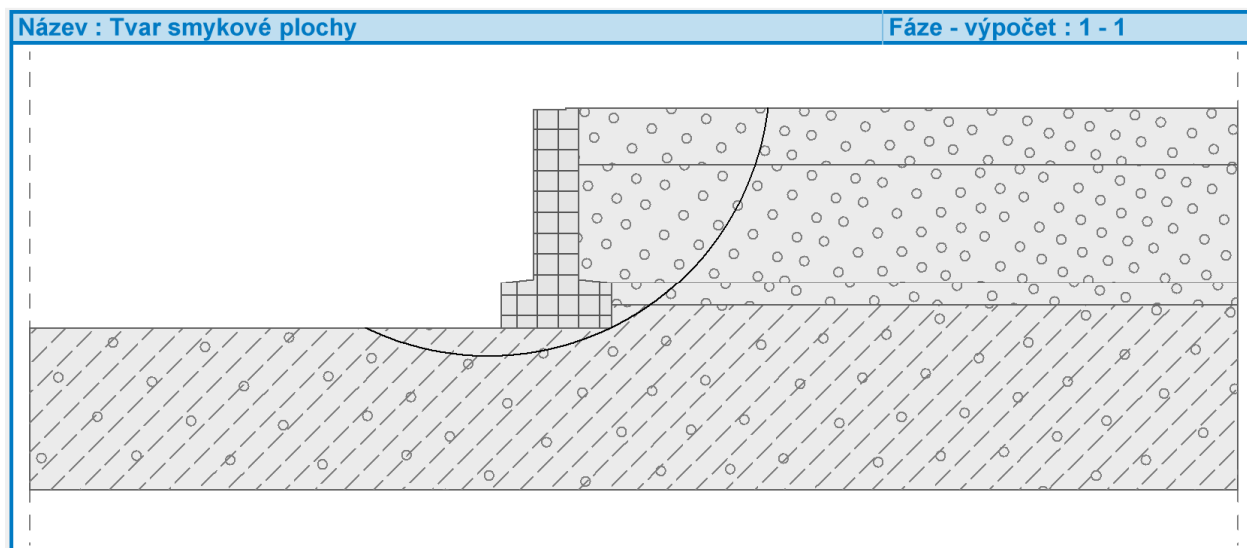
5.1.6 Posouzení stability opěry

Stabilita opěry byla posouzena v modulu Stabilita svahu programu Geo5.

Tvar opěry a zatížení bylo převzato z modulu Opěra.



Tvar smykové plochy:



Posouzení jednotlivými metodami:

Posouzení stability svahu (všechny metody)

Bishop :	Využití = 38,1 %	VYHOVUJE
Fellenius / Petterson :	Využití = 44,5 %	VYHOVUJE
Spencer :	Využití = 37,1 %	VYHOVUJE
Janbu :	Využití = 36,9 %	VYHOVUJE
Morgenstern-Price :	Využití = 36,9 %	VYHOVUJE

Posouzení pro $Z_{LM71} = 1,15$ (zatižitelnost základové spáry)

Posouzení stability svahu (všechny metody)

Bishop :	Využití = 36,0 %	VYHOVUJE
Fellenius / Petterson :	Využití = 42,7 %	VYHOVUJE
Spencer :	Využití = 35,5 %	VYHOVUJE
Janbu :	Využití = 35,4 %	VYHOVUJE
Morgenstern-Price :	Využití = 35,4 %	VYHOVUJE

5.2 Posouzení křídel

5.2.1 Účinky zatížení, vnitřní síly

Účinky zatížení, vnitřní síly

$$Y_G = 1,35$$

$$Y_Q = 1,45$$

Dolní část křídla

$$M_k = \sigma_{Kfz} * 1.51 * 1^2 / 2 + (\sigma_{Kro} - \sigma_{Kfz}) * 1.51 / 2 * 1^2 / 2 = 39 * 1.51 * 1^2 / 2 + (50,2 - 39) * 1.51 / 2 * 1^2 / 2 = 33,7 \text{ kNm}$$

$$Q_k = \sigma_{Kfz} * 1.51 * 1 + (\sigma_{Kro} - \sigma_{Kfz}) * 1.51 / 2 * 1 = 39 * 1.51 * 1 + (50,2 - 39) * 1.51 / 2 * 1 = 67,3 \text{ kN}$$

$$M_d = Y_G * (\sigma_{Kfz} * 1.51 * 1^2 / 2 + (\sigma_{Kro} - \sigma_{Kfz}) * 1.51 / 2 * 1^2 / 2) = 1,35 * (39 * 1.51 * 1^2 / 2 + (50,2 - 39) * 1.51 / 2 * 1^2 / 2) = 45,5 \text{ kNm}$$

$$Q_d = Y_G * (\sigma_{Kfz} * 1.51 * 1 + (\sigma_{Kro} - \sigma_{Kfz}) * 1.51 / 2 * 1) = 1,35 * (39 * 1.51 * 1 + (50,2 - 39) * 1.51 / 2 * 1) = 90,9 \text{ kN}$$

Horní část křídla

$$M_k = G_1 * 0.5 + G_2 * a_1 + Q_1 * 5.62 + Q_2 * a_2 = 95,6 * 0.5 + 261,7 * 2,71 + 110 * 5.62 + 296,5 * 2,46 = 2104,6 \text{ kNm}$$

$$M_d = Y_G * (G_1 * 0.5 + G_2 * a_1) + Y_Q * (Q_1 * 5.62 + Q_2 * a_2) = 1,35 * (95,6 * 0.5 + 261,7 * 2,71) + 1,45 * (110 * 5.62 + 296,5 * 2,46) = 2976,0 \text{ kNm}$$

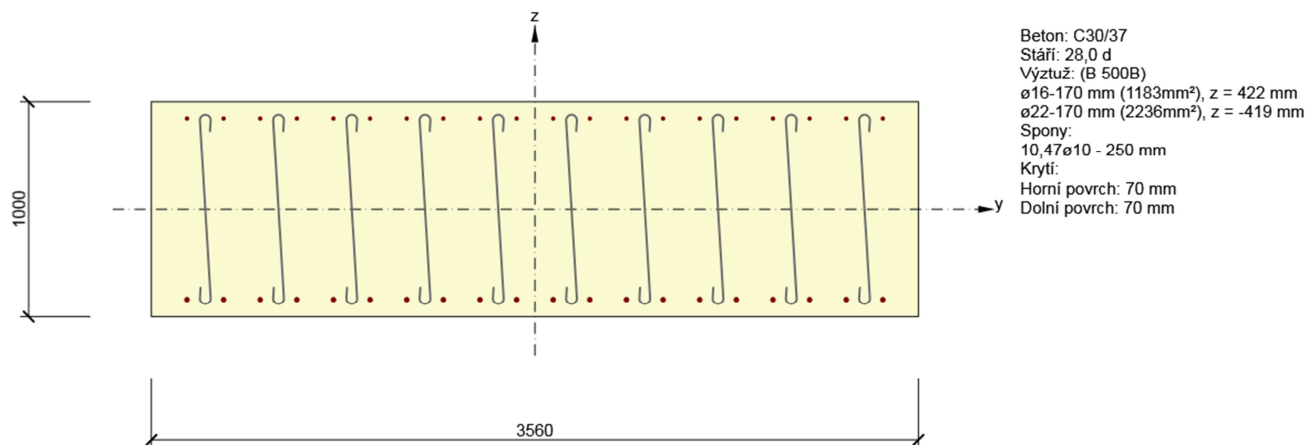
$$Q_d = Y_G * (G_1 + G_2) + Y_Q * (Q_1 + Q_2) = 1,35 * (95,6 + 261,7) + 1,45 * (110 + 296,5) = 1071,8 \text{ kN}$$

$$M_{kv} = G_1 * 0.5 + G_2 * a_2 = 95,6 * 0.5 + 261,7 * 2,46 = 691,6 \text{ kNm}$$

5.2.2 Posouzení

5.2.2.1 Horní část křídla




Posouzení svislé spáry (tzn. řez je kolmo na vodorovné síly)



Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0,0	2988,4	0,0	1187,0	0,0	100,0	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	2988,4	0,0			96,7	OK
Smyk	0,0			1187,0	0,0	58,1	OK
Interakce	0,0	2988,4	0,0	1187,0	0,0	100,0	OK
Omezení napětí	0,0	2113,8	0,0			78,4	OK
Šířka trhliny	0,0	766,2	0,0			78,2	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Upozornění




Upozornění	
	Posouzení interakce smyku a kroucení podle čl. 6.3.2 (5) nevyhovuje, proto bylo třeba provést posouzení mezní únosnosti při interakci všech složek vnitřních sil.
	Horní nebo dolní návrhová hodnota vnitřních sil v řezu u jedné z kombinací MSP vyvodila napětí betonu v tahu větší, než je pevnost betonu v tahu (průřez je potrhán). Na základě nastavení výpočtu se proto předpokládá vyloučení působení betonu v tahu v posudcích MSP pro všechny kombinace daného extrému. Předpoklady výpočtu pro posudky MSP v rámci jiného extrému daného řezu nejsou ovlivněny.
	Beton v tahu je vyloučen z působení, protože je průřez porušen trhlínami, viz čl. 7.1 (2)

Posouzení pro $Z_{LM71} = 1,20$

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0,0	3072,1	0,0	1209,4	0,0	100,0	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	3072,1	0,0			99,4	OK
Smyk	0,0			1209,4	0,0	65,8	OK
Interakce	0,0	3072,1	0,0	1209,4	0,0	100,0	OK
Omezení napětí	0,0	2170,9	0,0			80,5	OK
Šířka trhliny	0,0	757,0	0,0			77,3	OK

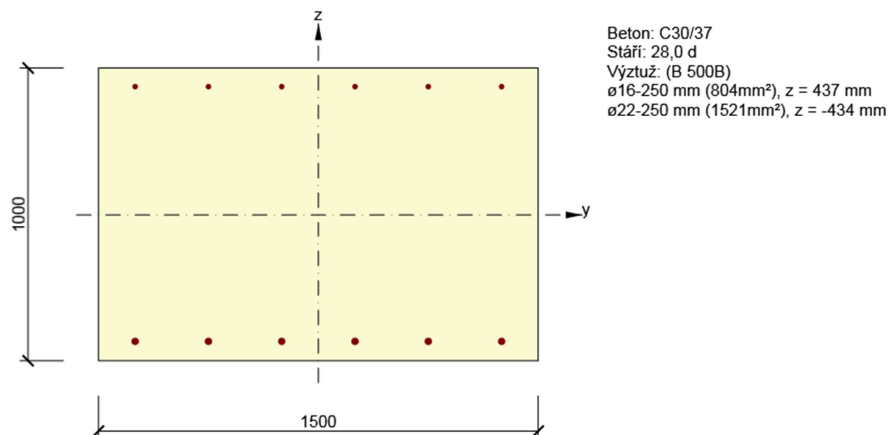
Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Upozornění

Upozornění	
	Posouzení interakce smyku a kroucení podle čl. 6.3.2 (5) nevyhovuje, proto bylo třeba provést posouzení mezní únosnosti při interakci všech složek vnitřních sil.
	Horní nebo dolní návrhová hodnota vnitřních sil v řezu u jedné z kombinací MSP vyvodila napětí betonu v tahu větší, než je pevnost betonu v tahu (průřez je potrhán). Na základě nastavení výpočtu se proto předpokládá vyloučení působení betonu v tahu v posudcích MSP pro všechny kombinace daného extrému. Předpoklady výpočtu pro posudky MSP v rámci jiného extrému daného řezu nejsou ovlivněny.
	Beton v tahu je vyloučen z působení, protože je průřez porušen trhlínami, viz čl. 7.1 (2)

5.2.2.2 Dolní část křídla

Posouzení svislé spáry (tzn. řez je kolmo na vodorovné síly)



Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0,0			115,0	0,0	24,2	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	57,0	0,0			6,3	OK
Smyk	0,0			115,0	0,0	24,2	OK
Interakce	0,0	57,0	0,0	115,0	0,0	24,2	OK
Omezení napětí	0,0	42,0	0,0			1,2	OK
Šířka trhliny	0,0	42,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Upozornění

Upozornění	
⚠	Smyk je přenesen betonem, smyková výztuž je požadována z hlediska konstrukčních zásad, viz 6.2.2
⚠	Optimalizovaný úhel betonové vzpěry nebyl spočten, protože třmínky selhaly pro všechny úhly uvažované ve výpočtu. Bude použita hodnota úhlu z normových nastavení.
⚠	V průřezu nebyla nalezena smyková výztuž
⚠	Přídavné poměrné přetvoření od posouvající síly nelze určit, protože není zadána smyková výztuž a tudíž není možné použít přihradovou analogii.
i	Pro krátkodobé účinky trhliny nevznikají – v nejvíce tažených vláknech nebylo překročeno efektivní tahové napětí od dlouhodobých účinků podle čl. 7.1 (2)

Vidíme, že využití průřezu je minimální, na zatížitelnost průřez vyhoví.

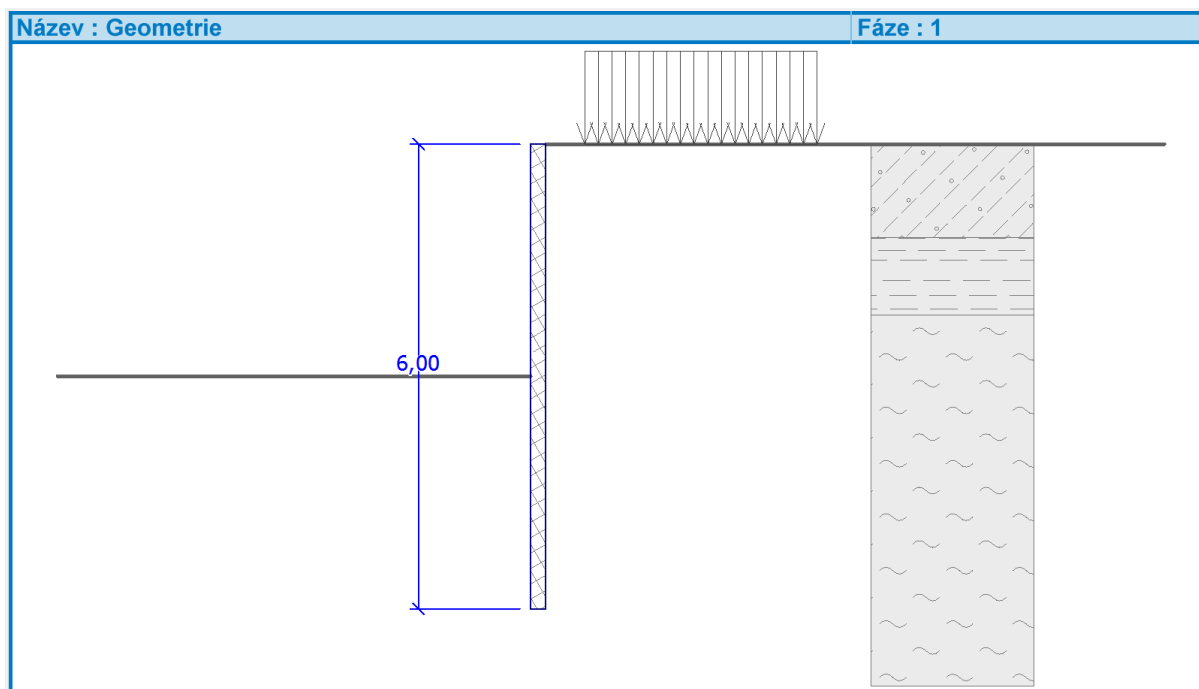
5.3 Posouzení pažení u opěry O 01

Posouzení bude provedeno v programu Geo5, modul pažení posudek. Uvažujeme se záporovým pažením, rozteč zápor 1,5 m.

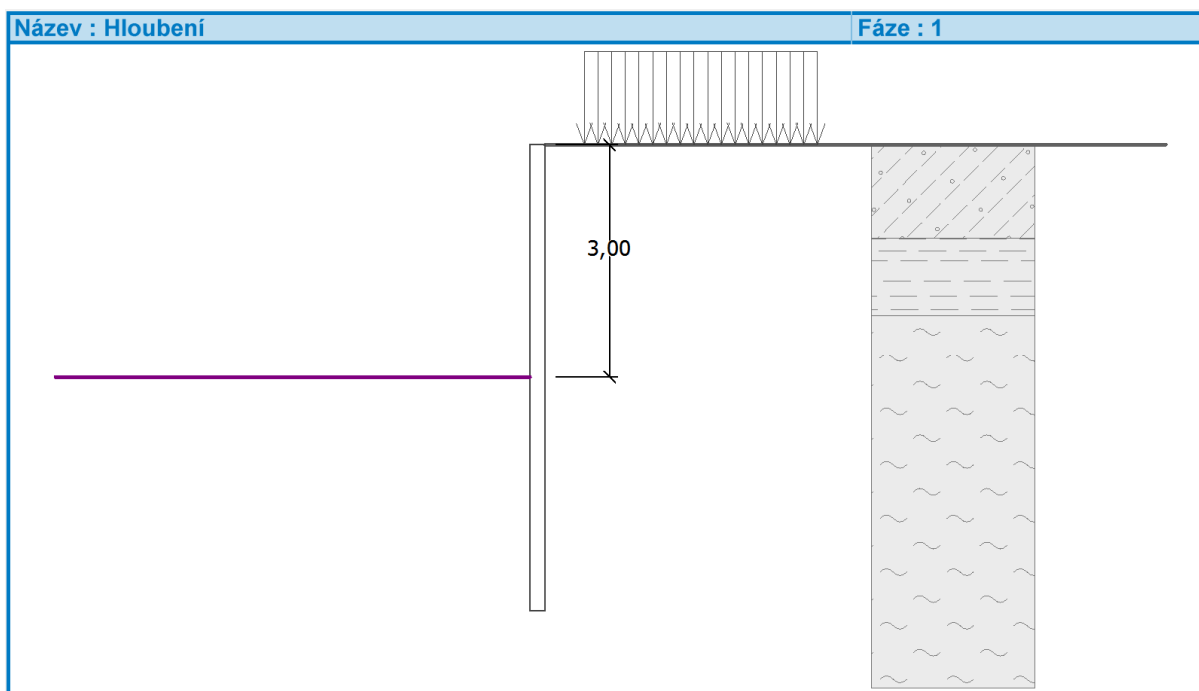
Uvažujeme se záporami z válcovaných profilů HEB 160 délky 6,0 m do vrtů průměru 300 mm.

5.3.1 Geometrie a zadané zatížení

Geometrie



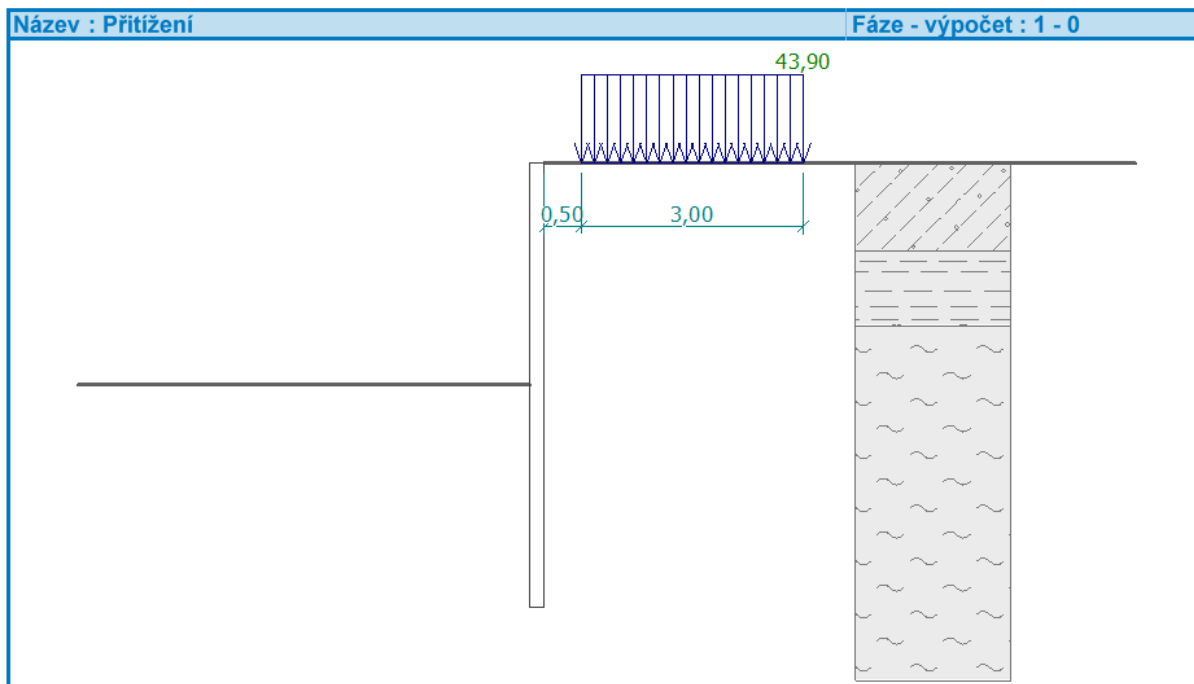
Hloubka výkopu



Přetížení nad pažením

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	43,90		0,50	3,00	na terénu
Číslo	Název							
1	Stavba							



5.3.2 Výsledky a posouzení

5.3.2.1 Posouzení vnitřní stability

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Dimenzace č. 1

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace	=	-50,5 mm
Minimální deformace	=	0,1 mm
Maximální ohybový moment	=	38,10 kNm/m
Minimální ohybový moment	=	-1,16 kNm/m
Maximální posouvající síla	=	39,18 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil

M_{\max}	=	57,15 kNm;	Q	=	10,92 kN
Q_{\max}	=	58,77 kN;	M	=	24,81 kNm

Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$:

Posouzení ohybu:

$$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,781 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q/V_{c,Rd} = 0,071 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 153,66 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 8,37 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,431 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$:

Posouzení ohybu:

$$M/M_{c,Rd} = 0,339 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,385 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

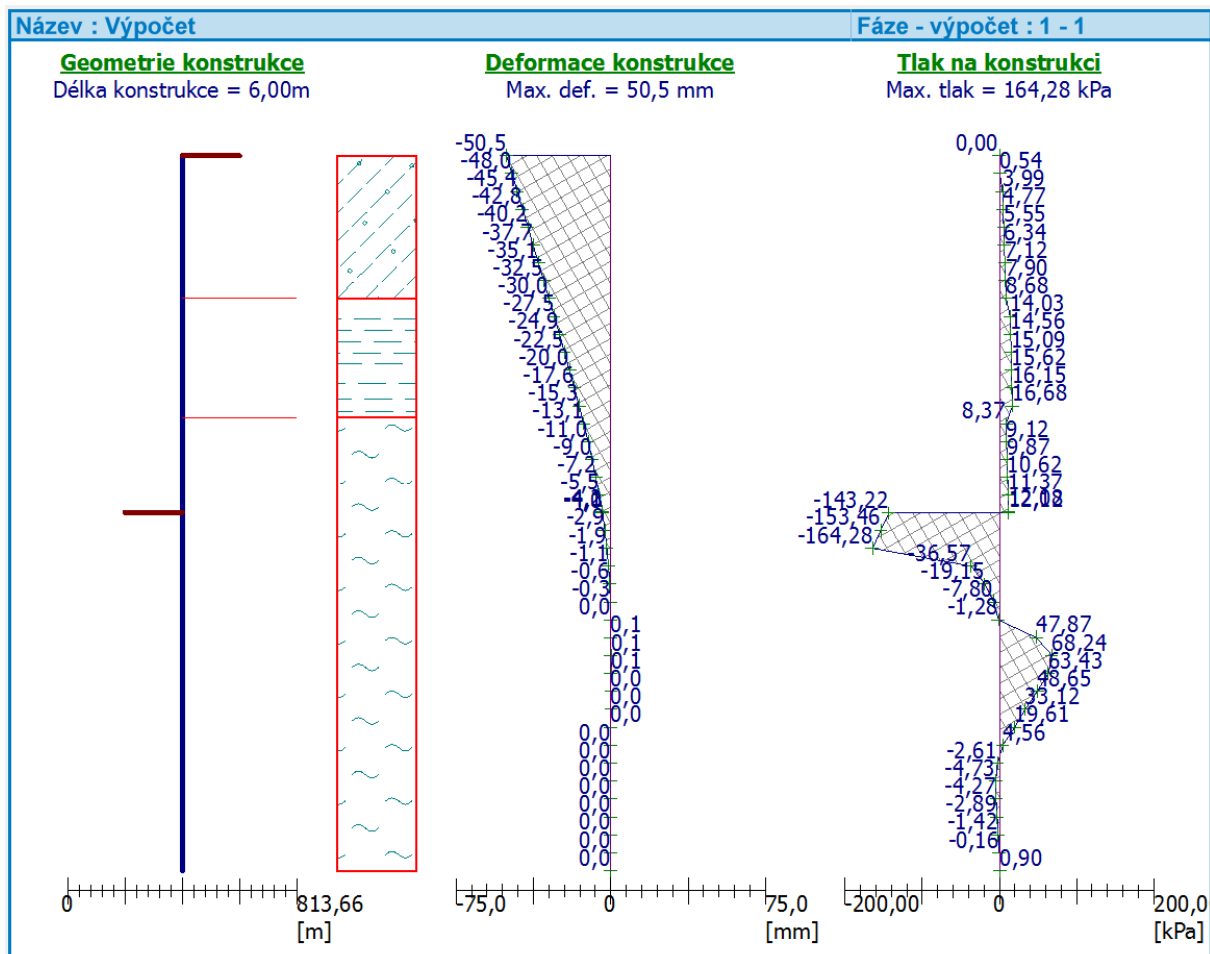
$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 66,71 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 45,07 \text{ MPa}$$

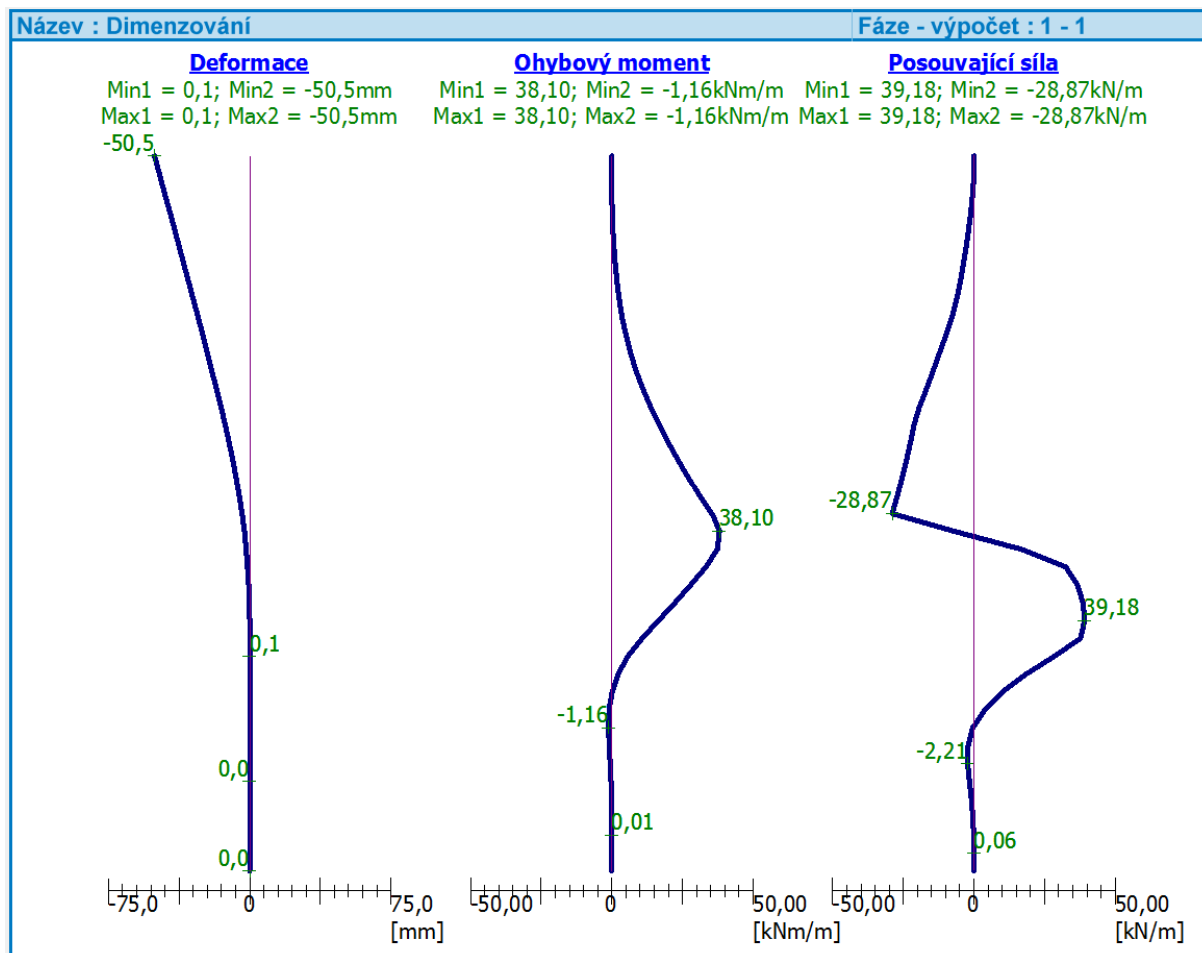
$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,191 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Průřez VYHOVUJE

Geometrie a deformace konstrukce



Průběhy deformace a vnitřních sil



5.3.3 Posouzení stability svahu

Výpočet stability svahu

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-0,63 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-35,63 [°]
	z =	0,30 [m]		$\alpha_2 =$	85,76 [°]
Poloměr :	R =	4,06 [m]			
Výpočet bez optimalizace smykové plochy.					

Posouzení stability svahu (všechny metody)

Bishop : Využití = 3,5 % **VYHOVUJE**
 Fellenius / Petterson : Využití = 2,8 % **VYHOVUJE**
 Spencer : Využití = 1,9 % **VYHOVUJE**
 Janbu : Využití = 1,2 % **VYHOVUJE**
 Morgenstern-Price : Využití = 1,2 % **VYHOVUJE**

5.4 Posouzení NK – MSÚ

5.4.1 Ohybová únosnost desky v podélném směru

MaxMy	max My + příslušná N	
N	623	kN
My	559	kNm
My,u	1968	kNm
Č. nosníku	7	
Poloha řezu	6,42	m
Jméno komb	MSU_13	

Ohybová únosnost desky v podélném směru

$$559 < 1968 \quad \text{kNm} \quad \text{max My + příslušná N}$$

Vyhovuje.

$$Z_{LM71} > 2,0$$

$$527 < 1943 \quad \text{kNm} \quad \text{max N + příslušná My}$$

Vyhovuje.

$$86 < 2057 \quad \text{kNm} \quad \text{min N + příslušná My}$$

Vyhovuje.

5.4.2 Smyková únosnost nosníku

TloušťkaStojiny	14	mm
VyskaPrur	450	mm
TridaOceli	S 355	
MezKluzu	355	MPa

$$Z_{LM71} \quad 1,4 \quad k1 = 2,80 \quad \dots \text{ součinitel do kombinace pro vlak}$$

$$k2 = 2,03 \quad \dots \text{ součinitel do kombinace pro vlak (vodorovné síly)}$$

Smyková únosnost nosníků

$$V_{ed} = 1149 \quad \text{kN} \quad \dots \text{ extrémní smyková síla}$$

$$t_w = 14 \quad \text{mm} \quad \dots \text{ tloušťka stojiny}$$

$$h_w = 450 \quad \text{mm} \quad \dots \text{ výška průřezu}$$

$$A_v = 6300 \quad \text{mm}^2 \quad \dots \text{ plocha průřezu účinná na smyk}$$

$$f_y = 355 \quad \text{MPa} \quad \dots \text{ mez kluzu oceli} \quad \boxed{S 355}$$

$$V_{rd,pl} = 1291 \quad \text{kN}$$

$$1149 < 1291 \quad \text{kN}$$

Vyhovuje.

$$1286 < 1291 \quad \text{kN} \quad Z_{LM71}$$

Vyhovuje.

5.4.3 Ohybová únosnost desky v příčném směru

MaxMy	max My + příslušná modif N		
N	480	kN	
My	255	kNm	
My,u	300	kNm	
Č. nosníku	2		
Poloha řezu	3,99	m	
Jméno komb	MSU_13		
Z _{LM71}	1,36	k1 = 2,72	... součinitel do kombinace pro vlak
		k2 = 1,97	... součinitel do kombinace pro vlak (vodorovné síly)

Ohybová únosnost desky v příčném směru

255	<	300	kNm	max My + příslušná modif N
	Vyhovuje.			
298	<	300	kNm	max My + příslušná modif N
	Vyhovuje.			Z _{LM71}
209	<	282	kNm	max modif N + příslušná My
	Vyhovuje.			
80	<	492	kNm	min modif N + příslušná My
	Vyhovuje.			

5.4.4 Únosnost ztraceného bednění

VyskaVrstvyBetonu	0,650	m	
ObjTihaCerstvBetonu	20,0	kN/m ³	objemová tíha čerstvého betonu
SoucZatCerstBet	1,30		součinitel zatížení čerstvého betonu
MezKluzuBedneni	9	MPa	mez kluzu desky ztraceného bednění umístěné na dolních přírubách nosníků
TloustkaBedneni	20,0	mm	
RozpetiBedneni	320	mm	výpočtové rozpětí bednění

Únosnost ztraceného bednění

h =	0,650	m	... výška vrstvy čerstvého betonu
Y _{bet} =	20,0	kN/m ³	... objemová tíha čerstvého betonu
g _k =	13,0	kN/m ²	... charakteristická hodnota zatížení
Y _g =	1,30		... součinitel zatížení čerstvého betonu
g _d =	16,9	kN/m ²	... výpočtová hodnota zatížení
L =	0,320	m	... výpočtové rozpětí bednění
M _{ed} =	0,216	kNm	... maximální moment od zatížení
t _w =	20	mm	... tloušťka bednění
W _{el} =	66667	mm ³	... elastický modul průřezu
f _y =	9	MPa	... mez kluzu materiálu bednění
M _{d,el} =	0,600	kNm	... ohybový moment na mezi únosnosti

0,216	<	0,600	kNm
	Vyhovuje.		

5.4.5 Posouzení vrubového kloubu desky ZBN

Kombinace pro max. svislou sílu

Zadané síly (pro $Z_{LM71} = 1,36$)

$$V_{zd} = 1151 \text{ kN/m} \quad \dots \text{kladný směr nahoru}$$

$$N_{xd} = 1363 \text{ kN/m} \quad \dots \text{kladný směr doprava}$$

Analogie 1 (případ centrického zatížení):

Do vrcholu zadáme poloviční hodnotu V, protože předpokládáme, že se zbývajících 50 % přenesou zalitými šikmými stěnami (tj. 25 % na jednu šikmou stěnu).

$$V_{z1} = 575,5 \text{ kN} \quad \dots 50\% \text{ ze svislé reakce}$$

$$N_1 = 1363,0 \text{ kN}$$

Rozměry příhradoviny

$$b_p = 263 \text{ mm}$$

$$h_p = 100 \text{ mm}$$

$$F_1 = -V_{z1}/\cos(\arctg(b_p/(2 \cdot h_p)))/2 - N_1/\cos(\arctg(2 \cdot h_p/b_p))/2 = -575,5/\cos(\arctg(263/(2 \cdot 100)))/2 - 1363/\cos(\arctg(2 \cdot 100/263))/2 = -1331,5 \text{ kN}$$

$$F_2 = -V_{z1}/\cos(\arctg(b_p/(2 \cdot h_p)))/2 + N_1/\cos(\arctg(2 \cdot h_p/b_p))/2 = 575,5/\cos(\arctg(263/(2 \cdot 100)))/2 + 1363/\cos(\arctg(2 \cdot 100/263))/2 = 380,8 \text{ kN}$$

$$F_T = \cos(\arctg(2 \cdot h_p/b_p)) \cdot (-F_1) = \cos(\arctg(2 \cdot 100/263)) \cdot (-1331,5) = 1059,9 \text{ kN}$$

Posouzení vodorovného táhla

Nutná plocha výztuže

$$A_{smin} = F_T/f_{yd} \cdot 1000 = 1059,9/434,8 \cdot 1000 = 2438 \text{ mm}^2/\text{bm}$$

Tomu odpovídá výztužení profily R20/125.

$$d_s = 20 \text{ mm}$$

$$a_s = 125 \text{ mm}$$

$$n = 1000/a_s = 1000/125 = 8,00 \text{ ks/bm}$$

$$A_s = \pi(d_s^2/4) \cdot n = \pi(20^2/4) \cdot 8 = 2513 \text{ mm}^2/\text{bm} > A_{smin}$$

Posouzení šikmé vzpěry

Nutná plocha betonu (na bm šířky ozubu)

$$b_{c1} = 100 \text{ mm}$$

$$A_{cmin} = (\text{abs}(F_1/f_{cd} \cdot 1000)) = (\text{abs}(-1331,5/18 \cdot 1000)) = 73972 \text{ mm}^2/\text{bm}$$

Nutná tloušťka tlakové diagonály

$$t_{cmin} = A_{cmin}/1000 = 73972/1000 = 74 \text{ mm}$$

Tato šířka je pro uvažovanou šikmou vzpěru v betonu k dispozici, návrh VYHOVUJE.

Kontaktní napětí v betonu při dosednutí na plošku ozubu

$$b_c = 200 \text{ mm} \quad \dots \text{šířka ozubu v kontaktu s úložným prahem}$$

Nutná plocha betonu (na bm šířky ozubu)

$$A_{cmin} = V_{zd}/f_{cd} \cdot 1000 = 1151/18 \cdot 1000 = 63944 \text{ mm}^2/\text{bm}$$

Vzdorující plocha betonu

$$A_{cd} = b_c \cdot 1000 = 200 \cdot 1000 = 200000 \text{ mm}^2/\text{bm} > A_{cmin}$$

Návrh VYHOVUJE.

Analogie 2 (případ excentrického zatížení):

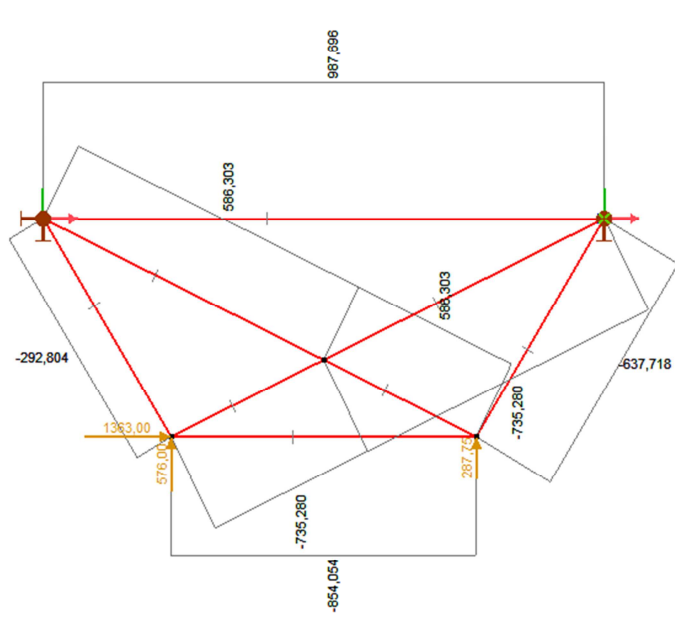
Do vrcholů umístíme po 50% a 25% svislé síly, zbývajících 25 % předpokládáme přenesením šikmou stěnou.

$$V_{z1} = 576 \text{ kN} \quad \dots 50\% \text{ ze svislé reakce}$$

$$V_{z2} = 287,75 \text{ kN} \quad \dots 25\% \text{ ze svislé reakce}$$

$$N_1 = 1363 \text{ kN}$$

Výsledky vnitřních sil z ASIXu



Posouzení vodorovného táhla

Nutná plocha výztuže

$$N_{sd} = 987 \text{ kN} \quad \dots \text{z modelu}$$

$$A_{smin} = N_{sd}/f_{yd} * 1000 = 987/434,8 * 1000 = 2270 \text{ mm}^2/\text{bm}$$

Tomu odpovídá výztužení profily R20/125.

$$d_s = 20 \text{ mm}$$

$$a_s = 125 \text{ mm}$$

$$n = 1000/a_s = 1000/125 = 8,00 \text{ ks/bm}$$

$$A_s = PI() * d_s^2 / 4 * n = PI() * 20^2 / 4 * 8 = 2513 \text{ mm}^2/\text{bm} > A_{smin}$$

Použijeme výztuž z "Analogie 2".

Posouzení šikmé vzpěry

Nutná plocha betonu (na bm šířky ozubu)

$$b_{c1} = 110 \text{ mm}$$

$$N_{cd1} = -293 \text{ kN} \quad \dots \text{z modelu}$$

$$A_{cmin} = (abs(N_{cd1}/f_{cd} * 1000)) = (abs(-293/18 * 1000)) = 16278 \text{ mm}^2/\text{bm}$$

Nutná tloušťka tlakové diagonály

$$t_{cmin} = A_{cmin}/1000 = 16278/1000 = 16 \text{ mm}$$

Tato šířka je pro uvažovanou šikmou vzpěru v betonu k dispozici, návrh VYHOVUJE.

Ještě prověříme sumu zatížení tlakových diagonál, směřujících do horních rohů:

$$N_{cd2} = 586 \text{ kN}$$

$$N_{cd3} = 586 \text{ kN}$$

$$N_{cd4} = -637 \text{ kN}$$

Levý horní roh

$$N_{cdL} = N_{sd} + N_{cd1} + N_{cd2} = 987 + 293 + 586 = 1280 \text{ kN}$$

$$A_{cmin} = (abs(N_{cdL}/f_{cd} * 1000)) = (abs(1280/18 * 1000)) = 71111 \text{ mm}^2/\text{bm}$$

$$t_{cmin} = A_{cmin}/1000 = 71111/1000 = 71 \text{ mm}$$

Tato šířka je pro uvažovanou šikmou vzpěru v betonu k dispozici, návrh VYHOVUJE.

Pravý horní roh

$$\begin{aligned}
 N_{odP} &= N_{sd} + N_{od3} + N_{od3} = 987 + 586 + 586 = 2159 \text{ kN} \\
 A_{cmin} &= (\text{abs}(N_{odP}/f_{cd} * 1000)) = (\text{abs}(2159/18 * 1000)) = 119944 \text{ mm}^2/\text{bm} \\
 t_{cmin} &= A_{cmin}/1000 = 119944/1000 = 120 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tato šířka NENÍ pro uvažovanou šikmou vzpěru v betonu k dispozici, návrh NEVYHOVUJE!!

Kombinace pro max. vodorovnou sílu

Zadané síly (pro $Z_{LM71} = 1,36$)

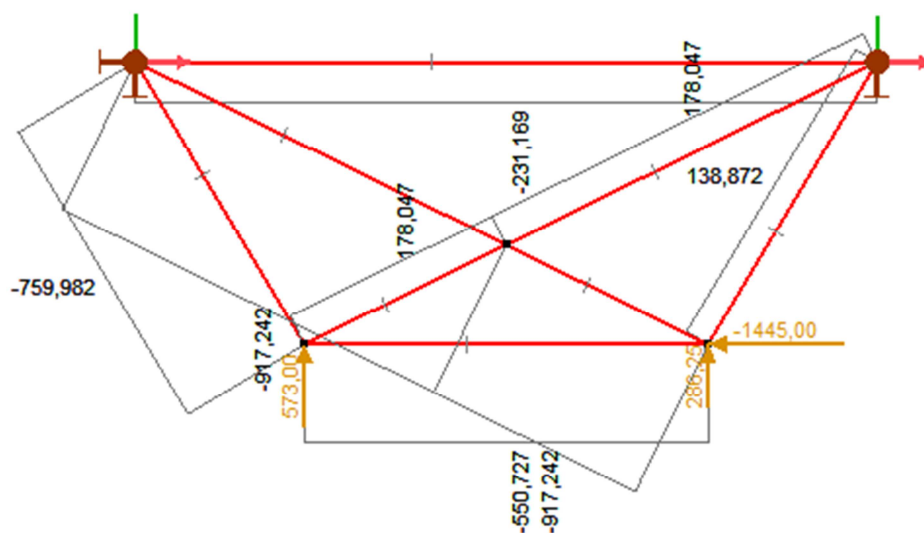
$$\begin{aligned}
 V_{zd} &= 1145 \text{ kN/m} \quad \dots \text{kladný směr nahoru} \\
 N_{xd} &= -1445 \text{ kN/m} \quad \dots \text{kladný směr doprava}
 \end{aligned}$$

Analogie 2 (případ excentrického zatížení):

Do vrcholů umístíme po 50% a 25% svislé síly, zbývajících 25 % předpokládáme přenesením šikmou stěnou.

$$\begin{aligned}
 V_{z1} &= 573 \text{ kN} \quad \dots 50\% \text{ ze svislé reakce} \\
 V_{z2} &= 286,25 \text{ kN} \quad \dots 25\% \text{ ze svislé reakce} \\
 N_1 &= -1445 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Výsledky vnitřních sil z ASIXu



Posouzení vodorovného táhla

Nutná plocha výztuže

$$\begin{aligned}
 N_{sd} &= -231 \text{ kN} \quad \dots \text{z modelu} \quad 293 \\
 A_{smin} &= N_{sd}/f_{yd} * 1000 = -231/434,8 * 1000 = -531 \text{ mm}^2/\text{bm}
 \end{aligned}$$

Tomu odpovídá výztužení profily R12/150.

$$\begin{aligned}
 d_s &= 12 \text{ mm} \\
 a_s &= 150 \text{ mm} \\
 n &= 1000/a_s = 1000/150 = 6,67 \text{ ks/bm} \\
 A_s &= PI() * d_s^2 / 4 * n = PI() * 12^2 / 4 * 6,67 = 754 \text{ mm}^2/\text{bm} > A_{smin}
 \end{aligned}$$

Použijeme stejnou výztuž jako u "Analogie 1".

Posouzení šikmé vzpěry

Nutná plocha betonu (na bm šířky ozubu)

$$b_{c1} = 110 \text{ mm}$$

$$N_{cd1} = -760 \text{ kN} \quad \dots \text{ z modelu}$$

$$A_{cmin} = (\text{abs}(N_{cd1}/f_{cd} * 1000)) = (\text{abs}(-760/18 * 1000)) = 42222 \text{ mm}^2/\text{bm}$$

Nutná tloušťka tlakové diagonály

$$t_{cmin} = A_{cmin}/1000 = 42222/1000 = 42 \text{ mm}$$

Tato šířka je pro uvažovanou šikmou vzpěru v betonu k dispozici, návrh VYHOVUJE.

Ještě prověříme sumu zatížení tlakových diagonál, směřujících do horních rohů:

$$N_{cd2} = -917 \text{ kN}$$

$$N_{cd3} = 178 \text{ kN}$$

$$N_{cd4} = 138 \text{ kN}$$

Levý horní roh

$$N_{cdL} = N_{sd} + N_{cd1} + N_{cd2} = -231 + -760 + -917 = -1908 \text{ kN}$$

$$A_{cmin} = (\text{abs}(N_{cdL}/f_{cd} * 1000)) = (\text{abs}(-1908/18 * 1000)) = 106000 \text{ mm}^2/\text{bm}$$

$$t_{cmin} = A_{cmin}/1000 = 106000/1000 = 106 \text{ mm}$$

Tato šířka je pro uvažovanou šikmou vzpěru v betonu k dispozici, návrh VYHOVUJE.

Pravý horní roh

$$N_{cdP} = N_{sd} + N_{cd3} + N_{cd4} = -231 + 178 + 178 = 125 \text{ kN}$$

$$A_{cmin} = (\text{abs}(N_{cdP}/f_{cd} * 1000)) = (\text{abs}(125/18 * 1000)) = 6944 \text{ mm}^2/\text{bm}$$

$$t_{cmin} = A_{cmin}/1000 = 6944/1000 = 7 \text{ mm}$$

Tato šířka je pro uvažovanou šikmou vzpěru v betonu k dispozici, návrh VYHOVUJE.

5.5 Posouzení NK – MSP

5.5.1 Ověření dynamického součinitele na f_0

Zatěžovací stavy:

$\delta = 4,0 \text{ mm}$... vlastní tíha	Jména ZS: Vlastní tíha
$\delta = 2,7 \text{ mm}$... kolejové lože	Kolejové lože
$\delta = 0,7 \text{ mm}$... ostatní stálé	Ostatní stálé
$\delta_0 = 7,4 \text{ mm}$... celkový průhyb (součet dílčích průhybů)	

Vlastní frekvence:

$$n_0 = 6,5 \text{ Hz} \quad \dots \text{ vlastní frekvence mostu při uvážení výše uvedených zatížení}$$

Limity vlastní frekvence:

$$L = 12,34 \text{ m} \quad \dots \text{ rozpětí mostu}$$

$$n_{0,hor} = 14,5 \text{ Hz} \quad \dots \text{ horní mez vlastní frekvence (z grafu dle rozpětí mostu)}$$

$$n_{0,dol} = 6,48 \text{ Hz} \quad \dots \text{ dolní mez vlastní frekvence (z grafu dle rozpětí mostu)}$$

$$6,51 < 14,5 \text{ Hz} \quad \dots \text{ ověření horní meze}$$

Vyhovuje.

$$6,48 < 6,51 \text{ Hz} \quad \dots \text{ ověření dolní meze}$$

Vyhovuje.

5.5.2 Zkroucení hlavní nosné konstrukce

- posouzení dle ČSN EN 1990, ed. 2, čl. A2.4.4.2.2
- dynamický součinitel: uvažujeme pro hlavní nosník
- uvažované zatížení: charakteristické zatížení klasifikovaného LM71 (případně charakteristické zatížení modelu SW/0 nebo SW/2, příp. HSLM, vč. klasifikačního součinitele, pokud se požaduje) včetně dynamických účinků a odstředivých sil

vlak	LM71	...	uvažované zatížení vlakem
$\alpha =$	1,10	...	klasifikační součinitel
$\Phi_2 =$	1,38	...	dynamický součinitel
$v =$	70	km/h	... traťová rychlost
$t_{lim} =$	4,5	mm	... limitní hodnota zkroucení dle dané traťové rychlosti
komb	Vlak_0.50_Svisl_L_LM71	...	kombinace zatížení, ve které je dosaženo max. zkroucení
$p =$	3	m	... poloha od počátku mostu, ve které je dosaženo max. zkroucení
$t_{max} =$	0,30	mm	... maximální zkroucení hlavní nosné konstrukce

0,30 < 4,5 mm

Vyhovuje.

- využití

6,7%

5.5.3 Posouzení svislé deformace hlavní NK

V následujícím textu bude dle ČSN EN 1990, ed. 2 posouzena svislá deformace hlavní nosné konstrukce mostu a v návaznosti na ni i mezní hodnoty pro deformaci konstrukce dle ČSN EN 1991-2.

A) Posouzení dle ČSN EN 1990, ed. 2, čl. A2.4.4.2.3

- uvažované zatížení: LM71 (klasifikovaný, s charakteristickými hodnotami, bez dynamického součinitele)
SW/2 (neklasifikovaný, s charakteristickými hodnotami, bez dynamického součinitele)
včetně dynamických účinků a odstředivých sil

vlak	LM71	...	uvažované zatížení vlakem
$\alpha =$	1,10	...	klasifikační součinitel
$\Phi_2 =$	1,00	...	dynamický součinitel
$L =$	12340	mm	... rozpětí nosné konstrukce
$u_{z_lim} =$	$L / 600$		
$u_{z_lim} =$	20,6	mm	... limitní hodnota svislého průhybu při daném rozpětí
$u_{z_1} =$	5,7	mm	... max. průhyb od vlaku pod levou kolejnicí dle zatížení popsaného výše
$u_{z_2} =$	5,7	mm	... max. průhyb od vlaku pod pravou kolejnicí dle zatížení popsaného výše
$u_{z_max_klas} =$	5,7	mm	... průměrná hodnota maxim

- posouzení

5,7 < 20,6 mm

Vyhovuje.

- využití

27,8%

B) Zatížitelnost (dle předpisu SŽDC s.o. "Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů")

- uvažované zatížení: charakteristické zatížení neklasifikovaného LM71 (vč. dynamických účinků) a ostatní relevantní zatížení, které působí současně se svislým zatížením modelu LM71 v případě, že nejsou eliminovány vnějším zásahem (např. nadvýšením NK)

vlak	LM71	...	uvažované zatížení vlakem
$\alpha =$	1,00	...	klasifikační součinitel
$\Phi_2 =$	1,38	...	dynamický součinitel
$u_{z_lim} =$	20,6 mm	...	limitní hodnota průhybu (viz výše)
$u_{z_1} =$	7,2 mm	...	max. průhyb od vlaku pod levou kolejnicí dle zatížení popsaného výše
$u_{z_2} =$	7,2 mm	...	max. průhyb od vlaku pod pravou kolejnicí dle zatížení popsaného výše
$u_{z_LM71} =$	7,2 mm	...	průměrná hodnota maxim
$u_1 =$	2,6 mm	...	průhyb od vlastní tíhy
$u_2 =$	1,8 mm	...	průhyb od kolejového lože
$u_3 =$	0,4 mm	...	průhyb od ostatního stálého
$u_{z_rs} =$	4,8 mm	...	svislá deformace od ostatních relev. zatížení (charakt. komb.) .. součet
$Z_{LM71} =$	$(u_{z_lim} - u_{z_rs}) / u_{z_LM71}$		
$Z_{LM71} =$	2,19	...	zatížitelnost pro svislé přetvoření

C) Posouzení nutnosti nadvýšení

vlak	LM71	...	uvažované zatížení vlakem
$\psi =$	0,25	...	kombinační součinitel pro charakteristickou kombinaci
$\alpha =$	1,10	...	klasifikační součinitel
$\Phi_2 =$	1,38	...	dynamický součinitel
$u_{z_1} =$	2,0 mm	...	max. průhyb od vlaku pod levou kolejnicí dle zatížení popsaného výše
$u_{z_2} =$	2,0 mm	...	max. průhyb od vlaku pod pravou kolejnicí dle zatížení popsaného výše
$u_{z_LM71} =$	2,0 mm	...	průměrná hodnota maxim
$u_{z_rs} =$	4,8 mm	...	svislá deformace od ostatních relev. zatížení (charakt. komb.) .. viz výše
$u_{z_celk} =$	6,8 mm	...	celkový průhyb od vlaku a ostatních zatížení .. součet
$u_{z_lim} =$	20,0 mm	...	limitní hodnota pro konstrukci bez nutnosti nadvýšení
6,8	<	20,0 mm	
Vyhovuje.			

Průhyb vyhovuje. Konstrukci není nutné nadvýšovat.

5.5.4 Pootočení podpěr

Pootočení podpěr

vlak	LM71			... uvažované zatížení vlakem
$\alpha =$	1,10			... klasifikační součinitel
$\Phi_2 =$	1,38			... dynamický součinitel
$\Phi_{P1} =$	2,1	mrاد		... maximální pootočení na počátku mostu pod levou kolejnicí
$\Phi_{P2} =$	2,1	mrاد		... maximální pootočení na počátku mostu pod pravou kolejnicí
$\Phi_P =$	2,1	mrاد		... průměrná hodnota maxim
$h_P =$	1250	mm		... výška horní hrany desky (vzhledem k ložisku) na počátku mostu
$\delta_{h,P} =$	2,6	mm		... vodorovný posun horní hrany desky vlivem pootočení
$v_P =$	500	mm		... vyložení konzoly desky (vzhledem k ložisku) na počátku mostu
$\delta_{v,P} =$	1,1	mm		... svislý posun konce desky vlivem pootočení
$\Phi_{K1} =$	2,1	mrاد		... maximální pootočení na konci mostu pod levou kolejnicí
$\Phi_{K2} =$	2,1	mrاد		... maximální pootočení na konci mostu pod pravou kolejnicí
$\Phi_K =$	2,1	mrاد		... průměrná hodnota maxim
$h_K =$	1250	mm		... výška horní hrany desky (vzhledem k ložisku) na konci mostu
$\delta_{h,K} =$	2,6	mm		... vodorovný posun horní hrany desky vlivem pootočení
$v_K =$	500	mm		... vyložení konzoly desky (vzhledem k ložisku) na konci mostu
$\delta_{v,K} =$	1,1	mm		... svislý posun konce desky vlivem pootočení
$v =$	70	km/h		... uvažovaná traťová rychlost
$\Phi_{p,lim} =$	6,5	mrاد		... limitní hodnota pootočení
$\delta_{h,p,lim}$	10,0	mm		... limitní hodnota vodorovného posunu
$\delta_{v,p,lim}$	3,0	mm		... limitní hodnota svislého posunu dle dané traťové rychlosti
2,1	<	6,5	mrاد	... počátek mostu
	Vyhovuje.			
2,6	<	10,0	mm	... počátek mostu
	Vyhovuje.			
1,1	<	3,0	mm	... počátek mostu
	Vyhovuje.			
2,1	<	6,5	mrاد	... konec mostu
	Vyhovuje.			
2,6	<	10,0	mm	... konec mostu
	Vyhovuje.			
1,1	<	3,0	mm	... konec mostu
	Vyhovuje.			

5.5.5 Mezní hodnoty maximálních svislých průhybů z hlediska pohody cestujících

- posouzení dle ČSN EN 1990, ed. 2, čl. A2.4.4.3

- z důvodu omezení zrychlení vozidla na hodnoty uvedené v A2.4.4.3.1(2), jsou stanoveny maximální přípustné svislé průhyby **pod kolejnicovými pásy**

- má být použit model LM71 včetně dynamického součinitele a s klasifikačním součinitelem $\alpha=1$ (odstředivé síly zahrnuty)

vlak	LM71		... uvažované zatížení vlakem
$\alpha =$	1,00		... klasifikační součinitel
$\Phi_2 =$	1,38		... dynamický součinitel
$u_{Z_1} =$	7,16	mm	... max. průhyb od vlaku pod levou kolejnicí dle zatížení popsaného výše
$u_{Z_2} =$	7,22	mm	... max. průhyb od vlaku pod pravou kolejnicí dle zatížení popsaného výše
$u_{Z_max_klas} =$	7,19	mm	... průměrná hodnota maxim
L =	12340	mm	... rozpětí mostu
$u_{Z_lim} =$	L / 600		... podmínka dle A2.4.4.2.3 v ČSN EN 1990, ed. 2
$u_{Z_lim} =$	20,57	mm	... limitní průhyb

- posouzení

7,19 < 20,57 mm

Vyhovuje.

- využití

35,0%

Úroveň požadované pohody:

Velmi dobrá

$b'_v = 1,0$ m/s²

... maximální přípustné svislé zrychlení dle úrovně pohody

L = 12,34 m

... rozpětí mostu

v = 70 km/h

... uvažovaná traťová rychlost

$k_{lim} = 600$

... maximální přípustný poměr svislého průhybu a rozpětí mostu při přípustném zrychlení 1m/s², daném rozpětí a rychlosti jízdy

$k_{lim_klas} = 0,7 * k_{lim} / b'_v \geq 600$

... zahrnutí modifikačních součinitelů

$k_{lim_klas} = 600$

$u_{lim_klas} = L / k_{lim_klas}$

$u_{lim_klas} = 20,57$ mm

... limitní průhyb

$u_{Z_max_klas} = 7,19$ mm

... maximální průhyb (výpočet viz výše)

- posouzení

7,19 < 20,57 mm

Vyhovuje.

6 Výpočet zatížitelnosti

Zatížitelnost byla určena iteračně jako n-násobek zatěžovacího schématu LM71, který vyvolá maximální odezvu posuzovaných částí – viz předchozí články statického výpočtu.

6.1 Tabulka zatížitelnosti

A Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): 1561 Týniště nad Orlicí (mimo) - Mieroszków (PKP) (část)
 DÚ: 08 Bohuslavice nad Metují – Nové Město nad Metují
 km: 49,628

B Identifikace části mostu

Část mostu: opěra
 Pořadové číslo: 1. (ve směru staničení)
 Pod koleji č.: 1

C Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C
 Výpočetní model: MKP model v programu Geo5 (opěra) a AxisVM13 (NK), příhradová analogie pro výztuž v úložném prahu, prutový model pro křídla
 Geometrie koleje:
 - poloměr oblouku: na začátku uprostřed na konci
 - převýšení koleje: přechodnice přechodnice přechodnice (nový stav)
 - excentricita koleje vůči ose mostu: p=53 mm p=41 mm p=30 mm (nový stav)
 0,039 m 0,104 m 0,034 m (nový stav; pozn.: "+" znamená vně osy NK)

Popis závad uvažovaných v přepočtu: bez závad (nová SS)
 Datum zjištění zpracovaného stavu mostu: SŽDC, s.o.: / /
 zpracovatel přepočtu: - / - -

Poznámka k části mostu:

Přehled zatížitelnosti prvků

Podrobná analýza zatížitelnosti rozhodujících prvků

č.	Prvek (dle MES)	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p [m]	Φ_i	L_ϕ [m]	$Y_{Q,LM71}$	$Y_{Q,LM71,E}$	Viz čl. SV	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}$	poznámka
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

SPODNÍ STAVBA

1	základová spára	-	napětí v základové spáře	1,0	S	-	1,00	-	1,45	-	5.1.4.1	1,15		
2	horní část křídla	-	interakce N+M+M+V	1,0	S	-	1,00	-	1,45	-	5.2.2.1	1,20		

NOSNÁ KONSTRUKCE

1	NK	-	My	1,0	M	-	1,38	-	1,45	-	5.4.1	> 2		
2	Zabetonovaný nosník	-	Vz	1,0	S	-	1,38	-	1,45	-	5.4.2	1,40		
3	Deska NK	příčný směr	My	1,0	S	-	1,38	-	1,45	-	5.4.3	1,36		
4	Ozub NK	-	normálové napětí ve výztuži	1,0	S	-	1,38	-	1,45		5.4.5	1,36		
5	NK	-	u_z	1,0	S	-	1,38	-	1,00	-	5.5.3	2,12		

Dne: 1. / 2. / 2017

Zatížitelnost určil: Ing. Petr Libosvár