








Souřadnicový systém S-JTSK, Výškový systém B.p.v

Název stavby:			
III/34817 KAMENNÁ - MOST EV. Č. 34817-2			
Objednatel:			
		Krajská správa a údržba silnic Vysočiny, příspěvková organizace Kosovská 1122/16, 586 01 Jihlava	
Zhotovitel dokumentace:		Hlavní inženýr projektu:	
		Ing. DAVID MALINA 	
M4 Road Design s.r.o. Koželužská 2246/5, 180 00 Praha 8 Datová schránka: v2rbcjz E-mail: info@m4rd.cz		Vedoucí projektant:	
		Ing. DAVID MALINA 	
Vypracoval:	Zodpovědný projektant:	Zkontroloval:	
Ing. MATOUŠ SVOBODA 	Ing. DAVID MALINA 	Ing. ROSTISLAV JEŽEK 	
Část / SO:		Čís. zakázky:	Čís. paré:
D.1.2 SO 201 - MOST EV. Č. 34817-2		21_044	
		Stupeň PD:	
		PDPS	
		Datum:	
		09/2024	
Název přílohy:		Měřítko:	Čís. přílohy:
STATICKÝ VÝPOČET		-	7
		Formát:	
		A4	

Obsah

1	Úvod.....	2
1.1	Identifikační údaje	2
1.2	Údaje o žadateli	2
1.3	Údaje o zpracovateli dokumentace.....	2
1.4	Obsah a metody statického výpočtu	3
2	Vstupní údaje	4
2.1	Materiály	4
2.2	Přehledné výkresy	5
2.3	IGP.....	7
2.4	Zatížení	8
3	Výpočtové modely	20
3.1	3D deskový model.....	20
4	Mezní stav použitelnosti	21
4.1	Mezní stav omezení napětí	21
4.2	Mezní stav omezení trhlin.....	21
4.3	Mezní stav omezení průhybu	22
5	Mezní stav únosnosti.....	22
5.1	Kombinace tlaku s ohybem	22
5.2	Smyk.....	28
6	Nosná konstrukce.....	30
6.1	Podélný směr	30
6.2	Příčný směr.....	34
7	Spodní stavba	36
7.1	Křídla opěry, vnitřní síly	36
7.2	Křídla opěry, posudek	39
7.3	Dřík opěry, vnitřní síly.....	41
7.4	Dřík opěry, posouzení	41
8	Založení	43
8.1	Posouzení	43
9	Posouzení pažící konstrukce.....	48
10	Závěr.....	55

1 Úvod

1.1 Identifikační údaje

Název stavby:	III/34817 KAMENNÁ - MOST EV. Č. 34817-2
Místo stavby:	Kraj Vysočina Okres Jihlava
Evidenční číslo mostu:	34817-2
Katastrální území:	Kamenná u Jihlavy [662747], Nové Dvory u Kamenné [662755]
Označení pozemní komunikace:	III/34817
Předmět dokumentace:	Rekonstrukce trvalé veřejné stavby – mostního objektu
Stupeň dokumentace:	Projektová dokumentace pro provádění stavby (PDPS)
Bod křížení:	Polovina rozpětí mostu – Zlatý potok
Staničení:	ZÚ: km 0,000 000 (relativní) O1: km 0,010 050 (relativní) O2: km 0,019 950 (relativní) KÚ: km 0,028 863 (relativní)
Staničení přemostřované překážky:	km 0,015 000 (relativní)
Úhel křížení:	80° (88,888 g)
Volná výška:	Neomezená

1.2 Údaje o žadateli

Objednatel:	Krajská správa a údržba silnic Vysočiny, příspěvková organizace Kosovská 1122/16, 586 01 Jihlava IČ: 00090450 DIČ: 00090450
Zastoupený:	Ing. Radovan Necid, ředitel organizace

1.3 Údaje o zpracovateli dokumentace

Zpracovatel dokumentace:	M4 Road Design s.r.o. Koželužská 2446/5, 180 00 Praha 8 IČ: 07229585 DIČ: CZ07229585
Zastoupený:	Ing. David Stempák, MBA, jednatel společnosti
Číslo zakázky zhotovitele:	21-044
Hlavní inženýr projektu:	Ing. David Malina, ČKAIT 0013819

Autorizovaný inženýr pro mosty a inženýrské
konstrukce

tel. 266 018 477, mobil: 723 887 237,

e-mail: david.malina@m4rd.cz

Zpracovatelé SO 201:

SO 201

Ing. David Malina, Ing. Matouš Svoboda

1.4 Obsah a metody statického výpočtu

Obsahem tohoto statického výpočtu je posouzení založení mostu a konstrukce mostu.

1.4.1 Normy, programy

ČSN 73 6200	Mostní názvosloví
ČSN 73 6201	Projektování mostních objektů
ČSN EN 1990 + A1	Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1	Zatížení konstrukcí - obecné zatížení - objemové tíhy, vlastní tíha a užité zatížení
ČSN EN 1991-1-3	Zatížení konstrukcí - obecná zatížení - zatížení sněhem
ČSN EN 1991-1-4	Zatížení konstrukcí - obecná zatížení - zatížení větrem
ČSN EN 1991-1-5	Zatížení konstrukcí - obecná zatížení - zatížení teplotou
ČSN EN 1991-1-6	Zatížení konstrukcí - obecná zatížení - zatížení během provádění
ČSN EN 1991-1-7	Zatížení konstrukcí - obecná zatížení - mimořádné zatížení
ČSN EN 1991-2	Zatížení konstrukcí - zatížení mostů dopravou
ČSN EN 1992-1-1	Navrhování betonových konstrukcí - obecná pravidla
ČSN EN 1992-2	Navrhování betonových konstrukcí - betonové mosty
ČSNE EN 1993 -1-1	Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1:Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí - obecná pravidla
ČSN EN 206-1+A1	Beton. část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 13670-1	Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení
ČSN 73 6244	Přechody mostů pozemních komunikací

1.4.2 Programy

SCIA Engineer 19.1	Výpočetní software pro analýzu konstrukce
GEO 5 2020	Výpočetní software pro řešení geotechnických konstrukcí
IDEA StatiCa 20.1	Výpočetní software pro posouzení konstrukcí
MS office 2016	

2 Vstupní údaje

2.1 Materiály

Tabulka 2.1N - Dílčí součinitele materiálů v mezních stavech únosnosti dle ČSN EN 1992-1-1

Návrhové situace	γ_c pro beton	γ_s pro betonářskou ocel	γ_s pro předpínací ocel
trvalé a dočasné	1,5	1,15	1,15
mimořádné	1,2	1,0	1,0

2.1.1 Beton

- Dle ČSN EN 1992-1-1
- Pevnostní a deformační charakteristiky dle tab. 3.1
- Stanovení pevnosti betonu v tlaku v okamžiku t je stanoveno dle 3.1.2 (6)
- Modul pružnosti betonu je stanoven dle 3.1.3 (3)
- Dotvarování a smršťování betonu dle 3.1.4 (4)
- Návrhová pevnost betonu v tlaku se určí dle 3.1.6 (1)
- Návrhová pevnost betonu v tahu se určí dle 3.1.6 (2)
- Průměrná pevnost betonu v tahu za ohybu se stanoví dle 3.1.8 (1)

	Pevnostní třídy betonu														Analytické vztahy/ vysvětlivky
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,c/be}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,2	2,5	2,7	2,9	3	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5% kvantil
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95% kvantil
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0,3}$ (f_{cm} v MPa)
ε_{c1} (‰)	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,25	2,30	2,40	2,45	2,50	2,60	2,70	2,80	2,80	viz obrázek 3.2 $\varepsilon_{c1}^0 = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,50									3,20	3,00	2,80	2,80	2,80	viz obrázek 3.2 pro $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu1}^0 = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} (‰)	2,00									2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	viz obrázek 3.3 pro $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c2}^0 = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,50									3,10	2,90	2,70	2,60	2,60	viz obrázek 3.3 pro $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu2}^0 = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,00									1,75	1,60	1,45	1,40	1,40	pro $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,80	1,90	2,00	2,20	2,30	viz obrázek 3.4 pro $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c3}^0 = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,50									3,10	2,90	2,70	2,60	2,60	viz obrázek 3.4 pro $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu3}^0 = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Tabulka 3.1 – Pevnostní a deformační charakteristiky betonu

Die ČSN EN 1992-1-1, 3.2

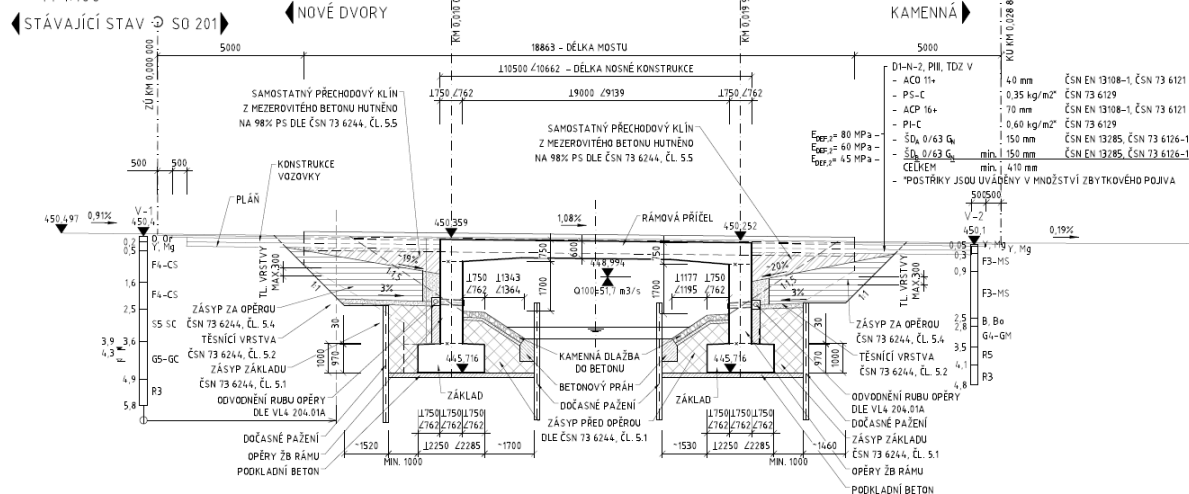
Charakteristika	Značka	B500B	Jednotka
charakteristická mez kluzu betonářské výztuže	f_{yk}	500,0	[MPa]
pevnost v tahu betonářské výztuže	f_t	550,0	[MPa]
návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské oceli	E_s	200,0	[GPa]
návrhová mez kluzu betonářské výztuže pro trvalé a dočasné návrhové situace	f_{yd}	434,8	[MPa]
návrhová mez kluzu betonářské výztuže pro mimořádné návrhové situace	f_{yd}	500,0	[MPa]

Není navržena

PODÉLNÝ ŘEZ

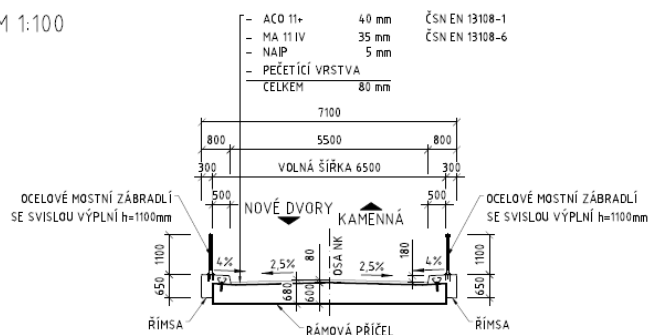
V OSE KOMUNIKACE

M 1:100



VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ

M 1:100



2.3 IGP

V 11/2021 byl proveden firmou BALUN geo s.r.o. inženýrskogeologický průzkum.

Počet a poloha vrtů

Pro předmětný SO byly provedeny dva vrty s označením V-1 a V-2. Vrty byly provedeny z výškové úrovně stávající komunikace v bezprostřední blízkosti opěr stávajícího mostu. Vrt V-1 by proveden do hloubky 5,8 m a vrt V2 do hloubky 4,8 m, kde se již vyskytovalo skalní podloží třídy R3 a vrtné práce byly ukončeny. Ze sondy vrtu V-2 byl odebrán vzorek odvrtnu asfaltu pro vyhodnocení PAU.

Hydrogeologické poměry

Z hlediska chemického působení vody na beton podle normy ČSN EN 206-1 vykazuje voda středně **agresivní prostředí třídy XA2**. V daném případě je tedy nutná primární i sekundární ochrana betonových konstrukcí, které by mohly přijít do styku s podzemní vodou.

HPV

Hladina podzemní vody byla zachycena pouze v sondě V-1. Ustálená hladina podzemní vody byla v hloubce vrtu 3,9 m. Je nutné počítat s vlivem podzemní vody na základovou konstrukci objektu. Hladina podzemní vody koresponduje s cca úrovní hladiny potoka a hladina podzemní vody bude v průběhu roku kolísat v závislosti na četnosti srážek.

Geologické poměry

Sonda V-1

Bylo zaznamenáno v hloubce 4,9 m pod terénem skalní podloží třídy R3,

Sonda V-2

Bylo zaznamenáno v hloubce 4,1 m pod terénem skalní podloží třídy R3 a bylo překryto zcela zvětralou skalní horninou třídy R5.

V obou sondách bylo skalní podloží překryto kvartérními sedimenty, které byly na bázi hrubší a jednalo se o třídy G4-GM a G5-GC. Konzistence výplně těchto sedimentů je do značné míry ovlivněna vlivem podzemní vody, byla tedy hodnocena jako měkká až tuhá a tuhá. Směrem k povrchu ubývá podíl šterkové frakce kvartérních sedimentů a je naopak výraznější podíl jemnozrnné frakce, jedná se o aluviální hlíny třídy F3-MS a F4-CS. Konzistence těchto vrstev se pohybuje od měkké až tuhé po tuhou až pevnou a zpravidla se zhoršuje s hloubkou. Svrchní pokryvná vrstva je tvořena navážkou, jedná se o málo mocnou vrstvu, která nebude mít vliv na založení mostu.

Těžitelnost zemin

- Zemní práce budou prováděny převážně ve středně těžce rozpojitelných zeminách
- U R5 se jedná o **třídu těžitelnosti 3 (I.)**
- U R3 **třída těžitelnosti 6 (III.)**

Těžitelnost uvažována dle klasifikace ČSN 73 3050

(dle ČSN 736133 tab D.1).

Sklony svahů dočasných výkopů

- Výkop v úrovni navážky - zajištění výkopu v navážkách je potřeba volit individuálně, dle charakteru navážky a to pažením nebo mírným sklonem.
- Výkopy v úrovni v jílovitopísčité zemině lze svahovat 2:1, avšak v případě většího podílu šterku ve sklonu 1:1.
- Výkop pod úrovní HPV je třeba zajistit hnaným pažením a po dobu výstavby odčerpávat podzemní vodu.

Vzhledem k složitým základovým poměrům doporučuje IGP, při provádění zemních a základových prací, důslednou spolupráci s geotechnikem.

Základové poměry

Jsou **složitě**, důvodem je výskyt skalního podloží a vliv podzemní vody na založení mostu. Dle platné

normy ČSN EN 1997-1 se jedná o **2. geotechnickou kategorii**. Doporučení IGP je **založit most plošně v úrovni vysoce únosného a málo stlačitelného podloží**.

2.4 Zatížení

2.4.1 Všeobecně

2.4.1.1 Součinitele zatížení

Dle ČSN EN 1990-A1, tab. A2.4

Tabulka A2.4(A) – Návrhové hodnoty zatížení (EQU) (Soubor A)

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz 6.10)	$\gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvažována v tabulkách A2.1 až A2.3.						
<p>POZNÁMKA 1 Hodnoty γ pro trvalé a dočasné návrhové situace mohou být stanoveny v národní příloze. ^{NP19)}</p> <p>Pro trvalé návrhové situace je doporučený soubor hodnot γ:</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,05$</p> <p>$\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$</p> <p>$\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci, 0 pro příznivá;</p> <p>$\gamma_Q = 1,45$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou, (0 pro příznivá);</p> <p>$\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení v trvalých návrhových situacích (0 pro příznivá);</p> <p>γ_p = doporučené hodnoty jsou definovány v příslušných Eurokódech pro navrhování.</p> <p>Pro dočasné návrhové situace, při kterých vzniká nebezpečí ztráty statické rovnováhy, vyjadřuje $Q_{k,1}$ hlavní destabilizující proměnné zatížení a $Q_{k,i}$ vyjadřuje příslušné vedlejší destabilizující proměnné zatížení.</p> <p>Pokud je postup výstavby kontrolován odpovídajícím způsobem, jsou doporučené hodnoty souboru součinitelů γ:</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,05$</p> <p>$\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$</p> <p>$\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá staveništní zatížení (0 pro příznivá);</p> <p>$\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení (0 pro příznivá).</p> <p>⁽¹⁾ Tam, kde se používá protizávaží, lze variabilitu jeho charakteristik zohlednit např. pomocí jednoho nebo obou následujících doporučených pravidel:</p> <ul style="list-style-type: none"> – použití dílčího součinitele $\gamma_{G,inf} = 0,8$ tam, kde není vlastní tíha dobře definována (např. kontejner); – uvažováním odchylek v umístění protizávaží oproti projektu, které je stanoveno úměrně k rozměrům mostu, přičemž velikost protizávaží je definována. U ocelových mostů se v průběhu vysouvání odchylka v umístění protizávaží zpravidla uvažuje hodnotou ± 1 m. 						
<p>POZNÁMKA 2 Pro ověření zdvihání v místě ložisek u spojitých mostů nebo v případech, kdy ověření statické rovnováhy také zahrnuje odolnost nosných prvků (např. tam, kde ztrátě statické rovnováhy je zabráněno stabilizačním systémem nebo zařízením, např. kotvením, podpěrami nebo zvláštními stojkami), lze kromě dvou oddělených postupů ověření podle tabulek A2.4(A) a A2.4(B) provést kombinované ověření podle tabulky A2.4(A). Soubor hodnot γ lze definovat v národní příloze. Doporučují se následující hodnoty γ: ^{NP19)}</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,35$</p> <p>$\gamma_{G,inf} = 1,25$</p> <p>$\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci, (0 pro příznivá);</p> <p>$\gamma_Q = 1,45$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou, (0 pro příznivá);</p> <p>$\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení v trvalých návrhových situacích (0 pro příznivá);</p> <p>$\gamma_Q = 1,35$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení (0 pro příznivá);</p> <p>za předpokladu, že použitím $\gamma_{G,inf} = 1,00$ jak pro příznivou, tak pro nepříznivou část stálých zatížení nevznikne účinek nepříznivější.</p>						

Tabulka A2.4(B) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (Soubor B)

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)		Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní		Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10))	$\gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{D,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{D,i} \psi_{D,i} Q_{k,i}$	(Výraz (6.10a))	$\gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{D,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{D,i} \psi_{D,i} Q_{k,i}$	
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{D,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{D,i} \psi_{D,i} Q_{k,i}$							

(*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) je uvedena v národní příloze. V případě použití (6.10a) a (6.10b) může národní příloha upravit (6.10a) tak, že zahrnuje pouze stálá zatížení.^{NP20)}

POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů γ a ξ lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů γ a ξ následující:^{NP20)}

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ ¹⁾

$\gamma_{G,inf} = 1,00$

$\gamma_D = 1,35$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od silniční dopravy nebo od chodců; (0 pro příznivá);

$\gamma_D = 1,45$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26³⁾ a 27³⁾), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravou; (0 pro příznivá);

$\gamma_D = 1,20$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 16 a 17 a SW/2; (0 pro příznivá);

$\gamma_D = 1,50$ pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení;²⁾

$\xi = 0,85$ (takže $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).

$\gamma_{G,rel} = 1,20$ v případě pružné lineární analýzy a $\gamma_{G,rel} = 1,35$ v případě nelineární analýzy, pro návrhové situace, kdy nerovnoměrné sedání může mít nepříznivé účinky. Pro návrhové situace, kdy zatížení způsobená nerovnoměrným sedáním mohou mít příznivé účinky, se tato zatížení neuvažují.

Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty γ , které se použijí pro vynucená přetvoření.

γ_P = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

Tabulka A2.4(B) (dokončení)

1) Tyto hodnoty zahrnují: vlastní tíhu nosných a nenosných částí, kolejové lože, zeminu, podzemní vodu a volně tekoucí vodu, odstranitelné zatížení, apod.
2) Tyto hodnoty zahrnují: proměnný vodorovný zemní tlak, podzemní vodu, volně tekoucí vodu a kolejové lože, zvýšení složky zemního tlaku od dopravy, aerodynamická zatížení od dopravy, zatížení větrem, teplotou apod.
3) Pro zatížení železniční dopravou u sestav zatížení 26 a 27 lze součinitel $\gamma_D = 1,20$ použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s SW/2 a součinitel $\gamma_D = 1,45$ lze použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s modely zatížení 71, SW/0 a HSLM, apod.
POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty všech stálých zatížení z jednoho zdroje se násobí součinitelem $\gamma_{G,sup}$, pokud celkový výsledný účinek je nepříznivý a součinitelem $\gamma_{G,inf}$, pokud celkový výsledný účinek je příznivý. Např. všechna zatížení mající původ od vlastní tíhy konstrukce lze uvažovat jako pocházející z jednoho zdroje; toto lze použít i v případě, kdy se jedná o různé materiály. Nicméně viz A2.3.1(2).
POZNÁMKA 4 Pro zvláštní ověření lze hodnoty γ_G a γ_D rozdělit na γ_g a γ_q a na součinitel γ_{SD} zahrnující nejistoty modelování. Hodnota γ_{SD} je v oboru 1,0 - 1,15 a lze ji použít v nejobecnějších případech a také ji lze upravit v národní příloze. ^{NP20)}
POZNÁMKA 5 Tam, kde zatížení vodou nejsou zahrnuta v EN 1997 (např. proudící voda), lze pro konkrétní projekt stanovit kombinace zatížení, které se mají použít.

2.4.1.2 Součinitele kombinace

Dle ČSN EN 1990-A1

Tabulka A2.1 – Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	0,75	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	0	0
Zatížení větrem	F_{wk}				
	- Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	- Provádění		0,8	-	0
Zatížení teplotou	F_w^*		1,0	-	-
	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5

Tabulka A2.1 (dokončení)

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0,8	-	-
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	-	1,0
<p>¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0, ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům α_{Qi}, α_{Qj}, α_{Qr} a β_Q rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α. Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1(LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.</p> <p>²⁾ Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukováná hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.</p> <p>³⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.</p>				

ψ_0 součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení

ψ_1 součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení

ψ_2 součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení

2.4.1.3 Kombinační pravidla

Dle ČSN EN 1990-A1, Čl A2.2.2

Zatížení větrem se neuvažuje současně:

- S brzdými nebo odstředivými silami, resp. sestavou gr2 (3)
- Se zatížením teplotou (čl. A2.2.2 (6) a NA2.6)
- S mimořádným zatížením (čl. A2.2.5 (1)).

Brzdné a rozjezdové síly se uvažují podle čl. NA 2.18 v [ČSN EN 1991-2] v kombinaci s modelem LM3, pouze pokud se vozidla pohybují normální rychlostí (tj. vyšší než 5 km/h).

Mezní stav únosnosti v trvalých i dočasných návrhových situacích

Statická rovnováha mostů (EQU) se ověřuje pro tzv. základní kombinaci zatížení podle tab. A2.4(A), tj. podle rovnice (6.10) v [ČSN EN1990-A1].

Posouzení nosných prvků (STR) nezahrnujících geotechnická zatížení (nosné konstrukce, části spodní stavby) se ověřuje pro tzv. základní kombinaci podle tab. A2.4(B), tj. podle rovnice (6.10, 6.10a a 6.10b) v [ČSN EN1990-A1].

Posouzení nosných prvků (STR/GEO) zahrnujících geotechnická zatížení a odolnost podloží (patky, piloty, pilíře, opěry, křídla, opěrné zdi) se ověřuje dle čl. NA 2.16 v [ČSN EN1990-A1]. „postupem 2“ pro tzv. základní kombinaci podle tab. A2.4(B), tj. podle rovnice (6.10, 6.10a a 6.10b) v [ČSN EN1990-A1].

Pro posouzení nosných prvků (STR i STR/GEO) v mimořádných kombinacích zatížení se ověřuje podle tab. A2.5, tj. podle rovnice (6.11a) v [ČSN EN1990-A1]. Při provádění, pokud vzniká nebezpečí ztráty statické rovnováhy, se s mimořádným zatížením (např. pádem nosníku) uvažuje současně i případné další proměnné staveništní zatížení jako vedlejší ostatní, a to kvazistálou hodnotou.

Mezní stav použitelnosti

Mezní stavy použitelnosti se v trvalých návrhových situacích posuzují pro kombinaci charakteristickou, častou a kvazistálou uvedenou v tab. A2.6, tj. dle rovnic (6.14, 6.15 a 6.16), popř. pro kombinaci občasnou (dle rovnice A2.1b) v [ČSN EN1990-A1].

Pro stanovení přetvoření mostu se doporučuje použít častou kombinaci zatížení dle čl. A2.4.2, Pozn. 1 v [ČSN EN1990-A1].

Mezní stavy použitelnosti se v dočasných návrhových situacích během provádění posuzují zpravidla pro kombinaci charakteristickou a kvazistálou eventuálně i častou dle čl. 3.3 (5) v [ČSN EN 1991-1-6].

2.4.2 Stálá zatížení

2.4.2.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha nosné konstrukce je zavedena do výpočtu při uvažování nominálních hodnot rozměrů konstrukce (čl. 4.1.2 v [ČSN EN 1990]) a průměrných hodnot objemové hmotnosti betonu považovaných za charakteristické hodnoty (čl. 4.1 v [ČSN EN 1991-1-1]).

ŽB $25,0 \text{ kN/m}^3$.

2.4.2.2 Ostatní stálé zatížení

Objemové hmotnosti materiálů uvažovány podle přílohy A, tab. A.6 v [ČSN EN 1991-1-1].

Vozovka (šířka 5,5 m, tl. 80 mm)

Název konstrukční vrstvy	Tloušťka [m]	Obj. hmotnost [kN/m ³]	[kN/m ²]
asfaltový beton	0,040	24	$0,040 \cdot 24 = 0,96$
litý asfalt	0,035	24	$0,035 \cdot 24 = 0,84$
živičná izolace	0,005	14	$0,005 \cdot 14 = 0,07$
Celkem			1,87 kN/m ²

Uvažovaná proměnnost tloušťky vozovky je +20% až -20%, pokud nejsou uvažovány přídatné vrstvy (čl. 5.2.3 (3) v [ČSN EN 1991-1-1]).

horní mez zatížení vozovkou $1,2 \cdot 1,87 = 2,244 \text{ kN/m}^2$

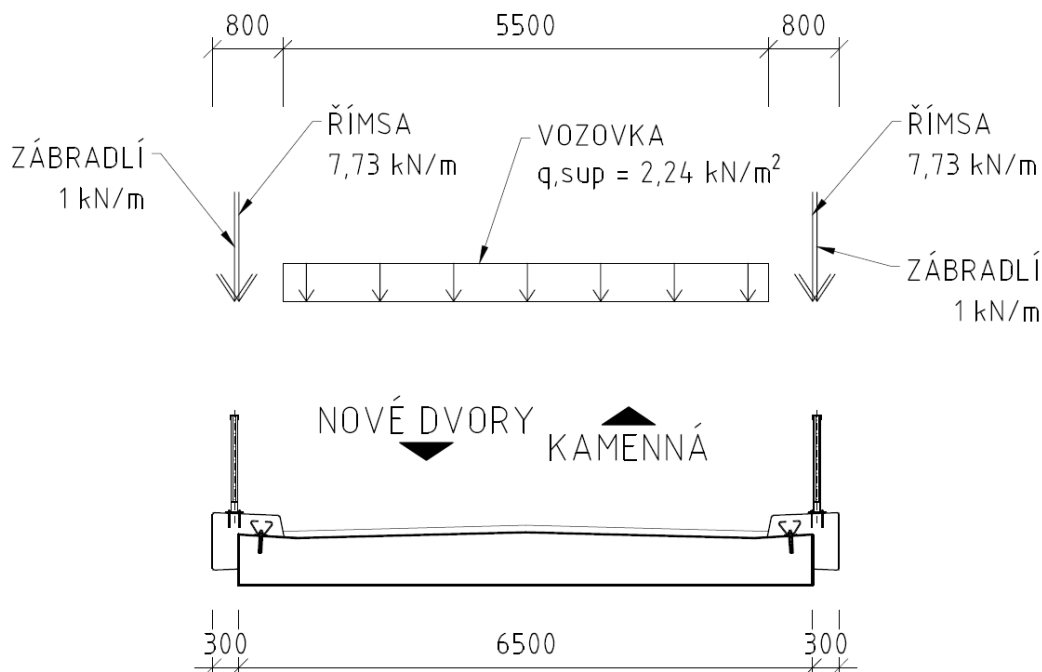
dolní mez zatížení vozovkou – pro konstrukční schéma tohoto mostu nebude uvažován

Římsy

Označení římsy	A [m ²]	obj. hmotnost [kN/m ³]	[kN/m]
levá římsa (š. 0,80 m)	0,309	25	7,725
pravá římsa (š. 0,80 m)	0,309	25	7,725
Celkem			15,45 kN/m

Záchytné systémy

Zábradlí $1,00 \text{ kN/m}$
Zábradlí $1,00 \text{ kN/m}$



(přídavné momentové namáhání od stálého zatížení je zanedbáno z důvodu malých ramen)

2.4.2.3 Pokles podpor

Nerovnoměrný pokles podpor je uvažován hodnotou 10mm.

2.4.2.4 Zemní tlak

Zatížení na křídla opěry zeminou bylo stanoveno v GEO 5 prostřednictvím modulu zemní tlaky. Zatížení na křídla opěry je uvažováno od dopravy a vlastní tíhy zeminy.

Zásyp je uvažován ze zeminy odpovídající třídě G3 (označení dle dnes již neplatné ČSN EN 73 1001) s následujícími parametry.

Charakteristika	Značka	Zemina	Jednotka
		G3, ulehlá	
objemová tíha	γ	20,0	[kN/m ³]
úhel vnitřního tření	φ_{ef}	30,0	[°]
soudržnost zeminy	c_{ef}	0,0	[kPa]
třecí úhel kce-zemina	δ	10,0	[°]
objemová tíha saturované zeminy	γ_{sat}	20,5	[kN/m ³]

2.4.3 Zatížení silniční dopravou

2.4.3.1 Všeobecně

Most převádí silnici III. třídy komunikace s šířkou vozovky mezi obrubami 5,50 m. Zatížení dopravou je uvažováno podle [ČSN EN 1991-2]. Podle čl. NA 2.12 uvedené normy se silnice zařazuje do skupiny 1. Zvláštní vozidla se uvažují dle tab. NA.2.3 ve Změně Z4 uvedené normy.

Tabulka NA.1 – Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{Q1}	α_{Q2}	$\alpha_{Qi} (i > 2)$ a α_{Qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6

¹⁾ Rovnoměrné zatížení v zatěžovacím pruhu 1 je $0,45 \times 9,0 \text{ kN/m}^2 \sim 4 \text{ kN/m}^2$.

Rozdělení vozovky na jízdní pruhy

(dle čl. 4.2.3 v [ČSN EN 1991-2])

šířka vozovky $w = 5,50 \text{ m}$ šířka jednoho zatěžovacího pruhu $w_1 = 3,0 \text{ m}$ maximálně se uvažuje 1 pruh, zbývající šířka vozovky je $5,50 - 3,0 \times 1 = 2,50 \text{ m}$ **Uvažovaná zatížení dopravou**

Pro návrh mostu se uvažují modely LM1. Model LM 2 nebude pro globální analýzu rozhodující, a proto se na konstrukci neuvažuje. Model LM4 (chodci) se vzhledem k charakteru komunikace neuvažuje

Sestavy zatíženíTabulka 4.4a – Stanovení sestav zatížení dopravou (charakteristické hodnoty vícetřížkových zatížení)^{NP21)}

		VOZOVKA					CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY	
Typ zatížení		Svislé síly				Vodorovné síly		Pouze svislé zatížení
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2.1
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidi)	brzdné a rozjezdové síly ^a	odstředivé síly a příčné síly ^a	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				NP21)	NP21)	kombinační hodnota ^b
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3 ^d							charakteristická hodnota ^c
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota
	gr5	viz příloha A ^{NP16)}		charakteristická hodnota ^{NP16)}		NP18)	NP20)	
Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)								

^a Lze definovat v národní příloze (pro uvedené případy).

^b Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m²,^{NP21)}

^c Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou dvou, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku.

^d Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.

(dle tab. 4.4a, NA 2.18 a NA 2.21 v [ČSN EN 1991-2])

- Sestava gr1a: zahrnuje model LM1 (charakteristické hodnoty) a zatížení chodníků (kombinační hodnota $3,0 \text{ kN/m}^2$), vodorovné síly se nezahrnují.
- Sestava gr4 zahrnuje zatížení vozovky a chodníků $5,0 \text{ kN/m}^2$

Roznos soustředěných zatížení

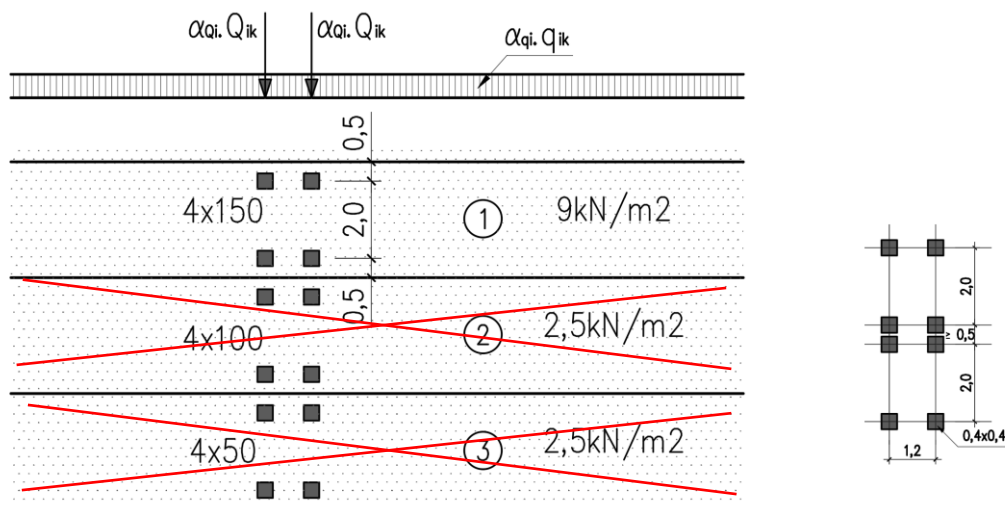
(dle čl. 4.3.6 v [ČSN EN 1991-2])

Roznášení vozovkou a betonovou deskou se uvažuje pod úhlem 45° až do střednicové roviny desky.

Roznos se uplatní zejména při lokálním posouzení od účinků modelu LM1, LM2 a LM3.

2.4.3.2 Model zatížení 1 (LM1)

(dle čl. 4.3.2 v [ČSN EN 1991-2])



Poznámka:

Umístění dvounáprav je zakresleno pro globální posouzení. Pro lokální posouzení je min. vzdálenost mezi dvounápravami 0,5 m a vzdálenost kola krajní dvounápravy od obrubníku je 0,25 m.

Zatížení na jednu nápravu

(charakteristické hodnoty)

v pruhu č. 1: $\alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 1,0 \cdot 300 = 300 \text{ kN}$

v pruhu č. 2: neuvažuje se

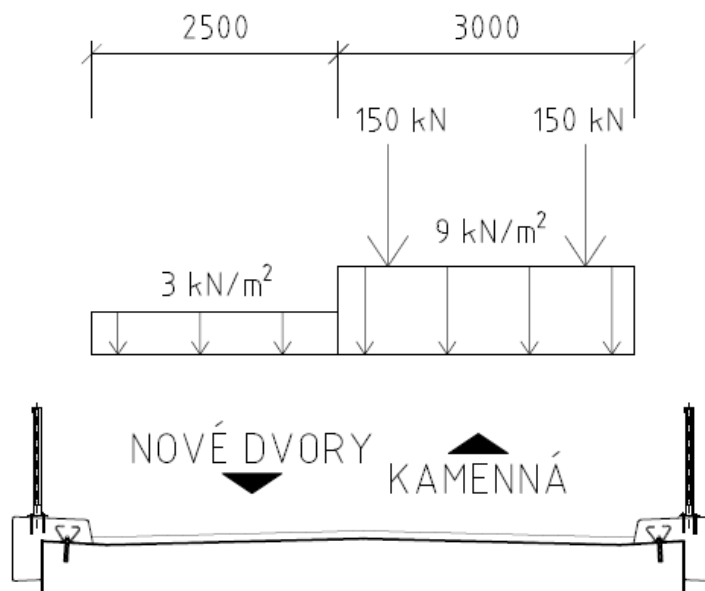
v pruhu č. 3: neuvažuje se

Rovnoměrné zatížení

v pruhu č. 1: $\alpha_{Q1} \cdot q_{1k} = 1,0 \cdot 9,0 = 9,0 \text{ kN/m}^2$

na zbývající ploše: $\alpha_{Q3} \cdot q_{3k}$, resp. $\alpha_{qr} \cdot q_{rk} = 1,2 \cdot 2,5 = 3,0 \text{ kN/m}^2$

celkové rovnoměrné zatížení: $9,0 \cdot 3,0 + 3,0 \cdot (5,5 - 1 \cdot 3,0) = 34,5 \text{ kN/m}$



2.4.3.3 Model zatížení 2 (LM2)

Není uvažován

2.4.3.4 Model zatížení 3 (LM3)

Není uvažován

2.4.3.5 Modely zatížení na únavu

Není uvažován

2.4.3.6 Brzdné a rozjezdové síly

Dle ČSN EN 1991-2, čl. 4.4.1

Dle ČSN EN 1991-2/Z4, čl. 4.4.1 a NP18

Pro model LM1

$$Q_{lk} = 0,6 \alpha_{Q1} (2 Q_{1k}) + 0,10 \alpha_{Q1} q_{1k} W_L$$

$$180 \alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ (kN)}$$

Charakteristická hodnota brzdné síly

$$Q_{lk} = 0,6 \times 1 \times (2 \times 300) + 0,10 \times 1 \times 9 \times 3 \times 10,662$$

$$Q_{lk} = 388,79 \text{ kN}$$

2.4.3.7 Odstředivá síla

Není uvažována, most je v přímé

2.4.3.8 Zatížení v mimořádných návrhových situacích

Síla od nárazu do nosné konstrukce

Neuvažována

Stálé zatížení plochy pod a za svodidlem

Neuvažována

Síly od nárazu vozidla na obrubník

(dle čl. 4.7.3.2 v [ČSN EN 1991-2])

Síly od nárazu na svodidlo

Neuvažována

2.4.4 Zatížení Větrm

Vzhledem k velikosti mostu není uvažován

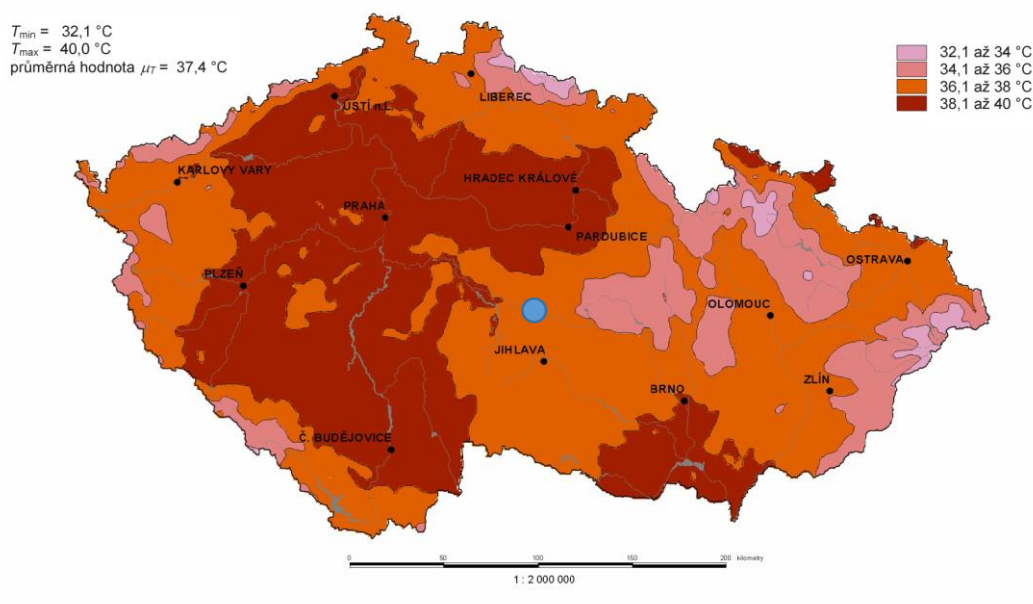
2.4.5 Zatížení teplotou

2.4.5.1 Všeobecně

Betonový most je uvažován dle čl. 6.1.1 v [ČSN EN 1991-1-5] jako typ konstrukce 3.

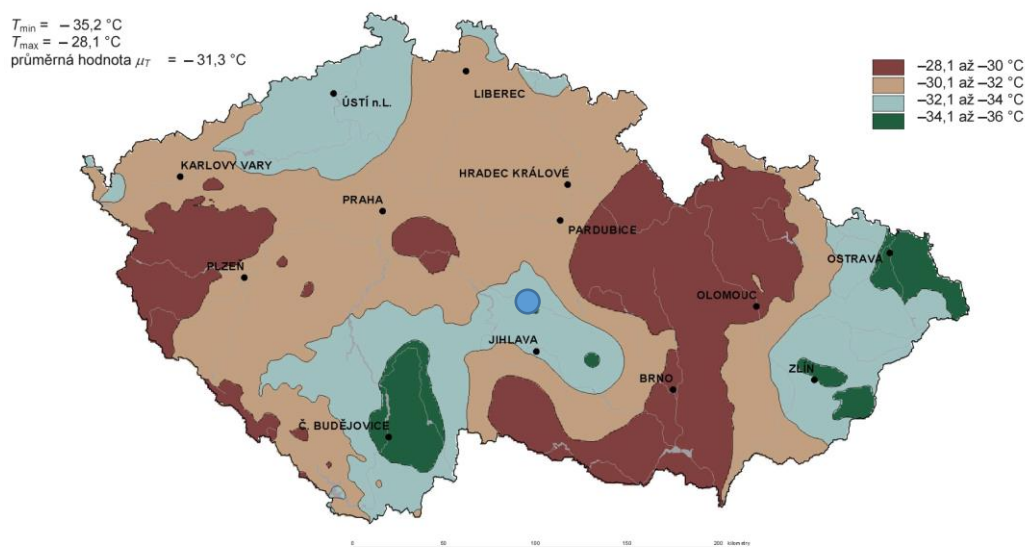
Max. a min. teploty vzduchu v místě mostu se určí podle map v národní příloze (obr. NA 1 a NA 2):

Hodnoty maximální teploty vzduchu ve stínu, která je překročena ročními maximy s pravděpodobností 0,02.



Obrázek NA.1 – Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu.

Hodnoty minimální teploty vzduchu ve stínu, která je překročena ročními minimy s pravděpodobností 0,02.



Obrázek NA.2 – Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu.

Maximální teplota vzduchu: $T_{\max} = 36,1 \text{ °C}$ až 38 °C

Minimální teplota vzduchu: $T_{\min} = -32,1 \text{ °C}$ až -34 °C

Součinitel teplotní roztažnosti se pro beton uvažuje hodnotou $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ (příloha C, tab. C1).

Účinky teploty se dle čl. A2.2.2 (6) a NA2.6 v [ČSN EN 1990 ZMĚNA A1] neuvažují současně se zatížením větrem.

2.4.5.2 Rovnoměrná složka teploty

Max. a min. rovnoměrné složky teploty nosné konstrukce se stanoví dle čl. NA 2.4 v [N5]:

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5 = 36,1 + 1,5 = 37,6 \text{ °C}$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8,0 = -34,0 + 8,0 = -26,0 \text{ °C}$$

Výchozí teplotu mostu lze dle čl. NA 2.21 v [ČSN EN 1991-1-5] uvažovat $T_0 = 10 \text{ °C}$.

Charakteristické maximální rozsahy rovnoměrné složky teploty (dle čl. 6.1.3.3 v [ČSN EN 1990 ZMĚNA A1]):

$$\text{Pro výpočet prodloužení mostu: } \Delta T_{N,\exp} = T_{e,\max} - T_0 = 37,6 - 10,0 = 27,6 \text{ °C}$$

$$\text{Pro výpočet zkrácení mostu: } \Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = -(10,0 + 26,0) = -36,0 \text{ °C}$$

Vzhledem k tomu, že na mostě nejsou navrženy ložiska ani MZ a jedná se o velmi malý most, zkrácení a prodloužení mostu nebude uvažováno.

2.4.5.3 Rozdílová složka teploty

Dle ČSN EN 1991-5, čl. 6.1.4.1, postup 1

Tabulka 6.1 – Doporučené hodnoty lineárních rozdílových složek teploty pro různé typy nosných konstrukcí mostů pozemních komunikací, lávek pro chodce a železničních mostů

Typ nosné konstrukce	Horní povrch teplejší než dolní	Dolní povrch teplejší než horní
	$\Delta T_{M,\text{heat}} (\text{°C})$	$\Delta T_{M,\text{cool}} (\text{°C})$
1. typ: ocelová nosná konstrukce	18	13
2. typ: ocelobetonová nosná konstrukce	15	18
3. typ: betonová nosná konstrukce		
– betonový komorový nosník	10	5
– betonový nosník	15	8
– betonová deska	15	8

POZNÁMKA 1 Hodnoty uvedené v tabulce jsou horními mezními hodnotami lineárně proměnné složky teploty pro reprezentativní vzorek geometrie mostů.

POZNÁMKA 2 Hodnoty uvedené v tabulce pro mosty pozemních komunikací, lávky a pro železniční mosty vycházejí z 50 mm tloušťky mostního svršku. Pro jiné tloušťky mostního svršku se mají tyto hodnoty vynásobit součinitelem k_{sur} . Doporučené hodnoty součinitele k_{sur} jsou uvedené v tabulce 6.2.

Tabulka 6.2 – Doporučené hodnoty součinitele k_{sur} pro různé tloušťky mostního svršku

Mosty pozemních komunikací, lávky pro chodce a železniční mosty						
Tloušťka mostního svršku	1. typ		2. typ		3. typ	
	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
bez svršku	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
vodotěsná izolace ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
štěrkové lože (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

¹⁾ Tyto hodnoty představují horní mezní hodnoty pro tmavé barvy.

Vozovka na mostě je tl. 80 mm, k_{sur} je stanoven interpolací.

Nerovnoměrné ohřátí - horní povrch teplejší Nerovnoměrné ochlazení, dolní povrch teplejší

$$\Delta T_{M,heat} = +12,3^{\circ}\text{C}$$



$$\Delta T_{M,cool} = -6,56^{\circ}\text{C}$$

2.4.5.4 Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty

(dle čl. 6.2 v [ČSN EN 1991-1-5])

Současné působení rozdílové a rovnoměrné složky teploty se uvažuje podle vztahů:

- $\Delta T_{M,heat}$ (nebo $\Delta T_{M,cool}$) + $\omega_N \cdot T_{N,exp}$ (nebo $T_{N,con}$) $\omega_N = 0,35$
- $\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}$ (nebo $\Delta T_{M,cool}$) + $T_{N,exp}$ (nebo $T_{N,con}$) $\omega_M = 0,75$

Zvolí se ten vztah, který vyvolá nepříznivější namáhání konstrukce.

2.4.6 Zemní tlaky všeobecně

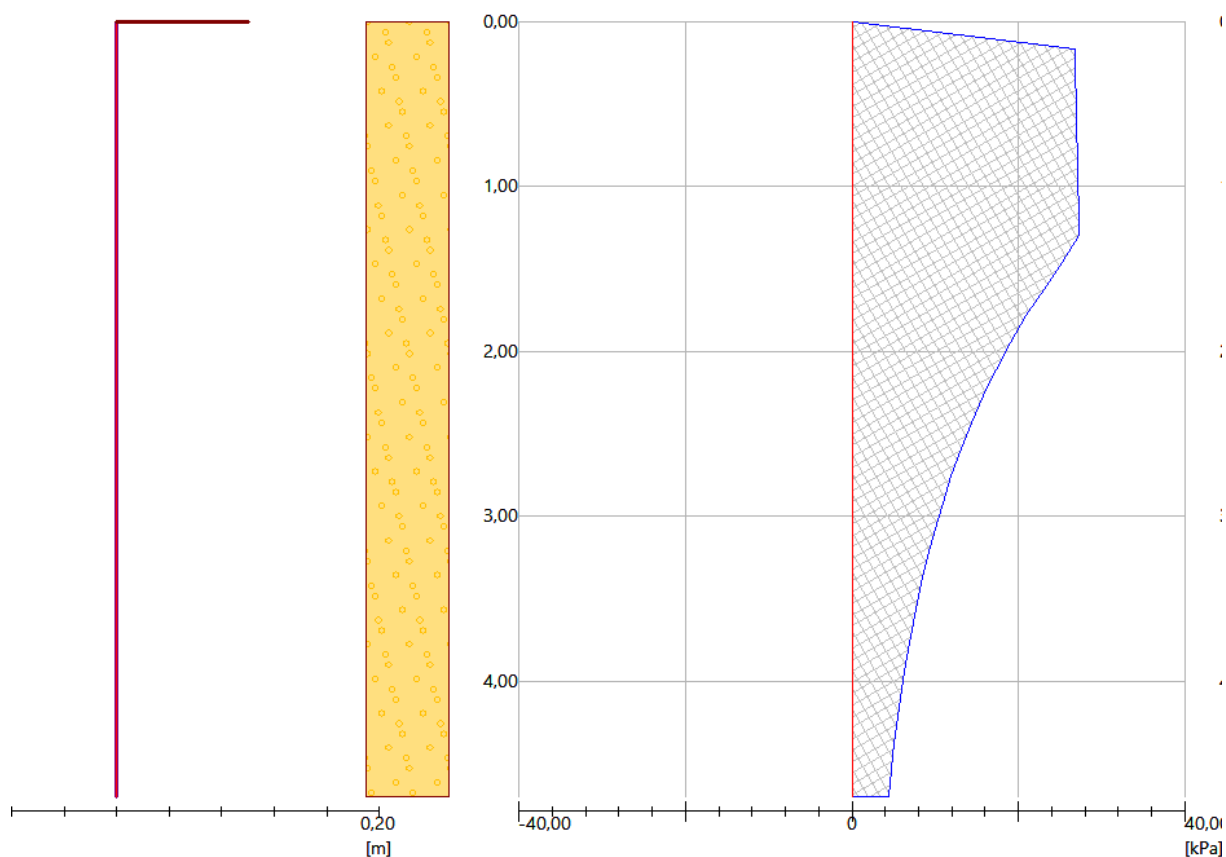
Dle ČSN EN 1991-2 čl. 4.9.1. Dle ČSN EN 1991-2 ZMĚNA Z4, NA 2.39

Dvounápravy modelu LM1:

v pruhu č. 1	$q_{eq} = 2 \cdot 300 / (3,0 \cdot 4,5) = 44,4 \text{ kN/m}^2$
Mimo plochu dvounápravy modelu LM1 se uvažuje rovnoměrné zatížení:	
v pruhu č. 1	9,0 kN/m ²
ostatní plocha	3,0 kN/m ²

Geometrie konstrukce
Délka konstrukce = 4,70 m

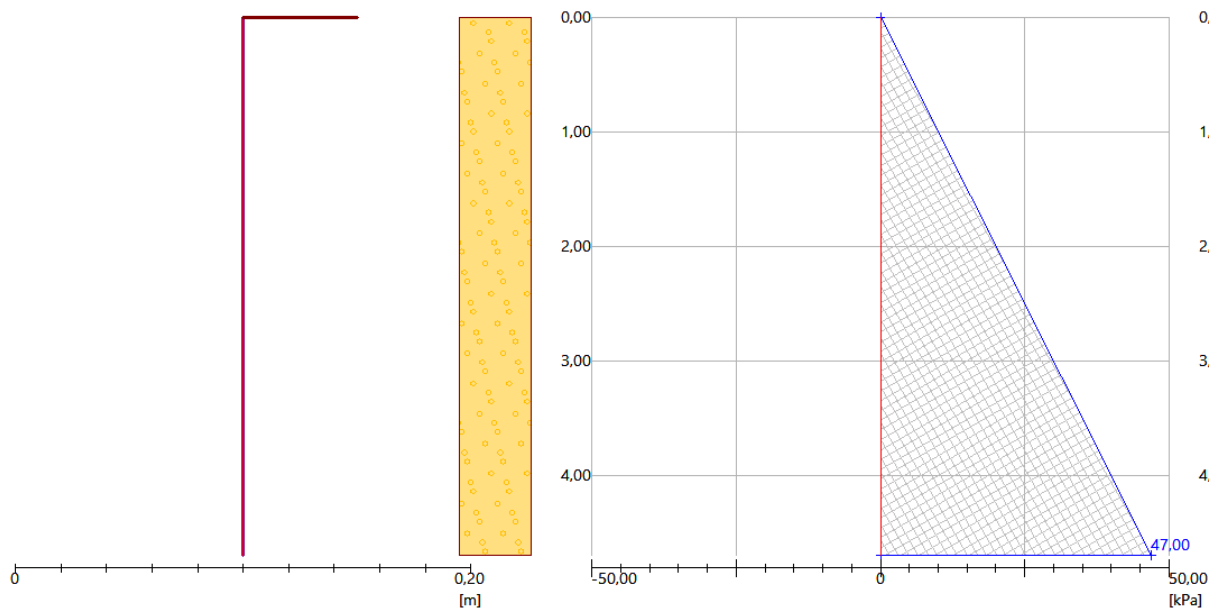
Vodorovná složka
Celková síla = 74,62 kN/m
Hloubka těžiště = 1,70 m



Obr. zemní tlaky na opěru od LM1

Geometrie konstrukce
Délka konstrukce = 4,70 m

Vodorovná složka
Celková síla = 110,45 kN/m
Hloubka těžiště = 3,13 m



Obr. zemní tlaky na opěru od zeminy

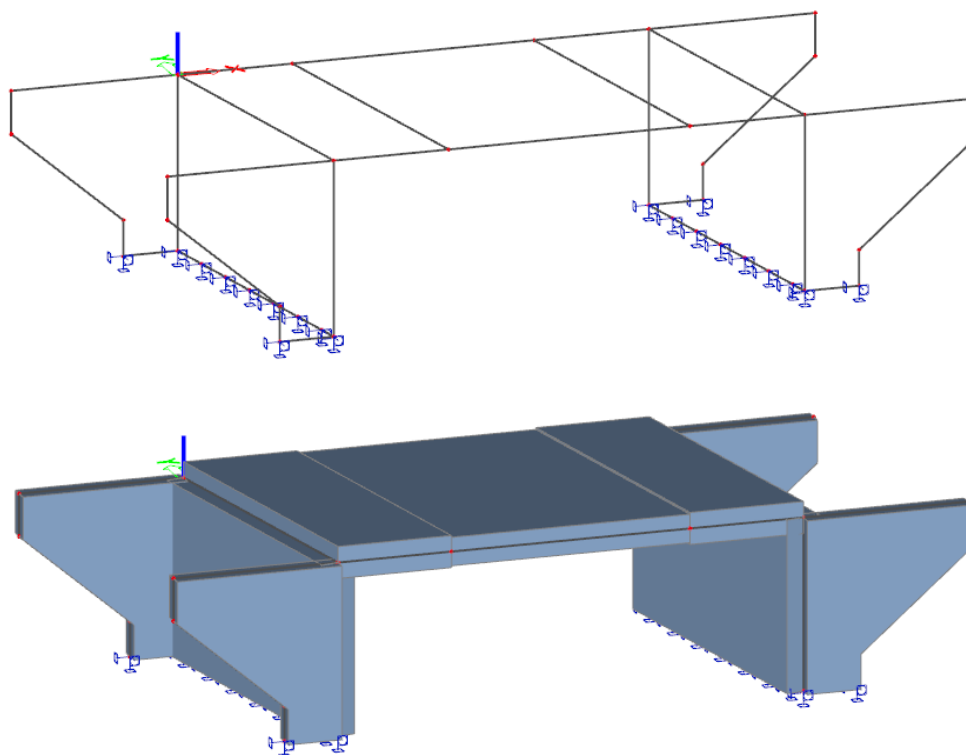
3 Výpočtové modely

3.1 3D deskový model

3.1.1 Všeobecně

Nosná konstrukce i opěry jsou modelovány deskovými prvky. Plošné založení není modelováno, ale základ je zatížen reakcemi z modelu a posouzen.

3.1.2 Schéma modelu



Obr. deskostěnový model

4 Mezní stav použitelnosti

4.1 Mezní stav omezení napětí

4.1.1 Kvazistálá kombinace zatížení

Kvazistálá kombinace je dle [ČSN EN 1990 ZMĚNA A1] definována rovnicí (6.16b):

Pro kvazistálou kombinaci zatížení je nutné splnit níže uvedená kritéria:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

4.1.2 Charakteristická kombinace zatížení

Charakteristická kombinace je dle [ČSN EN 1990 ZMĚNA A1] definována rovnicí (6.14b):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.14b)$$

4.2 Mezní stav omezení trhlin

4.2.1 Kvazistálá kombinace zatížení

Kvazistálá kombinace je dle [ČSN EN 1990 ZMĚNA A1] definována rovnicí (6.16b):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

Železobeton:

Podle tab. NA.1 ve změně Z2 v [ČSN EN 1992-2] je nutné dodržet pro kvazistálou kombinaci zatížení šířku trhlin $w_{\max} = 0,2$ mm.

Tabulka NA.1 – Doporučené hodnoty w_{\max} a odpovídající kombinační pravidla^{d), f), g)}

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté bez soudržné předpínací výztuže (kvazi-stálá kombinace zatížení)	Prvky předpjaté soudržnou výztuží (častá kombinace zatížení)		
		Předem předpjatý beton	Dodatečně předpjatý beton	
			Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL1 až PL3 ^{c)}	Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL1 ^{c)}
X0, XC1	0,4 ^{a)}	0,2	0,2	0,3
XC2, XC3, XC4	0,3	0,1 ^{b)}	0,2 ^{b)}	0,3
XD, XS, XF	0,2	Dekomprese ^{e)}	0,1 ^{b)}	0,2
Stupeň vlivu prostředí	Dělené konstrukce (bez průběžné podélné betonářské výztuže)			
Nerozhoduje	Nulový tah ve spáře: charakteristická kombinace zatížení (viz též ČSN EN 15050)			

^{a)} Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhlin vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.

^{b)} Pro tyto případy musí být také posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.

^{c)} Stupně protikorozní ochrany (*Protection Level*) předpínací výztuže – viz tabulka NA.2 a tabulka NA.3.

^{d)} Tato tabulka není určena pro hodnocení existujících (ani nových) konstrukcí.

^{e)} Pro tento případ musí být také posouzena šířka trhlin 0,2 mm pro charakteristickou kombinaci zatížení.

^{f)} Tato tabulka platí pro konstrukce působící v obou směrech jako železobetonové nebo jako předpjaté stejným druhem předpínací výztuže (výztuž se soudržností, výztuž bez soudržnosti). Doporučuje se tabulku použít a uvažovat přísnější požadavky i v případech, kdy je konstrukce navržena v podélném a v příčném směru rozdílně (např. v podélném směru působí jako předpjatá výztuž se soudržností a v příčném směru jako železobetonová).

^{g)} Spřažené desky spolupůsobící s předpjatými nosníky se uvažují jako železobetonové, pokud po jejich betonáži již není do konstrukce vneseno další předpětí.

4.3 Mezní stav omezení průhybu

Vzhledem k velikosti průhybů, menší než výrobní tolerance konstrukce, není potřeba se průhyby zabývat. (Velikost průhybů je stanovována pro kvazistálou kombinaci)

5 Mezní stav únosnosti

V mezním stavu únosnosti je potřeba ověřit, zdali je NK schopná odolat návrhovému meznímu zatížení charakterizovaného následujícími rovnicemi z [N1b]

Rovnice (6.10a), rovnice (6.10b)

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

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

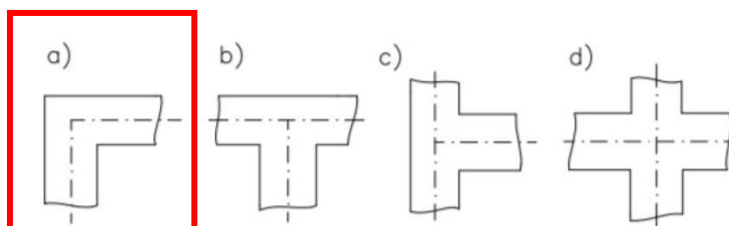
Pro posouzení mostu jsou použity rovnice 6.10a; 6.10b.

5.1 Kombinace tlaku s ohybem

Nosná konstrukce je s podporami monoliticky spojena, kritický návrhový ohybový moment bude uvažován dle níže uvedeného obrázku.

U příčlí rámových konstrukcí lze při dimenzování styčnickových průřezů na ohyb postupovat takto:

- v rohových styčnicích (*obr. 2.9a*) se dimenzuje na ohybový moment stanovený v teoretickém styčniku,
- ve styčnicích podle schématu na *obr. 2.9b* se dimenzuje na redukovaný moment M_m stanovený podle bodu a), tj. $M_m = M_{Ed} - \Delta M_{Ed}$,
- ve styčnicích podle schémat na *obr. 2.9c* a *2.9d* se dimenzuje na redukované momenty $M_{eff,i}$ stanovené podle bodu b).

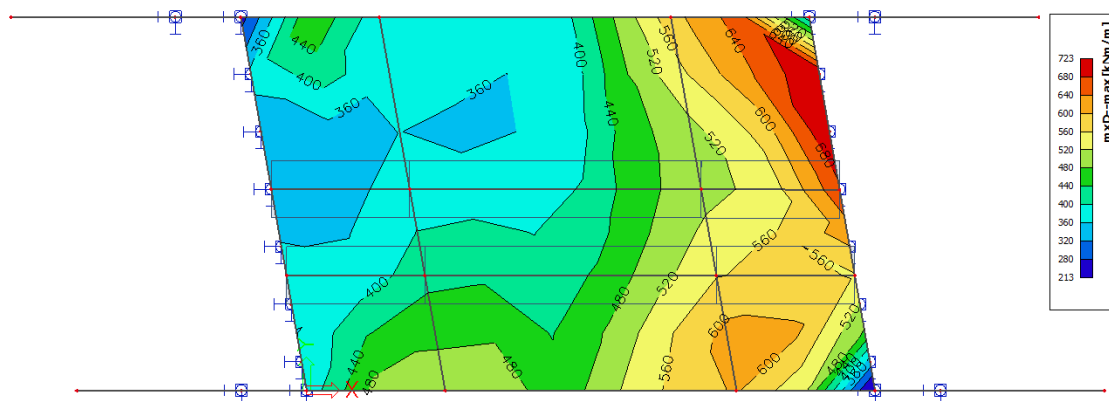


Obr. 2.9: Styčnický rámo-
vých konstrukcí

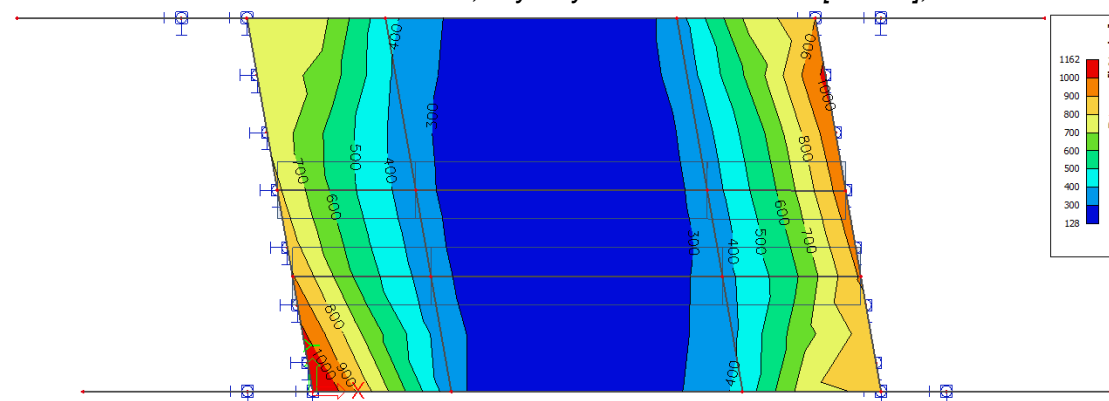
5.1.1 Podélný směr

Chování konstrukce je analyzováno ve výpočetním programu Scia engineer 21.0

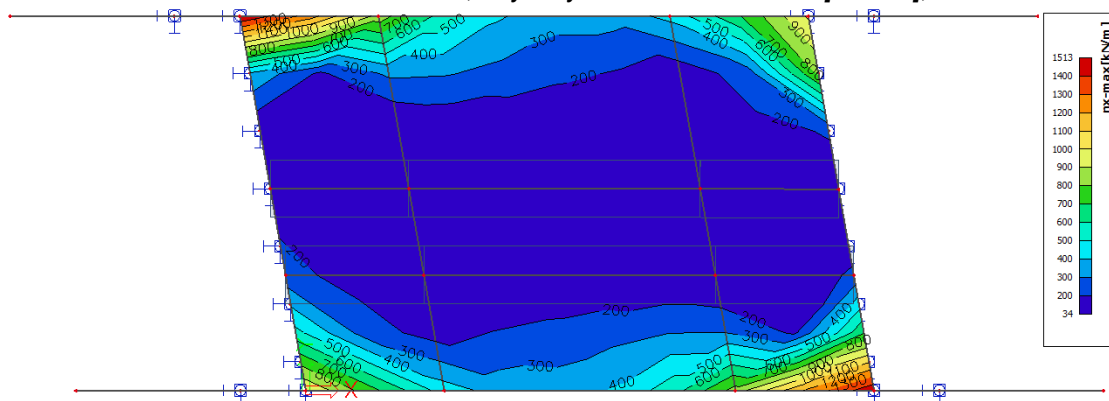
MSÚ – STRB – obálka kombinací 6.10a a 6.10b



Obr. MSÚ obálka kombinací, ohybový moment m_{xD-max} [kNm/m], dolní vlákna

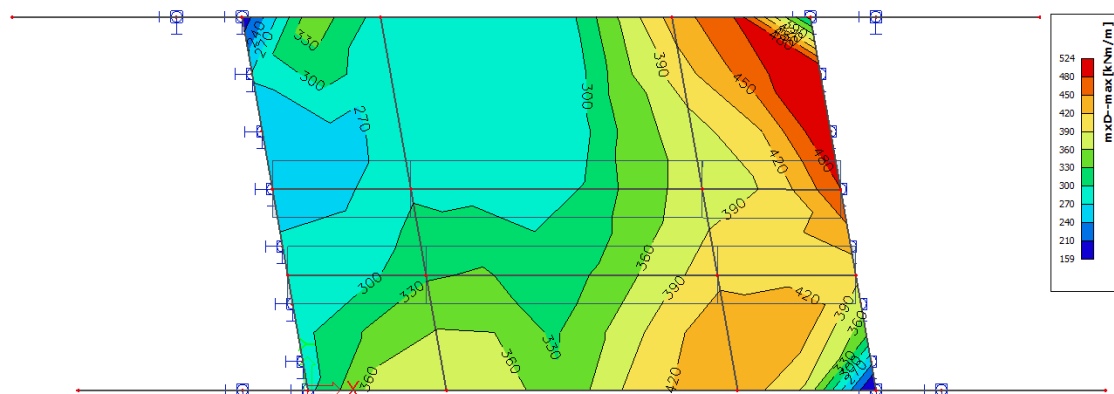


Obr. MSÚ obálka kombinací, ohybový moment m_{xD+max} [kNm/m], horní vlákna

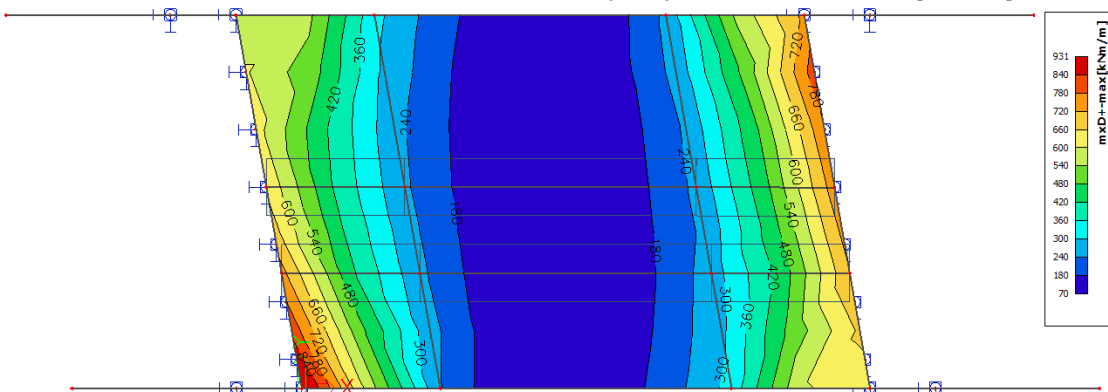


Obr. MSÚ, normálové síly v NK – $N_{x,max}$ [kN] (tah)

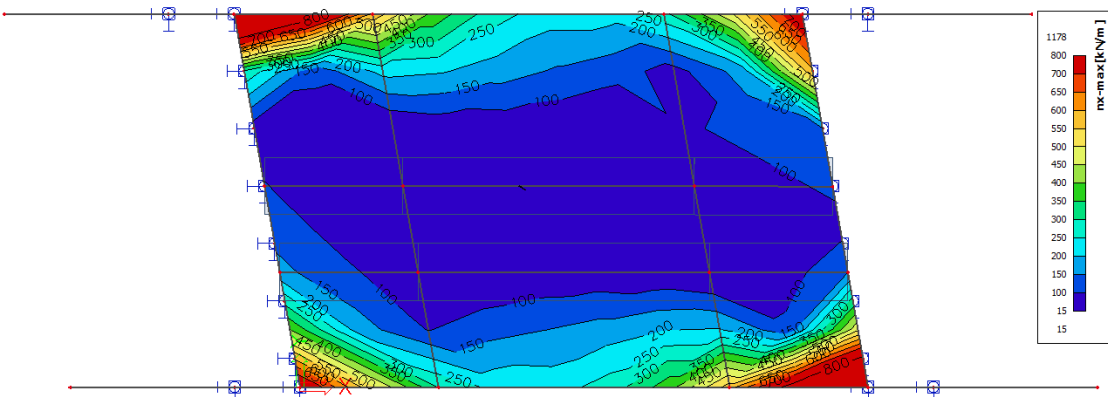
MSP – Charakteristická kombinace



Obr. MSP obálka charakteristické kombinace, ohybový moment m_{xD-max} [kNm/m], dolní vlákna

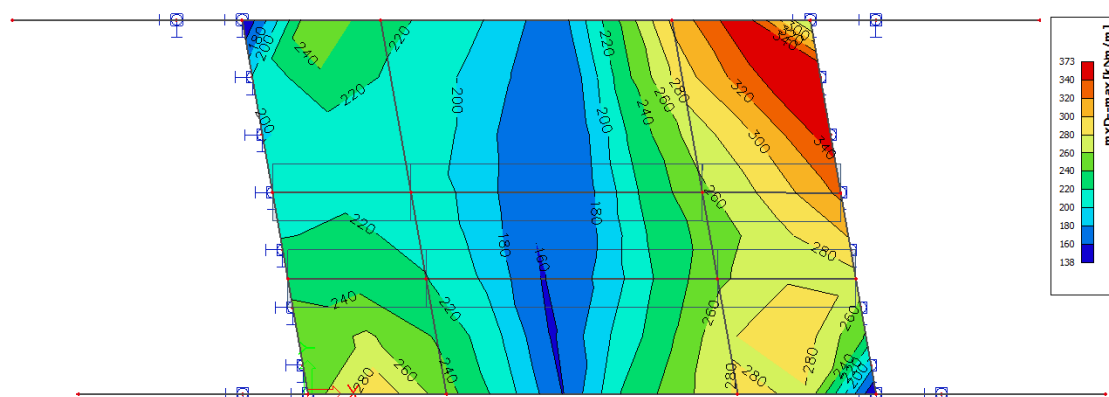


Obr. MSP obálka charakteristické kombinace, ohybový moment $m_{xD+ max}$ [kNm/m], horní vlákna

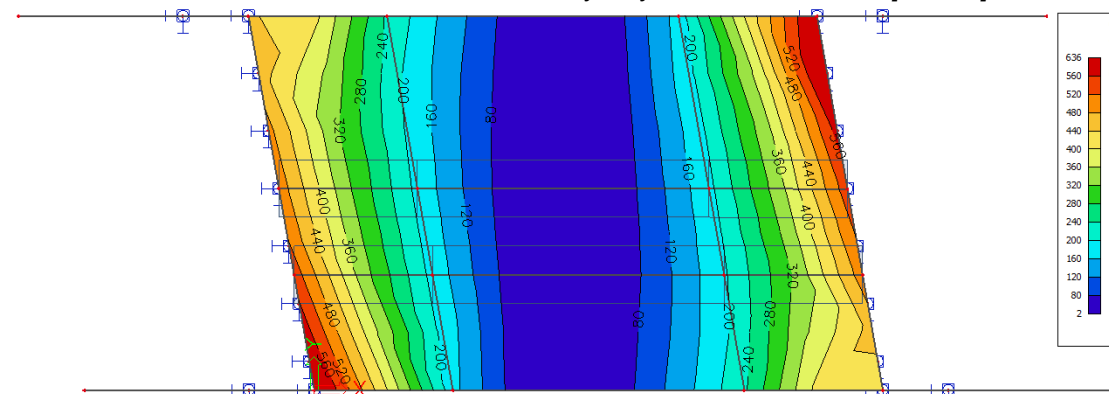


Obr. MSP – charakteristická k., normálové síly v NK – $N_{x,max}$ [kN] (tah)

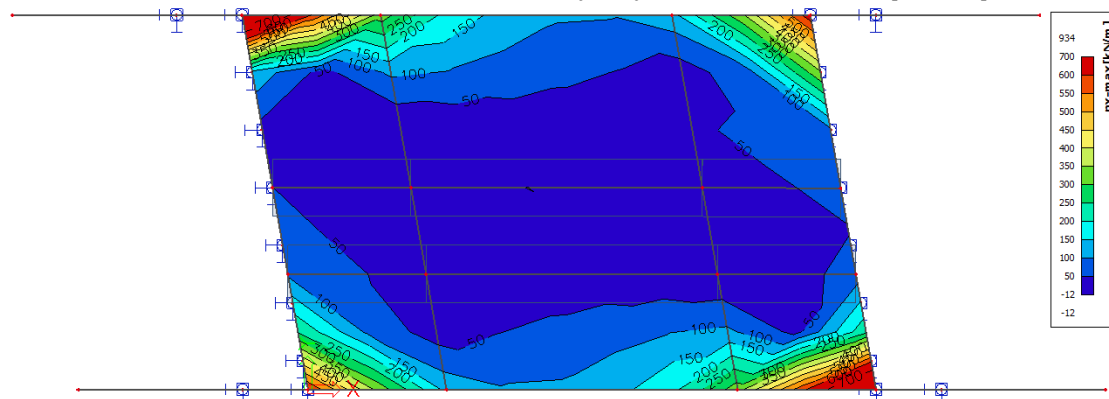
MSP – Kvazistálá kombinace



Obr. MSP obálka kvazistálé kombinace, ohybový moment m_{xD-max} [kNm/m], dolní vlákna



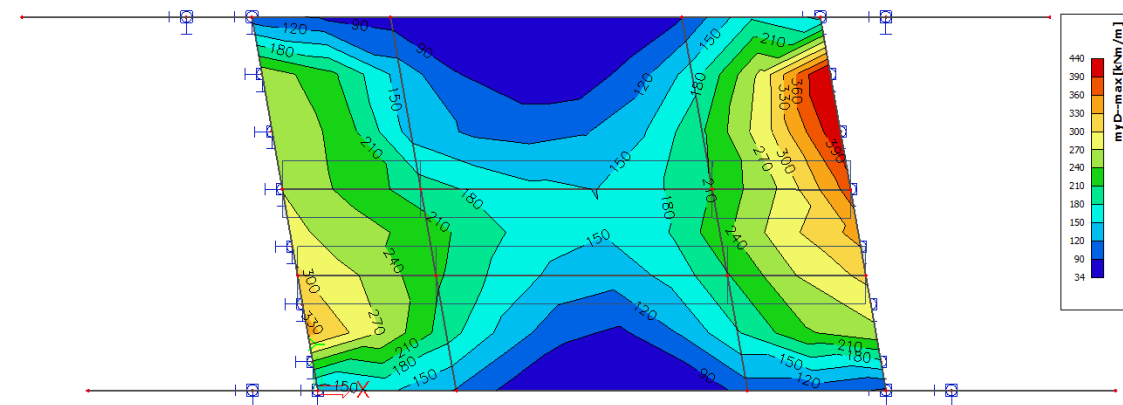
Obr. MSP obálka kvazistálé kombinace, ohybový moment $m_{xD+ max}$ [kNm/m], horní vlákna



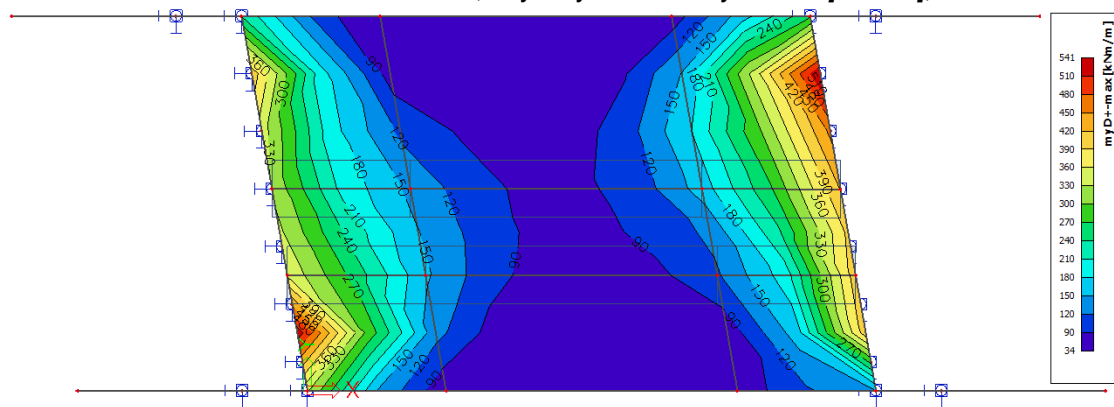
Obr. MSP – kvazistálá k., normálové síly v NK – $N_{x,max}$ [kN] (tah)

5.1.2 Příčný směr

MSÚ – STRB – obálka kombinací 6.10a a 6.10b

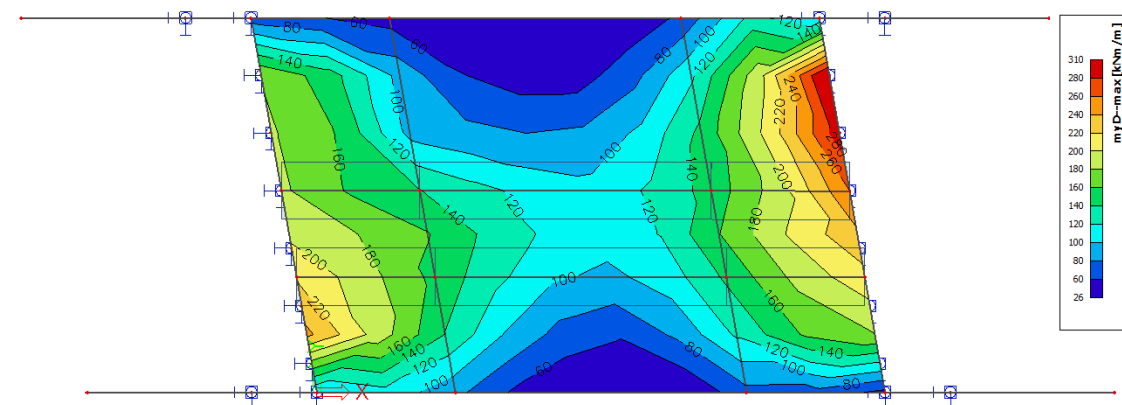


Obr. MSÚ obálka kombinací, ohybový moment $myD- \max$ [kNm/m], dolní vlákna

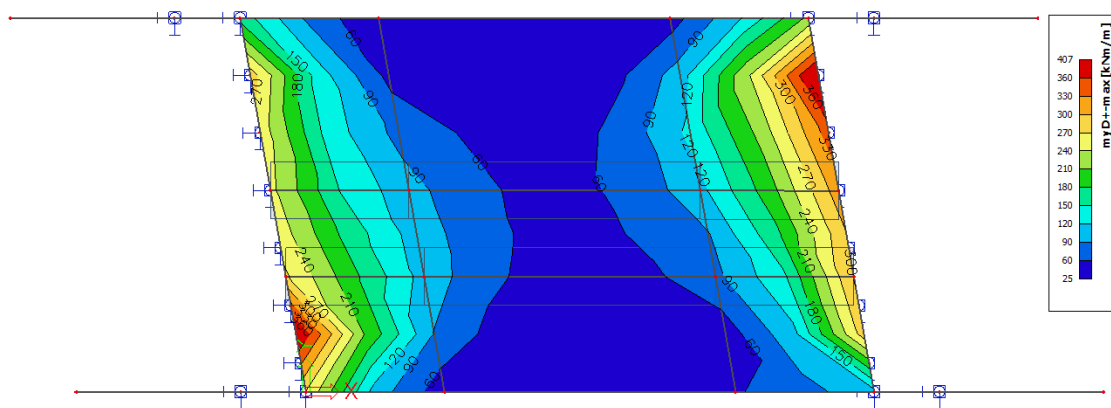


Obr. MSÚ obálka kombinací, ohybový moment $myD+ \max$ [kNm/m], horní vlákna

MSP – Charakteristická kombinace

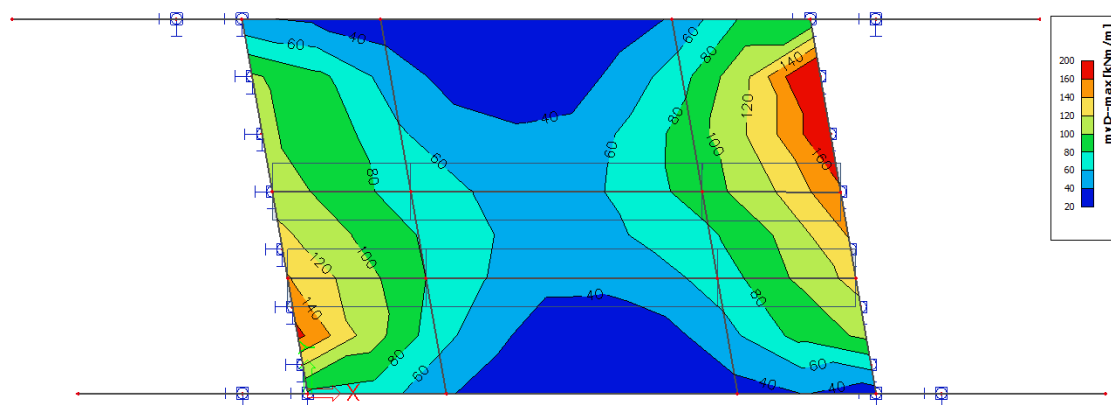


Obr. MSP obálka charakteristické kombinace, ohybový moment $myD- \max$ [kNm/m], dolní vlákna

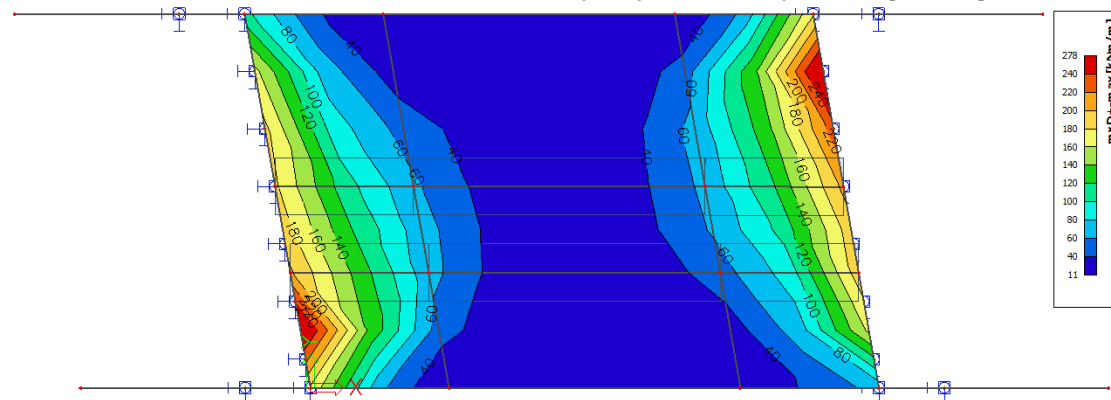


Obr. MSP obálka charakteristické kombinace, ohybový moment $myD+ \max$ [kNm/m], horní vlákna

MSP – Kvazistálá kombinace



Obr. MSP obálka kvazistálé kombinace, ohybový moment $myD- \max$ [kNm/m], dolní vlákna

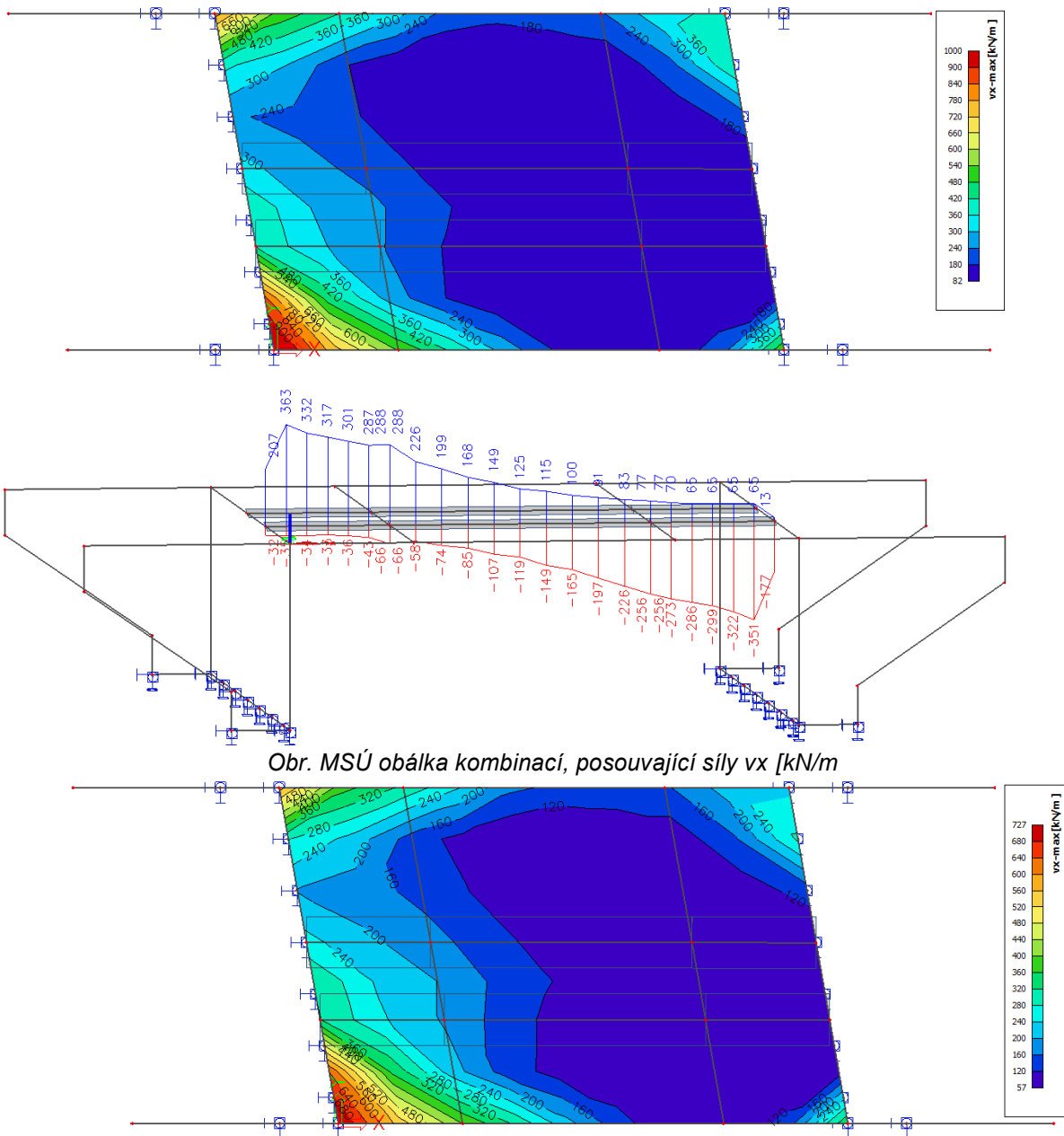


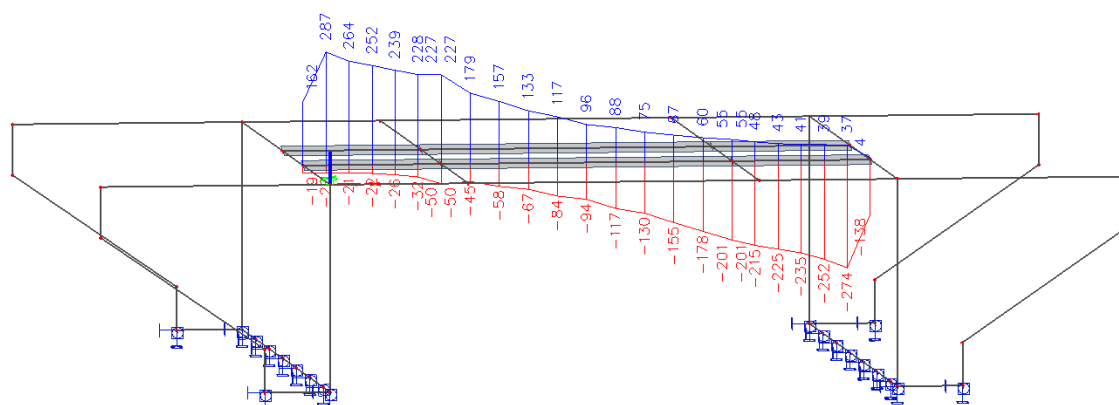
Obr. MSP obálka kvazistálé kombinace, ohybový moment $myD+ \max$ [kNm/m], horní vlákna

5.2 Smyk

Dle ČSN EN 1992-1, ČL. 6.2.1 (8)

U prvků namáhaných převážně rovnoměrným zatížením není třeba posuzovat návrhovou posouvající sílu do vzdálenosti d od líce uložení. Z výše uvedeného důvodu bude první posuzovaná návrhová posouvající síla ve vzdálenosti d od líce. Požadovaná smyková výztuž bude pokračovat až do podpory. Je ověřeno, že posouvající síla v podpoře nepřestoupí hodnotu $V_{Rd,max}$ (viz též 6.2.2 (6) a 6.2.3 (8)).



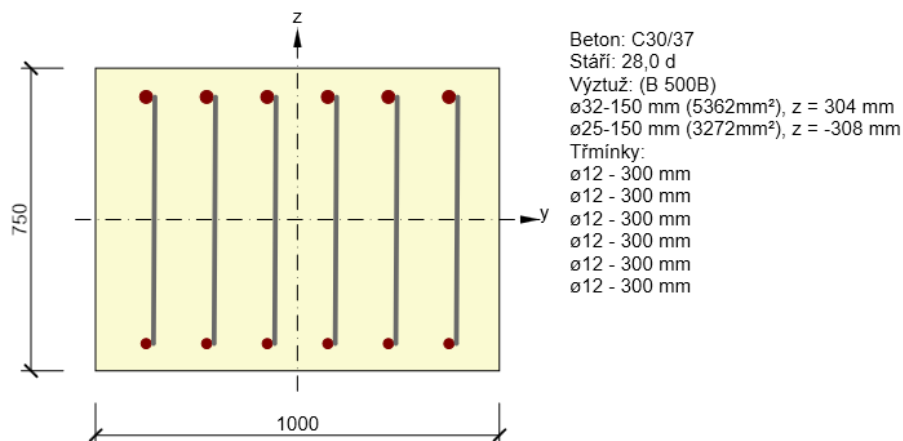


6 Nosná konstrukce

6.1 Podélný směr

Průřez u podpory (max M_y)

Vyztužený průřez: R 1

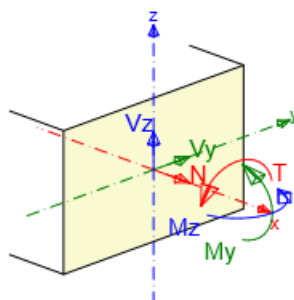


Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	400,0	-480,0	0,0			84,5	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	800,0	-800,0	0,0			68,1	OK
Smyk	800,0			450,0	0,0	80,0	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	800,0	-800,0	0,0	450,0	0,0	79,0	OK
Omezení napětí	600,0	-660,0	0,0			64,2	OK
Šířka trhliny	400,0	-480,0	0,0			84,5	OK
Ohybová štíhlost	400,0	-480,0	0,0			5,9	OK

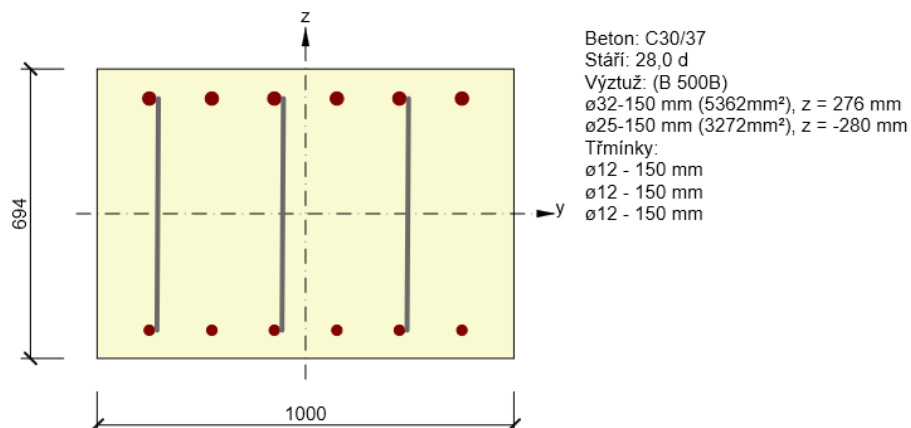
Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Typ kombinace	Použít	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Základní MSÚ	<input checked="" type="checkbox"/>	800,0	0,0	450,0	0,0	-800,0	0,0
Mimořádná	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Charakteristická	<input checked="" type="checkbox"/>	600,0	0,0	0,0	0,0	-660,0	0,0
Kvazistálá	<input checked="" type="checkbox"/>	400,0	0,0	0,0	0,0	-480,0	0,0



Průřez "d" od líce podpory (max Vz)

Vyztužený průřez: R 9

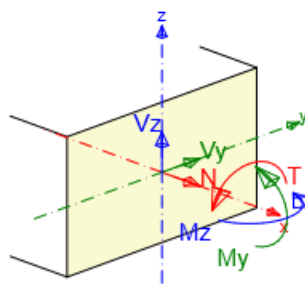


Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	800,0			450,0	0,0	87,5	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	800,0	-700,0	0,0			66,3	OK
Smyk	800,0			450,0	0,0	87,5	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	800,0	-700,0	0,0	450,0	0,0	80,5	OK
Omezení napětí	600,0	-520,0	0,0			57,3	OK
Šířka trhliny	400,0	-400,0	0,0			76,2	OK
Ohybová štíhlost	400,0	-400,0	0,0			6,4	OK

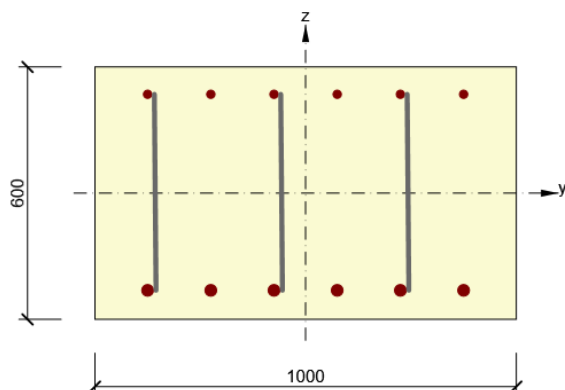
Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Typ kombinace	Použít	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Základní MSÚ	<input checked="" type="checkbox"/>	800,0	0,0	450,0	0,0	-700,0	0,0
Mimořádná	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Charakteristická	<input checked="" type="checkbox"/>	600,0	0,0	0,0	0,0	-520,0	0,0
Kvazistálá	<input checked="" type="checkbox"/>	400,0	0,0	0,0	0,0	-400,0	0,0



Průřez na konci náběhu

Vyztužený průřez: R 8



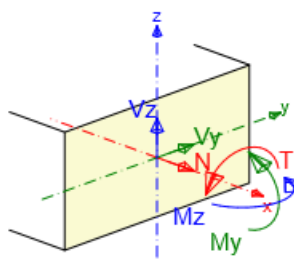
Beton: C30/37
Stáří: 28,0 d
Výztuž: (B 500B)
ø28-150 mm (4105mm²), z = -231 mm
ø20-150 mm (2094mm²), z = 235 mm
Třmínky:
ø12 - 150 mm
ø12 - 150 mm
ø12 - 150 mm

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	500,0	520,0	0,0	300,0	0,0	80,5	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	500,0	520,0	0,0			70,6	OK
Smyk	500,0			300,0	0,0	68,9	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	500,0	520,0	0,0	300,0	0,0	80,5	OK
Omezení napětí	350,0	390,0	0,0			61,0	OK
Šířka trhliny	200,0	260,0	0,0			65,6	OK
Ohybová štíhlost	200,0	260,0	0,0			7,5	OK

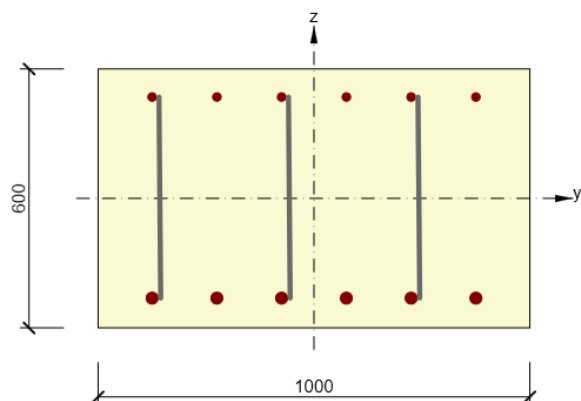
Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Typ kombinace	Použit	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Základní MSÚ	<input checked="" type="checkbox"/>	500,0	0,0	300,0	0,0	520,0	0,0
Mimořádná	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Charakteristická	<input checked="" type="checkbox"/>	350,0	0,0	0,0	0,0	390,0	0,0
Kvazistálá	<input checked="" type="checkbox"/>	200,0	0,0	0,0	0,0	260,0	0,0



Průřez uprostřed pole

Vyztužený průřez: R 2



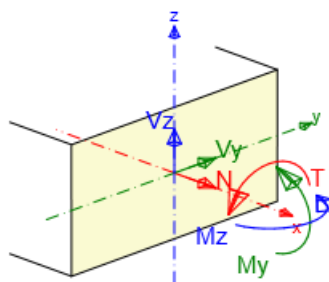
Beton: C30/37
Stáří: 28,0 d
Výztuž: (B 500B)
ø28-150 mm (4105mm²), z = -231 mm
ø20-150 mm (2094mm²), z = 235 mm
Trmínky:
ø12 - 300 mm
ø12 - 300 mm
ø12 - 300 mm

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	350,0	560,0	0,0	229,0	0,0	92,8	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	350,0	560,0	0,0			71,4	OK
Smyk	350,0			229,0	0,0	92,8	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	350,0	560,0	0,0	229,0	0,0	92,8	OK
Omezení napětí	200,0	390,0	0,0			59,1	OK
Šířka trhliny	120,0	280,0	0,0			66,0	OK
Ohybová štíhlost	120,0	280,0	0,0			7,5	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

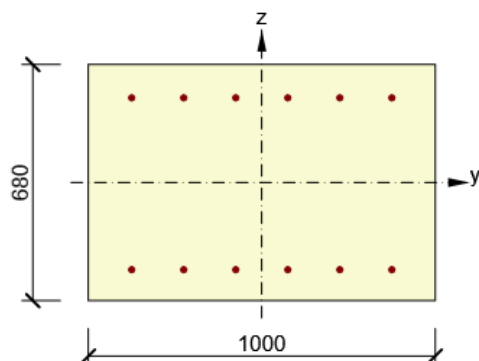
Typ kombinace	Použít	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Základní MSÚ	<input checked="" type="checkbox"/>	350,0	0,0	229,0	0,0	560,0	0,0
Mimořádná	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Charakteristická	<input checked="" type="checkbox"/>	200,0	0,0	0,0	0,0	390,0	0,0
Kvazistálá	<input checked="" type="checkbox"/>	120,0	0,0	0,0	0,0	280,0	0,0



6.2 Příčný směr

Průřez “d” od lícе podpory

Vyztužený průřez: R 7



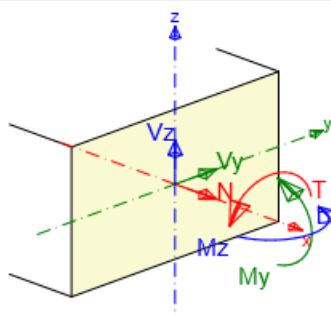
Beton: C30/37
Stáří: 28,0 d
Výztuž: (B 500B)
ø18-150 mm (1696mm²), z = -251 mm
ø18-150 mm (1696mm²), z = 244 mm

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	0,0	140,0	0,0			91,9	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	390,0	0,0			85,5	OK
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	0,0	390,0	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	0,0	240,0	0,0			63,5	OK
Šířka trhliny	0,0	140,0	0,0			91,9	OK
Ohybová štíhlost	0,0	140,0	0,0			6,8	OK

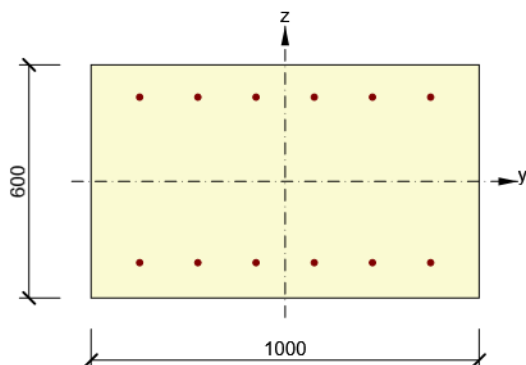
Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Typ kombinace	Použít	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Základní MSÚ	<input checked="" type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	390,0	0,0
Mimořádná	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Charakteristická	<input checked="" type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	240,0	0,0
Kvazistálá	<input checked="" type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	140,0	0,0



Průřez uprostřed pole

Vyztužený průřez: R 3



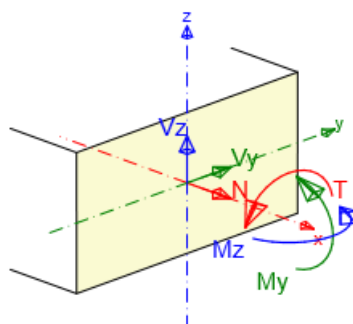
Beton: C30/37
Stáří: 28,0 d
Výztuž: (B 500B)
ø16-150 mm (1340mm²), z = -209 mm
ø16-150 mm (1340mm²), z = 217 mm

Souhrn

Rozhodující 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	210,0	0,0			66,8	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	210,0	0,0			66,8	OK
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	0,0	210,0	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	0,0	150,0	0,0			13,3	OK
Šířka trhliny	0,0	80,0	0,0			0,0	OK
Ohybová štíhlost	0,0	80,0	0,0			7,9	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

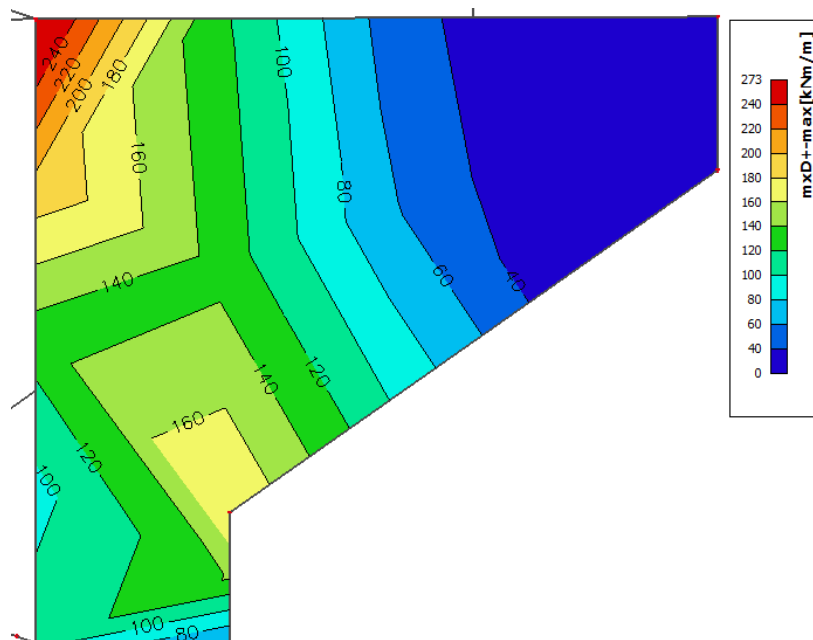
Typ kombinace	Použít	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Základní MSÚ	<input checked="" type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	210,0	0,0
Mimořádná	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Charakteristická	<input checked="" type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	150,0	0,0
Kvazistálá	<input checked="" type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	80,0	0,0



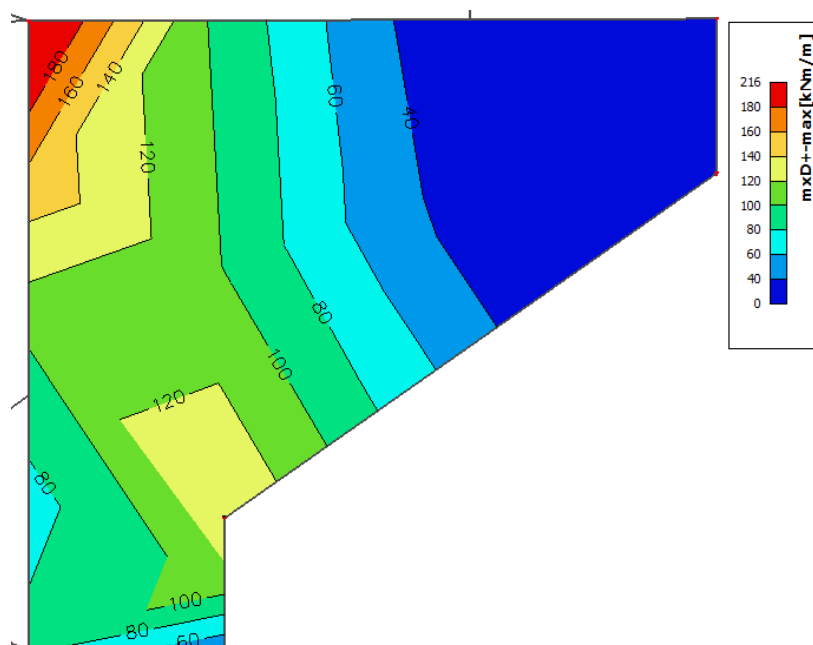
7 Spodní stavba

7.1 Křídla opěry, vnitřní síly

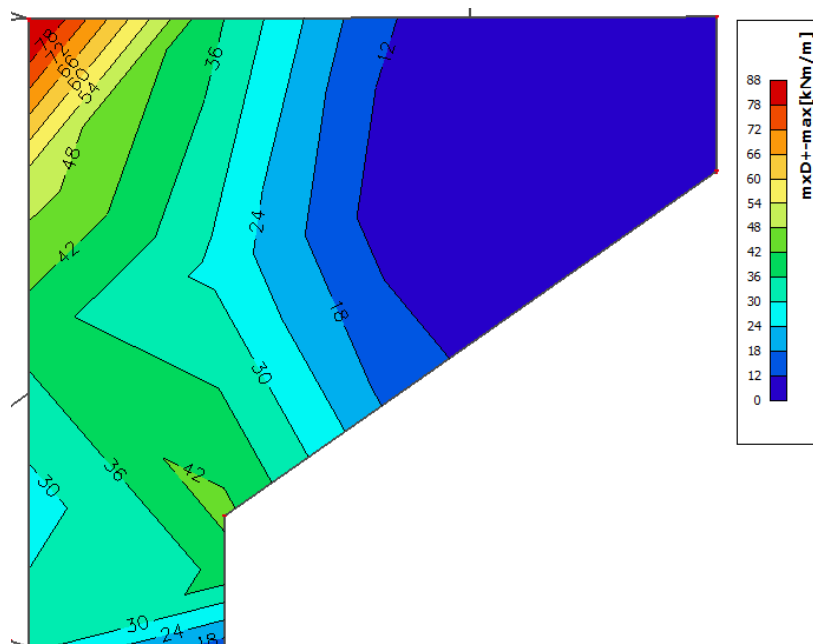
Křídla opěry tl. 500 mm



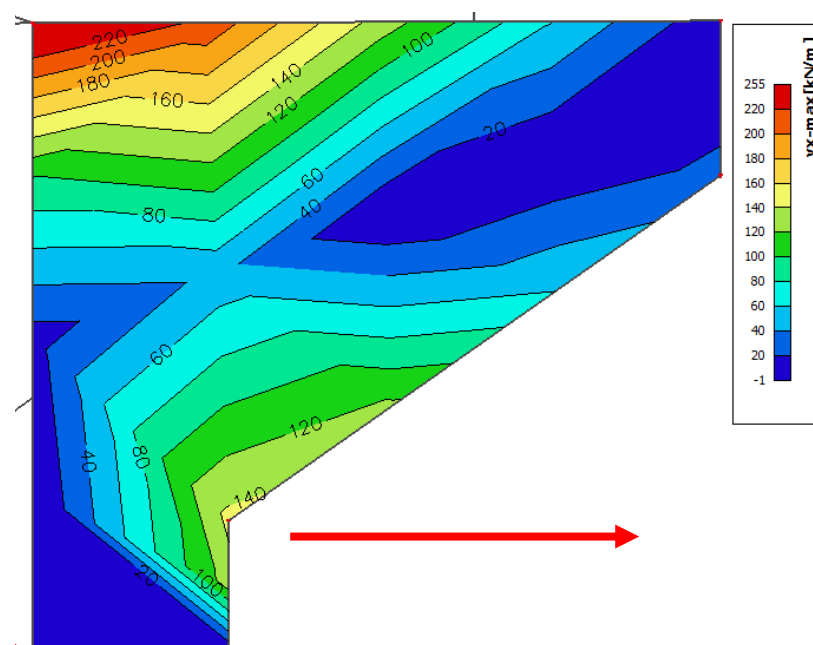
Obr. MSÚ, ohybový moment $m_{xD- max}$ [kNm/m]



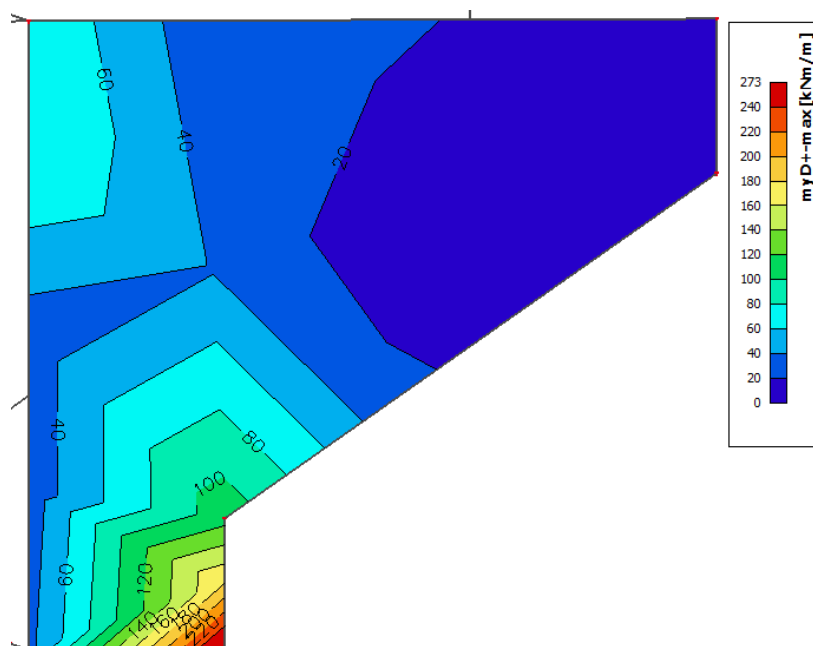
Obr. Charakteristická kombinace, ohybový moment $m_{xD- max}$ [kNm/m]



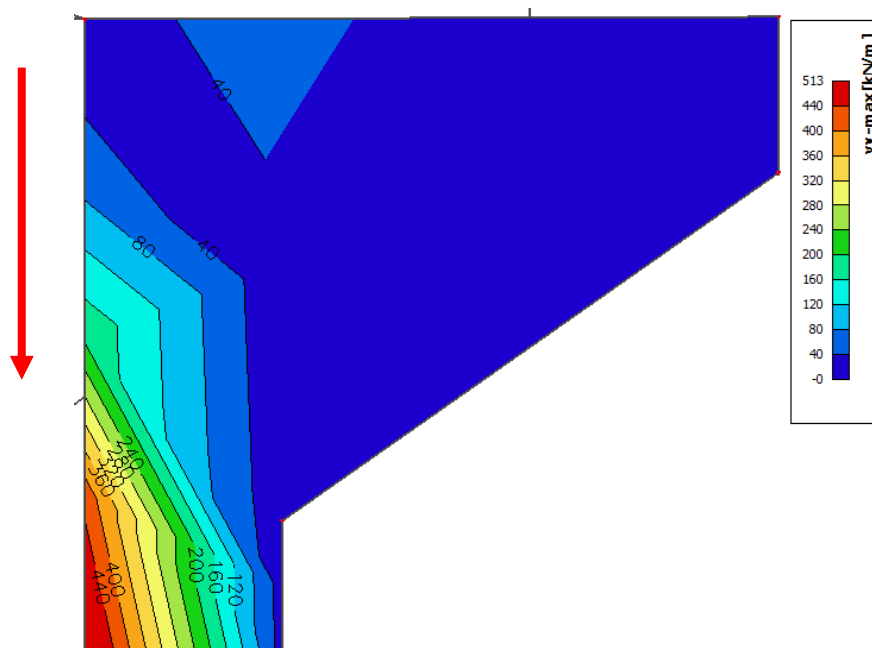
Obr. Kvazistálá kombinace, ohybový moment $m_{xD} - \max$ [kNm/m]



Obr. MSÚ, v_x [kN/m]



Obr. MSÚ, $myD-[kNm/m]$

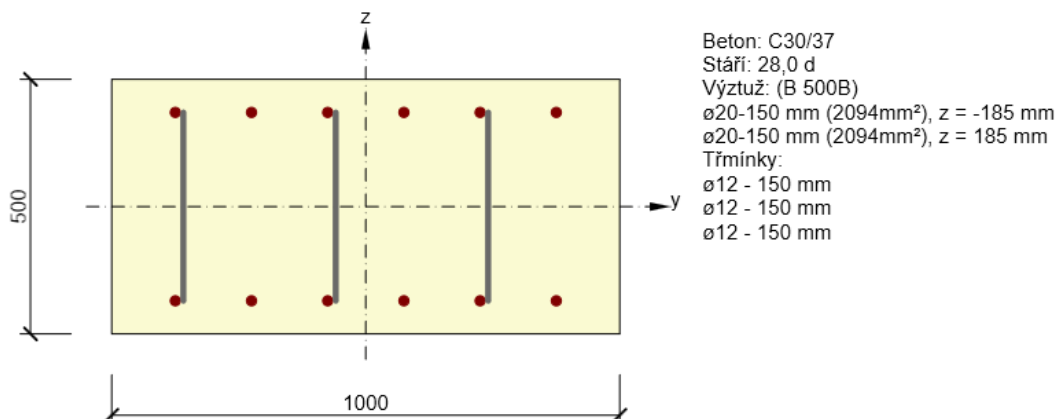


Obr. MSÚ, $vy [kN/m]$

7.2 Křídla opěry, posudek

Křídlo tl. 500 mm, vetknutí do opěry (do základu), vodorovný směr

Vyztužený průřez: R 4

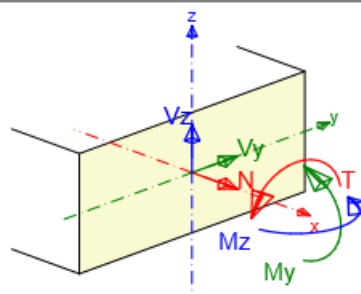


Souhrn

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			300,0	0,0	84,3	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	200,0	0,0			51,7	OK
Smyk	0,0			300,0	0,0	84,3	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	0,0	200,0	0,0	300,0	0,0	77,6	OK
Omezení napětí	0,0	120,0	0,0			14,8	OK
Šířka trhliny	0,0	80,0	0,0			0,0	OK
Ohybová štíhlost	0,0	80,0	0,0			9,2	OK

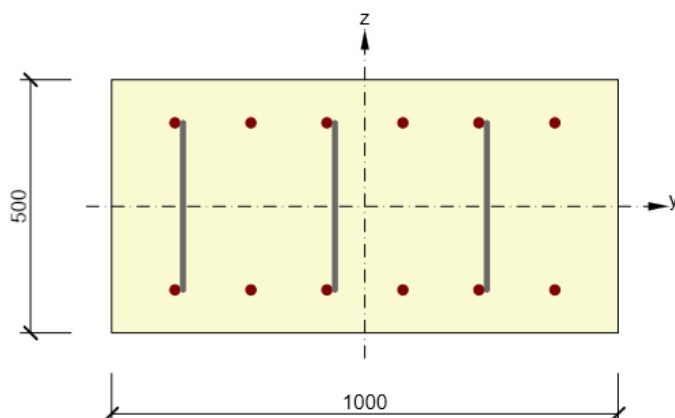
Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Typ kombinace	Použít	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Základní MSÚ	<input checked="" type="checkbox"/>	0,0	0,0	300,0	0,0	200,0	0,0
Mimořádná	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Charakteristická	<input checked="" type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	120,0	0,0
Kvazistálá	<input checked="" type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	80,0	0,0



Křídlo tl. 500 mm, vetknutí do opěry, svislý směr

Vyztužený průřez: R 6



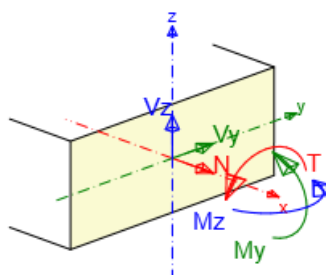
Beton: C30/37
Stáří: 28,0 d
Výztuž: (B 500B)
ø20-150 mm (2094mm²), z = 165 mm
ø20-150 mm (2094mm²), z = -165 mm
Třminky:
ø12 - 300 mm
ø12 - 300 mm
ø12 - 300 mm

Souhrn

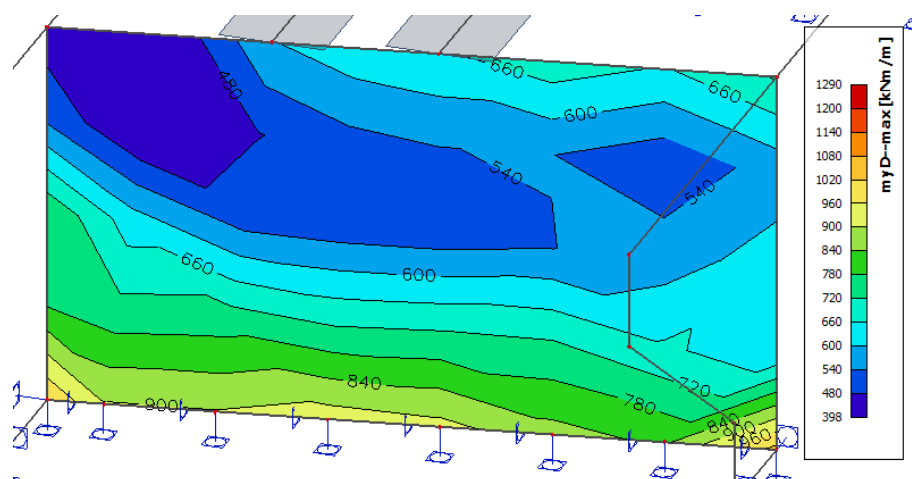
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0,0			200,0	0,0	95,8	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	200,0	0,0			53,7	OK
Smyk	0,0			200,0	0,0	95,8	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	0,0	200,0	0,0	200,0	0,0	95,8	OK
Omezení napětí	0,0	120,0	0,0			15,0	OK
Šířka trhliny	0,0	60,0	0,0			0,0	OK
Ohybová štíhlost	0,0	60,0	0,0			9,6	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

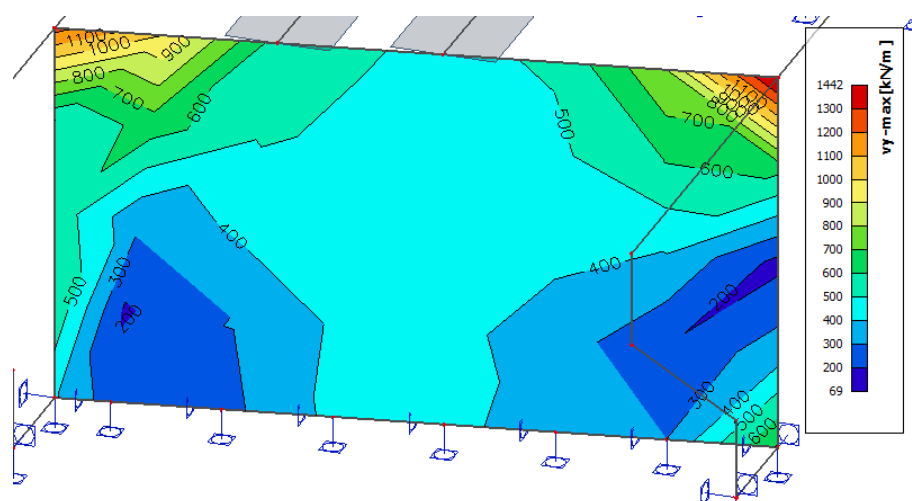
Typ kombinace	Použít	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Základní MSÚ	<input checked="" type="checkbox"/>	0,0	0,0	200,0	0,0	200,0	0,0
Mimořádná	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Charakteristická	<input checked="" type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	120,0	0,0
Kvazistálá	<input checked="" type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	60,0	0,0



7.3 Dřík opěry, vnitřní síly



Obr. MSÚ, $m_y \max D$ - [kNm/m] (svislý směr, líc)

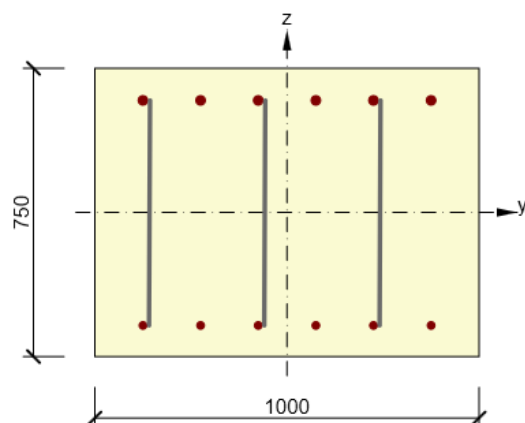


Obr. MSÚ, V_y [kN/m]

7.4 Dřík opěry, posouzení

(posouzení v patě)

Vyztužený průřez: R 5



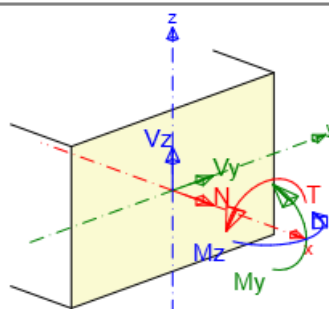
Beton: C30/37
Stáří: 28,0 d
Výztuž: (B 500B)
ø20-150 mm (2094mm²), z = -294 mm
ø25-150 mm (3272mm²), z = 292 mm
Třminky:
ø12 - 150 mm
ø12 - 150 mm
ø12 - 150 mm

Souhrn

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	-840,0	0,0	400,0	0,0	93,4	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	-840,0	0,0			90,7	OK
Smyk	0,0			400,0	0,0	73,4	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	0,0	-840,0	0,0	400,0	0,0	93,4	OK
Omezení napětí	0,0	-600,0	0,0			77,0	OK
Šířka trhliny	0,0	-320,0	0,0			80,1	OK
Ohybová štíhlost	0,0	-320,0	0,0			6,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Typ kombinace	Použít	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	
Základní MSÚ	<input checked="" type="checkbox"/>	0,0	0,0	400,0	0,0	-840,0	0,0	
Mimořádná	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
Charakteristická	<input checked="" type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	-600,0	0,0	
Kvazistálá	<input checked="" type="checkbox"/>	0,0	0,0	0,0	0,0	-320,0	0,0	



8 Založení

Založení mostu je navrženo jako plošné.

Posouzení založení mostu je provedeno v programu GEO5 v modulu patky. Model založení je reprezentován základovým pasem a zatížen průměrnou hodnotou sil v podporách deskostěnového modelu.

8.1 Posouzení

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Datum : 10.12.2021

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma, Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup




Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	Nepříznivé 1,35 [-]	Příznivé 1,00 [-]
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1,10 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G3, středně ulehlá		32,50	0,00	19,00	9,00	
2	R3		40,00	1000,00	23,00	14,00	
3	R5		40,00	1000,00	22,00	12,00	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00$ kN/m³

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00$ kPa

Edometrický modul : $E_{oed} = 102,00$ MPa

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00$ kN/m³



R3

Objemová tíha :	γ	=	23,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	40,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	1000,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	1000,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,28
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	24,00 kN/m ³

R5

Objemová tíha :	γ	=	22,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	40,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	1000,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	200,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,28
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	22,00 kN/m ³

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu	h_z	=	2,00 m
Hloubka základové spáry	d	=	2,00 m
Tloušťka základu	t	=	1,00 m
Sklon upraveného terénu	s_1	=	0,00 °
Sklon základové spáry	s_2	=	0,00 °

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu

Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu	=	2,00 m
Šířka pasu (x)	=	2,25 m
Šířka sloupu ve směru x	=	0,75 m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Objem pasu	=	2,25 m ³ /m
Objem výkopu	=	4,50 m ³ /m
Objem zásypu	=	1,50 m ³ /m

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 kN/m³

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

Beton: C 20/25

Válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	=	20,00 MPa
Pevnost v tahu	f_{ctm}	=	2,20 MPa
Modul pružnosti	E_{cm}	=	30000,00 MPa

Ocel podélná: B500



Mez kluzu	f_{yk}	=	500,00 MPa
-----------	----------	---	------------

Ocel příčná: B500

Mez kluzu	f_{yk}	=	500,00 MPa
-----------	----------	---	------------

--

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	0,00 .. 2,00	Třída G3, středně ulehlá	
2	-	2,00 .. ∞	R3	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	2600,00	500,00	500,00
2	Ano		Zatížení č. 2	Užitné	2000,00	390,00	375,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 0,00 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1**Posouzení zatěžovacích stavů**

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	0,00	0,00	1175,22	74400,92	1,58	Ano
Zatížení č. 1	Ne	0,00	0,00	1182,11	74438,90	1,59	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu G = 39,49 kN/m

Spočtená tíha nadloží Z = 20,25 kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy z_{sp} = 3,80 m

Dosah smykové plochy l_{sp} = 12,52 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 74438,90 kPa

Extrémní kontaktní napětí σ = 1182,11 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE**Posouzení excentricity zatížení**

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,000<0,333

Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,000<0,333

Max. prostorová excentricita e_t = 0,000<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE**Posouzení vodorovné únosnosti**

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu S_{pd} = 6,25 kN



Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 4068,21 \text{ kN}$
Extrémní horizontální síla $H = 500,00 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejneprůzračnějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 29,25 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 15,00 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany $= 0,7 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 0,7 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 0,7 \text{ mm}$

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 1000,00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=2,63$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=30,00$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,003 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,003 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 0,8 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 9,74 \text{ m}$

Natočení ve směru šířky $= 0,004 \text{ (tan}^\circ 1000)$; $(2,5E-04^\circ)$

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejneprůzračnějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

6,66 ks profil 16,0 mm, krytí 60,0 mm

Šířka průřezu $= 1,00 \text{ m}$

Výška průřezu $= 1,00 \text{ m}$

Stupeň výztužení $\rho = 0,14 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrální osy $x = 0,05 \text{ m} < 0,57 \text{ m} = x_{max}$

Moment na mezi únosností $M_{Rd} = 529,90 \text{ kNm} > 326,88 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu $= 2600,00 \text{ kN}$

Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy $= 866,67 \text{ kN}$

Síla přenesená smykovou pevností patky $= 1733,33 \text{ kN}$

Uvažovaný obvod sloupu $u_0 = 2,00 \text{ m}$

Smykové napětí na obvodu sloupu $v_{Ed,max} = 1,25 \text{ MPa}$

Únosnost na obvodu sloupu $v_{Rd,max} = 2,94 \text{ MPa}$



Kritický průřez bez smykové výztuže

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy	=	1943,65 kN
Síla přenesená smykovou pevností patky	=	656,35 kN
Vzdálenost průřezu od sloupu	=	0,47 m
Délka průřezu	u	= 2,00 m
Smykové napětí na průřezu	v_{Ed}	= 0,50 MPa
Únosnost nevyztuženého průřezu	$v_{Rd,c}$	= 1,11 MPa
$v_{Ed} < v_{Rd,c} \Rightarrow$ Výztuž není nutná		

Základ na protlačení VYHOVUJE

9 Posouzení pažící konstrukce

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 :	standardní
Smyk kruhových pilot :	zjednodušená metoda
Ocelové konstrukce :	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	$\gamma_{M0} = 1,00$
Dřevěné konstrukce :	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva :	$\gamma_M = 1,30$
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :	$k_{mod} = 0,50$
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :	$k_{cr} = 0,67$

Výpočet tlaků

Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997
Výpočet aktivního tlaku :	Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku :	Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu :	závislé tlaky
Výpočet zemětřesení :	Mononobe-Okabe
Modul reakce podloží :	standardní
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení	
Návrhový přístup :	2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30 [-]	

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce			
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_s =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$\gamma_e =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$\gamma_c =$	1,35 [-]	

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 4,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 140 B, a = 1,00 m

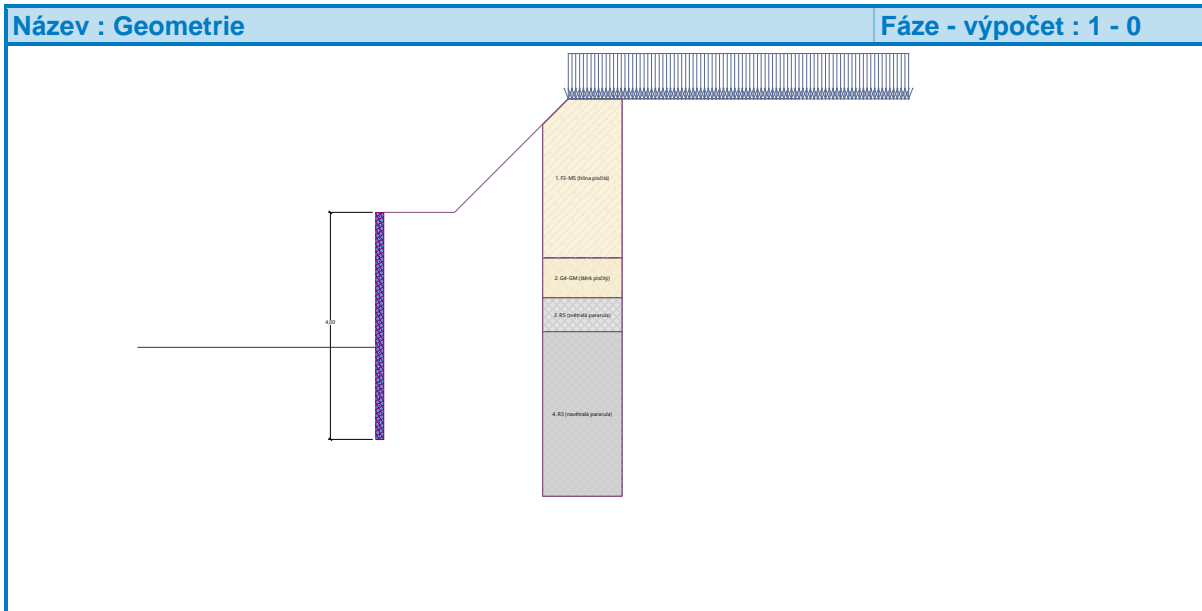
Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,71

Plocha průřezu A = 4,30E-03 m²/m

Moment setrvačnosti I = 1,51E-05 m⁴/m

Průřezový modul W = 2,156E-04 m³/m

Plastický průřezový modul W_{pl} = 2,454E-04 m³/m



Materiál konstrukce

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Mez kluzu $f_y = 235,00$ MPa

Modul pružnosti $E = 210000,00$ MPa

Modul pružnosti ve smyku $G = 81000,00$ MPa

Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemin





Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	F3-MS (hlína písčitá)		27,00	16,00	18,00	8,00	9,00
2	G4-GM (šterk písčitý)		33,00	6,00	19,00	9,00	11,00
3	R5 (zvětralá pararula)		36,00	20,00	22,00	12,00	12,00
4	R3 (navětralá pararula)		36,00	20,00	23,00	13,00	12,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	v [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	F3-MS (hlína písčitá)		soudržná	-	0,35	-	-

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
2	G4-GM (šterk písčitý)		nesoudržná	33,00	-	-	-
3	R5 (zvětralá pararula)		soudržná	-	0,30	-	-
4	R3 (navětralá pararula)		soudržná	-	0,30	-	-

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	F3-MS (hlína písčitá)		0,35	-	8,00
2	G4-GM (šterk písčitý)		0,30	-	70,00
3	R5 (zvětralá pararula)		0,30	-	200,00
4	R3 (navětralá pararula)		0,30	-	1000,00

Parametry zemin

F3-MS (hlína písčitá)

Objemová tíha :	γ = 18,00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 27,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 16,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 9,00 °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	ν = 0,35
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 8,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,35
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 18,00 kN/m ³

G4-GM (šterk písčitý)

Objemová tíha :	γ = 19,00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 33,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 6,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 11,00 °
Zemina :	nesoudržná
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 70,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 19,00 kN/m ³

R5 (zvětralá pararula)



Objemová tíha :	γ = 22,00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 36,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 20,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 12,00 °

Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 200,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

R3 (navětralá pararula)

Objemová tíha : $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 36,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 20,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 12,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 1000,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,80	0,00 .. 0,80	F3-MS (hlína písčitá)	
2	0,70	0,80 .. 1,50	G4-GM (štěrk písčitý)	
3	0,60	1,50 .. 2,10	R5 (zvětralá pararula)	
4	-	2,10 .. ∞	R3 (navětralá pararula)	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,38 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	1,25	0,00
3	3,25	-2,00
4	4,25	-2,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

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]
1	Ano	změna	proměnné	25,00		3,25	6,00	na terénu

Číslo	Název
1	Staveništní přitížení

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.21	56.62
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.21	56.62
0.20	0.00	0.00	0.00	0.72	11.50	56.62
0.31	0.00	0.00	0.00	1.10	12.66	56.62
0.40	0.00	0.00	0.00	1.44	13.70	60.90
0.60	0.00	0.00	0.00	2.16	15.81	70.00
0.64	0.00	0.00	0.00	2.29	16.19	71.67
0.64	0.00	0.00	0.00	2.30	16.20	71.72
0.80	0.00	0.00	0.00	2.88	17.85	79.09
0.80	0.00	0.00	0.00	6.73	16.65	71.39
0.91	0.00	0.00	0.00	7.55	17.65	79.19
0.94	0.00	0.00	0.00	7.74	17.88	83.88
0.94	0.00	0.00	0.00	7.76	17.88	83.88
1.00	0.00	0.00	0.00	9.38	18.42	94.86
1.00	0.00	0.00	0.00	9.46	18.45	95.44
1.19	0.00	0.00	0.00	14.38	22.73	128.76
1.20	0.00	0.00	0.00	14.70	23.00	130.91
1.40	0.00	0.00	0.00	19.86	27.59	166.96
1.50	0.00	0.00	0.00	22.44	29.86	184.99
1.50	0.00	0.00	0.00	5.54	25.38	351.25
1.60	0.00	0.00	0.00	5.98	27.40	360.95
1.74	0.00	0.00	0.00	6.59	30.18	374.35
1.80	0.00	0.00	0.00	6.86	31.43	380.36
2.00	0.00	0.00	0.00	7.74	35.43	399.78
2.06	0.00	0.00	0.00	8.00	36.63	405.60
2.08	0.00	0.00	0.00	8.08	36.98	407.29
2.10	0.00	0.00	0.00	8.18	37.42	409.48
2.10	0.00	0.00	0.00	8.18	36.21	409.48
2.14	0.00	0.00	0.00	8.34	36.92	413.10
2.15	0.00	0.00	0.00	8.39	37.14	414.22
2.18	0.00	0.00	0.00	8.56	37.80	417.58
2.18	0.00	0.00	0.00	8.57	37.80	417.58
2.20	0.00	0.00	0.00	8.72	38.20	419.63
2.38	0.00	0.00	0.00	9.98	41.77	437.89
2.40	0.00	-0.14	-51.30	7.21	29.93	312.34
2.60	0.00	-1.54	-65.71	8.21	32.74	326.75
2.67	0.00	-2.05	-70.95	8.57	33.75	331.99
2.80	0.00	-2.94	-80.12	9.20	34.54	341.16
3.00	0.00	-4.34	-94.53	10.20	35.77	355.57

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
3.20	0.00	-5.74	-108.94	11.19	37.00	369.98
3.40	0.00	-7.14	-123.34	12.19	38.23	384.39
3.60	0.00	-8.54	-137.75	13.19	39.45	398.79
3.68	0.00	-9.09	-143.44	13.58	39.94	404.48
3.68	0.00	-9.09	-143.44	13.58	39.94	404.48
3.80	0.00	-9.94	-152.16	14.18	40.68	413.20
4.00	0.00	-11.34	-166.57	15.18	41.91	427.61

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

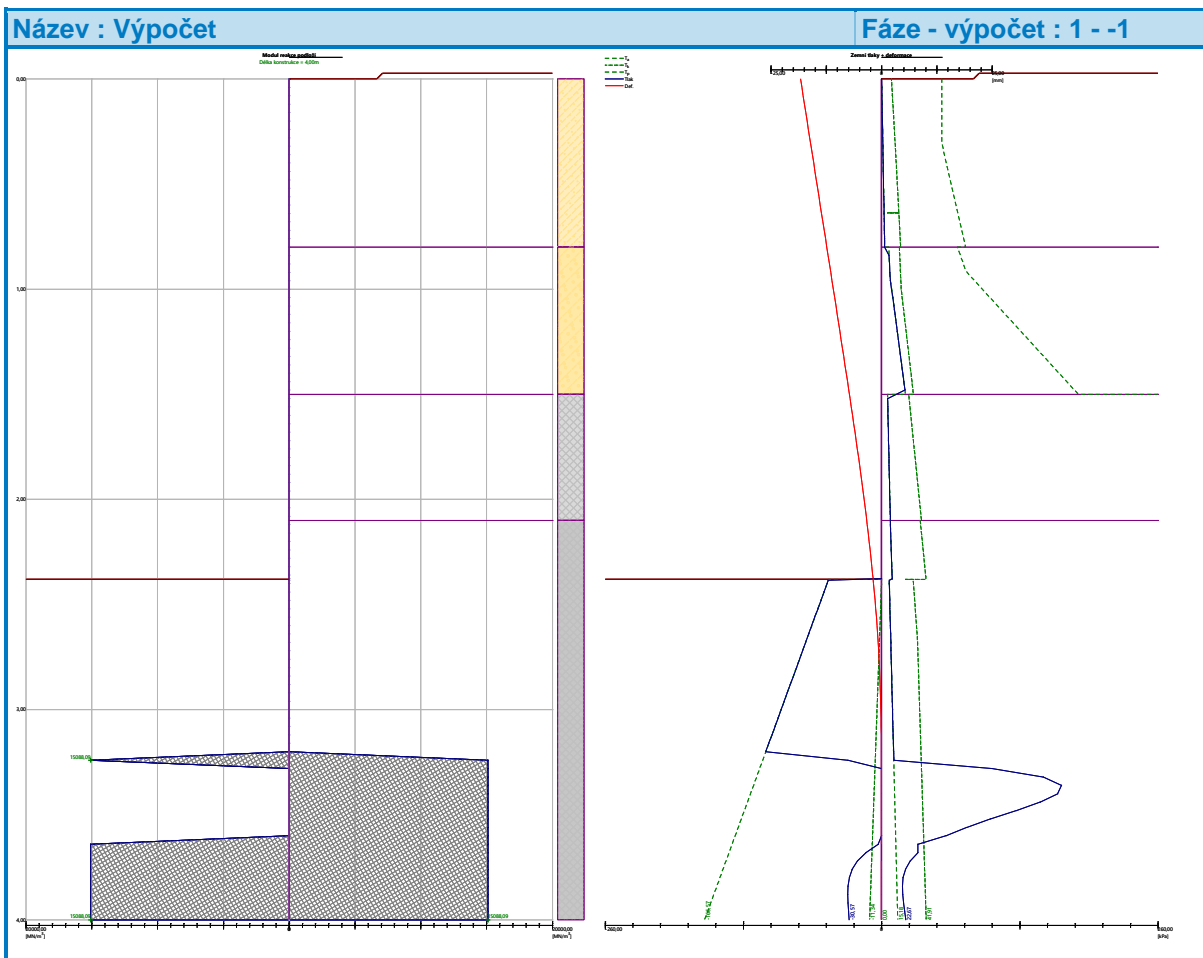
Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-18.32	0.00	0.00	0.00
0.20	0.00	0.00	-16.83	0.72	-0.07	0.00
0.40	0.00	0.00	-15.34	1.44	-0.29	0.04
0.60	0.00	0.00	-13.86	2.16	-0.65	0.13
0.80	0.00	0.00	-12.37	2.88	-1.15	0.31
1.00	0.00	0.00	-10.89	3.38	-2.61	0.67
1.20	0.00	0.00	-9.42	14.70	-5.01	1.41
1.40	0.00	0.00	-7.97	19.86	-8.47	2.74
1.60	0.00	0.00	-6.55	5.98	-11.16	4.78
1.80	0.00	0.00	-5.20	6.86	-12.44	7.14
2.00	0.00	0.00	-3.93	7.74	-13.90	9.77
2.20	0.00	0.00	-2.79	8.72	-15.54	12.71
2.36	0.00	0.00	-1.99	9.84	-17.02	15.31
2.38	0.00	0.00	-1.91	9.95	-17.18	15.59
2.40	0.00	0.00	-1.80	-44.09	-16.35	15.99
2.60	0.00	0.00	-1.02	-57.50	-6.19	18.29
2.80	0.00	0.00	-0.47	-70.91	6.65	18.29
3.00	0.00	0.00	-0.15	-84.33	22.17	15.45
3.20	0.00	0.00	-0.01	-97.74	40.38	9.24
3.40	0.00	15088.09	0.01	165.44	24.14	1.62
3.60	0.00	15088.09	0.00	60.47	1.29	-0.55
3.80	15088.09	15088.09	-0.00	-10.26	-2.15	-0.20
4.00	15088.09	15088.09	-0.00	-7.90	0.00	0.00

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 45,49 kN/m
 Maximální moment = 18,60 kNm/m
 Maximální deformace = 18,3 mm

Maximální hodnoty vnitřních sil na průřez

Maximální posouvající síla = 45,49 kN
 Maximální moment = 18,60 kNm



Dimenzace čís. 1

Průběhy vnitřních sil po konstrukci

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-18.32	-18.32	0.00	0.00	0.00	0.00
0.20	-16.83	-16.83	-0.07	-0.07	0.00	0.00
0.40	-15.34	-15.34	-0.29	-0.29	0.04	0.04
0.60	-13.86	-13.86	-0.65	-0.65	0.13	0.13
0.80	-12.37	-12.37	-1.15	-1.15	0.31	0.31
1.00	-10.89	-10.89	-2.61	-2.61	0.67	0.67
1.20	-9.42	-9.42	-5.01	-5.01	1.41	1.41
1.40	-7.97	-7.97	-8.47	-8.47	2.74	2.74
1.60	-6.55	-6.55	-11.16	-11.16	4.78	4.78
1.80	-5.20	-5.20	-12.44	-12.44	7.14	7.14
2.00	-3.93	-3.93	-13.90	-13.90	9.77	9.77
2.20	-2.79	-2.79	-15.54	-15.54	12.71	12.71
2.36	-1.99	-1.99	-17.02	-17.02	15.31	15.31
2.38	-1.91	-1.91	-17.18	-17.18	15.59	15.59
2.38	-1.88	-1.88	-17.05	-17.05	15.72	15.72
2.40	-1.80	-1.80	-16.35	-16.35	15.99	15.99
2.60	-1.02	-1.02	-6.19	-6.19	18.29	18.29
2.80	-0.47	-0.47	6.65	6.65	18.29	18.29
3.00	-0.15	-0.15	22.17	22.17	15.45	15.45

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
3.20	-0.01	-0.01	40.38	40.38	9.24	9.24
3.40	0.01	0.01	24.14	24.14	1.62	1.62
3.60	0.00	0.00	1.29	1.29	-0.55	-0.55
3.80	-0.00	-0.00	-2.15	-2.15	-0.20	-0.20
4.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -18,3 mm
 Minimální deformace = 0,0 mm
 Maximální ohybový moment = 18,60 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -0,55 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 45,49 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

$M_{\max} = 18,60 \text{ kNm}; \quad Q = 1,19 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 45,49 \text{ kN}; \quad M = 7,48 \text{ kNm}$

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

Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,367 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,010 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 71,49 \text{ MPa}$
 Smykové napětí $\tau_{Ed} = 1,21 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,093 \leq 1$ **Vyhovuje**

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

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,148 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,389 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 28,74 \text{ MPa}$
 Smykové napětí $\tau_{Ed} = 46,31 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,131 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

10 Závěr

Statický výpočet je proveden v rozsahu PDPS. Konstrukce je vyhovující z hlediska únosnosti, použitelnosti i trvanlivosti.