

Obsah

1	Identifikační údaje mostu	6
1.1	Označení stavby	6
1.2	Místo stavby:	6
1.3	Objednatel stavby	6
1.4	Zhotovitel dokumentace	6
1.5	Stupeň dokumentace	6
2	Technická zpráva ke statickému výpočtu	7
2.1	Popis mostu – základní údaje	7
2.2	Použité normy, směrnice a literatura	7
2.3	Použitý software	8
2.4	Předpoklady ke statickému výpočtu	9
2.4.1	Výpočetní model	9
2.4.2	Geometrie konstrukce	10
2.4.3	Spodní stavba	11
2.4.4	Nosná konstrukce	11
2.4.5	Mostní svršek	11
2.4.6	Postup výstavby	11
2.4.7	Posouzení mostu	12
3	Materiály a průřezy	13
3.1	Materiály	13
3.1.1	Betonová spřažená deska – Beton C30/37	13
3.1.2	Betonářská výztuž – Ocel B500	13
3.1.3	Konstrukční ocel – Ocel S355	14
3.1.4	Úložný práh, spodní stavba – Beton C30/37	14
3.2	Krytí výztuže ve spřažené desce a v římse	15
3.2.1	Stupeň vlivu prostředí	15
3.2.2	Výpočet krycí vrstvy	15
3.3	Krytí výztuže ve spodní stavbě	15
3.3.1	Stupeň vlivu prostředí	15
3.3.2	Výpočet krycí vrstvy	15
3.4	Průřezy a jejich zatřídění	16
3.4.1	Hlavní nosník uprostřed rozpětí	16
3.4.2	Spolupůsobící šířka spřažené desky – smykové ochabnutí	17
4	Zatížení	18
4.1.1	ZS1 - Vlastní tíha	18
4.1.2	ZS2 - Ostatní stálé zatížení	18
4.1.3	ZS3 - Dotvarování a smršťování spřažené desky	18
4.1.4	Účinky smršťování spřažené desky na konstrukci:	19
4.1.5	Doprava	21
4.1.6	Teplota	24
4.1.7	Vítr	28
4.1.8	ZS17 - Montážní zatížení	30
4.1.9	Zatížení pro určení přechodnosti	30
5	Kombinace zatížení	32
5.1	Výpis zatěžovacích stavů	32
5.2	Kombinační součinitele zatížení	32
5.3	Mezní stav překlopení mostu	33

5.4	Mezní stav únosnosti těsně po betonáži spřažené desky (působí pouze ocelový nosník)	33
5.5	Mezní stav únosnosti za provozu mostu a na konci životnosti (liší se dotvarováním betonu)	33
5.6	Mezní stav použitelnosti	34
5.6.1	Charakteristické kombinace	34
5.6.2	Častá kombinace	34
5.6.3	Kvazistálá kombinace	34
5.7	Posouzení únavy	35
6	Posouzení mostu – MSÚ	36
6.1	Posouzení mostu na překlopení	36
6.1.1	Kombinace s „Nezatíženým vlakem“ (sestava gr 15)	36
6.1.2	Kombinace s modelem 71	36
6.1.3	Mezní stav únosnosti na moment ve směru z (M_z)	37
6.2	Posouzení hlavního nosníku uprostřed rozpětí na ohyb	38
6.2.1	Mezní stav únosnosti těsně po betonáži spřažené desky (působí pouze ocelový nosník)	38
6.2.2	Posouzení při betonáži na klopení hlavního nosníku	39
6.2.3	Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu "	40
6.2.4	Mezní stav únosnosti na konci životnosti	43
6.3	Posouzení hlavního nosníku na smyk	45
6.3.1	Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu a na konci životnosti (stejně)	45
6.4	Posouzení příčných výztuh hlavního nosníku	46
6.4.1	Koncová příčná výztuha	47
6.5	Posouzení krčního svaru hlavního nosníku	48
6.5.1	Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu a na konci životnosti (stejně)	48
6.6	Návrh spřahovacích trnů	50
6.6.1	Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu a na konci životnosti (stejně)	50
6.6.2	Posouzení na protlačení betonu (vytrhnutí trnů)	52
6.7	Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v příčném směru	53
6.7.1	Geometrie	53
6.7.2	Zatížení	54
6.7.3	Kombinace	57
6.7.4	Účinky zatížení	58
6.7.5	Posouzení výztuže na dolním líci desky	61
6.7.6	Posouzení výztuže na horním líci desky	62
6.7.7	Posouzení ve smyku	65
6.8	Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v podélném směru	65
6.9	Schéma výztuže spřažené desky	66
6.10	Návrh a posouzení podporového příčnicku	67
6.10.1	Geometrie	67
6.10.2	Zatížení	68
6.10.3	Účinky zatížení	71
6.10.4	Posouzení v ohybu, uložení na ložiska, MSÚ	71
6.10.5	Posouzení v ohybu, polovina rozpětí, MSÚ	72
6.10.6	Posouzení ve smyku, MSÚ	76
6.10.7	Posouzení krčních svarů	77
6.10.8	Posouzení spřahovacích trnů	77
6.10.9	Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník	79
6.11	Návrh a posouzení mezilehlého příčnicku	83
6.11.1	Geometrie	83
6.11.2	Kombinace	84

6.11.3	Účinky zatížení	84
6.11.4	Posouzení v ohybu, maximální moment, MSÚ	85
6.11.5	Posouzení ve smyku, MSÚ	86
6.11.6	Posouzení krčnicích svarů	87
6.11.7	Posouzení připojení mezilehlého příčnicku na hlavní nosník	88
6.12	Síly působící na ložiska	92
6.13	Připojení ložiska k NK	96
6.14	Návrh výztuže podložiskového bloku	99
6.15	Posouzení štěpných sil při zvedání mostu z ložisek	102
6.16	Posouzení spodní stavby	104
6.16.1	Geometrie a zatížení opěry	105
6.16.2	Návrh výztuže dříku opěry	106
6.16.3	Návrh předního výstupku základu	107
6.16.4	Návrh výztuže závěrné zídky	107
6.16.5	Schéma vyztužení opěry	108
7	Posouzení mostu – Únava	109
7.1	Posouzení hlavního nosníku na únavu	109
7.1.1	Posouzení uprostřed rozpětí	109
7.2	Posouzení krčnicího svaru hlavního nosníku na únavu – napětí ve svaru	111
7.3	Posouzení tupého svaru hlavního nosníku na únavu	112
7.4	Posouzení krčnicího svaru hlavního nosníku na únavu v místě výřezu – napětí na pásnici	115
7.5	Posouzení příčné výztuhy hlavního nosníku – napětí na pásnici a ve stojně	117
7.5.1	Posouzení uprostřed rozpětí	118
7.6	Posouzení spřahovacích trnů na únavu	121
7.7	Posouzení tupého svaru podporového příčnicku na únavu	123
7.7.1	Posouzení v 1/2 L	123
7.7.2	Posouzení v uložení na ložisko	125
7.8	Posouzení krčnicího svaru podporového příčnicku – napětí ve svaru	126
7.9	Posouzení krčnicího svaru podporového příčnicku – napětí na pásnici	127
7.10	Posouzení krčnicího svaru podporového příčnicku v místě výřezu – napětí na pásnici	128
7.11	Posouzení výztuhy podporového příčnicku – napětí na pásnici a ve stojně	130
7.12	Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník	132
7.13	Posouzení tupého svaru mezilehlého příčnicku na únavu	135
7.14	Posouzení krčnicího svaru mezilehlého příčnicku – napětí ve svaru	137
7.15	Posouzení krčnicího svaru podporového příčnicku v místě výřezu – napětí na pásnici	138
7.15.1	Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník	140
8	Posouzení mostu – MSP	145
8.1	Průhyb mostu	145
8.1.1	Charakteristická kombinace	145
8.1.2	Kvazistálá kombinace	145
8.1.3	Dodatečný průhyb od smršťování a dotvarování spřažené desky	145
8.1.4	Průhyb nosníků pouze od vlastní tíhy ocelové konstrukce a betonové desky	146
8.1.5	Průhyb nosníků pouze od dopravy (LM71)	146
8.1.6	Celkový průhyb mostu	146
8.1.7	Nadvýšení nosné konstrukce	146
8.2	Průhyb mostu – posouzení pohodlí cestujících	147
8.3	Posouzení náchylnosti k rezonancím	147
8.4	Omezení trhlin ve spřažené desce	149
8.5	Omezení trhlin ve spřažené desce	149
8.5.1	Podélný směr	149

8.5.2	Příčný směr	149
8.6	Posouzení pohybů mostu a návrh ložisek a mostních závěrů	150
8.6.1	Prodloužení od teploty	150
8.6.2	Prodloužení od smrštění spřažené desky	150
8.6.3	Prodloužení od normálové síly vlivem zatížení	151
8.6.4	Prodloužení od pootočení nosné konstrukce	152
8.6.5	Posuny pro mostní závěr u pevného ložiska	153
8.6.6	Posuny pro mostní závěr u posuvného ložiska	153
8.6.7	Posuny pro posuvné ložisko	154
8.6.8	Požadavky na mostní závěry	154
8.6.9	Požadavky na ložiska	155
9	Zatížitelnost	156
10	Zatížitelnost stávající spodní stavby	159
10.1	Vstupní údaje	159
10.2	Zatížitelnost	160
11	Přehled zatížitelnosti	161
11.1	Zatížitelnost nosné konstrukce	161
11.2	Zatížitelnost stávající spodní stavby (za předpokladu nové nosné konstrukce)	163
12	Přílohy	164
13	Závěr	164

1 Identifikační údaje mostu

1.1 Označení stavby

Název stavby: Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav – Pohled
Objekt: SO 12-20-09
Druh stavby: Rekonstrukce

1.2 Místo stavby:

Katastrální území: Dlouhá Ves u Havlíčkova Brodu [626571]; Stříbrné hory u Příbyslavi [757705]

1.3 Objednatel stavby

Název investora: Správa železnic, státní organizace,
Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1,
IČ: 70994234, DIČ: CZ70994234
Adresa investora: Správa železnic, státní organizace,
Stavební správa východ, Nerudova 1, 772 58 Olomouc

1.4 Zhotovitel dokumentace

Projektant SO: Sagasta s.r.o.
Adresa: Novodvorská 1010/14, 142 00 Praha 4
Odpovědný inženýr: Ing. Vojtěch Zvěřina
Zpracovatel výpočtů: Ing. Ladislav Lidmila

1.5 Stupeň dokumentace

PDSP

2 Technická zpráva ke statickému výpočtu

2.1 Popis mostu – základní údaje

Druh převáděné komunikace	Dvoukolejná železniční trať
Druh přemostované překážky	Řeka Sázava
Staničení křížení:	km 109,495
Úhel křížení:	75,2714 °
Charakteristika mostu	Nová NK – spřažená ocelobetonová konstrukce, plnostěnné nosníky proměnné výšky průřezu I + železobetonová deska. Nové železobetonové opěry se závěrnými zídkami a Samostatně stojící křídla s úhlovými základy.
Délka přemostění	27,450 m
Délka mostu	46,855 m
Délka nosné konstrukce	30,950 m
Rozpětí jednotlivých polí	29,810 m
Šikmost mostu	Most je kolmý
Volná šířka na mostě	10,365 m
Celková šířka mostu (vč. říms)	10,865 m
Volná výška pod mostem	1,845 m
Stavební výška	4,025 m
Zatížení mostu	dle ČSN EN 1991-2/Z3
Důležitá upozornění	--

2.2 Použité normy, směrnice a literatura

ČSN 73 1001	Zakládání staveb, Základová půda pod plošnými základy
ČSN 73 6200	Mostní názvosloví
ČSN 73 6201	Projektování mostních objektů
ČSN EN 206-1	Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 1990	Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1	Zatížení konstrukcí – obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
ČSN EN 1991-1-3	Obecná zatížení – Zatížení sněhem
ČSN EN 1991-1-4	Obecná zatížení – Zatížení větrem
ČSN EN 1991-1-5	Obecná zatížení – Zatížení teplotou
ČSN EN 1991-1-6	Obecná zatížení – Zatížení během provádění
ČSN EN 1991-1-7	Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
ČSN EN 1991-2	Zatížení mostů dopravou
ČSN EN 1992-1-1	Navrhování betonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-2	Navrhování betonových konstrukcí – Betonové mosty

ČSN EN 1993-1-1	Navrhování ocelových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1993-2	Navrhování ocelových konstrukcí – Ocelové mosty
ČSN EN 1993-1-5	Navrhování ocelových konstrukcí – Boulení stěn
ČSN EN 1993-1-9	Navrhování ocelových konstrukcí – Únava
ČSN EN 1994-2	Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro mosty
ČSN EN 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí – obecná pravidla
Technické podmínky, Ministerstvo dopravy	
Vzorové listy VL4/2010	
Směrnice GR ŘSD ČR č. 10/2014	

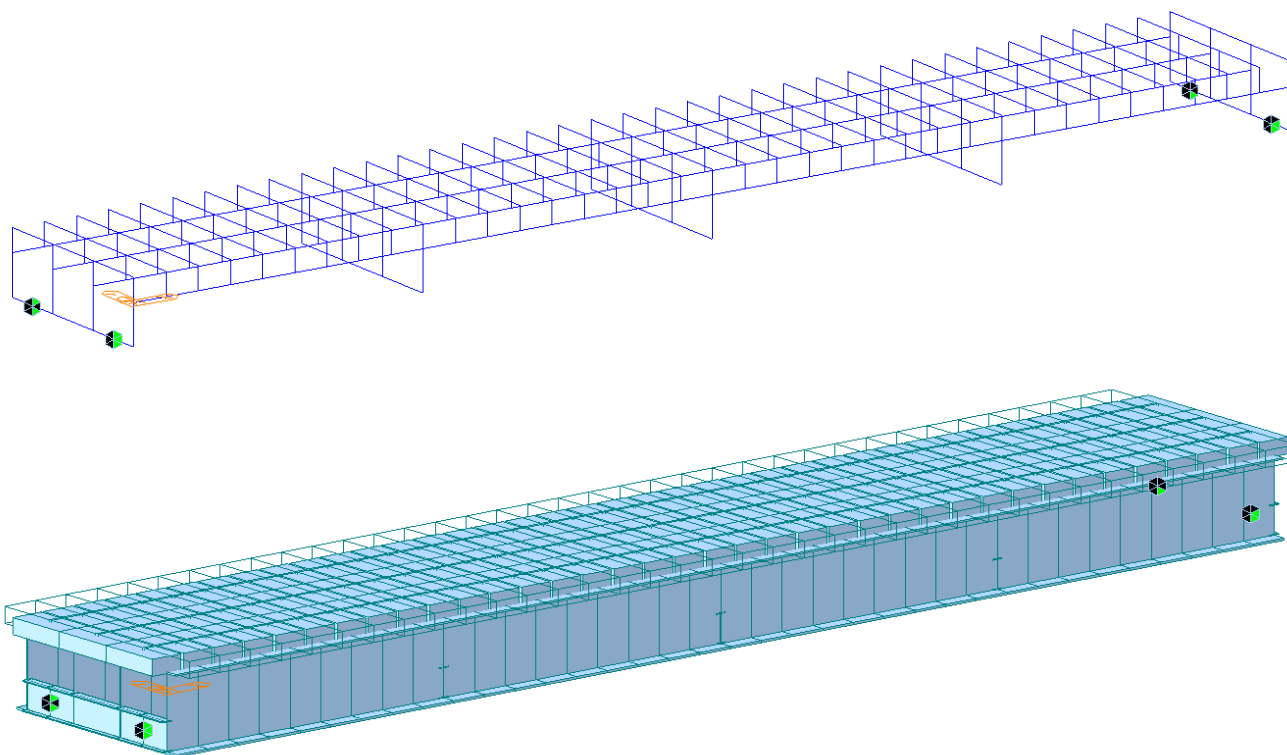
2.3 Použitý software

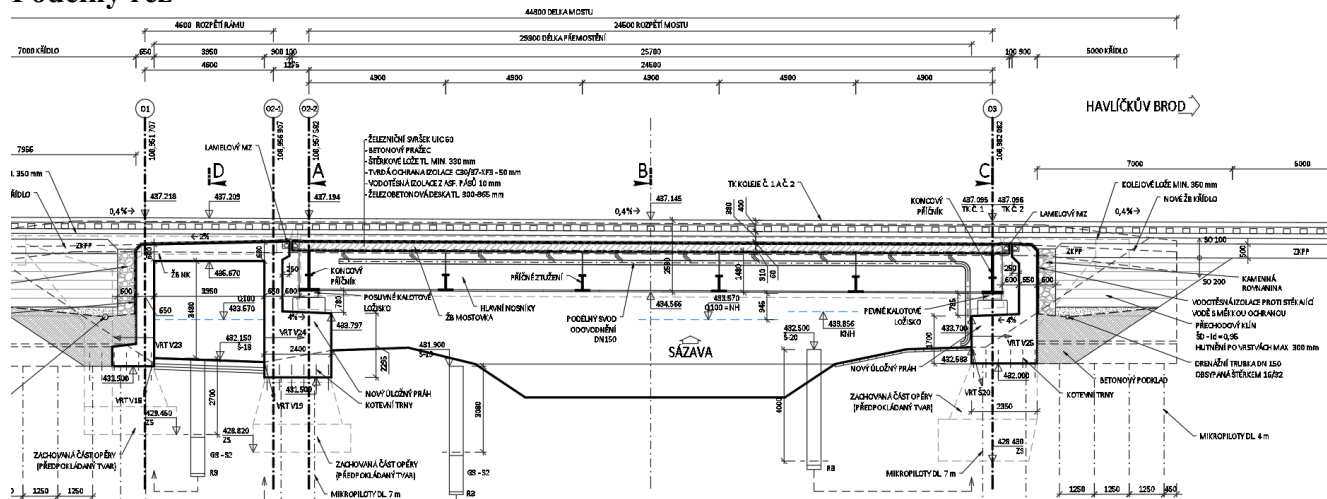
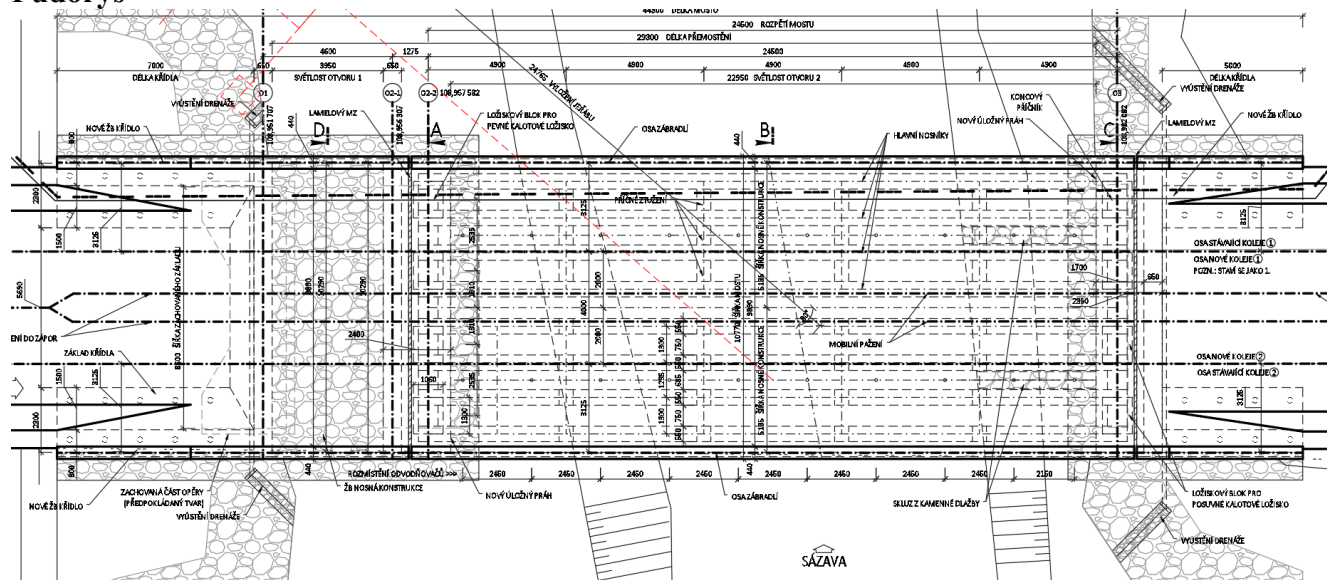
MIDAS Civil	software pro statické výpočty
IDEA StatiCa	software pro statické výpočty
EXCEL	tabulkový procesor
GEO 5	software pro výpočet geotechnických konstrukcí
AutoCAD	grafický editor

2.4 Předpoklady ke statickému výpočtu

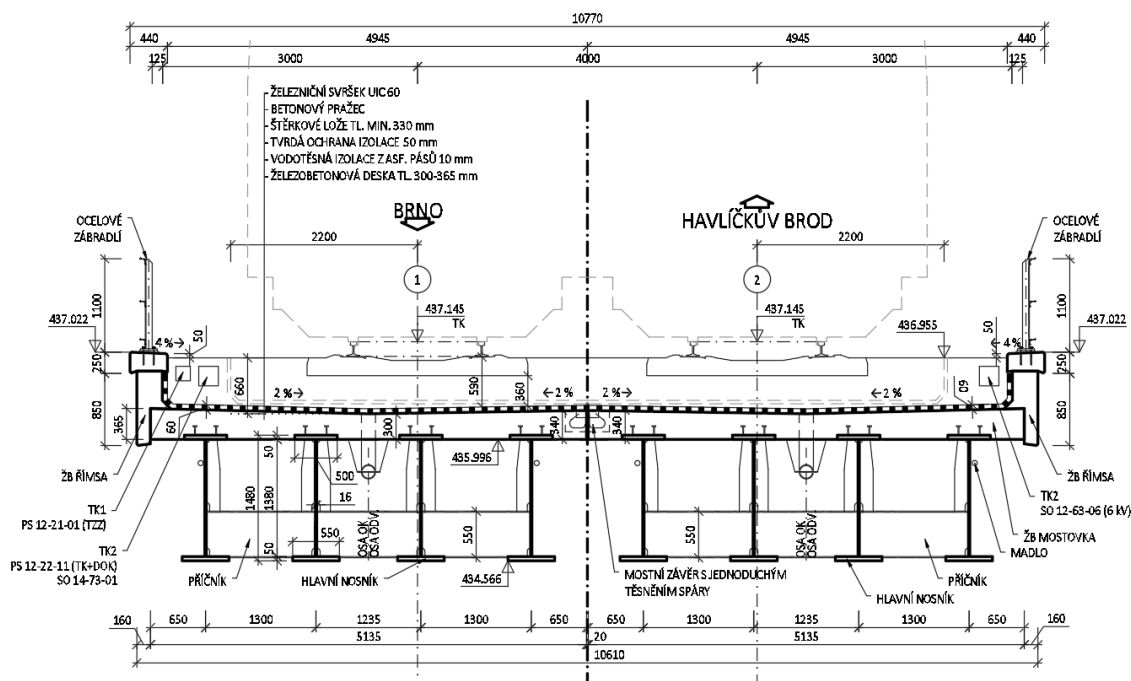
2.4.1 Výpočetní model

Konstrukce je tvořena dvěma stejnými mosty pod dvěma kolejemi, modelována bude jen polovina mostu pod jednou kolejí. Výpočet statických veličin byl proveden na prostorovém prutovém modelu. Model byl proveden v programu MIDAS Civil. Deska mostovky je modelována jako rošt s využitím nehmotných příčných prutů o tuhosti příslušného pruhu betonové desky. Příčné pruty jsou vedeny kolmo na hlavní nosníky. Zvolená podrobnost dělení elementů je 0,68 m. Hlavní nosníky a příčníky jsou modelovány pomocí nástroje pro spřažený průřez, který převádí materiál desky na ekvivalentní ocelový průřez. Zatížení je umístováno přímo na nosníky, zatížení dopravou bude umístěno do skutečné polohy a rozneseno přes příčníky (příčně působící spřažená deska). Model byl proveden v programu MIDAS Civil, se zohledněním postupu výstavby časovou analýzou TDA. Most je uložený na pevných a posuvných ložiscích. Ztužidla a ložiska jsou k nosníkům připojeny pomocí tuhých ramen. Vyhodnocení je provedeno pro extrémně zatížená místa konstrukce.





Příčný řez uprostřed rozpětí



2.4.3 Spodní stavba

Spodní stavbu tvoří dvě masivní železobetonové opěry. Opěry budou postaveny na stávající základové pasy, které zůstanou po stávajícím mostu, tyto základové pasy budou podchyceny mikropilotami, v případě potřeby budou injektovány. Podloží mostu je tvořeno rulami kategorie R2/R3.

2.4.4 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je tvořena spřaženou ocelobetonovou konstrukcí tvořenou čtyřmi ocelovými nosníky s konstantní výškou. Výška nosníků uprostřed rozpětí je 1,460 m, tloušťka betonové desky je 0,3 m v nejužším místě. Ocelové nosníky jsou spojeny 5ti příčnými ztužidly. Jedná se o prostý nosník, rozpětí konstrukce je 24,500 m. Konstrukce je uložena na ložiskách. Most je přímý, kolmý.

2.4.5 Mostní svršek

Římsy jsou navrženy monolitické železobetonové. Jedná se o železniční most s uzavřeným kolejovým ložem. Most je dvoukolejný, rozdělený podélnou sparou na dva jednokolejné mosty. Kolej na mostě je v přechodnici. Železniční svršek UIC 60 na betonových pražcích.

2.4.6 Postup výstavby

- | | |
|---|--------|
| - Osazení ocelové části konstrukce na opěry | 1 den |
| - Betonáž spřažené desky | 7 dní |
| - Betonáž říms + zábradlí | 7 dní |
| - Železniční svršek | 7 dní |
| - Uvedení do provozu | 30 dní |

2.4.7 Posouzení mostu

Jsou provedeny tyto posudky:

MSÚ:	Překlopení mostu
	Posouzení hlavního nosníku v ohybu v průběhu výstavby + posouzení klopení
	Posouzení hlavního nosníku v ohybu při uvedení do provozu
	Posouzení hlavního nosníku v ohybu na konvi životnosti
	Posouzení hlavního nosníku ve smyku
	Posouzení svislých výztuh hlavního nosníku
	Posouzení krční svari hlavního nosníku
	Posouzení spřahovacích trnů
	Posouzení vytrhnutí spřahovacích trnů
	Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v příčném směru
	Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v podélném směru
	Návrh a posouzení podporového příčnicku v ohybu
	Návrh a posouzení podporového příčnicku ve smyku
	Návrh a posouzení podporového příčnicku – detaily (svary, připojení, ...)
	Návrh a posouzení mezilehlého příčnicku v ohybu
	Návrh a posouzení mezilehlého příčnicku ve smyku
	Návrh a posouzení mezilehlého příčnicku – detaily (svary, připojení, ...)
	Návrh a posouzení ložisek
	Návrh a posouzení výztuže podložiskového bloku
	Návrh a posouzení výztuže úložného prahu při zvedání mostu z ložisek
	Posouzení spodní stavby a založení
Únava:	Posouzení hlavního nosníku v ohybu
	Posouzení krční svari hlavního nosníku
	Posouzení krční svari hlavního nosníku v místě výřezu
	Posouzení příčné výztuhy (a příčnicku) hlavních nosníků
	Posouzení tupého svaru hlavního nosníku
	Posouzení spřahovacích trnů
	Návrh a posouzení podporového příčnicku v ohybu (tupý svar)
	Posouzení krční svari podporového příčnicku
	Posouzení krční svari podporového příčnicku v místě výřezu
	Posouzení příčné výztuhy podporového příčnicku
	Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník
	Návrh a posouzení mezilehlého příčnicku v ohybu (tupý svar)
	Posouzení krční svari mezilehlého příčnicku
	Posouzení krční svari mezilehlého příčnicku v místě výřezu
	Posouzení příčné výztuhy mezilehlého příčnicku
	Posouzení připojení mezilehlého příčnicku na hlavní nosník
MSP:	Průhyb mostu
	Průhyb mostu z hlediska pohodlí cestujících
	Ověření náchylnosti k rezonancím
	Omezení napětí ve spřažené desce
	Omezení šířky trhlin ve spřažené desce
	Posouzení pohybů mostu a návrh ložisek a mostních závěrů

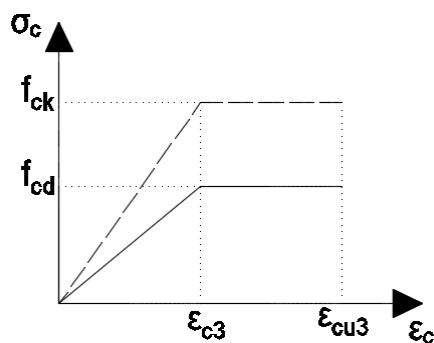
3 Materiály a průřezy

3.1 Materiály

Betonová spřažená deska	C 35/45 – XC4, XF3
Ocelová nosná konstrukce	S355 N
Opěry, křídla	C 30/37 – XC4, XF3
Betonářská výztuž	B500B

3.1.1 Betonová spřažená deska – Beton C30/37

Bude uvažován bilineární pracovní diagram.



$$\begin{aligned}\gamma_c &= 1,50 \\ \alpha_{cc} &= 0,85 \\ \alpha_{ct} &= 1,00\end{aligned}$$

Součinitel spolehlivosti betonu
Součinitel pevnosti betonu v tlaku
Součinitel pevnosti betonu v tahu

$$\begin{aligned}f_{ck} &= 35 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * 35 / 1,5 = 19,833 \text{ MPa} \\ f_{ctk0,05} &= 2,2 \text{ MPa} \\ f_{ctd} &= \alpha_{ct} * f_{ctk0,05} / \gamma_c = 1,0 * 2,2 / 1,5 = 1,467 \text{ MPa} \\ f_{ctm} &= 3,2 \text{ MPa} \\ E_{cm} &= 34 \text{ GPa}\end{aligned}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku
Návrhová pevnost betonu v tlaku
Charakteristická pevnost betonu v tahu
Návrhová pevnost betonu v tahu
Průměrná pevnost betonu v tahu za ohybu
Modul pružnosti betonu v tahu a tlaku
(uvažován dle ČSN 73 6206)
Poměrné přetvoření při dosažení
maximální tlakové pevnosti
Mezní poměrné přetvoření

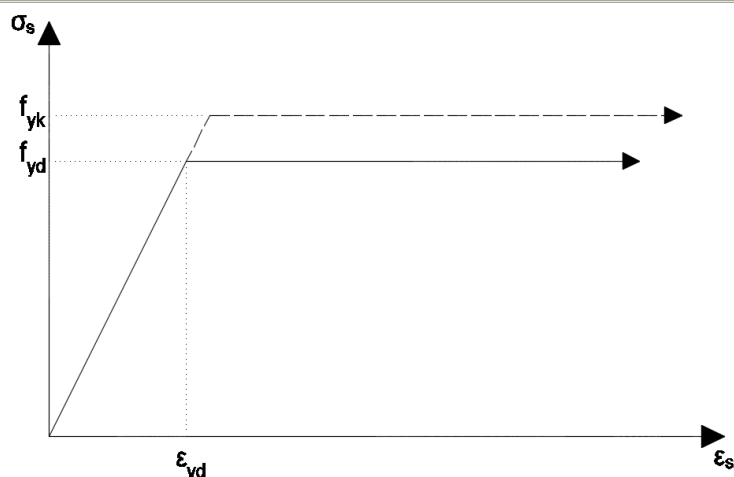
$$\epsilon_{c3} = 1,75 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cu3} = 3,50 \text{ ‰}$$

3.1.2 Betonářská výztuž – Ocel B500

Jedná se o kruhovou žebříkovou výztuž.

Bude uvažován pracovní diagram s konstantní plastickou větví.



γ_s	=	1,15	Součinitel spolehlivosti oceli
f_{yk}	=	500 MPa	Charakteristická mez kluzu oceli
f_{yd}	=	$\frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783$ MPa	Návrhová mez kluzu oceli
E_s	=	200 GPa	Modul pružnosti oceli v tahu a tlaku
ϵ_{yd}	=	$\frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,783}{200000} * 1000 = 2,174$ ‰	Poměrné přetvoření na mezi kluzu

3.1.3 Konstrukční ocel – Ocel S355

γ_{M0}	=	1,00	Součinitel spolehlivosti průřezu
γ_{M1}	=	1,10	Součinitel spolehlivosti při posouzení stability
γ_{M2}	=	1,25	Součinitel spolehlivosti oslabeného průřezu
γ_{M2}	=	1,25	Součinitel spolehlivosti spojů
γ_{Mw}	=	1,50	Součinitel spolehlivosti svarových spojů
γ_{Mf}	=	1,35	Součinitel spolehlivosti při únavě
f_y	=	355 MPa	Mez kluzu oceli (pro $t \leq 16$ mm)
f_y	=	345 MPa	Mez kluzu oceli (pro $40 \text{ mm} \geq t > 16$ mm)
f_y	=	335 MPa	Mez kluzu oceli (pro $63 \text{ mm} \geq t > 40$ mm)
f_u	=	490 MPa	Mez pevnosti oceli
	=	470 MPa	Mez pevnosti oceli pro tloušťky nad 40 mm
E	=	210 GPa	Modul pružnosti oceli v tahu a tlaku
G	=	81 GPa	Modul pružnosti oceli ve smyku
ν	=	0,3	Poissonův součinitel
ϵ	=	0,81	Součinitel oceli pro zařazení průřezů

3.1.4 Úložný práh, spodní stavba – Beton C30/37

Vlastnosti betonu jsou stejné jako u betonu spřažené desky.

3.2 Krytí výztuže ve spřažené desce a v římse

3.2.1 Stupeň vlivu prostředí

Beton	–	C 30/37
Třída konstrukce	–	S5, návrhová životnost 100 let
Prostředí XC3	–	Středně vlhké
Prostředí XF3	–	Značně nasycené vodou bez rozmrazovacích prostředků

3.2.2 Výpočet krycí vrstvy

Minimální betonová krycí vrstva c_{min} :

Jedná se o deskovou konstrukci, třída konstrukce je snížena o 1.

$$\begin{aligned}
 c_{min,dur} &= 45 \text{ mm (uvažována třída XD3 jako náhrada za XF3)} \\
 c_{min,b} &= 20 \text{ mm (předpokládá se maximální průměr výztuže 20 mm)} \\
 c_{min} &= \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \} = \\
 &= \max \{ 20; 45; 10 \} = 45 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jmenovitá tloušťka krycí vrstvy c_{nom} :

$$c_{nom} = c_{min} + c_{dev} = 45 + 10 = 55 \text{ mm}$$

3.3 Krytí výztuže ve spodní stavbě

3.3.1 Stupeň vlivu prostředí

Beton	–	C 30/37
Třída konstrukce	–	S5, návrhová životnost 100 let
Prostředí XC4	–	Střídavě mokré a suché
Prostředí XF1	–	Středně nasycené vodou bez rozmrazovacích prostředků

3.3.2 Výpočet krycí vrstvy

Minimální betonová krycí vrstva c_{min} :

Jedná se o deskovou konstrukci, třída konstrukce je snížena o 1.

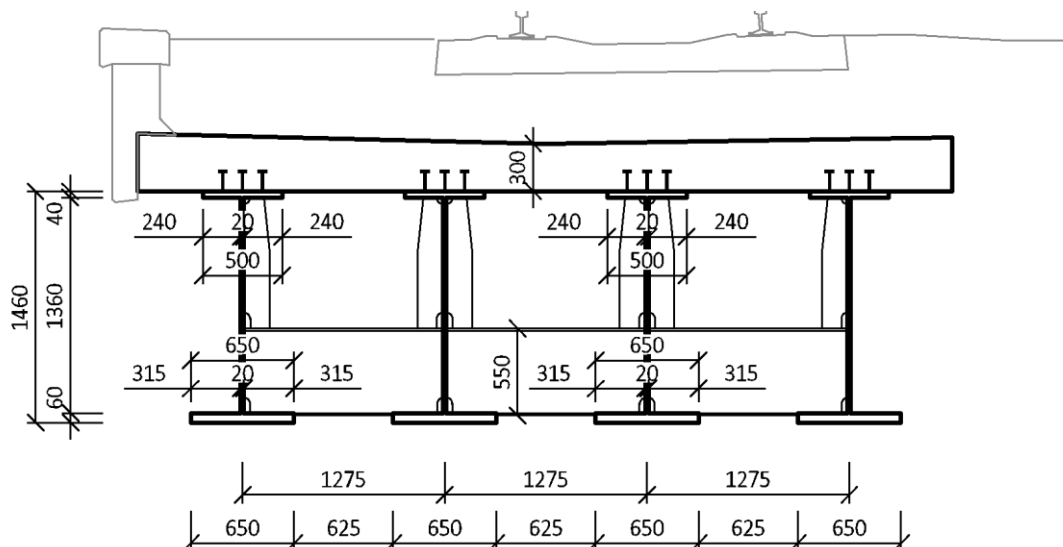
$$\begin{aligned}
 c_{min,dur} &= 35 \text{ mm (uvažována třída XD1 jako náhrada za XF1)} \\
 c_{min,b} &= 20 \text{ mm (předpokládá se maximální průměr výztuže 20 mm)} \\
 c_{min} &= \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \} = \\
 &= \max \{ 20; 35; 10 \} = 35 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jmenovitá tloušťka krycí vrstvy c_{nom} :

$$c_{nom} = c_{min} + c_{dev} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$$

3.4 Průřezy a jejich zatřídění

3.4.1 Hlavní nosník uprostřed rozpětí

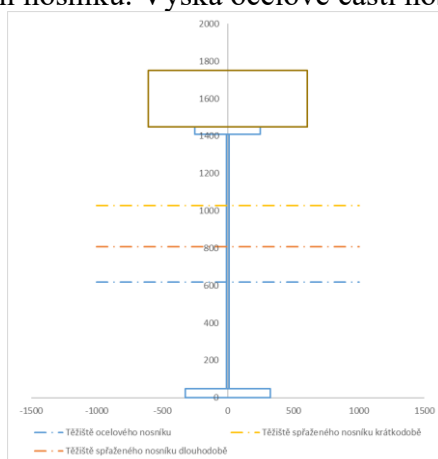


t_w	=	20 mm
h_w	=	1360 mm
t_{fh}	=	40 mm
b_{fh}	=	500 mm
t_{fd}	=	60 mm
b_{fd}	=	650 mm

Tloušťka stojny
 Výška stojny
 Tloušťka horní pásnice
 Šířka horní pásnice
 Tloušťka dolní pásnice
 Šířka dolní pásnice

Třída stojny:

Stojna bude posouzena jako „tlačená a ohýbaná“, protože neutrální osa není uprostřed. Bude rozlišeno krátkodobé a dlouhodobé působení nosníku. Výška ocelové části nosníku je 1450 mm.



Stojna krátkodobě:

Výška neutrální osy od dolních vláken = 1029 mm

Výška neutrální osy od horních vláken = 1450 – 1029 = 421 mm

$\alpha = 421/1450 = 0,290$

$c = h_w = 1360$ mm

$t = t_w = 20$ mm

$c/t = 1360/20 = 68$

$< 41,5 * \varepsilon / \alpha = 41,5 * 0,81 / 0,290 = 115,91$

2. Třída průřezu

2. Třída průřezu

1. Třída průřezu

1. Třída průřezu

4 Zatížení

Při výpočtu byla uvažována tato zatížení:

1) Stálá zatížení

- Vlastní tíha
- Ostatní stálé zatížení
- Smršťování a dotvarování

2) Proměnná zatížení

- Doprava
- Teplota
- Vítr

4.1.1 ZS1 - Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce je generována automaticky programem MIDAS Civil. Objemová tíha betonu se uvažuje 25 kN/m^3 . Objemová tíha oceli se uvažuje $87,50 \text{ kN/m}^3$.

4.1.2 ZS2 - Ostatní stálé zatížení

Levá římsa: $0,34 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 8,5 \text{ kN/m}$
(excentricita římsy vůči nosníku $e = 0,850 \text{ m}$)

Zábradlí je uvažováno hodnotou **1 kN/m**
(excentricita zábradlí vůči nosníku $e = 0,85 \text{ m}$)

Železniční svršek: $3,6 \text{ m}^2 \times 23 \text{ kN/m}^3 = 82,8 \text{ kN/m}$, (bude uvažován rozptyl $\pm 30 \%$)
Na jeden nosník působí čtvrtina = **20,7 kN/m**

Železniční svršek inf. = $20,7 * 0,7 = 14,49 \text{ kN/m}$
Železniční svršek sup. = $20,7 * 1,3 = 26,91 \text{ kN/m}$

4.1.3 ZS3 - Dotvarování a smršťování spřažené desky

Dotvarování je automaticky spočítáno pomocí softwaru. Nezpůsobuje žádné účinky na nosník, jelikož se jedná o prosté uložení. Vzniká pouze samorovnovážné nelineární napětí, které má účinek pouze v MSP.

Uvažován normálnětuhnoucí cement. Ošetřování betonu 3 dny.

$$A_c = 2,8 * 0,3 = 0,84 \text{ m}^2$$

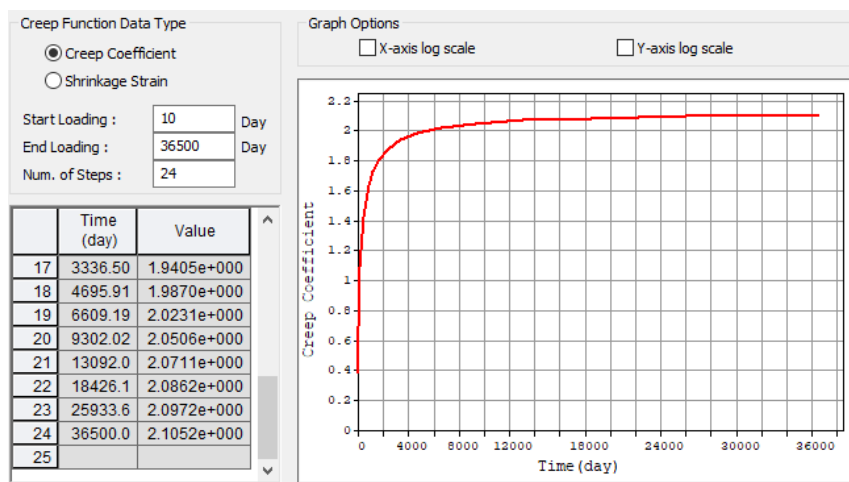
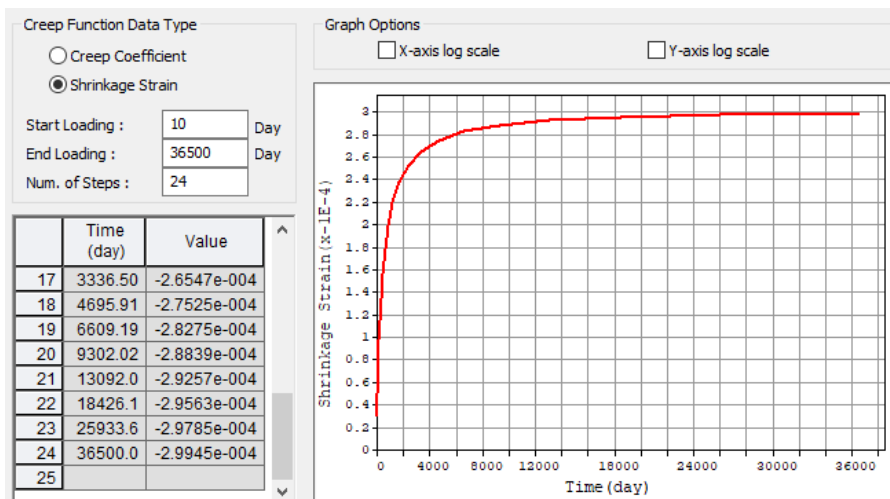
$$u = 2,80 \text{ m}$$

$$h = 2 * A_c / u = 2 * 0,84 / 2,8 = 0,6 \text{ m}$$

Plocha příčného řezu

Obvod vystavený vysychání

Náhradní výška průřezu

Dotvarování:**Smršťování:****4.1.4 Účinky smršťování spřažené desky na konstrukci:**

Účinky smršťování na konstrukci budou spočítány přepočítáním poměrného přetvoření od smrštění na změnu teploty a následně spočítán průběh napětí po průřezu pomocí MS Excel. Předpokládá se také částečné oddotvarování účinků od smrštění, což bude určeno metodou TDA pomocí MS Excel.

➤ Účinky smršťování bez vlivu smršťování

t (dny)	10	32	104	336	1085	3503	11308	36500
$\Delta \epsilon_{sh}$	-3.21E-05	-4.73E-05	-8.55E-05	-1.51E-04	-2.27E-04	-2.63E-04	-2.90E-04	-2.99E-04
ΔT	-3.21	-4.73	-8.55	-15.14	-22.73	-26.32	-29.02	-29.95
$\Delta T_i - \Delta T_{(i-1)}$	-3.21	-1.52	-3.82	-6.59	-7.59	-3.59	-2.70	-0.92
$\Delta \sigma(t) (MPa)$	0.922	0.436	1.097	1.893	2.180	1.031	0.776	0.265

Teplota na konci smršťování bez vlivu dotvarování: -29.95 °C

Napětí na horních vláknech od této teploty: 8.6 MPa

➤ Vliv dotvarování

ozn.	t0	t1	t2	t3	t4	t5	t6	t7
t (dny)	10	32	104	336	1085	3503	11308	36500
t (roky)	0.027397	0.0884313	0.285434	0.921306	2.97374	9.598471	30.9814	100
ln (t)	2.303	3.474	4.646	5.818	6.990	8.162	9.333	10.505
Zatížení	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano	Ano

$\beta(t_0)$	0.594	0.475	0.380	0.303	0.241	0.192	0.152	0.121
φ_0	2.125	1.702	1.360	1.085	0.864	0.687	0.545	0.433

čas:	t0	t1	t2	t3	t4	t5	t6	t7
$\beta(t_n; t_0)$	0.0000	0.3023	0.4579	0.6321	0.8009	0.9165	0.9707	0.9905
$\varphi(t_n; t_0)$	0.0000	0.6426	0.9731	1.3435	1.7022	1.9478	2.0630	2.1052
$\beta(t_n; t_1)$		0.0000	0.4245	0.6216	0.7982	0.9160	0.9706	0.9905
$\varphi(t_n; t_1)$		0.0000	0.7227	1.0583	1.3590	1.5595	1.6524	1.6863
$\beta(t_n; t_2)$			0.0000	0.5819	0.7892	0.9145	0.9704	0.9905
$\varphi(t_n; t_2)$			0.0000	0.7915	1.0735	1.2441	1.3201	1.3474
$\beta(t_n; t_3)$				0.0000	0.7531	0.9094	0.9698	0.9904
$\varphi(t_n; t_3)$				0.0000	0.8169	0.9865	1.0520	1.0743
$\beta(t_n; t_4)$					0.0000	0.8877	0.9678	0.9902
$\varphi(t_n; t_4)$					0.0000	0.7666	0.8357	0.8551
$\beta(t_n; t_5)$						0.0000	0.9587	0.9895
$\varphi(t_n; t_5)$						0.0000	0.6582	0.6794
$\beta(t_n; t_6)$							0.0000	0.9864
$\varphi(t_n; t_6)$							0.0000	0.5379

$\Delta \epsilon_{c(t_n-1, t_n)}$		-1.85E-08	-1.40E-08	-3.54E-08	-5.70E-08	-5.55E-08	-1.87E-08	-1.33E-08
N_c		-0.50	-0.38	-0.95	-1.53	-1.49	-0.50	-0.36
σ_c		-0.59	-0.45	-1.13	-1.82	-1.77	-0.60	-0.43
ϵ_{tot}		1.11E-08	8.35E-09	2.12E-08	3.40E-08	3.31E-08	1.12E-08	7.95E-09
σ_{tot}		0.35	0.27	0.68	1.09	1.06	0.36	0.25
$\sigma_{c(t)}$	0.9	1.12	2.04	3.47	4.92	5.24	5.77	5.87
$\Delta \sigma_{c(t)}$	0.9	0.20	0.92	1.44	1.45	0.32	0.54	0.09
$\Delta \epsilon_{c(t)}$	2.88E-08	6.17E-09	2.87E-08	4.49E-08	4.52E-08	9.91E-09	1.67E-08	2.93E-09

➤ Účinky smršťování s vlivem dotvarování

Napětí na horních vláknech s vlivem dotvarování: **5.866203** MPa

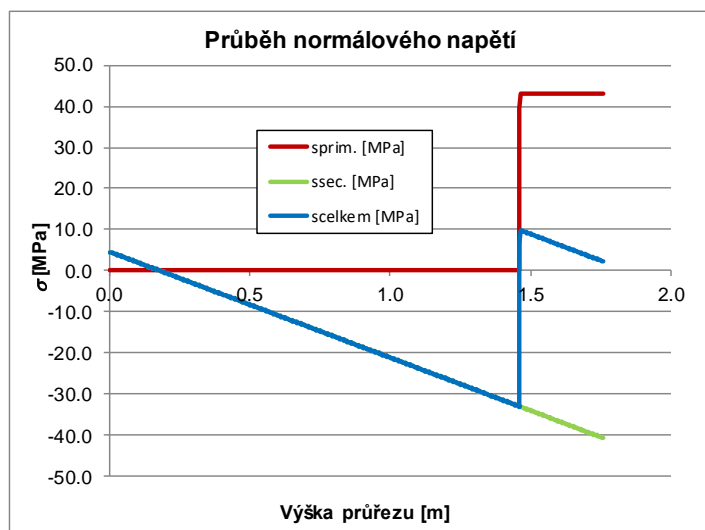
Teplota na konci smršťování s vlivem dotvarování: -20.426 °C

Height [m]	ΔT [°C]	α_T [1/°C]	ε [-]	E_{cm} [MPa]	$\sigma_{prim.}$ [MPa]
1.760	-20.426	0.000010	0.000204	210000.0	42.895
1.460	-20.426	0.000010	0.000204	210000.0	42.895
1.459	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000
0.601	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000
0.300	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000
0.000	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000

$$N_{sec} = -2.4110 \text{ MN}$$

$$M_{sec} = 1.6415 \text{ MNm}$$

Průběh normálového napětí po výšce průřezu:



Výsledná napětí pro kombinace zatížení:

horní vlákna $\sigma_{total}^{up} = 2.236 \text{ MPa}$

dolní vlákna $\sigma_{total}^{low} = 4.621 \text{ MPa}$

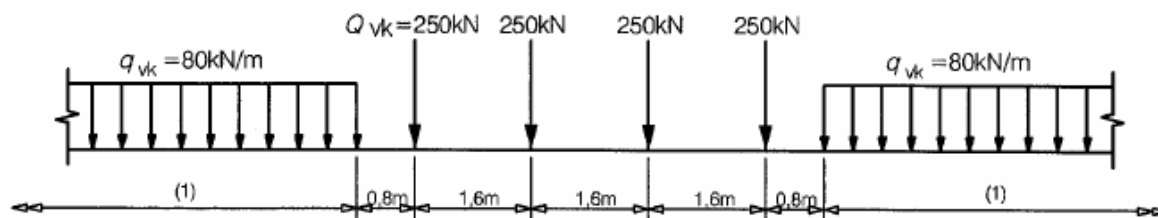
$$\begin{aligned} \text{Napětí na horním povrchu betonové desky} &= + 2,236/n_{st} = + 2,236/6,37 = + \mathbf{0,351 \text{ MPa}} \\ \text{Napětí na dolním povrchu betonové desky} &= + 9,150/n_{st} = + 9,150/6,37 = + \mathbf{1,436 \text{ MPa}} \\ \text{Napětí na horním povrchu ocelových nosníků} &= \mathbf{- 32,05 \text{ MPa}} \\ \text{Napětí na dolním povrchu ocelových nosníků} &= + \mathbf{4,621 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

4.1.5 Doprava

Zatížení dopravou je určeno dle normy ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou s uvažováním změny ČSN EN 1991-2 Z4.

➤ ZS4 - Model zatížení 71

Tento model reprezentuje normální železniční dopravu.



Je uvažován korelační součinitel $\alpha = 1,21$

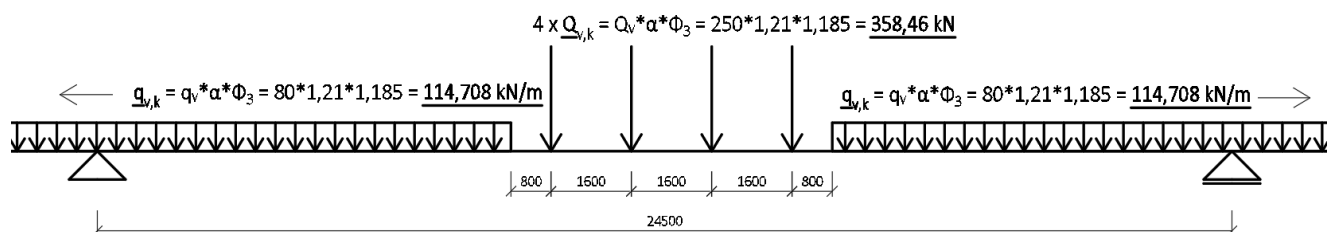
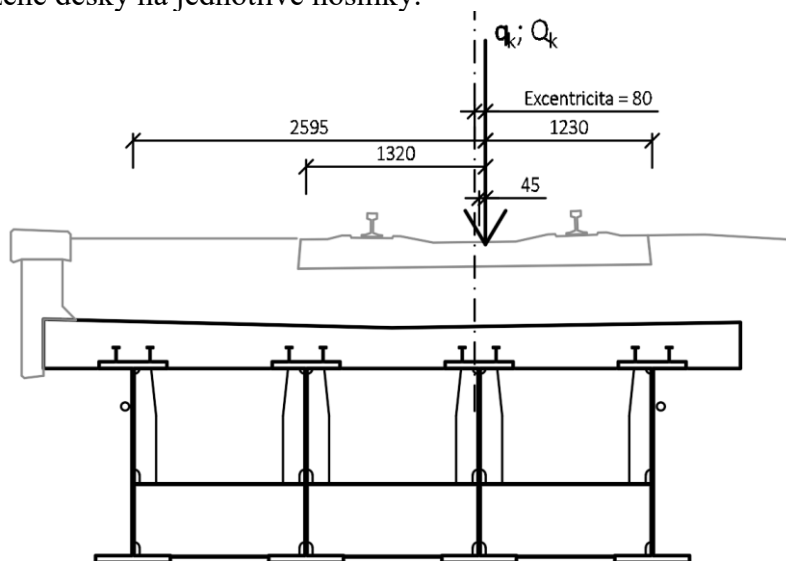
Dynamický součinitel bude uvažován hodnotou ϕ_3 pro standartně udržovanou kolej:

$$L_\phi = L = 24,5 \text{ m}$$

(Jedná se o prostý nosník)

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_{\Phi}-0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{24,50-0,2}} + 0,73 = \mathbf{1,185}$$

Zatížení bude zadáno v plné hodnotě do skutečné polohy (+ excentricita 80 mm), roznos bude skrze příčné působení spřažené desky na jednotlivé nosníky.

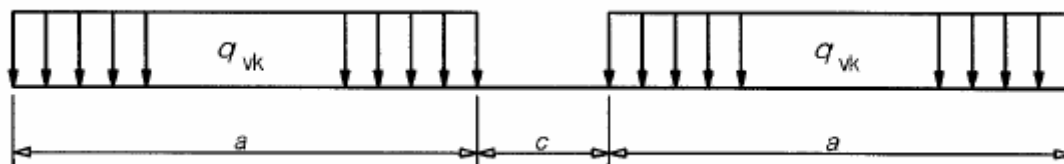


$$Q_{v,k} = 358,46 \text{ kN}$$

$$q_{v,k} = 114,708 \text{ kN/m}$$

➤ ZS5 - Model zatížení SW/2

Tento model reprezentuje těžkou železniční dopravu.



$$q_{v,k} = 150 \text{ kNm}$$

$$a = 25 \text{ m}$$

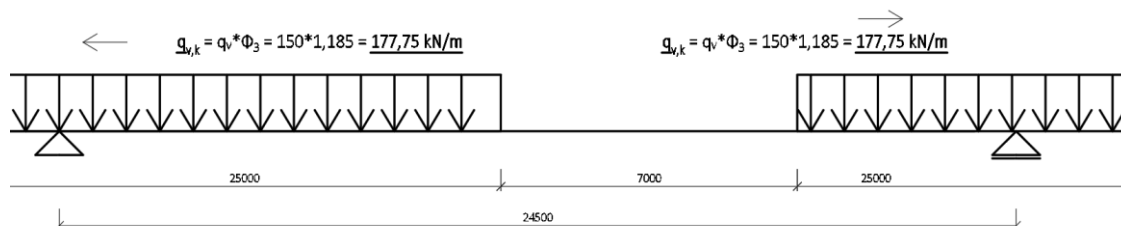
$$c = 7,0 \text{ m}$$

Korelační součinitel α není u tohoto modelu uvažován.

Dynamický součinitel bude uvažován hodnotou ϕ_3 pro standartně udržovanou kolej:

$$\phi_3 = 1,204$$

Zatížení bude zadáno ve stejné poloze jako model 71.



$$q_{vk} = 180,6 \text{ kN/m}$$

➤ ZS6 - Model „Nezatížený vlak“

Tento model reprezentuje prázdný vlak, který může být zboku zatížen větrem a konstrukce posouzena na překlpení.

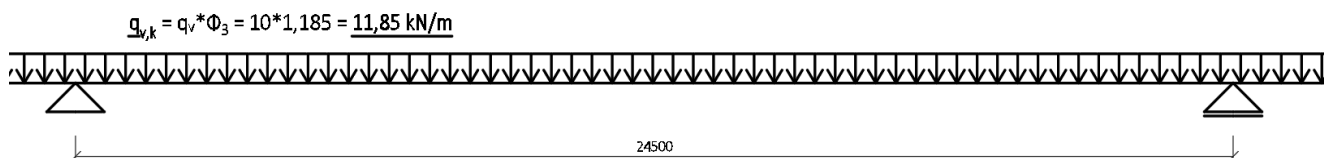
$$q_{vk} = 10 \text{ kN/m}$$

Korelační součinitel α není u tohoto modelu uvažován.

Dynamický součinitel bude uvažován hodnotou Φ_3 pro standartně udržovanou kolej:

$$\Phi_3 = 1,204$$

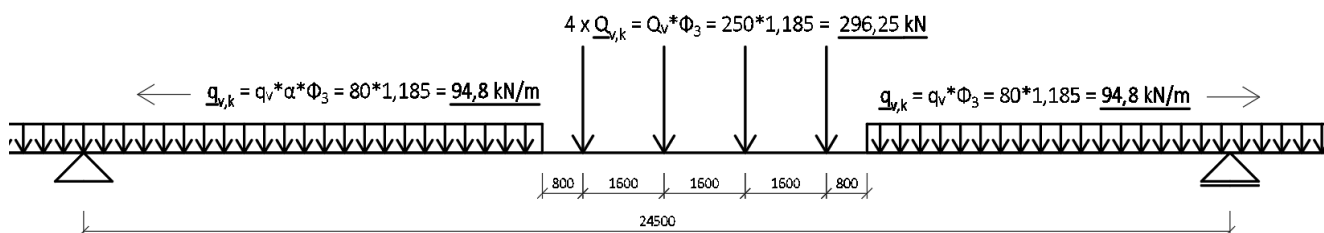
Zatížení bude zadáno ve stejné poloze jako model 71.



$$q_{vk} = 12,04 \text{ kN/m}$$

➤ ZS7 – Model pro posouzení únavy

Pro posouzení únavového namáhání bude použit model 71 bez korelačního součinitele α s použitím dynamického součinitele $\Phi_3 = 1,204$. Pro posouzení únavy je možné použít dynamický součinitel Φ_2 , nicméně úspora je u takto velkého rozpětí nosníků zanedbatelná (jednotky procent)



$$Q_{vk} = 301 \text{ kN}$$

$$q_{vk} = 96,32 \text{ kN/m}$$

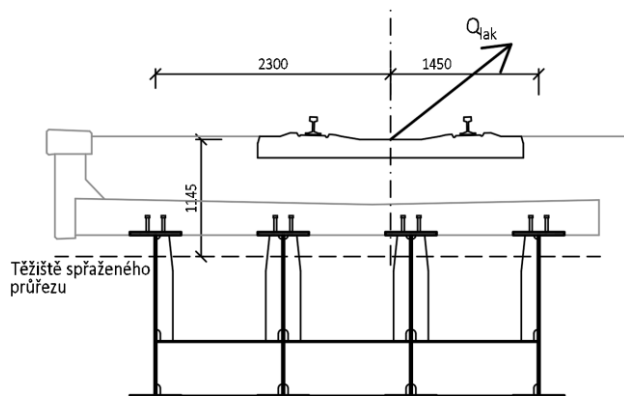
➤ ZS8 - Brzdné a rozjezdové síly

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

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

$$(Q_{lak} = 33 \times L = 33 \times 22,6 = 745,8 \text{ kN} < 1000 \text{ kN})$$

$$(Q_{lbk} = 20 \times L = 20 \times 20,9 = 452 \text{ kN} < 6000 \text{ kN})$$



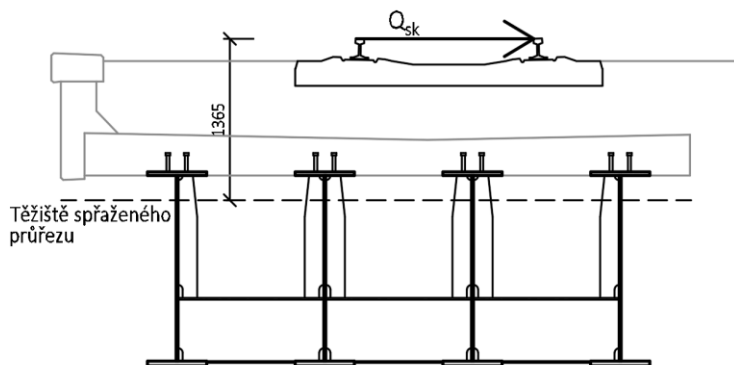
Na každý nosník působí čtvrtina rozjezdové síly.

➤ ZS9 - Odstředivé a jiné příčné síly

Boční ráz je uvažován hodnotou $Q_{sk} = 100 \alpha = 100 * 1,21 = 121 \text{ kN}$

Pro odstředivé síly bude použit dynamický součinitel, ale nebude použit korelační součinitel α .

Odstředivé síly: Kolej je v přechodnici o velkém poloměru (min 18000 m), odstředivé síly lze zanedbat.



4.1.6 Teplota

Konstrukce rámu je zatížena dle EN 1991-1-5 rovnoměrnou a rozdílovou složkou teploty. Vzhledem k prostému uložení nemá rovnoměrná složka význam. Rozdílová složka teploty způsobí vzhledem k prostému uložení mostu pouze samorovnovážné nelineární napětí, které nezpůsobí žádný zatěžovací účinek, nicméně při použití pružného výpočtu je potřeba napětí přičíst k napětí od ostatního zatížení. Rovnoměrná složka bude použita pro návrh a posouzení kapacity ložisek a mostních závěrů.

ZS10, ZS 11 - Rovnoměrná složka

$$T_{min} = -34 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{max} = +38 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Za výchozí teplotu je považováno $10 \text{ }^{\circ}\text{C}$. Typ konstrukce č. 2 (ocelobetonová konstrukce).

$$T_{e,min} = -34 + 4,5 = -29,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,max} = 38 + 4,5 = 42,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

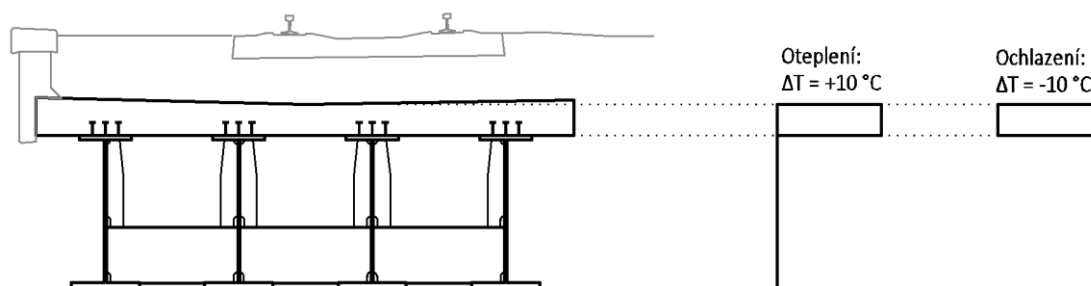
$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - (-29,5) = -39,5 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (\text{zkrácení})$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 42,5 - 10 = +32,5 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (\text{prodloužení})$$

Vzhledem k uspořádání ložisek (2x pevné ložisko, 2x podélně posuvné ložisko) bude teplota (rovnoměrná i nerovnoměrná) v modelu zadána i na příčníky a říčnou betonovou desku. V kombinacích bude přidána tak, aby způsobila maximální příčnou reakci na ložiskách.

ZS 12, ZS13 - Rozdílová složka teploty

Je použit postup 2.



Pro určení hodnot samorovnovážných napětí bude použit ideální průřez (beton bude převeden na ocel), následně napětí v betonu bude opět převedeno pomocí pracovního součinitele zpět.

Celková výška průřezu:

$$H = 1.760 \text{ m}$$

Dílicí výšky průřezu ...

$$H_1 = 0.010 \text{ m}$$

$$H_2 = 0.300 \text{ m}$$

$$H_3 = 0.010 \text{ m}$$

$$H_4 = 1.360 \text{ m}$$

$$H_5 = 0.060 \text{ m}$$

$$H_6 = 0.010 \text{ m}$$

$$H_7 = 0.000 \text{ m}$$

Šířky průřezu ...

$$B_1 = 0.190 \text{ m}$$

$$B_2 = 0.190 \text{ m}$$

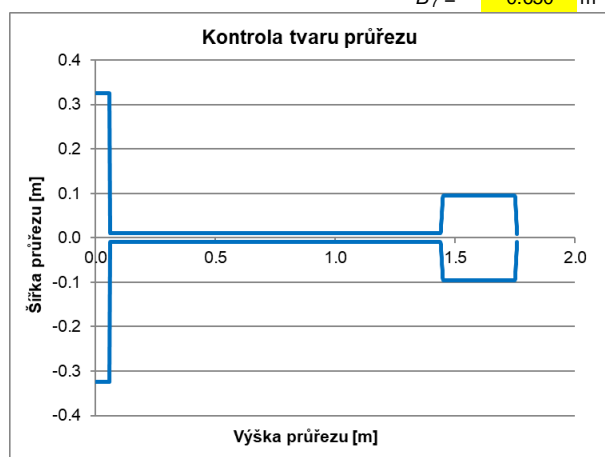
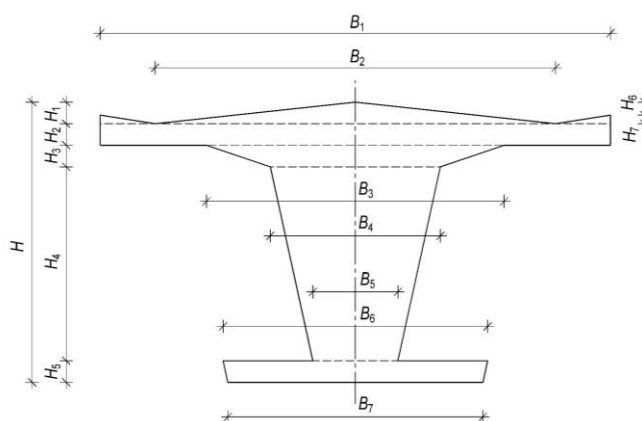
$$B_3 = 0.190 \text{ m}$$

$$B_4 = 0.020 \text{ m}$$

$$B_5 = 0.020 \text{ m}$$

$$B_6 = 0.650 \text{ m}$$

$$B_7 = 0.650 \text{ m}$$



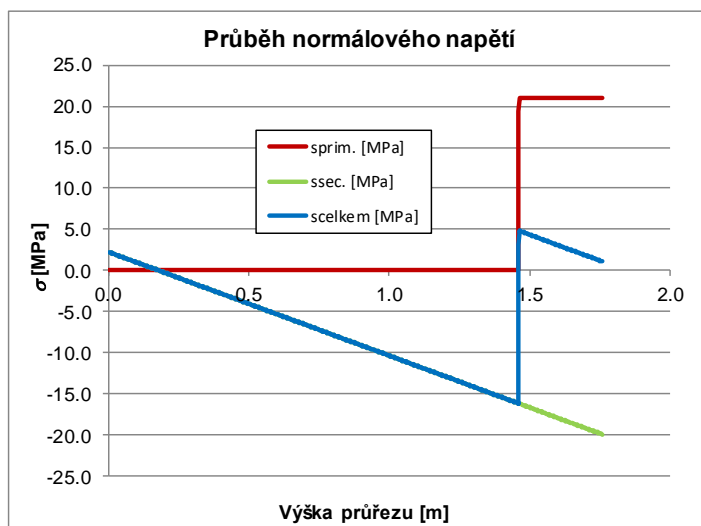
➤ Nelineární napětí od ochlazení:

Height [m]	ΔT [°C]	α_T [1/°C]	ε [-]	E_{cm} [MPa]	$\sigma_{prim.}$ [MPa]
1.760	-10.000	0.000010	0.000100	210000.0	21.000
1.460	-10.000	0.000010	0.000100	210000.0	21.000
1.459	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000
0.601	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000
0.300	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000
0.000	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000

$$N_{sec} = -1.1804 \text{ MN}$$

$$M_{sec} = 0.8036 \text{ MNm}$$

Průběh normálového napětí po výšce průřezu:



Výsledná napětí pro kombinace zatížení:

horní vlákna $\sigma_{total}^{up} = 1.095 \text{ MPa}$

dolní vlákna $\sigma_{total}^{low} = 2.262 \text{ MPa}$

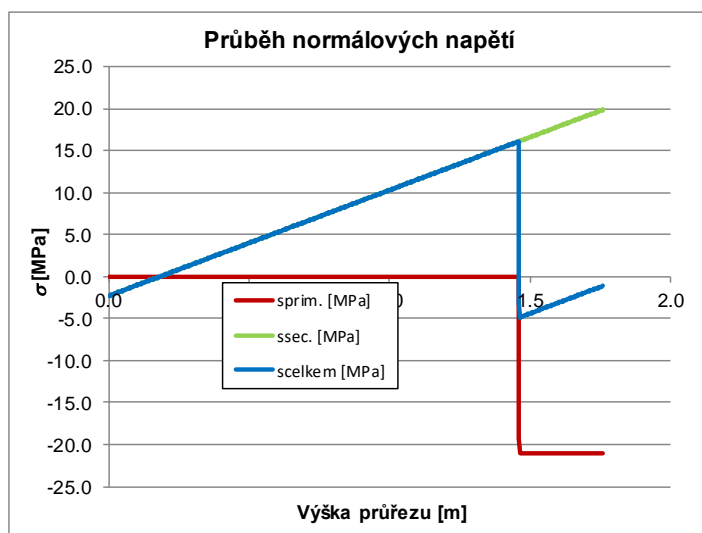
$$\begin{aligned} \text{Napětí na horním povrchu betonové desky} &= + 1,095/n_{st} = + 1,095/6,37 = + \mathbf{0,172 \text{ MPa}} \\ \text{Napětí na dolním povrchu betonové desky} &= + 4,97/n_{st} = + 4,97/6,37 = + \mathbf{0,780 \text{ MPa}} \\ \text{Napětí na horním povrchu ocelových nosníků} &= \mathbf{- 15,85 \text{ MPa}} \\ \text{Napětí na dolním povrchu ocelových nosníků} &= + \mathbf{2,262 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

➤ Nelineární napětí od oteplení:

Height [m]	ΔT [°C]	α_T [1/°C]	ε [-]	E_{cm} [MPa]	$\sigma_{prim.}$ [MPa]
1.760	10.000	0.000010	-0.000100	210000.0	-21.000
1.460	10.000	0.000010	-0.000100	210000.0	-21.000
1.459	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000
0.200	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000
0.000	0.000	0.000010	0.000000	210000.0	0.000

$$N_{sec} = 1.1804 \text{ MN}$$

$$M_{sec} = -0.8036 \text{ MNm}$$

Průběh normálového napětí po výšce průřezu:**Výsledná napětí pro kombinace zatížení:**

horní vlákna σ_{total}^{up} = **-1.095 MPa**

dolní vlákna σ_{total}^{low} = **-2.262 MPa**

Napětí na horním povrchu betonové desky	=	- 1,095/ n_{st} = - 1,095/6,37 = - 0,172 MPa
Napětí na dolním povrchu betonové desky	=	- 4,97/ n_{st} = - 4,97/6,37 = - 0,780 MPa
Napětí na horním povrchu ocelových nosníků	=	+ 15,85 MPa
Napětí na dolním povrchu ocelových nosníků	=	- 2,262 MPa

4.1.7 Vítr

$$\begin{aligned}
 z_1 &= 3,70 \text{ m} \\
 d_{\text{voz}} &= 4,85 \text{ m} \\
 H_{\text{NK}} &= 4,1 \text{ m} \\
 z_{v,\text{max}} &= z_1 + H_{\text{NK}} + d_{\text{voz}} = 3,70 + 4,85 + 4,1 = 12,65 \text{ m} \\
 \rho &= 1,25 \text{ kg/m}^3 \\
 v_{b0} &= 25 \text{ m/s} \\
 c_{\text{dir}} &= 1 \\
 c_{\text{season}} &= 1 \\
 v_b &= v_{b0} * c_{\text{dir}} * c_{\text{season}} = 25 * 1 * 1 = 25 \text{ m/s} \\
 q_b &= 0,5 * \rho * v_b^2 = 0,5 * 1,25 * 25^2 = 0,391 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Kategorie terénu} &= \text{II} \\
 z_{0,\text{II}} &= 0,05 \\
 z_{\text{max}} &= 200 \text{ m} \\
 z_0 &= 0,05 \text{ m} \\
 z_{\text{min}} &= 2 \text{ m} \\
 k_r &= 0,19 * (z_0 / z_{0,\text{II}})^{0,07} = 0,19 * (0,05 / 0,05)^{0,07} = 0,19 \\
 c_r(z_{v,\text{max}}) &= k_r * \ln(z / z_0) = 0,19 * \ln(12,65 / 0,05) = 1,051 \\
 c_0 &= 1 \\
 v_m(z_{v,\text{max}}) &= c_r(z_{v,\text{max}}) * v_b * c_0 = 1,051 * 25 * 1 = 26,28 \text{ m/s} \\
 k_1 &= 1 \\
 \sigma_v &= k_r * v_b * k_1 = 0,19 * 25 * 1 = 4,75 \text{ m/s} \\
 I_v(z_{v,\text{max}}) &= \sigma_v / v_m(z_{v,\text{max}}) = 4,75 / 26,28 = 0,181 \\
 q_p(z_{v,\text{max}}) &= (1 + 7 * I_v(z_{v,\text{max}})) * 0,5 * \rho * v_m(z_{v,\text{max}})^2 = \\
 &= (1 + 7 * 0,181) * 0,5 * 1,25 * 26,28^2 = 978,55 \text{ N/m}^2 = 0,979 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Výška od terénu po spodní hranu NK
 Výška vozidla od úrovně vozovky (vlak)
 Výška nosné konstrukce (stavební výška)
 Uvažovaná výška větru
 Hustota vzduchu
 Výchozí základní rychlost větru
 Součinitel směru větru
 Součinitel ročního období
 Základní rychlost větru
 Základní dynamický tlak větru

Parametr drsnosti terénu dle kategorie
 Minimální výška dle kategorie terénu
 Součinitel terénu závislý na drsnosti
 Součinitel drsnosti terénu
 Součinitel ortografie
 Střední rychlost větru
 Součinitel turbulence
 Směrodatná odchylka turbulence
 Intenzita turbulence

Maximální tlak větru

➤ Vodorovný vítr

Zatížení od větru je určeno podle obecné metody uvedené v ČSN EN 1991-1-4 – Zatížení větrem, kapitola 8.3.2. Vodorovný vítr uvažovaný pro zatížený most

$$\begin{aligned}
 d_{\text{tot}} &= H_{\text{NK}} + 0,6 = 4,1 + 0,6 = 4,7 \text{ m} \\
 d_{\text{voz}} &= 4,85 \text{ m} \\
 B_{\text{NK}} &= 5,5 \text{ m} \\
 B_{\text{NK}} / d_{\text{tot}} &= 5,5 / 4,7 = 1,17 \\
 c_{\text{fx0}} &= 1,3 \\
 c_{\text{fx1}} &= c_{\text{fx0}} = 1,3 \\
 w_{\text{ex}} &= q_p(z_{v,\text{max}}) * c_{\text{fx1}} = 0,979 * 1,3 = 1,273 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Referenční výška nosné konstrukce + zábr.
 Výška vozidla od úrovně vozovky (vlak)
 Šířka nosné konstrukce (1 most)

Součinitel síly
 Tlak větru na zatížený most

ZS 14 – Boční vítr na nosnou konstrukci

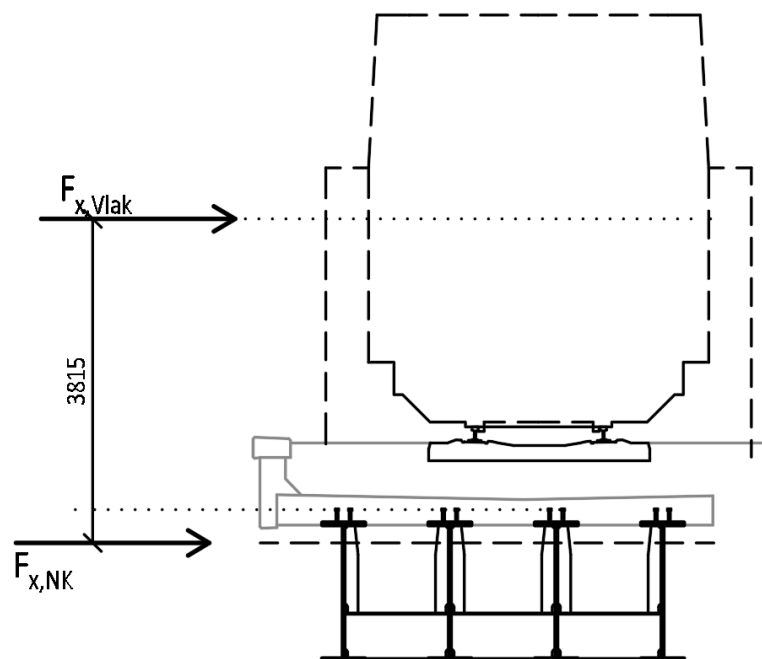
$$F_{x,\text{NK}} = w_{\text{ex}} * d_{\text{tot}} = 1,273 * 4,7 = 5,983 \text{ kN/m}$$

Síla od bočního větru na nosnou konstrukci

ZS 15 – Boční vítr na projíždějící vlak

$$F_{x,\text{vlak}} = w_{\text{ex}} * d_{\text{voz}} = 1,273 * 4,85 = 6,174 \text{ kN/m}$$

Síla od bočního větru na nosnou konstrukci



➤ ZS16 - Svislý vítr

$$c_{fz} = \pm 0,9$$

$$w_{ex} = q_p(z_{v,max}) * c_{fz} = 0,979 * \pm 0,9 = \pm 0,881 \text{ kN/m}^2$$

Součinitel síly

Tlak větru na zatížený most

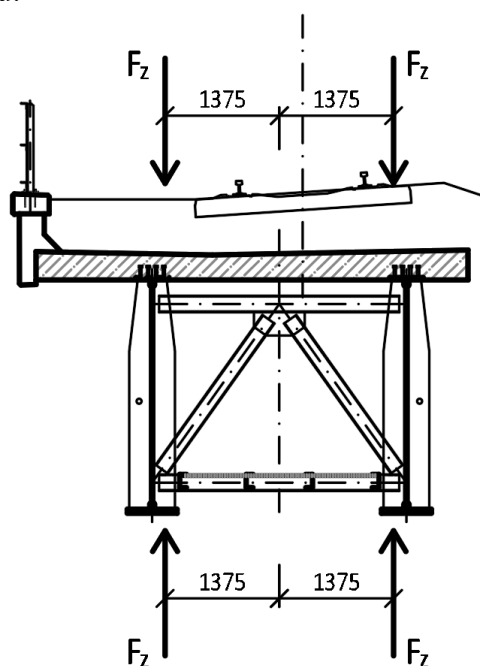
$$F_z = w_{ex} * B_{NK} = \pm 0,881 * 5,5 = \pm 4,85 \text{ kN/m}$$

Síla od svislého větru

$$e_{w,z} = B_{NK}/4 = 5,5/4 = 1,375 \text{ m}$$

Excentricita ve směru x

Všechny možnosti působení větru:



4.1.8 ZS17 - Montážní zatížení

$$q_{ca} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{cb} = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

$$F_c = 100 \text{ kN}$$

$$q_c = B_{NK} \cdot (q_{ca} + q_{cb}) = 5,5 \cdot (1,0 + 0,2) = 6,6 \text{ kN/m}$$

Ruční a pracovní nástroje

Skládání přemístitelných předmětů

Skládání přemístitelných předmětů

Spojité montážní zatížení

Jelikož montážní zatížení je výrazně nižší a) tíha čerstvého betonu působícího na ocelový nosník před sprážením, b) než železniční svršek, není nutné most na montážní zatížení posuzovat. Zatížení bude použito pouze v posudku po betonáži sprážené desky, kdy působí pouze ocelový nosník.

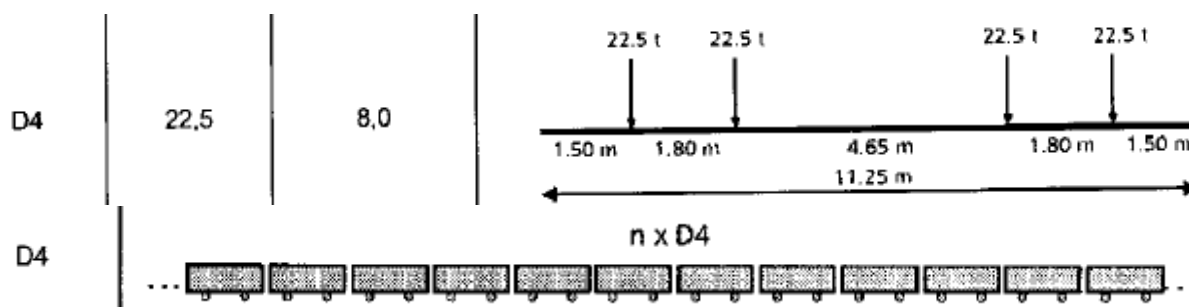
4.1.9 Zatížení pro určení přechodnosti

Zatížení pro určení přechodnosti bude určeno podle předpisu SŽ S5/1 Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů a podle ČSN EN 15528 Traťové třídy zatížení.

Bude určeno zatížení pro třídy D4/120 a D2/160. Zatížení bude prověřeno, zda způsobuje větší účinky než klasické modely LM71 a SW/2. Pokud ano, bude most posouzen na jejich účinky, pokud ne, nebude je pro posouzení nutné uvažovat a bude dostatečné určit zatížitelnost pro model LM71 a SW/2.

➤ Model zatížení D4/120

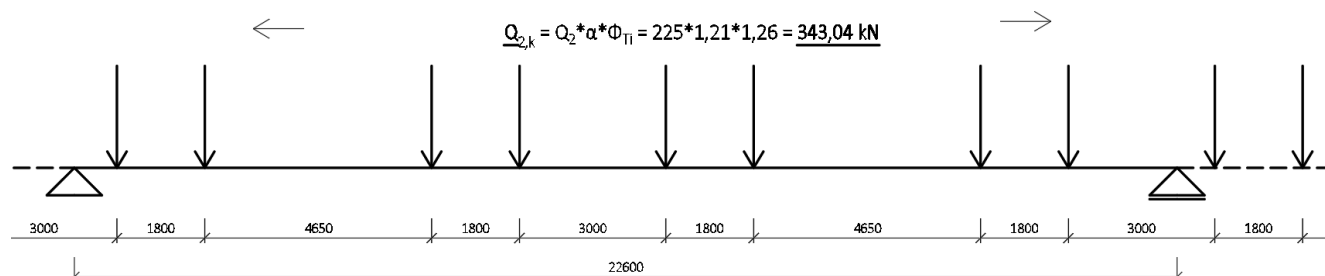
Je uvažován korelační součinitel $\alpha = 1,21$.



Dynamický součinitel

$$\phi_{Ti} = 1,26$$

Dynamický součinitel pro provozní zatížení
($L=24,50 \text{ m}$, $v = 120 \text{ km/h}$)

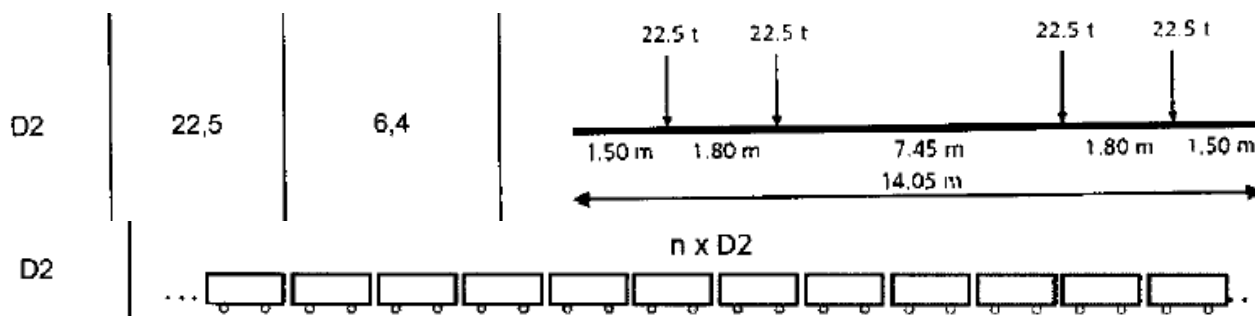


$$Q_{2,k} = 343,04 \text{ kN}$$

Zatížení bude zadáno v plné hodnotě do skutečné polohy (+ excentricita 80 mm), roznos bude skrze příčné působení sprážené desky na jednotlivé nosníky. Zatížení je blíž k prostřednímu nosníku, dále od krajního – střední nosník bude více zatížen.

➤ Model zatížení D2/160

Je uvažován korelační součinitel $\alpha = 1,21$.



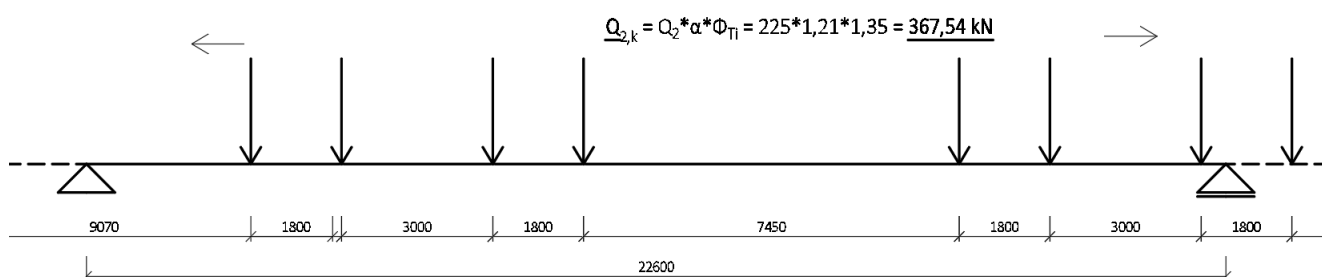
Dynamický součinitel

$$\phi_{Ti} = 1,35$$

Dynamický součinitel pro provozní zatížení
($L=24,50$ m, $v = 160$ km/h)

Zatížení bude zadáno v plné hodnotě do skutečné polohy (+ excentricita 80 mm), roznos bude skrze příčné působení sprážené desky na jednotlivé nosníky. Zatížení je blíž k prostřednímu nosníku, dál od krajního – střední nosník bude více zatížen.

$$Q_{2,k} = 367,54 \text{ kN}$$



ZS17 – Montážní zatížení:

$$\gamma_Q = 1,5$$

$$\psi_0 = 1,0$$

$$\psi_1 = 0$$

$$\psi_2 = 0$$

5.3 Mezní stav překlopení mostu

S „Nezatíženým vlakem“ (sestava gr 15)

6.10: $\gamma_G * (\text{stálá zatížení inf}) + \gamma_Q * ZS6 + \gamma_Q * ZS9 + \gamma_Q * ZS14 + 1,5 * ZS15 + 1,5 * ZS16$ (působící nahoru) = $1,0 * (\text{stálá zatížení inf}) + 1,00 * ZS6 + 1,45 * ZS9 + 1,5 * ZS14 + 1,5 * ZS15 + 1,5 * ZS16$

S modelem 71

6.10: $\gamma_G * (\text{stálá zatížení inf}) + \gamma_Q * ZS4 + \gamma_Q * ZS9 + \gamma_Q * ZS14 + 1,5 * ZS15 + 1,5 * ZS16$ (působící nahoru) = $1,0 * (\text{stálá zatížení inf}) + 1,00 * ZS4 + 1,45 * ZS9 + 1,5 * ZS14 + 1,5 * ZS15 + 1,5 * ZS16$

5.4 Mezní stav únosnosti těsně po betonáži sprážené desky (působí pouze ocelový nosník)

6.10: $\gamma_G * ZS1 + \gamma_Q * ZS17 + \gamma_Q * \psi_0 * ZS16 = 1,35 * ZS1 + 1,5 * ZS17 + 1,5 * 0,8 * ZS16$

5.5 Mezní stav únosnosti za provozu mostu a na konci životnosti (liši se dotvarováním betonu)

1) Sestava gr 11 – hlavní zatížení je LM71

6.10a: $\gamma_G * (ZS1 + ZS2_{sup}) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS4 + ZS8 + 0,5 * ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14 + ZS15 + ZS16) = 1,35 * (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 * 0,8 * (ZS4 + ZS8 + 0,5 * ZS9) + 1,5 * 0,6 * (ZS14 + ZS15 + ZS16)$

6.10b: $\gamma_G * \xi * (ZS1 + ZS2_{sup}) + \gamma_Q * (ZS4 + ZS8 + 0,5 * ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14 + ZS15 + ZS16) = 1,35 * 0,95 * (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 * (ZS4 + ZS8 + 0,5 * ZS9) + 1,5 * 0,6 * (ZS14 + ZS15 + ZS16)$

2) Sestava gr 12 – hlavní zatížení je LM71

6.10a: $\gamma_G * (ZS1 + ZS2_{sup}) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS4 + 0,5 * ZS8 + ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14 + ZS15 + ZS16) = 1,35 * (ZS1 + ZS2_{sup} + ZS3) + 1,45 * 0,8 * (ZS4 + 0,5 * ZS8 + ZS9) + 1,5 * 0,6 * (ZS14 + ZS15 + ZS16)$

6.10b: $\gamma_G * \xi * (ZS1 + ZS2_{sup}) + \gamma_Q * (ZS4 + 0,5 * ZS8 + ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14 + ZS15 + ZS16) = 1,35 * 0,95 * (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 * (ZS4 + 0,5 * ZS8 + ZS9) + 1,5 * 0,6 * (ZS14 + ZS15 + ZS16)$

3) Sestava gr 16 – hlavní zatížení je SW/2

6.10a: $\gamma_G * (ZS1 + ZS2_{sup}) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS5 + ZS8 + 0,5 * ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14 + ZS15 + ZS16) = 1,35 * (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 * 0,8 * (ZS4 + ZS8 + 0,5 * ZS9) + 1,5 * 0,6 * (ZS14 + ZS15 + ZS16)$

6.10b: $\gamma_G * \xi * (ZS1 + ZS2_{sup}) + \gamma_Q * (ZS5 + ZS8 + 0,5 * ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14 + ZS15 + ZS16) = 1,35 * 0,95 * (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 * (ZS4 + ZS8 + 0,5 * ZS9) + 1,5 * 0,6 * (ZS14 + ZS15 + ZS16)$

4) Sestava gr 17 – hlavní zatížení je SW/2

$$\mathbf{6.10a:} \gamma_G * (ZS1+ZS2_{sup}) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS5+0,5*ZS8+ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14+ZS15+ZS16) = 1,35 * (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 * 0,8 * (ZS4+0,5 * ZS8+ZS9) + 1,5 * 0,6 * (ZS14+ZS15+ZS16)$$

$$\mathbf{6.10b:} \gamma_G * \xi * (ZS1+ZS2_{sup}) + \gamma_Q * (ZS5+0,5*ZS8+ZS9) + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS14+ZS15+ZS16) = 1,35 * 0,95 * (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 * (ZS4+0,5 * ZS8+ZS9) + 1,5 * 0,6 * (ZS14+ZS15+ZS16)$$

Ze všech kombinací pro LM71 a pro SW/2 budou vytvořeny obálky, na jejichž maxima bude následně konstrukce dimenzována.

5.6 Mezní stav použitelnosti

Bude posouzen průhyb mostu a omezení napětí a vznik trhlin ve spřažené desce.

5.6.1 Charakteristické kombinace

Sestava gr 11 – hlavní zatížení je LM71

$$\mathbf{Char (sup):} (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + \psi_0 * (12+13) + \psi_0 * (ZS14+ZS15+ZS16) = (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + 0,6 * (12+13) + 0,6 * (ZS14+ZS15+ZS16)$$

Sestava gr 16 – hlavní zatížení je SW/2

$$\mathbf{Char (sup):} (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + \psi_0 * (12+13) + \psi_0 * (ZS14+ZS15+ZS16) = (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + 0,6 * (12+13) + 0,6 * (ZS14+ZS15+ZS16)$$

5.6.2 Častá kombinace

Sestava gr 11 – hlavní zatížení je LM71

$$\mathbf{Char (sup):} (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + \psi_1 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + \psi_2 * (12+13) + \psi_2 * (ZS14+ZS15+ZS16) = (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + 0,8 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + 0,5 * (12+13) + 0,0 * (ZS14+ZS15+ZS16)$$

Sestava gr 16 – hlavní zatížení je SW/2

$$\mathbf{Char (sup):} (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + \psi_1 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + \psi_2 * (12+13) + \psi_2 * (ZS14+ZS15+ZS16) = (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + 0,8 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + 0,5 * (12+13) + 0,0 * (ZS14+ZS15+ZS16)$$

5.6.3 Kvazistálá kombinace

Sestava gr 11 – hlavní zatížení je LM71

$$\mathbf{Char (sup):} (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + \psi_2 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + \psi_2 * (12+13) + \psi_2 * (ZS14+ZS15+ZS16) = (ZS1+ZS2_{sup}+ZS3) + 0,0 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + 0,5 * (12+13) + 0,0 * (ZS14+ZS15+ZS16)$$

Sestava gr 16 – hlavní zatížení je SW/2

$$\text{Char (sup): } (ZS1+ZS2_{\text{sup}}+ZS3) + \psi_2 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + \psi_2 * (12+13) + \psi_2 * (ZS14+ZS15+ZS16) = (ZS1+ZS2_{\text{sup}}+ZS3) + 0,0 * (ZS4+ZS8+0,5*ZS9) + 0,5 * (12+13) + 0,0 * (ZS14+ZS15+ZS16)$$

5.7 Posouzení únavy

Rozptyl napětí se určí jako:

$$\gamma_{Ff} * (ZS7+ZS9+ZS14+ZS15+ZS16) = 1,0 * (ZS7+ZS9+ZS14+ZS15+ZS16)$$

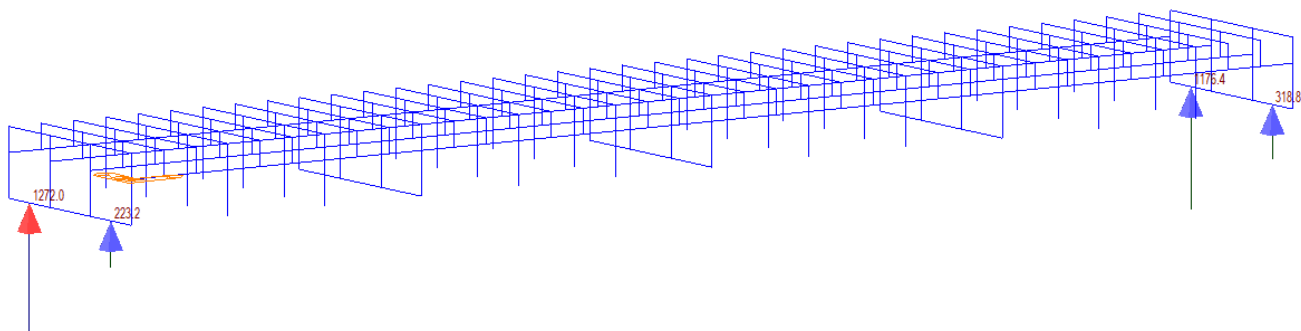
V kombinacích MSÚ a v charakteristických bude navíc přidána teplota (rovnoměrná i nerovnoměrná), která sice nezpůsobí žádné vnitřní síly, ale způsobuje nelineární samorovnovážné napětí, které má u pružného výpočtu význam. Také způsobí vzhledem k uspořádání ložisek (2x pevné ložisko, 2x podélně posuvné ložisko) příčnou reakci.

6 Posouzení mostu – MSÚ

V programu Midas byly spočteny maximální vnitřní síly a reakce na všech prvcích mostu.

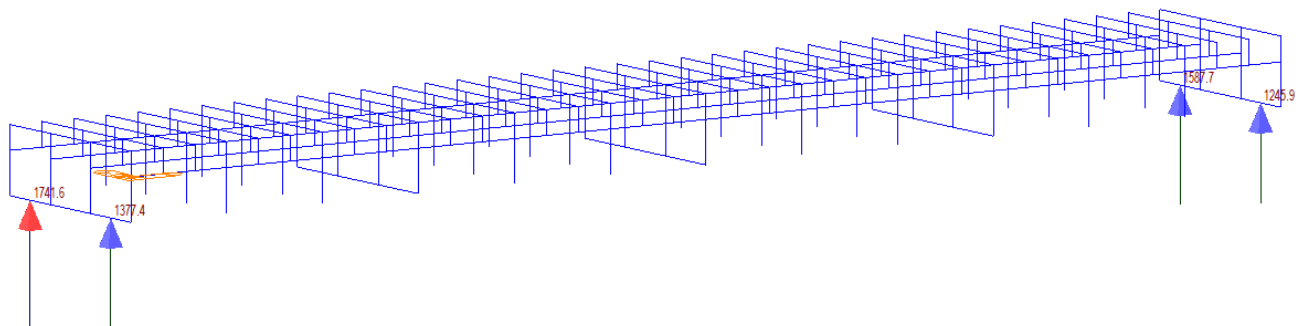
6.1 Posouzení mostu na překlopení

6.1.1 Kombinace s „Nezatíženým vlakem“ (sestava gr 15)



Všechny reakce jsou kladné, nedochází k překlopení mostu.

6.1.2 Kombinace s modelem 71



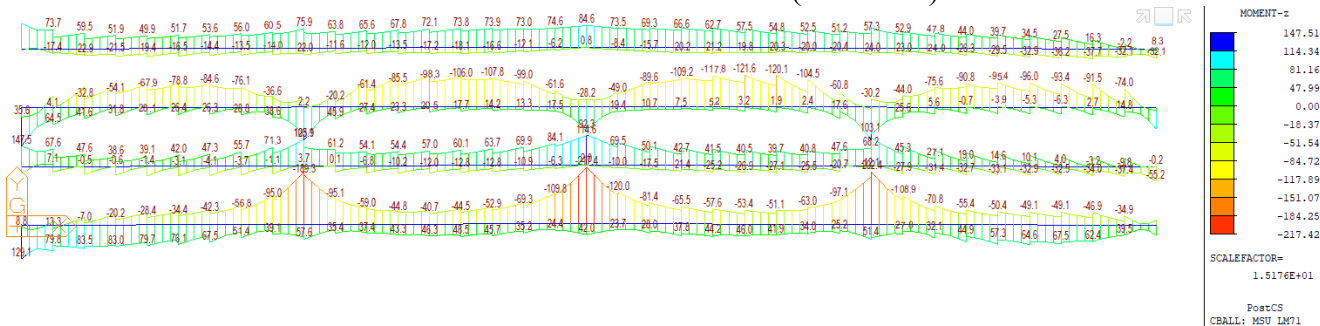
Všechny reakce jsou kladné, nedochází k překlopení mostu.

6.1.3 Mezní stav únosnosti na moment ve směru z (M_z)

Nosník ve směru z je namáhán silami od větru, dopravy (boční ráz, odstředivé síly, ...), oteplení nebo ochlazení sprážené desky a příčníků, smršťování sprážené desky. Nosník bude posouzen na ohybové momenty M_z od kombinace gr 12 (hlavní jsou boční síly).

$$I_z = 8,802 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Moment setrvačnosti spráženého nosníku ve směru z (viz Midas)



$$M_{z,\max} = 217,42 \text{ kNm}$$

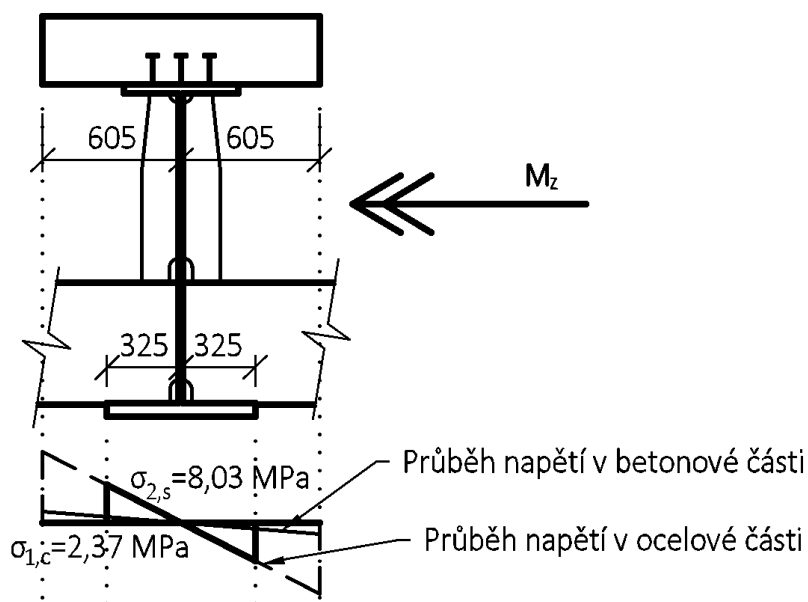
Maximální moment M_z uprostřed rozpětí

$$\sigma_{1,c} = M_z / I_z \cdot y_1 / n_{st} = 217,42 \cdot 10^{-3} / 8,802 \cdot 10^{-3} \cdot 0,610 / 6,36 = \pm 2,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2,s} = M_z / I_z \cdot y_2 = 217,42 \cdot 10^{-3} / 8,802 \cdot 10^{-3} \cdot 0,325 = \pm 8,027 \text{ MPa}$$

Napětí na okraji sprážené desky

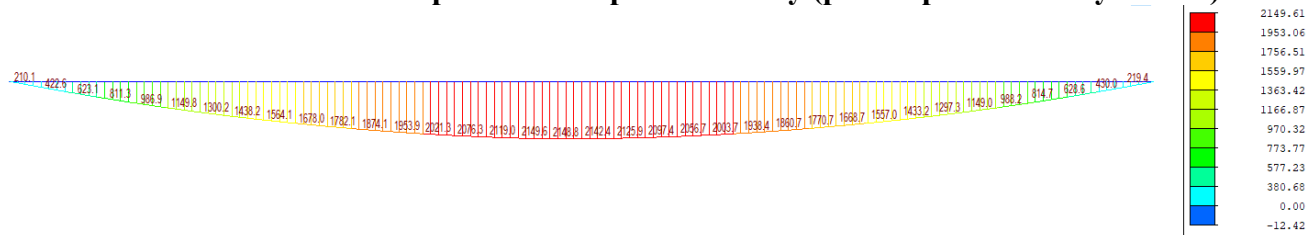
Napětí na okraji ocelového nosníku



Napětí ve směru z bude kombinováno s napětím ve směru y, pro získání absolutního extrému napětí.

6.2 Posouzení hlavního nosníku uprostřed rozpětí na ohyb

6.2.1 Mezní stav únosnosti těsně po betonáži spřažené desky (působí pouze ocelový nosník)



$$M_{\max} = 2149,61 \text{ kNm}$$

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

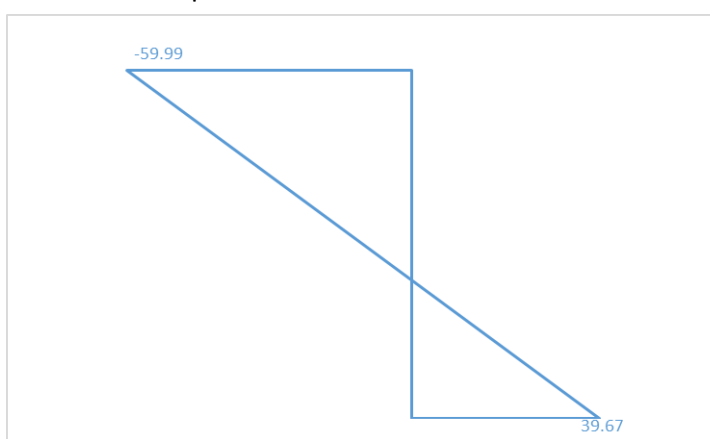
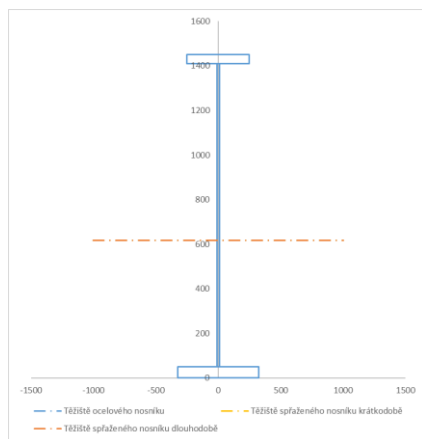
Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h				=	1460	mm	
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	650	650	60	30	39000	1170000	11700000	35100000
Stojna, část 1	20	20	1360	740	27200	20128000	4.19E+09	14894720000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	500	500	40	1440	20000	28800000	2666667	41472000000

A_a	=	86200 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	581 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	3.1E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

Ocelová část:

z1	=	-581 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	879 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku

σ_1	=	39.67 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-59.99 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\sigma_{\max} = 59,99 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 335 / 1,00 = 335 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{\max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{59,99}{335 / 1,00} = 0,179 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

6.2.2 Posouzení při betonáži na klopení hlavního nosníku

Nosník bude stabilizován ve čtvrtinách rozpětí proti klopení horní pásnice montážními ztužidly. Průřezové charakteristiky jsou odečteny z programu Midas Civil.

PRVEK:	Nosník	ZATÍŽENÍ:	$M_{y,ed} =$	2149.61 kNm
L=	24.5 m			
$\beta_y =$	1			
$\beta_z =$	0.25			
$\beta_w =$	0.25			
$L_{cr,y} =$	24.5 m			
$L_{cr,z} =$	6.125 m			
$L_{cr,w} =$	6.125 m			

MATERIÁL	S355		
$f_y =$	345 MPa	$\gamma_{M0} =$	1
$f_u =$	490 MPa	$\gamma_{M1} =$	1.1
E=	210 GPa		
G=	81 GPa		
$\epsilon =$	0.825324		

PRŮŘEZ:	Svařovaný I	Třída průře	3
----------------	-------------	--------------------	---

Průřez symetrický podle osy Z.

Průřezové charakteristiky:		A=	8.62E+04	mm2				
Osa y		Osa z	Kroucení a klopení					
Iy=	3.149E+10	mm4	Iz=	1.791E+09	mm4	Iw=	6.356E+14	mm6
h=	1460.0	mm	zcg,d=	581.1	mm	It	6.123E+07	mm4
b=	650.0	mm	y _{cg,d,h} =	325.0	mm	z _{cg,h} =	878.9	mm
iy=	604.41	mm	iz=	144.14	mm	ia=	621.36	mm
Wy=	3.583E+07	mm3	Wz=	5.511E+06	mm3			
Wply=	3.941E+07	mm3	Wplz=	6.062E+06	mm3			
ay=	0	mm	az=	-224.0	mm			
a=	224	mm	Polární souřadnice středu smyku					
Ip=	3.76E+10	mm4	Polární moment setrvačnosti ke středu smyku					
ip=	660.5047	mm	Polární poloměr setrvačnosti ke středu smyku					
α=	0		Pomocný součinitel pro prostorový vzpěr YW					

KLOPENÍ:

zg=	1252.9 mm	Vzdálenost středu smyku k působišti zatížení
zs=	-224.0 mm	Vzdálenost středu smyku k těžišti
za=	1028.90 mm	Vzdálenost těžiště k působišti zatížení
zj=	224 mm	(Uvažováno jako zs)

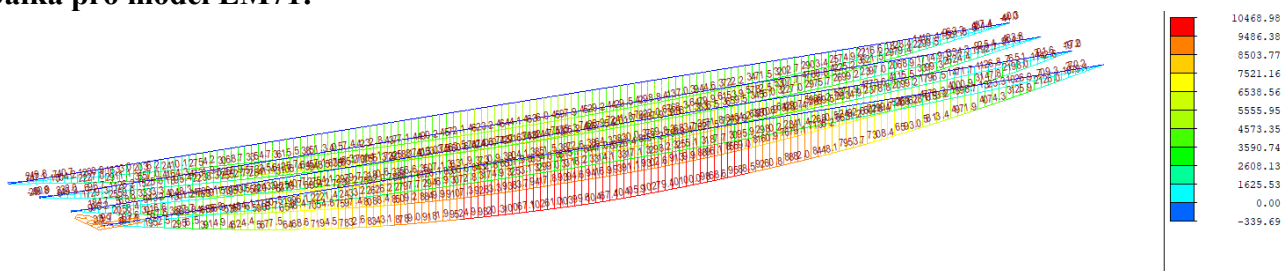
C1=	0.97
C2=	0.31
C3=	0.67

Křivka vzpěrnosti:

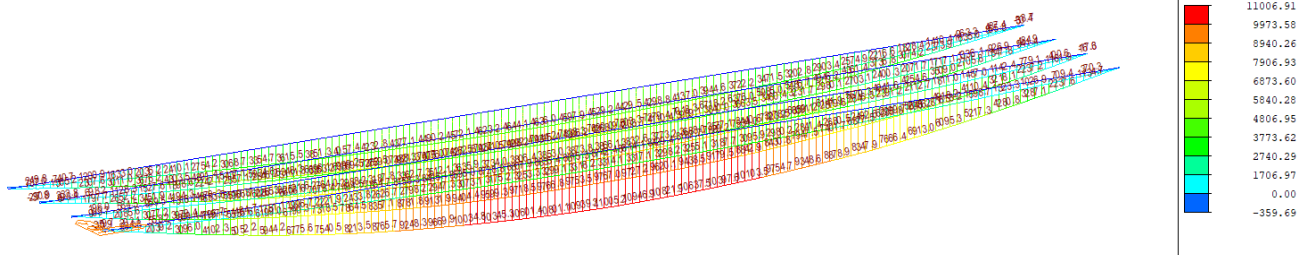
d

 $\alpha_{lz} = 0.76$
VZPĚR+KLOPENÍ: Ohyb kolem osy větší tuhosti - osa y
Pružnostní výpočet

$\kappa_{wt} =$	$\pi / (\beta_w * L) * (E * I_w / (G * I_t))^{0.5} =$	2.661
$\varsigma_g =$	$\pi * z_g / (\beta_z * L) * (E * I_z / (G * I_t))^{0.5} =$	5.596
$\varsigma_j =$	$\pi * z_j / (\beta_z * L) * (E * I_z / (G * I_t))^{0.5} =$	1.001
$\mu_{cr} =$	$C1 / \beta_z * (1 + \kappa_{wt}^2 + (C2 * \varsigma_g - C3 * \varsigma_j)^2 - (C2 * \varsigma_g - C3 * \varsigma_j))^4$	11.076
$M_{cr} =$	$\mu_{cr} * \pi^2 * (E * I_z * G * I_t)^{0.5} / L =$	61339.961 kNm
$\lambda_{lt} =$	$(W_y * f_y / M_{cr})^{0.5} =$	0.449
$\Theta_{lt} =$	$0.5 * (1 + \alpha_{lt} * (\lambda_{lt}^{0.2} - 0.2) + \lambda_{lt}^2) =$	0.695
$\chi_{lt} =$	$1 / (\Theta_{lt} + (\Theta_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}) =$	0.815

 $M_{y,Rk} = W_z * f_y = 12360.96 \text{ kNm}$
 $M_{y,ed} / (\chi_{lt} * M_{y,Rk} / \gamma_{m1}) = 0.235 < 1$ **Vyhovuje**
6.2.3 Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu "
Obálka pro model LM71:

 $M_{max} = 10486,98 \text{ kNm}$

Obálka pro model SW/2:



$$M_{\max} = 11006,91 \text{ kNm}$$

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h				=	1460	mm	
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	650	650	60	30	39000	1170000	11700000	35100000
Stojna, část 1	20	20	1360	740	27200	20128000	4.19E+09	14894720000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	500	500	40	1440	20000	28800000	2666667	41472000000
Betonová část:								
Spřažená deska	1215	190.929	300	1610	57278.6	92218500	4.3E+08	1.48472E+11

A_a	=	86200 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	581 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	3.1E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
A_i	=	143479 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	992 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	6.8E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

ZATÍŽENÍ:

Ocelová část:

$M_{y,1}$	=	2149.61 kNm	Moment působící pouze na ocelovou část
N_1	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), ocelová část

Celkový průřez, dlouhodobé účinky:

$M_{y,1}$	=	5003.53 kNm	Moment působící na celý průřez, dlouhodobé účinky
N_1	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

Celkový průřez, krátkodobé účinky:

$M_{y,1}$	=	6003.38 kNm	Moment působící na celý průřez, krátkodobé účinky
N_1	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

NAPĚTÍ - Krátkodobě:
Ocelová část:

z1	=	-581 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	879 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ1	=	39.67 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	-59.99 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

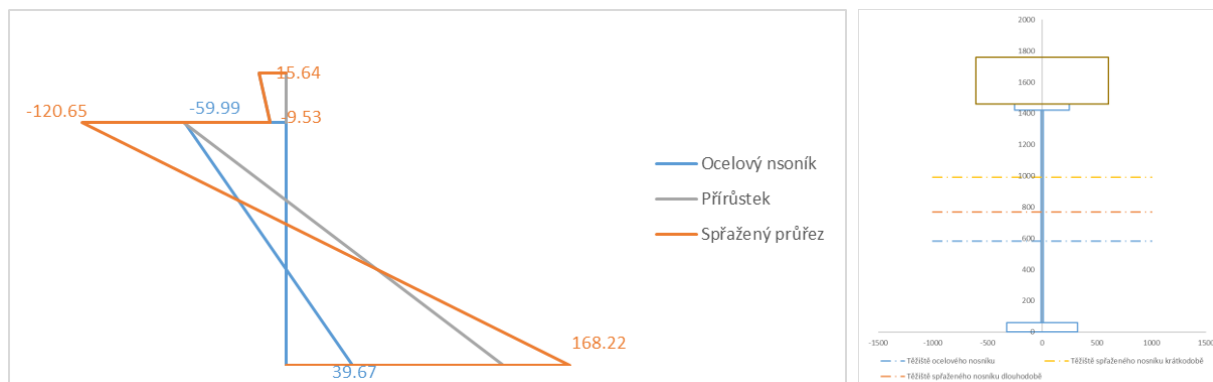
Přírůstek na celkovém průřezu:

z1	=	-992 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	468 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z3	=	768 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky

σ1	=	128.55 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	-60.66 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
σ2.2	=	-9.53 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-15.64 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ1	=	168.22 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
σ2.1	=	-120.65 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
σ2.2	=	-9.53 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-15.64 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



Napětí na dolním líci **ocelového nosníku**:

$$\sigma_{s,max,d} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T = 168,22 + 8,027 + 0,6 * 2,262 = \mathbf{177,60 \text{ MPa}}$$

Napětí na horním líci ocelového nosníku:

$$\sigma_{s,max,h} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T = -120,65 - 8,027 - 0,6 * 15,85 = -138,187 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = \mathbf{177,60 \text{ MPa}} < f_y / \gamma_{M0} = 335 / 1,00 = \mathbf{335 \text{ MPa}}$$

$$\frac{\sigma_{s,max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{177,60}{335 / 1,0} = \mathbf{0,530} < \mathbf{1,0}$$

Navržený nosník VYHOVUJE.

Napětí na horním lici **betonové desky**:

$$\sigma_{c,max,h} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T = -15,64 - 2,37 - 0,6 * 0,172 = -18,113 \text{ MPa}$$

Napětí na dolním lici betonové desky:

$$\sigma_{c,max,d} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T = -9,53 - 2,37 - 0,6 * 0,780 = -12,368 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,max} = -12,368 \text{ MPa} < f_{cd} = 19,833 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd}} = \frac{18,113}{19,833} = 0,913 < 1,0$$

Navržený nosník VYHOVUJE.

6.2.4 Mezní stav únosnosti na konci životnosti

Zatížení je stejné jako v posudku těsně po uvedení do provozu.

PRŮŘEZ - Dlouhodobé působení:

Ocelová část:								
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	650	650	60	30	39000	1170000	11700000	35100000
Stojna, část 1	20	20	1360	740	27200	20128000	4.19E+09	14894720000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	500	500	40	1440	20000	28800000	2666667	41472000000
Betonová část:								
Spřažená deska	1215	63.6429	300	1610	19092.9	30739500	1.43E+08	49490595000

A_i	=	105293 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	768 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	4.8E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

NAPĚTÍ - Dlouhodobě:

Přírůstek na celkovém průřezu:

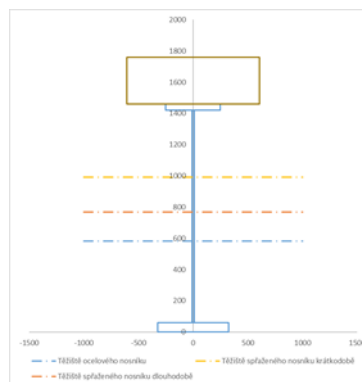
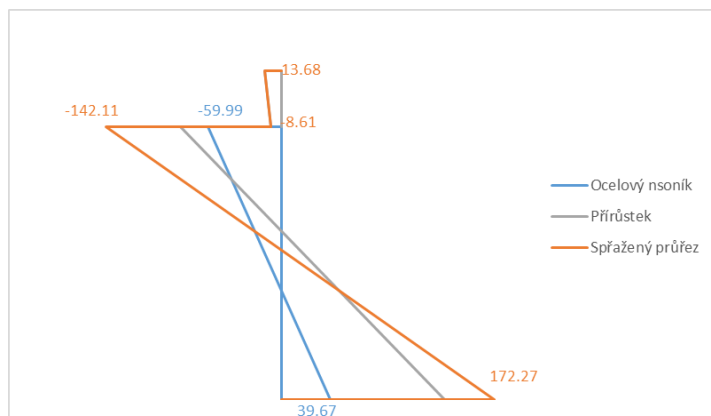
z1	=	-768 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	692 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z3	=	992 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky

Přírůstek na celkovém průřezu:

σ_1	=	132.60 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-82.12 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-8.61 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-13.68 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ_1	=	172.27 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-142.11 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-8.61 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-13.68 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky


Napětí na dolním lici ocelového nosníku:

$$\sigma_{s,max,d} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T + \sigma_{shrin} = 172,27 + 8,027 + 0,6 * 2,262 + 4,621 = 186,275 \text{ MPa}$$

Napětí na horním lici ocelového nosníku:

$$\sigma_{s,max,h} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T + \sigma_{shrin} = -142,11 - 8,027 - 0,6 * 15,85 - 32,05 = -191,697 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = 191,697 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 335 / 1,00 = 335 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{s,max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{191,697}{335 / 1,0} = 0,572 < 1,0$$

Navržený nosník VYHOVUJE.

Napětí na horním lici betonové desky:

$$\sigma_{c,max,h} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T + \sigma_{shrin} = -13,68 - 2,37 - 0,6 * 0,172 + 0,351 = -15,80 \text{ MPa}$$

Napětí na dolním lici betonové desky:

$$\sigma_{c,max,d} = \sigma_{My} + \sigma_{Mz} + \psi_0 * \sigma_T + \sigma_{shrin} = -8,61 - 2,37 - 0,6 * 0,780 + 1,436 = -10,012 \text{ MPa}$$

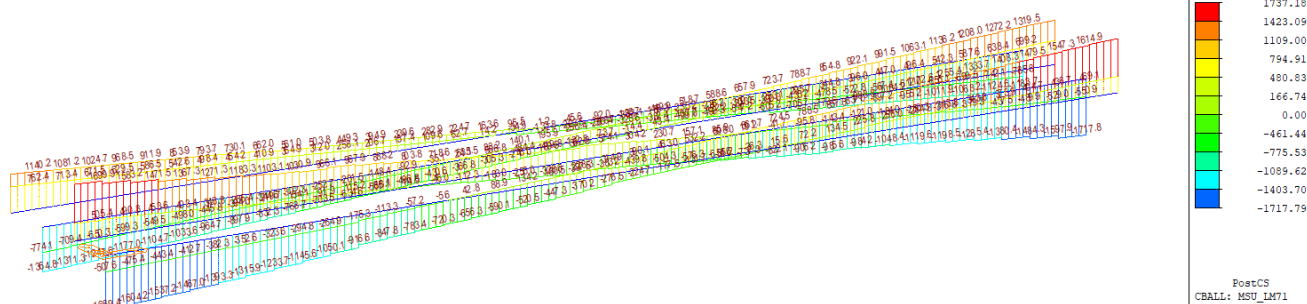
$$\sigma_{c,max} = -10,012 \text{ MPa} < f_{cd} = 19,833 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd}} = \frac{15,80}{19,833} = 0,797 < 1,0$$

Navržený nosník VYHOVUJE.

6.3 Posouzení hlavního nosníku na smyk

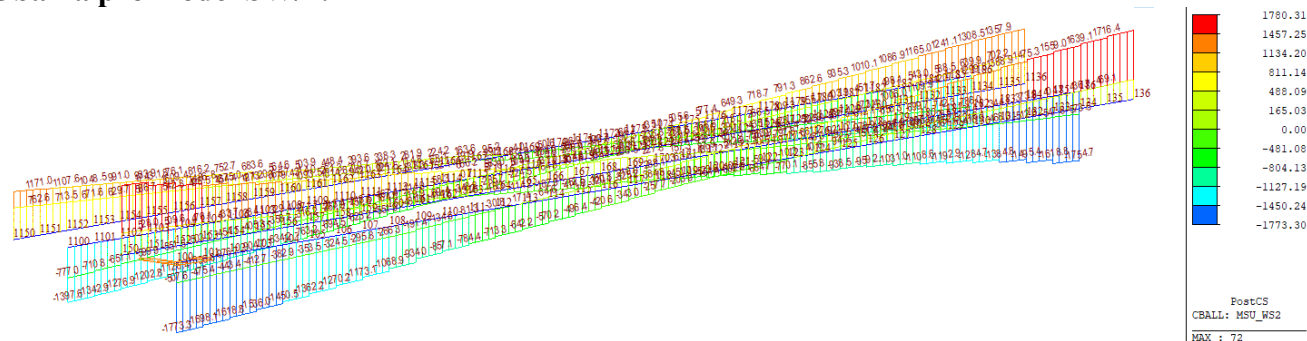
6.3.1 Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu a na konci životnosti (stejně) Obálka pro model LM71:



$$V_{\max} = 1737,18 \text{ kN}$$

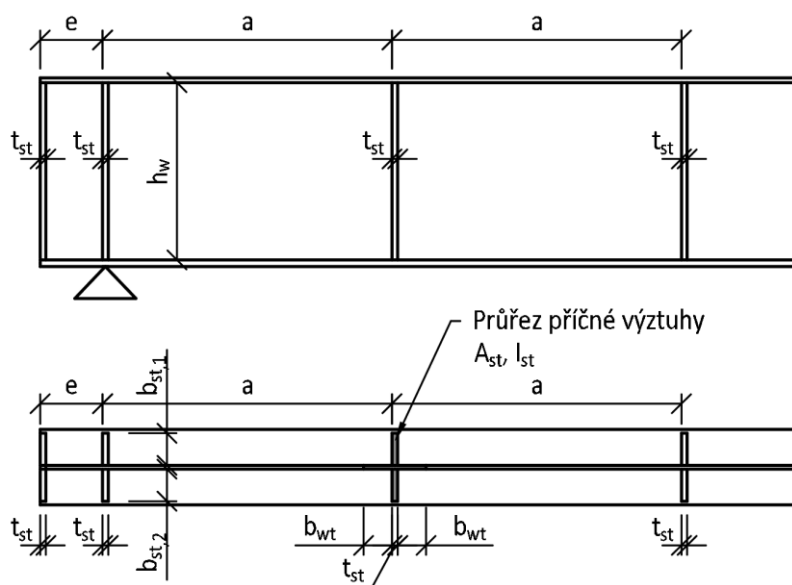
$$V_{L/4} = 1005,2 \text{ kN}$$

Obálka pro model SW/2:



$$V_{\max} = 1780,31 \text{ kN}$$

$$V_{L/4} = 958,7 \text{ kN}$$



Posouzení v podepření nosníku:

TUHOST KONCOVÉ VÝZTUHY:

t_w	=	0.02	m	Tloušťka stojny nosníku
h_w	=	1.38	m	Výška koncové výztuhy
t_{st}	=	0.02	m	Tloušťka koncové výztuhy
b_{st}	=	0.2	m	Šířka koncové výztuhy
e	=	0.001	m	Vzdálenost koncových výztuh

Výztuha bude uvažována jako netuhá. Koncová výztuha nebude zdvojena, bude zde pouze jedna výztuha tvořena mohutným koncovým příčnickem.

ZATÍŽENÍ:

V_{ED}	=	1780.3	kN	Posouvající síla
----------	---	--------	----	------------------

SMYKOVÁ ÚNOSNOST STOJNY:

k_{TSI}	=	0		Součinitel krit. boulení od smyku podélné výztuhy
I_{sl}	=	0	m^4	Moment setrvačnosti podélné výztuhy

Jedná se o stojnu bez podélných výztuh, ale s mezipodporovými příčnými výztuhami

a	=	6.125	m	Vzdálenost příčných výztuh
h_w	=	1.36	m	Výška stojny

$$a/h_w = 4.50 > 1$$

k_τ	=	86.47		Součinitel krit. boulení od smyku příčné výztuhy
λ_w	=	0.24		Štíhlost stojny
χ	=	1.20		Součinitel příspěvků stojny při boulení od smyku

$V_{bw, RD}$	=	6081.7	kN	Únosnost stojny s vlivem boulení
$V_{b, RD, max}$	=	5068.1	kN	Maximální únosnost stojny

$$V_{ED}/V_{RD, min} = 0.35 < 1 \quad \text{VYHOVUJE}$$

6.4 Posouzení příčných výztuh hlavního nosníku

Vstupní parametry – Zatížení, posouvající síly, napětí na pásnicích, boulení stojin nosníku,...budou převzaty z předchozích posudků. Bude použito napětí a boulení stojin na konci životnosti, protože vychází hůře než při uvedení do provozu.

6.4.1 Koncová příčná výztuha

PRŮŘEZ PŘÍČNÉ VÝZTUHY:

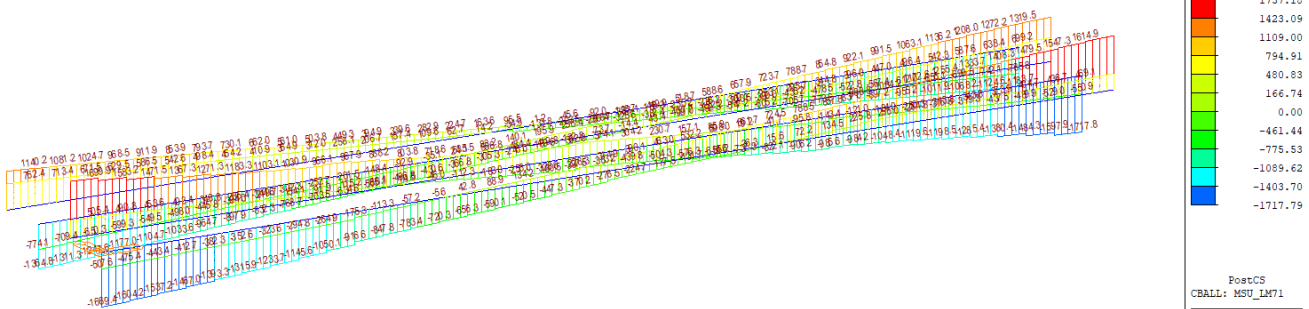
a	=	6.125	m	Vzdálenost příčných výztuh
t_w	=	0.02	m	Tloušťka stojny
h_w	=	1.36	m	Výška příčné výztuhy/výška stojny
t_{st}	=	0.02	m	Tloušťka příčné výztuhy
$b_{st,1}$	=	0.2	m	Šířka příčné výztuhy
$b_{st,2}$	=	0.2	m	Šířka příčné výztuhy
b_{wt}	=	0.243	m	Spolupůsobící část stojny
c_g	=	0	m	Těžiště výztuhy
$e_1 = e_2$	=	0.21	m	Vzdálenost kraje výztuhy k ose stojny
e_{max}	=	0.21	m	
s	=	1.36	m	
w_o	=	0.0045333	m	Příčný posun stojny
u	=	3.31	>	$u_{min} = 1$
A_{st}	=	0.01812	m ²	Plocha příčné výztuhy
I_{st}	=	0.00012380	m ⁴	Moment setrvačnosti příčné výztuhy
		123804000	mm ⁴	

POSOUZENÍ Z HLEDISKA SMYKU:

V_{ED}	=	1780.3	kN	Posouvající síla
a/h_w	=	4.50	>	1.41
I_{st}	=	0.000123804	>	0.000008160 Tuhost výztuhy vyhovuje
i_{st}	=	0.08	m	Poloměr setrvačnosti výztuhy
L_{cr}	=	1.02	m	Vzpěrná délky výztuhy
λ	=	12.34		Štíhlost výztuhy
λ_1	=	76.41		
λ/λ_1	=	0.16		Relativní štíhlost výztuhy
α	=	0.49		Součinitel imperfekce (křivka c)
Φ	=	0.50		
χ	=	1.00		Součinitel vzpěrnosti
$V_{st,RD}$	=	5847.82	kN	Únosnost výztuhy na posouvající sílu
$V_{st,RD}$	=	5847.82	>	V_{ED} 1780.30 VYHOVUJE

6.5 Posouzení krčního svaru hlavního nosníku

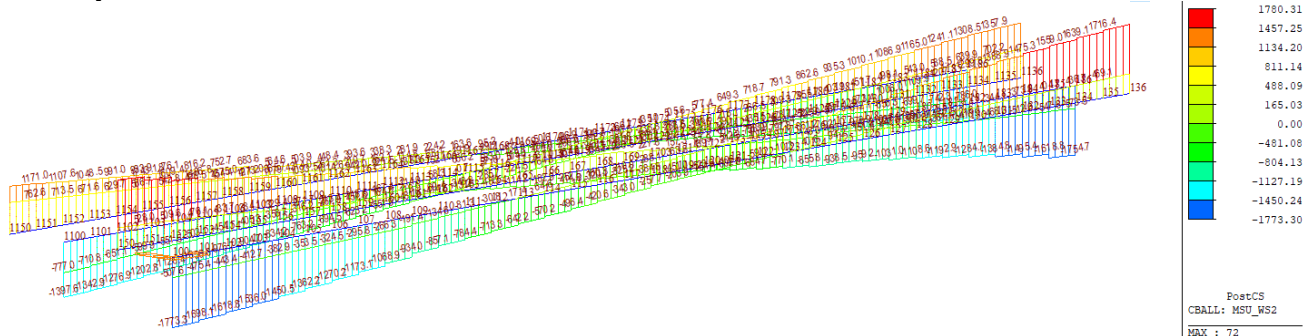
6.5.1 Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu a na konci životnosti (stejně) Obálka pro model LM71:



$$V_{\max} = 1737,18 \text{ kN}$$

$$V_{L/4} = 1005,2 \text{ kN}$$

Obálka pro model SW/2:



$$V_{\max} = 1780,31 \text{ kN}$$

$$V_{L/4} = 958,7 \text{ kN}$$

V_{ed}	=	1780.31	kN	Působící posouvající síla
β_w	=	0.9		Součinitel korelace
γ_M	=	1.5		Součinitel spolehlivosti svarových spojů
f_u	=	490	MPa	Mez pevnosti oceli
τ_{RD}	=	362.96	Mpa	Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$	=	6.835E+10	mm ⁴	Moment setrvačnosti spráženého ideálního průřezu
-----------	---	-----------	-----------------	--

Dolní pásnice:

a	=	8	mm	Účinná výška svaru
S_d	=	3.751E+07	mm ³	Statický moment dolní pásnice
τ_{II}	=	61.074	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} \cdot \tau_{II}$	=	105.78	<	τ_{RD}	=	362.96	Mpa
Využití:	=	0.29	<	1.00		YHOVUJE	

Horní pásnice:

a	=	8	mm	Účinná výška svaru
S_h	=	4.437E+07	mm ³	Statický moment horní pásnice
τ_{II}	=	72.229	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve stovnávacím napětí:

$3^{1/2} * \tau_{II}$	=	125.10	<	τ_{RD}	=	362.96	Mpa
Využití:		0.34	<	1.00		VYHOVUJE	

POSOUZENÍ NA KONCI ŽIVOTNOSTI

$I_{y,i}$	=	4.818E+10	mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu
-----------	---	-----------	-----------------	--

Dolní pásnice:

a	=	8	mm	Účinná výška svaru
S_d	=	2.877E+07	mm ³	Statický moment dolní pásnice
τ_{II}	=	66.447	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve stovnávacím napětí:

$3^{1/2} * \tau_{II}$	=	115.09	<	τ_{RD}	=	362.96	Mpa
Využití:		0.32	<	1.00		VYHOVUJE	

Dolní pásnice:

a	=	8	mm	Účinná výška svaru
S_h	=	2.953E+07	mm ³	Statický moment horní pásnice
τ_{II}	=	68.189	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve stovnávacím napětí:

$3^{1/2} * \tau_{II}$	=	118.11	<	τ_{RD}	=	362.96	Mpa
Využití:		0.33	<	1.00		VYHOVUJE	

6.6 Návrh spřahovacích trnů

6.6.1 Mezní stav únosnosti těsně po uvedení do provozu a na konci životnosti (stejně)

POSOUVAJÍCÍ SÍLA

$V_{ed,R}$	=	1780.31	kN	Působící posouvající síla v uložení nosníku
$V_{ed,1/5L}$	=	1233	kN	Působící posouvající síla v 1/5 rozpětí
$V_{ed,2/5L}$	=	635.5	kN	Působící posouvající síla ve 2/5 rozpětí

SPŘAHOVACÍ TRNY

f_u	=	340	Mpa	Pevnost spřahovacího trnu
γ_v	=	1.25		Součinitel spolehlivosti spřažení
d	=	22	mm	Průměr spřahovacího trnu
h	=	150	mm	Výška spřahovacího trnu
h/d	=	6.818181818		Poměr výška a průměru trnu
α	=	1		

P_{Rd}	=	82.72	kN	Návrhová únosnost jednoho spřahovacího trnu
----------	---	-------	----	---

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$	=	6.835E+10	mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu
S_c	=	3.540E+07	mm ³	Statický moment betonové desky

V uložení nosníku na ložisko (Oblast 1):

$V_{l,ED}$	=	922.215	kN	Podélná síla (pružně)
n_t	=	3	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
b	=	238	mm	potřebná šířka pásnice
b_l	=	0.26908122	mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
b_l	=	0.2	mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{l,RD}$	=	1240.75	kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{l,RD}$	=	1240.8	kN	$> V_{l,ED} = 922.21$ kN

VYHOVUJE

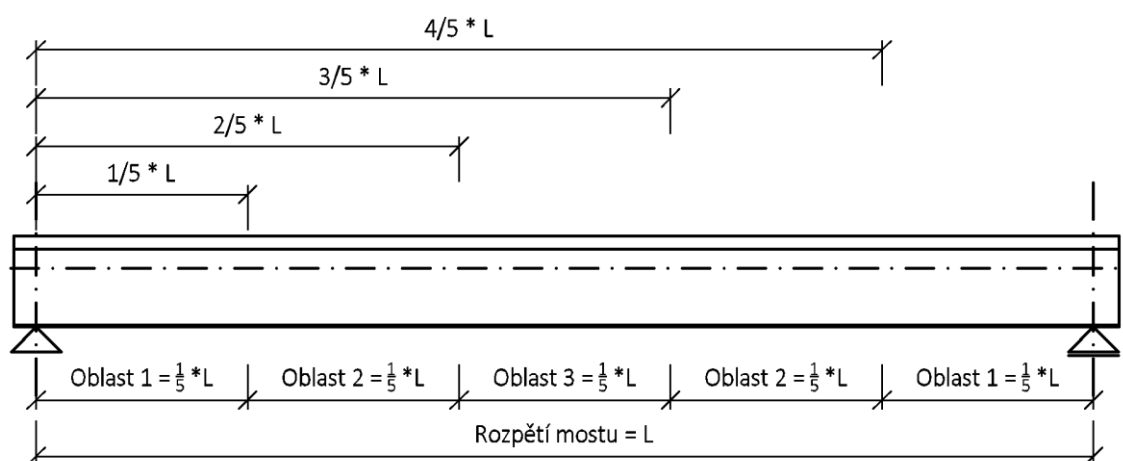
V 1/5 rozpětí (Oblast 2):

$V_{l,ED}$	=	638.704	kN	Podélná síla (pružně)
n_t	=	2	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
b	=	238	mm	potřebná šířka pásnice

b_l	=	0.259014861 mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
b_l	=	0.2 mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I, RD}$	=	827.17 kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I, RD}$	=	827.2 kN	> $V_{I, ED} = 638.70$ kN
VYHOVUJE			

Ve 2/5 rozpětí (oblast 3):

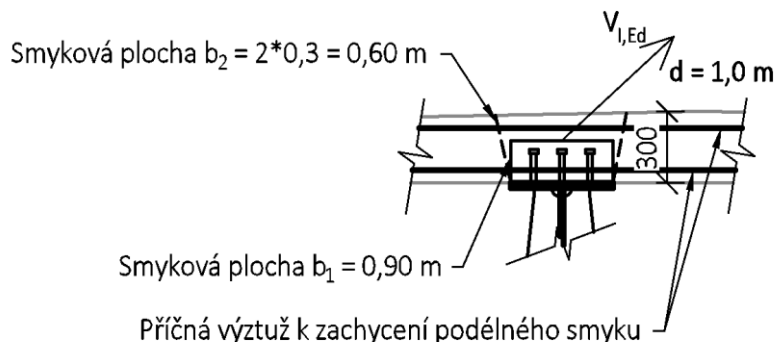
$V_{I, ED}$	=	329.194 kN	Podélná síla (pružně)
n_t	=	2 ks	počet trnů v jedné řadě příčně
b	=	238 mm	potřebná šířka pásnice
b_l	=	0.502541816 mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
b_l	=	0.2 mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I, RD}$	=	827.17 kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I, RD}$	=	827.2 kN	> $V_{I, ED} = 329.19$ kN
VYHOVUJE			



6.6.2 Posouzení na protlačení betonu (vytrhnutí trnů)

$$V_{I,Ed,max} = 922,215 \text{ kN}$$

Maximální podélná smyková síla (viz. spřah. trny)



Únosnost betonu ve smyku:

Bude určena únosnost betonové desky proti vytržení spřahovacích trnů v podélném směru. Pro posouzení smykové únosnosti betonu bude horší smykový obvod $b_2 = 0,6 \text{ m}$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} = 1 + (200/1000)^{0,5} = 1,447 < 2,00$$

$$A_{sl} = (\pi \cdot d^2 / 4) \cdot n = (\pi \cdot 0,012^2 / 4) \cdot 10 = 1,131 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 1,131 \cdot 10^{-3} / (0,6 \cdot 1,00) = 0,0019 < 0,02$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^2 \cdot f_{ck}^{1/3} = 0,035 \cdot 1,447^2 \cdot 30^{1/3} = 0,334$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,334 \cdot 0,6 \cdot 1,0 = 0,2004 \text{ MN/m} = 200,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d = 0,12 \cdot 1,447 \cdot (100 \cdot 0,0019 \cdot 30)^{1/3} \cdot 0,6 \cdot 1,0 = 0,1861 \text{ MN} = 186,1 \text{ kN} < V_{Rd,c,min} = 200,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 200,4 \text{ kN} > V_{Ed} = 922,22 \text{ kN}$$

Nevyhovuje, je nutné navrhnout smykovou výztuž

Návrh smykové výztuže:

Pro návrh výztuže bude horší smyková plocha $b_1 = 0,90 \text{ m}$, protože působí pouze dolní řada výztuže.

$$v_{Ed} = V_{I,Ed} / (b_1 \cdot d) = 922,22 / (0,90 \cdot 1,0) = 1024,69 \text{ kN/m}^2$$

$$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \cdot (1 - 30 / 250) = 0,528$$

$$v_{Rd,c} = v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f = 0,528 \cdot 17000 \cdot \sin 26,5 \cdot \cos 26,5 = 3584,3 \text{ kN/m}^2$$

$$v_{Rd,c} = 3584,3 \text{ kN/m}^2 > v_{Ed} = 1024,69 \text{ kN/m}^2$$

Napětí v betonu od podélného smyku
Redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem

Únosnost tlačené diagonály

Tlačená diagonála **VYHOVUJE**

$$s_f = 150 \text{ mm}$$

$$\theta_f = 26,5^\circ$$

$$A_{sf} = (v_{Ed} \cdot b_1 \cdot s_f) / (f_{yd} \cdot \cot \theta_f) = (1024,69 \cdot 0,90 \cdot 0,150) / (434782 \cdot \cot 26,5) = 1,586 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vzdálenost prutů příčné výztuže

Úhel tlačných diagonál v desce

Nutná plocha příčné výztuže (na 1 m šířky)

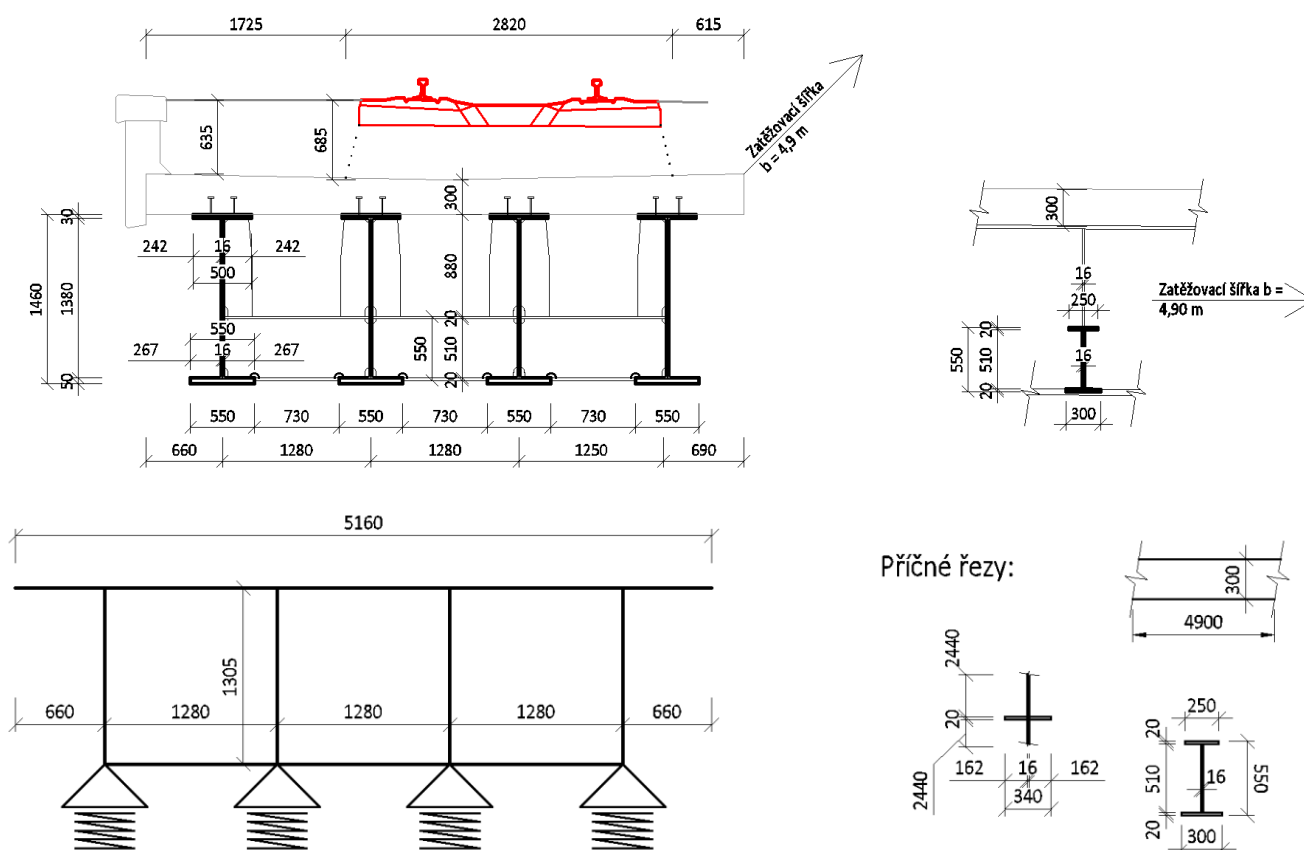
Navržená výztuž odpovídá prutům průměru 6 mm rozmístěnými po 150 mm ($A_s = 1,88 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$).

Celková příčná výztuž však bude navržena jako kombinace výztuže pro podélný smyk a výztuže pro příčný ohyb (výztuž pro příčný ohyb + 0,5 výztuže pro podélný smyk)

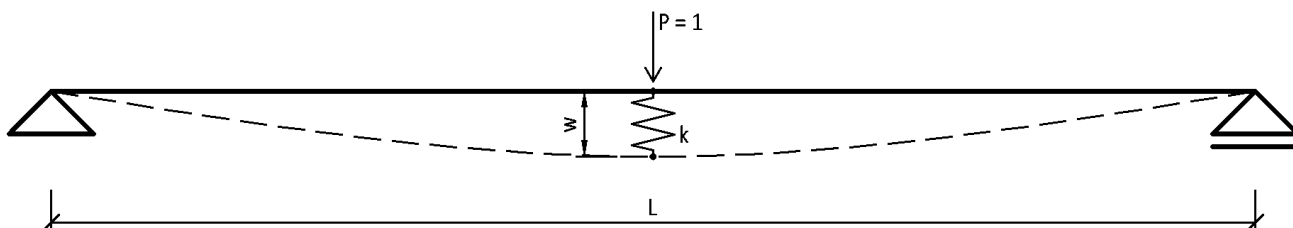
6.7 Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v příčném směru

Pro návrh spřažené desky v příčném směru bude použit rovinný model příčníku, s uložením na pružných podporách, které vystihnou vliv nerovnoměrných průhybů jednotlivých nosníků. Výsledky na tomto modelu byli porovnány s výsledky na globálním modelu. Průběh (tvar) ohybových momentů a posouvajících sil na obou modelech jsou stejné. Hodnoty na vycházejí větší na rovinném modelu – použití rovinného modelu je možné a je konzervativní. Je použita tuhost pružného uložení odpovídající průhybu uprostřed mostu, což dává největší hodnoty vnitřních sil. V uložení mostu na ložiska bude uložení v příčném směru tuhé, tento model bude také použit a deska bude posouzena na extrémní hodnoty z obou modelů. Stejný model bude následně použit i pro posouzení mezilehlého příčníku.

6.7.1 Geometrie



Tuhost pružného uložení:



$$w = P \cdot L^3 / (48 \cdot E \cdot I)$$

$$k = P/w$$

$$k = (48 \cdot E \cdot I) / L^3$$

Tuhost nosníku ve svislém směru:

$$L = 24,50 \text{ m}$$

$$E = 210\,000 \text{ MPa}$$

$$I_y = 5,510 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$k = (48 \cdot E \cdot I) / L^3 = (48 \cdot 210\,000 \cdot 5,510 \cdot 10^{-2}) / 24,50^3 = 37767 \text{ kNm}^{-1}$$

Tuhost nosníku ve vodorovném směru:

$$L = 24,50 \text{ m}$$

$$E = 210\,000 \text{ MPa}$$

$$I_y = 8,018 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$k = (48 \cdot E \cdot I) / L^3 = (48 \cdot 210\,000 \cdot 8,018 \cdot 10^{-3}) / 24,50^3 = 5496 \text{ kNm}^{-1}$$

6.7.2 Zatížení

Zatěžovací šířka je vzdálenost mezi příčnými ztužidly $b = 4,900 \text{ m}$

ZS1 – Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce je generována automaticky programem MIDAS Civil. Objemová tíha oceli se uvažuje $78,50 \text{ kN/m}^3$. Objemová tíha betonu se uvažuje $25,00 \text{ kN/m}^3$.

ZS2 - Ostatní stálé zatížení

$$\text{Římsa: } 0,34 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 4,90 \text{ m} = 41,65 \text{ kN}$$

Zábradlí je uvažováno hodnotou $1 \text{ kN} \times 4,90 \text{ m} = 4,90 \text{ kN}$

Tíha spřažené desky: $0,3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 4,90 \text{ m} = 36,75 \text{ kN/m}$

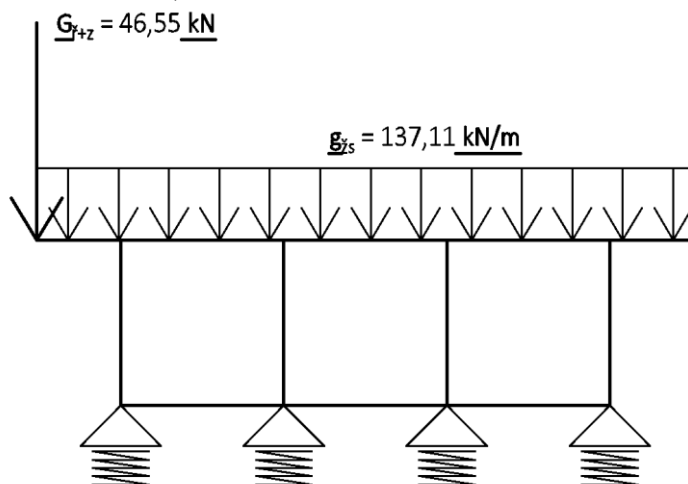
Železniční svršek: $0,685 \text{ m} \times 23 \text{ kN/m}^3 \times 4,90 \text{ m} = 77,20 \text{ kN/m}$, (bude uvažován rozptyl $\pm 30 \%$)

$$\text{Železniční svršek inf.} = 77,20 \cdot 0,7 = 54,04 \text{ kN/m}$$

$$\text{Železniční svršek sup.} = 77,20 \cdot 1,3 = 100,36 \text{ kN/m}$$

$$\text{Celkem: } 41,65 + 4,90 = 46,55 \text{ kN}$$

$$36,75 + 100,36 = 137,11 \text{ kN}$$



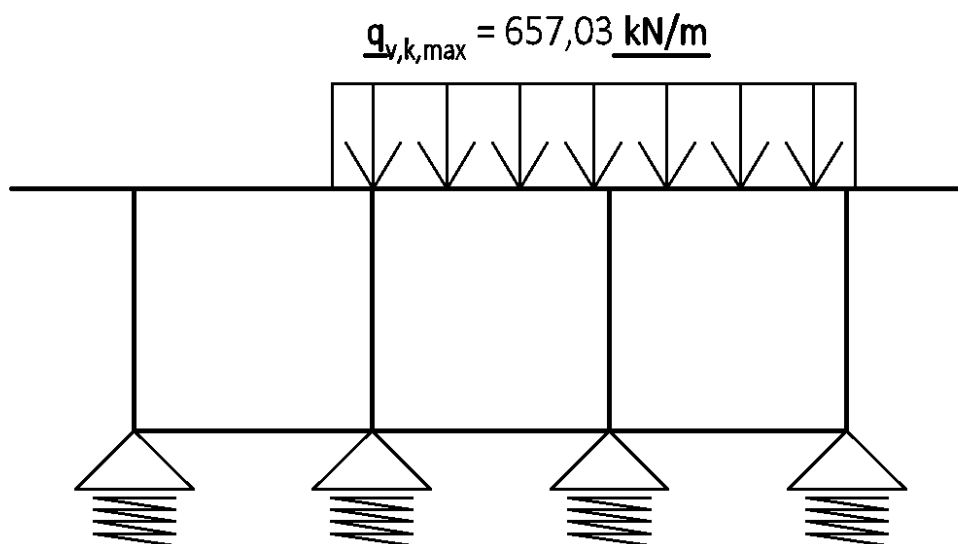
ZS3 – Zatížení dopravou, model 71Roznášecí šířka $b_1 = 2,820$ mDynamický součinitel bude uvažován hodnotou ϕ_3 pro standartně udržovanou kolej:

$$L_\phi = 3,60 \text{ m}$$

(Příčníc)

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{3,60 - 0,2}} + 0,73 = 2,00$$

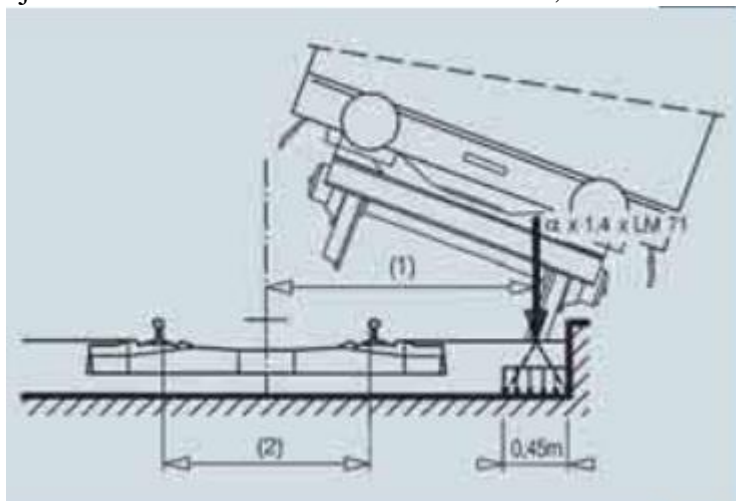
$$q_{vk,max} = Q_{vk} * \alpha * \phi_3 * 4 / 6,4 / b_1 * b = 250 * 1,21 * 2,00 * 4 / 6,40 / 2,82 * 4,90 = 657,03 \text{ kN/m}$$

**ZS4 – Zatížení dopravou, SW/2**

$$q_{vk,max} = q_{vk} * \alpha * \phi_3 / b_1 * b = 150 * 1,21 * 2,00 / 2,82 * 4,90 = 630,75 \text{ kN/m}$$

ZS5 – Vykojený vlak

Zatížení vlakem bude uvažováno dle následujícího obrázku. Vozidlo bude umístěno na římsu 100 mm od kraje. Je uvažován korelační součinitel $\alpha = 1,21$.



~~převrátit nebo zřít.~~ Pro určení celkové stability musí být na maximální celkové délce 20 m uvažováno $q_{A2d} = \alpha 1,4$ LM71 jako rovnoměrně rozdělené svislé liniové zatížení působící na okraji uvažované konstrukce (obr. 10). ~~Výše zmíně-~~

Celkové zatížení modelem 71:

$$Q_{vk} = 4 * 250 \text{ kN} \Rightarrow q_{vk,Q} = 4 * 250 / 6,40 = 156,25 \text{ kN/m}$$

$$q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

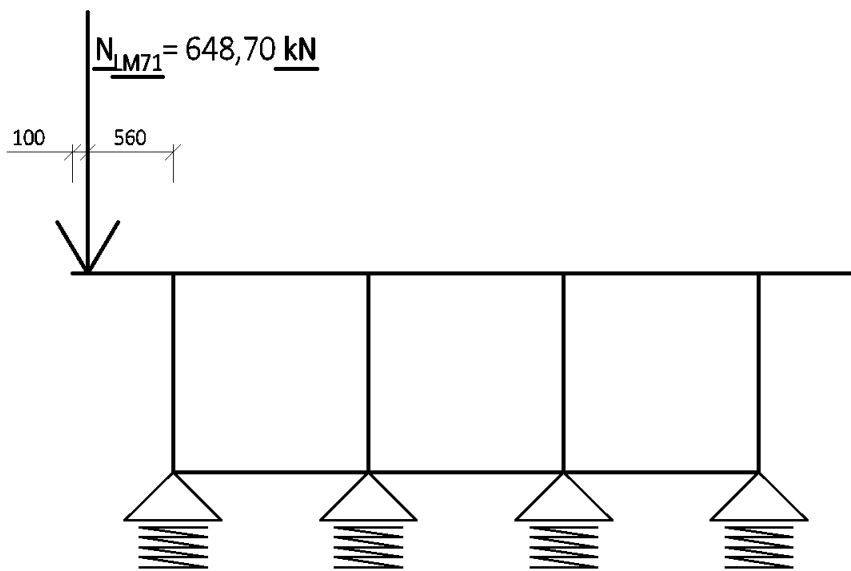
Zatížení na jedno kolo:

$$q_{vk,Q,2} = 4 * 250 / 6,40 / 2 = 78,125 \text{ kN/m}$$

$$q_{vk,2} = 80 / 2 = 40 \text{ kN/m}$$

Zatížení římsy:

$$N_{LM71} = q_{vk,Q,2} * 1,4 * \alpha = 78,125 * 1,4 * 1,21 * 4,90 = \mathbf{648,70 \text{ kN}}$$

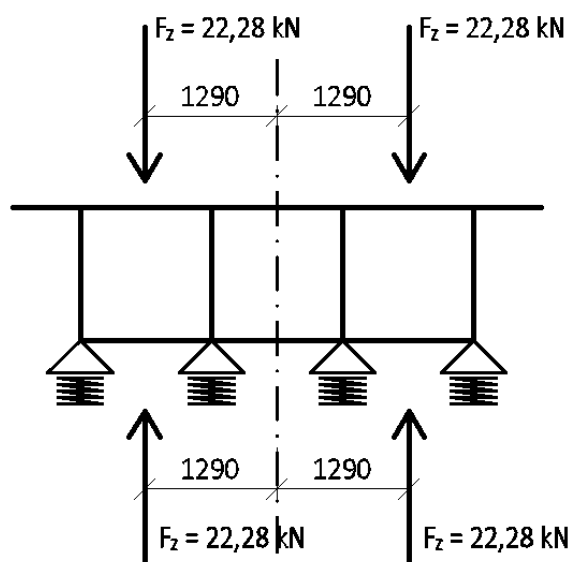


ZS6 – Svislý vítr

Zatížení větrem bude převzato z globálního zatížení mostu větrem, pouze bude přenásobeno zatěžovací šířkou.

$$F_z = w_{ex} * B_{NK} * b = \pm 0,881 * 5,16 * 4,90 = \mathbf{\pm 22,28 \text{ kN}}$$

Síla od svislého větru



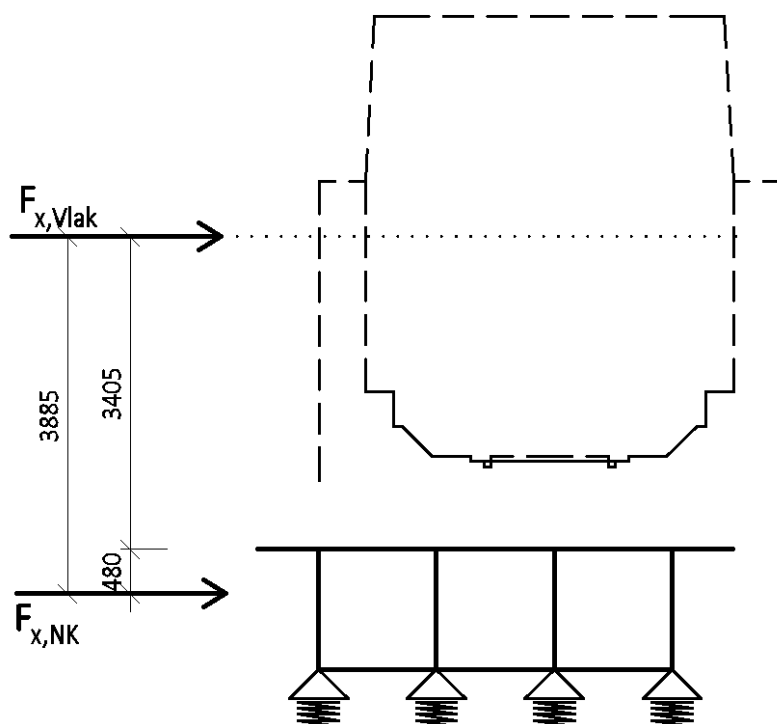
ZS7 – Boční vítr

$$F_{x,NK} = w_{ex} * d_{tot} * b = 1,273 * 4,7 * 4,90 = \mathbf{29,32 \text{ kN}}$$

Síla od bočního větru na nosnou konstrukci

$$F_{x,vlak} = w_{ex} * d_{voz} * b = 1,273 * 4,85 * 4,90 = \mathbf{30,25 \text{ kN}}$$

Síla od bočního větru projíždějící vlak

**6.7.3 Kombinace**

MSÚ:

$$\mathbf{6.10a:} \gamma_G * (ZS1 + ZS2_{sup}) + \gamma_Q * \psi_0 * ZS3 + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS6 + ZS7) = 1,35 * (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 * 0,8 * ZS3 + 1,5 * 0,6 * (ZS6 + ZS7)$$

$$\mathbf{6.10b:} \gamma_G * \xi * (ZS1 + ZS2_{sup}) + \gamma_Q * ZS3 + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS6 + ZS7) = 1,35 * 95 * (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 * ZS3 + 1,5 * 0,6 * (ZS6 + ZS7)$$

$$\mathbf{Mimořádná:} (ZS1 + ZS2_{sup}) + ZS5 + \psi_1 * (ZS6 + ZS7) = (ZS1 + ZS2_{sup}) + ZS5 + 0,2 * (ZS6 + ZS7)$$

Charakteristická kombinace

$$\mathbf{Char (sup):} (ZS1 + ZS2_{sup}) + ZS3 + \psi_0 * (ZS6 + ZS7) = (ZS1 + ZS2_{sup}) + ZS3 + 0,6 * (ZS6 + ZS7)$$

Častá kombinace

$$\mathbf{Čast (sup):} (ZS1 + ZS2_{sup}) + \psi_1 * ZS3 + \psi_2 * (ZS6 + ZS7) = (ZS1 + ZS2_{sup}) + 0,8 * ZS3 + \mathbf{0,0 * (ZS6 + ZS7)}$$

Kvazistálá kombinace

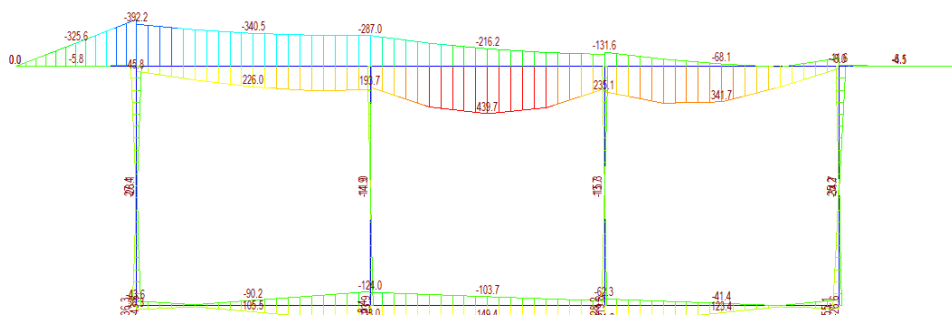
$$\mathbf{Kvaz (sup):} (ZS1 + ZS2_{sup}) + \psi_2 * ZS3 + \psi_2 * ZS6 + \psi_2 * (ZS6 + ZS7) = (ZS1 + ZS2_{sup}) + \mathbf{0,0 * ZS3} + \mathbf{0,0 * (ZS6 + ZS7)}$$

6.7.4 Účinky zatížení

V této části budou uvedeny jen účinky zatížení na sprážené desce. Tyto účinky bude nutné podělit šířkou 4,90 m, aby bylo možné posuzovat desku šířky 1,0 m. Účinky působící na mezilehlý příčník budou uvedeny v jiné části stat'áku.

MSÚ obálka – ohybové momenty:

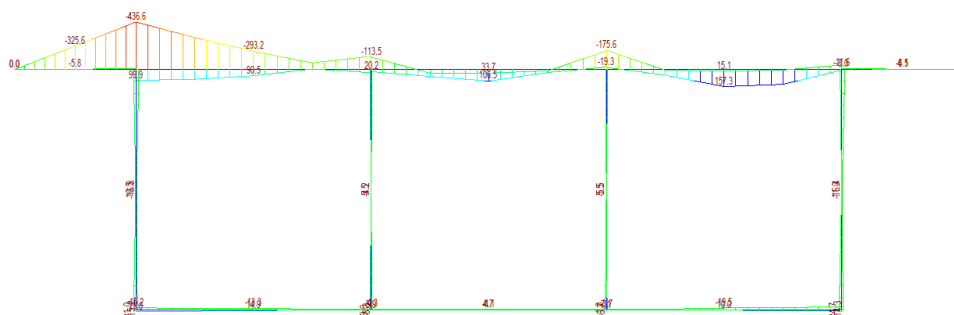
Model na pružných podporách



$$M_{+max} = 439,7 / 4,90 = 89,73 \text{ kNm}$$

$$M_{-max} = -392,2 / 4,90 = -80,04 \text{ kNm}$$

Model na pevných podporách

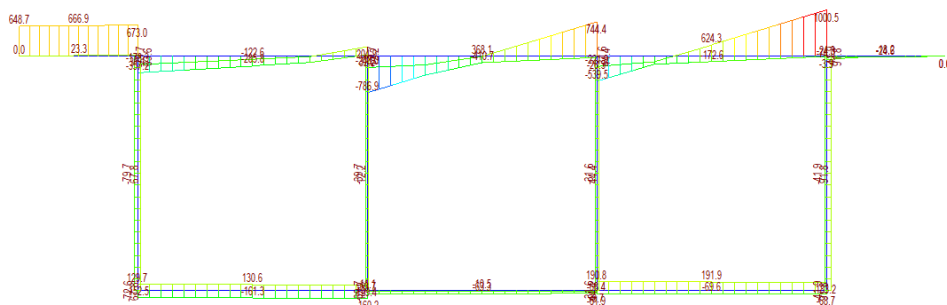


$$M_{+max} = 157,3 / 4,90 = 32,10 \text{ kNm}$$

$$M_{-max} = -436,6 / 4,90 = -89,10 \text{ kNm}$$

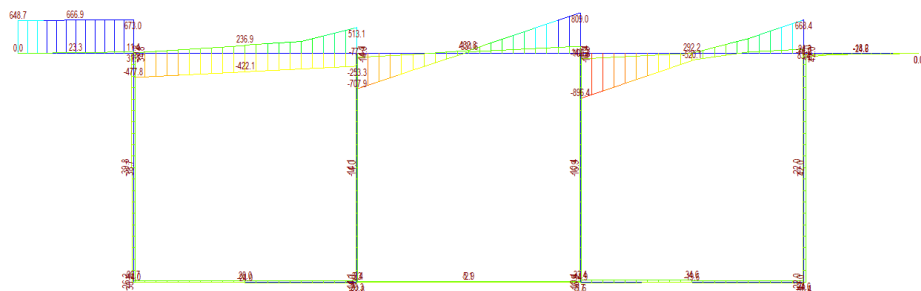
MSÚ obálka – posouvající síly:

Model na pružných podporách



$$V_{max} = 1000,5 / 4,90 = 204,18 \text{ kN}$$

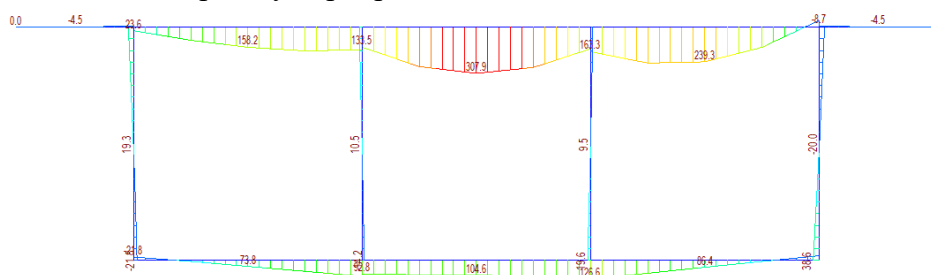
Model na pevných podporách



$$V_{\max} = 896,4 / 4,90 = 182,94 \text{ kN}$$

Charakteristická – ohybové momenty:

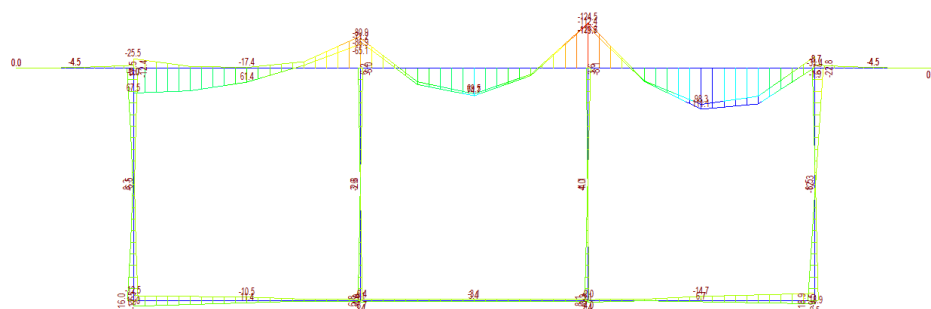
Model na pružných podporách



$$M_{+\max} = 307,9 / 4,90 = 62,84 \text{ kNm}$$

$$M_{-\max} = -43,3 / 4,90 = -8,84 \text{ kNm}$$

Model na pevných podporách

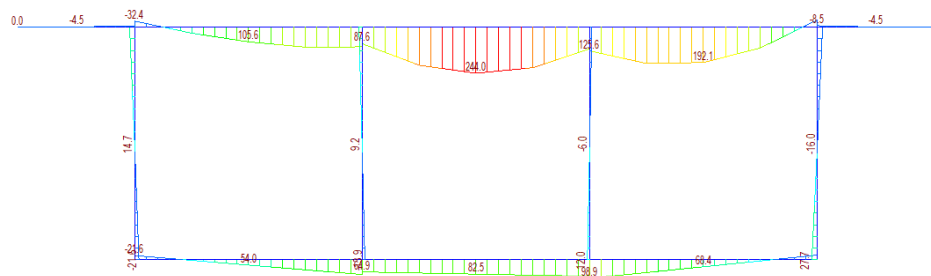


$$M_{+\max} = 111,1 / 4,90 = 22,67 \text{ kNm}$$

$$M_{-\max} = -124,5 / 4,90 = -25,41 \text{ kNm}$$

Častá – ohybové momenty:

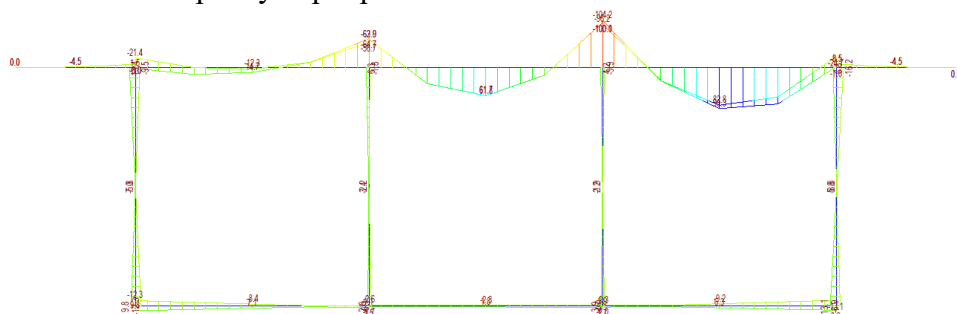
Model na pružných podporách



$$M_{+max} = 244,0 / 4,90 = 49,80 \text{ kNm}$$

$$M_{-max} = -32,4 / 4,90 = -6,61 \text{ kNm}$$

Model na pevných podporách

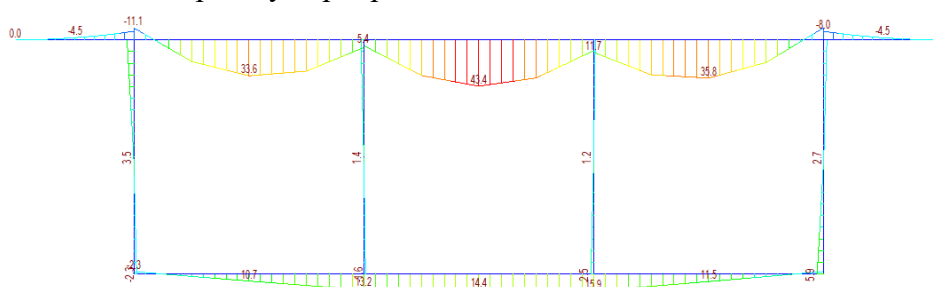


$$M_{+max} = 90,3 / 4,90 = 18,43 \text{ kNm}$$

$$M_{-max} = -104,2 / 4,90 = -21,27 \text{ kNm}$$

Kvazistálá – ohybové momenty:

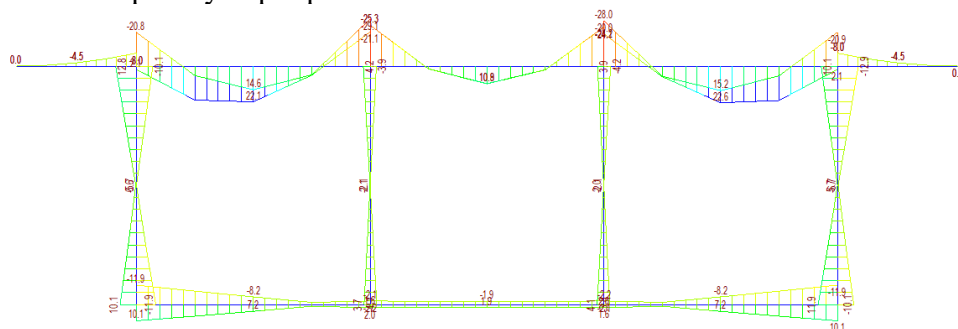
Model na pružných podporách



$$M_{+max} = 43,4 / 4,90 = 8,86 \text{ kNm}$$

$$M_{-max} = -14,6 / 4,90 = -2,98 \text{ kNm}$$

Model na pružných podporách



$$M_{+max} = 22,6 / 4,90 = 4,61 \text{ kNm}$$

$$M_{-max} = -28,00 / 4,90 = -5,71 \text{ kNm}$$

K nutné výztuži bude navíc připočítána výztuž pro podélný smyk.

6.7.5 Posouzení výztuže na dolním lici desky

ZATÍŽENÍ:

M_{ed}	=	89.73	kNm	Návrhový ohybový moment
V_{ed}	=	204.18	kN	Návrhová posouvající síla
$M_{\psi 0}$	=	62.84	kNm	Ohybový moment od char. kombinace
$M_{\psi 1}$	=	49.8	kNm	Ohybový moment od čast. kombinace
$M_{\psi 2}$	=	8.86	kNm	Ohybový moment od kvaz. kombinace

Vyztužení na ohyb, tažená výztuž:

ϕ	=	16	mm	Průměr tažených vložek
n	=	6.6666	ks	Počet tažených vložek
$A_{pod, smyk}$	=	0.000159	m ²	Nutná plocha výztuže pro podélný smyk (odečíst)
A_s	=	0.001182	m ²	Plocha tažené výztuže
d	=	0.237	m	Účinná výška průřezu
$A_{s, min}$	=	0.000308	m ²	Minimální plocha tažené výztuže
$A_{s, max}$	=	0.012	m ²	Maximální plocha tažené výztuže

POSOUZENÍ NA OHYB:

λ	=	0.8		Součinitel výšky tlačené části
x	=	0.037781313	m	Výška tlačené oblasti
ϵ_s	=	18.45529855	‰	Poměrné přetvoření výztuže Výztuž je plně využita
z	=	0.221887475	m	Rameno vnitřních sil
M_{Rd}	=	114.011521	kNm	Moment na mezi únosnosti
M_{Rd}	=	114.011521	kNm	> $M_{ed} = 89.73$ kNm VYHOVUJE 0.79 %

POSOUZENÍ VZNIKU TRHLIN (ČÁSTÁ KOMBINACE):

I_y	=	0.00225	m ⁴	Moment setrvačnosti nepotrhaného průřezu (výztuž)
$\sigma_{c, t}$	=	3.32	MPa	Napětí na tažených vláknech betonu
$\sigma_{c, t}$	=	3.32	MPa	> $f_{ctm} = 2.9$ MPa Trhliny vznikají

POSOUZENÍ OMEZENÍ NAPĚTÍ (KRÁTKODOBĚ):

$\alpha_{e,st}$	=	6.060606	Součinitel převádějící ocel na beton (krátkodobě)
$x_{ir,st}$	=	0.051543 m	Výška tlačené části potrhaného průřezu (Krátkodobě)
$I_{ir,y,st}$	=	0.000292 m ⁴	Moment setrvačnosti potrhaného průřezu (Krátkodobě)
σ_s	=	241.895 MPa	Napětí ve výztuži od charakteristické kombinace
$\sigma_{c,C,\psi 0}$	=	11.09261 MPa	Napětí v tlačných vláknech betonu od char. kombinace
$\sigma_{c,C,\psi 2}$	=	1.563981 MPa	Napětí v tlačných vláknech betonu od kvaz. kombinace
$\sigma_{c,t}$	=	241.895 MPa	< $0.8 \cdot f_{yk}$ = 400 kNm
$\sigma_{c,C,\psi 0}$	=	11.09261 MPa	< $0.6 \cdot f_{ck}$ = 18 MPa
$\sigma_{c,C,\psi 0}$	=	1.563981 MPa	< $0.45 \cdot f_{ck}$ = 13.5 MPa
VYHOVUJE			

POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN (pro charakteristickou kombinaci):

k_t	=	0.4	Součinitel dlouhodobých účinků
k_1	=	0.8	Žebírková výztuž
k_2	=	0.5	Pro ohýbané prvky
k_3	=	3.4	Součinitel vlivu krycí vrstvy
k_4	=	0.425	Součinitel vlivu soudržnosti

Krátkodobě:

$h_{c,eff}$	=	0.082819 m	Efektivní výška
$A_{c,eff}$	=	0.082819 m ²	Efektivní plocha
$\rho_{p,eff}$	=	0.01427	
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	=	0.000953	Rozdíl poměrného přetvoření betonu a výztuže
$s_{r,max}$	=	190.8014 mm	Maximální vzdálenost trhlin
w_k	=	0.18191 mm	Šířka trhlin
w_k	=	0.18191 mm	< $w_{k,lim}$ = 0.3 mm
VYHOVUJE			

6.7.6 Posouzení výztuže na horním líci desky
ZATÍŽENÍ:

M_{ed}	=	89.1 kNm	Návrhový ohybový moment
V_{ed}	=	204.18 kN	Návrhová posouvající síla
$M_{\psi 0}$	=	-25.41 kNm	Ohybový moment od char. kombinace
$M_{\psi 1}$	=	-21.27 kNm	Ohybový moment od čast. kombinace
$M_{\psi 2}$	=	-5.71 kNm	Ohybový moment od kvaz. kombinace

Vyztužení na ohyb, tažená výztuž:

ϕ	=	16	mm	Průměr tažených vložek
n	=	6.6666	ks	Počet tažených vložek
$A_{\text{pod,smyk}}$	=	0.000159	m ²	Nutná plocha výztuže pro podélný smyk (odečíst)
A_s	=	0.001182	m ²	Plocha tažené výztuže
d	=	0.237	m	Účinná výška průřezu
$A_{s,\text{min}}$	=	0.000308	m ²	Minimální plocha tažené výztuže
$A_{s,\text{max}}$	=	0.012	m ²	Maximální plocha tažené výztuže

POSOUZENÍ NA OHYB:

λ	=	0.8		Součinitel výšky tlačené části
x	=	0.037781313	m	Výška tlačené oblasti
ϵ_s	=	18.45529855	‰	Poměrné přetvoření výztuže
				Výztuž je plně využita
z	=	0.221887475	m	Rameno vnitřních sil
M_{Rd}	=	114.011521	kNm	Moment na mezi únosnosti
M_{Rd}	=	114.011521	kNm	> M_{ed} = 89.1 kNm
				VYHOVUJE 0.78 %

POSOUZENÍ VZNIKU TRHLIN (ČÁSTÁ KOMBINACE):

I_y	=	0.00225	m ⁴	Moment setrvačnosti nepotrhaného průřezu (výztuž)
$\sigma_{c,t}$	=	-1.418	MPa	Napětí na tažených vláknech betonu
$\sigma_{c,t}$	=	-1.418	MPa	< f_{ctm} = 2.9 MPa
				Trhliny nevznikají

POSOUZENÍ OMEZENÍ NAPĚTÍ (KRÁTKODOBĚ):

$\alpha_{e,st}$	=	6.060606		Součinitel převádějící ocel na beton (krátkodobě)
$x_{ir,st}$	=	0.051543	m	Výška tlačené části potrhaného průřezu (Krátkodobě)
$I_{ir,y,st}$	=	0.000292	m ⁴	Moment setrvačnosti potrhaného průřezu (Krátkodobě)
σ_s	=	-97.8127	MPa	Napětí ve výztuži od charakteristické kombinace
$\sigma_{c,c,\psi 0}$	=	-4.48541	MPa	Napětí v tlačných vláknech betonu od char. kombir
$\sigma_{c,c,\psi 2}$	=	-1.00794	MPa	Napětí v tlačných vláknech betonu od kvaz. kombir
$\sigma_{c,t}$	=	-97.8127	MPa	< $0.8 \cdot f_{yk}$ = 400 kNm
$\sigma_{c,c,\psi 0}$	=	-4.48541	MPa	< $0.6 \cdot f_{ck}$ = 18 MPa
$\sigma_{c,c,\psi 0}$	=	-1.00794	MPa	< $0.45 \cdot f_{ck}$ = 13.5 MPa
				VYHOVUJE

POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN (pro charakteristickou kombinaci):

k_t	=	0.4	Součinitel dlouhodobých účinků
k_1	=	0.8	Žebírková výztuž
k_2	=	0.5	Pro ohýbané prvky
k_3	=	3.4	Součinitel vlivu krycí vrstvy
k_4	=	0.425	Součinitel vlivu soudržnosti

Krátkodobě:

$h_{c,eff}$	=	0.082819 m	Efektivní výška
$A_{c,eff}$	=	0.082819 m ²	Efektivní plocha
$\rho_{p,eff}$	=	0.01427	
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	=	-0.00075	Rozdíl poměrného přetvoření betonu a výztuže
$s_{r,max}$	=	190.8014 mm	Maximální vzdálenost trhlin
w_k	=	-0.14217 mm	Šířka trhlin

$$w_k = -0.14217 \text{ mm} < w_{k,lim} = 0.3 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

6.7.7 Posouzení ve smyku

POSOUZENÍ BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE:

Posouvající síla:

$C_{rd,c}$	=	0.12		
k	=	1.923		
ρ_l	=	0.005		
k_1	=	0.150		
σ_{cp}	=	0.000	Mpa	
v_{min}	=	0.511		
v	=	0.528		
$V_{rd,c}$	=	133.97	kN	Únosnost betonu ve smyku
$V_{rdc,min}$	=	120.09	kN	Minimální únosnost betonu ve smyku
$V_{rd,c}$	=	133.97	kN	Únosnost betonu ve smyku

NÁVRH A POSOUZENÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE:

Posouvající síly:

α	=	90	°		Sklon třmínků
θ	=	27.5	°		Sklon tlačené diagonály
ϕ	=	8	mm		Průměr třmínků
s_l	=	300	mm		Podélná vzdálenost třmínků
n_t	=	6.66666			Počet střihů
α_{cw}	=	1			Vliv normálové síly
A_{sw}/s_l	=	0.001117	<	0.009715	Podmínka duktility je splněna
$V_{rd,s}$	=	210.25	kN		Smyková únosnost výztuže
$V_{rd,max}$	=	779.77	kN		Únosnost tlačené diagonály

$$V_{rd,s} = 210,25 \text{ kN} > V_{ed} = 204,18 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

6.8 Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v podélném směru

Betonová spřažená deska je v celé délce mostu v podélném směru tlačená. V posudcích hlavního nosníku nebylo z výztuží uvažováno. Z těchto důvodů postačí výztuž navrhnout jako konstrukční podle konstrukčních zásad.

Po celém obvodu desky je navržena konstrukční výztuž **Φ 12 á 150 mm**

6.9 Schéma výztuže spřažené desky

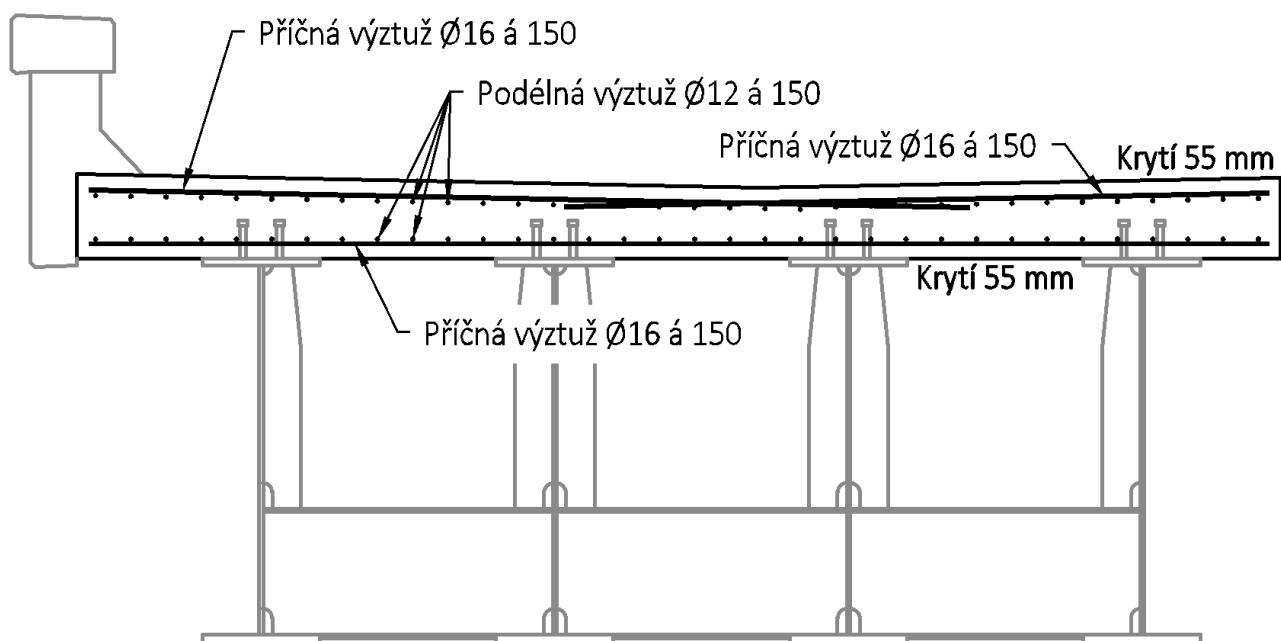
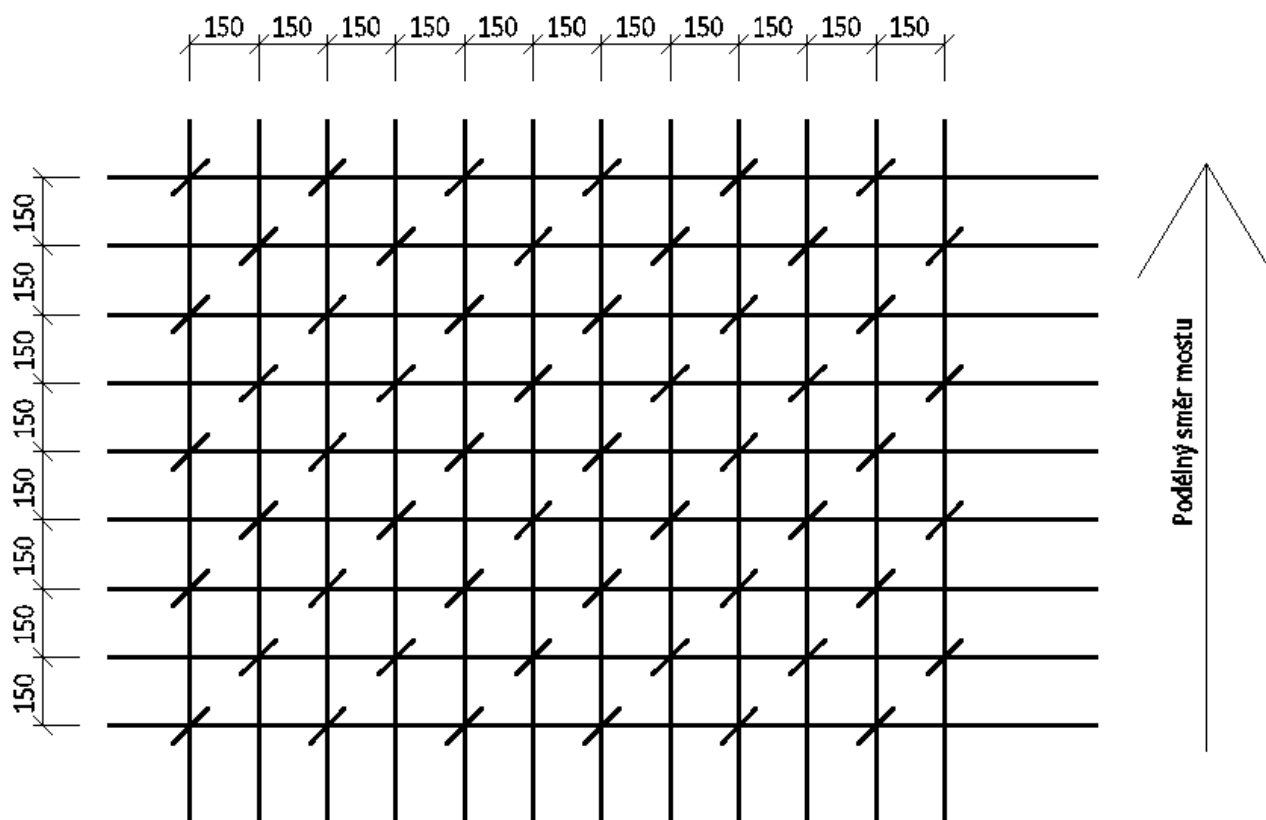
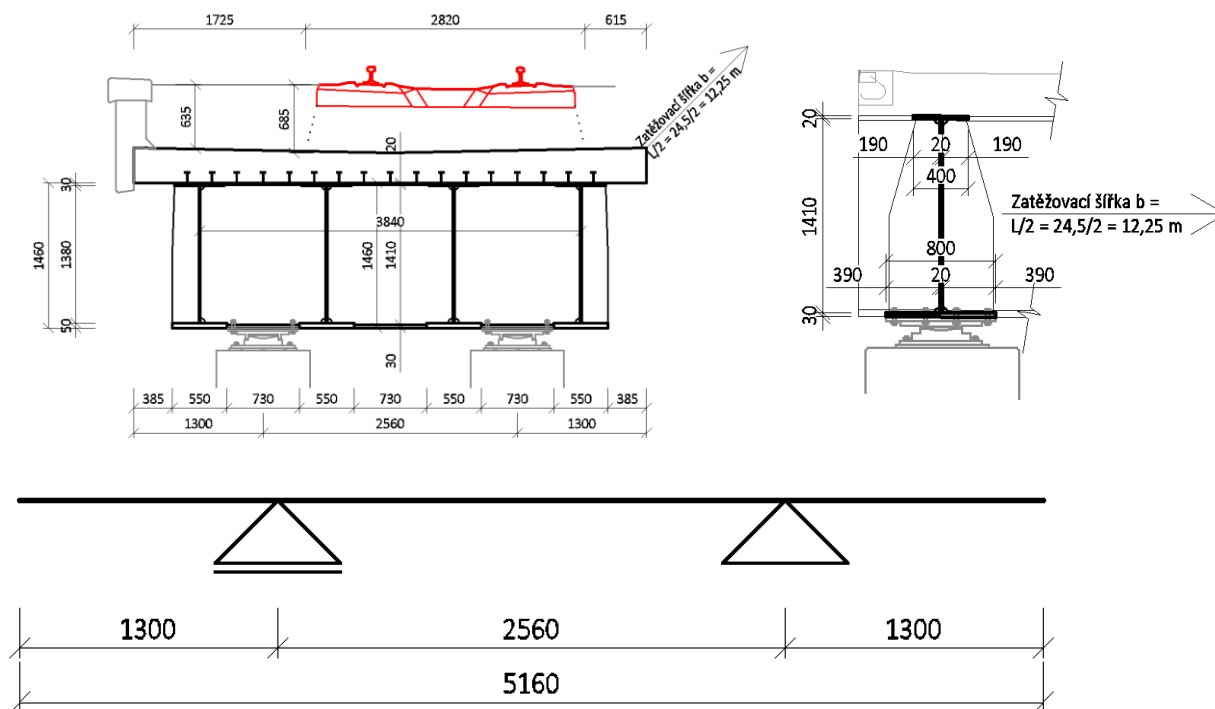


Schéma uspořádání spon:



6.10 Návrh a posouzení podporového příčníku

6.10.1 Geometrie



Třída stojny:

$$c = h_w = 1410 \text{ mm}$$

$$t = t_w = 20 \text{ mm}$$

$$c/t = 1410/20 = 70,5 < 124 * \epsilon = 124 * 0,81 = 100,44$$

$$> 83 * \epsilon = 83 * 0,81 = 67,23$$

3. Třída průřezu

Třída horní pásnice:

$$c = (b_{fh} - t_w)/2 = (400-20)/2 = 190 \text{ mm}$$

$$t = t_{fh} = 20 \text{ mm}$$

$$c/t = 190/20 = 9,5 < 14 * \epsilon = 14 * 0,81 = 11,34$$

3. Třída průřezu

Třída dolní pásnice:

$$c = (b_{fh} - t_w)/2 = (800-20)/2 = 390 \text{ mm}$$

$$t = t_{fh} = 30 \text{ mm}$$

$$c/t = 390/30 = 13,0 > 14 * \epsilon = 14 * 0,81 = 11,34$$

4 třída průřezu

Celková třída průřezu uprostřed rozpětí je 4. Pro posouzení bude použit pružný výpočet, plastický nesmí být pro třídu 3 a 4 použit. U dolní pásnice nosníku dojde k boulení.

$$\epsilon = 0,81$$

$$k_\sigma = 4$$

Součinitel kritického napětí ($\sigma_1 = \sigma_2$)

$$\psi = \sigma_1/\sigma_2 = 1$$

$$\lambda_p = (b/t)/(28,4 * \epsilon * k_\sigma^{0,5}) = (800/20)/(28,4 * 0,81 * 4^{0,5}) = 0,869$$

$$\rho = (\lambda_p - 0,055 * (3 + \psi))/\lambda_p^2 = (0,869 - 0,055 * (3 + 1))/0,869^2 = 0,859$$

$$b_{ef} = b * \rho = 800 * 0,859 = 687 \text{ mm}$$

Spolupůsobící šířka sprážené desky – smykové ochabnutí

L	$= 2560 \text{ mm}$	Rozpětí mostu (jedná se o prostý nosník)
L_e	$= L = 2560 \text{ mm}$	Ekvivalentní rozpětí mostu (prostý nosník)
b_1	$= 500 \text{ mm}$	Šířka betonové pásnice k okraji
b_2	$= b_1 = 500 \text{ mm}$	Šířka betonové pásnice na vnitřní straně (maximální šířka)

$$\beta_1 = (0,55 + 0,025 * L_e/b_1) = (0,55 + 0,025 * 2560/500) = \mathbf{0,678} < 1$$

$$b_{ef,1} = b_1 * \beta_1 = 500 * 0,678 = 339 \text{ mm} \quad \text{efektivní šířka betonové pásnice na vnější straně}$$

Spolupůsobící šířka sprážené desky je 678 mm. Spolupůsobící deska bude po celé délce mostu stejná, protože se jedná o prostý nosník.

6.10.2 Zatížení

$$\text{Zatěžovací šířka } b = L/2 = 24,5 \text{ m}/2 = 12,25 \text{ m}$$

ZS1 – Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce je generována automaticky programem MIDAS Civil. Objemová tíha oceli se uvažuje $78,50 \text{ kN/m}^3$. Objemová tíha betonu se uvažuje $25,00 \text{ kN/m}^3$.

ZS2 - Ostatní stálé zatížení

$$\text{Římsa: } 0,34 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 12,25 \text{ m} = \mathbf{104,125 \text{ kN}}$$

$$\text{Zábradlí je uvažováno hodnotou } 1 \text{ kN} * 12,25 \text{ m} = \mathbf{12,25 \text{ kN}}$$

$$\text{Tíha sprážená desky: } 0,3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 12,25 \text{ m} = \mathbf{91,88 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Železniční svršek: } 0,685 \text{ m} \times 23 \text{ kN/m}^3 \times 12,25 \text{ m} = 193,00 \text{ kN/m, (bude uvažován rozptyl } \pm 30 \text{ \%)}$$

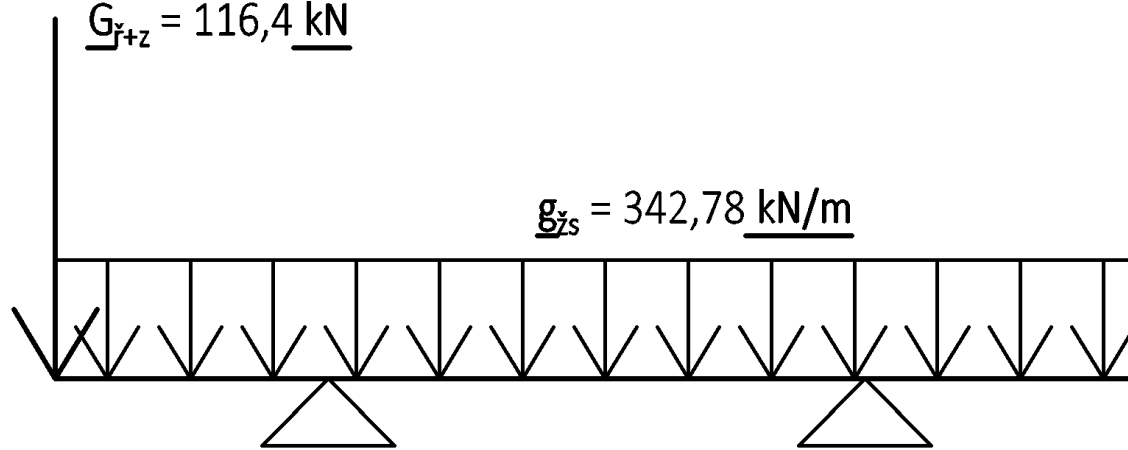
$$\text{Železniční svršek inf.} = 193,0 * 0,7 = \mathbf{135,1 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Železniční svršek sup.} = 193,0 * 1,3 = \mathbf{250,9 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Celkem: } 104,125 + 12,25 = \mathbf{116,4 \text{ kN}}$$

$$91,88 + 250,9 = \mathbf{342,78 \text{ kN}}$$

$$\underline{G_{r+z} = 116,4 \text{ kN}}$$



ZS3 – Zatížení dopravou, model 71Roznášecí šířka $b_1 = 2,820$ mDynamický součinitel bude uvažován hodnotou ϕ_3 pro standartně udržovanou kolej:

$$L_\phi = L = 3,60 \text{ m}$$

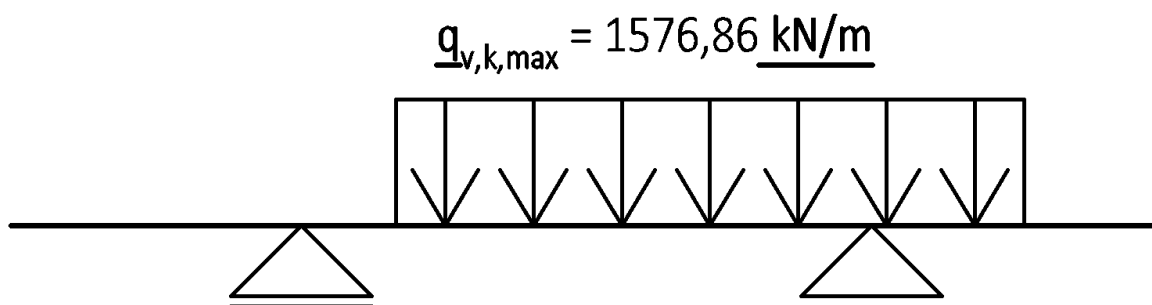
(podporový příčník)

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{3,60 - 0,2}} + 0,73 = \mathbf{2,00}$$

$$q_{vk,max} = (Q_{vk} * 6,4 * 4 / 6,4 + q_{vk} * (b - 6,4)) * \alpha * \phi_3 / b_1 = (250 * 6,4 * 4 / 6,40 + (80 * (12,25 - 6,4) * 1,21 * 2,0) / 2,820 = \mathbf{1259,8 \text{ kN/m}}$$

ZS4 – Zatížení dopravou, SW/2

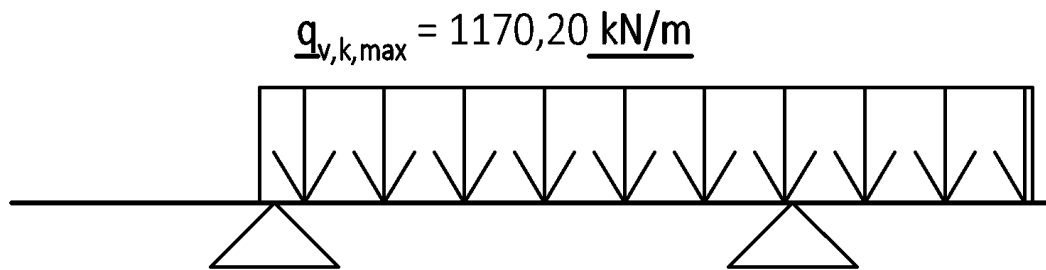
$$q_{vk,max} = q_{vk} * \alpha * \phi_3 / b_1 * b = 150 * 1,21 * 2,00 / 2,820 * 12,25 = \mathbf{1576,86 \text{ kN/m}}$$



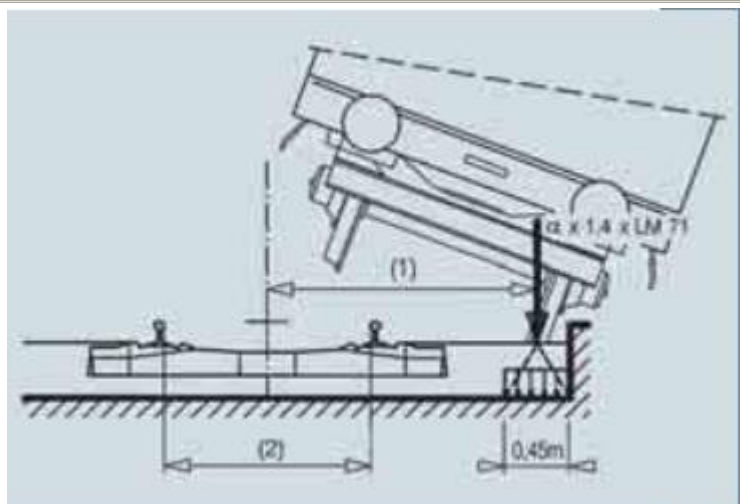
Model SW/2 vyvozuje na podporový příčník vyšší zatížení než model 71, proto bude uvažován pouze model SW/2.

Vzhledem k tomu, že zatížení se na podporový příčník roznáší přes nosníky, bude zatížení rozneseno do větší šířky (šířka 4 nosníků – 3,80 m). Do modelu budou vloženy obě varianty roznosu zatížení a bude vytvořena obálka.

$$q_{vk,max} = q_{vk} * \alpha * \phi_3 / b_1 * b = 150 * 1,21 * 2,00 / 3,80 * 12,25 = \mathbf{1170,2 \text{ kN/m}}$$

**ZS5 – Vykojený vlak**

Zatížení vlakem bude uvažováno dle následujícího obrázku. Vozidlo bude umístěno na římsu 100 mm od kraje. Je uvažován korelační součinitel $\alpha = 1,21$.



~~převrátit nebo zřít. Pro určení celkové stability musí být na maximální celkové délce 20 m uvažováno $q_{A2d} = \alpha \cdot 1,4$ LM71 jako rovnoměrně rozdělené svislé liniové zatížení působící na okraji uvažované konstrukce (obr. 10). Výše zmíně-~~

Celkové zatížení modelem 71:

$$Q_{vk} = 4 \cdot 250 \text{ kN} \Rightarrow q_{vk,Q} = 4 \cdot 250 / 6,40 = 156,25 \text{ kN/m}$$

$$q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

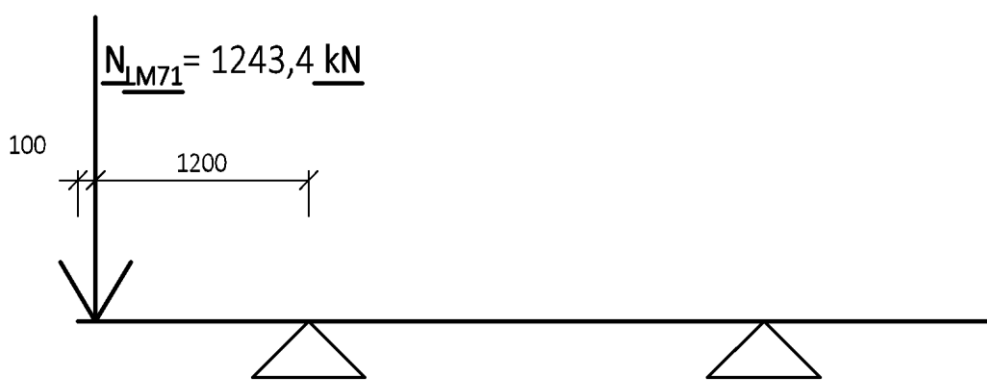
Zatížení na jedno kolo:

$$Q_{vk,Q,2} = 250 / 2 = 125 \text{ kN/m}$$

$$q_{vk,2} = 80 / 2 = 40 \text{ kN/m}$$

Zatížení římsy:

$$N_{LM71} = (Q_{vk,Q,2} \cdot 6,4 \cdot 4 / 6,4 + q_{vk,2} \cdot (b - 6,4)) \cdot \alpha \cdot 1,4 = (125 \cdot 6,4 \cdot 4 / 6,40 + (40 \cdot (12,25 - 6,4)) \cdot 1,21) \cdot 1,4 = 1243,4 \text{ kN}$$



MSÚ:

$$6.10a: \gamma_G \cdot (ZS1 + ZS2_{sup}) + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot ZS4 + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot ZS6 = 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 \cdot 0,8 \cdot ZS4$$

$$6.10b: \gamma_G \cdot \xi \cdot (ZS1 + ZS2_{sup}) + \gamma_Q \cdot ZS4 + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot ZS6 = 1,35 \cdot 95 \cdot (ZS1 + ZS2_{sup}) + 1,45 \cdot ZS4$$

$$\text{Mimořádná: } (ZS1 + ZS2_{sup}) + ZS4 + \psi_1 \cdot ZS6 = (ZS1 + ZS2_{sup}) + ZS4$$

Charakteristická kombinace

$$\text{Char (sup): } (ZS1 + ZS2_{sup}) + ZS4 + \psi_0 \cdot ZS6 = (ZS1 + ZS2_{sup}) + ZS4$$

Častá kombinace

$$\text{Čast (sup): } (ZS1+ZS2_{\text{sup}}) + \psi_1 * ZS4 + \psi_2 * ZS6 = (ZS1+ZS2_{\text{sup}}) + 0,8 * ZS4$$

Kvazistálá kombinace

$$\text{Kvaz (sup): } (ZS1+ZS2_{\text{sup}}) + \psi_2 * ZS4 + \psi_2 * ZS6 = (ZS1+ZS2_{\text{sup}}) + 0,0 * ZS4$$

Posouzení únavy

Pro posouzení únavy bude použit dynamický součinitel ϕ_2 pro pečlivě udržovanou kolej. Zatížení dopravou bude děleno $\alpha=1,21$, protože u únavy není tento součinitel vyžadován.

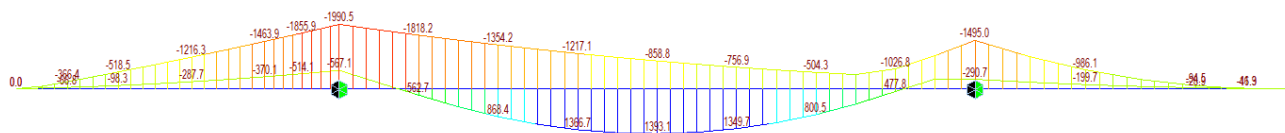
$$L_\phi = L = 3,60 \text{ m}$$

(podporový příčník)

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi-0,2}} + 0,82 = \frac{1,44}{\sqrt{3,60-0,2}} + 0,82 = 1,669$$

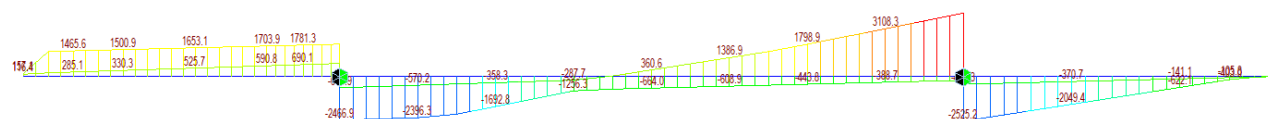
Rozptyl napětí se určí jako:

$$\gamma_{Ff} * ZS4 * \phi_2 / \phi_3 / \alpha = 1,0 * ZS4 * 1,669 / 2,00 / 1,21 = 0,690 * ZS4$$

6.10.3 Účinky zatížení**MSÚ obálka – ohybové momenty:**

$$M_{+\max} = 1393,1 \text{ kNm}$$

$$M_{-\max} = -1990,5 \text{ kNm}$$

MSÚ obálka – posouvající síly:

$$V_{\max} = 3544,7 \text{ kN}$$

6.10.4 Posouzení v ohybu, uložení na ložiska, MSÚ

V uložení na ložisko bude spřažená deska v tažené oblasti, proto bude pro posouzení použita pouze ocelová část průřezu.

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h					=	1460	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	687	687	30	15	20610	309150	1545750	4637250
Stojna, část 1	20	20	1410	735	28200	20727000	4.67E+09	15234345000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	400	400	20	1450	8000	11600000	266666.7	16820000000

A_a	=	56810 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	574 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	1.8E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

ZATÍŽENÍ:

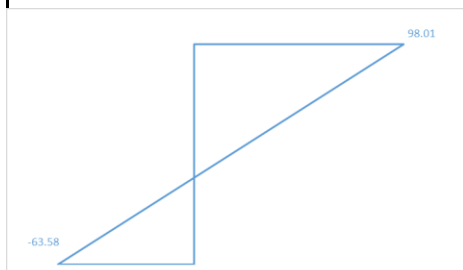
Ocelová část:

$M_{y,1}$	=	-1990.5 kNm	Moment působící pouze na ocelovou část
N_1	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), ocelová část

NAPĚTÍ - Krátkodobě:

Ocelová část:

z_1	=	-574 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	886 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	-63.58 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	98.01 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\sigma_{s,max} = 98,1 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 355 / 1,00 = 355 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{s,max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{98,1}{355 / 1,0} = 0,276 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

6.10.5 Posouzení v ohybu, polovina rozpětí, MSÚ

Zjednodušeně bude všechno zatížení uvažováno na celkový spřažený průřez.

$M_{y,1}$	=	1393.1 kNm	Moment působící na celý průřez
N_1	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

Krátkodobé působení:

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h					=	1460	mm
část průřezu	b [mm]	b _i [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	S _y [mm ³]	I _o [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	687	687	30	15	20610	309150	1545750	4637250
Stojna, část 1	20	20	1410	735	28200	20727000	4.67E+09	15234345000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	400	400	20	1450	8000	11600000	266666.7	16820000000

Betonová část:								
Spřažená deska	678	106.543	300	1610	31962.9	51460200	2.4E+08	82850922000

A_a	=	56810 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	574 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	1.8E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
A_i	=	88773 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	947 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	4E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

NAPĚTÍ - Krátkodobě:

Ocelová část:

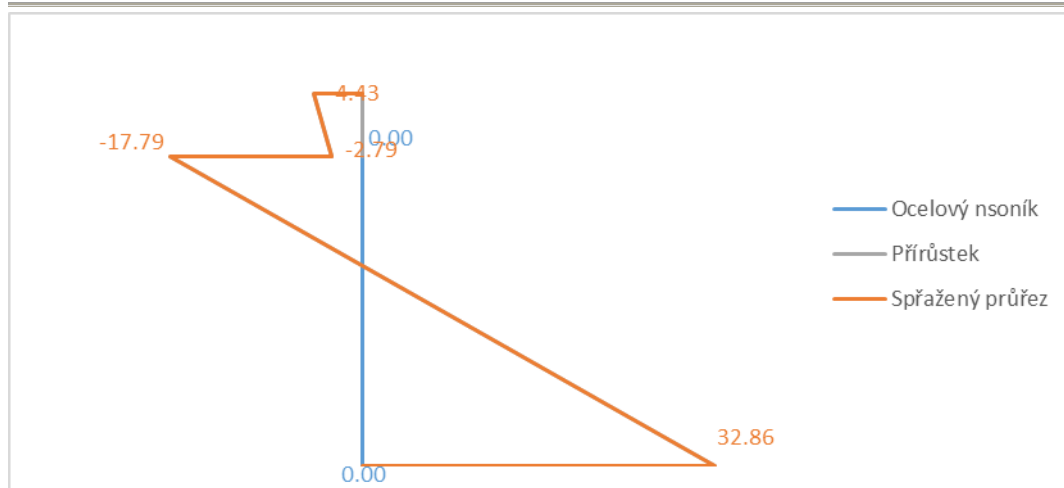
z_1	=	-574 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	886 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

Přírůstek na celkovém průřezu:

z_1	=	-947 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	513 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z_3	=	813 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky
σ_1	=	32.86 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-17.79 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-2.79 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-4.43 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ_1	=	32.86 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-17.79 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-2.79 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-4.43 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



$$\sigma_{c,max} = -4,43 \text{ MPa} < f_{cd} = 17,00 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_y/\gamma_{Mo}} = \frac{4,43}{17,00} = 0,261 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

Dlouhodobé působení:

PRŮŘEZ - Dlouhodobé působení:

Ocelová část:								
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	687	687	30	15	20610	309150	1545750	4637250
Stojna, část 1	20	20	1410	735	28200	20727000	4.67E+09	15234345000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	400	400	20	1450	8000	11600000	266666.7	16820000000

Betonová část:								
Spřažená deska	678	35.5143	300	1610	10654.3	17153400	79907143	27616974000

A_i	=	67464 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	738 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	2.8E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

NAPĚTÍ - Dlouhodobě:**Ocelová část:**

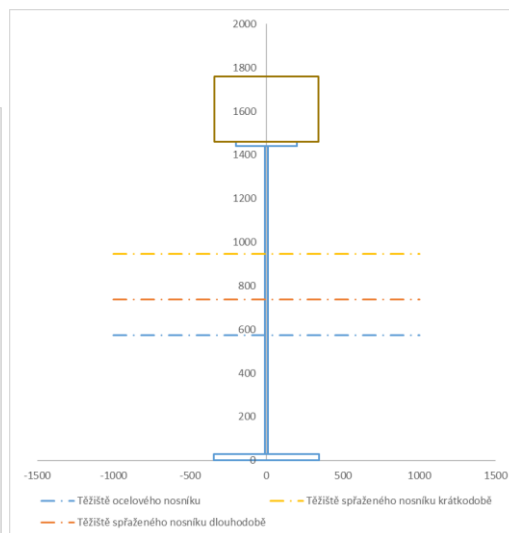
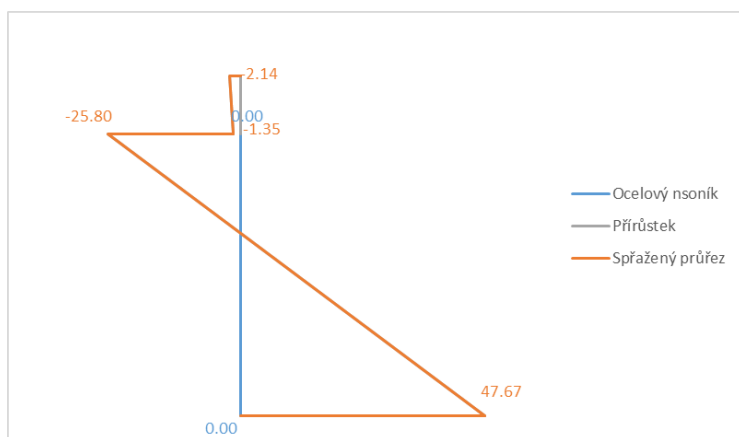
σ_1	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

Přírůstek na celkovém průřezu:

σ_1	=	47.67 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-25.80 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-1.35 MPa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-2.14 MPa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ_1	=	47.67 MPa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-25.80 MPa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-1.35 MPa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-2.14 MPa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

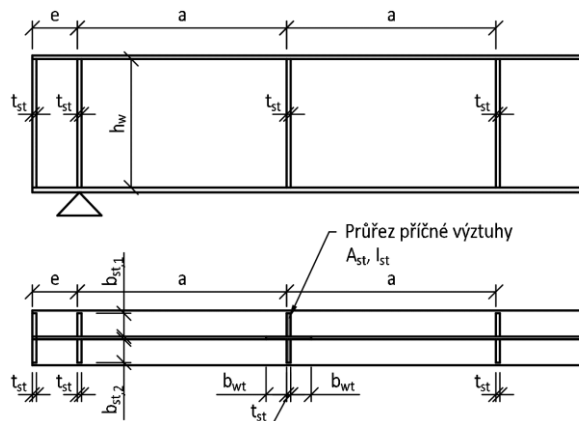


$$\sigma_{s,min} = 47,67 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 355 / 1,00 = 345 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{s,max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{47,67}{345 / 1,0} = 0,138 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

6.10.6 Posouzení ve smyku, MSÚ



TUHOST KONCOVÉ VÝZTUHY:

t_w	=	0.02	m	Tloušťka stojny nosníku
h_w	=	1.41	m	Výška koncové výztuhy
t_{st}	=	0.02	m	Tloušťka koncové výztuhy
b_{st}	=	0.2	m	Šířka koncové výztuhy

ZATÍŽENÍ:

V_{ED}	=	3544.7	kN	Posouvající síla
----------	---	--------	----	------------------

SMYKOVÁ ÚNOSNOST STOJNY:

k_{TSI}	=	0		Součinitel krit. boulení od smyku podélné výztuhy
I_{sl}	=	0	m^4	Moment setrvačnosti podélné výztuhy

Jedná se o stojnu bez podélných výztuh, ale s mezipodporovými příčnými výztuhami

a	=	4.9	m	Vzdálenost příčných výztuh
h_w	=	1.41	m	Výška stojny

$$a/h_w = 3.48 > 1$$

k_τ	=	53.65		Součinitel krit. boulení od smyku příčné výztuhy
λ_w	=	0.32		Štíhlost stojny
χ	=	1.20		Součinitel příspěvků stojny při boulení od smyku

$$V_{bw, RD} = 6305.3 \text{ kN}$$

$$V_{b, RD, max} = 5254.4 \text{ kN}$$

$$V_{ED}/V_{RD, min} = 0.67 < 1 \quad \text{VYHOVUJE}$$

6.10.7 Posouzení krčnicích svarů

Protože maximální posouvající síla je v místě uložení na ložisko, kde je pro posouzení ohybu použita pouze ocelová část průřezu, bude i pro posouzení smyku použita pouze ocelová část.

V_{ed}	=	3544.7	kN	Působící posouvající síla
β_w	=	0.9		Součinitel korelace
γ_M	=	1.5		Součinitel spolehlivosti svarových spojů
f_u	=	490	MPa	Mez pevnosti oceli
τ_{RD}	=	362.96	Mpa	Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$	=	1.798E+10	mm ⁴	Moment setrvačnosti spráženého ideálního průřezu
-----------	---	-----------	-----------------	--

Dolní pásnice:

a	=	10	mm	Účinná výška svaru
S_d	=	1.153E+07	mm ³	Statický moment dolní pásnice
τ_{II}	=	113.638	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} \cdot \tau_{II}$	=	196.83	<	τ_{RD}	=	362.96	Mpa
Využití:		0.54	<	1.00		VYHOVUJE	

Horní pásnice:

a	=	10	mm	Účinná výška svaru
S_h	=	7.004E+06	mm ³	Statický moment horní pásnice
τ_{II}	=	69.027	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} \cdot \tau_{II}$	=	119.56	<	τ_{RD}	=	362.96	Mpa
Využití:		0.33	<	1.00		VYHOVUJE	

6.10.8 Posouzení spřahovacích trnů

Protože maximální posouvající síla je v místě uložení na ložisko, kde je pro posouzení ohybu použita pouze ocelová část průřezu. Také působící posouvající síla nabývá největších hodnot v oblasti ložisek, jinak je nižší – v oblasti ložisek by bylo potřeba velké množství spřahovacích trnů, budou spřahovací trny posouzeny plastickým výpočtem – nad podporou bude o něco méně trnů než by bylo třeba pružným výpočtem.

POSOUVAJÍCÍ SÍLA

Ved = 3544.7 kN Působící posouvající síla

SPŘAHOVACÍ TRNY

f_u = 340 Mpa Pevnost spřahovacího trnu
 γ_v = 1.25 Součinitel spolehlivosti spřažení
 d = 22 mm Průměr spřahovacího trnu
 h = 150 mm Výška spřahovacího trnu
 h/d = 6.818181818 Poměr výška a průměru trnu
 α = 1

P_{Rd} = 82.72 kN Návrhová únosnost jednoho spřahovacího trnu

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$ = 4.016E+10 mm⁴ Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu
 S_c = 2.118E+07 mm³ Statický moment betonové desky
 V_I = 1869.667 kN Podélná síla (pružně)

A_c = 203400 mm² Plocha betonové desky
 f_{cd} = 17 MPa Návrhová pevnost betonu
 A_s = 56810 mm² Plocha ocelového nosníku
 f_y = 355 Mpa Mez pevnosti oceli

V_I = 3457.8 kN Podélná smyková síla (plasticky, plné spřažení)

n_r = 41.80 ks počet trnů na polovinu mostu

L = 3.84 m Délka mostu

n_t = 3 ks počet trnů v jedné řadě příčně

b = 238 mm potřebná šířka pásnice

b_I = 125 mm Podélná vzdálenost trnů (osově)

n/m = 8 ks Počet trnů na jeden m nosníku

n = 45 ks Celkový počet spřahovacích trnů

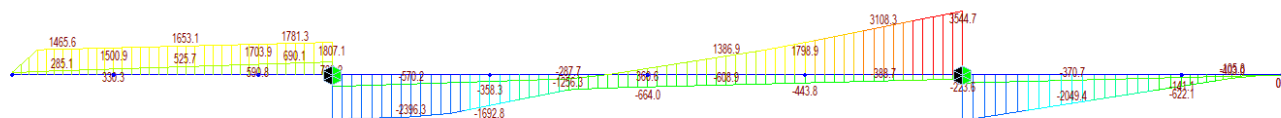
V_{Rd} = 3722.3 kN Celková únosnost

V_{Rd} = 3722.3 kN > V_I = 3457.80 kN

VYHOVUJE

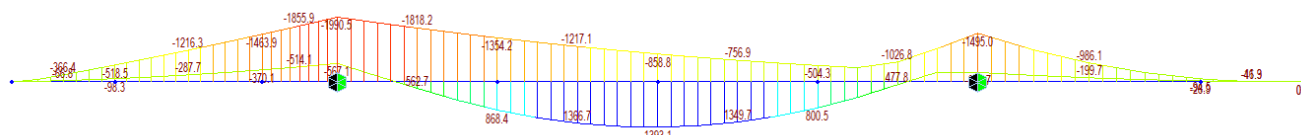
6.10.9 Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník

Podporový příčník bude k hlavnímu nosníku přivařen. Stojina bude připojena pomocí koutových svarů, dolní a horní pásnice budou připojeny pomocí tupých svarů. Smyková síla bude určena v místě přivaření na hlavní nosník, kde je největší smyková síla.



$$V_{ED,1} = 1789,9 \text{ kN}$$

$$V_{ED,2} = -1692,8 \text{ kN}$$



$$M_{ED,1} = 800,5 \text{ kNm}$$

$$M_{ED,2} = -1354,2 \text{ kNm}$$

► Posouzení varianty č. 1:

MATERIÁLY:

Ocel:

S355

f_{yk}	=	355 Mpa	Mez kluzu oceli
f_u	=	490 MPa	Mez pevnosti oceli
E_s	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
ϵ	=	0.81	
β	=	0.9	Korelační součinitel
γ_{Mw}	=	1.5	Součinitel spolehlivosti materiálu
R_{srovn}	=	362.96 Mpa	Srovnávací únosnost
$\sigma_{max, kolm,}$	=	326.67 MPa	Maximální normálové kolmé napětí

PRŮŘEZ - Svarový obrazec:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h = 1460 mm							
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice_1	0	0	0	0	0	0	0	0
Dolní pásnice_2	1150	1150	30	15	34500	517500	2587500	7762500
Dolní pásnice_3	0	0	0	30	0	0	0	0
Stojna, výřez	0	0	100	80	0	0	0	0
Stojna	14	14	1310	785	18340	14396900	2.62E+09	11301566500
Horní pásnice_1	0	0	0	1440	0	0	0	0
Horní pásnice_2	750	750	20	1450	15000	21750000	500000	31537500000
Horní pásnice_3	0	0	0	1460	0	0	0	0

A_a	=	67840 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	540 mm	Těžiště ocelového průřezu
I_{wy}	=	2.6E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
$W_{wy,fd}$	=	4.7E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji dolní pásnice
$W_{wy,fh}$	=	2.8E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji horní pásnice
$W_{wy,wh}$	=	2.9E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny nahoře
$W_{wy,wd}$	=	5.0E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny dole
$A_{w,w}$	=	18340 mm ²	Plocha průřezu svarů stojny

Předpoklady pro posouzení:

Pásnice jsou namáhány pouze ohybovým momentem.

Stojna je namáhána posouvající silou i ohybovým momentem.

ZATÍŽENÍ:

Ocelová část:

M_y	=	800.5 kNm	Ohybový moment
V_z	=	1789.9 kN	Posouvající síla

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ STOJINU:

$\tau_{rovnov,w}$	=	97.60 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	28.07 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	19.85 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí

σ_{srovn}	=	173.64 Mpa	Srovnávací napětí
------------------	---	------------	-------------------

σ_{srovn}	=	173.64 Mpa	<	R_{srovn}	=	362.96 Mpa
						VYHOVUJE
$\sigma_{kolm,w}$	=	19.85 Mpa	<	$\sigma_{max,kolm,w}$	=	326.67 Mpa
						VYHOVUJE

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ HORNÍ PÁSNICI:

$\tau_{rovnov,w}$	=	0.00 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	28.69 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	20.29 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí

σ_{srovn}	=	40.57 Mpa	Srovnávací napětí
------------------	---	-----------	-------------------

σ_{srovn}	=	40.57 Mpa	<	R_{srovn}	=	362.96 Mpa
						VYHOVUJE
$\sigma_{kolm,w}$	=	20.29 Mpa	<	$\sigma_{max,kolm,w}$	=	326.67 Mpa
						VYHOVUJE

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ DOLNÍ PÁSNICI:

$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	16.86	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},w} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	11.92	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
σ_{srovn}	=	23.85	Mpa	Srovnávací napětí
σ_{srovn}	=	23.85	Mpa	< $R_{\text{srovn}} = 362.96$ Mpa VYHOVUJE
$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	11.92	Mpa	< $\sigma_{\text{max,kolm},w} = 326.67$ Mpa VYHOVUJE

➤ Posouzení varianty č. 2:**ZATÍŽENÍ:****Ocelová část:**

M_y	=	1354.2	kNm	Ohybový moment
V_z	=	1692.8	kN	Posouvající síla

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ STOJINU:

$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	92.30	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	47.48	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},w} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	33.57	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
σ_{srovn}	=	173.40	Mpa	Srovnávací napětí
σ_{srovn}	=	173.40	Mpa	< $R_{\text{srovn}} = 362.96$ Mpa VYHOVUJE
$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	33.57	Mpa	< $\sigma_{\text{max,kolm},w} = 326.67$ Mpa VYHOVUJE

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ HORNÍ PÁSNICI:

$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	48.53	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},w} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	34.32	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
σ_{srovn}	=	68.64	Mpa	Srovnávací napětí
σ_{srovn}	=	68.64	Mpa	< $R_{\text{srovn}} = 362.96$ Mpa VYHOVUJE
$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	34.32	Mpa	< $\sigma_{\text{max,kolm},w} = 326.67$ Mpa VYHOVUJE

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ DOLNÍ PÁSNICI:

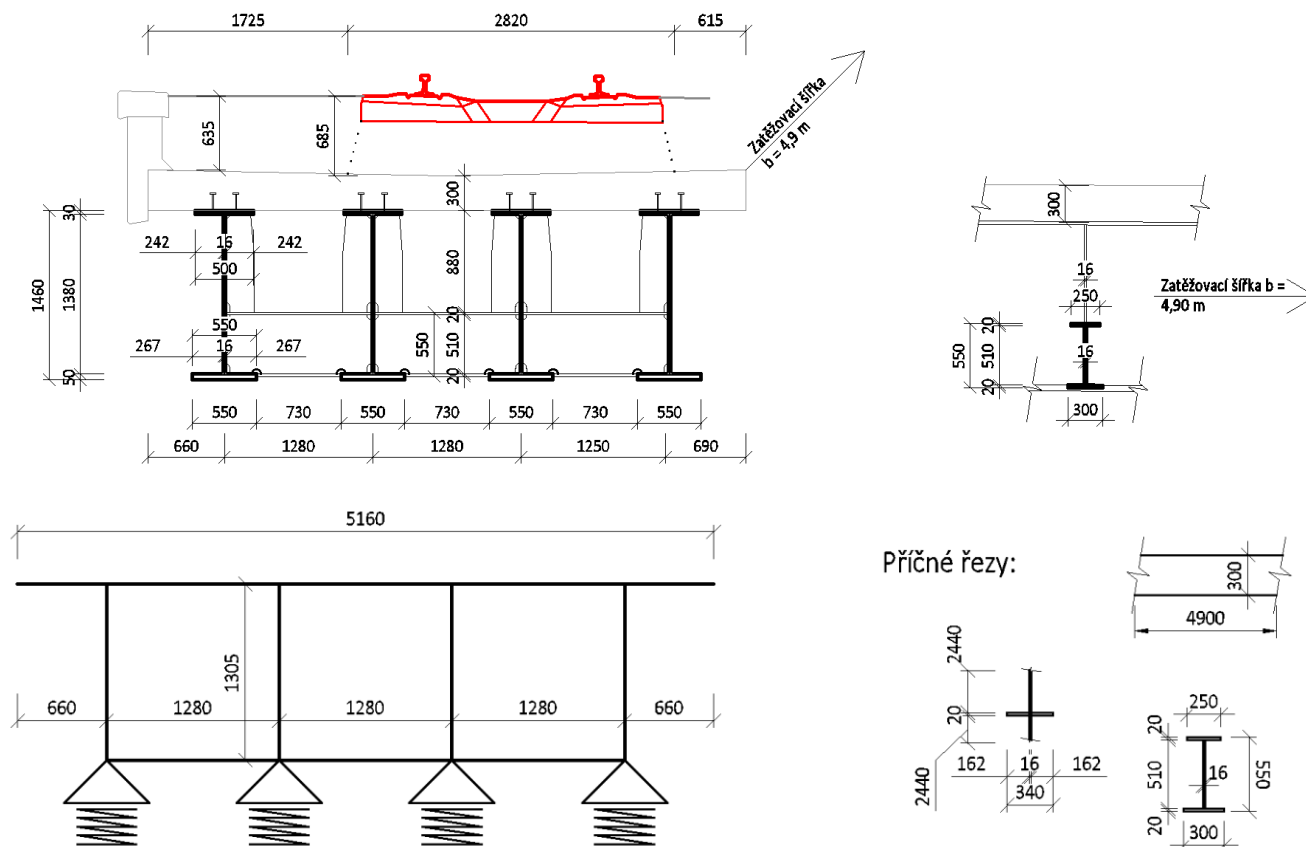
$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	28.53	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},w} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	20.17	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
σ_{srovn}	=	40.34	Mpa	Srovnávací napětí
σ_{srovn}	=	40.34	Mpa	< $R_{\text{srovn}} = 362.96 \text{ Mpa}$ VYHOVUJE
$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	20.17	Mpa	< $\sigma_{\text{max,kolm},w} = 326.67 \text{ Mpa}$ VYHOVUJE

Jsou navrženy **svary a = 7 mm** pro připojení stojiny příčnicku na hlavní nosník

6.11 Návrh a posouzení mezilehlého příčnicku

Pro návrh mezilehlého příčnicku bude použit rovinný model uložený na pružných podporách, je to stejný model který byl použitý pro návrh výztuže spřažené desky v příčném směru, viz kapitola 6.7. Z tohoto modelu bude použito i zatížení a kombinace. Pro připomenutí zde bude uvedena jen geometrie průřezů a vnitřní síly.

6.11.1 Geometrie



Třída stojny:

$$c = h_w = 510 \text{ mm}$$

$$t = t_w = 16 \text{ mm}$$

$$c/t = 510/16 = 31,88 < 72 * \epsilon = 72 * 0,81 = 58,32$$

1. Třída průřezu

Třída horní pásnice:

$$c = (b_{fh} - t_w)/2 = (250-16)/2 = 117 \text{ mm}$$

$$t = t_{fh} = 20 \text{ mm}$$

$$c/t = 117/20 = 5,85 < 9 * \epsilon = 9 * 0,81 = 7,29$$

1. Třída průřezu

Třída dolní pásnice:

$$c = (b_{fd} - t_w)/2 = (300-16)/2 = 142 \text{ mm}$$

$$t = t_{fd} = 20 \text{ mm}$$

$$c/t = 142/20 = 7,10 < 9 * \epsilon = 9 * 0,81 = 7,29$$

1. Třída průřezu

Celková třída průřezu uprostřed rozpětí je 1. Je možné použít plastický výpočet.

6.11.2 Kombinace

MSÚ:

$$6.10a: \gamma_G * (ZS1+ZS2_{sup}) + \gamma_Q * \psi_0 * ZS3 + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS6+ZS7) = 1,35 * (ZS1+ZS2_{sup}) + 1,45 * 0,8 * ZS3 + 1,5 * 0,6 * (ZS6+ZS7)$$

$$6.10b: \gamma_G * \xi * (ZS1+ZS2_{sup}) + \gamma_Q * ZS3 + \gamma_Q * \psi_0 * (ZS6+ZS7) = 1,35 * 95 * (ZS1+ZS2_{sup}) + 1,45 * ZS3 + 1,5 * 0,6 * (ZS6+ZS7)$$

$$\text{Mimořádná: } (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS5 + \psi_1 * (ZS6+ZS7) = (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS5 + 0,2 * (ZS6+ZS7)$$

Charakteristická kombinace

$$\text{Char (sup): } (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS3 + \psi_0 * (ZS6+ZS7) = (ZS1+ZS2_{sup}) + ZS3 + 0,6 * (ZS6+ZS7)$$

Častá kombinace

$$\text{Čast (sup): } (ZS1+ZS2_{sup}) + \psi_1 * ZS3 + \psi_2 * (ZS6+ZS7) = (ZS1+ZS2_{sup}) + 0,8 * ZS3 + 0,0 * (ZS6+ZS7)$$

Kvazistálá kombinace

$$\text{Kvaz (sup): } (ZS1+ZS2_{sup}) + \psi_2 * ZS3 + \psi_2 * ZS6 + \psi_2 * (ZS6+ZS7) = (ZS1+ZS2_{sup}) + 0,0 * ZS3 + 0,0 * (ZS6+ZS7)$$

Posouzení únavy

Pro posouzení únavy bude použit dynamický součinitel ϕ_2 pro pečlivě udržovanou kolej. Zatížení dopravou bude děleno $\alpha=1,21$, protože u únavy není tento součinitel vyžadován.

$$L_\phi = L = 3,60 \text{ m}$$

(Jedná se o prostý nosník)

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 = \frac{1,44}{\sqrt{3,60 - 0,2}} + 0,82 = 1,668$$

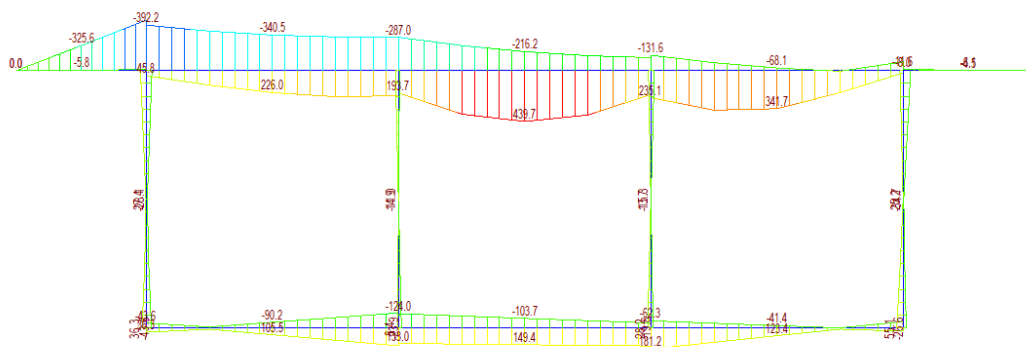
Rozptyl napětí se určí jako:

$$\gamma_{Ff} * ZS3 / 1,21 * \phi_2 / \phi_3 = 1,0 * ZS3 / 1,21 * 1,668 / 2,00 = 0,689 * ZS4$$

6.11.3 Účinky zatížení

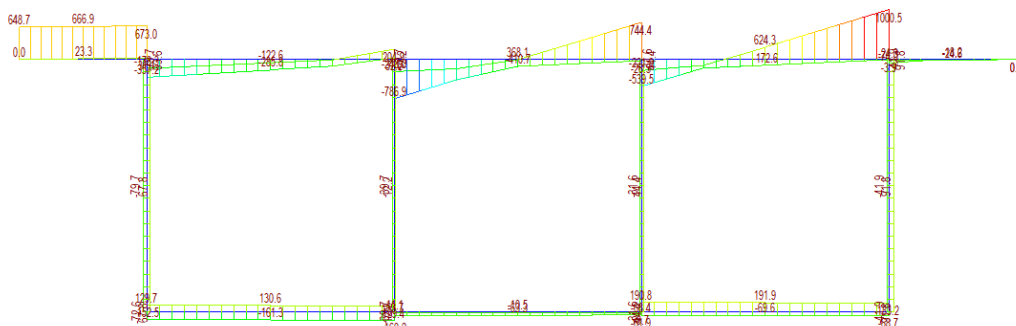
Pozn.: význam mají jen vnitřní síly působící na podporový příčník. Ostatní prvky již byli posouzeni v jiné části statáku. U vnitřních sil působících zde neodpovídá zatěžovací šířka.

MSÚ obálka – ohybové momenty:



$$M_{+max} = 181,20 \text{ kNm}$$

$$M_{-max} = -124,0 \text{ kNm}$$

MSÚ obálka – posouvající síly:

$$V_{\max} = 191,9 \text{ kN}$$

6.11.4 Posouzení v ohybu, maximální moment, MSÚ**PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:**

PROJEKT: Kalkulační posouzení								
Ocelová část:		Celková výška ocelového nosníku h				=	550	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	300	300	20	10	6000	60000	200000	600000
Stojna, část 1	16	16	510	275	8160	2244000	1.77E+08	617100000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	250	250	20	540	5000	2700000	166666.7	1458000000

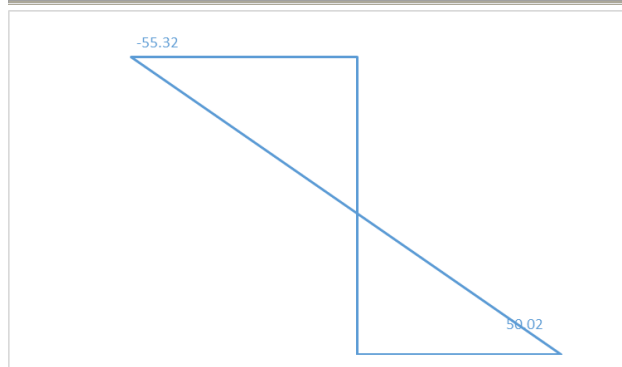
A_a	=	19160 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	261 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	9.5E+08 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

ZATÍŽENÍ:**Ocelová část:**

$M_{y,1}$	=	181.2 kNm	Moment působící pouze na ocelovou část
N_1	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), ocelová část

NAPĚTÍ - Krátkodobě:**Ocelová část:**

z1	=	-261 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	289 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	50.02 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-55.32 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

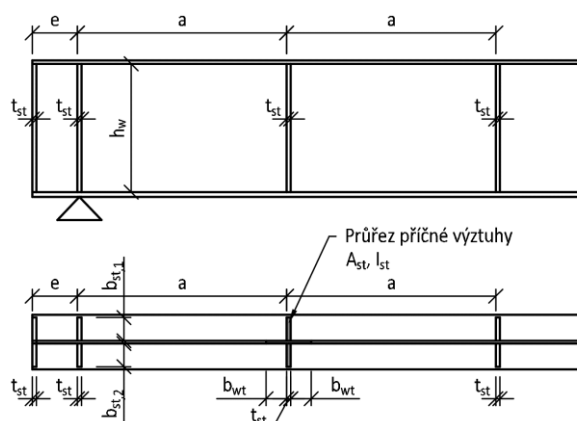


$$\sigma_{s,max} = 55,32 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 345 / 1,00 = 345 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{s,max}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{55,32}{345 / 1,0} = 0,160 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

6.11.5 Posouzení ve smyku, MSÚ



TUHOST KONCOVÉ VÝZTUHY:

t_w	=	0.016	m	Tloušťka stojny nosníku
h_w	=	0.51	m	Výška koncové výztuhy
t_{st}	=	0	m	Tloušťka koncové výztuhy
b_{st}	=	0	m	Šířka koncové výztuhy
e	=	1.28	m	Vzdálenost koncových výztuh

ZATÍŽENÍ:

V_{ED}	=	191.9	kN	Posouvající síla
----------	---	-------	----	------------------

SMYKOVÁ ÚNOSNOST STOJNY:

k_{TSI}	=	0		Součinitel krit. boulení od smyku podélné výztuhy
I_{sl}	=	0	m^4	Moment setrvačnosti podélné výztuhy
Jedná se o stojnu bez podélných výztuh, ale s mezipodporovými příčnými výztuhami				
a	=	1.28	m	Vzdálenost příčných výztuh
h_w	=	0.51	m	Výška stojny
a/h_w	=	2.51	>	1
k_T	=	30.54		Součinitel krit. boulení od smyku příčné výztuhy
λ_w	=	0.19		Štíhlost stojny
χ	=	1.20		Součinitel příspěvku stojny při boulení od smyku
$V_{bw, RD}$	=	1824.5	kN	Únosnost stojny s vlivem boulení
$V_{b, RD, max}$	=	1520.4	kN	Maximální únosnost stojny
$V_{ED}/V_{RD, min}$	=	0.13	<	1
VYHOVUJE				

6.11.6 Posouzení krčnicích svarů

V_{ed}	=	191.9	kN	Působící posouvající síla
β_w	=	0.9		Součinitel korelace
γ_M	=	1.5		Součinitel spolehlivosti svarových spojů
f_u	=	490	MPa	Mez pevnosti oceli
τ_{RD}	=	362.96	Mpa	Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:
 $I_{y,i} = 9.460E+08 \text{ mm}^4$ Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

Dolní pásnice:

$a = 3 \text{ mm}$ Účinná výška svaru
 $S_d = 1.507E+06 \text{ mm}^3$ Statický moment dolní pásnice
 $\tau_{II} = 50.948 \text{ Mpa}$ Smykové napětí ve svaru

Ve stovnávacím napětí:

 $3^{1/2} \cdot \tau_{II} = 88.25 < \tau_{RD} = 362.96 \text{ Mpa}$

Využití: $0.24 < 1.00$ **VYHOVUJE**
Horní pásnice:

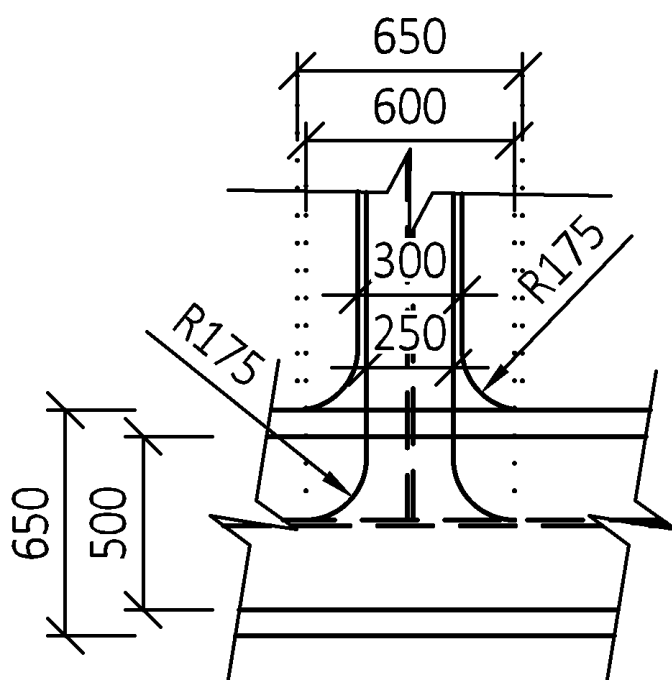
$a = 3 \text{ mm}$ Účinná výška svaru
 $S_h = 1.394E+06 \text{ mm}^3$ Statický moment horní pásnice
 $\tau_{II} = 47.133 \text{ Mpa}$ Smykové napětí ve svaru

Ve stovnávacím napětí:

 $3^{1/2} \cdot \tau_{II} = 81.64 < \tau_{RD} = 362.96 \text{ Mpa}$

Využití: $0.22 < 1.00$ **VYHOVUJE**
6.11.7 Posouzení připojení mezilehlého příčnicku na hlavní nosník

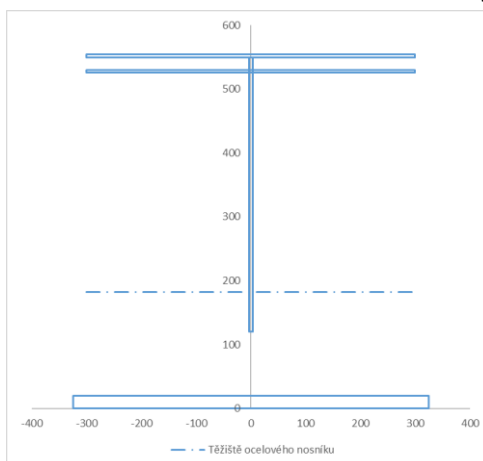
Podporový příčník bude k hlavnímu nosníku přivařen. Horní pásnice a stojina budou připojeny pomocí koutových svarů, dolní pásnice bude připojena pomocí tupého svaru.



$V_{ED} = 191,90 \text{ kN}$
 $M_{ED} = 181,20 \text{ kNm}$

MATERIÁLY:**Ocel:****S355**

f_{yk}	=	355 Mpa	Mez kluzu oceli
f_u	=	490 MPa	Mez pevnosti oceli
E_s	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
ϵ	=	0.81	
β	=	0.9	Korelační součinitel
γ_{Mw}	=	1.5	Součinitel spolehlivosti materiálu
R_{srovn}	=	362.96 Mpa	Srovnávací únosnost
$\sigma_{max,kolm,}$	=	326.67 MPa	Maximální normálové kolmé napětí

**PRŮŘEZ - Svarový obrazec:**

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h						=	554	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]	
Dolní pásnice_1	0	0	0	0	0	0	0	0	
Dolní pásnice_2	650	650	20	10	13000	130000	433333.3	1300000	
Dolní pásnice_3	0	0	0	20	0	0	0	0	
Stojna, výřez	0	0	100	70	0	0	0	0	
Stojna	8	8	410	325	3280	1066000	45947333	346450000	
Horní pásnice_1	600	600	4	528	2400	1267200	3200	669081600	
Horní pásnice_2	8	8	20	540	160	86400	5333.333	46656000	
Horní pásnice_3	600	600	4	552	2400	1324800	3200	731289600	

A_a	=	21240 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	182 mm	Těžiště ocelového průřezu
I_{wy}	=	1.1E+09 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
$W_{wy,fd}$	=	6.2E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji dolní pásnice
$W_{wy,fh}$	=	3.1E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji horní pásnice
$W_{wy,wh}$	=	3.3E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny nahoře
$W_{wy,wd}$	=	7.0E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny dole
$A_{w,w}$	=	3280 mm ²	Plocha průřezu svarů stojny

Předpoklady pro posouzení:

Pásnice jsou namáhány pouze ohybovým momentem.

Stojna je namáhána posouvající silou i ohybovým momentem.

ZATÍŽENÍ:

Ocelová část:

M_y	=	181.2 kNm	Ohybový moment
V_z	=	191.2 kN	Posouvající síla

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ STOJINU:

$\tau_{rovnov,w}$	=	58.29 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	55.52 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	39.26 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí

σ_{srovn}	=	127.90 Mpa	Srovnávací napětí
------------------	---	------------	-------------------

σ_{srovn}	=	127.90 Mpa	<	R_{srovn}	=	362.96 Mpa
						VYHOVUJE
$\sigma_{kolm,w}$	=	39.26 Mpa	<	$\sigma_{max,kolm,w}$	=	326.67 Mpa
						VYHOVUJE

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ HORNÍ PÁSNICI:

$\tau_{rovnov,w}$	=	0.00 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	59.35 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	41.97 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí

σ_{srovn}	=	83.94 Mpa	Srovnávací napětí
------------------	---	-----------	-------------------

σ_{srovn}	=	83.94 Mpa	<	R_{srovn}	=	362.96 Mpa
						VYHOVUJE
$\sigma_{kolm,w}$	=	41.97 Mpa	<	$\sigma_{max,kolm,w}$	=	326.67 Mpa
						VYHOVUJE

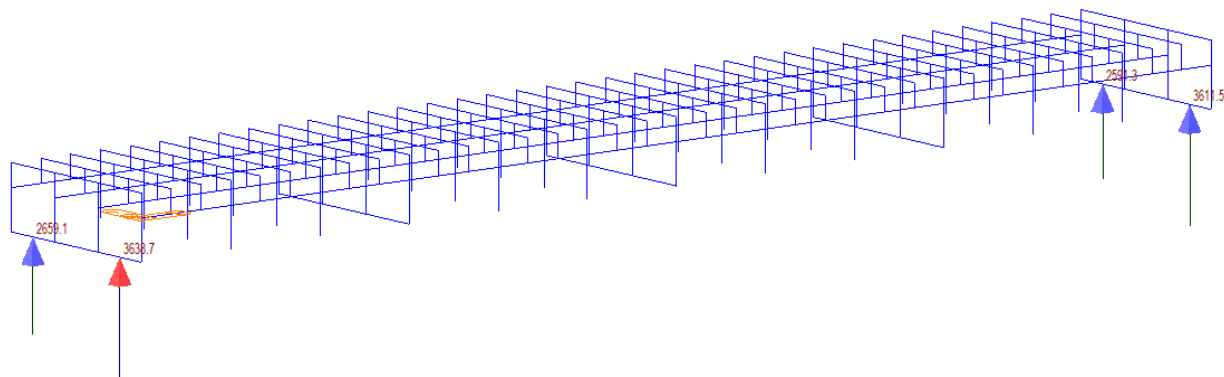
SVARY PŘIPOJUJÍCÍ DOLNÍ PÁSNICI:

$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)	
$\sigma_{M,w}$	=	29.14	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)	
$\sigma_{\text{kolm},w} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	20.60	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí	
σ_{srovn}	=	41.20	Mpa	Srovnávací napětí	
σ_{srovn}	=	41.20	Mpa	<	$R_{\text{srovn}} = 362.96 \text{ Mpa}$ VYHOVUJE
$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	20.60	Mpa	<	$\sigma_{\text{max,kolm},w} = 326.67 \text{ Mpa}$ VYHOVUJE

Je navrženo ovaření koutovým svarem velikosti **a = 4 mm**.

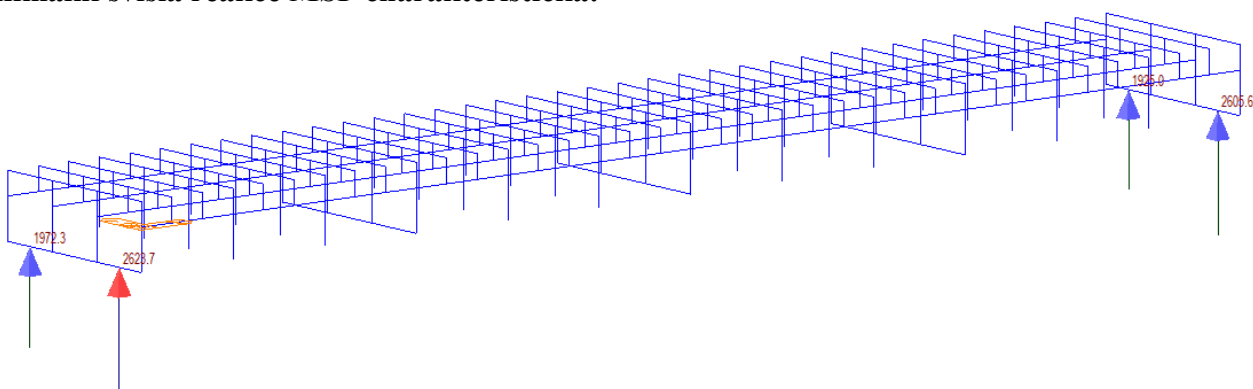
6.12 Síly působící na ložiska

Maximální svislá reakce MSÚ:



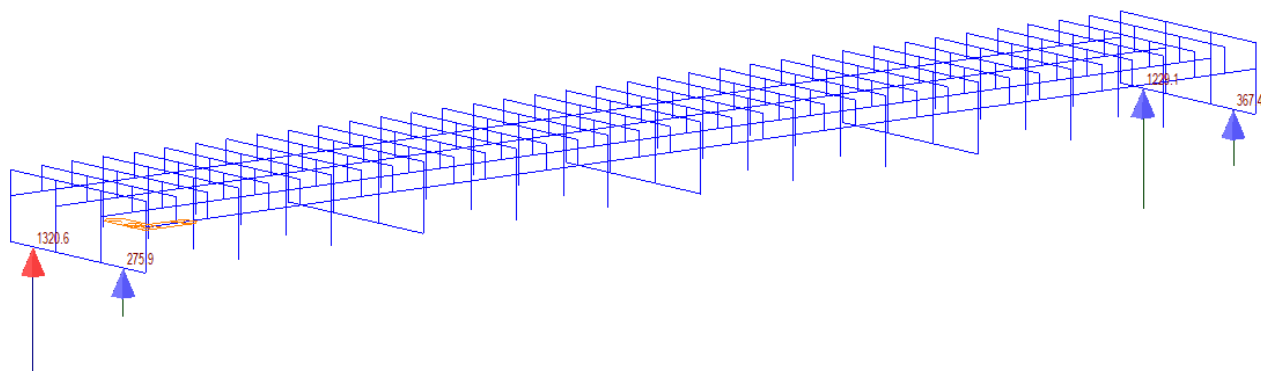
$$R_{z,\max} = 3638,74 \text{ kN}$$

Maximální svislá reakce MSP charakteristická:

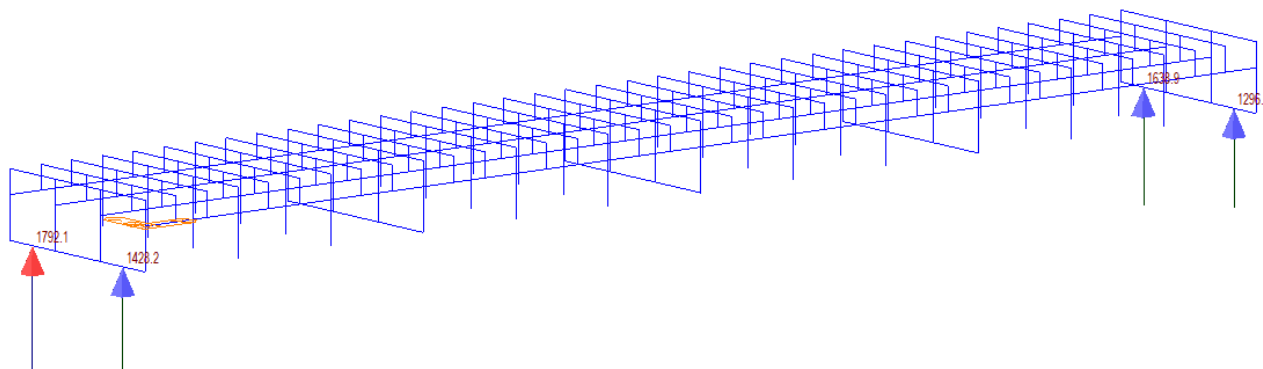


$$R_{z,\max} = 2623,66 \text{ kN}$$

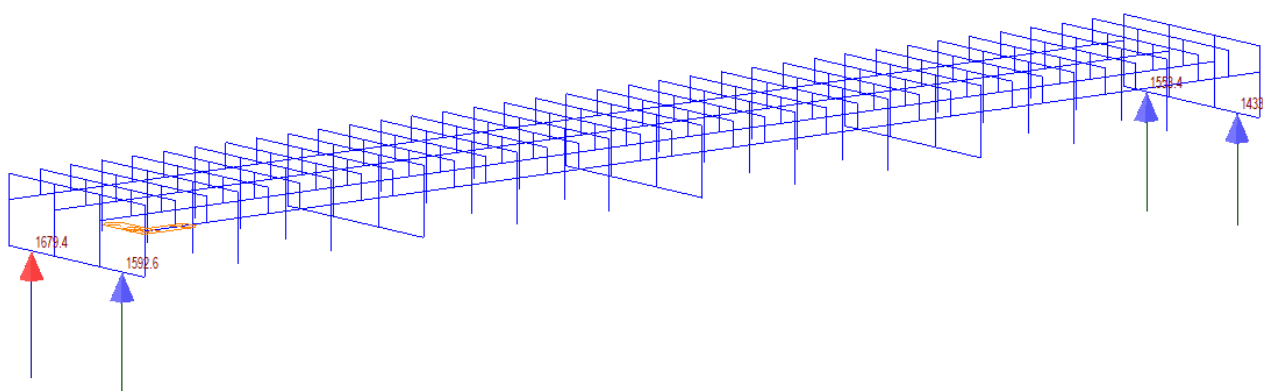
Minimální svislá reakce MSÚ – překlopení nezatížený vlak:



$$R_{z,\min} = 275,9 \text{ kN}$$

Minimální svislá reakce MSÚ – překlopení LM71:

$$R_{z,max} = 1296,0 \text{ kN}$$

Minimální svislá reakce Charakteristická – překlopení LM71:

$$R_{z,max} = 1438,1 \text{ kN}$$

Maximální podélná reakce:

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

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

Délka mostu: $L = 24,50 \text{ m}$

Poměr přenosu do NK: $\zeta = 0,6$

(Pro bezстыkovou kolej, do konstrukce se přenáší pouze část zatížení)

Síla na jedno ložisko MSÚ od vodorovných sil od dopravy:

$$R_{x,LM71} = Q_{lak} * L / 2 * 1,1 * \alpha * \zeta * \gamma_Q = 33 * 24,50 / 2 * 1,1 * 1,21 * 0,6 * 1,45 = 468,11 \text{ kN}$$

Síla na jedno ložisko MSP od vodorovných sil od dopravy:

$$R_{x,LM71} = Q_{lak} * L / 2 * 1,1 * \alpha * \zeta = 33 * 24,50 / 2 * 1,1 * 1,21 * 0,6 = 322,83 \text{ kN}$$

Odpor proti posunutí od bezстыkové koleje pro bezстыkovou kolej: $k_p = 20 \text{ kN/m}$

Síly od bezстыkové koleje budou v kombinaci uvažovány jako vedlejší zatížení (součinitel $\psi_0 = 0,6$)

Síla na jedno ložisko MSÚ od bezстыkové koleje:

$$R_{x,p} = 0,6 * k_p * L * \psi_0 * \gamma_Q = 0,6 * 20 * 24,50 * 0,6 * 1,5 = 264,6 \text{ kN}$$

Síla na jedno ložisko MSÚ od bezstykové koleje:

$$R_{x,p} = 0,6 * k_p * L * \psi_0 = 0,6 * 20 * 23,4 * 0,6 = 176,4 \text{ kN}$$

Celková síla na jedno ložisko MSÚ:

$$R_{x,max} = R_{x,LM71} + R_{x,p} = 468,11 + 264,6 = \mathbf{732,71 \text{ kN}}$$

Celková síla na jedno ložisko MSP:

$$R_{x,max} = R_{x,LM71} + R_{x,p} = 322,83 + 176,4 = \mathbf{499,23 \text{ kN}}$$

Pro posuvné ložisko bude uvažována síla s uvažáním tření $\mu_{max} = 0,03$ a maximální svislé reakce. O tuto sílu by bylo možné snížit sílu v pevném ložisku.

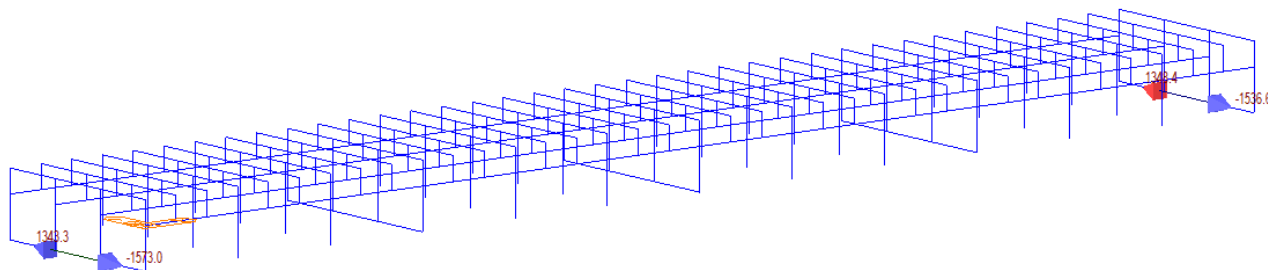
Síla v posuvném ložisku MSÚ:

$$R_{x,pos.lož} = R_{z,max} * \mu_{max} = 3638,74 * 0,03 = 109,2 \text{ kN}$$

Síla v posuvném ložisku MSP:

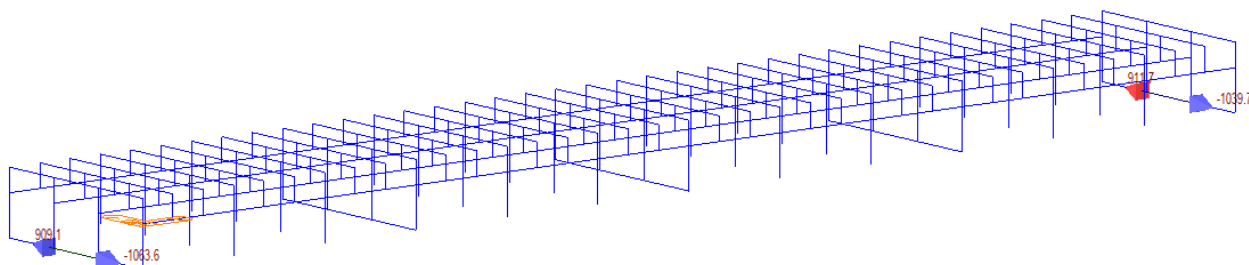
$$R_{x,pos.lož} = R_{z,max} * \mu_{max} = 2623,66 * 0,03 = 78,71 \text{ kN}$$

Maximální příčná reakce reakce MSÚ:



$$R_{y,max} = \mathbf{1573,0 \text{ kN}}$$

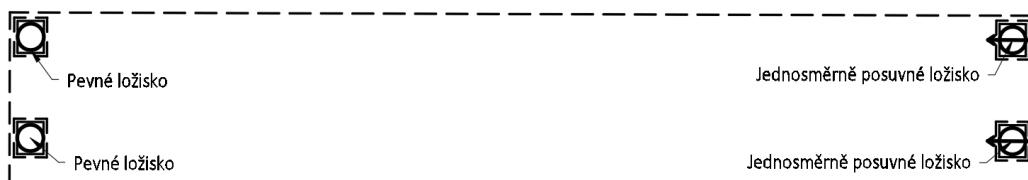
Maximální příčná reakce MSP:



$$R_{y,max} = \mathbf{1063,60 \text{ kN}}$$

POŽADAVKY NA POSUVNÉ LOŽISKO			
Reakce v ložisku			
		Charakteristické	Návrhové
Svislá maximální	V_{\max} [kN]	2700	3800
Svislá minimální	V_{\min} [kN]	1300	1500
Vodorovná podélná	H_l [kN]	-	-
Vodorovná příčná	H_q [kN]	1100	1600
Mezní pohyby			
		+	-
Podélný posun	E_l [mm]	40	40
Příčný posun	E_q [mm]	0	0
Pootočení	φ [mrad]	0	8.12

POŽADAVKY NA PEVNÉ LOŽISKO			
Reakce v ložisku			
		Charakteristické	Návrhové
Svislá maximální	V_{\max} [kN]	2700	3800
Svislá minimální	V_{\min} [kN]	1300	1500
Vodorovná podélná	H_l [kN]	600	800
Vodorovná příčná	H_q [kN]	1100	1600
Mezní pohyby			
		+	-
Podélný posun	E_l [mm]	0	0
Příčný posun	E_q [mm]	0	0
Pootočení	φ [mrad]	0	8.12



6.13 Připojení ložiska k NK

Ložiska budou připojena k nosné konstrukci pomocí šesti šroubů. Šrouby budou navrženy na podélnou a příčnou vodorovnou sílu – tj. na střih a na otláčení. Na tah není nutné šrouby posuzovat, protože nedochází k nadzvedávání ložiska.

Podélná síla = 800 kN

Příčná síla = 1600 kN

Podle předpisů pro kombinace (viz kapitola 5) působí vždy celá podélná a polovina příčné síly nebo obráceně. Výsledná síla pro posouzení šroubů bude spočtena vektorovým součtem těchto sil. Na jeden šroub bude působit šestina této síly (šest šroubů).

$$F_{v,ED} = \sqrt{1600^2 + (800/2)^2} = 1649,24 \text{ kN}$$

$$F_{v,ED} = 1649,24 / 6 = 274,87 \text{ kN}$$

Rozměry klínové desky a přilehlé části dolní pásnice mají rozměr 700x700x30 (pásnice 700x700x25). Osa šroubů bude vzdálena min. 60 mm od okraje klínové desky a pásnice. Ocel konstrukce a klínové desky je S355, šrouby jsou navrženy z oceli 8.8. Je navržen šroub M36.

Zatížení šroubů:

$F_{v,ED}$	=	274.87	kN	Smyková síla působící na šroub
$F_{t,RD}$	=	0	kN	Tahová síla působící na šroub

Materiál:

Šroub:		8.8		
f_{yb}	=	640	MPa	Mez kluzu šroubu
f_{ub}	=	800	MPa	Mez pevnosti šroubu

Základní materiál: S355

f_y	=	355	MPa	Mez kluzu základní oceli
f_u	=	490	MPa	Mez pevnosti základní oceli
γ_{M2}	=	1.25		Součinitel spolehlivosti spojů

Geometrie:

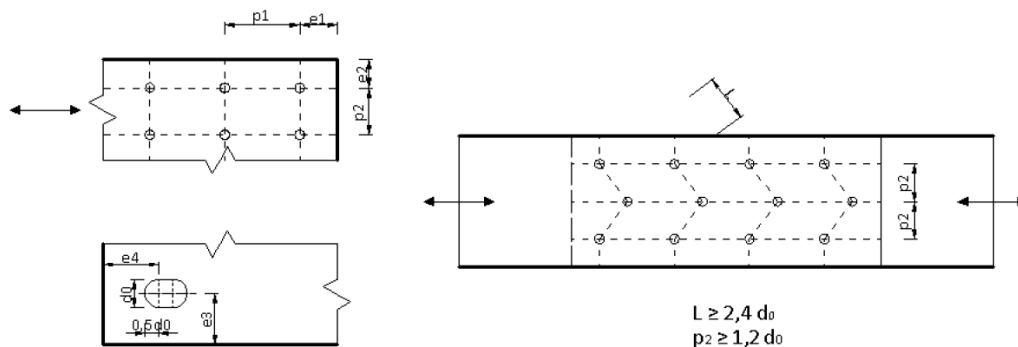
t	=	25	mm	Tloušťka plechu (minimální)
d	=	36	mm	Průměr šroubu
d_0	=	39	mm	Průměr otvoru
A	=	1018	mm ²	Plocha plného dřívku
A_0	=	817	mm ²	Plocha jádra dřívku
n	=	1		Počet střihů

$$d_m = 56 \text{ mm}$$

Menší ze středních průměrů kružnice opsané a vepsané do šestihranu hlavy nebo matice

Rozteče:

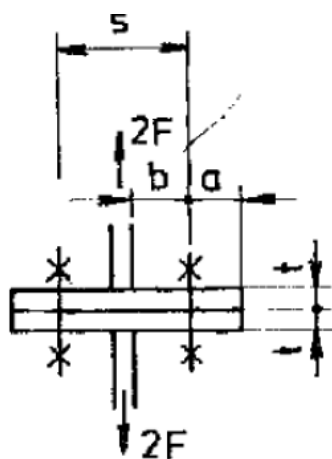
e_1	=	60	mm	>	$e_{1,min}$	=	46.8	mm
e_2	=	60	mm	>	$e_{2,min}$	=	46.8	mm
p_1	=	225	mm	>	$p_{1,min}$	=	85.8	mm
p_2	=	550	mm	>	$p_{2,min}$	=	93.6	mm



Páčení:

$$b = 550 \text{ mm}$$

$$a = 60 \text{ mm}$$



kde d je jmenovitý průměr dřívku šroubu;
 a, b rozměry podle obrázku 19 v mm.

$$t = 25 \text{ mm} < t_e = 98.12 \text{ mm}$$

Páčení nastává

$$V_p = 4.583789$$

Součinitel páčení

$$F_{t, RD+} = 0 \text{ kN}$$

Zvětšená tahová síla

Výpočet únosnosti:

α_d	$= e1/(3*d0) =$	0.51
α_d	$= p1/(3*d0)-1/4 =$	1.67
α_b	$= \min[\alpha_b; fub/fu; 1.0] =$	0.51
$k1$	$= \min[2.8*e2/d0-1.7; 1.4*p2/d0-1.7; 2.50] =$	2.50
$k2$	$=$	0.9

$F_{v, RD}$	$= n * 0.6 * fub * A0 / \gamma M2 =$	313.73 kN	Únosnost šroubu ve střihu
$F_{b, RD}$	$= k1 * \alpha_b * f_u * d * t / \gamma M2 =$	452.31 kN	Únosnost v otlačení
$F_{t, RD}$	$= k2 * fub * A0 / \gamma M2 =$	470.592 kN	Únosnost šroubu v tahu
$B_{p, RD}$	$= 0.6 * \pi * d_m * t * f_u / \gamma M2 =$	1034.46 kN	Únosnost v protlačení

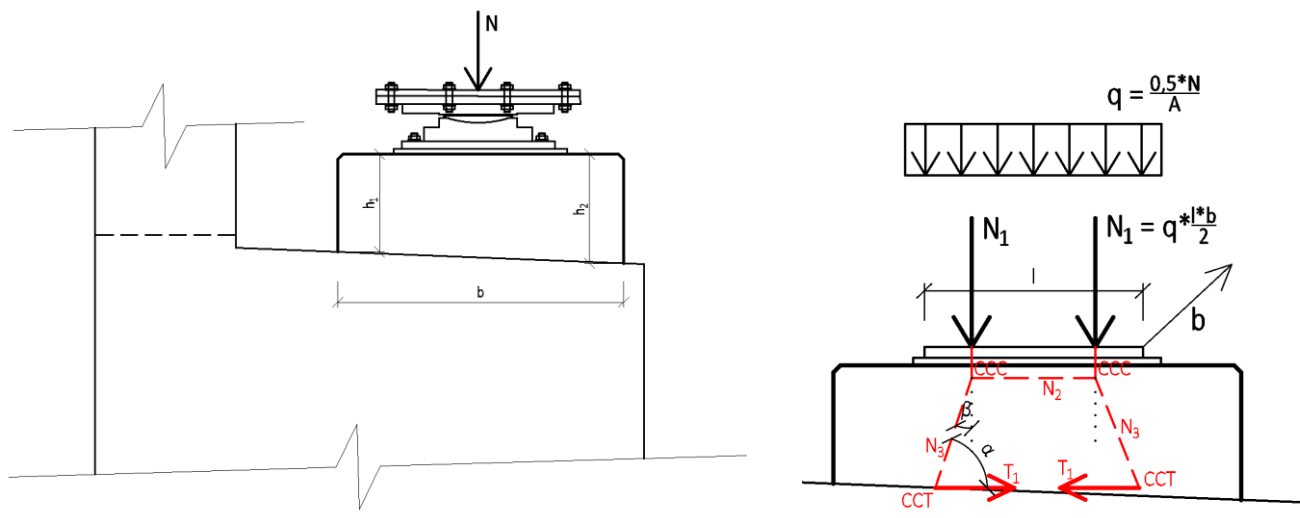
Posouzení:

$F_{v, RD}$	$=$	313.73 kN	$>$	$F_{v, ED}$	$=$	274.87 kN	Ve střihu VYHOVUJE
$F_{b, RD}$	$=$	452.31 kN	$>$	$F_{v, ED}$	$=$	274.87 kN	V otlačení VYHOVUJE
$F_{t, RD}$	$=$	470.59 kN	$>$	$F_{t, RD}$	$=$	0.00 kN	V tahu VYHOVUJE
$B_{p, RD}$	$=$	1034.46 kN	$>$	$F_{t, RD}$	$=$	0.00 kN	V protlačení VYHOVUJE
$F_{v, ED} / F_{v, RD} + F_{t, ED} / (1.4 * F_{t, RD}) =$				0.88	$<$	1.00	Kombinace střihu a tahu VYHOVUJE

6.14 Návrh výztuže podložiskového bloku

Výztuž podložiskových bloků bude navržena na základě svislé a vodorovné reakce z ložiska. Pro svislou a vodorovnou reakci bude použit různý model. Budou navrženy vodorovné třmínky, které zachytí vodorovné (štěpné) síly, a svislé pruty zachycující vodorovnou reakci. Podložiskový blok bude posouzen metodou náhradní příhradové analogie. Výztuž bude posouzena na síly v „táhle“, beton bude posouzen v uzlu „CCC“ a „CCT“ a „CT“. Svislá síla z ložiska bude rozdělena do plochy ložiska a bude vydělena dvěma, protože síla se bude výztuží podložiskového bloku roznášet v obou směrech.

Svislé síly:



N	=	3800 kN
h	=	330 mm
l = b	=	680 mm
α	=	70 °
β	=	20 °

Síla působící na ložisko
Minimální výška podložiskového bloku
Roznášecí plocha ložiska
Úhel náhradní příhradové soustavy
Úhel náhradní příhradové soustavy

$$q = (0,5 \cdot N) / A = (0,5 \cdot 3600) / (0,68^2) = 3892,73 \text{ kN/m}$$

Tlak na podložiskový blok v jednom směru

$$N_1 = q \cdot (l/2) = 3892,73 \cdot (0,68^2/2) = 900 \text{ kN}$$

Síla na jeden vstupní uzel CCC

$$N_{3,z} = N_3 \cdot \cos \beta$$

$$N_{3,z} = N_1 = 900 \text{ kN}$$

$$N_3 = N_1 / \cos \beta = 900 / (\cos 20^\circ) = \mathbf{957,80 \text{ kN}}$$

Síla ve vzpěře N_3

$$N_{3,x} = N_3 \cdot \sin \beta = 957,80 \cdot (\sin 20^\circ) = 327,57 \text{ kN}$$

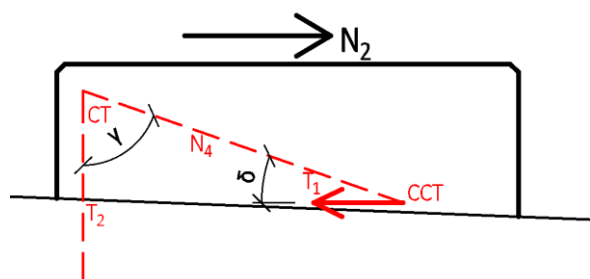
Síla ve vzpěře N_2

$$N_2 = N_{3,x} = 327,57 \text{ kN}$$

$$T_{1,a} = N_{3,x} = \mathbf{327,57 \text{ kN}}$$

Síla v táhle T_1 od svislých sil

Vodorovné síly:



N_2	=	1600 kN	Síla působící na ložisko
h	=	330 mm	Minimální výška podložiskového bloku
$l = b$	=	680 mm	Roznášecí plocha ložiska
γ	=	71°	Úhel náhradní příhradové soustavy
δ	=	19°	Úhel náhradní příhradové soustavy

N_4	=	$N_2 / \sin \gamma = 1600 / \sin 71 = 1692,19$ kN	Síla ve vzpěře N_4
T_2	=	$N_4 * \cos \gamma = 1692,19 * \cos 71 = 550,92$ kN	Síla v táhle T_2
$T_{1,b}$	=	$N_2 = 1600$ kN	Síla v táhle T_1 od vodorovné síly

Celkové síly v táhlech:

$$T_1 = T_{1,a} + T_{1,b} = 327,57 + 1600 = 1927,57 \text{ kN} \quad \text{Celková síla v táhle } T_1$$

Návrh a posouzení vodorovných třmínků:

Budou použity čtyřstržné třmínky $\phi 20$ mm. Bude uvažováno napětí ve třmínku $f_{yd} = 434,783$ MPa

R_1	=	$4 * (\pi * \phi^2 / 4) * \sigma_{tr} = 4 * (\pi * 0,020^2 / 4) * 434783$ N = 546,4 kN	Únosnost jednoho čtyřstržného třmínku
n	=	$T_1 / R_1 = 1868,61 / 546,4 = 3,41$ ks	Potřebný počet třmínků
	=	4,0 ks	Navržený počet kusů
R	=	$n * R_1 = 4 * 546,4 = 2185,60$ kN	Celková únosnost

$$R = 2185,6 \text{ kN} > T_1 = 1927,57 \text{ kN}$$

Navržená výztuž VYHOVUJE

Svislé výztuže:

Bude posouzen nutný počet $\phi 20$ mm. Bude uvažováno napětí ve výztuži $f_{yd} = 434,783$ MPa

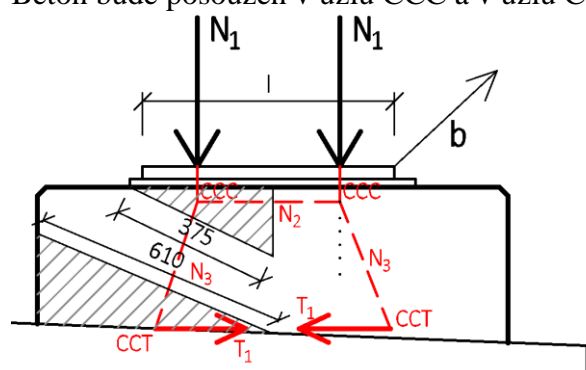
R_1	=	$(\pi * \phi^2 / 4) * \sigma_{tr} = (\pi * 0,020^2 / 4) * 434783$ N = 136,6 kN	Únosnost jednoho prutu výztuže
n	=	$T_2 / R_1 = 550,92 / 136,6 = 4,23$ ks	Potřebný počet třmínků
	=	5,0 ks	Navržený počet kusů
R	=	$n * R_1 = 5 * 136,6 = 683,0$ kN	Celková únosnost

$$R = 683,0 \text{ kN} > T_2 = 550,92 \text{ kN}$$

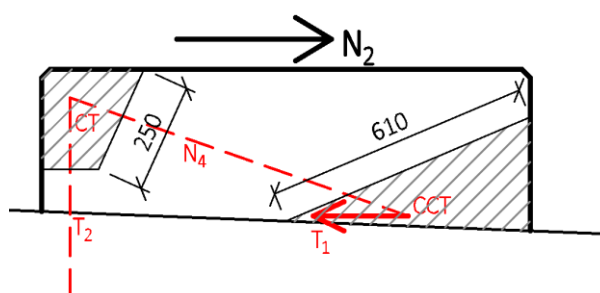
Navržená výztuž VYHOVUJE

Posouzení tlačného betonu:

Beton bude posouzen v uzlu CCC a v uzlu CCT a CT.



$$v' = 1 - f_{ck} / 250 = 1 - 30 / 250 = 0,88$$



Součinitel únosnosti tlačného betonu

Uzel CCC:

$$f_c^{\max} = 1,0 \cdot v' \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot 0,88 \cdot 17,0 = 13,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = N_3/A = 957,80/(0,68 \cdot 0,375) = 3756,08 \text{ kPa}$$

$$f_c^{\max} = 13,60 \text{ MPa} > \sigma_c = 3,76 \text{ MPa}$$

Uvažovaná únosnost uzlu
Maximální napětí v uzlu
VYHOVUJE

Uzel CCT:

$$f_c^{\max} = 0,85 \cdot v' \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot 0,88 \cdot 17,0 = 12,716 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = (N_3 + N_4)/A = (957,80 + 1692,19)/(0,68 \cdot 0,610) = 6388,59 \text{ kPa}$$

$$f_c^{\max} = 12,716 \text{ MPa} > \sigma_c = 6,39 \text{ MPa}$$

Uvažovaná únosnost uzlu
Maximální napětí v uzlu
VYHOVUJE

Uzel CT:

$$f_c^{\max} = 0,85 \cdot v' \cdot f_{cd} = 1,0 \cdot 0,88 \cdot 17,0 = 12,716 \text{ MPa}$$

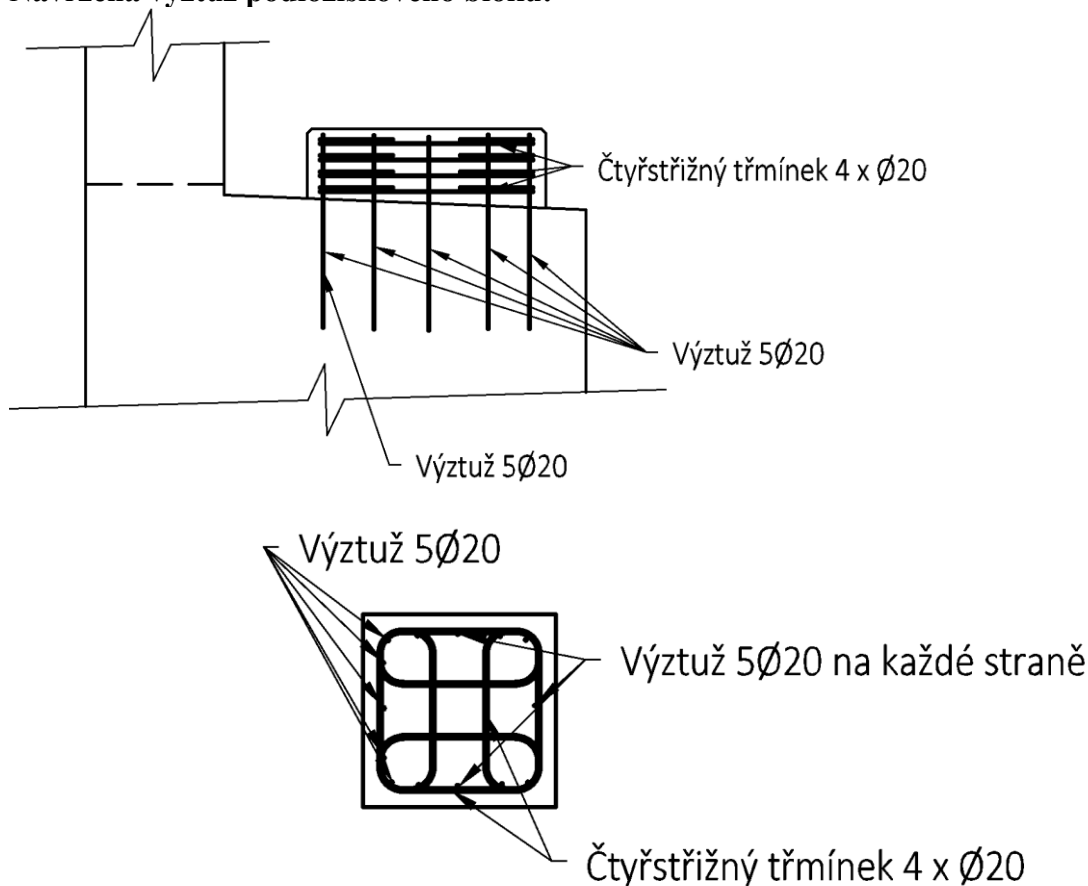
$$\sigma_c = N_4/A = 1692,19/(0,68 \cdot 0,250) = 9954,06 \text{ kPa}$$

$$f_c^{\max} = 12,716 \text{ MPa} > \sigma_c = 9,95 \text{ MPa}$$

Uvažovaná únosnost uzlu
Maximální napětí v uzlu
VYHOVUJE

Vzpěry není třeba posuzovat, protože uzly vyhovují a vzpěry budou vyztuženy ortogonální výztuží pro zachycení příčných tahů.

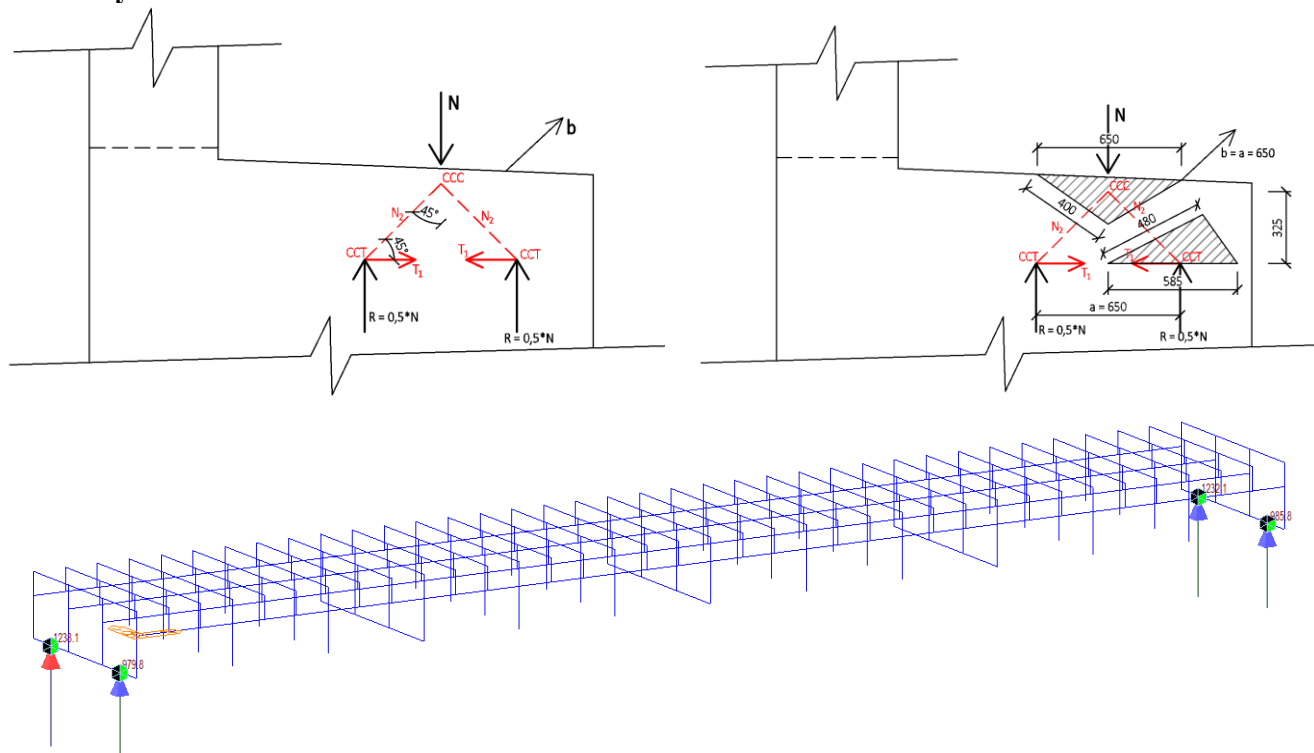
Navržená výztuž podložiskového bloku:



6.15 Posouzení štěpných sil při zvedání mostu z ložisek

Síla působící na úložný práh při zvedání mostu z ložiska bude stejná jako reakce od kvazistálé kombinace. Na základě modelu náhradní příhradové analogie bude navržena potřebná výtuž úložného prahu. Výtuž bude posouzena na síly v „táhle“, beton bude posouzen v uzlu „CCC“ a „CCT“.

Svislé síly:



$$\begin{aligned} N &= 1238,10 \text{ kN} \\ \alpha &= 45^\circ \\ \beta &= 45^\circ \end{aligned}$$

Síla působící na ložisko
Úhel náhradní příhradové soustavy
Úhel náhradní příhradové soustavy

$$\begin{aligned} N_{2,z} &= N \cdot \cos \beta \\ N_{2,z} &= N/2 = 1238,10/2 = 619,05 \text{ kN} \\ N_2 &= N_{2,z}/\cos \beta = 619,05/(\cos 45^\circ) = \mathbf{875,47 \text{ kN}} \\ N_{2,x} &= N_2 \cdot \sin \beta = 875,47 \cdot (\sin 45^\circ) = 619,05 \text{ kN} \\ R &= N_{2,z} = 619,05 \text{ kN} \\ T &= N_{2,x} = \mathbf{619,05 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Síla ve vzpěře N_2

Reakce

Síla v táhle T_1 od svislých sil

Návrh a posouzení vodorovných třmínků:

Budou použity pruty $\phi 12$ mm. Bude uvažováno napětí ve třmínku $f_{yd} = 434,783$ MPa

$$\begin{aligned} R_1 &= (\pi \cdot \phi^2/4) \cdot \sigma_{tr} = (\pi \cdot 0,012^2/4) \cdot 434783 \text{ N} = 49,18 \text{ kN} \\ n &= T_1/R_1 = 619,05/49,18 = 12,6 \text{ ks} \\ &= 15 \text{ ks} \\ R &= n \cdot R_1 = 15 \cdot 49,18 = 737,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Únosnost jednoho prutu
Potřebný počet třmínků
Navržený počet kusů
Celková únosnost

$$R = 737,7 \text{ kN} > T_1 = 619,05 \text{ kN}$$

Navržená výtuž **VYHOVUJE**

Navržená výtuž bude rozdělena do čtyř řad po výšce.

Posouzení tlačného betonu:

Beton bude posouzen v uzlu CCC a v uzlu CCT.

$$v' = 1 - f_{ck}/250 = 1 - 30/250 = 0,88$$

Součinitel únosnosti tlačného betonu

Uzel CCC:

$$f_c^{\max} = 1,0 * v' * f_{cd} = 1,0 * 0,88 * 17,0 = 13,60 \text{ MPa}$$

Uvažovaná únosnost uzlu

$$\sigma_c = N_2/A = 875,47/(0,65 * 0,40) = 3367,19 \text{ kPa}$$

Maximální napětí v uzlu

$$f_c^{\max} = 13,60 \text{ MPa} > \sigma_c = 3,37 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

Uzel CCT:

$$f_c^{\max} = 0,85 * v' * f_{cd} = 1,0 * 0,88 * 17,0 = 12,716 \text{ MPa}$$

Uvažovaná únosnost uzlu

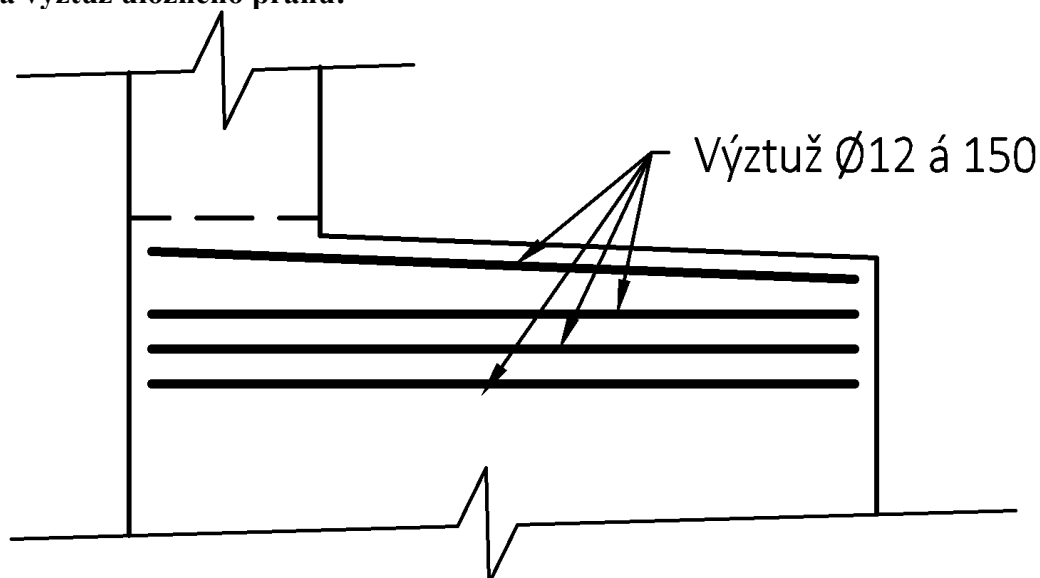
$$\sigma_c = N_2/A = 875,47/(0,65 * 0,480) = 2805,99 \text{ kPa}$$

Maximální napětí v uzlu

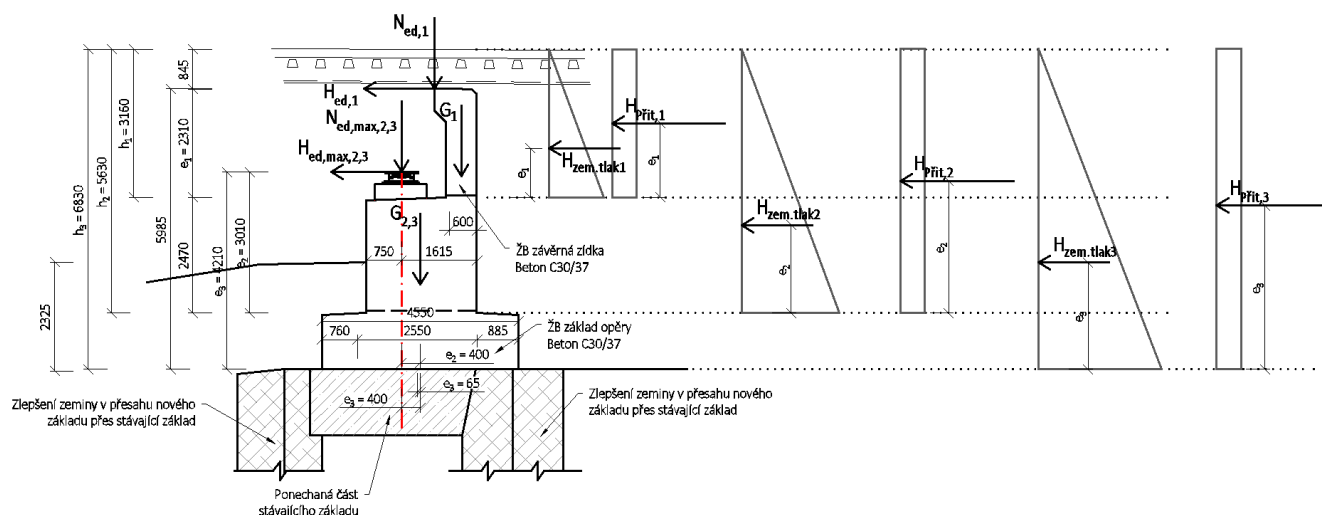
$$f_c^{\max} = 12,716 \text{ MPa} > \sigma_c = 2805,99 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

Vzpěry není třeba posuzovat, protože uzly vyhovují a vzpěry budou vyztuženy ortogonální výztuží pro zachycení příčných tahů.

Navržená výztuž úložného prahu:

6.16 Posouzení spodní stavby



Na obrázku jsou uvedeny síly působící na spodní stavbu. Síly a ramena s indexy 1 jsou vztaženy k závěrné zídce, indexy 2 k pracovní spáře mezi dříkem a základem a indexy 3 k základové spáře.

Síly od nosné konstrukce mostu působící na spodní stavbu jsou odečteny z modelu v Midasu v charakteristických hodnotách. Posouzení opěry bude provedeno v programu Geo5 – Opěra. Součinitele zatížení jsou doplněny v programu Geo 5.

Zásyp přechodové oblasti je uvažován kvalitní šterkodrtí:

$$\gamma_z = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\delta = 20^\circ$$

$$K_0 = 0,2$$

Objemová hmotnost zeminy

Úhel vnitřního tření zeminy

Tření mezi konstrukcí a zemínou

Součinitel zemního tlaku v klidu

Zatížení opěry od nosné konstrukce mostu a od dopravy:

$$H_{\text{přit}} = 250 \cdot 1,21 \cdot 4/6,4 = 189,063 \text{ kN}$$

$$H_{\text{přit}} = 189,063 / b = 189,063 / 5,14 = 36,78 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{ed,G}} = 2116,2 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ed,G}} = 2116,2 / b = 2116,2 / 5,14 = 411,71 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{ed,Q}} = 2352,3 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ed,Q}} = 2352,3 / b = 2352,3 / 5,14 = 457,65 \text{ kN/m}$$

$$H_{\text{ed,Q}} = 732,71 \text{ kN}$$

$$H_{\text{ed,Q}} = 732,71 / b = 732,71 / 5,14 = 142,55 \text{ kN/m}$$

Přetížení za opěrou od dopravy bez dynamického součinitele

Přetížení za opěrou roznesené na celou šířku opěry

Svislé stálé zatížení od konstrukce mostu

Svislé stálé zat. roznesené na šířku opěry

Svislé proměnné zatížení od mostu

Svislé proměnné zatížení roznesené na šířku opěry

Vodorovné proměnné zatížení od mostu (redukční součinitel 0,6 pro bezстыkovou kolej)

Vodorovné zatížení roznesené na šířku opěry (redukční součinitel 0,6 pro bezстыkovou kolej)

Zatížení závěrné zídky od dopravy:

$$N_{ed,1} = 250 \cdot 1,21 = 302,5 \text{ kN}$$

$$N_{ed,1} = 302,5 / b = 302,50 / 5,14 = 58,85 \text{ kN/m}$$

$$H_{ed,Q} = 732,3 / 0,6 \cdot 0,30 = 366,15 \text{ kN}$$

$$H_{ed,Q} = 366,15 / b = 366,15 / 5,14 = 71,24 \text{ kN/m}$$

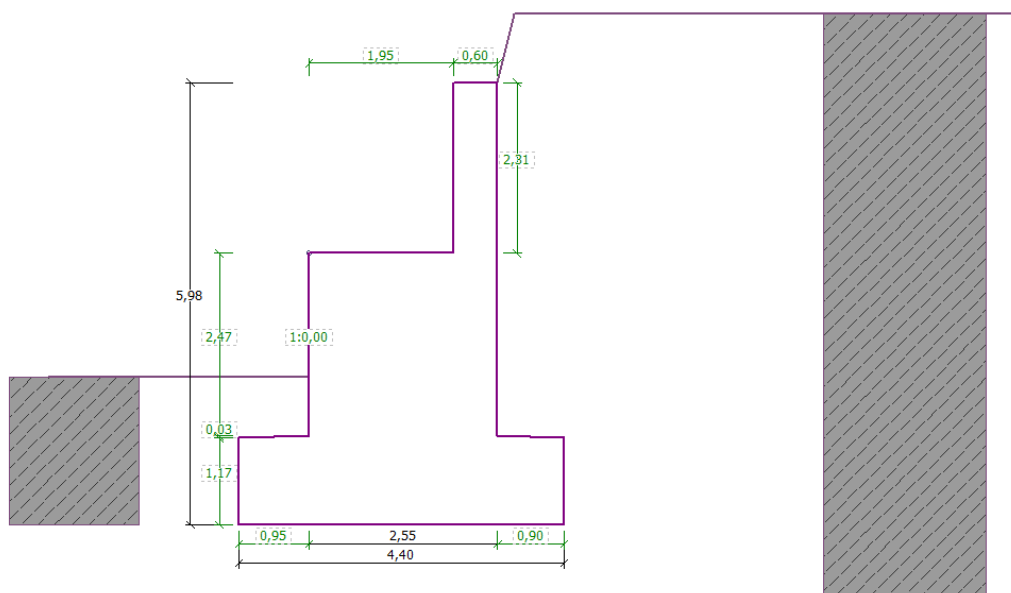
Náprava přímo nad závěrnou zídkou

Svislé zat. roznesené na šířku opěry

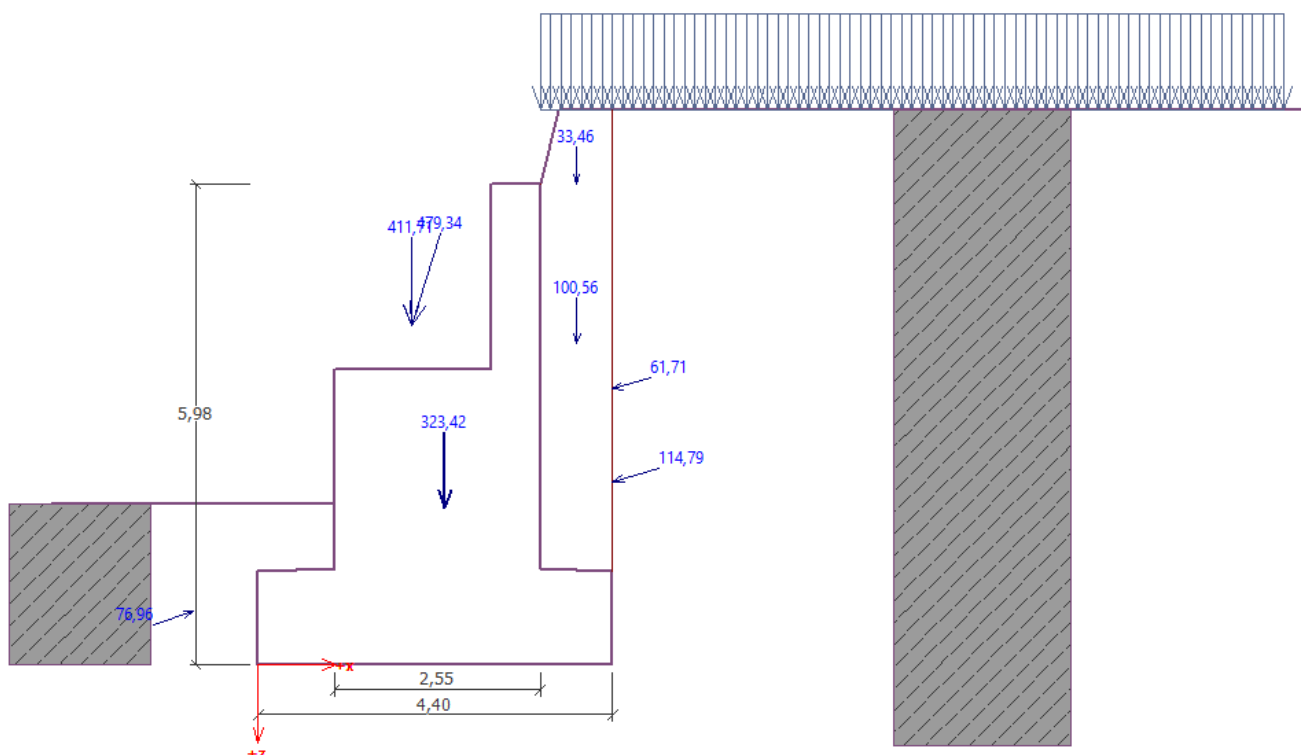
Vodorovné proměnné zatížení od brždění
(redukční součinitel 0,3)

Vodorovné zatížení roznesené na šířku
opěry (redukční součinitel 0,3)

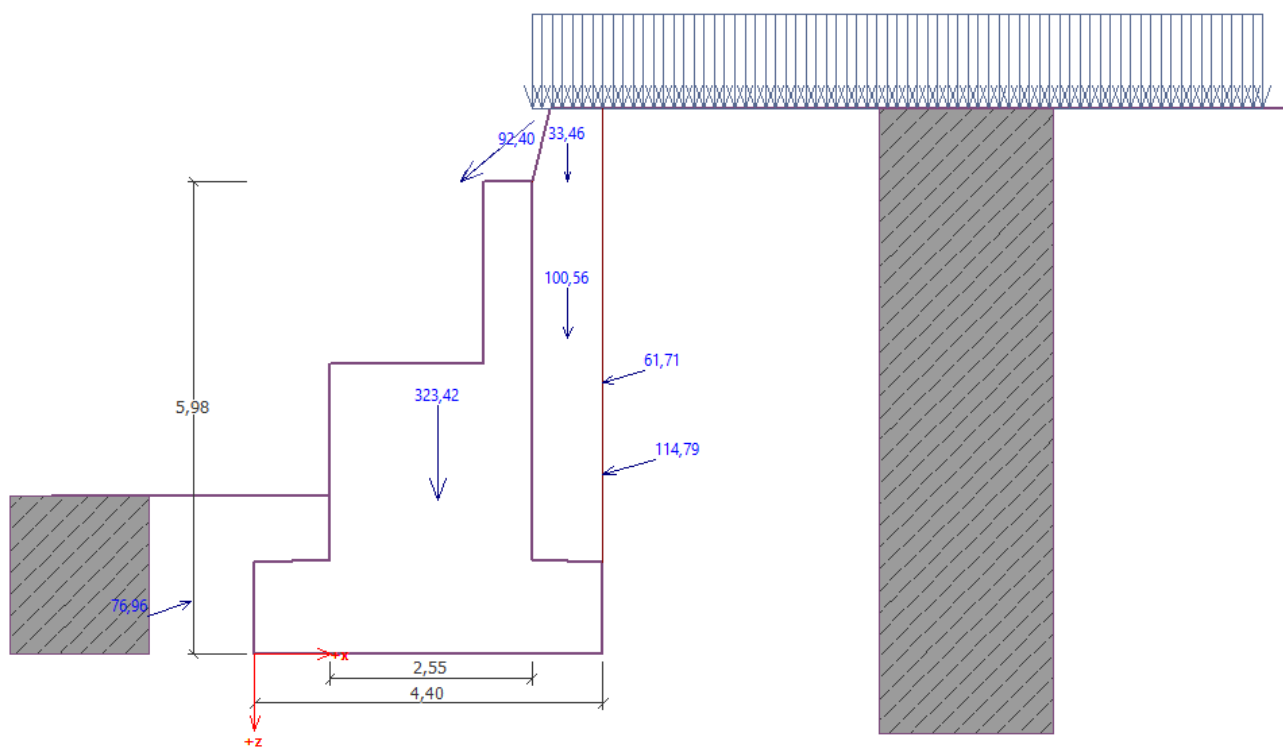
6.16.1 Geometrie a zatížení opěry



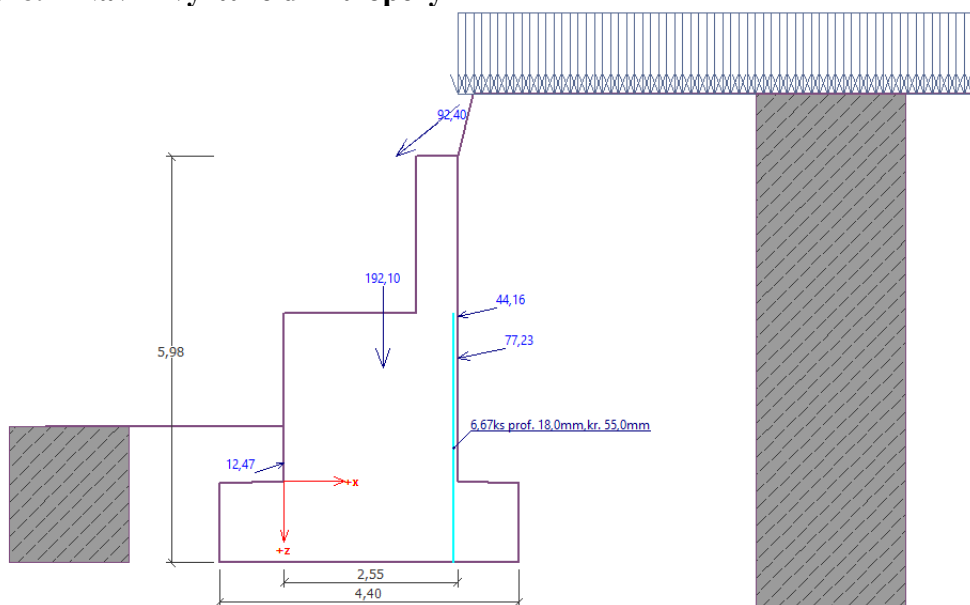
• Zatížení od NK mostu:



- Zatížení závěrné zidky:



6.16.2 Návrh výztuže dříku opěry



Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.

Vyztužení

6,67 ks profil 18,0 mm, krytí 55,0 mm

Vnitřní síly : $M = 702,39 \text{ kNm/m}$; $N = 307,49 \text{ kN/m}$; $V = 251,79 \text{ kN/m}$

Výška průřezu $h = 2,55 \text{ m}$

Číslo	Síla	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Působíště		Vedl. zatíž.
				x [m]	z [m]	
1	Tíh.- zed'	0,00	192,10	1,45	-1,67	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Odpor na líci	11,82	-3,99	0,00	-0,27	<input type="checkbox"/>
3	Zvýšený aktivní tlak	-75,55	16,03	2,55	-1,81	<input type="checkbox"/>
4	Vlak	-43,20	9,18	2,55	-2,43	<input type="checkbox"/>
5	Reakce mostu	0,00	0,00	0,00	-2,47	<input type="checkbox"/>
6	Reakce přech.desky	0,00	0,00	2,55	-4,78	<input type="checkbox"/>
7	Most_Proměnné	-71,24	58,85	1,65	-4,78	<input type="checkbox"/>

— Místo dimenzace

Dřík zdi Hloubka: [m]

☒ Vyztužení - železobeton

Krytí: [mm] Počet vlož.: [ks]

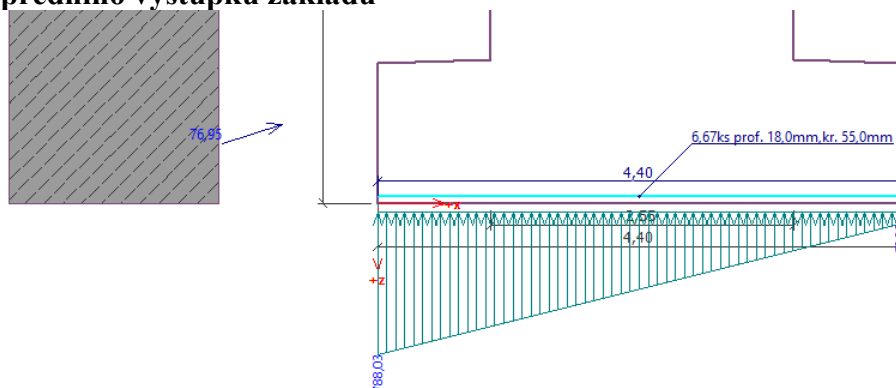
Šířka průř.: [m] Profil vlož.: [mm]

— Dimenzace

SMYK: **VYHOVUJE** (41,1%)

OHYB + TLAK: **VYHOVUJE** (18,4%)

6.16.3 Návrh předního výstupku základu



Číslo	Síla	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Působíště		Vedl. zatíž.
				x [m]	z [m]	
1	Tíh.- zed'	0,00	323,41	2,32	-1,94	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Odpor na líci	73,12	-23,96	-0,81	-0,66	<input type="checkbox"/>
3	Tíh.- zemní klín	0,00	100,56	3,96	-3,99	<input type="checkbox"/>
4	Zvýšený aktivní tlak	-110,28	31,84	4,40	-2,28	<input type="checkbox"/>
5	Vlak	-59,03	18,00	4,40	-3,43	<input type="checkbox"/>
6	Vlak	0,00	33,46	3,95	-5,98	<input type="checkbox"/>
7	Reakce mostu	0,00	0,00	0,95	-3,67	<input type="checkbox"/>
8	Reakce přech.desky	0,00	0,00	3,50	-5,98	<input type="checkbox"/>
9	Most_Stale	0,00	411,71	1,90	-4,22	<input type="checkbox"/>
10	Most_Proměnné	-142,55	457,65	1,90	-4,22	<input type="checkbox"/>

— Místo dimenzace

Přední výstupek Hloubka: [m]

☒ Vyztužení - železobeton

Krytí: [mm] Počet vlož.: [ks]

Šířka průř.: [m] Profil vlož.: [mm]

Nutná plocha výztuže : 1476,8 mm²

Zadaná plocha výztuže : 1697,3 mm²

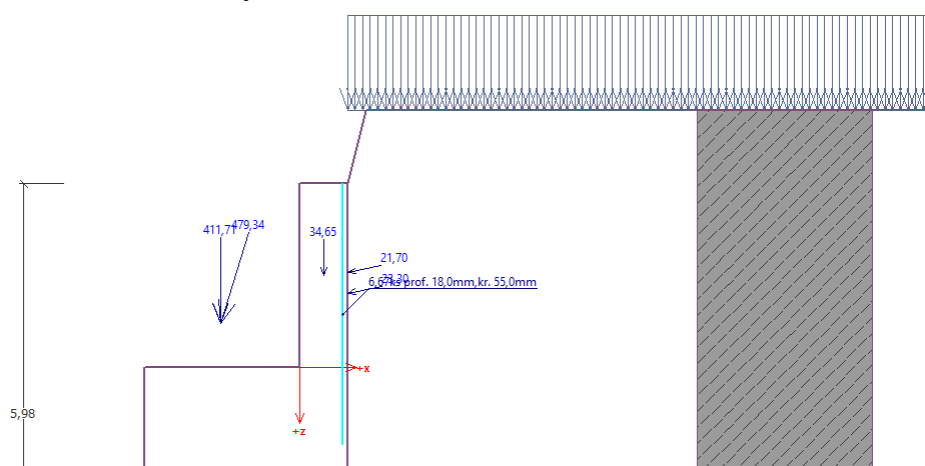
— Dimenzace

SMYK: **Výztuž nutná**

OHYB: **VYHOVUJE** (40,6%)

KONSTR. ZÁSADY: **VYHOVUJE** (87,0%)

6.16.4 Návrh výztuže závěrné zídky



Dimenzace závěrné zídky - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.

Vyztužení

6,67 ks profil 18,0 mm, krytí 55,0 mm

Vnitřní síly : $M = 348,82 \text{ kNm/m}$; $N = 132,62 \text{ kN/m}$; $V = 162,72 \text{ kN/m}$

Výška průřezu $h = 0,60 \text{ m}$

Dimenzace závěrné zídky - výsledky:

Stupeň vyztužení $\rho = 0,28 \% > 0,13 \% = \rho_{\min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,10 \text{ m}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 204,51 \text{ kN/m} > 162,72 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 162,85 \text{ kN/m} > 132,62 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 428,33 \text{ kNm/m} > 348,82 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Číslo	Síla	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Působíště		Vedl. zatíž.
				x [m]	z [m]	
1	Tíh.- zed'	0,00	34,65	0,30	-1,15	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Zvýšený aktivní tlak	-22,79	4,84	0,60	-0,93	<input type="checkbox"/>
3	Vlak	-21,23	4,52	0,60	-1,19	<input type="checkbox"/>
4	Reakce přech.desky	0,00	0,00	0,60	-2,31	<input type="checkbox"/>
5	Most_Proměnné	-71,24	58,85	-0,30	-2,31	<input type="checkbox"/>

— Místo dimenzace

Závěrná zídka Hloubka: 0,10 [m]

☒ Vyztužení - železobeton

Krytí: 55,0 [mm] Počet vlož.: 6,67 [ks]

Šířka průř.: 1,00 [m] Profil vlož.: 18,0 [mm]

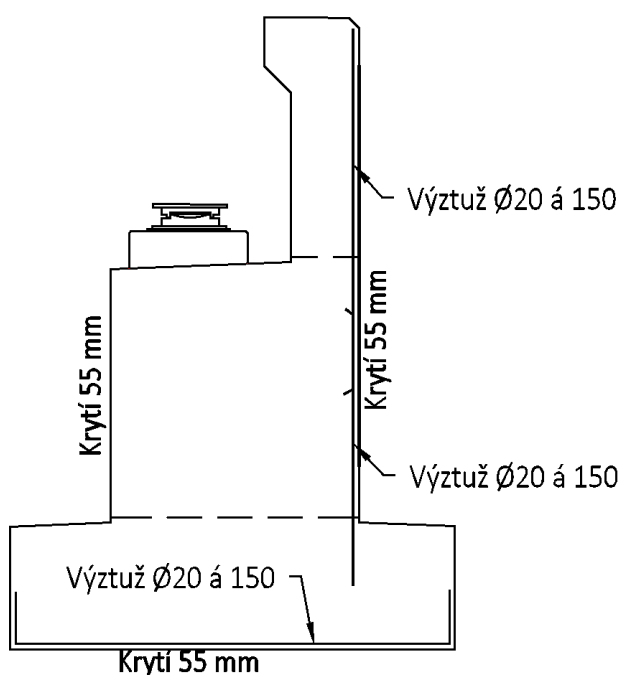
— Dimenzace

SMYK: VYHOVUJE (79,6%)

OHYB + TLAK: VYHOVUJE (81,4%)

KONSTR. ZÁSADY: VYHOVUJE (46,0%)

Líc závěrné zídky bude vyztužen pouze konstrukční výztuží dle konstrukčních zásad, protože záporný ohybový moment zde nevzniká, případně nabývá velmi nízkých hodnot.

6.16.5 Schéma vyztužení opěry


Podélná rozdělovací výztuž v dříku a v základu bude $\Phi 12$ á 300.

Podélná rozdělovací výztuž v závěrné zídce bude $\Phi 12$ á 150.

Podélná výztuž v úložném prahu bude $\Phi 18$ á 150.

7 Posouzení mostu – Únava

Bude použit součinitel spolehlivosti materiálu $\gamma_M = 1,15$.

7.1 Posouzení hlavního nosníku na únavu

Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

$\Delta\sigma_c = 140 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 4 – Stříhaný nebo strojně řezaný materiál s následnou úpravou, všechny nerovnosti a otrepy se odstraní)

$\lambda_1 = 0,66$

Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, standartní kolejová doprava)

$\lambda_2 = 1,15$

Součinitel objemu dopravy (Doprava $50 * 10^6 \text{ t/kolej}$)

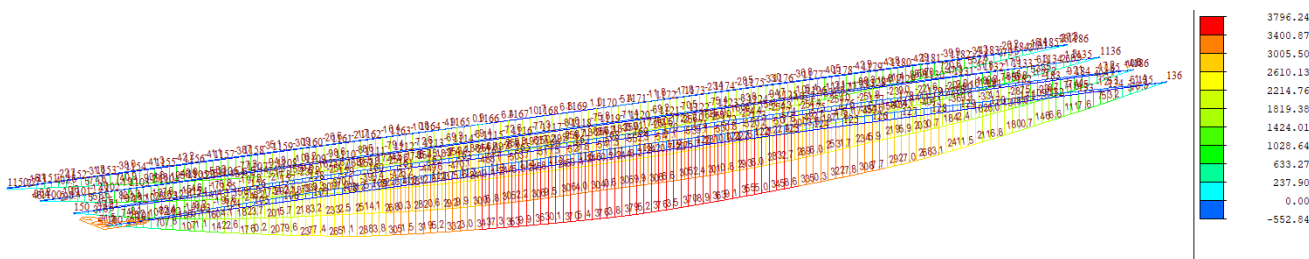
$\lambda_3 = 1,00$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$\lambda_4 = 1,00$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,759 < \lambda_{\max} = 1,40$



$M_{\max, L/2} = 3796,24 \text{ kNm}$

$M_{\min, L/2} = -552,84 \text{ kNm}$

$\Delta M_{P, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |3796,24 - (-552,84)| = 4349,08 \text{ kNm}$ Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 4349,08 * 0,759 = 3300,952 \text{ kNm}$

7.1.1 Posouzení uprostřed rozpětí

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb, zatížení dopravou působí vždy jako krátkodobé.

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:								
Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h				=	1460	mm	
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	650	650	60	30	39000	1170000	11700000	35100000
Stojna, část 1	20	20	1360	740	27200	20128000	4.19E+09	14894720000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	500	500	40	1440	20000	28800000	2666667	41472000000

Betonová část:								
Spřažená deska	1215	190.929	300	1610	57278.6	92218500	4.3E+08	1.48472E+11

A_a	=	86200 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	581 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	3.1E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
A_i	=	143479 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	992 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	6.8E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

Celkový průřez, krátkodobé účinky:

$M_{y,1}$	=	3300.952 kNm	Moment působící na celý průřez, krátkodobé účinky
N_1	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

NAPĚTÍ - Krátkodobě:
Ocelová část:

z_1	=	-581 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	879 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

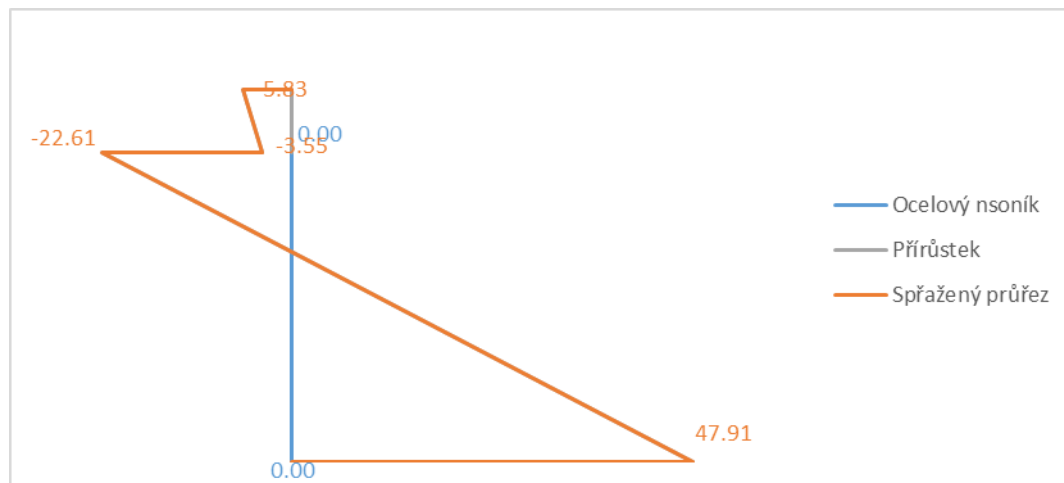
Přírůstek na celkovém průřezu:

z_1	=	-992 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	468 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z_3	=	768 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky

σ_1	=	47.91 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-22.61 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-3.55 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-5.83 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ_1	=	47.91 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-22.61 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-3.55 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-5.83 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



$$\Delta\sigma_s = 47,91 \text{ MPa} < \Delta\sigma_s = 140 / \gamma_M = 140 / 1,15 = 121,74 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{47,91}{121,74} = 0,393 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.2 Posouzení krčního svaru hlavního nosníku na únavu – napětí ve svaru

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 8 – průběžné koutové svary přenášející smykový tok)

$$\lambda_1 = 0,66$$

Součinitel poškození od dopravy (L = 25 m, standartní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava $50 \cdot 10^6 \text{ t/kolej}$)

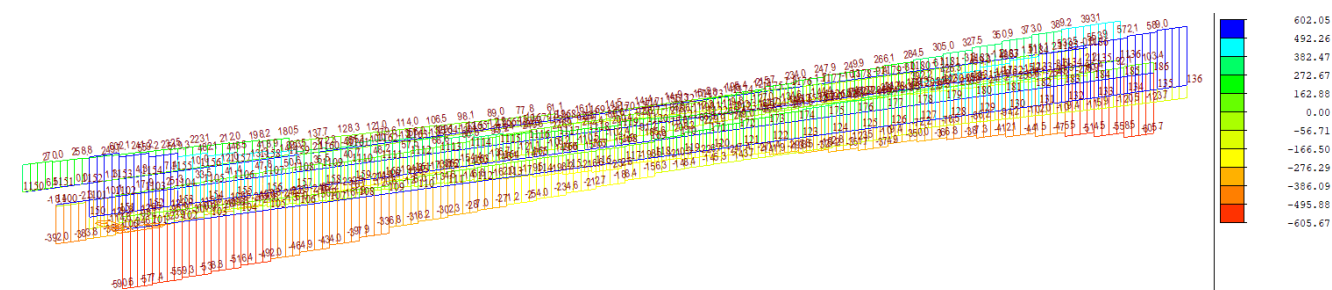
$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_4 = 1,00$$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0,65 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,759 < \lambda_{\max} = 1,40$$



$$V_{\max} = 602,1 \text{ kN}$$

$$V_{\min} = -114,8 \text{ kN}$$

$$\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |602,1 - (-114,8)| = 716,9 \text{ kNm}$$

Rozptyl posouvající síly

$$\Delta V_{E2, L/2} = \Delta V_P \cdot \lambda = 716,90 \cdot 0,759 = 544,127 \text{ kNm}$$

Ved	=	544.127	kN	Působící posouvající síla
β_w	=	1		Součinitel korelace
γ_M	=	1.15		Součinitel spolehlivosti svarových spojů
f_u	=	80	MPa	Mez pevnosti oceli
τ_{RD}	=	69.57	Mpa	Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$	=	6.835E+10	mm ⁴	Moment setrvačnosti spráženého ideálního průřezu
-----------	---	-----------	-----------------	--

Dolní pásnice:

a	=	8	mm	Účinná výška svaru
S_d	=	3.751E+07	mm ³	Statický moment dolní pásnice
τ_{II}	=	18.666	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} \cdot \tau_{II}$	=	32.33	<	τ_{RD}	=	69.57	Mpa
Využití:		0.46	<	1.00		VYHOVUJE	

Horní pásnice:

a	=	8	mm	Účinná výška svaru
S_h	=	4.437E+07	mm ³	Statický moment horní pásnice
τ_{II}	=	22.076	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} \cdot \tau_{II}$	=	38.24	<	τ_{RD}	=	69.57	Mpa
Využití:		0.55	<	1.00		VYHOVUJE	

7.3 Posouzení tupého svaru hlavního nosníku na únavu

Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

$\Delta\sigma_c = 90 \text{ MPa}$

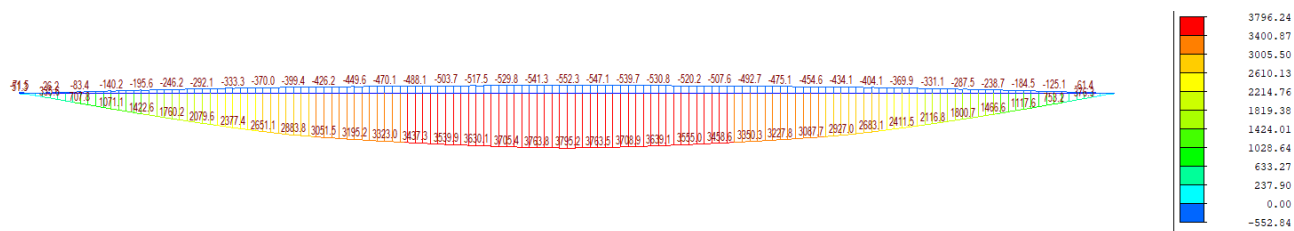
Únavová pevnost (detail 5-8 – Převýšení svaru není větší než 10 % šířky svaru při hladkém přechodu svaru do roviny základního materiálu)

$\Delta\sigma_c = 90 \cdot (25/t)^{0,2} = 90 \cdot (25/60)^{0,2} = 75,54 \text{ MPa}$ Pevnost redukována podle tloušťky materiálu

λ_1	=	0,66	Součinitel poškození od dopravy (L = 25 m, standartní kolejová doprava)
λ_2	=	1,15	Součinitel objemu dopravy (Doprava $50 \cdot 10^6 \text{ t/kolej}$)
λ_3	=	1,00	Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)
λ_4	=	1,00	Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0,66 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = \mathbf{0,759} < \lambda_{\max} = 1,40$$

Tupý svar hlavního nosníku bude umístěn v 1/3 délky rozpětí.



$$M_{\max, L/2} = 3323,0 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, L/2} = -470,1 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |3323,0 - (-470,1)| = 3793,1 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 3793,1 * 0,759 = \mathbf{2878,963 \text{ kNm}}$$

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb, zatížení dopravou působí vždy jako krátkodobé.

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h					=	1460	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	650	650	60	30	39000	1170000	11700000	35100000
Stojna, část 1	20	20	1360	740	27200	20128000	4.19E+09	14894720000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	500	500	40	1440	20000	28800000	2666667	41472000000

Betonová část:

Spřažená deska	1215	190.929	300	1610	57278.6	92218500	4.3E+08	1.48472E+11

$$A_a = 86200 \text{ mm}^2 \quad \text{Plocha ocelového průřezu}$$

$$C_{g,a} = 581 \text{ mm} \quad \text{Těžiště ocelového průřezu}$$

$$I_{y,a} = 3.1E+10 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti ocelového průřezu}$$

$$A_i = 143479 \text{ mm}^2 \quad \text{Plocha spřaženého ideálního průřezu}$$

$$C_{g,i} = 992 \text{ mm} \quad \text{Těžiště spřaženého ideálního průřezu}$$

$$I_{y,i} = 6.8E+10 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu}$$

Celkový průřez, krátkodobé účinky:

$$M_{y,1} = 2878.96 \text{ kNm} \quad \text{Moment působící na celý průřez, krátkodobé účinky}$$

$$N_1 = 0 \text{ kN} \quad \text{Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez}$$

NAPĚTÍ - Krátkodobě:
Ocelová část:

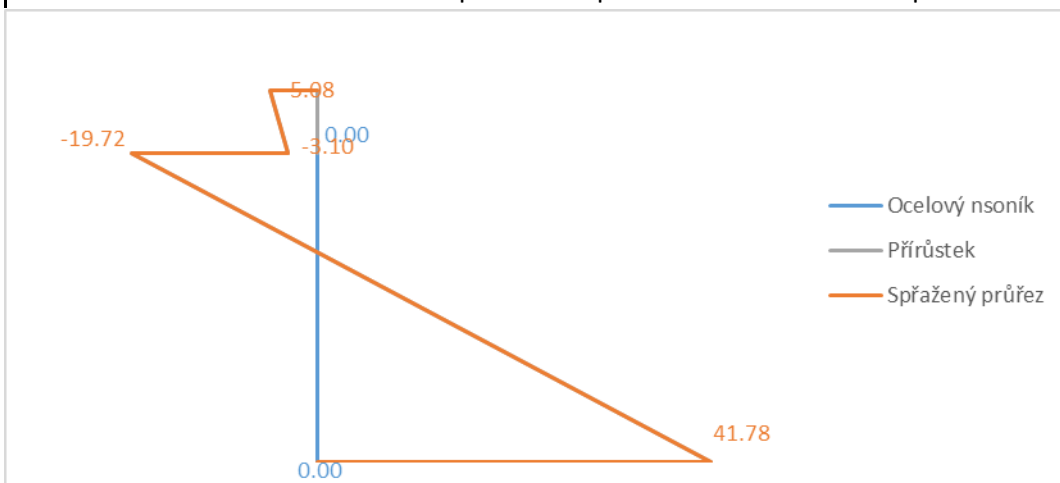
z1	=	-581 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	879 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ1	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

Přírůstek na celkovém průřezu:

z1	=	-992 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	468 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z3	=	768 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky
σ1	=	41.78 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	-19.72 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
σ2.2	=	-3.10 MPa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-5.08 MPa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ1	=	41.78 MPa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
σ2.1	=	-19.72 MPa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
σ2.2	=	-3.10 MPa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ3	=	-5.08 MPa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

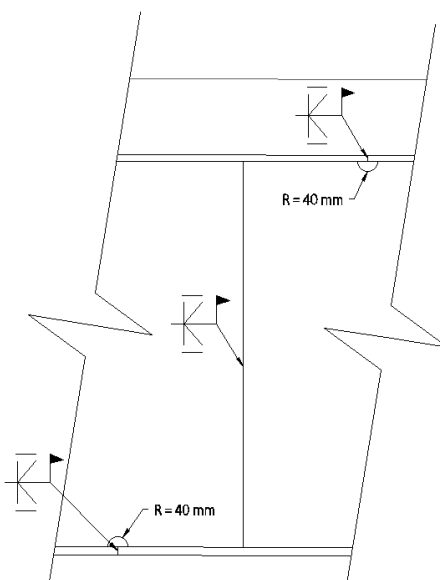


$$\Delta\sigma_s = 41,78 \text{ MPa} < \Delta\sigma_s = 75,54 / \gamma_M = 74,54 / 1,15 = 64,82 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_s} = \frac{41,78}{64,82} = 0,645 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.4 Posouzení krčního svaru hlavního nosníku na únavu v místě výřezu – napětí na pásnici



Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

$$\Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa}$$

$$\lambda_1 = 0,66$$

$$\lambda_2 = 1,15$$

$$\lambda_3 = 1,00$$

$$\lambda_3 = 1,00$$

Únavová pevnost (detail 9 – podélný koutový svar nebo přerušovaný svar s výřezem o výšce do 60 mm)

Součinitel poškození od dopravy (L = 25 m, standardní kolejová doprava)

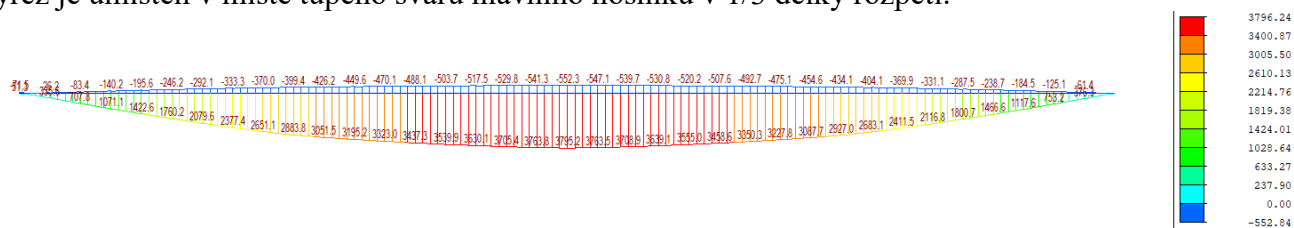
Součinitel objemu dopravy (Doprava 50 * 10⁶ t/ kolej)

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,759} < \lambda_{\max} = 1,40$$

Výřez je umístěn v místě tupého svaru hlavního nosníku v 1/3 délky rozpětí.



$$M_{\max, L/2} = 3323,0 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, L/2} = -470,1 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |3323,0 - (-470,1)| = 3793,1 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 3793,1 * 0,759 = \mathbf{2878,963 \text{ kNm}}$$

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb, zatížení dopravou působí vždy jako krátkodobé.

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část:		Celková výška ocelového nosníku h		=	1460	mm		
část průřezu	b [mm]	b _i [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	S _y [mm ³]	I _o [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	650	650	60	30	39000	1170000	11700000	35100000
Stojna, část 1	20	20	1360	740	27200	20128000	4.19E+09	14894720000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	500	500	40	1440	20000	28800000	2666667	41472000000

Betonová část:

Spřažená deska	1215	190.929	300	1610	57278.6	92218500	4.3E+08	1.48472E+11

A _a	=	86200 mm ²	Plocha ocelového průřezu
C _{g,a}	=	581 mm	Těžiště ocelového průřezu
I _{y,a}	=	3.1E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
A _i	=	143479 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
C _{g,i}	=	992 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
I _{y,i}	=	6.8E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

Celkový průřez, krátkodobé účinky:

M _{y,1}	=	2878.96 kNm	Moment působící na celý průřez, krátkodobé účinky
N ₁	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

NAPĚTÍ - Krátkodobě:
Ocelová část:

z1	=	-581 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	879 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ1	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

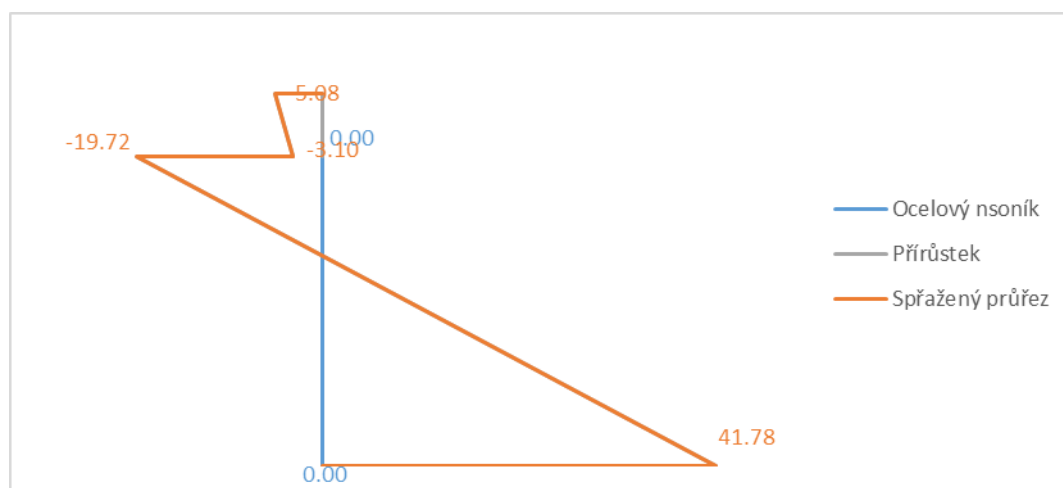
Přírůstek na celkovém průřezu:

z1	=	-992 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	468 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z3	=	768 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky

σ_1	=	41.78 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-19.72 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-3.10 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-5.08 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ_1	=	41.78 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-19.72 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-3.10 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-5.08 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



Napětí na horním líci dolní pásnice:

$$\Delta\sigma_s = (\sigma_d - (\sigma_d - \sigma_h)/h_s * t_{f,d}) = 41,78 - (41,78 - (-19,72))/1460 * 60 = \mathbf{39,253 \text{ MPa}}$$

$$\Delta\sigma_s = 39,253 \text{ MPa} < \Delta\sigma_s = 71 / \gamma_M = 71,0 / 1,15 = 61,739 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_s} = \frac{39,253}{61,739} = \mathbf{0,636} < \mathbf{1,0}$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.5 Posouzení příčné výztuhy hlavního nosníku – napětí na pásnici a ve stojně

Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

$$\Delta\sigma_c = \mathbf{80 \text{ MPa}} \quad (l < 50 \text{ mm})$$

$$\lambda_1 = 0,67$$

$$\lambda_2 = 1,15$$

$$\lambda_3 = 1,00$$

$$\lambda_3 = 1,00$$

Únavová pevnost (detail 6-8 – Příčně připojené prvky, konce svarů se pečlivě zabrousí pro odstranění všech možných vrubů)

Součinitel poškození od dopravy ($L = 20 \text{ m}$, standartní kolejová doprava)

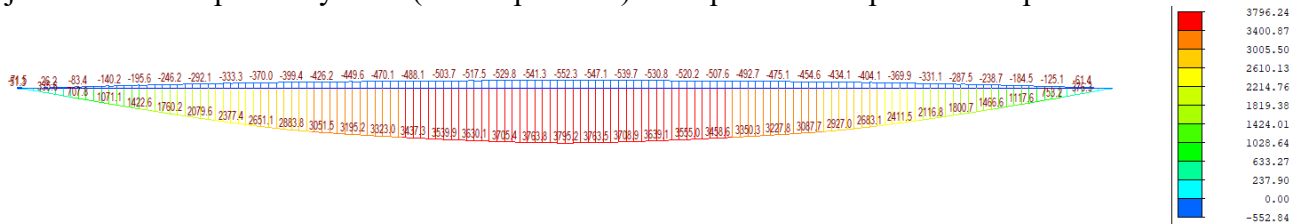
Součinitel objemu dopravy (Doprava $50 * 10^6 \text{ t/kolej}$)

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,67 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,7705} < \lambda_{\max} = 1,40$$

Nejvíce namáhaná příčná výztuha (včetně příčnicku) bude posouzena uprostřed rozpětí.



$$M_{\max, L/2} = 3796,24 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, L/2} = -552,84 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |3796,24 - (-552,84)| = 4349,08 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P * \lambda = 4349,08 * 0,759 = \mathbf{3300,952 \text{ kNm}}$$

7.5.1 Posouzení uprostřed rozpětí

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb, zatížení dopravou působí vždy jako krátkodobé.

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:								
Ocelová část:		Celková výška ocelového nosníku h			=	1460	mm	
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	650	650	60	30	39000	1170000	11700000	35100000
Stojna, část 1	20	20	1360	740	27200	20128000	4.19E+09	14894720000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	500	500	40	1440	20000	28800000	2666667	41472000000
Betonová část:								
Spřažená deska	1215	190.929	300	1610	57278.6	92218500	4.3E+08	1.48472E+11

A_a	=	86200 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	581 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	3.1E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
A_i	=	143479 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	992 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	6.8E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

Celkový průřez, krátkodobé účinky:

$M_{y,1}$	=	3300.952 kNm	Moment působící na celý průřez, krátkodobé účinky
N_1	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), celý průřez

NAPĚTÍ - Krátkodobě:**Ocelová část:**

z_1	=	-581 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	879 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

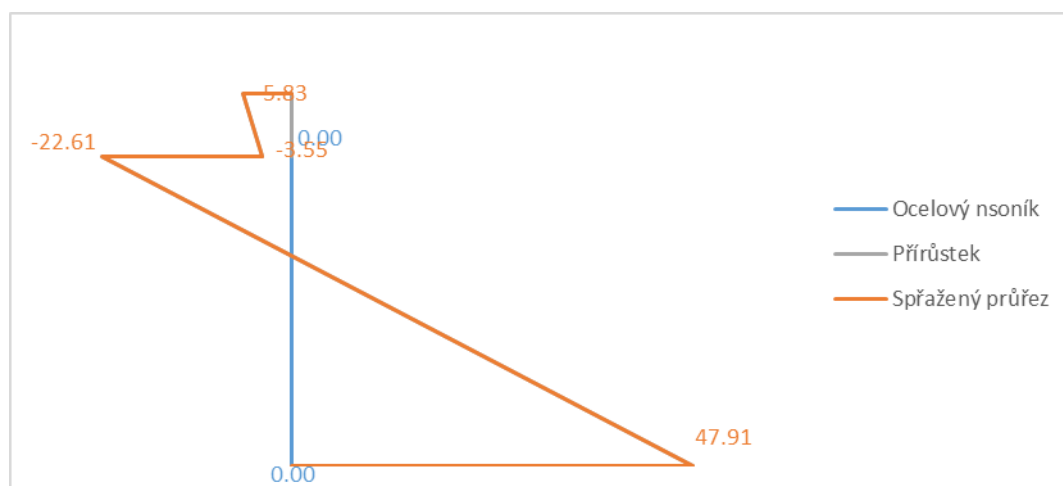
Přírůstek na celkovém průřezu:

z_1	=	-992 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	468 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z_3	=	768 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřažené desky

σ_1	=	47.91 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-22.61 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-3.55 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-5.83 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

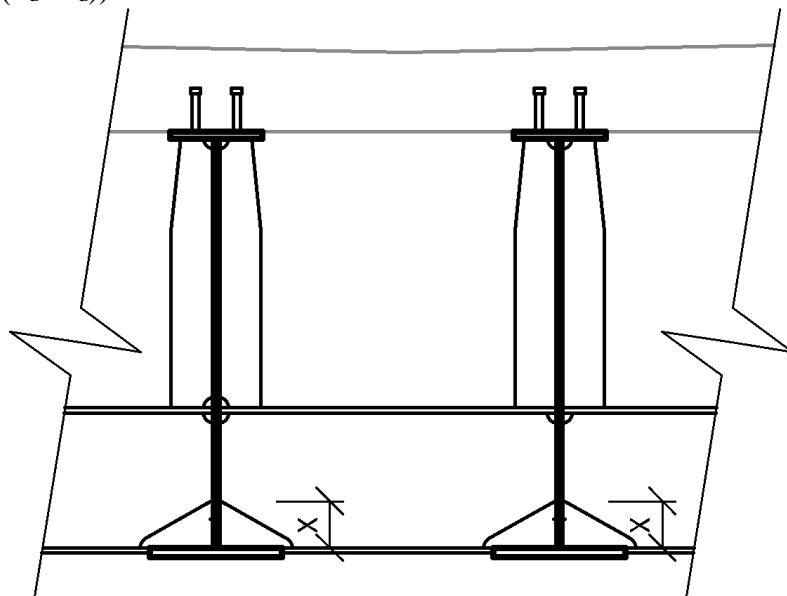
Celkový průřez:

σ_1	=	47.91 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-22.61 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-3.55 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-5.83 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



Do výztuhy bude navržen výřez. Výška výřezu bude navržena tak, aby napětí nad výřezem nepřesáhlo $80 / \gamma_M = 80 / 1,15 = 69,57$ MPa

$$x = \Delta\sigma_s * t_{f,d} / (\sigma_d - (\sigma_d - \sigma_d))$$



Jelikož napětí na pásnici je menší než limitní napětí, není třeba provádět výřez ve výztuže. Bude proveden pouze konstrukční výřez o výšce $x = 100 \text{ mm}$.

$$\Delta\sigma_s = 47,91 \text{ MPa} < \Delta\sigma_s = 80 / \gamma_M = 80 / 1,15 = 69,57 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{47,91}{69,57} = 0,689 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

Tento posudek byl proveden pro nejvíce namáhanou příčnou výztuhu na hlavním nosníku. Posudek platí i pro podporový příčník. Pouze svislé výztuhy podporového příčníku bude nutné posoudit zvlášť.

7.6 Posouzení spřahovacích trnů na únavu

 $\Delta\sigma_c = 90 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 10 – Přivařený spřahovací trn)

 $\lambda_1 = 0,66$

Součinitel poškození od dopravy (L = 25 m, standartní kolejová doprava)

 $\lambda_2 = 1,15$

 Součinitel objemu dopravy (Doprava $50 \cdot 10^6 \text{ t/kolej}$)

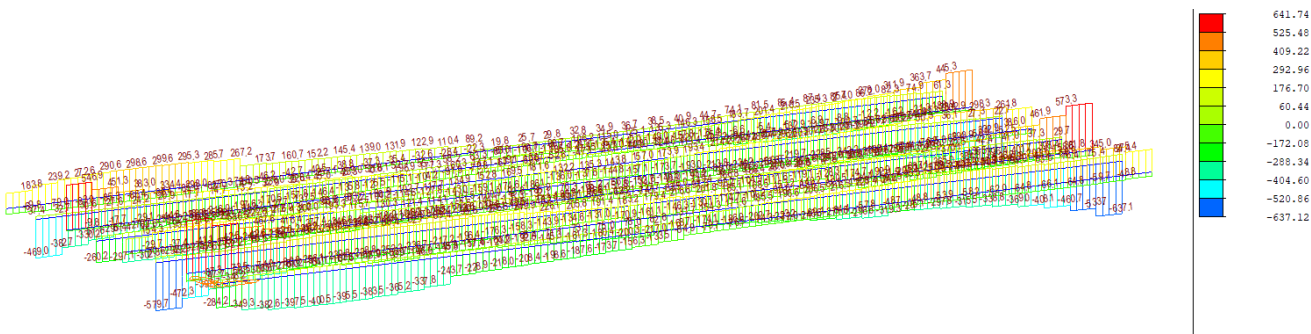
 $\lambda_3 = 1,00$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

 $\lambda_4 = 1,00$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,759 < \lambda_{\max} = 1,40$$


 $V_{\max} = 602,1 \text{ kN}$
 $V_{\min} = -114,8 \text{ kN}$
 $\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |602,1 - (-114,8)| = 716,9 \text{ kNm}$

Rozptyl posouvající síly

 $\Delta V_{E2, L/2} = \Delta V_P * \lambda = 716,90 * 0,759 = 544,127 \text{ kNm}$

POSOUVAJÍCÍ SÍLA

$V_{ed,R}$	=	544.127	kN	Působící posouvající síla v uložení nosníku
$V_{ed,1/5L}$	=	401.891	kN	Působící posouvající síla v 1/5 rozpětí
$V_{ed,2/5L}$	=	344.51	kN	Působící posouvající síla ve 2/5 rozpětí

SPŘAHOVACÍ TRNY

f_u	=	90	Mpa	Pevnost spřahovacího trnu
γ_v	=	1.15		Součinitel spolehlivosti spřažení
d	=	22	mm	Průměr spřahovacího trnu
h	=	150	mm	Výška spřahovacího trnu
h/d	=	6.818181818		Poměr výška a průměru trnu
α	=	1		
P_{Rd}	=	23.80	kN	Návrhová únosnost jednoho spřahovacího trnu

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$	=	6.835E+10	mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu
S_c	=	3.540E+07	mm ³	Statický moment betonové desky

V uložení nosníku na ložisko (Oblast 1):

$V_{I,ED}$	=	281.862	kN	Podélná síla (pružně)
n_t	=	3	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
b	=	238	mm	potřebná šířka pásnice
b_l	=	0.253311267	mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
b_l	=	0.2	mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I,RD}$	=	356.99	kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I,RD}$	=	357.0	kN	$> V_{I,ED} = 281.86$ kN
VYHOVUJE				

V 1/5 rozpětí (Oblast 2):

$V_{I,ED}$	=	208.183	kN	Podélná síla (pružně)
n_t	=	2	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
b	=	238	mm	potřebná šířka pásnice
b_l	=	0.228641597	mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
b_l	=	0.2	mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I,RD}$	=	238.00	kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I,RD}$	=	238.0	kN	$> V_{I,ED} = 208.18$ kN
VYHOVUJE				

Ve 2/5 rozpětí (oblast 3):

$V_{I,ED}$	=	178.459	kN	Podélná síla (pružně)
n_t	=	2	ks	počet trnů v jedné řadě příčně
b	=	238	mm	potřebná šířka pásnice
b_l	=	0.266723752	mm	Potřebná podélná vzdálenost trnů (osově)
b_l	=	0.2	mm	Navržená podélná vzdálenost trnů (osově)
$V_{I,RD}$	=	238.00	kN	Podélná únosnost spřahovacích trnů
$V_{I,RD}$	=	238.0	kN	$> V_{I,ED} = 178.46$ kN
VYHOVUJE				

7.7 Posouzení tupého svaru podporového příčnicku na únavu

Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

$\Delta\sigma_c = 90 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 5-8 – Převýšení svaru není větší než 10 % šířky svaru při hladkém přechodu svaru do roviny základního materiálu)

$$\Delta\sigma_c = 90 \cdot (25/t)^{0,2} = 90 \cdot (25/30)^{0,2} = 86,778 \text{ MPa} \quad \text{Pevnost redukována podle tloušťky materiálu}$$

$$\lambda_1 = 0,66$$

Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, standardní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava $50 \cdot 10^6 \text{ t/kolej}$)

$$\lambda_3 = 1,00$$

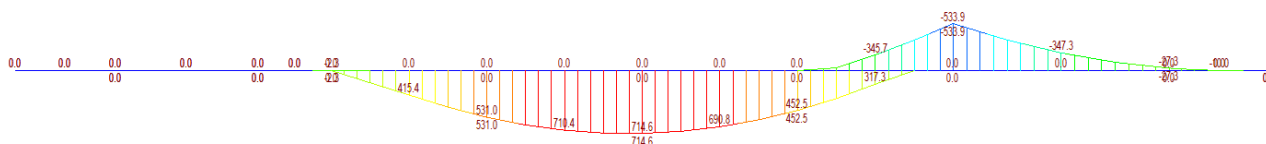
Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0,66 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = \mathbf{0,759} < \lambda_{\max} = 1,40$$

Tupý svar podporového příčnicku bude umístěn v uložení na ložisko a v polovině rozpětí.



$$M_{\max, L/2} = 714,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, L/2} = 0,00 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, L/2} = |M_{\max} - M_{\min}| = |714,60 - (-0,0)| = 714,60 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, L/2} = \Delta M_P \cdot \lambda = 714,60 \cdot 0,759 = \mathbf{542,38 \text{ kNm}}$$

$$M_{\max, \text{lož}} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{lož}} = -533,90 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, \text{lož}} = |M_{\max} - M_{\min}| = |0,0 - (-533,90)| = 533,90 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, \text{lož}} = \Delta M_P \cdot \lambda = 533,90 \cdot 0,759 = \mathbf{-405,23 \text{ kNm}}$$

7.7.1 Posouzení v 1/2 L

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb, zatížení dopravou působí vždy jako krátkodobé.

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h					=	1460	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	687	687	30	15	20610	309150	1545750	4637250
Stojna, část 1	20	20	1410	735	28200	20727000	4.67E+09	15234345000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	400	400	20	1450	8000	11600000	266666.7	16820000000

Betonová část:

Spřažená deska	678	106.543	300	1610	31962.9	51460200	2.4E+08	82850922000

A_i	=	88773 mm ²	Plocha spřaženého ideálního průřezu
$C_{g,i}$	=	947 mm	Těžiště spřaženého ideálního průřezu
$I_{y,i}$	=	4E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

NAPĚTÍ - Krátkodobě:
Ocelová část:

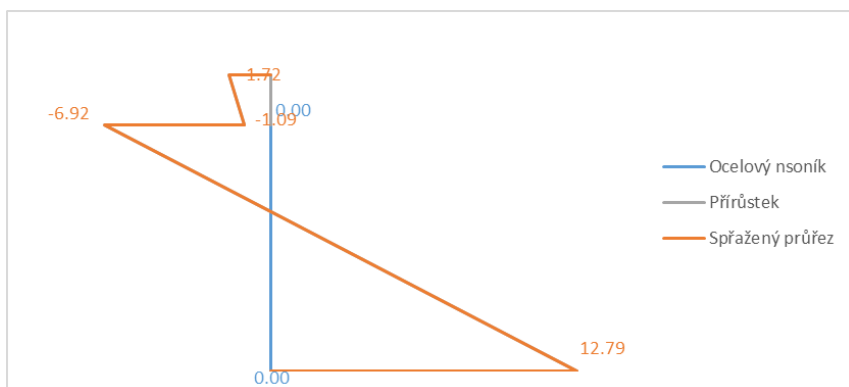
z_1	=	-574 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	886 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	0.00 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	0.00 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku

Přírůstek na celkovém průřezu:

z_1	=	-947 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	513 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
z_3	=	813 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům spřaž. desky
σ_1	=	12.79 Mpa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-6.92 Mpa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-1.09 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-1.72 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky

Celkový průřez:

σ_1	=	12.79 Mpa	Napětí na dolních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-6.92 Mpa	Napětí na horních vláknech oc. nosníku
$\sigma_{2.2}$	=	-1.09 Mpa	Napětí na dolních vláknech spřažené desky
σ_3	=	-1.72 Mpa	Napětí na horních vláknech spřažené desky



$$\Delta\sigma_s = 12,79 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 86,778 / \gamma_M = 86,778 / 1,15 = 75,459 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{12,79}{75,459} = 0,169 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.7.2 Posouzení v uložení na ložisko

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

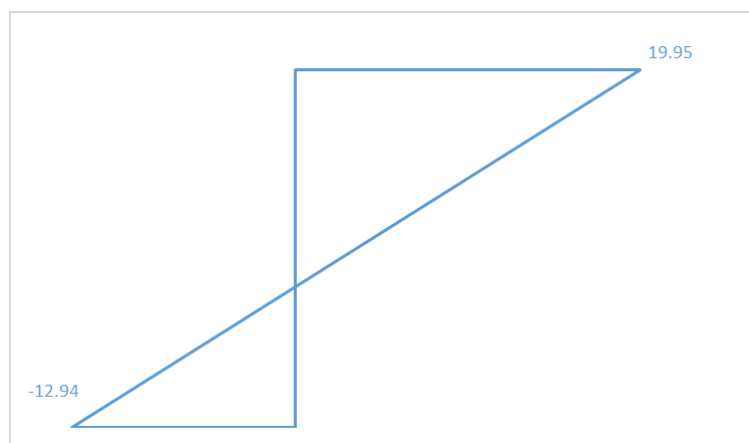
Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h						=	1460	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]	
Dolní pásnice	687	687	30	15	20610	309150	1545750	4637250	
Stojna, část 1	20	20	1410	735	28200	20727000	4.67E+09	15234345000	
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0	
Horní pásnice	400	400	20	1450	8000	11600000	266666.7	16820000000	

A_a	=	56810 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	574 mm	Těžiště ocelového průřezu
$I_{y,a}$	=	1.8E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

NAPĚTÍ - Krátkodobě:

Ocelová část:

z1	=	-574 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	886 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	-12.94 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	19.95 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\Delta\sigma_s = 19,95 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 86,778 / \gamma_M = 86,778 / 1,15 = 75,459 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{19,95}{75,459} = 0,264 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.8 Posouzení krčního svaru podporového příčnicku – napětí ve svaru

 $\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 8 – průběžné koutové svary přenášející smykový tok)

 $\lambda_1 = 0,67$

Součinitel poškození od dopravy ($L = 20 \text{ m}$, standartní kolejová doprava)

 $\lambda_2 = 1,15$

Součinitel objemu dopravy (Doprava $50 * 10^6 \text{ t/kolej}$)

 $\lambda_3 = 1,00$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

 $\lambda_3 = 1,00$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

 $\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,759} < \lambda_{\max} = 1,40$

 $V_{\max} = 1454,0 \text{ kN}$
 $V_{\min} = -0,0 \text{ kN}$
 $\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |1454,0 - (-0,0)| = 1454,0 \text{ kNm}$

Rozptyl posouvající síly

 $\Delta V_{E2} = \Delta V_P * \lambda = 1454,0 * 0,759 = \mathbf{1103,586 \text{ kNm}}$
 $V_{ed} = 1103.586 \text{ kN}$

Působící posouvající síla

 $\beta_w = 1$

Součinitel korelace

 $\gamma_M = 1.15$

Součinitel spolehlivosti svarových spojů

 $f_u = 80 \text{ MPa}$

Mez pevnosti oceli

 $\tau_{RD} = 69.57 \text{ Mpa}$

Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

 $I_{y,i} = 1.798E+10 \text{ mm}^4$ Moment setrvačnosti spřaženého ideálního průřezu

Dolní pásnice:

 $a = 10 \text{ mm}$

Účinná výška svaru

 $S_d = 1.153E+07 \text{ mm}^3$

Statický moment dolní pásnice

 $\tau_{II} = 35.379 \text{ Mpa}$

Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

 $3^{1/2} * \tau_{II} = 61.28 < \tau_{RD} = 69.57 \text{ Mpa}$

Využití: $0.88 < 1.00$ **VYHOVUJE**

Horní pásnice:

a	=	10	mm	Účinná výška svaru
S_h	=	7.004E+06	mm ³	Statický moment horní pásnice
τ_{II}	=	21.490	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve stovnávacím napětí:

$3^{1/2} * \tau_{II}$	=	37.22	<	τ_{RD}	=	69.57	Mpa
Využití:		0.54	<	1.00		VYHOVUJE	

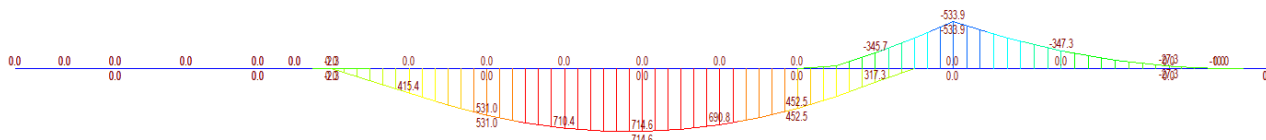
7.9 Posouzení krčního svaru podporového příčnicku – napětí na pásnici**Δσ_c = 125 MPa**

Únavová pevnost (detail 2 – Automatové nebo plně mechanizované koutové svary)

λ_1	=	0,66	Součinitel poškození od dopravy (L = 25 m, standartní kolejová doprava)
λ_2	=	1,15	Součinitel objemu dopravy (Doprava 50 * 10 ⁶ t/ kolej)
λ_3	=	1,00	Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)
λ_3	=	1,00	Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,759} < \lambda_{\max} = 1,40$$

Dle posouzení tupého svaru vzniká největší napětí v místě uložení na ložisko.



$$M_{\max, \text{lož}} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{lož}} = -533,90 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, \text{lož}} = |M_{\max} - M_{\min}| = |0,0 - (-533,90)| = -533,90 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, \text{lož}} = \Delta M_P * \lambda = 533,90 * 0,759 = -\mathbf{405,23 \text{ kNm}}$$

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h						=	1460	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]	
Dolní pásnice	687	687	30	15	20610	309150	1545750	4637250	
Stojna, část 1	20	20	1410	735	28200	20727000	4.67E+09	15234345000	
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0	
Horní pásnice	400	400	20	1450	8000	11600000	266666.7	16820000000	

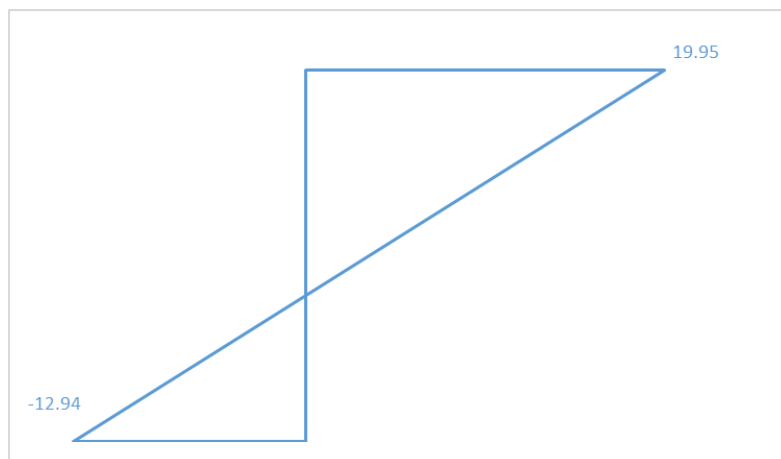
$$A_a = 56810 \text{ mm}^2 \text{ Plocha ocelového průřezu}$$

$$C_{g,a} = 574 \text{ mm} \text{ Těžiště ocelového průřezu}$$

$$I_{y,a} = 1.8E+10 \text{ mm}^4 \text{ Moment setrvačnosti ocelového průřezu}$$

NAPĚTÍ - Krátkodobě:
Ocelová část:

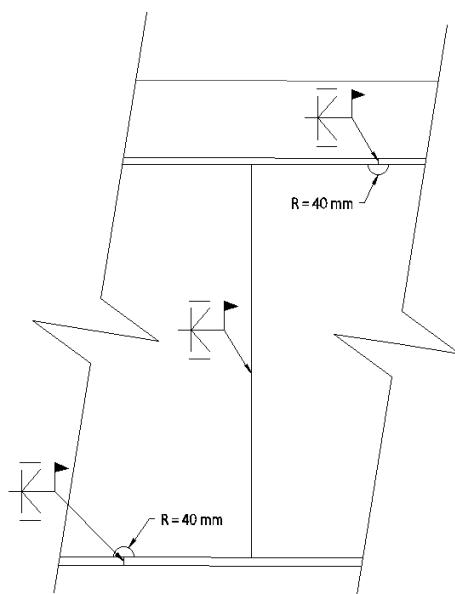
z1	=	-574 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	886 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	-12.94 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	19.95 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



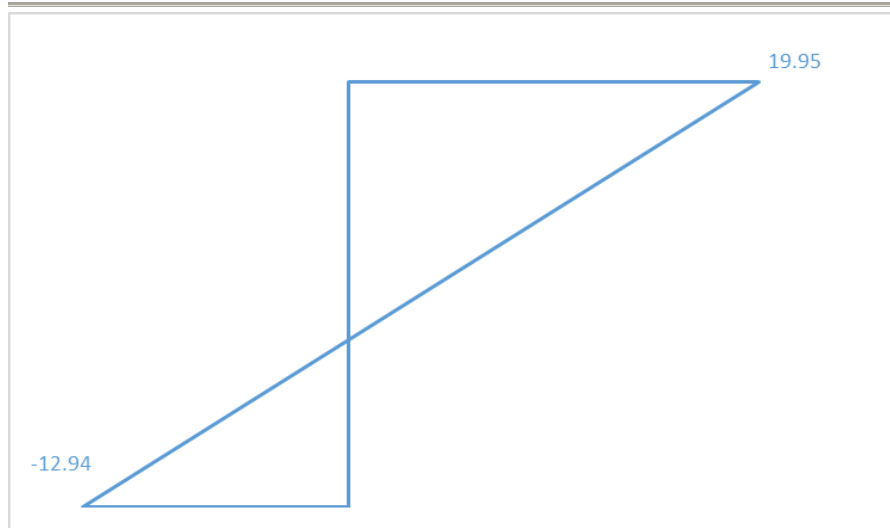
$$\Delta\sigma_s = 19,95 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 125 / \gamma_M = 125 / 1,15 = 108,70 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{19,95}{108,70} = \mathbf{0,184} < \mathbf{1,0}$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.10 Posouzení krčního svaru podporového příčnicku v místě výřezu – napětí na pásnici


Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.



$$\Delta\sigma_s = 19,95 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 71 / \gamma_M = 71 / 1,15 = 61,74 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{19,95}{61,74} = \mathbf{0,323} < \mathbf{1,0}$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.11 Posouzení výztuhy podporového příčnicku – napětí na pásnici a ve stojně

$\Delta\sigma_c = \mathbf{80 \text{ MPa}}$ ($l < 50 \text{ mm}$)

Únavová pevnost (detail 6-8 – Příčně připojené prvky, konce svarů se pečlivě zabrousí pro odstranění všech možných vrubů)

$$\lambda_1 = 0,66$$

Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, standartní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava $50 * 10^6 \text{ t/kolej}$)

$$\lambda_3 = 1,00$$

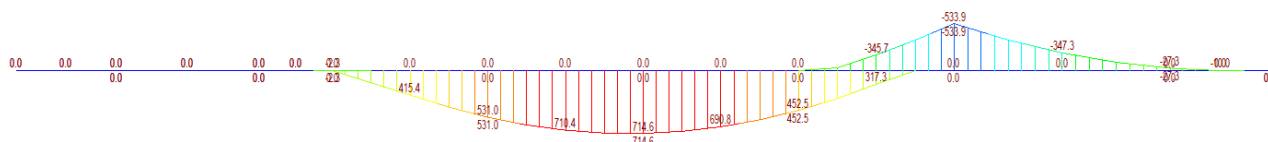
Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_4 = 1,00$$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,759} < \lambda_{\max} = 1,40$$

Příčné výztuhy jsou umístěny v místě uložení na ložisko.



$$M_{\max, \text{lož}} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$M_{\min, \text{lož}} = -533,90 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{P, \text{lož}} = |M_{\max} - M_{\min}| = |0,0 - (-533,90)| = 533,90 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2, \text{lož}} = \Delta M_P * \lambda = 533,90 * 0,759 = \mathbf{-405,23 \text{ kNm}}$$

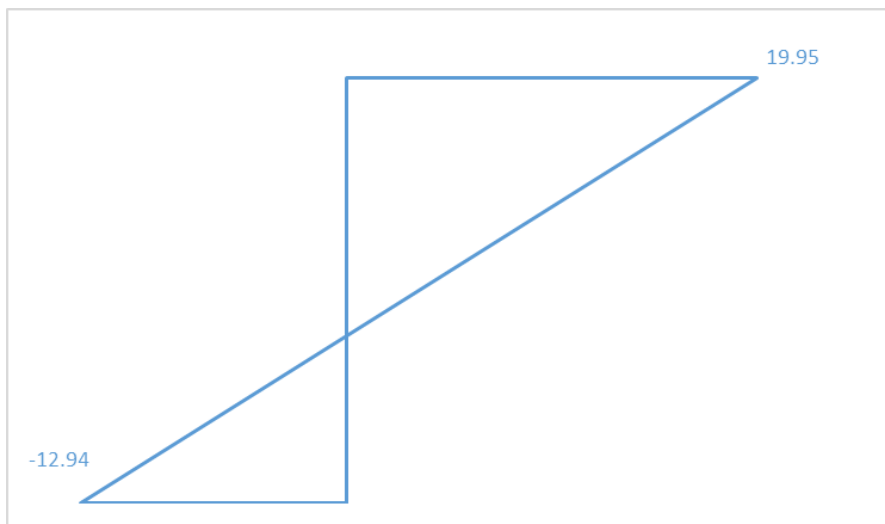
PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h						=	1460	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	lo [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]	
Dolní pásnice	687	687	30	15	20610	309150	1545750	4637250	
Stojna, část 1	20	20	1410	735	28200	20727000	4.67E+09	15234345000	
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0	
Horní pásnice	400	400	20	1450	8000	11600000	266666.7	16820000000	

A _a	=	56810 mm ²	Plocha ocelového průřezu
C _{g,a}	=	574 mm	Těžiště ocelového průřezu
I _{y,a}	=	1.8E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu

NAPĚTÍ - Krátkodobě:**Ocelová část:**

z1	=	-574 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z2	=	886 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ1	=	-12.94 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
σ2.1	=	19.95 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\Delta\sigma_s = 19,95 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 80 / \gamma_M = 80 / 1,15 = 69,56 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{19,95}{69,57} = 0,287 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.12 Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník

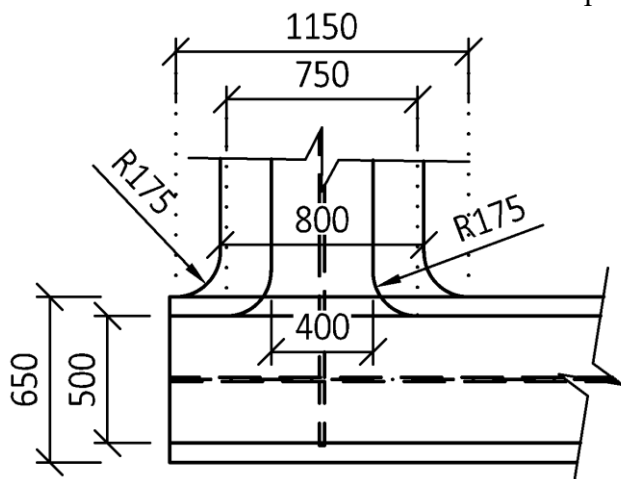
Podporový příčník bude k hlavnímu nosníku přivařen. Pásnice budou připojeny pomocí tupých svarů, stojina bude připojena pomocí koutových svarů. Ohybový moment i smyková síla bude určena v místě přivaření na hlavní nosník nejbližší k ložisku a místě skutečné polohy svaru.

$$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$$

Únavová pevnost (detail 8 – průběžné koutové svary přenášející smykový tok)

$$\Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa} \quad (1/3 > r/l > 1/6)$$

Únavová pevnost (detail 4 – plech přivařený k hraně plechu nebo k pásnici nosníku); $(1/3 > r/l = 175/650 = 0,269 > 1/6)$



$$\lambda_1 = 0,66$$

Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, standartní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava $50 \cdot 10^6 \text{ t/kolej}$)

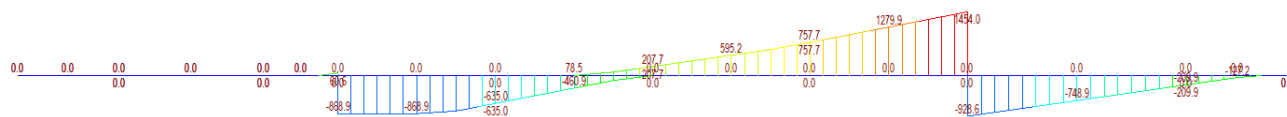
$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_3 = 1,00$$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,759} < \lambda_{\max} = 1,40$$



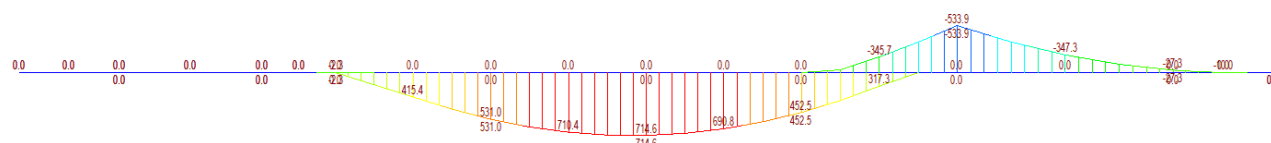
$$V_{\max} = 757,7 \text{ kN}$$

$$V_{\min} = -0,0 \text{ kN}$$

$$\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |757,7 - (-0,0)| = 757,7 \text{ kNm}$$

Rozptyl posouvající síly

$$\Delta V_{E2} = \Delta V_P * \lambda = 757,7 * 0,759 = \mathbf{575,09 \text{ kNm}}$$



$$M_{\max} = 425,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -0,0 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_P = |M_{\max} - M_{\min}| = |425,5 - (-0,00)| = 425,5 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu
uprostřed rozpětí

$$\Delta M_{E2} = \Delta M_P * \lambda = 425,5 * 0,759 = -322,58 \text{ kNm}$$

$$V_{ED} = 575,09 \text{ kN}$$

$$M_{ED} = 322,58 \text{ kNm}$$

MATERIÁLY:

Ocel:

S355

f_{yk}	=	355 Mpa	Mez kluzu oceli
f_u	=	80 MPa	Mez pevnosti oceli
E_s	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
ε	=	0.81	

β	=	1	Korelační součinitel
γ_{Mw}	=	1.15	Součinitel spolehlivosti materiálu
R_{srovn}	=	69.57 Mpa	Srovnávací únosnost
$\sigma_{\max, kolm.}$	=	69.57 MPa	Maximální normálové kolmé napětí

Ocel, pásnice:

S355

f_{yk}	=	355 Mpa	Mez kluzu oceli
f_u	=	71 MPa	Mez pevnosti oceli
E_s	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
ε	=	0.81	

R_{srovn}	=	61.74 Mpa	Srovnávací únosnost
$\sigma_{\max, kolm.}$	=	61.74 MPa	Maximální normálové kolmé napětí

PRŮŘEZ - Svarový obrazec:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h				=	1460	mm	
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	γ' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A* γ'^2 [mm ⁴]
Dolní pásnice_1	0	0	0	0	0	0	0	0
Dolní pásnice_2	1150	1150	30	15	34500	517500	2587500	7762500
Dolní pásnice_3	0	0	0	30	0	0	0	0
Stojna, výřez	0	0	100	80	0	0	0	0
Stojna	14	14	1310	785	18340	14396900	2.62E+09	11301566500
Horní pásnice_1	0	0	0	1440	0	0	0	0
Horní pásnice_2	750	750	20	1450	15000	21750000	500000	31537500000
Horní pásnice_3	0	0	0	1460	0	0	0	0

A_a	=	67840 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	540 mm	Těžiště ocelového průřezu
I_{wy}	=	2.6E+10 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
$W_{wy,fd}$	=	4.7E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji dolní pásnice
$W_{wy,fh}$	=	2.8E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji horní pásnice
$W_{wy,wh}$	=	2.9E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny nahoře
$W_{wy,wd}$	=	5.0E+07 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny dole
$A_{w,w}$	=	18340 mm ²	Plocha průřezu svarů stojny

Předpoklady pro posouzení:

Pásnice jsou namáhány pouze ohybovým momentem.

Stojna je namáhána posouvající silou i ohybovým momentem.

ZATÍŽENÍ:

Ocelová část:

M_y	=	322.58 kNm	Ohybový moment
V_z	=	575.09 kN	Posouvající síla

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ STOJINU:

$\tau_{rovnov,w}$	=	31.36 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	11.31 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	8.00 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
σ_{srovn}	=	56.62 Mpa	Srovnávací napětí
σ_{srovn}	=	56.62 Mpa	< $R_{srovn} = 69.57$ Mpa VYHOVUJE
$\sigma_{kolm,w}$	=	8.00 Mpa	< $\sigma_{max,kolm,w} = 69.57$ Mpa VYHOVUJE

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ HORNÍ PÁSNICI:

$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	11.56	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},w} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	8.17	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
σ_{srovn}	=	16.35	Mpa	Srovnávací napětí
σ_{srovn}	=	16.35	Mpa	< $R_{\text{srovn}} = 61.74 \text{ Mpa}$ VYHOVUJE
$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	8.17	Mpa	< $\sigma_{\text{max,kolm},w} = 61.74 \text{ Mpa}$ VYHOVUJE

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ DOLNÍ PÁSNICI:

$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	6.79	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},w} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	4.80	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
σ_{srovn}	=	9.61	Mpa	Srovnávací napětí
σ_{srovn}	=	9.61	Mpa	< $R_{\text{srovn}} = 61.74 \text{ Mpa}$ VYHOVUJE
$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	4.80	Mpa	< $\sigma_{\text{max,kolm},w} = 61.74 \text{ Mpa}$ VYHOVUJE

7.13 Posouzení tupého svaru mezilehlého příčnicku na únavu

Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

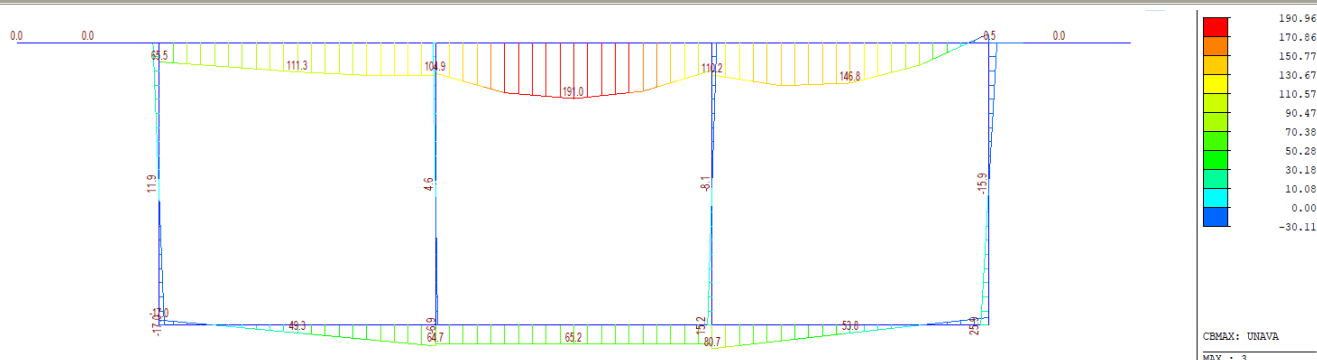
$\Delta\sigma_c = 90 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 5-8 – Převýšení svaru není větší než 10 % šířky svaru při hladkém přechodu svaru do roviny základního materiálu)

Tloušťka dolní pásnice podporového příčnicku je 20 mm, pevnost tedy není třeba redukovat ($\leq 25 \text{ mm}$).

λ_1	=	0,66	Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, standartní kolejová doprava)
λ_2	=	1,15	Součinitel objemu dopravy (Doprava $50 * 10^6 \text{ t/kolej}$)
λ_3	=	1,00	Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)
λ_3	=	1,00	Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,759} < \lambda_{\text{max}} = 1,40$$



$$M_{\max} = 80,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_P = |M_{\max} - M_{\min}| = |80,70 - 0,0| = 80,70 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu

$$\Delta M_{E2} = \Delta M_P * \lambda = 80,70 * 0,759 = 61,25 \text{ kNm}$$

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb (viz. předchozí kapitoly).

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h					=	550	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]
Dolní pásnice	300	300	20	10	6000	60000	200000	600000
Stojna, část 1	16	16	510	275	8160	2244000	1.77E+08	617100000
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Horní pásnice	250	250	20	540	5000	2700000	166666.7	1458000000

$$A_a = 19160 \text{ mm}^2 \quad \text{Plocha ocelového průřezu}$$

$$C_{g,a} = 261 \text{ mm} \quad \text{Těžiště ocelového průřezu}$$

$$I_{y,a} = 9.5E+08 \text{ mm}^4 \quad \text{Moment setrvačnosti ocelového průřezu}$$

ZATÍŽENÍ:

Ocelová část:

$$M_{y,1} = 61.25 \text{ kNm} \quad \text{Moment působící pouze na ocelovou část}$$

$$N_1 = 0 \text{ kN} \quad \text{Normálová síla (+ tah, - tah), ocelová část}$$

NAPĚTÍ - Krátkodobě:

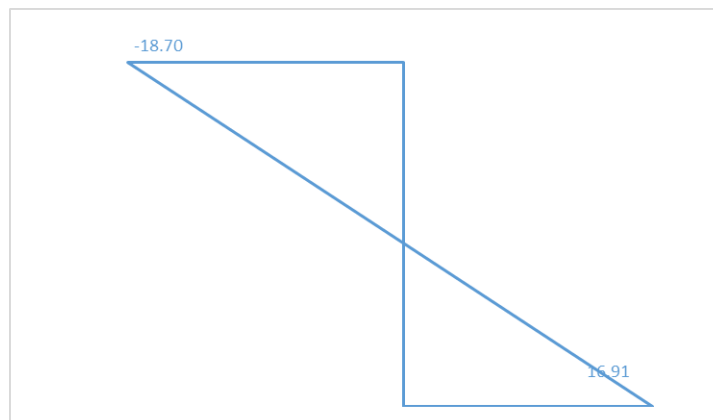
Ocelová část:

$$z_1 = -261 \text{ mm} \quad \text{Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku}$$

$$z_2 = 289 \text{ mm} \quad \text{Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku}$$

$$\sigma_1 = 16.91 \text{ MPa} \quad \text{Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku}$$

$$\sigma_{2.1} = -18.70 \text{ MPa} \quad \text{Napětí na horních vláknech ocelového nosníku}$$



$$\Delta\sigma_s = 18,70 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 90 / \gamma_M = 90 / 1,15 = 78,26 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{18,70}{78,26} = 0,238 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

7.14 Posouzení krčního svaru mezilehlého příčníku – napětí ve svaru

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 8 – Průběžné koutové svary přenášející smykový tok)

$$\lambda_1 = 0,66$$

Součinitel poškození od dopravy (L = 25 m, standartní kolejová doprava)

$$\lambda_2 = 1,15$$

Součinitel objemu dopravy (Doprava $50 * 10^6 \text{ t/kolej}$)

$$\lambda_3 = 1,00$$

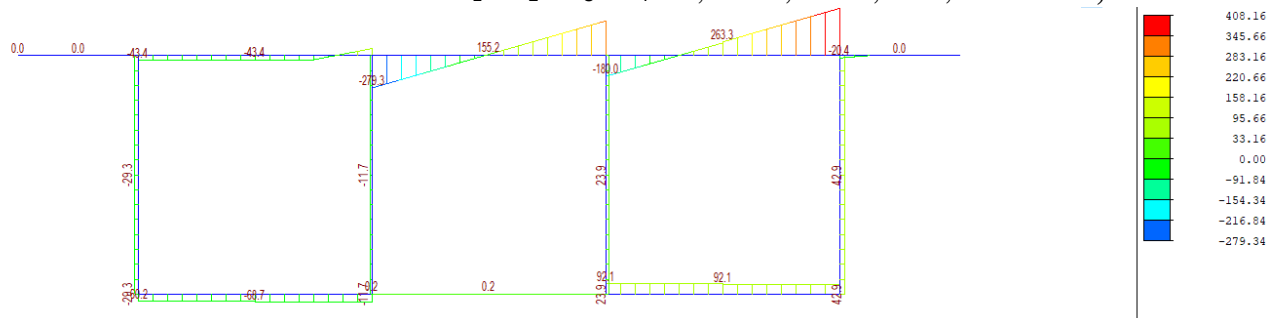
Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

$$\lambda_4 = 1,00$$

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 =$$

0,759



$$V_{\max} = 92,10 \text{ kN}$$

$$V_{\min} = 0,0 \text{ kN}$$

$$\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |92,1 - (0,0)| = 92,1 \text{ kNm}$$

Rozptyl posouvající síly

$$\Delta V_{E2} = \Delta V_P * \lambda = 92,1 * 0,759 = 69,90 \text{ kNm}$$

Ved	=	69.9	kN	Působící posouvající síla
β_w	=	1		Součinitel korelace
γ_M	=	1.15		Součinitel spolehlivosti svarových spojů
f_u	=	80	MPa	Mez pevnosti oceli
τ_{RD}	=	69.57	Mpa	Únosnost ve smyku ve srovnávacím napětí

POSOUZENÍ TĚSNĚ PO UVEDENÍ DO PROVOZU:

$I_{y,i}$	=	9.460E+08	mm ⁴	Moment setrvačnosti spráženého ideálního průřezu
-----------	---	-----------	-----------------	--

Dolní pásnice:

a	=	3	mm	Účinná výška svaru
S_d	=	1.507E+06	mm ³	Statický moment dolní pásnice
τ_{II}	=	18.558	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

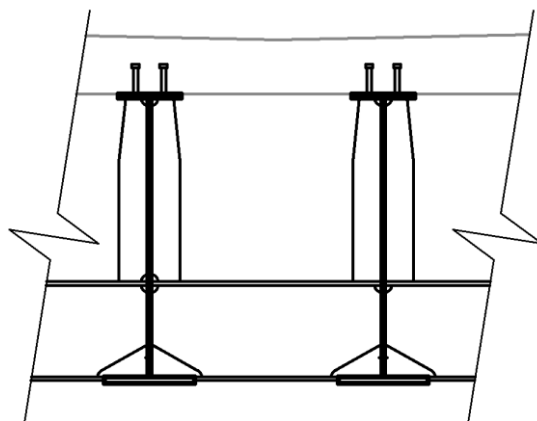
$3^{1/2} \cdot \tau_{II}$	=	32.14	<	τ_{RD}	=	69.57	Mpa
Využití:		0.46	<	1.00		VYHOVUJE	

Horní pásnice:

a	=	3	mm	Účinná výška svaru
S_h	=	1.394E+06	mm ³	Statický moment horní pásnice
τ_{II}	=	17.168	Mpa	Smykové napětí ve svaru

Ve srovnávacím napětí:

$3^{1/2} \cdot \tau_{II}$	=	29.74	<	τ_{RD}	=	69.57	Mpa
Využití:		0.43	<	1.00		VYHOVUJE	

7.15 Posouzení krčného svaru podporového příčnicku v místě výřezu – napětí na pásnici


Posouzení na únavu bude provedeno podle normy EN 1993-2, kapitola 9 a podle EN 1993-1-9.

$\Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa}$ $\lambda_1 = 0,66$ $\lambda_2 = 1,15$ $\lambda_3 = 1,00$ $\lambda_3 = 1,00$

Únavová pevnost (detail 9 – podélný koutový svar nebo přerušovaný svar s výřezem o výšce do 60 mm)

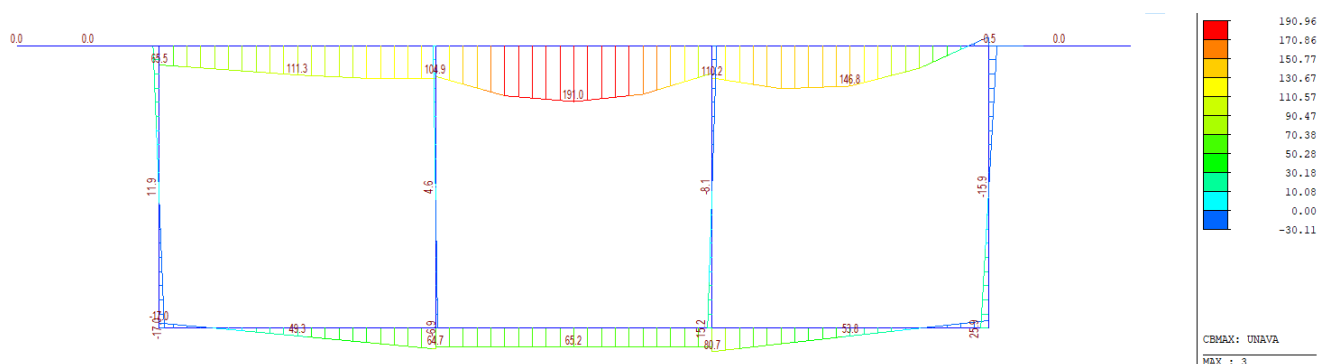
Součinitel poškození od dopravy ($L = 25 \text{ m}$, standartní kolejová doprava)Součinitel objemu dopravy (Doprava $50 * 10^6 \text{ t/kolej}$)

Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)

Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

 $\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,759$

Výřez je umístěn v místě maximálního ohybového momentu v připojení příčnicku na hlavní nosník.

 $\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = 0,759 < \lambda_{\max} = 1,40$  $M_{\max} = 80,7 \text{ kNm}$ $M_{\min} = 0,0 \text{ kNm}$ $\Delta M_P = |M_{\max} - M_{\min}| = |80,70 - 0,0| = 80,70 \text{ kNm}$

Rozptýl ohybového momentu

 $\Delta M_{E2} = \Delta M_P * \lambda = 80,70 * 0,759 = 61,25 \text{ kNm}$

Rozměr nosníku bude převzat z posudku nosníku na ohyb (viz. předchozí kapitoly).

PRŮŘEZ - Krátkodobé působení:

Ocelová část:								Celková výška ocelového nosníku h	=	550	mm
část průřezu	b [mm]	b_i [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	S_y [mm ³]	I_o [mm ⁴]	$A \cdot y'^2$ [mm ⁴]			
Dolní pásnice	300	300	20	10	6000	60000	200000	600000			
Stojna, část 1	16	16	510	275	8160	2244000	1.77E+08	617100000			
Stojna, část 2	0	0	0	0	0	0	0	0			
Horní pásnice	250	250	20	540	5000	2700000	166666.7	1458000000			

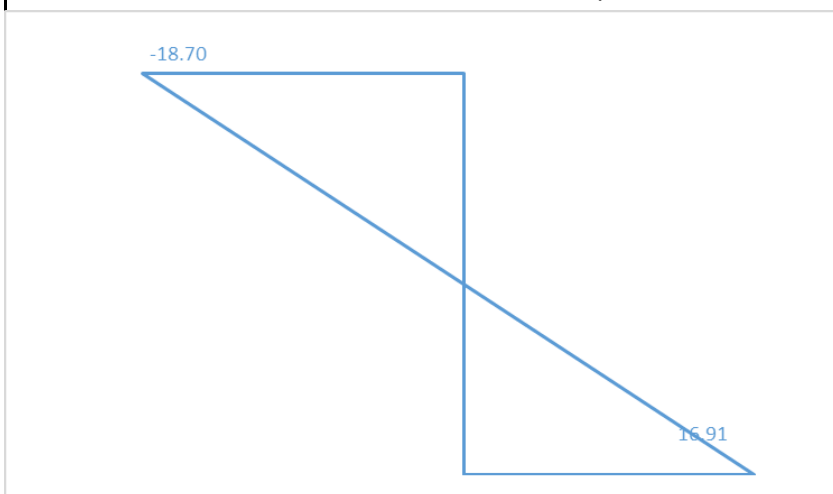
 $A_a = 19160 \text{ mm}^2$ Plocha ocelového průřezu $C_{g,a} = 261 \text{ mm}$ Těžiště ocelového průřezu $I_{y,a} = 9.5E+08 \text{ mm}^4$ Moment setrvačnosti ocelového průřezu

ZATÍŽENÍ:
Ocelová část:

$M_{y,1}$	=	61.25 kNm	Moment působící pouze na ocelovou část
N_1	=	0 kN	Normálová síla (+ tah, - tah), ocelová část

NAPĚTÍ - Krátkodobě:
Ocelová část:

z_1	=	-261 mm	Vzdálenost těžiště k dolním vláknům oc. nosníku
z_2	=	289 mm	Vzdálenost těžiště k horním vláknům oc. nosníku
σ_1	=	16.91 MPa	Napětí na dolních vláknech ocelového nosníku
$\sigma_{2.1}$	=	-18.70 MPa	Napětí na horních vláknech ocelového nosníku



$$\Delta\sigma_s = 18,70 \text{ MPa} < \Delta\sigma_c = 71 / \gamma_M = 71 / 1,15 = 61,74 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c} = \frac{18,70}{61,74} = 0,303 < 1,0$$

Navržený nosník **VYHOVUJE**.

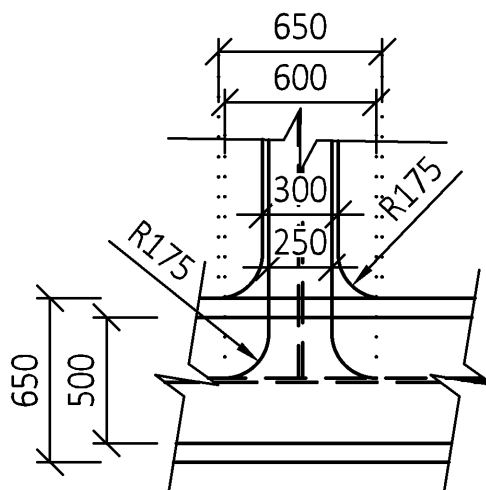
7.15.1 Posouzení připojení podporového příčnicku na hlavní nosník

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$

Únavová pevnost (detail 8 – průběžné koutové svary přenášející smykový tok)

$\Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa}$ ($1/3 > r/l > 1/6$)

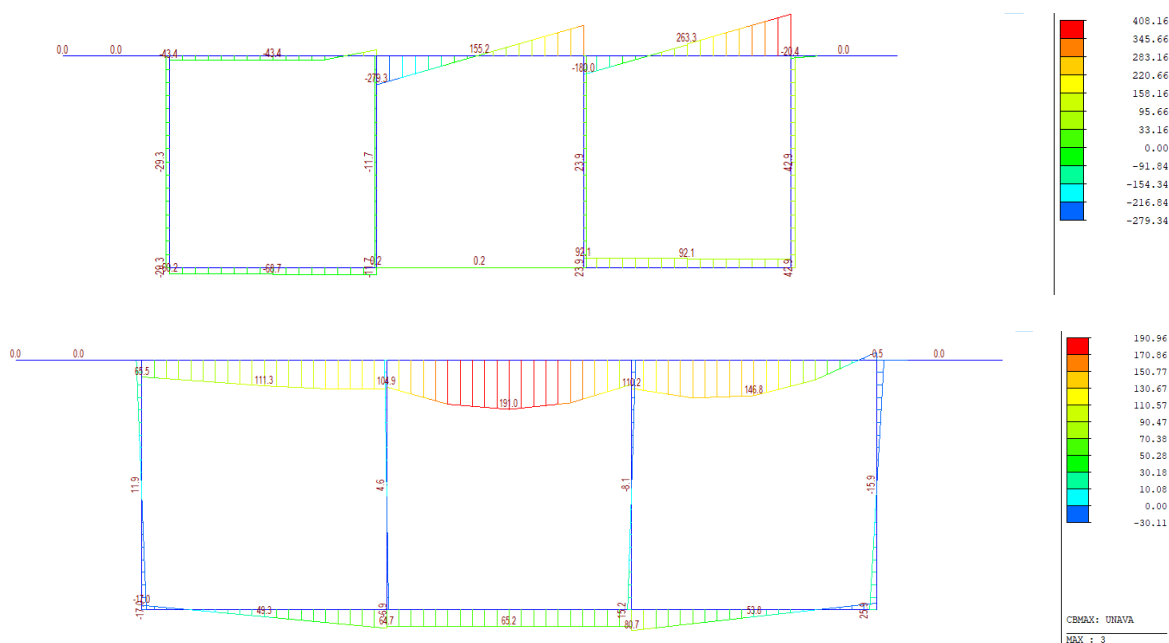
Únavová pevnost (detail 4 – plech přivařený k hraně plechu nebo k pásnici nosníku); ($1/3 > r/l = 175/650 = 0,269 > 1/6$)



Podporový příčník bude k hlavnímu nosníku přivařen. Horní pásnice a stojina budou připojeny pomocí koutových svarů, dolní pásnice bude připojena pomocí tupého svaru.

λ_1	=	0,66	Součinitel poškození od dopravy (L = 25 m, standartní kolejová doprava)
λ_2	=	1,15	Součinitel objemu dopravy (Doprava 50 * 10 ⁶ t/ kolej)
λ_3	=	1,00	Součinitel návrhové životnosti (Návrhová životnost 100 let)
λ_4	=	1,00	Součinitel pro konstrukční prvky zatížené na více než 1. koleji (1 kolej)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 0,66 * 1,15 * 1,0 * 1,0 = \mathbf{0,759} < \lambda_{\max} = 1,40$$



$$M_{\max} = 80,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_P = |M_{\max} - M_{\min}| = |80,70 - 0,0| = 80,70 \text{ kNm}$$

Rozptyl ohybového momentu

$$\Delta M_{E2} = \Delta M_P * \lambda = 80,70 * 0,759 = \mathbf{61,25 \text{ kNm}}$$

$$V_{\max} = 92,10 \text{ kN}$$

$$V_{\min} = 0,0 \text{ kN}$$

$$\Delta V_P = |V_{\max} - V_{\min}| = |92,1 - (0,0)| = 92,1 \text{ kNm}$$

Rozptyl posouvající síly

$$\Delta V_{E2} = \Delta V_P * \lambda = 92,1 * 0,759 = \mathbf{69,90 \text{ kNm}}$$

MATERIÁLY:
Ocel:
S355

f_{yk}	=	355 Mpa	Mez kluzu oceli
f_u	=	80 MPa	Mez pevnosti oceli
E_s	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
ε	=	0.81	

β	=	1	Korelační součinitel
γ_{Mw}	=	1.15	Součinitel spolehlivosti materiálu
R_{srovn}	=	69.57 MPa	Srovnávací únosnost
$\sigma_{\max, kolm,}$	=	69.57 MPa	Maximální normálové kolmé napětí

Ocel, pásnice:
S355

f_{yk}	=	355 Mpa	Mez kluzu oceli
f_u	=	71 MPa	Mez pevnosti oceli
E_s	=	210 Gpa	Modul pružnosti oceli
ε	=	0.81	

R_{srovn}	=	61.74 MPa	Srovnávací únosnost
$\sigma_{\max, kolm,}$	=	61.74 MPa	Maximální normálové kolmé napětí

PRŮŘEZ - Svarový obrazec:

Ocelová část:	Celková výška ocelového nosníku h						=	554	mm
část průřezu	b [mm]	bi [mm]	h [mm]	y' [mm]	A [mm ²]	Sy [mm ³]	Io [mm ⁴]	A*y' ² [mm ⁴]	
Dolní pásnice_1	0	0	0	0	0	0	0	0	
Dolní pásnice_2	650	650	20	10	13000	130000	433333.3	1300000	
Dolní pásnice_3	0	0	0	20	0	0	0	0	
Stojna, výřez	0	0	100	70	0	0	0	0	
Stojna	8	8	410	325	3280	1066000	45947333	346450000	
Horní pásnice_1	600	600	4	528	2400	1267200	3200	669081600	
Horní pásnice_2	8	8	20	540	160	86400	5333.333	46656000	
Horní pásnice_3	600	600	4	552	2400	1324800	3200	731289600	

A_a	=	21240 mm ²	Plocha ocelového průřezu
$C_{g,a}$	=	182 mm	Těžiště ocelového průřezu
I_{wy}	=	1.1E+09 mm ⁴	Moment setrvačnosti ocelového průřezu
$W_{wy,fd}$	=	6.2E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji dolní pásnice
$W_{wy,fh}$	=	3.1E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji horní pásnice
$W_{wy,wh}$	=	3.3E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny nahoře
$W_{wy,wd}$	=	7.0E+06 mm ³	Průřezový modul k okraji svarů stojny dole
$A_{w,w}$	=	3280 mm ²	Plocha průřezu svarů stojny

Předpoklady pro posouzení:

Pásnice jsou namáhány pouze ohybovým momentem.

Stojna je namáhána posouvající silou i ohybovým momentem.

ZATÍŽENÍ:**Ocelová část:**

M_y	=	61.25 kNm	Ohybový moment
V_z	=	69.9 kN	Posouvající síla

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ STOJINU:

$\tau_{rovnov,w}$	=	21.31 Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	18.77 MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{kolm,w} = \tau_{kolm,w}$	=	13.27 MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí
σ_{srovn}	=	45.46 Mpa	Srovnávací napětí
σ_{srovn}	=	45.46 Mpa	< $R_{srovn} = 69.57$ Mpa VYHOVUJE
$\sigma_{kolm,w}$	=	13.27 Mpa	< $\sigma_{max,kolm,w} = 69.57$ Mpa VYHOVUJE

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ HORNÍ PÁSNICI:

$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	20.06	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},w} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	14.19	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí

σ_{srovn}	=	28.37	Mpa	Srovnávací napětí
-------------------------	---	-------	-----	-------------------

σ_{srovn}	=	28.37	Mpa	<	R_{srovn}	=	61.74 Mpa
-------------------------	---	-------	-----	---	--------------------	---	-----------

VYHOVUJE

$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	14.19	Mpa	<	$\sigma_{\text{max,kolm},w}$	=	61.74 Mpa
--------------------------	---	-------	-----	---	------------------------------	---	-----------

VYHOVUJE

SVARY PŘIPOJUJÍCÍ DOLNÍ PÁSNICI:

$\tau_{\text{rovnov},w}$	=	0.00	Mpa	Smykové rovnoběžné napětí (vliv posouvající síly)
$\sigma_{M,w}$	=	9.85	MPa	Normálové napětí (vliv ohybového momentu)
$\sigma_{\text{kolm},w} = \tau_{\text{kolm},w}$	=	6.96	MPa	Normálové kolmé a smykové kolmé napětí

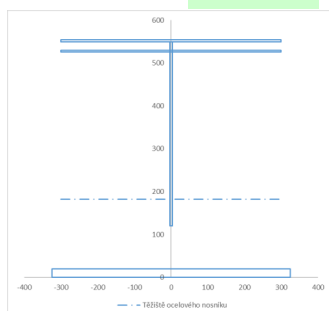
σ_{srovn}	=	13.93	Mpa	Srovnávací napětí
-------------------------	---	-------	-----	-------------------

σ_{srovn}	=	13.93	Mpa	<	R_{srovn}	=	61.74 Mpa
-------------------------	---	-------	-----	---	--------------------	---	-----------

VYHOVUJE

$\sigma_{\text{kolm},w}$	=	6.96	Mpa	<	$\sigma_{\text{max,kolm},w}$	=	61.74 Mpa
--------------------------	---	------	-----	---	------------------------------	---	-----------

VYHOVUJE



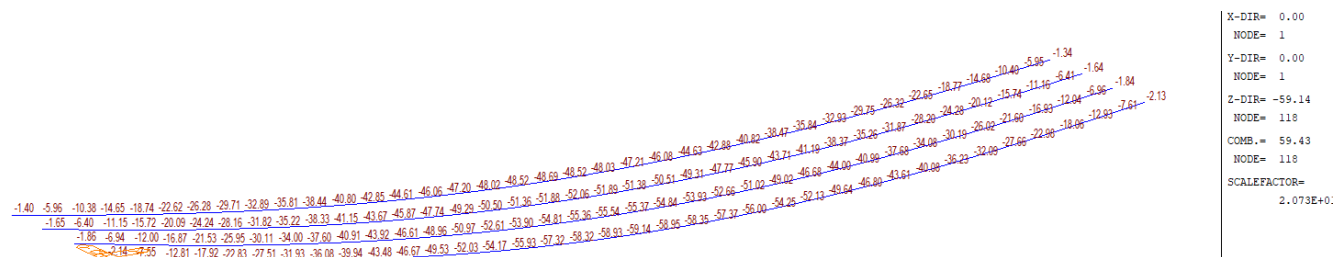
8 Posouzení mostu – MSP

8.1 Průhyb mostu

Průhyb bude určen z programu Midas Civil z obálek charakteristické kombinace. Bude určen i moment jen od stálého zatížení, jen od vlastní tíhy ocelové konstrukce a od reologických jevů v betonové desce. V případě potřeby bude navrženo nadvýšení ocelového nosníku.

8.1.1 Charakteristická kombinace

Charaktristické kombinace jsou dvě - gr 11 – hlavní zatížení je LM71 a gr 16 – hlavní zatížení je SW/2. Je uvedena jejich obálka.

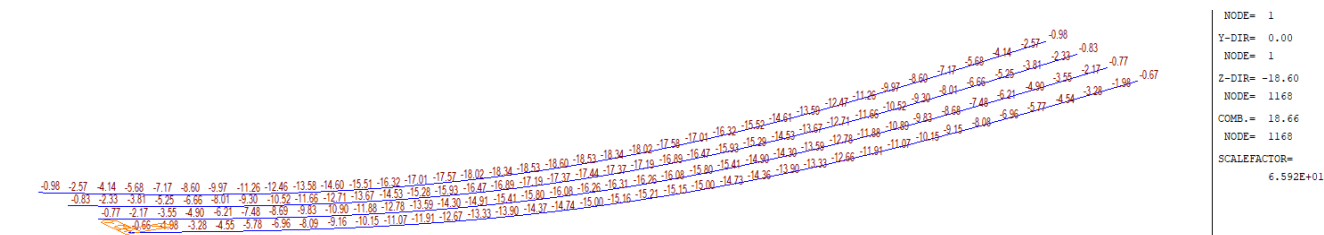


Nerovnoměrný průhyb mezi dvěma sousedními nosníky je max. 0,0036 m = **3,60 mm**, jedná se však o rovnoměrné naklopení celého mostu.

$w_{g+LM71} = 0,0591 \text{ m} = \mathbf{59,14 \text{ mm}}$

8.1.2 Kvazistálá kombinace

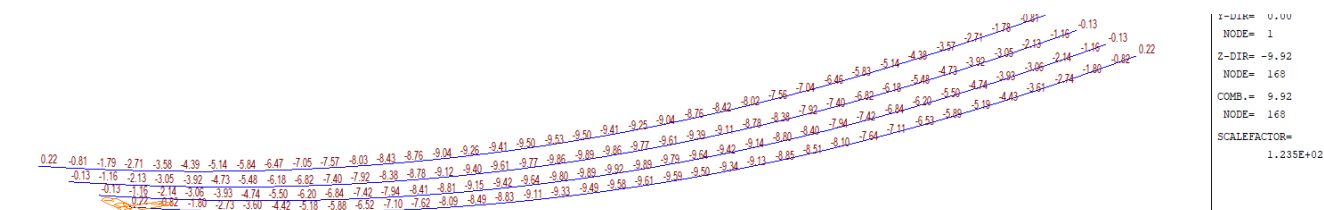
Kvazistálé kombinace jsou dvě - gr 11 – hlavní zatížení je LM71 a gr 16 – hlavní zatížení je SW/2. Je uvedena jejich obálka.



Nerovnoměrný průhyb mezi dvěma sousedními nosníky je max. 0,00116 m = **1,16 mm**.

$w_g = 0,01860 \text{ m} = \mathbf{18,60 \text{ mm}}$

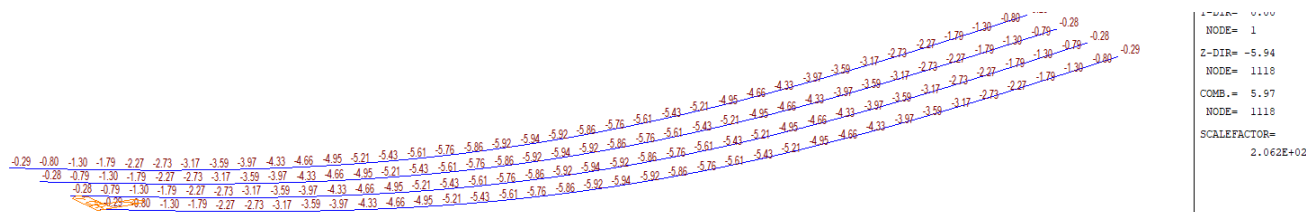
8.1.3 Dodatečný průhyb od smršťování a dotvarování spřažené desky



Nerovnoměrný průhyb mezi dvěma sousedními nosníky je max. 0,000 m = **0,0 mm**.

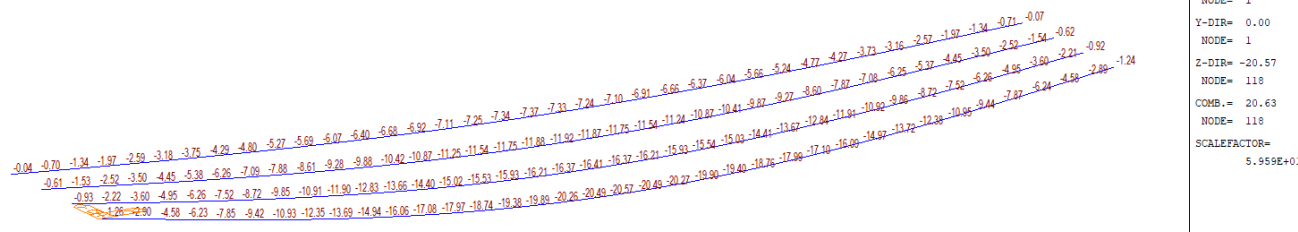
$w_{sh+cr} = 0,00992 \text{ m} = \mathbf{9,92 \text{ mm}}$

8.1.4 Průhyb nosníků pouze od vlastní tíhy ocelové konstrukce a betonové desky



$$w_{g0} = 0,00594 \text{ m} = \mathbf{5,94 \text{ mm}}$$

8.1.5 Průhyb nosníků pouze od dopravy (LM71)



$$w_{LM71} = 0,02057 \text{ m} = \mathbf{20,57 \text{ mm}}$$

8.1.6 Celkový průhyb mostu

$$\text{Celkový průhyb mostu } w_{\text{celk}} = w_{g+LM71} + w_{sh+cr} = 59,14 \text{ mm} + 9,92 \text{ mm} = \mathbf{69,06 \text{ mm}}$$

$$w_{\text{max}} = L/600 = 24,500/600 = 0,0408 \text{ m} = 40,80 \text{ mm}$$

$$\frac{w}{w_{\text{max}}} = \frac{69,06}{40,80} = \mathbf{1,693 > 1,00}$$

Navržený most **NEVYHOVUJE**. Je nutné navrhnout nadvýšení.

8.1.7 Nadvýšení nosné konstrukce

Dle čl. 6.6(1) normy ČSN 73 6205 Navrhování ocelových mostů se nadvýšení mostu navrhne:

- u mostů delších než 20 m
- u mostů s průhybem od kolejové dopravy (bez dynamického součinitele) větším než 20 mm

Velikost nadvýšení w_c se uvažuje jako velikost průhybu od stálého zatížení (včetně dlouhodobých účinků -dotvarování, smršťování) a od 25 % kolejového zatížení.

$$\text{Nadvýšení } w_c = w_g + w_{sh+cr} + 0,25 * w_{g+LM71} = 18,60 + 9,92 + 0,25 * 20,57 = \mathbf{33,66 \text{ mm}}$$

Je navržena hodnota nadvýšení **35 mm**.



Vzhledem k nízkým hodnotám nerovnoměrného průhybu budou nadvýšeny všechny nosníky stejnou hodnotou.

8.2 Průhyb mostu – posouzení pohodlí cestujících

Pro posouzení pohodlí cestujících bude uvažováno zatížení modelem LM71. Zatížení bude uvažováno bez klasifikačního součinitele α , ale s dynamickým součinitelem ϕ_3 .

$$w_{p,lim,0} = L/1000 = 24,5/1000 = 0,0245 \text{ m} = 24,5 \text{ mm}$$

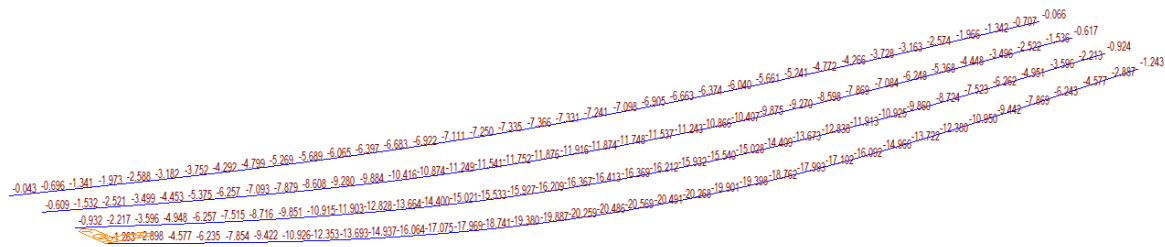
$$k = 0,70$$

$$w_{p,lim,2} = w_{p,lim,0} * k = 24,5 * 0,70 = 17,15 \text{ mm}$$

Základní limitní průhyb od dopravy pro délku mostu 25 m, rychlost 145 km/h

Součinitel uspořádání NK (prostý nosník s jedním otvorem)

Limitní průhyb od dopravy



$$w_{LM71,\alpha} = 0,02057 \text{ m}$$

$$w_{LM71} = 0,02057/\alpha = 0,02057/1,21 = 0,01700 \text{ m}$$

Průhyb od LM71

Průhyb od LM71 bez klasifikačního součinitele α

$$w_{LM71} = 17,00 \text{ mm} < w_{p,lim,2} = 17,15 \text{ mm}$$

VYHOVUJE, podmínky pro pohodu cestujících jsou splněny

8.3 Posouzení náchylnosti k rezonancím

Pro posouzení náchylnosti k rezonancím bude porovnána první vlastní frekvence konstrukce porovnána s mezními hodnotami vlastní frekvence.

$$n_{0,max} = 94,76 * L^{-0,748} = 94,76 * 24,5^{-0,748} = 8,660 \text{ Hz}$$

$$n_{0,min} = 23,58 * L^{-0,592} = 23,58 * 24,5^{-0,592} = 3,549 \text{ Hz}$$

Horní mez pro 1. vlastní frekvenci (pro $4 \text{ m} < L < 100 \text{ m}$)

Dolní mez pro 1. vlastní frekvenci (pro $20 \text{ m} < L < 100 \text{ m}$)

$$w_g = 0,0200 \text{ m} = 20,00 \text{ mm}$$

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{w_g}} = \frac{17,75}{\sqrt{18,60}} = 4,116 \text{ Hz}$$

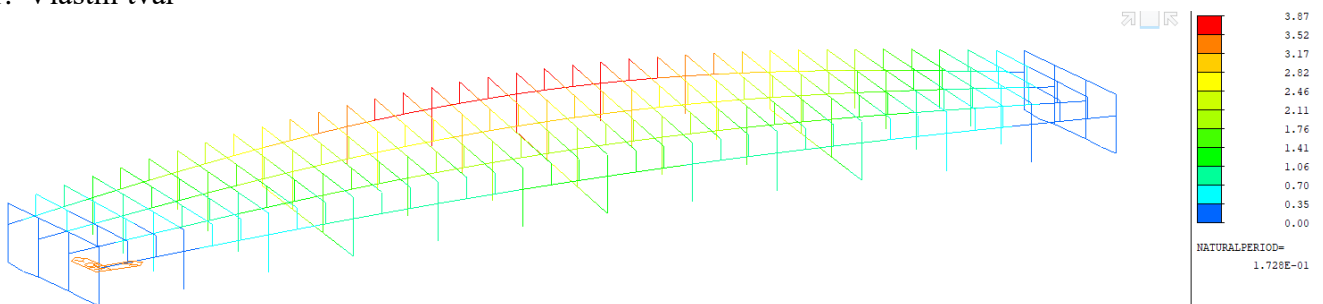
Průhyb od stálého zatížení

Zjednodušeně určená vlastní frekvence

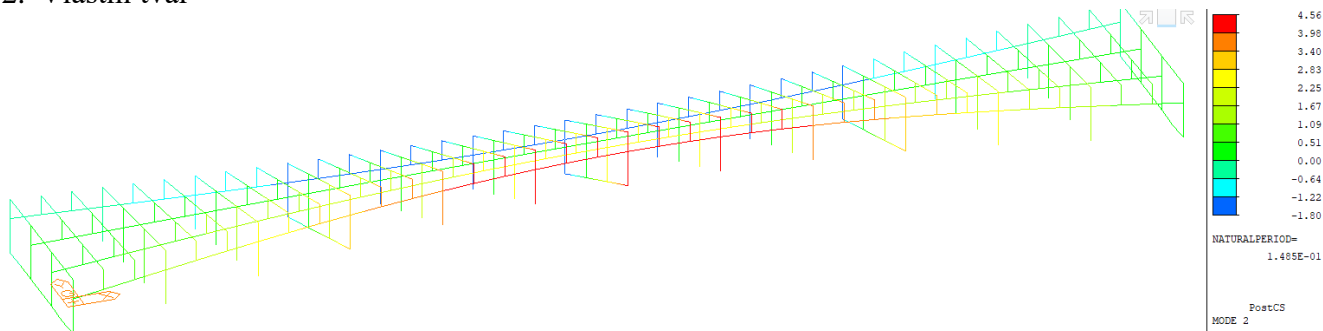
(dle 1991-2, 6.3)

Vlastní tvary:

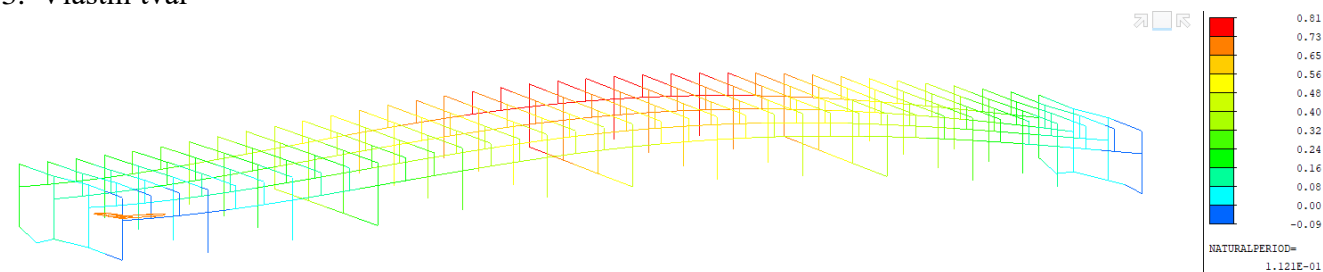
1. Vlastní tvar



2. Vlastní tvar



3. Vlastní tvar



Vlastní frekvence:

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
	1	36.351824	5.785572	0.172844	0.0000e+00		
	2	42.306555	6.733297	0.148516	0.0000e+00		
	3	56.048362	8.920374	0.112103	0.0000e+00		
	4	57.277979	9.116074	0.109696	0.0000e+00		

$n_0 = 5,786 \text{ Hz}$

$n_1 = 6,733 \text{ Hz}$

$n_2 = 8,90 \text{ Hz}$

$n_{0,\min} = 3,549 \text{ Hz} < n_0 = 5,786 \text{ Hz} < n_{0,\max} = 8,660 \text{ Hz}$

$n_{0,\min} = 3,549 \text{ Hz} < n_1 = 6,733 \text{ Hz} < n_{0,\max} = 8,660 \text{ Hz}$

VYHOVUJE, konstrukce není náchylná k rezonancím

8.4 Omezení trhlin ve spřažené desce

Posouzení desky na MSP v příčném směru ve uvedeno v kapitole „Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v příčném směru“ v oddíle 6 pro charakteristickou i kvazistálou kombinaci.

Posouzení spřažené desky není třeba provádět, protože deska vyhovuje na posouzení mezního stavu únosnosti počítáno pružným výpočtem. V mezním stavu únosnosti je podmínka na napětí v betonu (pevnost betonu $f_{cd} = 19,8 \text{ MPa}$) nižší než v mezním stavu použitelnosti ($0,6 * f_{ck} = 0,6 * 35 = 19 \text{ MPa}$), a zároveň účinky zatížení jsou v mezním stavu únosnosti vyšší než v mezním stavu použitelnosti. Lze tedy říci, že když nosník vyhovuje na únosnost, bude vždy vyhovovat i v omezení napětí.

8.5 Omezení trhlin ve spřažené desce

Omezení trhlin spřažené betonové desky bude provedeno jak v podélném, tak v příčném směru pro častou kombinaci.

8.5.1 Podélný směr

V podélném směru je v celé délce mostu spřažená deska tlačená, proto v ní nebudou vznikat trhliny. Z tohoto důvodu nemá posudek omezení trhlin smysl provádět.

8.5.2 Příčný směr

Posouzení desky na MSP v příčném směru ve uvedeno v kapitole „Návrh a posouzení výztuže spřažené desky v příčném směru“ v oddíle 6.

8.6 Posouzení pohybů mostu a návrh ložisek a mostních závěrů

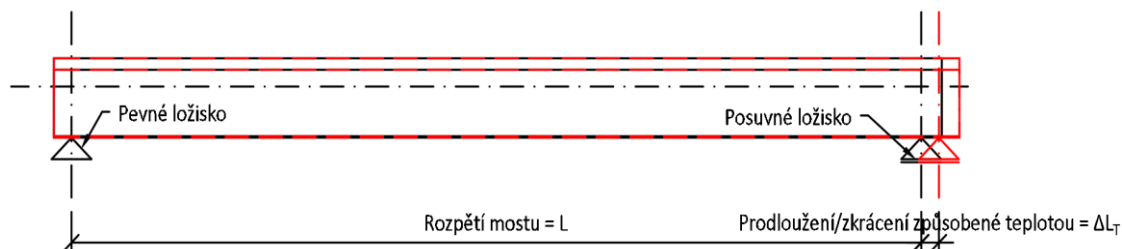
Výpočet podélného přetvoření zahrnuje:

- přetvoření smrštění desky ČSN EN 1992-1-1
- přetvoření od teploty dle ČSN EN 1991-1-5
- přetvoření od pootočení nosné konstrukce vlivem svislého zatížení
- přetvoření od normálové síly vlivem zatížení

8.6.1 Prodloužení od teploty

Prodloužení od teploty:

L	=	24.5	m	Rozpětí konstrukce
$\Delta T_{N,noc}$	=	-39.5	°C	
$\Delta T_{N,exp}$	=	32.5	°C	
α_c	=	1.00E-05	K ⁻¹	Součinitel teplotní roztažnosti betonu
α_s	=	1.20E-05	K ⁻¹	Součinitel teplotní roztažnosti betonu
α	=	1.10E-05	K ⁻¹	Průměrný součinitel teplotní roztažnosti
ΔT^-	=	$\Delta T_{N,noc} - 20$	°C	Ochlazení nosné konstrukce
ΔT^+	=	$\Delta T_{N,exp} + 20$	°C	Oteplení nosné konstrukce
ΔL_T^+	=	$\alpha * L * \Delta T_{N,exp}$	1.41E-02 m	Prodloužení nosné konstrukce
ΔL_T^-	=	$\alpha * L * \Delta T_{N,noc}$	-1.60E-02 m	Zkrácení nosné konstrukce



8.6.2 Prodloužení od smrštění spřažené desky

Prodloužení od smrštění spřažené desky:

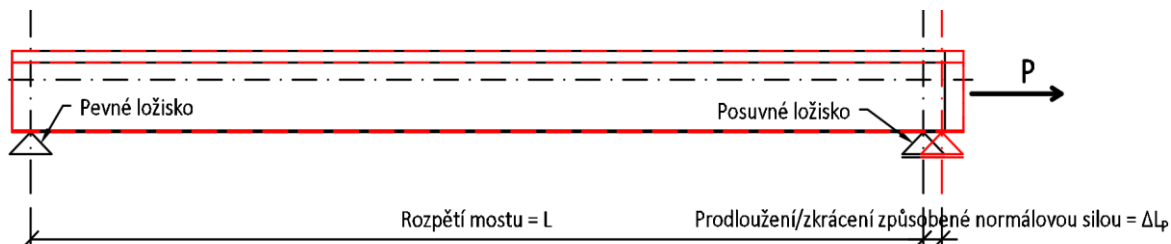
A_s	=	0.2584	m ²	Plocha ocelové části konstrukce
A_c	=	1.6723	m ²	Plocha betonové části nosné konstrukce
E_s	=	200	GPa	Modul pružnosti oceli
E_c	=	30	GPa	Modul pružnosti betonu
ϵ_{cs}	=	-2.99E-04		Poměrné zkrácení betonové desky od smrštění

$$\begin{aligned}
 N_{ecs} &= \varepsilon_{cs} * A_c * E_c = -1.50E+04 \text{ kN} && \text{To odpovídá síle působící na celý most} \\
 \varepsilon_{cs} &= N_{ecs} / (A_c * E_c + A_s * E_s) = -0.0001475 && \text{Poměrné zkrácení celého mostu} \\
 \Delta l_{cs}^- &= \varepsilon_{cs} * L = -0.003614 \text{ m} && \text{Zkrácení mostu od smršťování}
 \end{aligned}$$

8.6.3 Prodloužení od normálové síly vlivem zatížení

Prodloužení od normálové síly vlivem zatížení:

$$\begin{aligned}
 Q_{lak} &= 33 && \text{Rozjezdové/Brzdě síly} \\
 \alpha &= 1.21 && \text{Korelační součinitel} \\
 N_{x,max} &= Q_{lak} * L * \alpha = 978.285 \text{ kN} && \text{Normálová síla od vodorovných sil} \\
 \varepsilon_{Nx} &= N_{ecs} / (A_c * E_c + A_s * E_s) = 9.6052E-06 && \text{Poměrné zkrácení celého mostu} \\
 \Delta l_{Nx}^- &= \varepsilon_{cs} * L = -2.35E-04 \text{ m} && \text{Zkrácení mostu od normálové síly} \\
 \Delta l_{Nx}^+ &= \varepsilon_{cs} * L = 2.35E-04 \text{ m} && \text{Prodloužení mostu od normálové síly}
 \end{aligned}$$



8.6.4 Prodloužení od pootočení nosné konstrukce

Prodloužení od pootočení nosné konstrukce

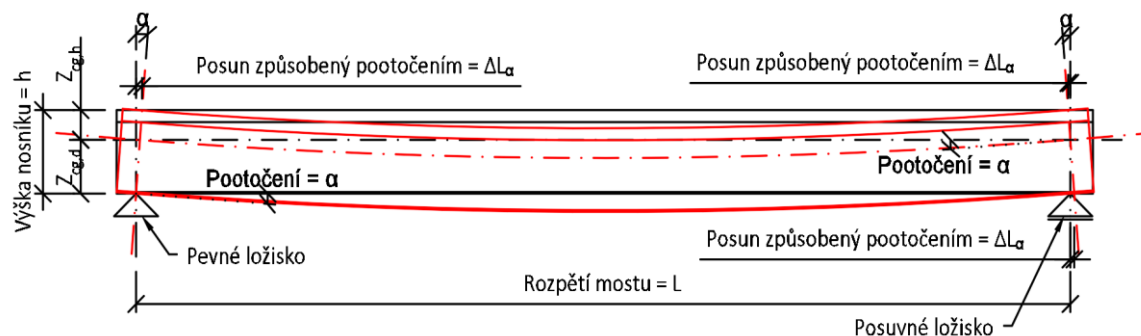
h	=	1.73	m	Výška nosníku
$z_{cg,d}$	=	1.075	m	Výška těžiště k dolním vláknům
$z_{cg,h} = h - z_{cg,d}$	=	0.655	m	Výška těžiště k horním vláknům
$\alpha_{vl,t}$	=	0.000756	rad	Pootočení od vlastní tíhy konstrukce
$\alpha_{ts,sup}$	=	0.001766	rad	pootočení od ostatního stálého (sup)
$\alpha_{ts,inf}$	=	0.001108	rad	pootočení do ostatního stálého (inf)
α_{ε}	=	0.001752	rad	pootočení od smršťování
$\alpha_{doprava}$	=	0.002936	rad	Pootočení od dopravy (max)
$\alpha_{doprava}$	=	0	rad	Pootočení od dopravy (min)
α_T	=	0.0007	rad	Pootočení od teploty (max)
α_T	=	-0.0007	rad	Pootočení od teploty (min)
α_v	=	0.000205	rad	Pootočení od větru (max)
α_v	=	-0.000205	rad	Pootočení od větru (min)

Pro dilatační závěry:

$\alpha_{lt,max} = \alpha_{ts,sup} + \alpha_{\varepsilon}$	=	0.003518	rad	Maximální dlouhodobé pootočení (bez vlastní tíhy)
$\alpha_{lt,min} = \alpha_{ts,inf} + \alpha_{\varepsilon}$	=	0.00286	rad	Minimální dlouhodobé pootočení (bez vlastní tíhy)
$\alpha_{lt,max} = \alpha_{doprava} + \alpha_T + \alpha_v$	=	0.003841	rad	Maximální krátkodobé pootočení
$\alpha_{st,min} = \alpha_{doprava} + \alpha_T + \alpha_v$	=	-0.000905	rad	Minimální krátkodobé pootočení
$\alpha_{max} = \alpha_{lt,max} + \alpha_{st,max}$	=	0.007359	rad	Maximální pootočení
$\alpha_{min} = \alpha_{lt,min} + \alpha_{st,min}$	=	0.001955	rad	Minimální pootočení

Pro ložiska:

$\alpha_{lt,max} = \alpha_{vl,t} + \alpha_{ts,sup} + \alpha_{\varepsilon}$	=	0.004274	rad	Maximální dlouhodobé pootočení
$\alpha_{lt,min} = \alpha_{vl,t} + \alpha_{ts,inf} + \alpha_{\varepsilon}$	=	0.003616	rad	Minimální dlouhodobé pootočení
$\alpha_{lt,max} = \alpha_{doprava} + \alpha_T + \alpha_v$	=	0.003841	rad	Maximální krátkodobé pootočení
$\alpha_{st,min} = \alpha_{doprava} + \alpha_T + \alpha_v$	=	-0.000905	rad	Minimální krátkodobé pootočení
$\alpha_{max} = \alpha_{lt,max} + \alpha_{st,max}$	=	0.008115	rad	Maximální pootočení
$\alpha_{min} = \alpha_{lt,min} + \alpha_{st,min}$	=	0.002711	rad	Minimální pootočení



$$\Delta l_{a,1}^{-} = -\operatorname{tg}(\alpha_{\max}) \cdot h = -1.27\text{E-}02 \text{ m}$$

$$\Delta l_{a,1}^{+} = -\operatorname{tg}(\alpha_{\min}) \cdot h = 0.00\text{E+}00 \text{ m}$$

$$\Delta l_{a,2}^{-} = -\operatorname{tg}(\alpha_{\max}) \cdot Z_{cg,h} = -4.82\text{E-}03 \text{ m}$$

$$\Delta l_{a,2}^{+} = -\operatorname{tg}(\alpha_{\min}) \cdot Z_{cg,h} = 0.00\text{E+}00 \text{ m}$$

$$\Delta l_{a,3}^{+} = \operatorname{tg}(\alpha_{\max}) \cdot Z_{cg,d} = 8.72\text{E-}03 \text{ m}$$

$$\Delta l_{a,3}^{-} = \operatorname{tg}(\alpha_{\min}) \cdot Z_{cg,d} = 0.00\text{E+}00 \text{ m}$$

Zkrácení nosné konstrukce pro mostní
závěr u pevného ložiska

Prodloužení nosné konstrukce pro
mostní závěr u pevného ložiska

Zkrácení nosné konstrukce pro mostní
závěr u posuvného ložiska

Prodloužení nosné konstrukce pro
mostní závěr u posuvného ložiska

Prodloužení nosné konstrukce pro
posuvné ložisko

Zkrácení nosné konstrukce pro posuvné
ložisko

8.6.5 Posuny pro mostní závěr u pevného ložiska

Posuny pro mostní závěr u pevného ložiska:

$$\Delta \Gamma^{-} = \Delta l_{a,1}^{-} = -1.27\text{E-}02 \text{ m}$$

$$\Delta \Gamma^{+} = \Delta l_{a,1}^{+} = 0.00\text{E+}00 \text{ m}$$

$$\Delta \Gamma = \Delta \Gamma^{-} + \Delta \Gamma^{+} = 1.27\text{E-}02 \text{ m}$$

Maximální zkrácení konstrukce (MSP)

Maximální prodloužení konstrukce (MSP)

Celkové dilatační posuny (MSP)

$$\Delta \Gamma^{-} = \Delta l_{a,1}^{-} \cdot 1.45 = -1.85\text{E-}02 \text{ m}$$

$$\Delta \Gamma^{+} = \Delta l_{a,1}^{+} \cdot 1.45 = 0.00\text{E+}00 \text{ m}$$

$$\Delta \Gamma = \Delta \Gamma^{-} + \Delta \Gamma^{+} = 1.85\text{E-}02 \text{ m}$$

Maximální zkrácení konstrukce (MSÚ)

Maximální prodloužení konstrukce (MSÚ)

Celkové dilatační posuny (MSÚ)

8.6.6 Posuny pro mostní závěr u posuvného ložiska

Posuny pro mostní závěr u posuvného ložiska:

$$\Delta \Gamma^{-} = \Delta l_{T}^{-} + \Delta l_{cs}^{-} + \Delta l_{N}^{-} + \Delta l_{a,2}^{-} = -2.47\text{E-}02 \text{ m}$$

$$\Delta \Gamma^{+} = \Delta l_{T}^{+} + \Delta l_{N}^{+} + \Delta l_{a,1}^{+} = 1.44\text{E-}02 \text{ m}$$

$$\Delta \Gamma = \Delta \Gamma^{-} + \Delta \Gamma^{+} = 3.91\text{E-}02 \text{ m}$$

Maximální zkrácení konstrukce (MSP)

Maximální prodloužení konstrukce (MSP)

Celkové dilatační posuny (MSP)

$$\Delta \Gamma^{-} = (\Delta l_{T}^{-} + \Delta l_{cs}^{-} + \Delta l_{N}^{-} + \Delta l_{a,2}^{-}) \cdot 1.45 = -3.58\text{E-}02 \text{ m}$$

$$\Delta \Gamma^{+} = (\Delta l_{T}^{+} + \Delta l_{N}^{+} + \Delta l_{a,1}^{+}) \cdot 1.45 = 2.09\text{E-}02 \text{ m}$$

$$\Delta \Gamma = \Delta \Gamma^{-} + \Delta \Gamma^{+} = 5.67\text{E-}02 \text{ m}$$

Maximální zkrácení konstrukce (MSÚ)

Maximální prodloužení konstrukce (MSÚ)

Celkové dilatační posuny (MSÚ)

8.6.7 Posuny pro posuvné ložisko

Posuny pro posuvné ložisko:

ΔI^-	$= \Delta I_T^- + \Delta I_{cs}^- + \Delta I_N + \Delta I_{a,3}^-$	$= -1.99E-02 \text{ m}$	Maximální zkrácení konstrukce (MSP)
ΔI^+	$= \Delta I_T^+ + \Delta I_N + \Delta I_{a,3}^+$	$= 2.31E-02 \text{ m}$	Maximální prodloužení konstrukce (MSP)
ΔI	$= \Delta I^- + \Delta I^+$	$= 4.30E-02 \text{ m}$	Celkové dilatační posuny (MSP)
ΔI^-	$= (\Delta I_T^- + \Delta I_{cs}^- + \Delta I_N + \Delta I_{a,3}^-) * 1.45$	$= -2.88E-02 \text{ m}$	Maximální zkrácení konstrukce (MSÚ)
ΔI^+	$= (\Delta I_T^+ + \Delta I_N + \Delta I_{a,3}^+) * 1.45$	$= 3.35E-02 \text{ m}$	Maximální prodloužení konstrukce (MSÚ)
ΔI	$= \Delta I^- + \Delta I^+$	$= 6.23E-02 \text{ m}$	Celkové dilatační posuny (MSÚ)

8.6.8 Požadavky na mostní závěry

K vypočteným posunům bude připočtena rezerva $\Delta_R = 10 \text{ mm}$ a budou zaokrouhleny na 10 mm nahoru.

Celková kapacita dilatačních závěrů

	$\Delta I \text{ [mm]}$
Závěr u pevného ložiska	30
závěr u posuvného ložiska	70

Nastavení dilatačních závěrů dle montážní teploty:

TABULKA NASTAVENÍ MOSTNÍCH ZÁVĚRŮ PODLE TEPLOTY											
Nastavení dilatačního závěru na Pohledské opěře v závislosti na montážní teplotě (pevné ložisko)											
Dilatační délka	L [mm]	630									
Teplota mostní konstrukce	T [°]	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	35
Volná šířka mezi lamelami	D [mm]	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
Nastavení dilatačního závěru na Přibyslavské opěře v závislosti na montážní teplotě (posuvné ložisko)											
Dilatační délka	L [mm]	30320									
Teplota mostní konstrukce	T [°]	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	35
Volná šířka mezi lamelami	D [mm]	25	26	27	29	30	31	33	34	35	37
Nastavení podélného dilatačního závěru											
Dilatační délka	L [mm]	-									
Teplota mostní konstrukce	T [°]	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	35
Volná šířka mezi lamelami	D [mm]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

8.6.9 Požadavky na ložiska

POŽADAVKY NA POSUVNÉ LOŽISKO			
Reakce v ložisku			
		Charakteristické	Návrhové
Svislá maximální	V_{\max} [kN]	2700	3800
Svislá minimální	V_{\min} [kN]	1300	1500
Vodorovná podélná	H_l [kN]	-	-
Vodorovná příčná	H_q [kN]	1100	1600
Mezní pohyby			
		+	-
Podélný posun	E_l [mm]	40	40
Příčný posun	E_q [mm]	0	0
Pootočení	φ [mrad]	0	8.12

POŽADAVKY NA PEVNÉ LOŽISKO			
Reakce v ložisku			
		Charakteristické	Návrhové
Svislá maximální	V_{\max} [kN]	2700	3800
Svislá minimální	V_{\min} [kN]	1300	1500
Vodorovná podélná	H_l [kN]	600	800
Vodorovná příčná	H_q [kN]	1100	1600
Mezní pohyby			
		+	-
Podélný posun	E_l [mm]	0	0
Příčný posun	E_q [mm]	0	0
Pootočení	φ [mrad]	0	8.12

9 Zatížitelnost

Daný úsek je začleněn do 1. třídy podle kategorizace tratí z hlediska mostů (01/2017). Pro návrh jsou uvažovány účinky klasifikovaného svislého zatížení (LM -71) dle ČSN EN 1991-2 se součinitelem $\alpha = 1,21$ doplněného modelem zatížení SW/2 dle téže normy. Klasifikační součinitel se při určení zatížitelnosti nemá používat, proto bude zatížení touto hodnotou poděleno, zatížitelnost musí splňovat podmínku $Z_{LM71} > 1,0$.

Zatížitelnost bude určena na základě výše uvedených posudků. Z výpočetního modelu v programu Midas Civil stanoveny účinky zatížení zvlášť od stálého zatížení a zvlášť od dopravního zatížení. Ke stálému zatížení je připočteno i zatížení od proměnného nedopravního zatížení (teplota, vítr, ...). U některých posudků bude použity stejné postupy a excely jako v předchozích kapitolách pro určení některých veličin (např. napětí v betonu, ve výztuži, ...) zvlášť od stálého a zvlášť od dopravního zatížení. Z takto určených veličin bude určena zatížitelnost. Při určení zatížitelnosti na průhyb je zohledněno nadvýšení mostu – je přičteno k limitní hodnotě průhybu.

Zatížitelnost v ohybu - Hlavní nosník, ocelová část										
Průřez	f_y [Mpa]	$M_{ED,G}$ [kNm]	$M_{ED,71}$ [kNm] ($\alpha=1.21$)	$\sigma_{s,ED,g}$ [Mpa]	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ($\alpha=1.21$)	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ($\alpha=1.0$)	Z_{LM71}		$Z_{LM71,lim}$	
Krátkobé působení										
1/2 * L	335	5003.53	6003.38	90.4742	87.13	72.01	3.40	>	1.00	VYHOVUJE
Dlouhodobé působení (vliv dotvarování)										
1/2 * L	335	5003.53	6003.38	94.5342	87.13	72.01	3.34	>	1.00	VYHOVUJE
Zatížitelnost v ohybu - Hlavní nosník, spřažená deska										
Průřez	f_{cd} [Mpa]	$M_{ED,G}$ [kNm]	$M_{ED,71}$ [kNm] ($\alpha=1.21$)	$\sigma_{s,ED,g}$ [Mpa]	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ($\alpha=1.21$)	$\sigma_{s,ED,LM71}$ [Mpa] ($\alpha=1.0$)	Z_{LM71}		$Z_{LM71,lim}$	
Krátkobé působení										
1/2 * L	-19.833	5003.53	6003.38	-7.5132	-10.6	-8.76	1.41	>	1.00	VYHOVUJE
Dlouhodobé působení (vliv dotvarování)										
1/2 * L	-19.833	5003.53	6003.38	-5.5532	-10.6	-8.76	1.63	>	1.00	VYHOVUJE
Zatížitelnost ve smyku - Hlavní nosník										
Průřez	V_{RD} [kN]	$V_{ED,G}$ [kN]	$V_{ED,71}$ [kN] ($\alpha=1.21$)	$V_{ED,71}$ [kN] ($\alpha=1.0$)	Z_{LM71}		$Z_{LM71,lim}$			
Podpora	5068.1	838.8	1065.66	880.71	4.80	>	1.00	VYHOVUJE		
Zatížitelnost koutových krčních svarů hlavního nosníku										
Průřez	τ_{RD} [Mpa]	$V_{ED,G}$ [kN]	$V_{ED,71}$ [kN] ($\alpha=1.21$)	$\tau_{ED,g}$ [Mpa]	$\tau_{ED,LM71}$ [Mpa] ($\alpha=1.21$)	$\tau_{ED,LM71}$ [Mpa] ($\alpha=1.0$)	Z_{LM71}		$Z_{LM71,lim}$	
Krátkobé působení										
Podpora	362.96	838.8	1065.66	58.94	74.88	61.88	4.91	>	1.00	VYHOVUJE
Dlouhodobé působení (vliv dotvarování)										
Podpora	362.96	838.8	1065.66	55.65	70.69	58.42	5.26	>	1.00	VYHOVUJE
Zatížitelnost spřahovacích trnů hlavního nosníku										
Průřez	$V_{I,RD}$ [kN]	$V_{ED,g}$ [kN]	$V_{ED,LM71}$ [kN] ($\alpha=1.21$)	$V_{I,ED,g}$ [kN]	$V_{I,ED,LM71}$ [kN] ($\alpha=1.21$)	$V_{I,ED,LM71}$ [kN] ($\alpha=1.0$)	Z_{LM71}		$Z_{LM71,lim}$	
Oblast 1	1240.8	838.8	1065.66	434.51	552.02	456.21	1.77	>	1.00	VYHOVUJE
Oblast 2	827.2	507.6	661.6	262.94	342.71	283.23	1.99	>	1.00	VYHOVUJE
Oblast 3	827.2	137.8	432.2	71.38	223.88	185.02	4.08	>	1.00	VYHOVUJE
Zatížitelnost v průhybu										
Posudek	Průřez	w_{lim} [mm]	w_g [mm]	w_{LM71} [mm] ($\alpha=1.21$)	w_{LM71} [mm] ($\alpha=1.00$)	Z_{LM71}		$Z_{LM71,lim}$		
Průhyb	1/2 * L	75.8	48.49	20.6	17.0	1.61	>	1.00	VYHOVUJE	
Pohodlí cestujících	1/2 * L	17.15	0	17.0	17.0	1.01	>	1.00	VYHOVUJE	

Zatížitelnost desky v příčném směru - Ohyb										
	Průřez	M_{RD} [kN]	M_{ED,G} [kNm]	M_{ED,71} [kNm] (α=1.21)	M_{ED,71} [kNm] (α=1.0)	Z_{LM71}		Z_{LM71,lim}		
	Dolní líc	114.01	11.14	79.16	65.42	1.57	>	1.00	VYHOVUJE	
	Horní líc	-114.01	-7.08	-29.49	-24.37	4.39	>	1.00	VYHOVUJE	
Zatížitelnost desky v příčném směru - Smyk										
	Průřez	V_{RD} [kN]	V_{ED,G} [kNm]	V_{ED,71} [kNm] (α=1.21)	V_{ED,71} [kNm] (α=1.00)	Z_{LM71}		Z_{LM71,lim}		
	Podpora	210.25	36.49	170.47	140.88	1.23	>	1.00	VYHOVUJE	
Zatížitelnost desky v příčném směru - Omezení napětí										
	Průřez	0.6*f_{ck} [Mpa]	M_{ED,G} [kNm]	M_{ED,71} [kNm] (α=1.21)	σ_{s,ED,G} [Mpa]	σ_{s,ED,LM71} [Mpa] (α=1.21)	σ_{s,ED,LM71} [Mpa] (α=1.0)	Z_{LM71}		Z_{LM71,lim}
	Dolní líc	-18	8.24	54.59	-1.5	9.6	7.96	2.08	>	1.00
	Horní líc	-18	-5.16	-16.49	-0.9	-2.9	-2.40	7.11	>	1.00

Zatížitelnost v ohybu - Podporový příčník, ocelová část										
	Průřez	f_y [Mpa]	M_{ED,G} [kNm]	M_{ED,71} [kNm] (α=1.21)	σ_{s,ED,G} [Mpa]	σ_{s,ED,LM71} [Mpa] (α=1.21)	σ_{s,ED,LM71} [Mpa] (α=1.0)	Z_{LM71}		Z_{LM71,lim}
Krátkobé působení										
	Ložisko	345	-596.8	-1122	29.39	55.25	45.66	6.91	>	1.00
	1/2 * L	345	-114.1	1501.6	-5.62	-73.94	-61.11	5.74	>	1.00
Dlouhodobé působení (vliv dotvarování)										
	1/2 * L	345	-114.1	1501.6	-3.65	-48.03	-39.69	8.78	>	1.00

Zatížitelnost v ohybu - Podporový příčník, sražená deska										
	Průřez	f_{cd} [Mpa]	M_{ED,G} [kNm]	M_{ED,71} [kNm] (α=1.21)	σ_{s,ED,G} [Mpa]	σ_{s,ED,LM71} [Mpa] (α=1.21)	σ_{s,ED,LM71} [Mpa] (α=1.0)	Z_{LM71}		Z_{LM71,lim}
Krátkobé působení										
	1/2 * L	-19.833	-114.1	1501.6	1.18	-15.56	-12.86	1.63	>	1.00
Dlouhodobé působení (vliv dotvarování)										
	1/2 * L	-19.833	-114.1	1501.6	0.26	-3.37	-2.79	7.21	>	1.00

Zatížitelnost ve smyku - Podporový příčník										
	Průřez	V_{RD} [kN]	V_{ED,G} [kNm]	V_{ED,71} [kNm] (α=1.21)	V_{ED,71} [kNm] (α=1.0)	Z_{LM71}		Z_{LM71,lim}		
	Podpora	5254.4	761	3055.5	2525.21	1.78	>	1.00	VYHOVUJE	

Zatížitelnost koutových krčních svarů podporového příčníku										
	Průřez	τ_{RD} [Mpa]	V_{ED,G} [kNm]	V_{ED,71} [kNm] (α=1.21)	τ_{ED,G} [Mpa]	τ_{ED,LM71} [Mpa] (α=1.21)	τ_{ED,LM71} [Mpa] (α=1.0)	Z_{LM71}		Z_{LM71,lim}
	Podpora	362.96	761	3055.5	42.26	169.66	140.21	2.29	>	1.00

Zatížitelnost sřáhovacích trnů podporového příčníku										
	Průřez	V_{l,RD} [kNm]	V_{ED,G} [kN]	V_{ED,LM71} [kN] (α=1.21)	V_{l,ED,G} [kN]	V_{l,ED,LM71} [kN] (α=1.21)	V_{l,ED,LM71} [kN] (α=1.0)	Z_{LM71}		Z_{LM71,lim}
	Oblast 1	3722.3	761	3055.5	689.5	2768.3	2287.87	1.33	>	1.00

Zatížitelnost připojení podporového příčníku na hlavní nosník										
	Průřez	R_{srovn} [Mpa]	σ_{srovn,G} [Mpa]	σ_{srovn,LM71} [Mpa] (α=1.21)	σ_{srovn,LM71} [Mpa] (α=1.0)	Z_{LM71}		Z_{LM71,lim}		
	Stojna	362.96	21.29	157.59	130.24	2.62	>	1.00	VYHOVUJE	

Zatížitelnost v ohybu - Mezilehlý příčník										
	Průřez	f_y [Mpa]	M_{ED,G} [kNm]	M_{ED,71} [kNm] (α=1.21)	σ_{s,ED,G} [Mpa]	σ_{s,ED,LM71} [Mpa] (α=1.21)	σ_{s,ED,LM71} [Mpa] (α=1.0)	Z_{LM71}		Z_{LM71,lim}
	1/2 * L	345	20	162.1	6.11	52.76	43.60	7.77	>	1.00

Zatížitelnost ve smyku - Mezilehlý příčník										
	Průřez	V_{RD} [kN]	V_{ED,G} [kNm]	V_{ED,71} [kNm] (α=1.21)	V_{ED,71} [kNm] (α=1.0)	Z_{LM71}		Z_{LM71,lim}		
	Podpora	1520.4	18.9	172.8	142.81	10.51	>	1.00	VYHOVUJE	

Zatížitelnost koutových krčních svarů mezilehlého příčníku										
	Průřez	τ_{RD} [Mpa]	V_{ED,G} [kNm]	V_{ED,71} [kNm] (α=1.21)	τ_{ED,G} [Mpa]	τ_{ED,LM71} [Mpa] (α=1.21)	τ_{ED,LM71} [Mpa] (α=1.0)	Z_{LM71}		Z_{LM71,lim}
	Podpora	362.96	18.9	172.8	8.69	79.46	65.67	5.39	>	1.00

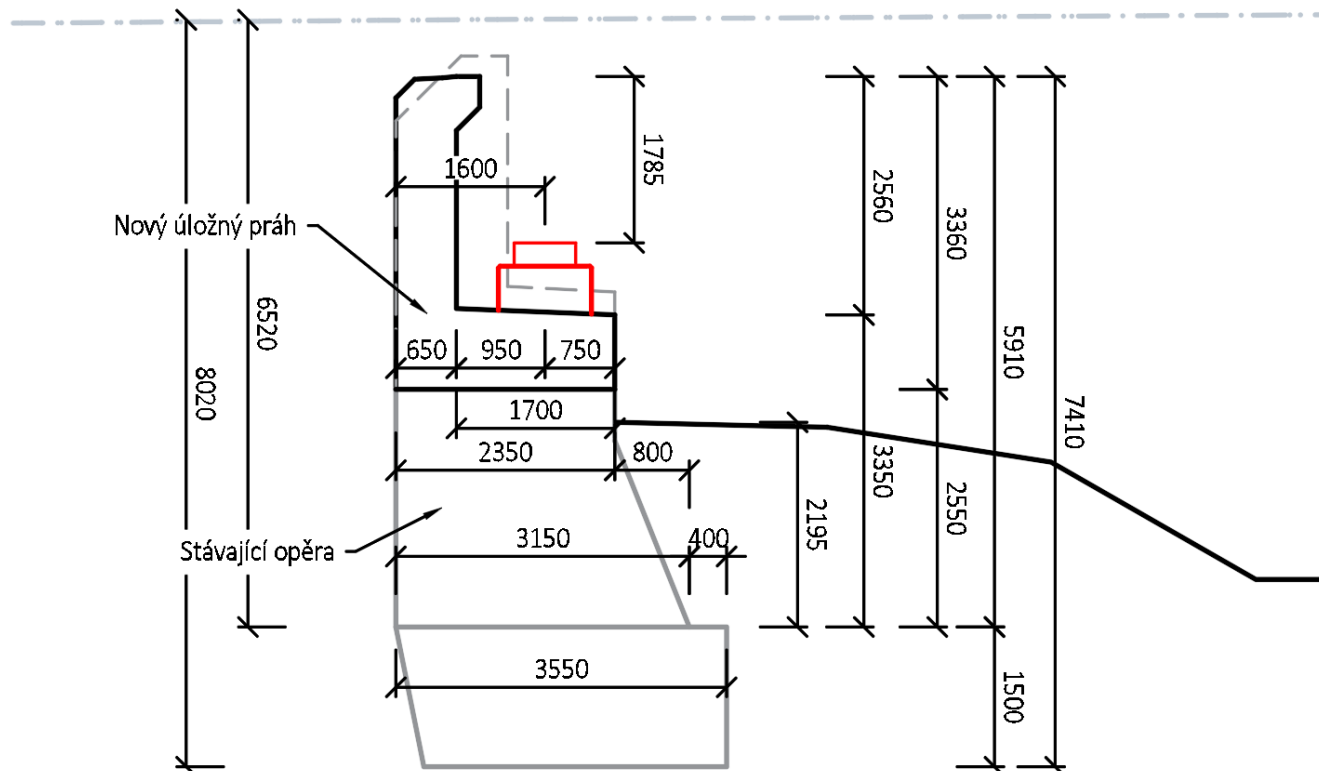
Zatížitelnost připojení mezilehlého příčníku na hlavní nosník										
	Průřez	R_{srovn} [Mpa]	σ_{srovn,G} [Mpa]	σ_{srovn,LM71} [Mpa] (α=1.21)	σ_{srovn,LM71} [Mpa] (α=1.0)	Z_{LM71}		Z_{LM71,lim}		
	Pásnice	362.96	9.26	75.09	62.06	5.70	>	1.00	VYHOVUJE	
	Stojna	362.96	13.22	115.15	95.17	3.68	>	1.00	VYHOVUJE	

Zatížitelnost při únavě								
Průřez	Detail	$\Delta\sigma_{lim}$ [Mpa] $\Delta\tau_{lim}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_g$ [Mpa]; $\Delta\tau_g$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{LM71}$ [Mpa] ($\alpha=1.00$) $\Delta\tau_{LM71}$ [Mpa] ($\alpha=1.00$)	Z_{LM71}		$Z_{LM71,lim}$	
Hlavní nosník	1/2 * L	121.74	0	47.91	2.54	>	1.00	VYHOVUJE
Tupý svar hlavního nosníku	1/3 L	65.687	0	41.78	1.57	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar hlavního nosníku - svar	Podpora	69.7	0	38.24	1.82	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar hlavního nosníku v místě výřezu - pásnice	1/2 * L	61.74	0	39.253	1.57	>	1.00	VYHOVUJE
Příčná výztuha hlavního nosníku - pásnice + stojna	1/2 * L	69.57	0	47.91	1.45	>	1.00	VYHOVUJE
Spřahovací trny	Oblast 1 [kN]	357	0	281.86	1.27	>	1.00	VYHOVUJE
	Oblast 2 [kN]	238	0	208.18	1.14	>	1.00	VYHOVUJE
	Oblast 3 [kN]	238	0	178.46	1.33	>	1.00	VYHOVUJE
Tupý svar podporového příčnicku	1/2 * L	75.459	0	12.79	5.90	>	1.00	VYHOVUJE
Tupý svar podporového příčnicku	U ložiska	75.459	0	19.95	3.78	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar podpor. příčnicku - svar	U ložiska	69.57	0	61.28	1.14	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar podpor. příčnicku - pásnice	U ložiska	108.7	0	19.95	5.45	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar podpor. příčnicku v místě výřezu - pásnice	U ložiska	61.74	0	19.95	3.09	>	1.00	VYHOVUJE
Příčná výztuha podporového příčnicku - pásnice + stojna	U ložiska	69.57	0	19.95	3.49	>	1.00	VYHOVUJE
Připojení podpor. příčnicku na hl. n.	Stojna	69.57	0	56.62	1.23	>	1.00	VYHOVUJE
	Pásnice	61.74	0	16.35	3.78	>	1.00	VYHOVUJE
Tupý svar mezilehlého příčnicku		78.26	0	18.7	4.19	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar mezileh. příčnicku - svar		69.57	0	32.14	2.16	>	1.00	VYHOVUJE
Koutový krční svar mezileh. příčnicku v místě výřezu - pásnice		61.74	0	18.7	3.30	>	1.00	VYHOVUJE
Připojení mezileh. příčnicku na hl. n.	Stojna	69.57	0	45.46	1.53	>	1.00	VYHOVUJE
	Pásnice	61.74	0	28.37	2.18	>	1.00	VYHOVUJE

SO 12-20-09 - Zatížitelnost nové opěry								
	Únosnost	Účinek od stálého zatížení	Účinek celkový	Účinek od dopravy ($\alpha=1.21$)	Účinek od dopravy ($\alpha=1.00$)	Z_{LM71}		Z_{lim}
Překlopení [kNm]	2497.48	301.4933	904.48	602.9867		3.64	>	1.00
Posunutí [kN]	631.44	87.64333	262.93	175.2867		3.10	>	1.00
Excentricita základu [% šířky]	0.333	0.066667	0.2	0.133333		2.00	>	1.00
Základová půda [kPa]	800	205.2033	615.61	410.4067		1.45	>	1.00
Dřík opěry - ohyb [kNm]	4334.45	234.13	702.39	468.26	386.99	10.60	>	1.00
Dřík opěry - smyk [kN]	1368.42	83.93	251.79	167.86	138.73	9.26	>	1.00
Závěrná zídka - ohyb [kNm]	428.33	116.27	348.82	232.55	192.19	1.62	>	1.00
Závěrná zídka - smyk [kN]	204.51	54.24	162.72	108.48	89.65	1.68	>	1.00
Základ - ohyb [kNm]	817.90	110.68	332.05	221.37	182.95	3.87	>	1.00

10 Zatížitelnost stávající spodní stavby

10.1 Vstupní údaje



Bude určena zatížitelnost stávající opěry za předpokladu nové nosné konstrukce (stávající konstrukce je ocelová s prvkovou mostovkou, nová konstrukce je ocelobetonová s kolejovým ložem).

Síly od nosné konstrukce mostu působící na spodní stavbu jsou odečteny z modelu v Midasu v charakteristických hodnotách. Posouzení opěry bude provedeno v programu Geo5 – Opěra. Součinitele zatížení jsou doplněny v programu Geo 5.

Zásyp přechodové oblasti je uvažován kvalitní štěrkodrtí:

$$\gamma_z = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 35^\circ$$

Tření mezi konstrukcí a zemínou se neuvažuje.

Objemová hmotnost zeminy

Úhel vnitřního tření zeminy

Zatížení opěry od nosné konstrukce mostu a od dopravy:

$$H_{\text{přít}} = 250 \cdot 1,21 \cdot 4/6,4 = 189,063 \text{ kN}$$

$$H_{\text{přít}} = 189,063 / b = 189,063 / 5,00 = 37,82 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{ed,G}} = 2116,2 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ed,G}} = 2116,2 / b = 2116,2 / 5,00 = 423,24 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{ed,Q}} = 2352,3 \text{ kN}$$

Přítížení za opěrou od dopravy bez dynamického součinitele

Přítížení za opěrou roznesené na celou šířku opěry

Svislé stálé zatížení od konstrukce mostu

Svislé stálé zat. roznesené na šířku opěry

Svislé proměnné zatížení od mostu

$$N_{ed,Q} = 2352,3 / b = 2352,3 / 5,00 = 570,46 \text{ kN/m}$$

$$H_{ed,Q} = 808,5 * 0,60 = 485,1 \text{ kN}$$

$$H_{ed,Q} = 485,1 / b = 485,1 / 5,00 = 97,02 \text{ kN/m}$$

Svislé proměnné zatížení roznesené na šířku opěry

Vodorovné proměnné zatížení od mostu (redukční součinitel 0,6 pro bezстыkovou kolej)

Vodorovné zatížení roznesené na šířku opěry (redukční součinitel 0,6 pro bezстыkovou kolej)

10.2 Zatížitelnost

Zatížitelnost stávající spodní stavby je určena na základě posouzení v programu Geo 5 – Opěra. Výstup z programu bude přiložen jako příloha tohoto statického výpočtu.

SO 12-20-09 - Zatížitelnost stávající opěry s pevným ložiskem								
	Únosnost	Účinek od stálého zatížení	Účinek celkový	Účinek od dopravy	ZLM71		Zlim	
Překlopení [kNm]	2180.4	871.2	2213.72	1342.52	0.98	<	1.00	NEVYHOVUJE
Posunutí [kN]	534.74	304.81	451.96	147.15	1.56	>	1.00	VYHOVUJE
Excentricita základu [% šířky]	0.333	0.22	0.347	0.127	0.89	<	1.00	NEVYHOVUJE
Základová půda [kPa]	1348.18	440.28	1381.15	940.87	0.96	<	1.00	NEVYHOVUJE
Dřík opěry - ohyb [kNm]	2345.78	420.1	1384.24	964.14	2.00	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - tlak [kN]	14887.39	851.99	1536.43	684.44	20.51	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - smyk [kN]	1835.29	216.1	474.69	258.59	6.26	>	1.00	VYHOVUJE
SO 12-20-09 - Zatížitelnost stávající opěry s posuvným ložiskem								
	Únosnost	Účinek od stálého zatížení	Účinek celkový	Účinek od dopravy	ZLM71		Zlim	
Překlopení [kNm]	1231.4	871.2	1421.69	550.49	0.65	<	1.00	NEVYHOVUJE
Posunutí [kN]	534.74	304.81	451.96	147.15	1.56	>	1.00	VYHOVUJE
Excentricita základu [% šířky]	0.333	0.22	0.4	0.18	0.63	<	1.00	NEVYHOVUJE
Základová půda [kPa]	1348.18	440.28	1167.32	727.04	1.25	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - ohyb [kNm]	2345.78	420.1	803.25	383.15	5.03	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - tlak [kN]	22954.41	851.99	1536.43	684.44	32.29	>	1.00	VYHOVUJE
Dřík opěry - smyk [kN]	2204.29	216.1	334.02	117.92	16.86	>	1.00	VYHOVUJE
Dle stavebně-technického průzkumu beton C20/25.								

11 Přehled zatížitelnosti

11.1 Zatížitelnost nosné konstrukce

Přehled zatížitelnosti částí mostu:

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): 2031; Brno-Židenice (mimo) - Havlíčkův Brod (m) (vč. St. Tunel-H.B) DÚ: 26; Příbyslav - Pohled km: 108.972

B. Identifikace částí mostu:

Část mostu: Nosná konstrukce poř.číslo: - pod kolejí č.: 1, 2 (ve směru staničení)

C. Doplnující údaje částí mostu:

Kategorie zatížitelnosti: C Výpočtový model: Prostorový roštový model

Geometrie koleje, uvažovaná ve výpočtu částí mostu (ve směru staničení): V přechodnici

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	18653.3 m	8239.1 m	5304.7 m
převýšení koleje	8 mm	18 mm	27 mm
excentricita osy koleje	0 m	0.092 m	0 m

Popis závad uvažovaných v přepočtu částí mostu:

Datum zjištění technického stavu mostu:

Jedná se o novostavbu.

SŽDC, s.o.:

Zpracovatel výpočtu:
03.11.2022

Ing. Ladislav Lidmila



Poznámka k části mostu:

Kontroloval:

Ing. Vojtěch Zvěřina



Poř. Č.	Prvek	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	ϕ_i	L_ϕ	$V_{Q,LM71}$	Viz číslo strany přepočtu	Z_{LM71}	Poznámky
1	Hlavní nosník, ocel	1/2 * L	MSÚ - Ohyb	1	M	24.5	1.19	24.5	1.45	156	3.34	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
2		Podpora	MSÚ - Smyk	1	V	24.5	1.19	24.5	1.45	156	4.80	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
3		1/2 * L	Únava	1	ΔM	24.5	1.00	24.5	1.00	158	2.54	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
4		Tupý svar	Únava	1	ΔM	24.5	1.00	24.5	1.00	158	1.57	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
5		Pásnice - výřez	Únava	1	ΔM	24.5	1.00	24.5	1.00	158	1.57	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
6		Příčná výztuha	Únava	1	ΔM	24.5	1.00	24.5	1.00	158	1.45	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
7	Hlavní nosník, beton	1/2 * L	MSÚ - Ohyb	1	M	24.5	1.19	24.5	1.45	156	1.41	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
8		Podpora	MSÚ - Spřažení	1	V	24.5	1.19	24.5	1.45	156	1.77	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
9		Podpora	Únava - Spřažení	1	ΔV	24.5	1.00	24.5	1.45	158	1.14	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
10	Koutové krční svary hl. nosníku	Podpora	MSÚ - Smyk	1	V	24.5	1.19	24.5	1.45	156	4.91	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
11		Podpora	Únava	1	ΔV	24.5	1.00	24.5	1.00	158	1.82	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje

12	Průhyb hlavního nosníku	1/2 * L	MSP - Ohyb	1	M	24.5	1.19	24.5	1.00	156	1.61	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
13		1/2 * L	Pohodlí cestujících	1	M	24.5	1.19	24.5	1.00	156	1.01	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
14	Spřažená deska, příčný směr	1/2 * L	MSÚ - Ohyb	1	M	1.28	2.00	3.6	1.45	157	1.57	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
15		Podpora	MSÚ - Smyk	1	V	1.28	2.00	3.6	1.45	157	1.23	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
16		1/2 * L	Omez. napětí char.	1	M	1.28	2.00	3.6	1.45	157	2.08	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
17	Podporový příčník, ocel	1/2 * L	MSÚ - Ohyb	1	M	2.56	2.00	3.6	1.45	157	6.91	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
18		Ložisko	MSÚ - Ohyb	1	M	2.56	2.00	3.6	1.45	157	5.74	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
19		Ložisko	MSÚ - Smyk	1	V	2.56	2.00	3.6	1.45	157	1.78	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
20		Tupý svar	Únava	1	ΔM	2.56	1.67	3.6	1.00	158	3.78	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
21		Krční svar pásnice	Únava	1	ΔM	2.56	1.67	3.6	1.00	158	5.45	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
22		Pásnice - výřez	Únava	1	ΔM	2.56	1.67	3.6	1.00	158	3.09	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
23		Příčná výztuha	Únava	1	ΔM	2.56	1.67	3.6	1.00	158	3.49	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
24	Podporový příčník, beton	1/2 * L	MSÚ - Ohyb	1	M	2.56	2.00	3.6	1.45	157	1.63	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
25		Podpora	MSÚ - Spřažení	1	V	2.56	2.00	3.6	1.45	157	1.33	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
26	Krční svar podporového příčníku	Podpora	MSÚ - Smyk	1	V	2.56	2.00	3.6	1.45	157	2.29	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
27		Podpora	Únava	1	ΔV	2.56	1.67	3.6	1.00	158	1.14	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
28	Svar pro připojení podp. příč. na hl. nosník	Podpora	MSÚ - Smyk + ohyb	1	M+V	2.56	2.00	3.6	1.45	157	2.62	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
29		Podpora	Únava	1	ΔM + ΔV	2.56	1.67	3.6	1.00	158	1.23	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
30	Mezilehlý příčník	Podepření	MSÚ - Ohyb	1	M	1.28	2.00	3.6	1.45	157	7.77	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
31		Podepření	MSÚ - Smyk	1	V	1.28	2.00	3.6	1.45	157	10.51	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
32		Tupý svar	Únava	1	ΔM	1.28	1.67	3.6	1.00	158	4.19	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
33		Pásnice - výřez	Únava	1	ΔM	1.28	1.67	3.6	1.00	158	3.30	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
34	Krční svar mezilehlého příčníku	Podpora	MSÚ - Smyk	1	V	1.28	2.00	3.6	1.45	157	5.39	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
35		Podpora	Únava	1	ΔV	1.28	1.67	3.6	1.00	158	2.16	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
36	Svar pro připojení podp. příč. na hl. nosník	Podpora	MSÚ - Smyk + ohyb	1	M+V	1.28	2.00	3.6	1.45	157	3.68	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
37		Podpora	Únava	1	ΔM + ΔV	1.28	1.67	3.6	1.00	158	1.53	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
38	Spodní stavba	Překlopení		1	M	24.5	1.19	24.5	1.45	158	3.64	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
39		Posunutí		1	H	24.5	1.19	24.5	1.45	158	3.10	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
40		Excentricita základu		1	e	24.5	1.19	24.5	1.45	158	2.00	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
41		Únosnost základové půdy		1	N	24.5	1.19	24.5	1.45	158	1.45	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
42		Dřík opěry - ohyb	MSÚ - Ohyb	1	M	24.5	1.19	24.5	1.45	158	10.60	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
43		Dřík opěry - smyk	MSÚ - Smyk	1	V	24.5	1.19	24.5	1.45	158	9.26	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
44		Závěrná zídka - ohyb	MSÚ - Ohyb	1	M	24.5	1.19	24.5	1.45	158	1.62	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
45		Závěrná zídka - smyk	MSÚ - Smyk	1	V	24.5	1.19	24.5	1.45	158	1.68	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje

11.2 Zatížitelnost stávající spodní stavby (za předpokladu nové nosné konstrukce)

Přehled zatížitelnosti částí mostu:

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): 2031; Brno-Židenice (mimo) - Havlíčkův Brod (m) (vč. St. Tunel-H.B) DÚ: 26; Přibyslav - Pohled km: 108.972

B. Identifikace částí mostu:

Část mostu: Opěra stávající poř.číslo: - pod kolejí č.: 1, 2 (ve směru staničení)

C. Doplnující údaje částí mostu:

Kategorie zatížitelnosti: C Výpočtový model: Prostorový roštový model

Geometrie koleje, uvažovaná ve výpočtu částí mostu (ve směru staničení): V přímé

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	18653.3 m	8239.1 m	5304.7 m
převýšení koleje	8 mm	18 mm	27 mm
excentricita osy koleje	0 m	0.092 m	0 m

Popis závad uvažovaných v přepočtu částí mostu:

Datum zjištění technického stavu mostu:

Jedná se o stávající opěru, avšak předpokládá se už nová nosná konstrukce

SŽDC, s.o.:

Zpracovatel výpočtu:
22.03.2022

Ing. Ladislav Lidmila



Poznámka k části mostu:

Kontroloval:

Ing. Vojtěch Zvěřina



Poř. Č.	Prvek	Detail	Namáhání	k _i	typ	L _p	φ _i	L _φ	V _{Q,LM71}	Viz číslo strany přepočtu	Z _{LM71}	Poznámky
Opěra s pevným ložiskem												
1	Stabilita	-	Překlopení	1	M	24.5	1.19	24.5	1.45	79	0.98	Z _{LM71} < 1 Nevhovuje
2		-	Posunutí	1	H	24.5	1.19	24.5	1.45	79	1.56	Z _{LM71} > 1 Vyhovuje
3	Základová půda	-	Excentricita	1	e	24.5	1.19	24.5	1.45	79	0.89	Z _{LM71} < 1 Nevhovuje
4		-	Únosnost	1	N+M	24.5	1.19	24.5	1.45	79	0.96	Z _{LM71} < 1 Nevhovuje
5	Dřík opěry	-	Ohyb	1	M	24.5	1.19	24.5	1.45	79	2.00	Z _{LM71} > 1 Vyhovuje
6		-	Tlak	1	N+M	24.5	1.19	24.5	1.45	79	20.51	Z _{LM71} > 1 Vyhovuje
7		-	Smyk	1	V	24.5	1.19	24.5	1.45	79	6.26	Z _{LM71} > 1 Vyhovuje
Opěra s posuvným ložiskem												
8	Stabilita	-	Překlopení	1	M	24.5	1.19	24.5	1.45	79	0.65	Z _{LM71} < 1 Nevhovuje
9		-	Posunutí	1	H	24.5	1.19	24.5	1.45	79	1.56	Z _{LM71} > 1 Vyhovuje
10	Základová půda	-	Excentricita	1	e	24.5	1.19	24.5	1.45	79	0.63	Z _{LM71} < 1 Nevhovuje
11		-	Únosnost	1	N+M	24.5	1.19	24.5	1.45	79	1.25	Z _{LM71} > 1 Vyhovuje
12	Dřík opěry	-	Ohyb	1	M	24.5	1.19	24.5	1.45	79	5.03	Z _{LM71} > 1 Vyhovuje
13		-	Tlak	1	N+M	24.5	1.19	24.5	1.45	79	32.29	Z _{LM71} > 1 Vyhovuje
14		-	Smyk	1	V	24.5	1.19	24.5	1.45	79	16.86	Z _{LM71} > 1 Vyhovuje

12 Přílohy

Příloha 1 – Posouzení stávající spodní stavby (za předpokladu nové nosné konstrukce)

Příloha 2 – Posouzení nové spodní stavby (zpracoval Ing. Jiří Hořejší a Ing. Martin Baláž)

Příloha 3 – Posouzení pažení

Příloha 4 – Posouzení nové ŽB rámové části mostního objektu

13 Závěr

Statický výpočet se zabývá návrhem a posouzením nové spřažené ocelobetonové nosné konstrukce, konkrétně návrhem rozhodujících rozměrů a prokázáním spolehlivosti nosných prvků. Dále byla posouzena stávající spodní stavba za předpokladu nové mostní konstrukce pro rozhodnutí, zda stávající spodní stavbu zachovat.

Konstrukce byla navržena podle platných norem a předpisů. Byla prokázána globální únosnost, trvanlivost, použitelnost a bezpečnost konstrukce mostu. V kapitolách 11.1 a 11.2 jsou uvedeny tabulky zatížitelnosti nové mostní konstrukce a stávající spodní stavby.

Finální verze výkresové dokumentace bude předložena statikovi ke kontrole.

Dodavatel montážních prací nese plnou zodpovědnost za stabilitu a tuhost konstrukce.

V případě zjištění jiných skutečností, než které jsou předpokládány v posudku, je nezbytné tyto skutečnosti zohlednit a nový stav znovu posoudit!

V Brně, listopad 2022

Ing. Ladislav Lidmila

Výpočet mostní opěry

Vstupní data

Projekt

Datum : 10.02.2022

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Mostní opěry : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Dovolená excentricita : 0,333

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$Y_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$Y_Q =$	1,45 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$Y_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$Y_{Rv} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$Y_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$Y_{Re} =$	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 [-]	

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	2,56
3	0,00	3,06
4	0,05	5,91
5	0,05	7,41
6	-3,55	7,41
7	-3,55	5,91
8	-3,15	5,91
9	-2,35	2,56
10	-0,65	2,56

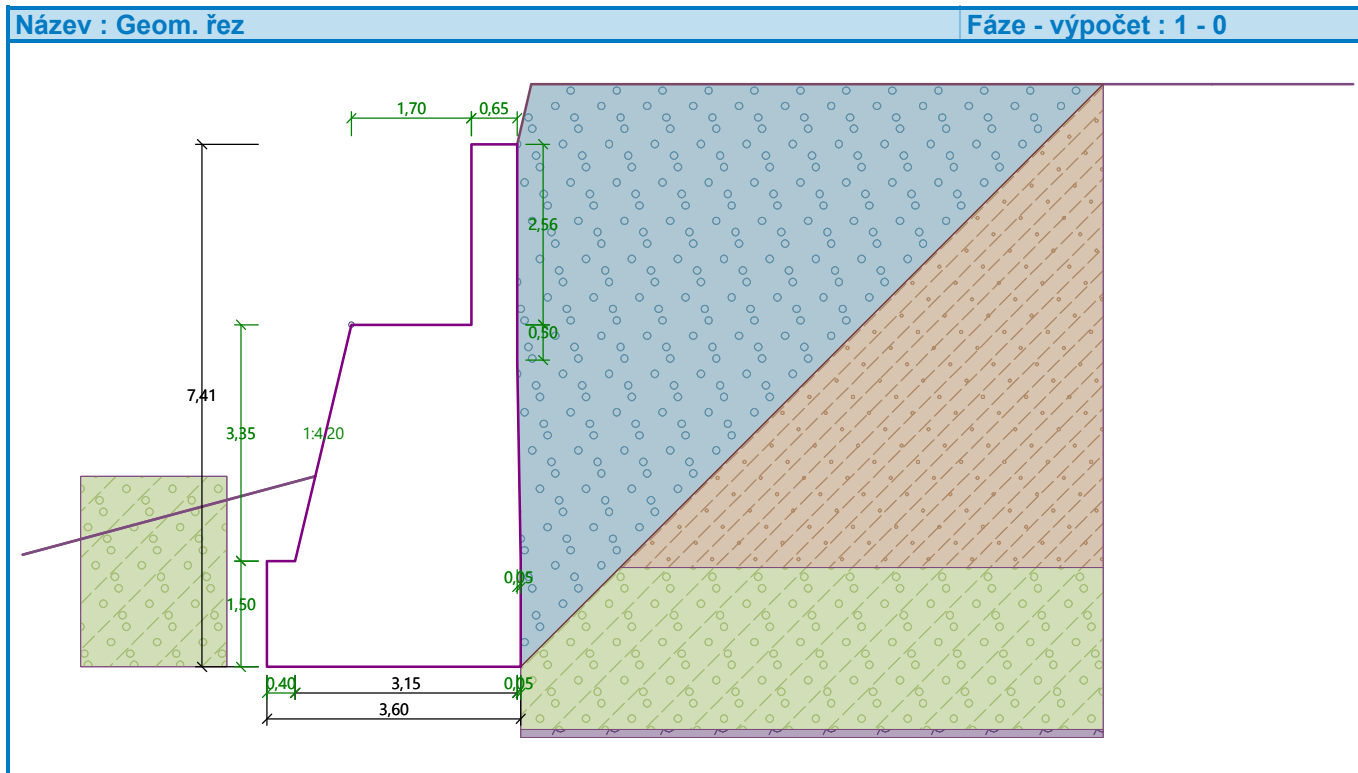
Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
11	-0,65	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 16,34 m².

Délka mostní opěry = 5,00 m

Délka základu opěry = 5,00 m



Délka zeminy za opěrou = 4,99 m.

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton: C 20/25

Válcová pevnost v tlaku

$$f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$$

Pevnost v tahu

$$f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$$

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu

$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

Parametry zemin

štěrkodrt'

Objemová tíha :

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

Napjatost :

efektivní

Úhel vnitřního tření :

$$\varphi_{ef} = 35,00^\circ$$

Soudržnost zeminy :

$$c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$$

Třecí úhel kce-zemina :

$$\delta = 0,00^\circ$$

Zemina :

nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy :

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

hlína písčitá

Objemová tíha :

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

Napjatost :

efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 8,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 15,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Štěrk špatně zrněný

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 20,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Pararula

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 100,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Fluviální písčité jíly

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 22,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 8,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Zásyp za konstrukcí

Přiřazená zemina : štěrkodrt'
 Sklon = $45,00^\circ$

Zatěžovací stav, zatížení od mostu

Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.

Síly od mostu



Svislá síla $F_s = 0,00 \text{ kN}$
 Vodorovná síla $F_v = 0,00 \text{ kN}$
 Umístění $a_1 = 0,00 \text{ m}$
 Výška $v = 0,00 \text{ m}$

Síly od přechodové desky

Svislá síla $F_s = 0,00 \text{ kN}$
 Vodorovná síla $F_v = 0,00 \text{ kN}$
 Umístění $a_2 = 0,00 \text{ m}$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	6,00	0,00 .. 6,00	hlína písčitá	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
2	2,30	6,00 .. 8,30	štěrk špatně zrněný	
3	-	8,30 .. ∞	Pararula	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 0,24 (úhel sklonu je 76,76 °).

Výška náspu je 0,85 m, délka náspu je 0,20 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - štěrk špatně zrněný

Výška zeminy před zdí $h = 2,70 \text{ m}$

Sklon zeminy před zdí $\beta = -15,00^\circ$

Nastavení výpočtu fáze

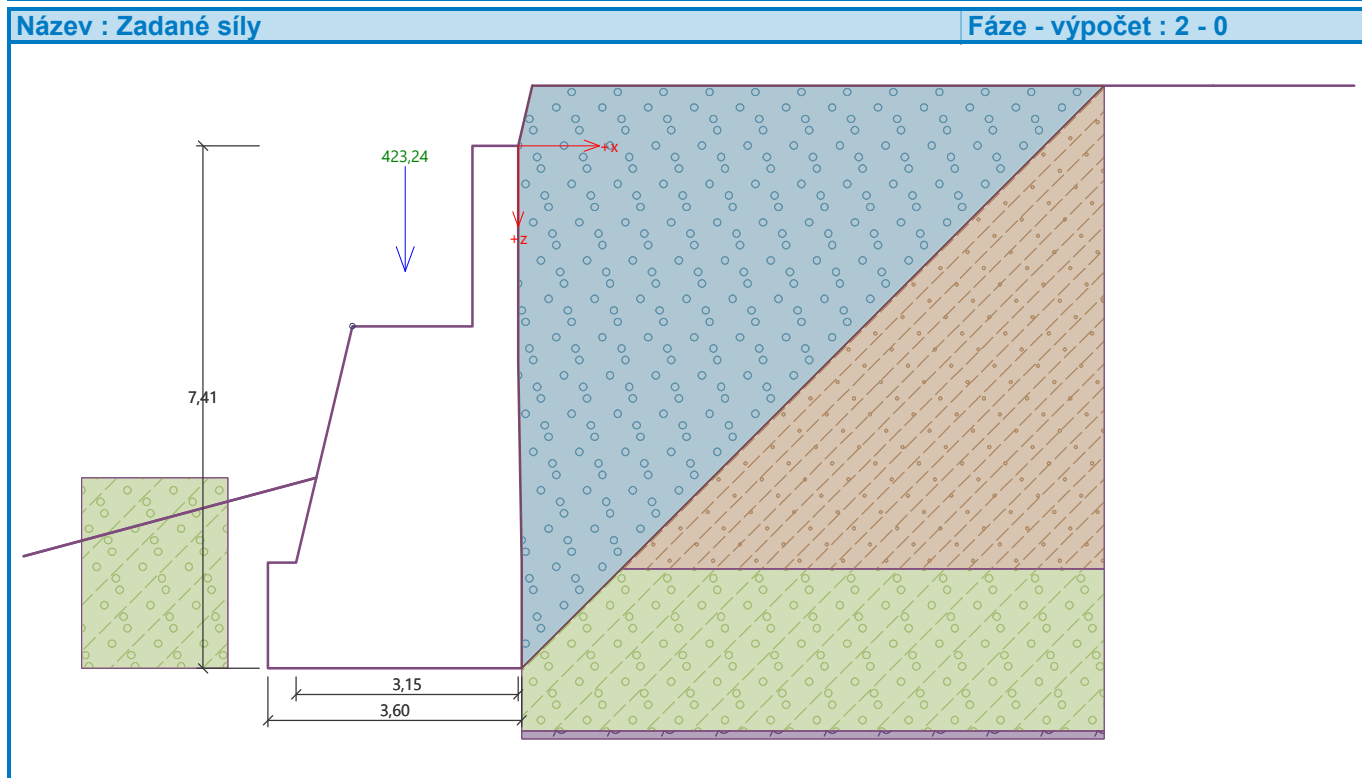
Návrhová situace : trvalá

Zed' i dřík zdi jsou zatíženy zvýšeným aktivním tlakem.

Vstupní data (Fáze budování 2)

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	Ano		Most_Stale	stálé	0,00	423,24	0,00	-1,60	1,78



Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 2)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0,00	-2,05	273,58	1,93	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-5,27	-0,40	2,94	-0,19	1,350	1,350	1,000
Zvýšený aktivní tlak	164,10	-2,18	2,26	3,17	1,350	1,350	1,350
Reakce mostu	0,00	-3,35	0,00	0,80	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-5,91	0,00	3,15	-	-	-
Most_Stale	0,00	-4,13	423,24	1,55	1,350	1,350	1,000

Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena z prostého betonu; výp.šířka 1m.

Vnitřní síly : $M = 420,11$ kNm/m; $N = 851,98$ kN/m; $V = 216,27$ kN/m

Výška průřezu $h = 3,20$ m

Dimenzace dříku opěry - výsledky:

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 2014,93$ kN/m $> 216,27$ kN/m $= V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 23588,09$ kN/m $> 851,98$ kN/m $= N_{Ed}$

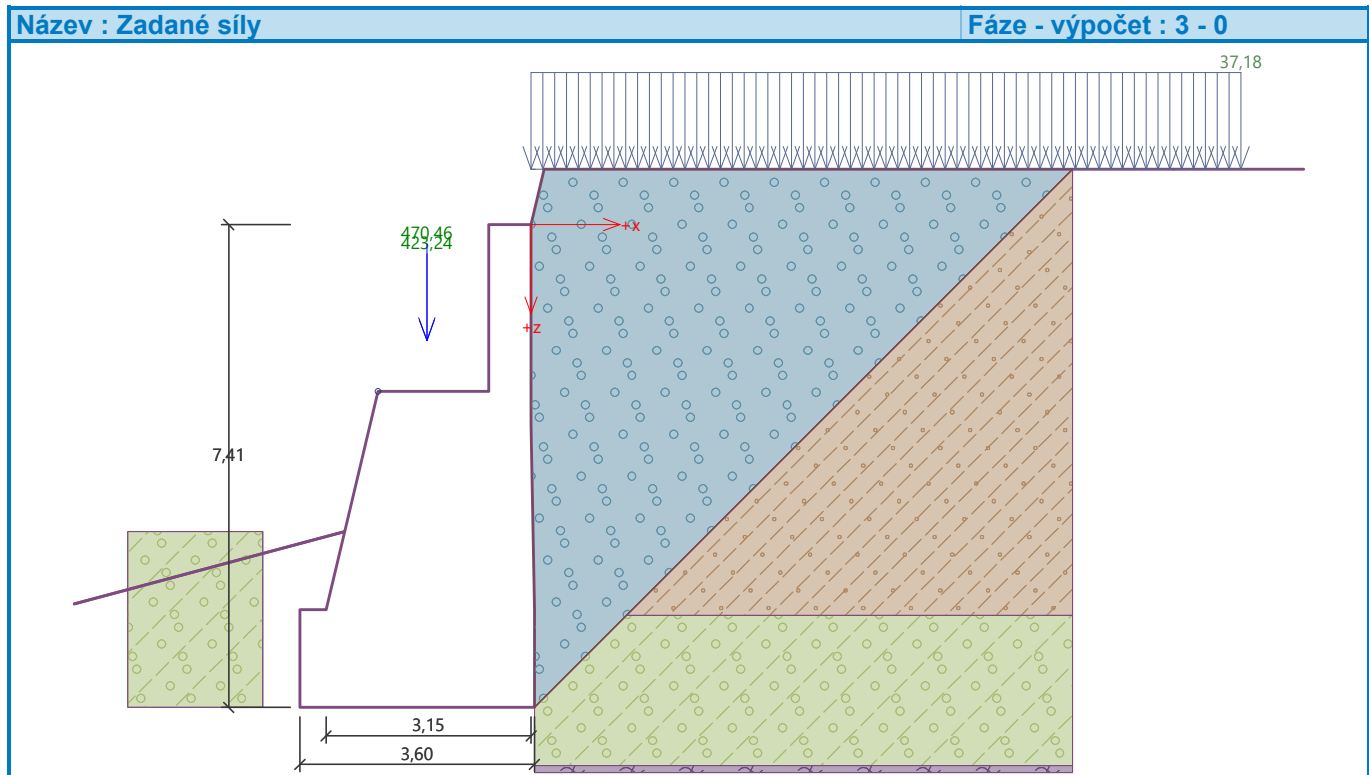
Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 1853,68$ kNm/m $> 420,11$ kNm/m $= M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 3)

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	Ne	Ne	Most_Stale	stálé	0,00	423,24	0,00	-1,60	1,78
2	Ano		Most_Proměnné	proměnné	0,00	470,46	0,00	-1,60	1,78



Posouzení čís. 1 (Fáze budování 3)

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	-2,63	408,50	2,16	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-27,30	-0,89	2,97	-0,19	1,000	1,000	1,350
Zvýšený aktivní tlak	246,01	-2,70	2,27	3,58	1,350	1,350	1,350
Vlak	101,48	-3,74	1,57	3,57	1,450	1,450	1,450
Reakce mostu	0,00	-4,85	0,00	1,20	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-7,41	0,00	3,55	-	-	-
Most_Stale	0,00	-5,63	423,24	1,95	1,000	1,000	1,350
Most_Proměnné	0,00	-5,63	470,46	1,95	0,000	0,000	1,450

Posouzení mostní opěry

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 1231,40$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 1421,69$ kNm/m

Zed' na překlopení NEVYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 534,74$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 451,96$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - OPĚRA NEVYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 1167,32 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 3)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	1027,57	1814,37	442,41	0,157	736,08
2	1208,82	840,05	451,96	0,400	1167,32

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	738,43	1309,01	320,19
2	808,44	838,55	320,19

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,400$

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

Excentricita normálové síly NEVYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Únosnost základové půdy $R = 0,00$ kPa

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

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 1167,32$ kPa

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 0,00$ kPa

Únosnost základové půdy NEVYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy NEVYHOVUJE

Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 3)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0,00	-2,05	273,58	1,93	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-5,27	-0,40	2,94	-0,19	1,350	1,350	1,000
Zvýšený aktivní tlak	164,10	-2,18	2,26	3,17	1,350	1,350	1,350
Vlak	81,21	-2,99	1,56	3,17	1,450	1,450	1,450
Reakce mostu	0,00	-3,35	0,00	0,80	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-5,91	0,00	3,15	-	-	-
Most_Stale	0,00	-4,13	423,24	1,55	1,350	1,350	1,000
Most_Proměnné	0,00	-4,13	470,46	1,55	1,450	1,450	0,000

Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena z prostého betonu; výp.šířka 1m.

Vnitřní síly : $M = 803,28$ kNm/m; $N = 1536,41$ kN/m; $V = 334,02$ kN/m

Výška průřezu $h = 3,20$ m

Dimenzace dříku opěry - výsledky:

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 2204,28$ kN/m $> 334,02$ kN/m $= V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 22954,00$ kN/m $> 1536,41$ kN/m $= N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 2345,76$ kNm/m $> 803,28$ kNm/m $= M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 4)

Zatěžovací stav, zatížení od mostu

Název : Stálé+Doprava.

Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.

Síly od mostu

Svislá síla $F_s = 0,00$ kN

Vodorovná síla $F_v = 0,00$ kN

Umístění $a_1 = 0,00$ m

Výška $v = 0,00$ m




Síly od přechodové desky

Svislá síla $F_s = 0,00$ kN

Vodorovná síla $F_v = 0,00$ kN

Umístění $a_2 = 0,00$ m

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	6,00	0,00 .. 6,00	hlína písčítá	
2	2,30	6,00 .. 8,30	šterk špatně zrněný	
3	-	8,30 .. ∞	Pararula	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 0,24 (úhel sklonu je 76,76 °).

Výška náspu je 0,85 m, délka náspu je 0,20 m.

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]
	nové	změna						
1	Ne	Ne	proměnné	37,18				na terénu

Číslo	Název
1	Vlak

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - šterk špatně zrněný

Výška zeminy před zdí

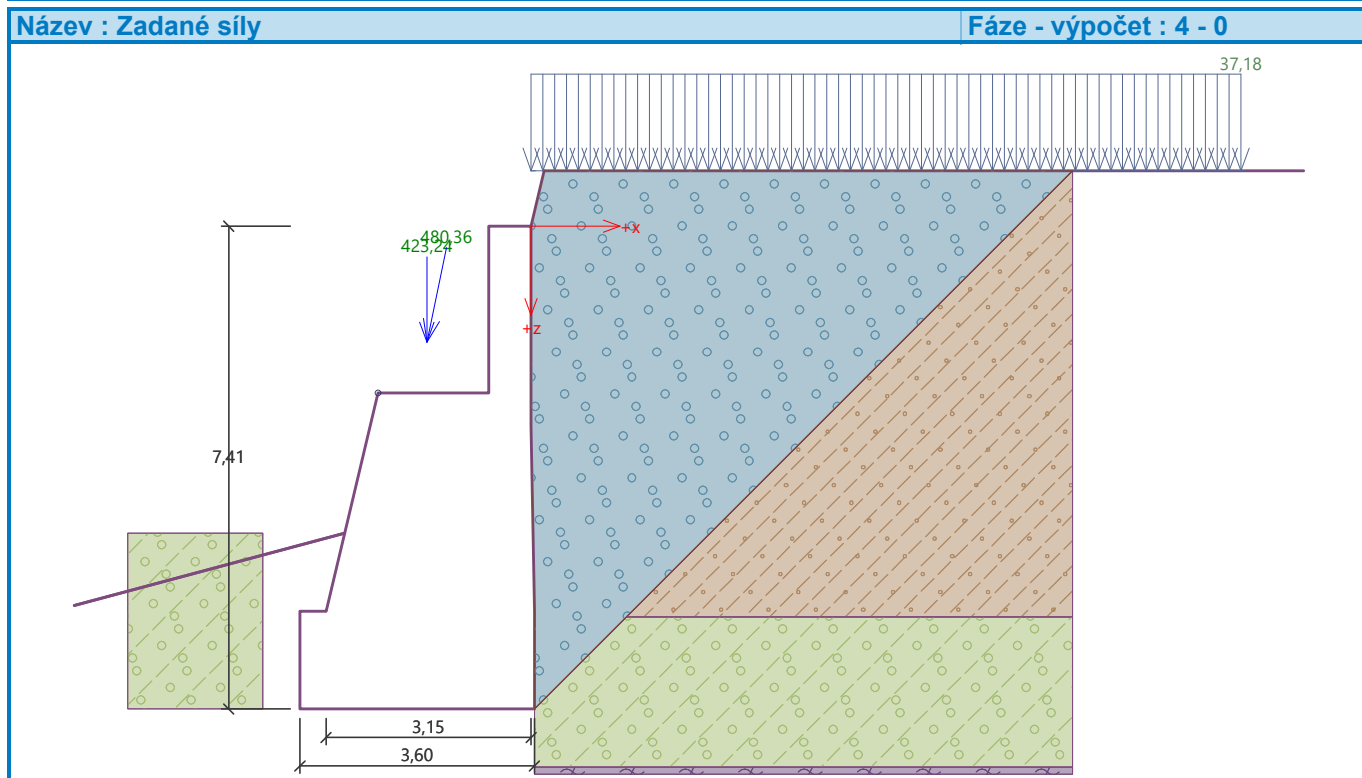
$$h = 2,70 \text{ m}$$

Sklon zeminy před zdí

$$\beta = -15,00^\circ$$

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	Ne	Ne	Most_Stale	stálé	0,00	423,24	0,00	-1,60	1,78
2	Ne	Ano	Most_Proměnné	proměnné	-97,02	470,46	0,00	-1,60	1,78



Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' i dřik zdi jsou zatíženy zvýšeným aktivním tlakem.

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 4)

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	-2,63	408,50	2,16	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-27,30	-0,89	2,97	-0,19	1,000	1,000	1,350
Zvýšený aktivní tlak	246,01	-2,70	2,27	3,58	1,350	1,350	1,350
Vlak	101,48	-3,74	1,57	3,57	1,450	1,450	1,450
Reakce mostu	0,00	-4,85	0,00	1,20	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-7,41	0,00	3,55	-	-	-
Most_Stale	0,00	-5,63	423,24	1,95	1,000	1,000	1,350
Most_Proměnné	97,02	-5,63	470,46	1,95	1,450	0,000	1,450

Posouzení mostní opěry

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 2180,40$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 2213,72$ kNm/m

Zed' na překlopení NEVYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 534,74$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 451,96$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - OPĚRA NEVYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 1381,15 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 4)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	1819,60	1814,37	583,09	0,279	1139,78
2	1899,33	1522,22	451,96	0,347	1381,15

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	1284,66	1309,01	417,21
2	1284,66	1309,01	320,19

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,347$

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

Excentricita normálové síly NEVYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Únosnost základové půdy $R = 0,00$ kPa

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

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 1381,15$ kPa

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 0,00$ kPa

Únosnost základové půdy NEVYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy NEVYHOVUJE

Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 4)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-2,05	273,58	1,93	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-5,27	-0,40	2,94	-0,19	1,350	1,350	1,000
Zvýšený aktivní tlak	164,10	-2,18	2,26	3,17	1,350	1,350	1,350
Vlak	81,21	-2,99	1,57	3,17	1,450	1,450	1,450
Reakce mostu	0,00	-3,35	0,00	0,80	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-5,91	0,00	3,15	-	-	-
Most_Stale	0,00	-4,13	423,24	1,55	1,350	1,350	1,000
Most_Proměnné	97,02	-4,13	470,46	1,55	1,450	1,450	1,450

Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena z prostého betonu; výp.šířka 1m.

Vnitřní síly : $M = 1384,24$ kNm/m; $N = 1536,43$ kN/m; $V = 474,69$ kN/m

Výška průřezu $h = 3,20$ m

Dimenzace dříku opěry - výsledky:

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 1835,29$ kN/m $> 474,69$ kN/m $= V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 14887,39$ kN/m $> 1536,43$ kN/m $= N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 2345,78$ kNm/m $> 1384,24$ kNm/m $= M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav - Pohled

SO 12-20-09 Železniční most v km 108,972

Statický výpočet založení

OBSAH

1	Identifikační údaje	3
2	Úvod	3
3	Podklady	3
4	Geologické podmínky lokality.....	4
4.1	IG poměry	4
4.2	HG poměry	4
5	Návrh technického řešení.....	5
5.1	Podpěra (pilíř) O2 - Žďárská (Ž)	5
5.2	Opěra O3 - Havlíčkovobrodská (HB).....	6
5.3	Materiály	6
6	Výpočet	6
6.1	Předpoklady výpočtu	6
6.1.1	Podpěra (pilíř) O2 - Žďárská (Ž)	6
6.1.2	Opěra O3 - Havlíčkovobrodská (HB)	7
6.2	Zatížení	7
6.2.1	Podpěra (pilíř) O2 - Žďárská (Ž)	7
6.2.2	Opěra O3 - Havlíčkovobrodská (HB)	7
6.3	Zatěžovací kombinace	8
6.3.1	Podpěra (pilíř) O2 - Žďárská (Ž)	8
6.3.2	Opěra O3 - Havlíčkovobrodská (HB)	8
6.4	Výsledky výpočtu	8
6.4.1	Podpěra (pilíř) O2 - Žďárská (Ž)	8
6.4.2	Opěra O3 - Havlíčkovobrodská (HB)	9
7	Závěr	9

1 Identifikační údaje

Úsek trati: Příbyslav - Pohled

Staničení trati: km 102,540 - 111,400

Název objektu: Železniční most v km 108,972

Číslo objektu: SO 12-20-09

2 Úvod

V této části dokumentace je předložen statický návrh založení spřažené ocelobetonové konstrukce železničního mostu v km 108,972 (SO 12-20-09). Předmětem výpočtu je založení podpěry (pilíře) O2 ve směru Žďár. n. Sázavou (Ž), a opěry O3 ve směru Havlíčkův Brod (HB). Založení opěry O1 (Ž) je součástí samostatného statického výpočtu železobetonového polorámu a není předmětem tohoto dokumentu.

3 Podklady

Normy

- ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení
- ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou
- ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla
- ČSN EN 206-1 Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla
- ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí
- ČSN EN 12716 Provádění speciálních geotechnických prací – Trysková injektáž
- ČSN EN 14199 Provádění speciálních geotechnických prací – Mikropiloty
- ČSN 03 8375 Ochrana kovových potrubí uložených v půdě nebo ve vodě proti korozi
- ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy
- ČSN 73 1004 Navrhování základových konstrukcí – Stanovení požadavků pro výpočetní metody

Předpisy, směrnice

- SŽ S4 Železniční spodek (účinnost od 1.1. 2020)

Projekční podklady

- Příbyslav – Pohled, rekonstrukce traťového úseku, most km 108,972 (K-GEO, s.r.o., 08/2016) [1];
- Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav – Pohled, E.1.4, SO 12-20-09; žel. most v ev. km 108,972 (PD, ELTODO, a.s., 02/2017) [2];
- Most v km 108,972, Závěrečná zpráva IG a GT průzkumu: Příbyslav – Pohled, doplňkový IG průzkum, (K- GEO, s.r.o., 10/2021) [3];
- souběžně zpracovávaná projektová dokumentace DSP.

Archivní podklady

- Archivní výkresy mostní konstrukce a základových konstrukcí

Literatura

- Bažant, Z.: Metody zakládání staveb (Praha, 1973)
- Vaníček, I.: Mechanika zemin (Vydavatelství ČVUT, 1996)
- Lamboj, L, Štěpánek, Z.: Mechanika zemin a zakládání staveb (Vydavatelství ČVUT, 2005)

- Turček, P. a kol.: Zakládání staveb (JAGA, 2005)
- Barták, J.: přednášky, tabulky – únosnosti kořenů mikropilot
- Masopust, J.: Navrhování základových a pažicích konstrukcí, příručka k ČSN EN 1997 (ČKAIT, 2012)

Software pro ověření návrhu

- SCIA Engineer, verze 21.0
- GEO5 - Tížná zeď, verze 2022.26
- GEO5 - Patky, verze 2022.29
- FIN EC – Beton, verze 2021.7 (FINE, spol. s r.o.)
- Tabulkový procesor Excel

4 Geologické podmínky lokality

Inženýrskogeologické (IG) a geotechnické (GT) poměry v zájmové lokalitě jsou podrobně popsány v [1] a [3].

4.1 IG poměry

Zájmové území je z geomorfologického hlediska součástí Příbyslavské pahorkatiny, která je částí celku Hornosázavská pahorkatina. Terén předmětného území se nachází v nivě Sázavy, s nadmořskou výškou cca 433 m n. m.

Předkvartérní skalní podloží je převážně tvořeno metamorfovanými horninami (pararulami) paleozoického až proterozoického stáří. Přípovrchová zóna skalních hornin je rozložená až zcela zvětralá, dále směrem do hloubky se míra zvětření snižuje.

Strop předkvartérního podloží byl průzkumem ověřen v hloubkách 4,0 a 0,9 m p.t. (428,2 – 432,9 m n. m.), jedná se o silně až slabě zvětralé pararuly.

Kvartérní pokryv je shora tvořen navážkami o mocnosti 0,5 - 1,4 m. V jejich podloží se vyskytují zeminy fluvialního původu - v prostoru žďárské (Ž) podpěry se jedná o písčité štěrky mocnosti 2,6 m, u HB opěry písčité jíly mocnosti 0,4 m.

4.2 HG poměry

Podzemní vody mělkého oběhu (kvartérní) jsou vázány především na průlinově propustné štěrkovité sedimenty fluvialního původu. HPV předpokládáme napjatou, sezónně kolísá dle srážkových poměrů a dle stavu vody ve vodoteči.

Podzemní vody hlubšího oběhu (předkvartérní) jsou vázány na puklinové systémy hornin předkvartérního původu. Hladina podzemní vody v těchto systémech bývá zpravidla napjatá.

Na základě laboratorní analýzy vykazuje podzemní voda velmi vysokou agresivitu na ocelové konstrukce (st. IV) vlivem koncentrace CO₂. Na betonové konstrukce nevykazuje podzemní voda agresivitu [3].

Vrtem J-3 byla hladina podzemní vody zastižena v hloubce 0,9 m p.t. (431,3 m n. m.).

5 Návrh technického řešení

Rozpětí sprážené ocelobetonové části nového mostu je 24,50 m.

Dle závěrů stavebně-technického průzkumu stávajících základů a IG průzkumu prostředí zasahují základové spáry stávajících základů do hloubky cca 3,0 - 3,5 m pod terénem. Základové konstrukce jsou proměnlivé kvality [3].

Základové podmínky jsou složité, z důvodu přítomnosti podzemní vody, která trvale ovlivňuje základové poměry. Prostředí je agresivní na ocelové konstrukce (CO₂).

Na základě informací dostupných v těchto průzkumech je předložen návrh založení nové sprážené ocelobetonové mostní nosné konstrukce (NK). Problematika odpovídá 3. geotechnické kategorii ve smyslu ČSN EN 1997-1.

Principem řešení v případě podpěry (pilíře) O2 na straně Žďárské (Ž) je návrh založení na mikropilotách, jehož součástí je:

- odstranění horní části původního základového bloku na úroveň základové spáry nového bloku;
- částečné zachování původního základového bloku;
- zlepšení (proinjektování) zemního prostředí v okolí původního základu;
- provedení vertikálních mikropilot. Mikropiloty jsou navrženy jakožto trvalý konstrukční prvek. Jedná se o ocelobetonové prvky, sestávající se z ocelové trubky, betonové výplně a obetonování. Budou provedeny s injektovaným kořenem navržené délky. Splnění požadavků na trvanlivost bude po celé délce zajištěno dostatečnou krycí betonovou vrstvou ocelového profilu při použití distančních prvků. Důležité zvláště vzhledem ke zjištěným agresivitám prostředí na ocelové konstrukce;
- zřízení nového železobetonového základového bloku;
- zřízení nové podpěry výztuží provázané se základem. Do podpěry bude vetknuta stěna integrovaného železobetonového polorámu a současně na ní budou uložena ložiska ocelobetonové mostní NK;
- výkopy jsou paženy a těsněny stěnami z tryskové injektáže (TI) s výztuží z ocelových trubek vloženou do sloupců TI.

Principem řešení v případě opěry O3 na straně Havlíčkobrodské (HB) je návrh plošného založení, jehož součástí je:

- odstranění horní části původního základového bloku na úroveň základové spáry nového bloku;
- částečné zachování původního základového bloku;
- zlepšení zemního prostředí podzákladí včetně okolí původního základu (homogenizace) tryskovou injektáží;
- zřízení nového železobetonového základového bloku;
- zřízení nové opěry výztuží provázané se základem, na níž bude uloženo ložisko mostní NK;
- za opěrou proveden hutněný zásyp s baleným lícem a vyztužený geosyntetikem po vrstvách, resp. výplňový beton;
- výkopy jsou paženy a těsněny stěnami z tryskové injektáže (TI) s výztuží z ocelových trubek vloženou do sloupců TI.

Navržené technické řešení je doloženo ve výkresové části dokumentace.

5.1 Podpěra (pilíř) O2 - Žďárská (Ž)

Předpokládaný geologický profil pod ZS: ZS 429,85 m n.m.; původní základ - beton - 1,0 m, sedimenty G5/S2 - S5/F2 - 1,0 m (též v okolí základu); skalní mat. R5/R4 - 1,5 m, níže R3/R2.

Geotechnické parametry horninového/zemního prostředí se zahrnutím vlivu podzemní vody jsou uvedeny v přílohách výpočtu.

Podpěra je pilířem, ze směru (Ž) do pilíře vetknuta stěna polorámu, který je světlé šířky 4,00 m.

Návrh (schéma viz příl. 1.1):

Železobetonový základový blok: $B_z * h_z * L: 4,20 * 1,60 * 5,15$ [m]
Železobetonová podpěra (pilíř): $B_o * h_o * L: 2,35 * 2,40 * 5,15$ [m]
Mikropiloty: trubka D108/16 mm, vrt 324 mm, celk. délka $L_{mp} = 5,00$ m; délka injekt. kořene $L_a = 4,00$ m;
min. krytí ocelové trubky betonem $c_{min} = 108$ mm;
půdorysné rozmístění: vzdál. ve směru B = 3,10 m, vzdál. ve směru L = 0,80 m.

Detailní schéma základové konstrukce obsaženo v příloze výpočtu.

5.2 Opěra O3 - Havlíčkobrodská (HB)

Předpokládaný geologický profil pod ZS: ZS 430,25 m n.m.; původní základ - beton - cca 1,5 m, (v okolí základu štěr s hrubými balvany); níže skalní mat. R3.

Geotechnické parametry horninového/zemního prostředí se zahrnutím vlivu podzemní vody jsou uvedeny v přílohách výpočtu.

Za opěrou trať přechází plynule do zářezu. V případě dostatečného prostoru je proveden zásyp opěry po hutněných vrstvách za použití geosyntetických výztuh a balené zeminy. V případě vysoké polohy skalního materiálu a nedostatku prostoru za opěrou možno využít výplňového betonu.

Návrh (schéma viz příl. 2.1):

Železobetonový základový blok: $B_z * h_z * L: 4,20 * 1,20 * 5,15$ [m]
Železobetonová opěra (včetně závěrné zídky): $B_o * h_o * L: 2,35 * 4,80 * 5,15$ [m]

Detailní schéma základové konstrukce obsaženo v příloze výpočtu.

5.3 Materiály

Pilíř, opěra + základové bloky	beton C30/37	XC4, XA2, XF3	výztužná ocel B 500B;
mikropilota	ocel S235	injektážní směs	char. pevnost 25 MPa, XA2.

6 Výpočet

6.1 Předpoklady výpočtu

6.1.1 Podpěra (pilíř) O2 - Žďárská (Ž)

Výpočet základové konstrukce podpěry O2 (pilíř) je proveden za následujících předpokladů:

- systém podpěry a jejího základu spolupůsobí s mikropilotami, které přenášejí zatížení do hlubších poloh podzákladí, pokrývají případná tahová napětí a zlepšují smykovou únosnost základové spáry;
- výpočet je proveden pro konstrukci o délce 1bm (ve směru kolmém na osu koleje);
- šířka podpěry je konstantní;
- do výpočtu vstupuje systém základové desky a mikropilot umístěný do zemního prostředí, které je definováno svojí tuhostí. Zemní pružiny reprezentující podloží přenáší pouze tlaková namáhání;
- nově zřízená podpěra spolupůsobí jako jeden celek se základovou konstrukcí, přes pracovní spáru probíhá výztuž;
- podzákladí je homogenizováno zpevňujícími injektážemi, charakteristiky materiálů jsou zlepšeny;
- veškerá zatížení jsou přepočtena a zavedena do středu spáry základového bloku;

- model MP a jejího svislého pružinového uložení zohledňuje předpoklad uložení paty v nestlačitelném podloží, lineární úbytek osových sil v důsledku tření na plášti a rozdíly v působení průřezů v tlaku a případném tahu.

6.1.2 Opěra O3 - Havlíčkovobrodská (HB)

Výpočet základové konstrukce opěry O3 (HB) je proveden za následujících předpokladů:

- systém opěry a jejího plošného základu působí jakožto tížná konstrukce;
- výpočet je proveden pro konstrukci o délce 1bm (ve směru kolmém na osu koleje);
- šířka opěry je konstantní;
- nově zřízená opěra spolupůsobí jako jeden celek se základovou konstrukcí, přes pracovní spáru probíhá výztuž;
- charakteristiky materiálů v podzákladí jsou zlepšeny (trysková injektáž) na předepsané hodnoty. Požadovaná minimální pevnost při zkoušce v prostém tlaku $\sigma_{ucs} = 7 \text{ MPa}$ (dle ČSN 73 1001 při $r = 7$ a $p = 1,2$ je $R_d = \text{cca } 800 \text{ kPa}$);
- boční zatížení odvozeno za předpokladu nedeformované opěrné konstrukce;
- boční zatížení rubu opěry zásypovým/výplňovým materiálem vychází z předpokladu použití výztužných geosyntetik (vyztužené balené vrstvy zásypu v případě dostatečného prostoru za opěrou) či použití výplňového betonu.

6.2 Zatížení

6.2.1 Podpěra (pilíř) O2 - Žďárská (Ž)

Do výpočtu podpěry O2 (pilíř) vstupují následující zatížení:

- vlastní tíha podpěry a základové desky;
- vertikální zatížení stálé od nosné mostní konstrukce působící v posuvném ložisku;
- vertikální zatížení proměnné od dopravy působící v ložisku. Model 71, klasifikační součinitel $\alpha = 1,21$;
- zatížení konstrukcí železobetonového polorámu opačně orientovanými reakcemi (návrhové hodnoty - převzato z výsledků statického výpočtu této části přemostění), které zahrnují zatížení vlastní tíhou, stálá zatížení žel. svrškem, zemním bočním tlakem zásypu (strana Ž), smršťování a proměnná zatížení teplotními změnami.

6.2.2 Opěra O3 - Havlíčkovobrodská (HB)

Do výpočtu opěry O3 (HB) vstupují následující zatížení:

Stálá zatížení:

- vlastní tíha opěry a základové desky;
- vertikální zatížení od nosné mostní konstrukce působící v pevném ložisku;
- boční tlak od vyztuženého zásypu/výplně za opěrou, redukovaný na hodnotu minimálního dimenzačního tlaku $0,2 \cdot \sigma_{a,z}$.

Proměnná zatížení:

- vertikální zatížení od dopravy působící v ložisku. Model 71, klasifikační součinitel $\alpha = 1,21$;
- horizontální brzdné a rozjezdové síly působící v pevném ložisku (opěra HB);
- zvýšení bočního tlaku na opěru od dopravy v poloze mimo most za opěrou prostřednictvím součinitele minimálního dimenzačního tlaku $K_o = 0,2$.

Všechny vstupní parametry potřebné ke stanovení zatížení a výpočty zatížení jsou obsaženy v přílohách.

6.3 Zatěžovací kombinace

6.3.1 Podpěra (pilíř) O2 - Žďárská (Ž)

Vzhledem k zatížení podpěry ze strany polorámu a ze strany spřažené mostní konstrukce jsou pro návrh základu uvažovány takové zatěžovací kombinace, které vyvozují maximální účinky v základové spáře. Zatížení jsou zadána jakožto návrhová (ze strany polorámu), případně jsou na návrhové hodnoty převedena (ze strany spřažené mostní konstrukce), a to vždy v souladu s rovnicí 6.10, ČSN EN 1990.

Pro návrh podpěry O2 (pilíř) jsou uvažovány následující zatěžovací kombinace:

C1R Zavedená zatížení způsobují excentricitu v základové spáře ve směru ke spřažené mostní konstrukci (R). Vertikální účinek (normálová síla N) je minimální ze strany polorámu a minimální ze strany spřaženého mostu;

C2R Zavedená zatížení způsobují excentricitu v základové spáře ve směru ke spřažené mostní konstrukci (R). Vertikální účinek (normálová síla N) je minimální ze strany polorámu a maximální ze strany spřaženého mostu;

C3R Zavedená zatížení způsobují excentricitu v základové spáře ve směru ke spřažené mostní konstrukci (R). Vertikální účinek (normálová síla N) je maximální ze strany polorámu a maximální ze strany spřaženého mostu;

C1L Zavedená zatížení způsobují excentricitu v základové spáře ve směru k železobetonovému polorámu (L). Vertikální účinek (normálová síla N) je minimální ze strany polorámu a minimální ze strany spřaženého mostu;

C2L Zavedená zatížení způsobují excentricitu v základové spáře ve směru k železobetonovému polorámu (L). Vertikální účinek (normálová síla N) je maximální ze strany polorámu a minimální ze strany spřaženého mostu;

C3L Zavedená zatížení způsobují excentricitu v základové spáře ve směru k železobetonovému polorámu (L). Vertikální účinek (normálová síla N) je maximální ze strany polorámu a maximální ze strany spřaženého mostu.

6.3.2 Opěra O3 - Havlíčkobrodská (HB)

Pro návrh opěrného a základového systému opěry O3 (HB) jsou uvažovány zatěžovací kombinace (MSÚ dle rovnice 6.10, ČSN EN 1990), které popisují následující návrhové situace:

CO1-L Stavební stav dočasný, vstupuje pouze vlastní tíha opěry a základu, dále zemní tlak na opěru zahrnující přetížení staveništní mechanizací;

CO2-L Vstupuje vlastní tíha (VLT) opěry a základu, NK mostu + vlak v pozici za opěrou (oblast náprav - zvýšený zemní tlak);

CO3-L Vstupuje VLT opěry a základu, NK mostu + vlak v pozici na mostě (oblast náprav) i za opěrou (oblast spojitého zatížení). Spodní hranice návrhového svislého zatížení opěry (L);

CO3-U Vstupuje VLT opěry a základu, NK mostu + vlak v pozici na mostě (oblast náprav) i za opěrou (oblast spojitého zatížení). Horní hranice návrhového svislého zatížení opěry (U).

6.4 Výsledky výpočtu

Výpočty, jejich výsledky a posouzení jsou obsaženy v přílohách.

6.4.1 Podpěra (pilíř) O2 - Žďárská (Ž)

V rámci MSÚ jsou vypočteny a posouzeny:

- namáhání mikropilot tlakem: mezní napětí na plášti kořene a na patě MP, odolnost ocelobetonového průřezu v tlaku, vzpěr;

- v případě namáhání mikropilot tahem: odolnost proti vytržení kořene, porušení ocelového průřezu MP, vytržení ocelového průřezu z kořene;
- namáhání mikropilot ohybem: odolnost ocelobetonového průřezu (zohledněn korozní úbytek);
- namáhání mikropilot stříhem: odolnost ocelového profilu (zohledněn korozní úbytek);
- poměry v základové spáře základové desky, rozdělení zatížení do MP a kontaktního napětí, únosnost ZS;
- pracovní spára mezi podpěrou a základovou deskou, výstupek základu.

V rámci MSP:

- sedání a naklonění podpěrné konstrukce, přepočet deformace do úrovně vrcholu závěrné zídky.

6.4.2 Opěra O3 - Havlíčkobrodská (HB)

V rámci MSÚ jsou vypočteny a posouzeny:

- stabilita opěrné konstrukce - pootočení kolem přední hrany základu, posunutí v základové spáře;
- poloha výslednice sil (excentricita) v základové spáře ($\max e = 1/3 \cdot B_z$);
- poměry v základové spáře základové desky, kontaktní napětí, únosnost ZS (předpoklad $R_{d,min} = 800 \text{ kPa}$);
- pracovní spára mezi opěrou a základovou deskou, výstupek základu.

V rámci MSP:

- sedání a naklonění opěrné konstrukce, přepočet deformace do úrovně vrcholu závěrné zídky.

7 Závěr

Na základě statického výpočtu jsou navrženy základové konstrukce pro podpěru (pilíř) O2 (Ž) a opěru O3 (HB) spráženého ocelobetonového mostu SO 12-20-09 v km 108,972. Založení opěry O1 železobetonového polorámu je součástí samostatného statického výpočtu pro tuto část dokumentace.

V případě podpěry (pilíře) O2 (Ž) se jedná o kombinaci základových bloků (desek) s ocelobetonovými mikropilotami. Řešení předpokládá homogenizaci materiálů v podzákladí zpevňujícími injektážemi.

Konstrukce opěry O3 na straně (HB) jsou navrženy na plošných základech. Navržené rozměry předpokládají zlepšení vlastností zemin, případně degradovaných (rozložených či zvětralých) hornin pomocí tryskových injektáží a redukci bočních tlaků za použití výztužných geosyntetik (vyztužené balené vrstvy zásypu v případě dostatečného prostoru za opěrou) či výplňového betonu.

Navržená řešení vyhovují pro uvažované návrhové situace ve všech posuzovaných kritériích dle MSÚ a MSP.

Výpočtem stanovené hodnoty sedání základů a vodorovné deformace přepočtené k horním hranám podpěry (O2) a opěry (O3) se pohybují ve spodních jednotkách milimetrů.

Parametry zlepšené základové spáry je potřeba před realizací základových konstrukcí ověřit zkouškami in-situ.

V Praze, březen 2022

Vypracovali: Ing. Jiří Hořejší

Ing. Martin Baláž

Přílohy:

Podpěra O2 Žďárská (Ž)

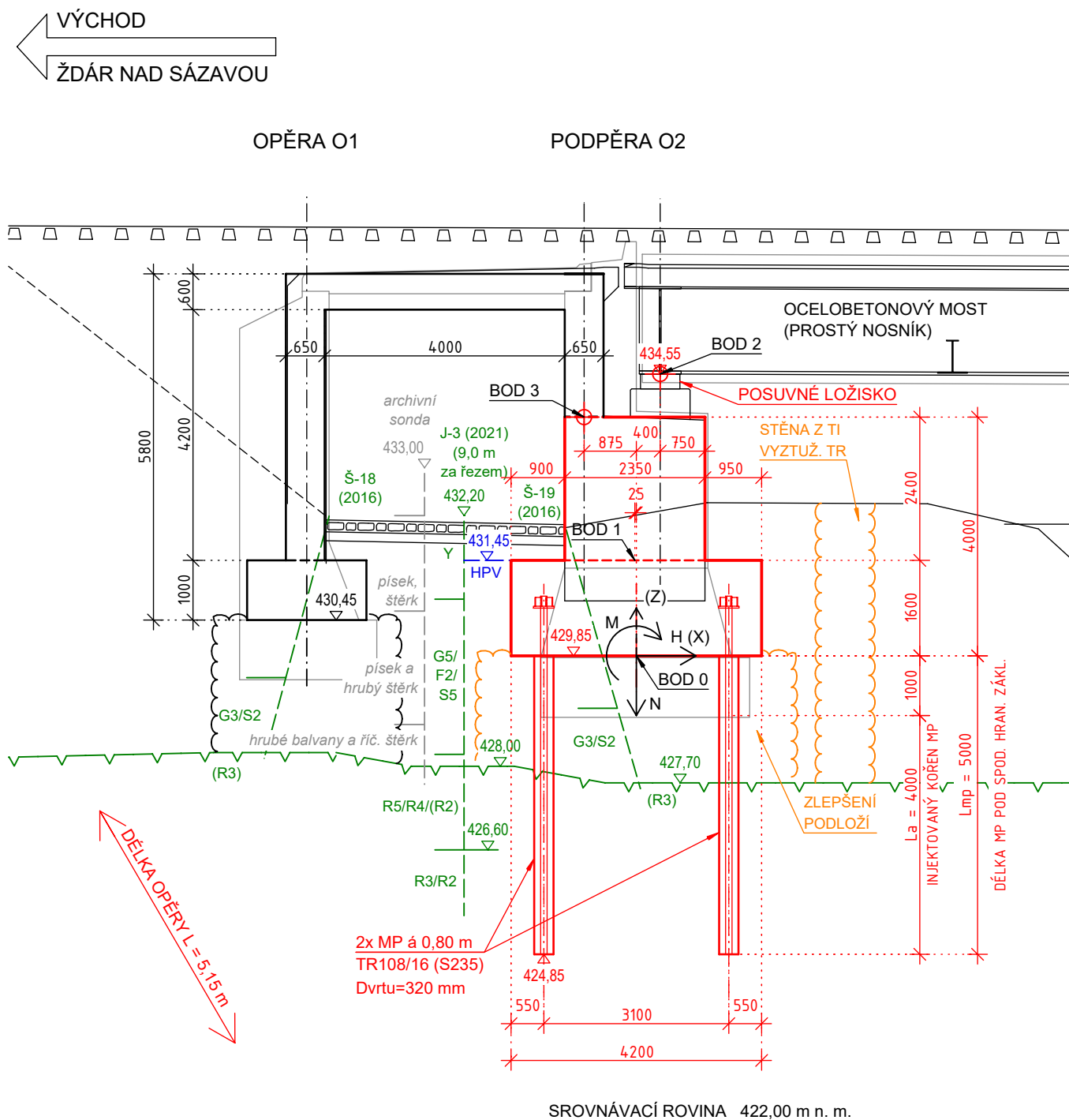
- 1.1 Schéma založení
- 1.2 Návrh mikropiloty (MP) – Materiál, dimenze, statické veličiny (Excel)
- 1.3 Zatížení konstrukce (Excel)
- 1.4 Výpočet systému základová deska + mikropiloty (SCIA).
- 1.5 Přehled návrhových veličin pro posouzení MP (MSÚ) (Excel)
- 1.6.1 Návrh a posouzení mikropiloty (MP) – kořen (Excel)
- 1.6.2 Posouzení MP – průřez M+N (FINE)
- 1.6.3 Posouzení stříhové pevnosti MP (Excel)
- 1.7 Posouzení poměrů v základové spáře (MSÚ) (Excel)
- 1.8 Přehled vypočtených deformací konstrukce (Excel)
- 1.9 Návrh a posouzení průřezů základu a podpěry (FINE)

Opěra O3 Havlíčkovobrodská (HB)

- 2.1 Schéma založení
- 2.2 Zatížení konstrukce (Excel)
- 2.3 Výpočet opěrné konstrukce - MSÚ (GEO5)
- 2.4 Výpočet opěrné konstrukce - MSP - sedání, naklonění (GEO5)
- 2.5 Přehled vypočtených deformací konstrukce (Excel)
- 2.6 Návrh a posouzení žlb. průřezů základu a opěry (Excel)

SCHÉMA ZALOŽENÍ

SO 12-20-09 (km 108,972)



MATERIÁLY

OPĚRA + ZÁKL. BLOK
BETON: C30/37 XC4, XA2, XF3
VÝZTUŽNÁ OCEL: B 500B

MIKROPILOTY
KONSTRUKČNÍ OCEL: S235
INJEKTÁŽNÍ SMĚS:
min. char. pevnost 25 MPa,
odolnost vůči prostředí XA2

NÁVRH MIKROPILOTY (MP) - MATERIÁL, DIMENZE, STATICKÉ VELIČINY

1. Geotechnické vlastnosti ZEMIN / HORNIN

modul přetvárnosti - původní základ, zlepšená zemina	Edef1,v	[MPa]	400
modul přetvárnosti, vodorov. - původní základ, zlepšená zemina	Edef1,h	[MPa]	200
mocnost vrstvy 1	h1	[m]	2,0
součinitel přitížení (Boussinesq)	bq1	[-]	0,65
modul přetvárnosti - R5/R4	Edef2	[MPa]	250
mocnost vrstvy 2	h2	[m]	1,5
součinitel přitížení (Boussinesq)	bq2	[-]	0,30
modul přetvárnosti - R3/R2	Edef3	[MPa]	800
mocnost vrstvy 3	h3	[m]	0,5
součinitel přitížení (Boussinesq)	bq3	[-]	0,25

1.1 Svislý koeficient ložnosti - podloží pod základem

Hloubka deformační zóny $H_{def} = \sum(h_i)$ (= cca 2 x ef. šířka základu)	Hdef	[m]	4,0
sedání pro kontakt.nap. $\sigma_1=1\text{MPa}$ $s=\sigma_1*\sum(bq_i*hi/E_{def,i})$	s	[m]	0,0052
Svislý koef. ložnosti (vstup do SCIA) $C_{1z} = \sigma_1/s$ (pro $\sigma_1=1\text{MPa}$)	C1z	[MN/m3]	192

1.2 Vodorovný koeficient ložnosti - podpory mikropilot

Průměr mikropiloty	dp	[m]	0,32
Osová vzdálenost MP	a	[m]	0,80
Počet MP v 1 bm $n_p = 1/a$	np	[-]	1,25

Modul kH dle rovnice (77) - ČSN 73 1004 (doc. Masopust)

Modul kH1 $kH1 = E_{def1,h}/dp$	kH1	[MN/m3]	625
Modul kH2 $kH2 = E_{def2}/dp$	kH2	[MN/m3]	781
Modul kH3 $kH3 = E_{def3}/dp$	kH3	[MN/m3]	2500

Tuhost podloží (vodorovné podpory mikropilot) - vstup do SCIA

Modul kH1,scia $kH1,scia = kH1*n_p*dp$	kH1,scia	[MN/m2]	250
Modul kH2,scia $kH2,scia = kH2*n_p*dp$	kH2,scia	[MN/m2]	313
Modul kH3,scia $kH3,scia = kH3*n_p*dp$	kH3,scia	[MN/m2]	1000

1.3 Modul přetvárnosti vodorovný - posouzení vzpěrné únosnosti MP

Modul přetvárnosti vodorovný (pro vzpěr MP) $E_{def,h} = \min(E_{def,i})$	Edef,h	[MPa]	200
---	--------	-------	-----

2. Parametry návrhu MP

2.1 Parametry návrhu MP - materiálové vlastnosti

OCEL

Materiál - ocel			S235
Ocel - modul pružnosti	Es	[MPa]	210000
Ocel - mez kluzu charakteristická	fyk	[MPa]	235
Dílčí součinitel spolehlivosti, ocel	gamas	[-]	1,0

BETON

Materiál - beton			C25/30
Beton - modul pružnosti průměrný	Ecm	[MPa]	31000
Beton - pevnost v tlaku charakteristická	fck	[MPa]	25
Dílčí součinitel spolehlivosti, beton	gamac	[-]	1,5

2.2 Parametry návrhu MP - geometrie a průřezové veličiny

Celková délka MP	Lmp	[m]	5,0
Osová vzdálenost MP (viz výše)	a	[m]	0,8
Ocelový profil - Průměr vnější	Dout	[mm]	108,0
Ocelový profil - Tloušťka stěny	t	[mm]	16,0

Geometrie KOŘENOVÉ části MP

Délka kořene	La	[m]	4,0
Uvažovaný průměr kořene	da	[mm]	320

OCELOVÝ profil - průřezové veličiny (pro taženou MP)

Průměr vnitřní $D_{int} = D_{out} - 2 \cdot t$	Dint	[mm]	76
Plocha průřezu $A_s = \pi \cdot (D_{out}^2 - D_{int}^2) / 4$	As	[mm ²]	4624
Moment setrvačnosti $I_{ys} = \pi \cdot (D_{out}^4 - D_{int}^4) / 64$	Iys	[mm ⁴]	5,041E+06
Průřezový modul $W_{ys} = I_{ys} / (D_{out}/2)$	Wys	[mm ³]	9,334E+04
Smyková plocha $A_{vs} = 2 \cdot A_s / \pi$ (pro trubky)	Avs	[mm ²]	2944
Normálová tuhost $E_s \cdot A_s$	EsAs	[MN]	971
Tuhost pružiny (pro výpočet na 1 bm, SCIA) $C_s = E_s \cdot A_s / (0,5 \cdot L) / a$	Cs	[MN/m/bm]	486

BETONOVÝ profil - průřezové veličiny

Profil vrtu	dv	[mm]	320
Plocha betonové části MP $A_c = \pi \cdot (d_v^2) / 4 - A_s$	Ac	[mm ²]	75800
Moment setrvačnosti betonové části MP $I_{yc} = \pi \cdot (d_v^4) / 64 - I_{ys}$	Iyc	[mm ⁴]	5,097E+08

SPŘAŽENÝ průřez MP - statické veličiny (pro tlačnou MP)

Pracovní součinitel $n = E_s / E_{cm}$	n	[-]	6,8
Náhradní plocha spř.průř. (pro tlak - převod na ocel) $A_{sp} = A_s + A_c / n$	Asp	[mm ²]	15814
Náhradní moment setr. spř.průř. (převod ocel) $I_{sp} = I_s + I_c / n$	Isp	[mm ⁴]	8,028E+07
I_{sp} pro výpočet na 1 bm (SCIA) $I_{sp,bm} = I_{sp} / a$	Isp,bm	[mm ⁴ /bm]	1,003E+08
Tuhost spřaženého průřezu $(EI)_{sp} = E_s \cdot I_{ys} + E_{cm} \cdot I_{yc}$	(EI)sp	[MNm ²]	1,686E+01
Normálová tuhost (převod na ocel) $E_s \cdot A_{sp}$	EsAsp	[MN]	3321
Tuhost pružiny (pro výpočet na 1 bm, SCIA) $C_{sp} = E_s \cdot A_{sp} / (0,5 \cdot L) / a$	Csp	[MN/m/bm]	1660

ZATÍŽENÍ KCE - k základové spáře
výpočet na běžný délkový metr opěry [bm]

kombinace	C1R	C2R	C3R
most	min. N	max. N	max. N
rám	min. N	min. N	max. N

1) VLASTNÍ TÍHA DŘÍKU OPĚRY A ZÁKLADU

1.1) Základ

Šířka základu	Bz	[m]		4,20	4,20	4,20
Výška základu	H _z	[m]		1,60	1,60	1,60
Objemová tíha železobetonu	G _{Ac}	[kN/m ³]		25	25	25
Tíha základu	G _{z,k}	[kN/bm]	Bz*H _z *G _{Ac}	168	168	168

1.2) Dřík opěry

Šířka dříku opěry	Bo	[m]		2,35	2,35	2,35
Šířka výstupku zákl. (směr. k řece)	Bv	[m]		0,95	0,95	0,95
Výška dříku opěry	Ho	[m]		2,40	2,40	2,40
Tíha dříku opěry	Go,k	[kN/bm]	Bo*Ho*G _{Ac}	141	141	141
Excentricita (x)	eo(x)	[m]	(Bz/2)-Bv-(Bo/2)	-0,02	-0,02	-0,02
Moment	Mo,k	[kNm/bm]	Go,k*eo(x)	-4	-4	-4

1.3) Přepočtené hodnoty ke středu ZS

Dílčí souč. bezpečnosti - stálé	GAF _{zo}	[kN]		1,00	1,00	1,35
Návrhová svislá síla (bod 0)	N _{zo,d}	[kN/bm]	(G _{z,k} +Go,k)*GAF _{zo}	309	309	417
Návrhový moment (bod 0)	M _{zo,d}	[kN/bm]	Mo,k*GAF _{zo}	-4	-4	-5

2) SÍLY OD OCELOBET. MOSTU

Délka opěry - 1 kolej	L	[m]		5,15	5,15	5,15
Excentricita bodu 2 vůči bodu 0 (x)	eb(x)	[m]	konvence !	0,40	0,40	0,40

2.1) Stálé zatížení od mostu - svislé

Char. svislá síla na 1 kolej (bod 2)	Ng,k'	[kN]	konvence !	2116	2116	2116
Char. svislá síla na bm (bod 2)	Ng,k	[kN/bm]	Ng,k' / L	411	411	411
Char. moment od Ng,k (bod 0)	Mg,k	[kNm/bm]	Ng,k*eb(x)	164	164	164

2.1) Proměnné zatížení od mostu - svislé

Char. svislá síla na 1 kolej (bod 2)	Nq,k'	[kN]	konvence !	2352	2352	2352
Char. svislá síla na bm (bod 2)	Nq,k	[kN/bm]	Nq,k' / L	457	457	457
Char. moment od Nq,k (bod 0)	Mq,k	[kNm/bm]	Nq,k*eb(x)	183	183	183

2.3) Přepočtené hodnoty ke středu ZS

Dílčí souč. bezpečnosti - stálé	GAF _g	[kN]		1,00	1,35	1,35
Dílčí souč. bezpečnosti - proměnné	GAF _q	[kN]		0,00	1,50	1,50
Návrhová svislá síla (bod 0)	Nb,d	[kN/bm]	Ng,k*GAF _g +Nq,k*GAF _q	411	1240	1240
Návrhový moment (bod 0)	Mb,d	[kN/bm]	Mg,k*GAF _g +Mq,k*GAF _q	164	496	496

3) SÍLY OD ŽLB. RÁMOVÉ KCE

Excentricita bodu 3 vůči bodu 0 (x)	er(x)	[m]	konvence !	-0,88	-0,88	-0,88
Excentricita bodu 3 vůči bodu 0 (z)	er(z)	[m]	žadavat kladně	4,00	4,00	4,00

3.1) Hodnoty zatížení z výpočtu pro rám

				K1/3/5	K1/3/5	K2/3/5
Návrh. svislá síla (bod 3)	N3,d	[kN/bm]	konvence !	137	137	620
Návrh. vodorovná síla (bod 3)	H3,d	[kN/bm]	konvence !	368	368	368
Návrh. moment (bod 3)	M3,d	[kNm/bm]	konvence !	849	849	849

3.2) Jednotlivé hodnoty momentů

Návrh. moment od N3,d (bod 0)	Mn,d	[kNm/bm]	N3,d*er(x)	-120	-120	-543
Návrh. moment od H3,d (bod 0)	Mh,d	[kNm/bm]	H3,d*er(z)	1472	1472	1472

3.3) Přepočtené hodnoty ke středu ZS

Návrhová svislá síla (bod 0)	Nr,d	[kN/bm]	= N3,d	137	137	620
Návrhová vodorovná síla (bod 0)	Hr,d	[kN/bm]	= H3,d	368	368	368
Návrhový moment (bod 0)	Mr,d	[kNm/bm]	M3,d + Mn,d + Mh,d	2201	2201	1779

4) CELKOVÉ SÍLY OD ZATÍŽENÍ

stanoveno ke středu ZS (bod 0)

Celk. návrh. svislá síla (bod 0)	NEd	[kN/bm]	Nzo,d + Nb,d + Nr,d	857	1686	2277
Celk. návrh. vodorovná síla (bod 0)	HEd	[kN/bm]	= Hr,d	368	368	368
Celk. návrh. moment (bod 0)	MEd	[kNm/bm]	Mzo,d + Mb,d + Mr,d	2362	2693	2270

ZATÍŽENÍ KCE - k základové spáře

výpočet na běžný délkový metr opěry [bm]

kombinace	C1L	C2L	C3L
most	min. N	min. N	max. N
rám	min. N	max. N	max. N

1) VLASTNÍ TÍHA DŘÍKU OPĚRY A ZÁKLADU

1.1) Základ

Šířka základu	Bz	[m]		4,20	4,20	4,20
Výška základu	H _z	[m]		1,60	1,60	1,60
Objemová tíha železobetonu	G _{Ac}	[kN/m ³]		25	25	25
Tíha základu	G _{z,k}	[kN/bm]	Bz*H _z *G _{Ac}	168	168	168

1.2) Dřík opěry

Šířka dříku opěry	Bo	[m]		2,35	2,35	2,35
Šířka výstupku zákl. (směr. k řece)	B _v	[m]		0,95	0,95	0,95
Výška dříku opěry	Ho	[m]		2,40	2,40	2,40
Tíha dříku opěry	Go,k	[kN/bm]	Bo*Ho*G _{Ac}	141	141	141
Excentricita (x)	eo(x)	[m]	(Bz/2)-B _v -(Bo/2)	-0,02	-0,02	-0,02
Moment	Mo,k	[kNm/bm]	Go,k*eo(x)	-4	-4	-4

1.3) Přepočtené hodnoty ke středu ZS

Dílčí souč. bezpečnosti - stálé	GAF _{zo}	[kN]		1,00	1,00	1,35
Návrhová svislá síla (bod 0)	N _{zo,d}	[kN/bm]	(G _{z,k} +Go,k)*GAF _{zo}	309	309	417
Návrhový moment (bod 0)	M _{zo,d}	[kN/bm]	Mo,k*GAF _{zo}	-4	-4	-5

2) SÍLY OD OCELOBET. MOSTU

Délka opěry - 1 kolej	L	[m]		5,15	5,15	5,15
Excentricita bodu 2 vůči bodu 0 (x)	eb(x)	[m]	konvence !	0,40	0,40	0,40

2.1) Stálé zatížení od mostu - svislé

Char. svislá síla na 1 kolej (bod 2)	Ng,k'	[kN]	konvence !	2116	2116	2116
Char. svislá síla na bm (bod 2)	Ng,k	[kN/bm]	Ng,k' / L	411	411	411
Char. moment od Ng,k (bod 0)	Mg,k	[kNm/bm]	Ng,k*eb(x)	164	164	164

2.1) Proměnné zatížení od mostu - svislé

Char. svislá síla na 1 kolej (bod 2)	Nq,k'	[kN]	konvence !	2352	2352	2352
Char. svislá síla na bm (bod 2)	Nq,k	[kN/bm]	Nq,k' / L	457	457	457
Char. moment od Nq,k (bod 0)	Mq,k	[kNm/bm]	Nq,k*eb(x)	183	183	183

2.3) Přepočtené hodnoty ke středu ZS

Dílčí souč. bezpečnosti - stálé	GAF _g	[kN]		1,00	1,00	1,35
Dílčí souč. bezpečnosti - proměnné	GAF _q	[kN]		0,00	0,00	1,50
Návrhová svislá síla (bod 0)	Nb,d	[kN/bm]	Ng,k*GAF _g +Nq,k*GAF _q	411	411	1240
Návrhový moment (bod 0)	Mb,d	[kN/bm]	Mg,k*GAF _g +Mq,k*GAF _q	164	164	496

3) SÍLY OD ŽLB. RÁMOVÉ KCE

Excentricita bodu 3 vůči bodu 0 (x)	er(x)	[m]	konvence !	-0,88	-0,88	-0,88
Excentricita bodu 3 vůči bodu 0 (z)	er(z)	[m]	žadavat kladně	4,00	4,00	4,00

3.1) Hodnoty zatížení z výpočtu pro rám

				K1/4/6	K2/4/6	K2/4/6
Návrh. svislá síla (bod 3)	N3,d	[kN/bm]	konvence !	137	620	620
Návrh. vodorovná síla (bod 3)	H3,d	[kN/bm]	konvence !	0	0	0
Návrh. moment (bod 3)	M3,d	[kNm/bm]	konvence !	-490	-490	-490

3.2) Jednotlivé hodnoty momentů

Návrh. moment od N3,d (bod 0)	Mn,d	[kNm/bm]	N3,d*er(x)	-120	-543	-543
Návrh. moment od H3,d (bod 0)	Mh,d	[kNm/bm]	H3,d*er(z)	0	0	0

3.3) Přepočtené hodnoty ke středu ZS

Návrhová svislá síla (bod 0)	Nr,d	[kN/bm]	= N3,d	137	620	620
Návrhová vodorovná síla (bod 0)	Hr,d	[kN/bm]	= H3,d	0	0	0
Návrhový moment (bod 0)	Mr,d	[kNm/bm]	M3,d + Mn,d + Mh,d	-610	-1033	-1033

4) CELKOVÉ SÍLY OD ZATÍŽENÍ

stanoveno ke středu ZS (bod 0)

Celk. návrh. svislá síla (bod 0)	NEd	[kN/bm]	Nzo,d + Nb,d + Nr,d	857	1340	2277
Celk. návrh. vodorovná síla (bod 0)	HEd	[kN/bm]	= Hr,d	0	0	0
Celk. návrh. moment (bod 0)	MEd	[kNm/bm]	Mzo,d + Mb,d + Mr,d	-449	-872	-541

ZATÍŽENÍ KCE - k prac. spáře zákl./opěra
výpočet na běžný délkový metr opěry [bm]

kombinace	C2R
most	max. N
rám	min. N

1) VLASTNÍ TÍHA DŘÍKU OPĚRY

Šířka dříku opěry	Bo	[m]		2,35
Výška dříku opěry	Ho	[m]		2,40
Objemová tíha železobetonu	GAc	[kN/m ³]		25
Tíha dříku opěry	Go,k	[kN/bm]	Bo*Ho*GAc	141

Dílčí souč. bezpečnosti - stálé	GAFo	[kN]		1,00
Návrhová svislá síla (bod 1)	No,d	[kN/bm]	Go,k*GAFo	141

2) SÍLY OD OCELOBET. MOSTU

Délka opěry - 1 kolej	L	[m]		5,15
Excentricita bodu 2 vůči bodu 1 (x)	eb(x)	[m]	konvence !	0,43

2.1) Stálé zatížení od mostu - svislé

Char. svislá síla na 1 kolej (bod 2)	Ng,k'	[kN]	konvence !	2116
Char. svislá síla na bm (bod 2)	Ng,k	[kN/bm]	Ng,k' / L	411
Char. moment od Ng,k (bod 1)	Mg,k	[kNm/bm]	Ng,k*eb(x)	175

2.1) Proměnné zatížení od mostu - svislé

Char. svislá síla na 1 kolej (bod 2)	Nq,k'	[kN]	konvence !	2352
Char. svislá síla na bm (bod 2)	Nq,k	[kN/bm]	Nq,k' / L	457
Char. moment od Nq,k (bod 1)	Mq,k	[kNm/bm]	Nq,k*eb(x)	194

1.3) Přepočtené hodnoty ke středu pracovní spáry

Dílčí souč. bezpečnosti - stálé	GAFg	[kN]		1,35
Dílčí souč. bezpečnosti - proměnné	GAFq	[kN]		1,50
Návrhová svislá síla (bod 1)	Nb,d	[kN/bm]	Ng,k*GAFg+Nq,k*GAF,q	1240
Návrhový moment (bod 1)	Mb,d	[kNm/bm]	Mg,k*GAFg+Mq,k*GAF,q	527

3) SÍLY OD ŽLB. RÁMOVÉ KCE

Excentricita bodu 3 vůči bodu 1 (x)	er(x)	[m]	konvence !	-0,85
Excentricita bodu 3 vůči bodu 1 (z)	er(z)	[m]	žadavat kladně	2,40

3.1) Hodnoty zatížení z výpočtu pro rám

Návrh. svislá síla (bod 3)	N3,d	[kN/bm]	konvence !	137
Návrh. vodorovná síla (bod 3)	H3,d	[kN/bm]	konvence !	368
Návrh. moment (bod 3)	M3,d	[kNm/bm]	konvence !	849

3.2) Jednotlivé hodnoty momentů

Návrh. moment od N3,d (bod 1)	Mn,d	[kNm/bm]	N3,d*er(x)	-116
Návrh. moment od H3,d (bod 1)	Mh,d	[kNm/bm]	H3,d*er(z)	883

1.3) Přepočtené hodnoty ke středu pracovní spáry

Návrhová svislá síla (bod 1)	Nr,d	[kN/bm]	= N3,d	137
Návrhová vodorovná síla (bod 1)	Hr,d	[kN/bm]	= H3,d	368
Návrhový moment (bod 1)	Mr,d	[kNm/bm]	M3,d + Mn,d + Mh,d	1616

4) CELKOVÉ SÍLY OD ZATÍŽENÍ

stanoveno ke středu ZS (bod 1)

Celk. návrh. svislá síla (bod 1)	NEd	[kN/bm]	No,d + Nb,d + Nr,d	1518
Celk. návrh. vodorovná síla (bod 1)	HEd	[kN/bm]	= Hr,d	368
Celk. návrh. moment (bod 1)	MEd	[kNm/bm]	Mb,d + Mr,d	2143

VÝPOČET SYSTÉMU ZÁKLADOVÁ DESKA + MIKROPILOTY (SCIA)

1. Obsah

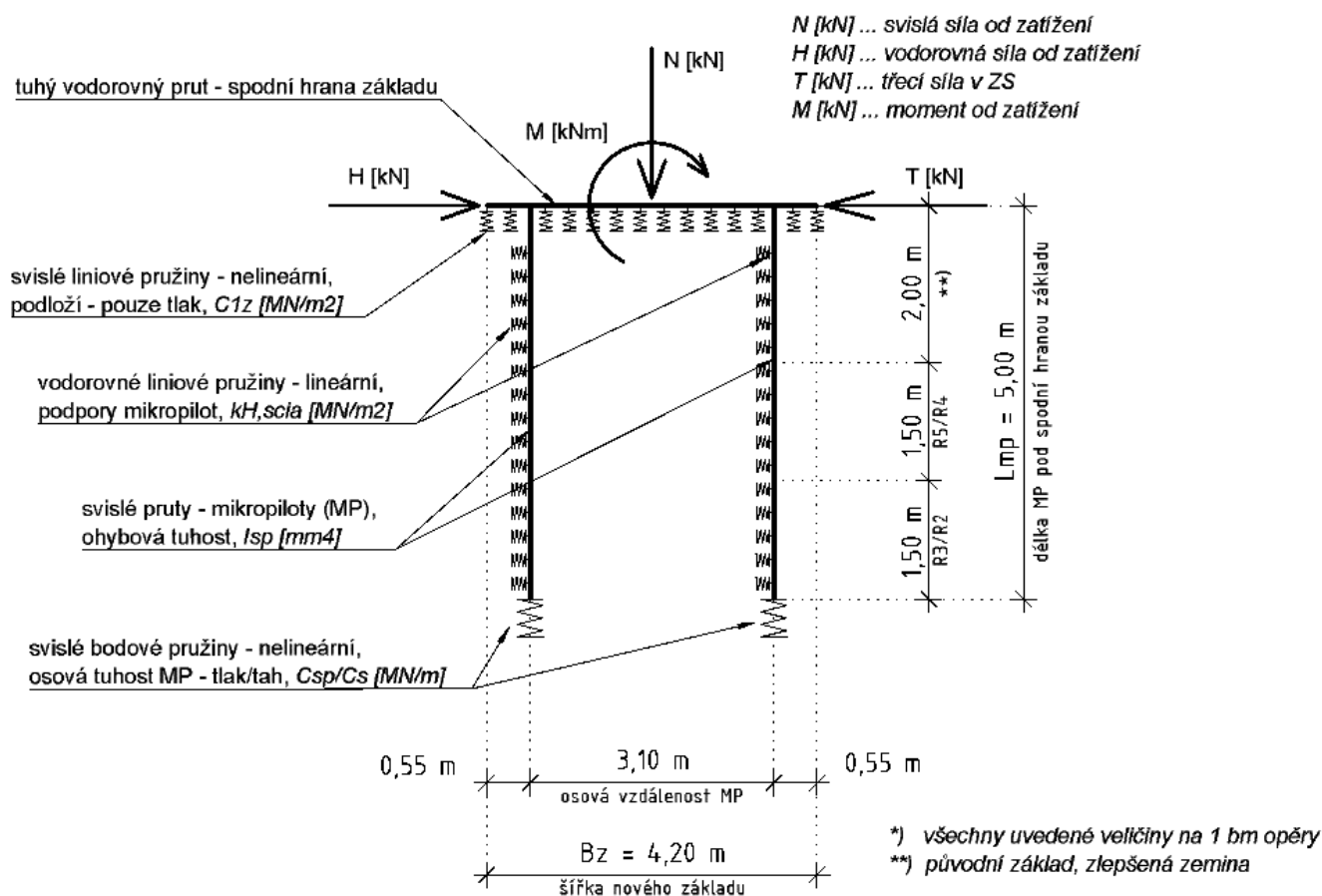
1. Obsah	1
2. Projekt	2
3. Popis modelu	2
3.1. Schéma výpočtového modelu	2
3.2. Čísla uzlů	3
3.3. Čísla prutů	3
3.4. Lokální systémy prutů	4
3.5. Bodové podpory	4
3.6. Liniové podpory	5
3.7. Materiály	5
3.8. Uzly	5
3.9. Prvky	5
3.10. Průřezy	6
3.11. Bodové podpory - parametry	6
3.12. Liniové podpory - parametry	7
3.13. Zatěžovací stavy	7
3.14. Zatížení - Z1R (Bi+Ri) - návrhové hodnoty	7
3.15. Zatížení - Z2R (Bs+Ri) - návrhové hodnoty	8
3.16. Zatížení - Z3R (Bs+Rs) - návrhové hodnoty	8
3.17. Zatížení - Z1L (Bi+Ri) - návrhové hodnoty	9
3.18. Zatížení - Z2L (Bi+Rs) - návrhové hodnoty	9
3.19. Zatížení - Z3L (Bs+Rs) - návrhové hodnoty	10
3.20. Nelineární kombinace zatížení	10
4. Výsledky výpočtu	11
4.1. Skupiny výsledků	11
4.2. Výpis vnitřních sil v mikropilotách - obálka všech kombinací	11
4.3. Osové síly v MP [kN/bm] - kombinace C1R (max. tah)	11
4.4. Osové síly v mikropilotách N [kN/bm] - kombinace C3R (max. tlak)	12
4.5. Ohybové momenty v mikropilotách M [kNm/bm] - kombinace C1R (extrémní hodnoty)	12
4.6. Posouvající síly v mikropilotách V [kN/bm] - kombinace C1R (extrémní hodnoty)	13
4.7. Výpis svislého napětí SIGz [kPa] pod základem - obálka všech kombinací	13
4.8. Výslednice svislého napětí pod základem	13
4.9. Svislé napětí SIGz [kPa] pod základem - kombinace C1R (min. efektivní šířka zákl.)	14
4.10. Svislé napětí SIGz [kPa] pod základem - kombinace C2R (max. tlak)	14
4.11. Výpis vodorovného napětí SIGx [kPa] - opření mikropilot - obálka všech komb.	15
4.12. Vodorovné napětí SIGx [kPa] - opření mikropilot - kombinace C1R (extrémní hodnoty)	15
4.13. Deformovaná konstrukce	16
4.14. Výpis přemístění uzlů	16
4.15. Svislá deformace základu uz [mm] - obálka všech kombinací	17
4.16. Vodorovná deformace mikropilot (základu) ux [mm] - obálka všech kombinací	17

2. Projekt

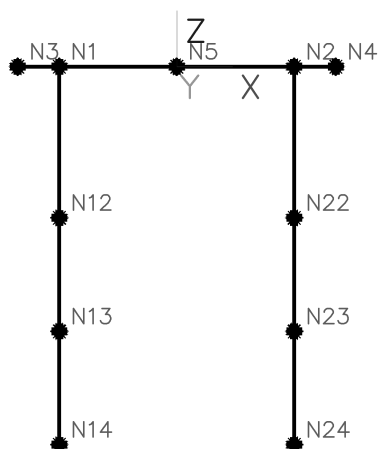
Verze	SCIA Engineer 21.1.1028
Projekt	Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav - Pohled
Část	SO 12-20-09; žel. most v km 108,972
Popis	Statický výpočet založení
Datum	18. 03. 2022
Autor	Martin Baláž
Konstrukce	Rám XZ
Poč. uzlů :	11
Poč. prutů :	10
Poč. průřezů :	2
Poč. zat. stavů :	6
Národní norma	EC - EN

3. Popis modelu

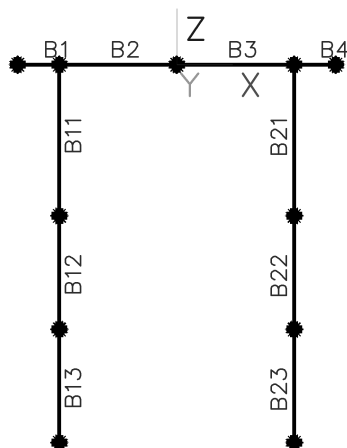
3.1. Schéma výpočtového modelu



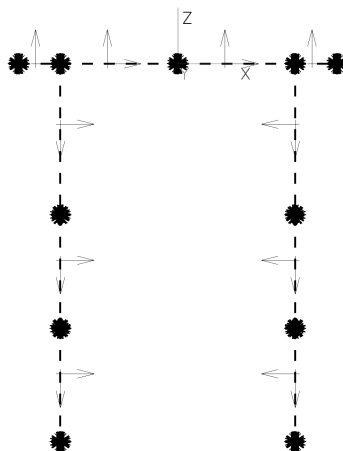
3.2. Číslo uzlů



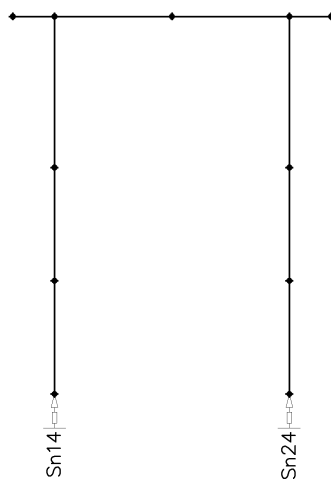
3.3. Číslo prutů



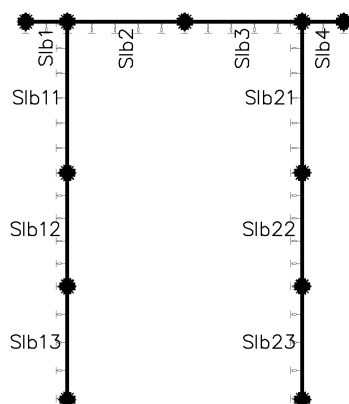
3.4. Lokální systémy prutů



3.5. Bodové podpory



3.6. Liniové podpory



3.7. Materiály

Ocel EC3

Jméno	ρ [kg/m ³]	E_s [MPa]	μ	f_y [MPa]	f_u [MPa]
S 235	7850,00	2,1000e+05	0.3	235,0	360,0

Beton EC2

Jméno	ρ [kg/m ³]	E_{cm} [MPa]	μ	$f_{c,k,28}$ [MPa]
C30/37	2500,00	3,2800e+04	0.2	30,00

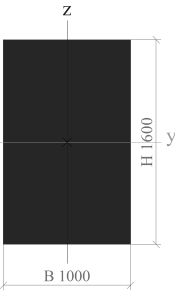
3.8. Uzly

Jméno	Souř. X [m]	Souř. Z [m]	Jméno	Souř. X [m]	Souř. Z [m]	Jméno	Souř. X [m]	Souř. Z [m]	Jméno	Souř. X [m]	Souř. Z [m]
N1	-1,550	0,000	N4	2,100	0,000	N13	-1,550	-3,500	N23	1,550	-3,500
N2	1,550	0,000	N5	0,000	0,000	N14	-1,550	-5,000	N24	1,550	-5,000
N3	-2,100	0,000	N12	-1,550	-2,000	N22	1,550	-2,000			

3.9. Prvky

Jméno	Poč. uzel	Konc. uzel	Délka [m]	Průřez	Materiál	Typ
B1	N3	N1	0,550	ZAKLAD - Obdélník (1600; 1000)	C30/37	obecný (0)
B2	N1	N5	1,550	ZAKLAD - Obdélník (1600; 1000)	C30/37	obecný (0)
B3	N5	N2	1,550	ZAKLAD - Obdélník (1600; 1000)	C30/37	obecný (0)
B4	N2	N4	0,550	ZAKLAD - Obdélník (1600; 1000)	C30/37	obecný (0)
B11	N1	N12	2,000	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)
B12	N12	N13	1,500	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)
B13	N13	N14	1,500	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)
B21	N2	N22	2,000	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)
B22	N22	N23	1,500	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)
B23	N23	N24	1,500	MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ) - Číselný	S 235	obecný (0)

3.10. Průřezy

ZAKLAD	
Typ	Obdélník
Detailní	1600; 1000
Materiál	C30/37
A [m ²]	1,6000e+00
I _y [m ⁴]	3,4133e-01
Obrázek	
MIKROPILOTY (SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ)	
Detailní	Číselný
A [m ²]	1,0000e+03
I _y [m ⁴]	1,0030e-04

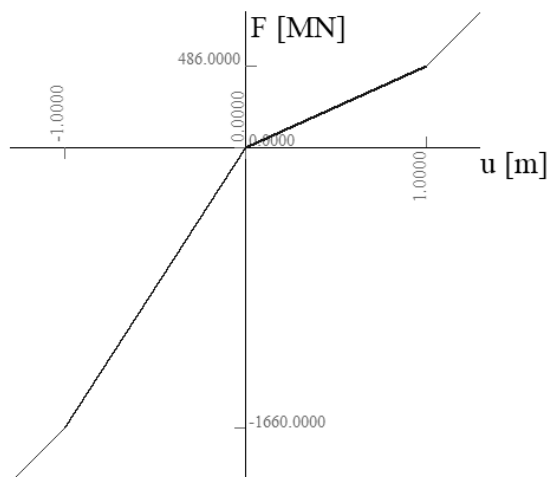
Poznámka: Plocha průřezu mikropilot zadána fiktivní hodnotou, skutečná osová tuhost mikropilot zavedena pomocí svislých nelineárních bodových podpor - Sn14, Sn24

3.11. Bodové podpory - parametry

Jméno	Uzel	Systém	Typ	X	Z	Ry
Sn14	N14	GSS	Standard	Volný	Nelineární	Volný
Sn24	N24	GSS	Standard	Volný	Nelineární	Volný

Jméno	Typ	u / F	Kladný konec	Záporný konec
MP/0,80m	Posun	-1,0000e+00[m] / -1,6600e+03[MN]	Pružný	Pružný
		0,0000e+00[m] / 0,0000e+00[MN]		
		1,0000e+00[m] / 4,8600e+02[MN]		

Kreslení



3.12. Liniové podpory - parametry

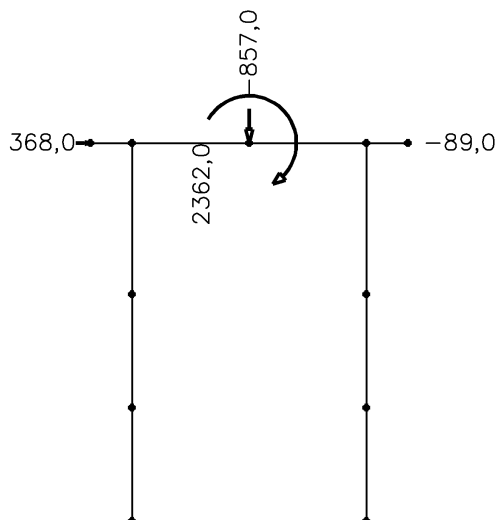
Jméno	Typ	Dílec	Poz x ₁	Souř.	X	Z	Ry	Tuhost X [MN/m ²]	Tuhost Z [MN/m ²]
		Systém	Poz x ₂	Poč					
Slb1	Přímka	B1	0.000	Rela	Volný	Pružná jen tlak	Volný		1,9200e+02
		GSS	0.990	Od počátku					
Slb2	Přímka	B2	0.010	Rela	Volný	Pružná jen tlak	Volný		1,9200e+02
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb3	Přímka	B3	0.000	Rela	Volný	Pružná jen tlak	Volný		1,9200e+02
		GSS	0.990	Od počátku					
Slb4	Přímka	B4	0.010	Rela	Volný	Pružná jen tlak	Volný		1,9200e+02
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb11	Přímka	B11	0.010	Rela	Pružný	Volný	Volný	2,5000e+02	
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb12	Přímka	B12	0.000	Rela	Pružný	Volný	Volný	3,1300e+02	
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb13	Přímka	B13	0.000	Rela	Pružný	Volný	Volný	1,0000e+03	
		GSS	0.990	Od počátku					
Slb21	Přímka	B21	0.010	Rela	Pružný	Volný	Volný	2,5000e+02	
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb22	Přímka	B22	0.000	Rela	Pružný	Volný	Volný	3,1300e+02	
		GSS	1.000	Od počátku					
Slb23	Přímka	B23	0.000	Rela	Pružný	Volný	Volný	1,0000e+03	
		GSS	0.990	Od počátku					

3.13. Zatěžovací stavy

Jméno	Popis	Jméno	Popis	Jméno	Popis	Jméno	Popis	Jméno	Popis	Jméno	Popis
Z1R	Bi+Ri	Z2R	Bs+Ri	Z3R	Bs+Rs	Z1L	Bi+Ri	Z2L	Bi+Rs	Z3L	Bs+Rs

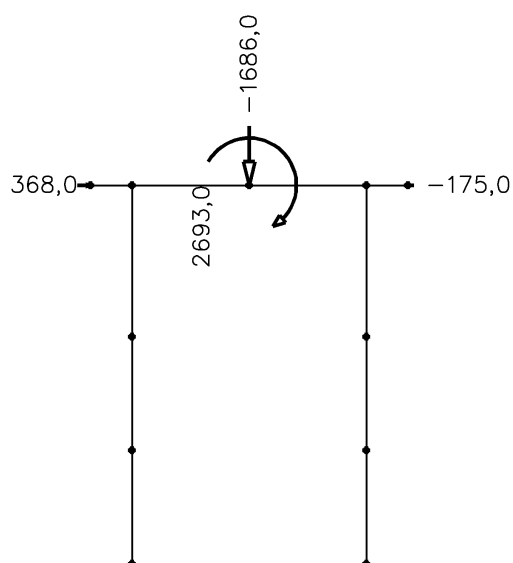
Poznámka: Bi/Bs = minimální/maximální svislá síla od ocelobet. mostu, Ri/Rs = min./max. svislá síla od žlb. rámové kce

3.14. Zatížení - Z1R (Bi+Ri) - návrhové hodnoty



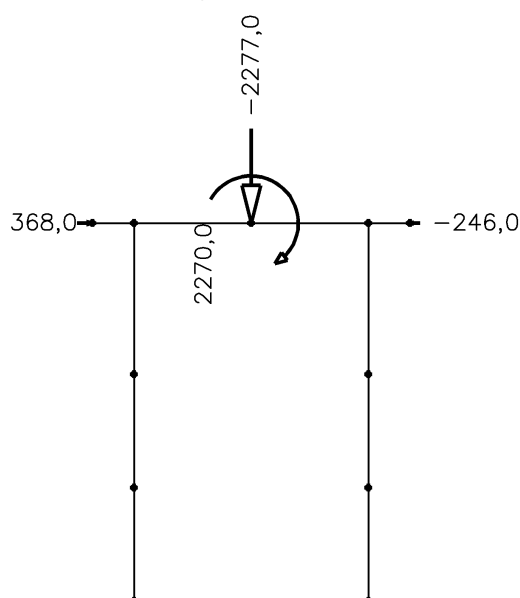
Poznámka: vodorovná síla působící zleva do prava = vodorovná síla od zatížení; zprava do leva = třecí síla v základové spáře

3.15. Zatížení - Z2R (Bs+Ri) - návrhové hodnoty



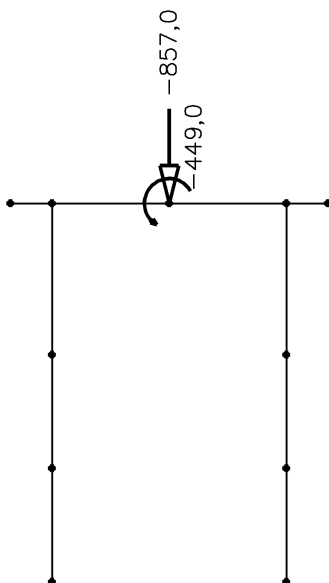
Poznámka: vodorovná síla působící zleva do prava = třecí síla v základové spáře; zprava do leva = vodorovná síla od zatížení

3.16. Zatížení - Z3R (Bs+Rs) - návrhové hodnoty

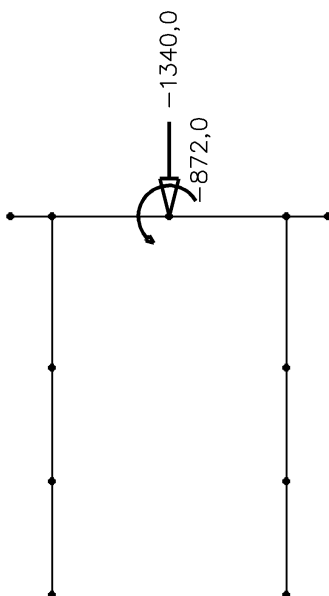


Poznámka: vodorovná síla působící zleva do prava = třecí síla v základové spáře; zprava do leva = vodorovná síla od zatížení

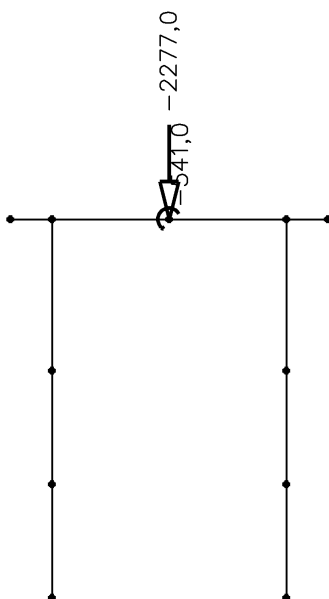
3.17. Zatížení - Z1L (Bi+Ri) - návrhové hodnoty



3.18. Zatížení - Z2L (Bi+Rs) - návrhové hodnoty



3.19. Zatížení - Z3L (Bs+Rs) - návrhové hodnoty



3.20. Nelineární kombinace zatížení

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]	Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
C1R	Únosnost	Z1R - Bi+Ri	1,000	C1L	Únosnost	Z1L - Bi+Ri	1,000
C2R	Únosnost	Z2R - Bs+Ri	1,000	C2L	Únosnost	Z2L - Bi+Rs	1,000
C3R	Únosnost	Z3R - Bs+Rs	1,000	C3L	Únosnost	Z3L - Bs+Rs	1,000

4. Výsledky výpočtu

4.1. Skupiny výsledků

Jméno	Popis	Výpis
RC1	všechny kombinace	C1R
		C2R
		C3R
		C1L
		C2L
		C3L

4.2. Výpis vnitřních sil v mikropilotách - obálka všech kombinací

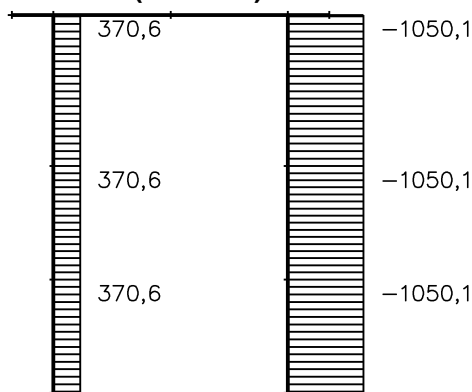
Nelineární výpočet, Extrém : Dílec, Systém : LSS

Výběr : B23, B13, B22, B12, B21, B11

Třída : RC1

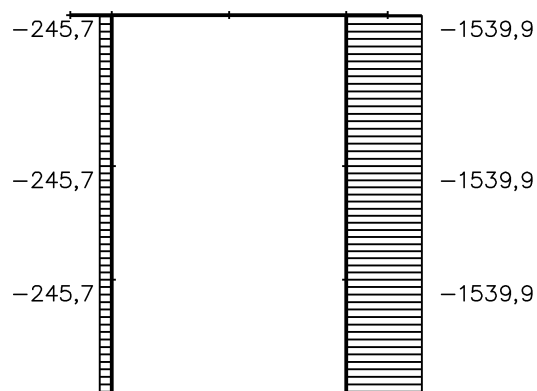
Dílec	dx [m]	Stav	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Dílec	dx [m]	Stav	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
B11	0,000	C1R	370,6	137,5	-39,7	B21	0,000	C3R	-1539,9	-67,2	21,9
B11	0,000	C3L	-1044,2	-7,8	4,3	B21	1,010	C1R	-1050,1	-4,3	-14,6
B11	1,010	C1R	370,6	2,3	15,1	B21	1,604	C1R	-1050,1	12,5	-9,8
B11	1,604	C1R	370,6	-12,9	9,7	B22	0,000	C1L	-210,9	0,0	-0,2
B12	0,000	C1R	370,6	-10,2	4,9	B22	0,000	C1R	-1050,1	10,3	-5,1
B12	0,000	C3L	-1044,2	0,4	-0,3	B22	0,000	C2L	-282,4	-0,1	-0,3
B12	0,094	C3L	-1044,2	0,4	-0,3	B22	0,000	C3R	-1539,9	4,8	-2,5
B12	1,406	C1R	370,6	0,0	-0,7	B22	1,406	C1R	-1050,1	0,1	0,7
B13	0,000	C1R	370,6	0,4	-0,7	B23	0,000	C1L	-210,9	0,1	0,0
B13	0,000	C3L	-1044,2	0,0	0,0	B23	0,000	C1R	-1050,1	-0,3	0,7
B13	0,198	C3L	-1044,2	0,0	0,0	B23	0,000	C2L	-282,4	0,1	0,0
B13	0,198	C2L	-768,9	0,0	0,0	B23	0,000	C3L	-742,3	0,1	0,0
B13	0,297	C1R	370,6	0,8	-0,5	B23	0,000	C3R	-1539,9	-0,1	0,3
B21	0,000	C1L	-210,9	-2,9	3,6	B23	0,297	C1R	-1050,1	-0,8	0,5
B21	0,000	C1R	-1050,1	-141,5	43,7						

4.3. Osově síly v MP [kN/bm] - kombinace C1R (max. tah)



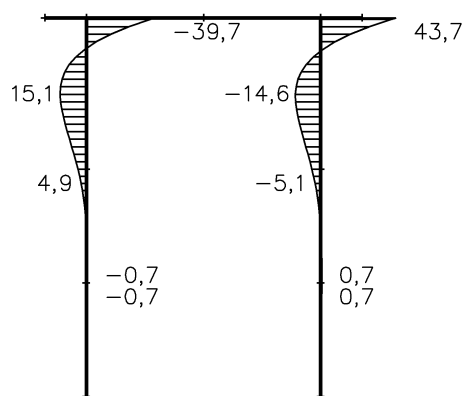
Poznámka: plášťové tření mikropilot zohledněno v tuhosti pružin Sn14, Sn24

4.4. Osové síly v mikropilotách N [kN/bm] - kombinace C3R (max. tlak)

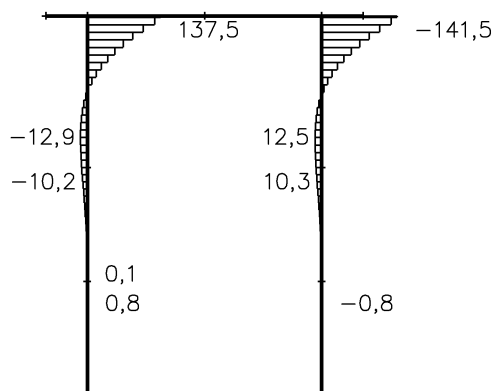


Poznámka: plášťové tření mikropilot zohledněno v tuhosti pružin Sn14, Sn24

4.5. Ohybové momenty v mikropilotách M [kNm/bm] - kombinace C1R (extrémní hodnoty)



4.6. Posouvající síly v mikropilotách V [kN/bm] - kombinace C1R (extrémní hodnoty)



4.7. Výpis svislého napětí SIGz [kPa] pod základem - obálka všech kombinací

Nelineární výpočet, Extrém : Dílec

Výběr : Slb3, Slb4, Slb2, Slb1

Třída : RC1

Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rz [kN/m]	Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rz [kN/m]	Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rz [kN/m]
Slb1	0,000	C1R	0,0	Slb2	1,454	C3L	142,0	Slb4	0,006	C1R	121,9
Slb1	0,544	C3L	120,7	Slb3	0,000	C1R	3,0	Slb4	0,550	C1L	14,6
Slb2	0,016	C1R	0,0	Slb3	1,534	C3R	177,9	Slb4	0,550	C2R	197,5

4.8. Výslednice svislého napětí pod základem

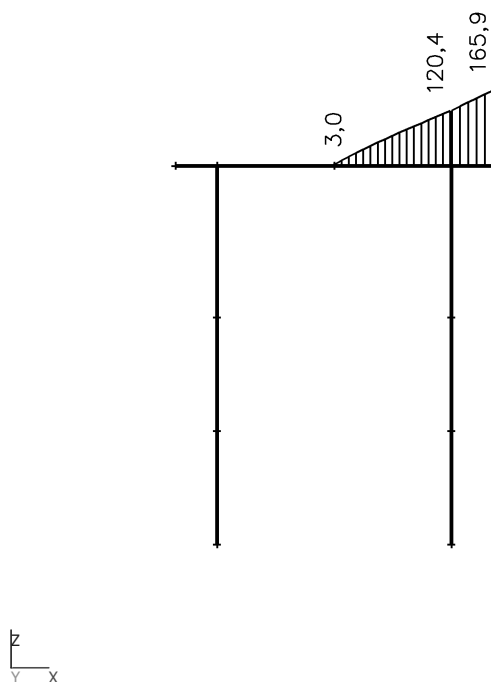
Nelineární výpočet, Extrém : Ne

Výběr : Slb3, Slb4, Slb2, Slb1

Třída : RC1

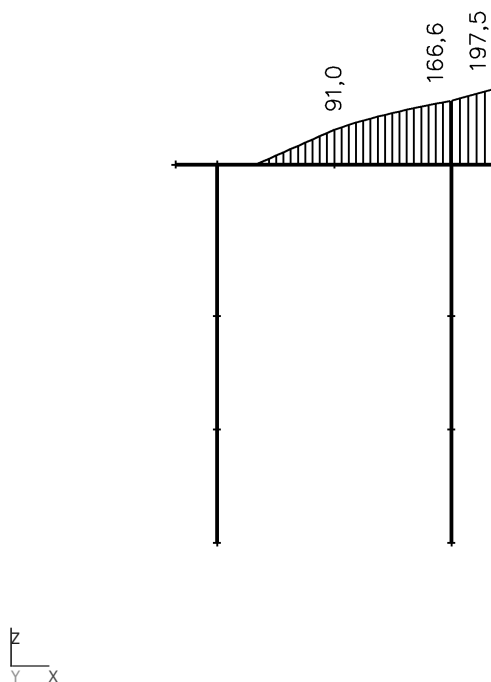
Stav	Rz [kN]	My [kNm]
C1R	177,6	-243,3
C2R	350,5	-336,9
C3R	491,3	-297,1
C1L	184,6	57,9
C2L	288,7	112,5
C3L	490,5	69,8

4.9. Svislé napětí SIGz [kPa] pod základem - kombinace C1R (min. efektivní šířka zákl.)



Poznámka: jedná se o tlakové napětí v podloží základu, vykreslení opačně (správné působení napětí je pod základem) !

4.10. Svislé napětí SIGz [kPa] pod základem - kombinace C2R (max. tlak)



Poznámka: jedná se o tlakové napětí v podloží základu, vykreslení opačně (správné působení napětí je pod základem) !

4.11. Výpis vodorovného napětí SIGx [kPa] - opření mikropilot - obálka všech komb.

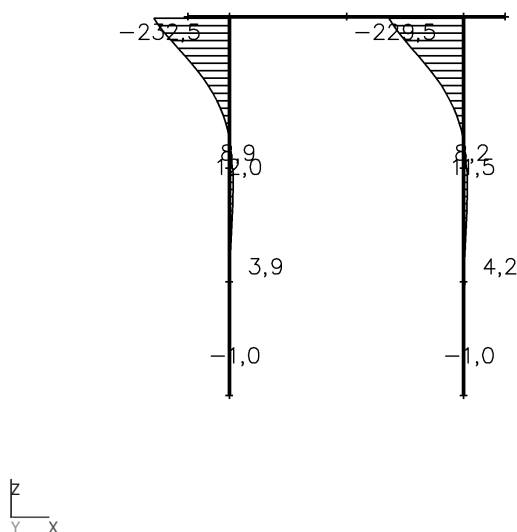
Nelineární výpočet, Extrém : Dílec

Výběr : Slb23, Slb13, Slb22, Slb12, Slb21, Slb11

Třída : RC1

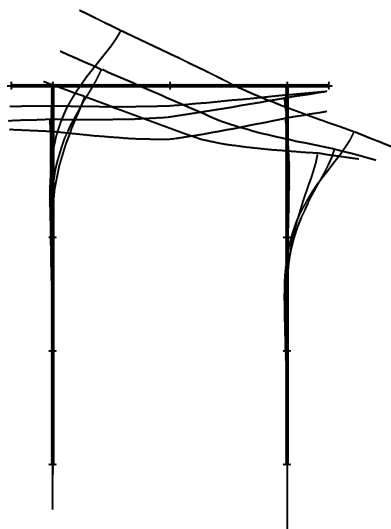
Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rx [kN/m]	Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rx [kN/m]	Liniová podpora	dx [m]	Stav	Rx [kN/m]
Slb11	0,020	C1R	-232,5	Slb13	0,000	C1R	3,9	Slb22	0,000	C2L	-1,7
Slb11	0,020	C2L	9,5	Slb13	0,792	C1R	-1,0	Slb22	0,188	C1R	11,5
Slb12	0,000	C1R	11,1	Slb21	0,020	C1R	-229,5	Slb23	0,000	C1R	4,2
Slb12	0,000	C2L	-0,6	Slb21	0,020	C2L	8,9	Slb23	0,792	C1R	-1,0
Slb12	0,188	C1R	12,0	Slb22	0,000	C1R	10,2				

4.12. Vodorovné napětí SIGx [kPa] - opření mikropilot - kombinace C1R (extrémní hodnoty)



Poznámka: u všech pořadnic se jedná o tlakové napětí v zemině - zemina z obou stran mikropilot (+/-), vykreslení je opačně (správné působení napětí v hlavě mikropilot je zleva) !

4.13. Deformovaná konstrukce



4.14. Výpis přemístění uzlů

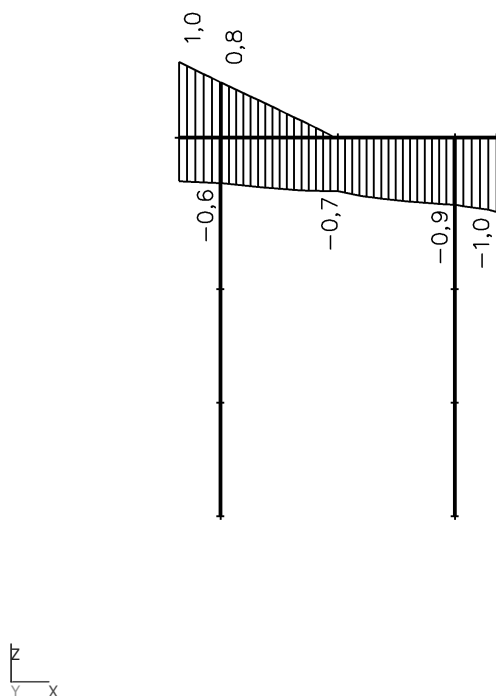
Nelineární výpočet, Extrém : Ne

Výběr : N23, N5, N2, N4, N1, N3, N13, N22, N12, N24, N14

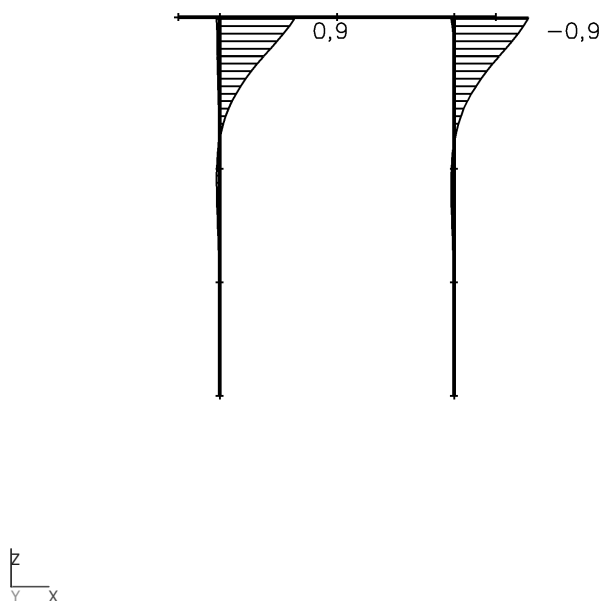
Třída : RC1

Uzel	Stav	Ux [mm]	Uz [mm]	Uzel	Stav	Ux [mm]	Uz [mm]	Uzel	Stav	Ux [mm]	Uz [mm]	Uzel	Stav	Ux [mm]	Uz [mm]
N1	C1L	0,0	-0,3	N3	C3R	0,4	0,1	N12	C3L	0,0	-0,6	N22	C2R	0,0	-0,9
N1	C1R	0,9	0,8	N4	C1L	0,0	-0,1	N12	C3R	0,0	-0,1	N22	C3L	0,0	-0,4
N1	C2L	0,0	-0,5	N4	C1R	0,9	-0,9	N13	C1L	0,0	-0,3	N22	C3R	0,0	-0,9
N1	C2R	0,7	0,2	N4	C2L	0,0	-0,1	N13	C1R	0,0	0,8	N23	C1L	0,0	-0,1
N1	C3L	0,0	-0,6	N4	C2R	0,7	-1,0	N13	C2L	0,0	-0,5	N23	C1R	0,0	-0,6
N1	C3R	0,4	-0,1	N4	C3L	0,0	-0,4	N13	C2R	0,0	0,2	N23	C2L	0,0	-0,2
N2	C1L	0,0	-0,1	N4	C3R	0,4	-1,0	N13	C3L	0,0	-0,6	N23	C2R	0,0	-0,9
N2	C1R	0,9	-0,6	N5	C1L	0,0	-0,3	N13	C3R	0,0	-0,1	N23	C3L	0,0	-0,4
N2	C2L	0,0	-0,2	N5	C1R	0,9	0,0	N14	C1L	0,0	-0,3	N23	C3R	0,0	-0,9
N2	C2R	0,7	-0,9	N5	C2L	0,0	-0,4	N14	C1R	0,0	0,8	N24	C1L	0,0	-0,1
N2	C3L	0,0	-0,4	N5	C2R	0,7	-0,5	N14	C2L	0,0	-0,5	N24	C1R	0,0	-0,6
N2	C3R	0,4	-0,9	N5	C3L	0,0	-0,7	N14	C2R	0,0	0,2	N24	C2L	0,0	-0,2
N3	C1L	0,0	-0,3	N5	C3R	0,4	-0,7	N14	C3L	0,0	-0,6	N24	C2R	0,0	-0,9
N3	C1R	0,9	1,0	N12	C1L	0,0	-0,3	N14	C3R	0,0	-0,1	N24	C3L	0,0	-0,4
N3	C2L	0,0	-0,5	N12	C1R	0,0	0,8	N22	C1L	0,0	-0,1	N24	C3R	0,0	-0,9
N3	C2R	0,7	0,5	N12	C2L	0,0	-0,5	N22	C1R	0,0	-0,6				
N3	C3L	0,0	-0,6	N12	C2R	0,0	0,2	N22	C2L	0,0	-0,2				

4.15. Svislá deformace základu u_z [mm] - obálka všech kombinací



4.16. Vodorovná deformace mikropilot (základu) u_x [mm] - obálka všech kombinací



PŘEHLED NÁVRHOVÝCH VELIČIN PRO POSOUZENÍ MP (MSÚ)

Mikropiloty 1. řada (k řece) - výsledky na 1 bm

Kombinace			C1R	C2R	C3R	C1L	C2L	C3L
Osová síla *)	NEd,bm	[kN/bm]	-1050	-1446	-1540	-211	-282	-742
Moment	MEd,bm	[kNm/bm]	44	32	22	4	6	8
Posouvající síla	VEd,bm	[kN/bm]	142	101	67	4	6	8

Mikropiloty 2. řada (k rámu) - výsledky na 1 bm

Kombinace			C1R	C2R	C3R	C1L	C2L	C3L
Osová síla *)	NEd,bm	[kN/bm]	371	110	-246	-462	-769	-1044
Moment	MEd,bm	[kNm/bm]	40	24	11	1	1	4
Posouvající síla	VEd,bm	[kN/bm]	138	92	55	3	5	8

Osová vzdálenost MP	a	[m]	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
---------------------	---	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

MP 1. řada - výsledky na 1 prvek

Kombinace			C1R	C2R	C3R	C1L	C2L	C3L
Osová síla *)	NEd	[kN]	-840	-1157	-1232	-169	-226	-594
Moment	MEd	[kNm]	35	26	18	3	5	6
Posouvající síla	VEd	[kN]	114	81	54	3	5	6

MP 2. řada - výsledky na 1 prvek

Kombinace			C1R	C2R	C3R	C1L	C2L	C3L
Osová síla *)	NEd	[kN]	297	88	-197	-370	-615	-835
Moment	MEd	[kNm]	32	19	9	1	1	3
Posouvající síla	VEd	[kN]	110	74	44	2	4	6

*) záporné hodnoty (-) reprezentují tlak

NÁVRH A POSOUZENÍ MIKROPILOTY (MP) - KOŘEN

1. GEOTECHNICKÉ VLASTNOSTI

Modul přetvárnosti GT prostředí	Ez	[MPa]	minimální hodnota	200
---------------------------------	----	-------	-------------------	-----

2. PARAMETRY NÁVRHU MP

2.1 MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI

2.1.1 Ocel

Třída oceli				S235
Modul pružnosti oceli	Es	[MPa]		210000
Mez kluzu oceli - charakteristická	fyk	[MPa]		235
Díličí součinitel spolehlivosti - ocel	gamas	[-]		1,00

2.1.2 Beton

Třída betonu				C25/30
Modul pružnosti betonu	Ecm	[MPa]		31000
Pevnost v tlaku - charakteristická	fck	[MPa]		25
Pevnost v tahu - charakteristická	fctk	[MPa]		1,8
Díličí součinitel spolehlivosti - beton	gamac	[-]		1,50

2.2 GEOMETRIE A PRŮŘEZOVÉ VELIČINY

Celková délka MP	Lmp	[m]		5,0
Délka kořene	La	[m]		4,0
Osová vzdálenost MP	a	[m]		0,8

2.1.1 Ocelový profil

Průměr vnější	Dout	[mm]		108
Tloušťka stěny	t	[mm]		16
Průměr vnitřní	Dint	[mm]	$Dout - 2 \cdot t$	76
Plocha ocelového profilu	As	[mm ²]	$PI() \cdot ((Dout^2) - (Dint^2)) / 4$	4624
Moment setrvačnosti ocelového profilu	Iys	[mm ⁴]	$PI() \cdot ((Dout^4) - (Dint^4)) / 64$	5,041E+06

2.1.2 Betonový průřez

Profil vrtu	dv	[mm]	Tab. 4.23 [1]	320
Krytí ocelového profilu	c	[mm]	$(Dout - dv) / 2$	106
Plocha betonové části MP	Ac	[mm ²]	$PI() \cdot (dv^2) / 4 - As$	75800
Moment setrvačnosti betonového průřezu	Iyc	[mm ⁴]	$PI() \cdot (dv^4) / 64 - Iys$	5,097E+08

2.1.3 Spřažený průřez MP - statické veličiny (tlačený průřez)

Pracovní součinitel	n	[-]	Es/Ecm	6,8
Náhradní plocha spř.průřezu (převod na ocel)	Asp	[mm ²]	$As + Ac/n$	15814
Ekvivalentní tuhost (posudek - Rov. 4.75 [1])	(EI)e	[MNm ²]	$Es \cdot Iys + 0,85 \cdot Ecm \cdot gamac \cdot Iyc$	1,001E+01

3. ÚNOSNOST MIKROPILOTY PRO OSOVÉ NAMÁHÁNÍ

3.1 VNĚJŠÍ ÚNOSNOST MP - ÚNOSNOST KOŘENE

Součinitel mzt - tahové zatížení	mzt	[-]	Kap. 4.2.2 [1]	0,8
Součinitel mzc - tlakové zatížení	mzc	[-]		1,0

3.1.1 Tahová únosnost kořene v GT vrstvě 1

zlepšené G5/S3

Délka kořene ve vrstvě	La1	[m]		1,0
Uvažovaný průměr kořene ve vrstvě	da1	[mm]		320
Plášťové tření kořene ve vrstvě	tau1	[MPa]	Tab. 4.26 [1]	0,15
Vypočtená únosnost z plášť. tření	Rak1tau	[kN/bm]	$PI() \cdot da1 \cdot tau1 \cdot mzt$	121
Únosnost stanovená odborným odhadem	Rak1o	[kN/bm]	tabulkové hodnoty [3]	150
Výsledná únosnost TAH. na plášti charakt.	Rak1bm	[kN/bm]	$MIN(Rak1tau; Rak1o)$	121
Celk. tah. únos. na plášti charakt. - vrstva 1	Rak1	[kN]	$Rak1bm \cdot La1$	121

3.1.2 Tahová únosnost kořene v GT vrstvě 2

R5/R4

Délka kořene ve vrstvě	La2	[m]		1,5
Uvažovaný průměr kořene ve vrstvě	da2	[mm]		320
Plášťové tření kořene ve vrstvě	tau2	[MPa]	Tab. 4.26 [1]	0,65
Vypočtená únosnost z plášť. tření	Rak2tau	[kN/bm]	$PI() \cdot da2 \cdot tau2 \cdot mzt$	523
Únosnost stanovená odborným odhadem	Rak2o	[kN/bm]	tabulkové hodnoty [3]	350
Výsledná tahová únosnost na plášti charakt.	Rak2bm	[kN/bm]	$MIN(Rak2tau; Rak2o)$	350
Celk. tah. únos. na plášti charakt. - vrstva 2	Rak2	[kN]	$Rak2bm \cdot La2$	525

3.1.3 Tahová únosnost kořene v GT vrstvě 3

R3/R2

Délka kořene ve vrstvě	La3	[m]		1,5
Uvažovaný průměr kořene ve vrstvě	da3	[mm]		320
Plášťové tření kořene ve vrstvě	tau3	[MPa]	Tab. 4.26 [1]	0,8
Vypočtená únosnost z plášť. tření	Rak3tau	[kN/bm]	$PI() \cdot da3 \cdot tau3 \cdot mzt$	643
Únosnost stanovená odborným odhadem	Rak3o	[kN/bm]	tabulkové hodnoty [3]	450
Výsledná tahová únos. na plášti charakt.	Rak3bm	[kN/bm]	$MIN(Rak3tau; Rak3o)$	450
Celk. tah. únos. na plášti charakt. - vrstva 2	Rak3	[kN]	$Rak3bm \cdot La3$	675

3.1.4 Celková tahová únosnost kořene

Celková délka kořene	La	[m]	$La1 + La2 + La3$	4,0
Celk. tahová únosnost na plášti - charakt.	Rak	[kN]	$Rak1 + Rak2 + Rak3$	1321
Dílčí součinitel bezpečnosti	gamaa	[-]		1,3
Celk. tah. únosnost na plášti - návrhová	Rad,tah	[kN]	$Rak / gamaa$	1016

3.1.5 Tlaková únosnost kořene (tření + opření)

Únosnost kořene na plášti - tlak - návrhová	Rad,tlak	[kN]	$Rad,tah \cdot (mzc/mzt)$	1270
Třída horniny na patě MP				R3/R2
Únosnost skal. podloží na patě - návrhová	Rd	[MPa]	Tab. 33 [2]	3,0
Uvažovaný průměr kořene na patě	dap	[mm]		320
Únosnost kořene na patě - návrhová	Upd	[kN]	$Rd \cdot PI() \cdot (dap^2) / 4$	241
Celk. tlak únosnost kořene - návrhová	Racompd	[kN]	$Rad,tlak + Upd$	1511

3.2 VNITŘNÍ ÚNOSNOST MP

3.2.1 Tahová únosnost (ocelový profil)

Tahová únosnost ocel. profilu - návrhová	Rsd	[kN]	$As \cdot fyk / gamas$	1087
--	-----	------	------------------------	------

3.2.2 Tlaková únosnost (spřažený profil)

Tlaková únosnost MP - návrhová	Nrd	[kN]	$Rsd + 0,85 \cdot Ac \cdot fck / gamac$	2161
--------------------------------	-----	------	---	------

3.2.2 Vzpěrná únosnost (spřažený profil)

Kritické břemeno (Rov. 4.79 [1])	Ncrit	[kN]	$2 \cdot ((EI)_e \cdot Ez)^{1/2}$	89496
Štíhlost MP	PSI	[-]	$(Nrd / Ncrit)^{1/2}$	0,155
Součinitel vzpěru ($CHI = 1,0$ pro $PSI < 0,2$)	CHI	[-]	EC3, Obr. 6.4, křivka a)	1,00
Vzpěrná únosnost MP - návrhová	Rbd	[kN]	$CHI \cdot Nrd$	2161

3.3 VYTRŽENÍ ZE ZÁLIVKY

Součinitel technologie eta1	eta1	[-]	Kap. 8.4.2 [5]	0,70
Návrhová smyk. pevnost táhlo - masiv	TAUzal	[kPa]	$1,2 \cdot eta1 \cdot fctk / gamac$	1,01
Dílčí součinitel bezpečnosti (vlastní)	gamazal	[-]		1,30
Návrh. únosnost proti vytržení ze zálivky	Rzal,d	[kN]	$TAUzal \cdot PI \cdot Dout \cdot La / gamazal$	1052

3.4 VÝSLEDNÁ ÚNOSNOST MP - REKAPITULACE

3.4.1 Výsledná tahová únosnost trubka vers. kořen

Tahová únosnost kořene - návrhová	Rad,tah	[kN]		1016
Tahová únosnost ocel. profilu - návrhová	Rsd	[kN]		1087
Únosnost proti vytržení ze zálivky - návrhová	Rzal,d	[kN]		1052
Rozhodující tahová únosnost MP	Rmpd,tah	[kN]	MIN(Rad,tah;Rsd;Rzal,d)	1016

3.4.1 Výsledná tlaková únosnost

Tlaková únosnost kořene - návrhová	Racompd	[kN]		1511
Vzpěrná únosnost MP - návrhová	Rbd	[kN]		2161
Rozhodující tlaková únosnost MP	Rmpd,tlak	[kN]	MIN(Racompd;Rbd)	1511

4. ZATÍŽENÍ A POSOUZENÍ MP

Max. tahová síla v MP - návrhová	Nmpd,tah	[kN]		297
Nmpd,tah < Rmpd,tah ?				OK
Max. tlaková síla v MP - návrhová	Nmpd,tlak	[kN]		1232
Nmpd,tlak < Rmpd,tlak ?				OK

Turček: Zakládání staveb, 2005 [1]

Masopust, J.: Navrhování základových konstrukcí, 2012 [2]

Barták, J.: Kotvení konstrukcí, Zakládání staveb, přednáška ČVUT [3]

ČSN 73 1004, Navrhování základových konstrukcí - Stanovení požadavků pro výpočetní metody, 2020 [4]

ČSN 1992-1-1, Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla, 2019 [5]

Projekt

Popis : POSOUZENÍ MP - PRŮŘEZ M+N
Datum : 18.03.2022

Norma

Norma **EN 1992-1-1/Uživatelská.**

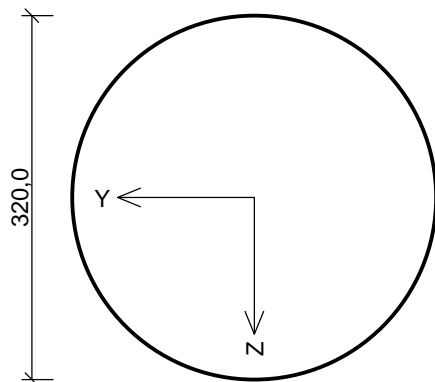
Únosnost betonu - základní kombinace zatížení : $\gamma_C = 1,500$
Únosnost výztuže - základní kombinace zatížení : $\gamma_S = 1,000$
Únosnost betonu - mimořádná kombinace zatížení : $\gamma_C = 1,000$
Únosnost výztuže - mimořádná kombinace zatížení : $\gamma_S = 1,000$
Modul pružnosti betonu : $\gamma_{cE} = 1,000$
Tlaková pevnost betonu : $\alpha_{cc} = 0,800$

1 TR102/13 (KOROZNÍ ÚBYTEK)

1.1 Vstupní data

Typ prvku: sloup
Prostředí: XA2

Průřez



Materiály

Beton: C 25/30

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 25,0$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,6$ MPa

Modul pružnosti $E_{cm} = 31000$ MPa

Ocel podélná: S235 (uživ.)

Mez kluzu $f_{yk} = 235,0$ MPa

Modul pružnosti $E_s = 210000$ MPa

Ocel příčná: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500,0$ MPa

Modul pružnosti $E_s = 200000$ MPa

Pevnost oceli neodpovídá rozsahu 400-600MPa určenému normou, další výpočet odpovídá postupům EC2

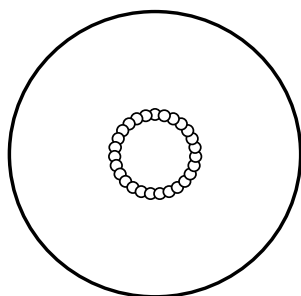
Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	C1R (TLAK)	-840,00	35,00	0,00	1,000
2	C1R (TAH)	297,00	32,00	0,00	1,000
3	C2R (TLAK)	-1157,00	26,00	0,00	1,000
4	C3R (TLAK)	-1232,00	18,00	0,00	1,000

Podélná výztuž

Kruh: 27ks x profil 13, krytí 109,0 mm
Celková plocha výztuže: 3584 mm²

27x13-kr.109,0



S tlačnou výztuží je počítáno.

Minimální krytí

109,0 mm (uživ.)

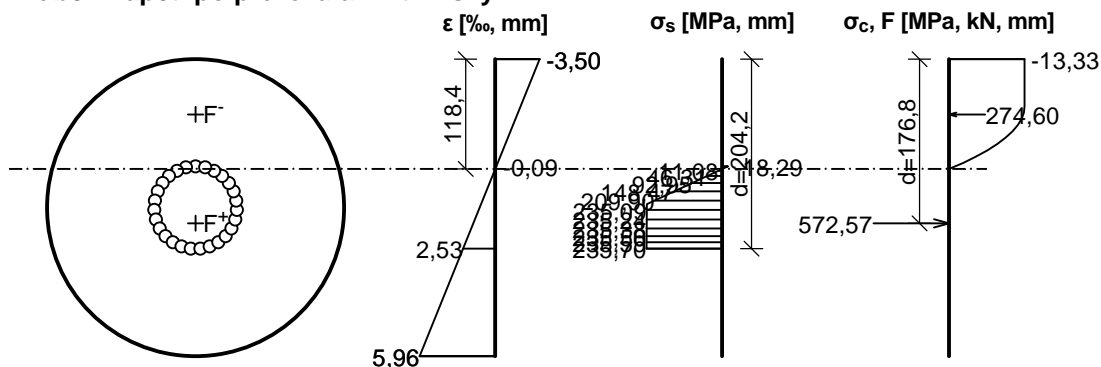
1.2 Výsledky

2: C1R (TAH) - základní návrhová

$N=297,00\text{kN}$; $M_y=32,00\text{kNm}$; $V_z=0,00\text{kN}$

Podrobné posouzení TAH A OHYB: C1R (TAH)

Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu: -3,50 ‰

Největší deformace v betonu: 5,96 ‰

Nejmenší deformace ve výztuži: -0,09 ‰

Největší deformace ve výztuži: 2,53 ‰

Směr neutrálné osy: 0,00 °

$N_{Ed} = 297,00\text{ kN} \leq N_{Rd} = 879,89\text{ kN}$

$M_{Edy} = 32,00 \leq M_{Rdy} = 37,23\text{ kNm}$

Posouzení průřezu na tah a ohyb Vyhovuje

Podrobné posouzení SMYK: C1R (TLAK)

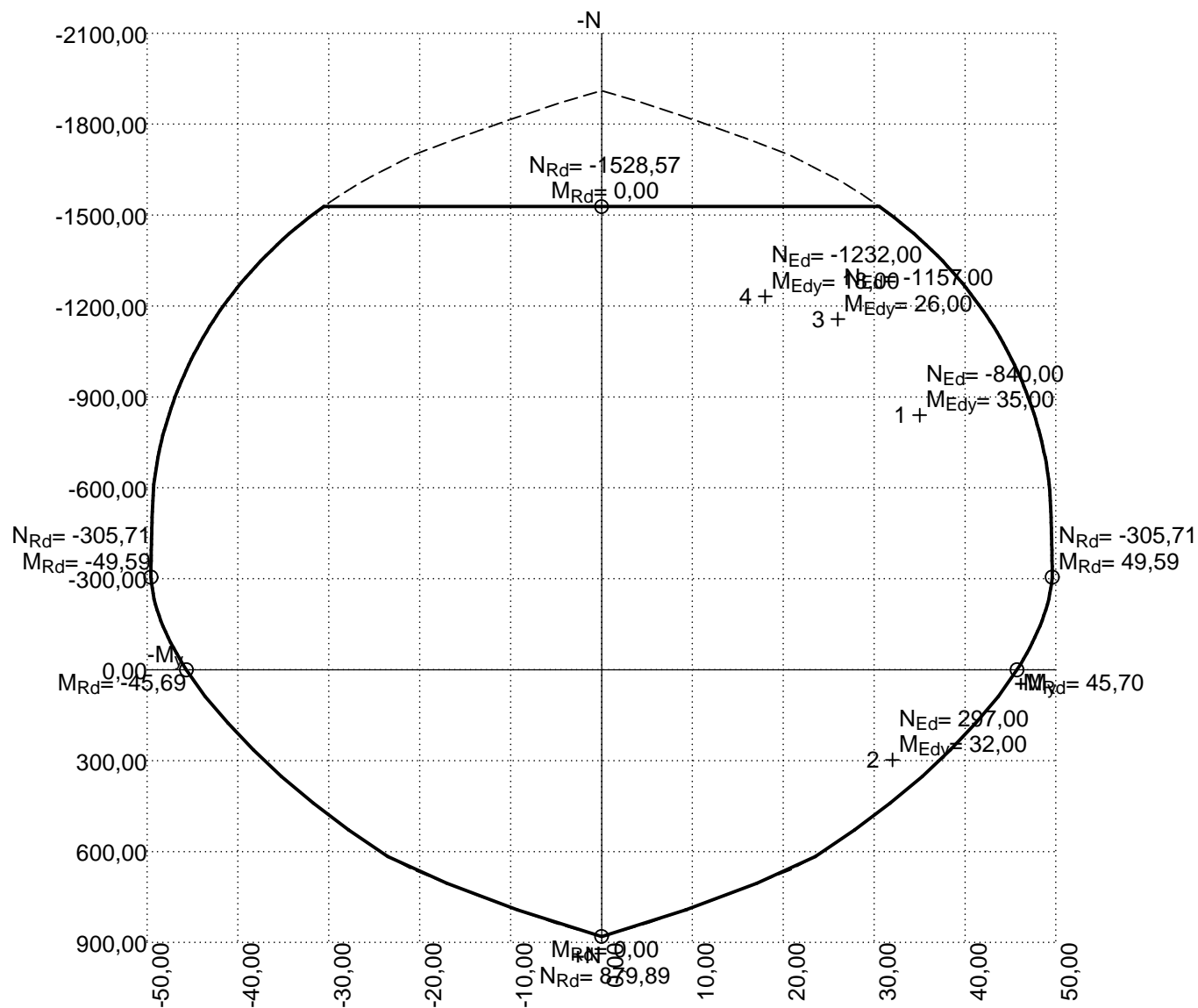
Průřez není namáhán smykem.

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	C1R (TLAK)	-840,00	-1910,63	35,00	47,64	0,00	0,00	Vyhovuje
2	C1R (TAH)	297,00	879,89	32,00	37,23	0,00	0,00	Vyhovuje
3	C2R (TLAK)	-1157,00	-1910,63	26,00	42,61	0,00	0,00	Vyhovuje
4	C3R (TLAK)	-1232,00	-1910,63	18,00	40,81	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE
Interakční diagram



POSOUZENÍ STŘIHOVÉ PEVNOSTI MP

Materiál - ocel				S235
Mez kluzu charakteristická	f_{yk}	[MPa]		235
Dílčí součinitel spolehlivosti, ocel	γ_{mas}	[-]		1,0

Ocelový profil - průměr vnější	D_{out}	[mm]	korozní úbytek 3 mm	102,0
Ocelový profil - tloušťka stěny	t	[mm]	korozní úbytek 3 mm	13,0

Průměr vnitřní	D_{int}	[mm]	$D_{out} - 2 \cdot t$	76
Plocha průřezu	A_s	[mm ²]	$\pi \cdot (D_{out}^2 - D_{int}^2) / 4$	3635
Smyková plocha	A_{vs}	[mm ²]	$2 \cdot A_s / \pi$ (pro trubky)	2314

Střihová únosnost únosnost MP - návrhová	V_{Rd}	[kN]	$f_{yk} \cdot A_{vs} / \gamma_{mas}$	544
--	----------	------	--------------------------------------	-----

Kombinace

				C1R
Posouvající síla v hlavě MP od zatíží. - návrhová	V_{Ed}	[kN]		114
Rezerva pro nerovnoměrnost rozložení zatížení	γ_{maV}	[-]		1,2
Posouvající síla vč. souč. γ_{maV}	$V_{Ed,s}$	[kN]	$V_{Ed} \cdot \gamma_{maV}$	137
$V_{Ed,s} < V_{Rd} ?$				OK

POSOUZENÍ POMĚRŮ V ZS (MSÚ)

Napětí a excentricita výslednice

Šířka základové desky	B	[m]	4,2	4,2	4,2
Třída zeminy/horniny v ZS			zlepšené G3/S5		

4,2	4,2	4,2
zlepšené G3/S5		

Kombinace			C1R	C2R	C3R
Svislá reakce v ZS desky	Rzd	[kN/bm]	178	351	491
Moment v ZS desky	Myd	[kNm/bm]	243	337	297
Excentr. v ZS desky od zat. $ed=Myd/Rzd$	$ed^*)$	[m]	1,37	0,96	0,60
Mezní excentricita $ed,max=B/3$	ed,max	[m]	1,40	1,40	1,40
$ABS(ed) < ed,max$?			OK	OK	OK

C1L	C2L	C3L
-185	-289	-491
58	113	70
-0,31	-0,39	-0,14
1,40	1,40	1,40
OK	OK	OK

**) kladné hodnoty = výslednice posunuta směrem k řece*

Max. hodnota napětí v ZS od zatížení	SIGz	[kPa]	166	198	194
Mezní napětí v ZS (vč. vlivu HPV)	Rd	[kPa]	400	400	400
$SIGz < Rd$?			OK	OK	OK

55	93	142
400	400	400
OK	OK	OK

Vodorovné tření v ZS

Pozn.: Uvedené síly jsou na 1 bm !

Kombinace			C1R	C2R	C3R
Celkové svislé zatížení desky	Nd	[kN/bm]	857	1686	2277
Svislá reakce v ZS desky (viz výše)	Rzd	[kN/bm]	178	351	491
Suma svislých reakcí v MP $Rmd=Nd-Rzd$	Rmd	[kN/bm]	679	1335	1786

C1L	C2L	C3L
857	1340	2277
-185	-289	-491
1042	1629	2768

Souč. tření základ/podloží - návrhový	f	[-]	0,5	0,5	0,5
---------------------------------------	---	-----	-----	-----	-----

0,5	0,5	0,5
-----	-----	-----

Celkové vodorovné zatížení desky v ZS	Hd	[kN/bm]	368	368	368
Vod. tření v ZS (vstup do SCIA) $T = f \cdot Rzd$	T	[kN/bm]	89	176	246
Vod. zatížení mikropilot $Hd,mp=Hd-T$	Hd,mp	[kN/bm]	279	193	123

0	0	0
-	-	-
-	-	-

PŘEHLED VÝPOČTENÝCH DEFORMACÍ KONSTRUKCE

Šířka základové desky	B	[m]	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
Osová vzd. MP v ve směru šířky základu	B12	[m]	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1

Hloubka spodní hrany základu od vrcholu opěry	h	[m]	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
---	---	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Součinitel bezpeč. na zatížení (stálé, proměnné)	gammaF	[-]	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
--	--------	-----	------	------	------	------	------	------

1. Deformace od **návrhových** hodnot zatížení (**MSÚ**)

Kombinace			C1R	C2R	C3R	C1L	C2L	C3L
Svislá deformace MP1 (1. řada, k řece) *)	wz1'	[mm]	-0,6	-0,9	-0,9	-0,1	-0,2	-0,4
Svislá deformace MP2 (2. řada, k rámu) *)	wz2'	[mm]	0,8	0,2	-0,1	-0,3	-0,5	-0,6
Naklonění základu $Ry' = (-wz1' + wz2')/B12$	Ry'	[-]	5,E-04	4,E-04	3,E-04	-6,E-05	-1,E-04	-6,E-05

Vodorovný posun základu v úrovni ZS **)	ux,zs'	[mm]	0,9	0,7	0,4	0,0	0,0	0,0
Vod. posun vrcholu opěry od Ry; $ux,h,r' = Ry' \cdot h$	ux,h,r'	[mm]	2,9	2,3	1,7	-0,4	-0,6	-0,4
Vod. posun vrcholu opěry celk.; $ux,h' = ux,zs' + ux,h,r'$	ux,h'	[mm]	3,8	3,0	2,1	-0,4	-0,6	-0,4

2. Deformace od **charakteristických** hodnot zatížení (**MSP**)

Kombinace			C1R	C2R	C3R	C1L	C2L	C3L
Svislá deformace MP1 $wz1 = wz1' / gammaF$	wz1	[mm]	-0,4	-0,6	-0,6	-0,1	-0,1	-0,3
Svislá deformace MP2 $wz2 = wz2' / gammaF$	wz2	[mm]	0,6	0,1	-0,1	-0,2	-0,4	-0,4
Naklonění základu $Ry = (-wz1 + wz2)/B12$	Ry	[-]	3,E-04	3,E-04	2,E-04	-5,E-05	-7,E-05	-5,E-05

Vod. posun základu v úrovni ZS $ux,zs = ux,zs' / gammaF$	ux,zs	[mm]	0,6	0,5	0,3	0,0	0,0	0,0
Vod. posun vrcholu opěry od Ry; $ux,h,r = Ry \cdot h$	ux,h,r	[mm]	2,1	1,6	1,2	-0,3	-0,4	-0,3
Vod. posun vrcholu opěry celk.; $ux,h = ux,zs + ux,h,r$	ux,h	[mm]	2,7	2,1	1,5	-0,3	-0,4	-0,3

Mezní naklonění pro tuhé žlb. kce (EC7, Tab. NA.1)	Ry,lim	[-]	3,E-03	3,E-03	3,E-03	3,E-03	3,E-03	3,E-03
Ry < Ry,lim ?			OK	OK	OK	OK	OK	OK

*) **záporné hodnoty (-) reprezentují tlak**

) **kladné hodnoty = posun směrem k řece

NÁVRH A POSOUZENÍ ŽLB. PRŮŘEZŮ ZÁKLADU A OPĚRY - PROSTÝ OHYB

Parametry průřezu

Posuzovaný žlb. průřez (V - výstupek základu; P - prac. spára opěra/základ)			V	P
Šířka průřezu	b	[mm]	1000	1000
Výška průřezu	h	[mm]	1600	2350

Parametry betonu

Třída betonu			Tab. 3.1 [1]	C30/37	C30/37
Char. pevnost v tlaku	fck	[MPa]	Tab. 3.1 [1]	30,00	30,00
Součinitel ALFAcc	ALFAcc	[-]	Kap. 3.1.6 [1]	0,80	0,80
Dílčí součinitel materiálu	GAMAc	[-]	Tab. 2.1N [1]	1,50	1,50
Návrh. pevnost v tlaku	fcd	[MPa]	ALFAcc*fck / GAMAc Rov. 3.15 [1]	16,00	16,00
Průměrná pevnost v tahu	fctm	[MPa]	Tab. 3.1 [1]	2,90	2,90

Parametry výztuže

Třída betonářské oceli				B500B	B500B
Char. mez kluzu	fyk	[MPa]		500,00	500,00
Dílčí součinitel materiálu	GAMAs	[-]		1,15	1,15
Návrh. mez kluzu	fyd	[MPa]	fyk / GAMAs	434,8	434,8

Návrh tahové výztuže průřezu			hodnoty v [mm]	D25/125	D25/125
------------------------------	--	--	----------------	---------	---------

Profil výztuže	D	[mm]		25	25
Plocha jednoho prutu	A1	[mm ²]	(PI()*(D^2))/4	491	491
Počet prutů na šířku průřezu	n	[-]		8,0	8,0
Plocha výztuže	As	[mm ²]	n*A1	3927	3927
Krytí	c	[mm]		70	70
Síla ve výztuži	Fa	[kN]	fyd*As	1707	1707

Únosnost žlb. průřezu - prostý ohyb

Statická výška průřezu	d0	[mm]	h-c-(D/2)	1518	2268
Výška tlačené zóny průřezu	x	[mm]	Fa / (0,8*b*fcd)	133	133
Rameno vnitřních sil	z	[mm]	d0 - 0,4*x	1464	2214
Moment únosnosti průřezu	MRd	[kNm]	Fa * z	2500	3780

Moment od zatížení

Návrh. napětí v zákl. spáře	SIGd	[kPa]		198	
Návrh. tlak. síla v MP - na 1 bm	NEd	[kN]		1540	
Délka konzole	Lkonz	[m]	přídavek dle Obr. 2.10c [2]	1,80	
Poloha MP na konzoli (rameno)	Ln	[m]		1,25	
Návrh. moment od SIGd	MEd,s	[kNm]	(1/2)*SIGd*b*(Lkonz^2)	321	
Návrh. moment od NEd	MEd,n	[kNm]	NEd*Ln	1925	
Návrh. moment od zatížení	MEd	[kNm]		2246	2143
Posouzení MRd >= MEd ?				OK	OK

Konstrukční zásady pro žlb desku

Kap. 9.3.1.1 (1) [1]

Min. plocha podélné tahové výztuže

Rov. (9.1N) [1]

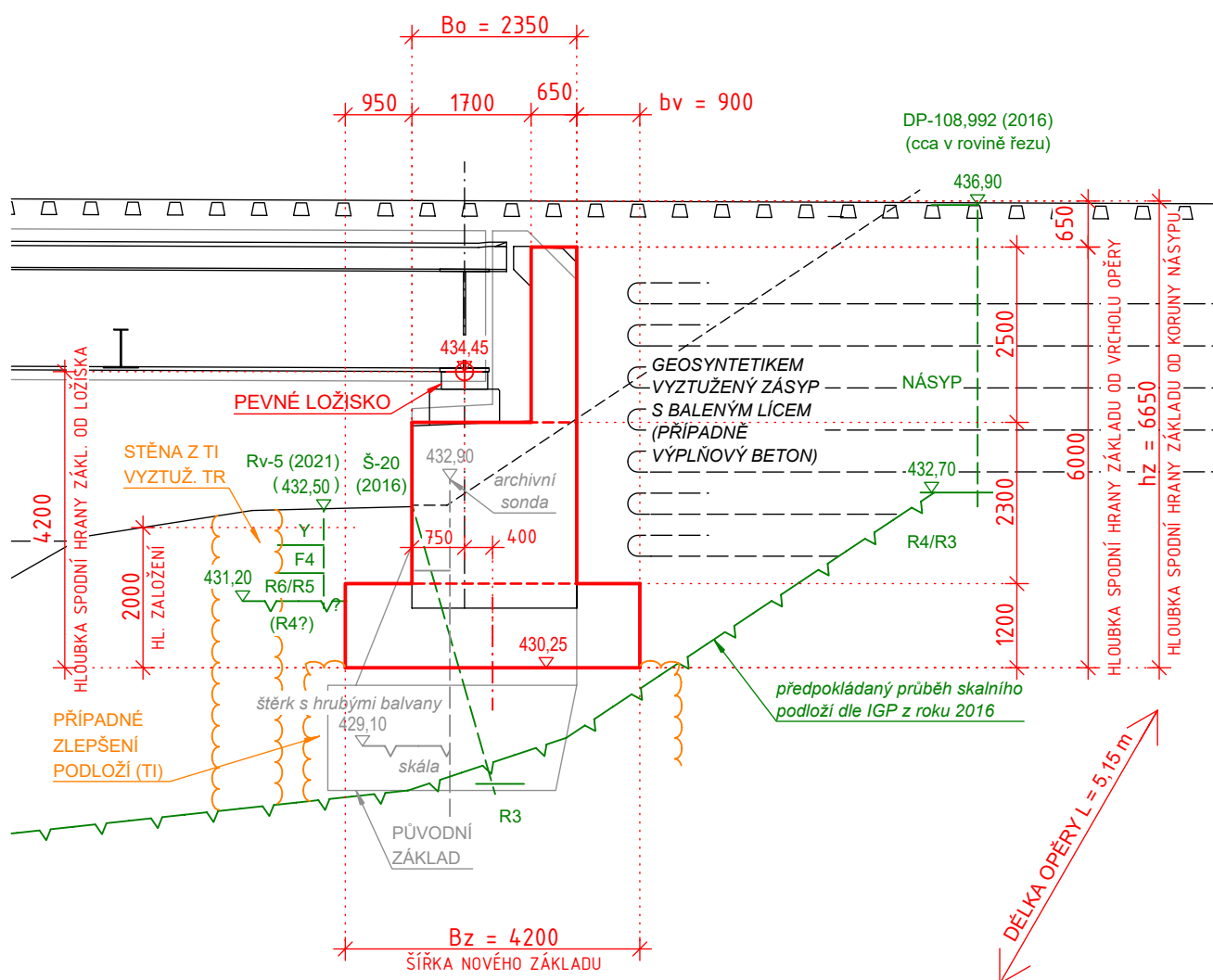
- kritérium 1	As,min1	[mm ²]	0,26*(fctm/fyk)*b*d0	2288	3419
- kritérium 2	As,min2	[mm ²]	0,0013*b*d0	1973	2948
MAX(As,min1;Asmin2)	As,min	[mm ²]		2288	3419
Posouzení As >= As,min ?				OK	OK

Max. plocha tahové i tlakové výztuže	As,max	[mm ²]	0,04*b*h, Kap. 9.2.1.1 [1]	64000	94000
Celková plocha výztuže	As,celk	[mm ²]	2*As	7854	7854
Posouzení As,celk <= As,max ?				OK	OK

OPĚRA 03

ZÁPAD

Havlíčkův Brod



OPĚRA + ZÁKL. BLOK
 BETON: C30/37 XC4, XA2, XF3
 VÝZTUŽNÁ OCEL: B 500B

SROVNÁVACÍ ROVINA 422,00 m n. m.

ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE

výpočet na běžný délkový metr opěry [bm]; záporné momenty destabilizují kci

GEOMETRICKÉ PARAMETRY

Vodorovný řez pro výpočet zatíží. (Z - spodní hrana základu; P - prac. spára opěra/základ)				Z	P
Hloubka výpočetního řezu od koruny násypu	hv	[m]		6,65	5,45
Šířka výpočetního řezu	bv	[m]		4,20	2,35
Šířka výpočetního řezu za rubem opěry	br	[m]		0,90	0,00
Hloubka spodní hrany zákl. od od koruny násypu	hz	[m]		6,65	6,65
Výška závěrné zídky	hzav	[m]		2,50	2,50
Výška opěry bez závěrné zídky	ho	[m]		2,30	2,30
Výška základu	Hz	[m]		1,20	1,20
Hloubka spodní hrany zákl. od ložiska	Z1	[m]		4,20	4,20
Hloubka ložiska od koruny násypu	Z2	[m]	hz-Z1	2,45	2,45
Šířka základu (rozměr rovnoběžně ke koleji)	Bz	[m]		4,20	4,20
Šířka opěry (rozměr rovnoběžně ke koleji)	Bo	[m]		2,35	2,35
Šířka závěrné zídky	bzav	[m]		0,65	0,65
Vzdálenost ložiska od líce opěry	X1	[m]		0,75	0,75
Vzdálenost ložiska od rubu opěry	X2	[m]	Bo-X1	1,60	1,60
Délka opěry - 1 kolej (rozměr kolmo na kolej)	L	[m]		5,15	5,15

VÝPOČET SLOŽEK ZATÍŽENÍ

stanoveno ke středu výpočetního řezu

1) VLASTNÍ TÍHA OPĚRY (+ ZÁKLADU)

Objemová tíha železobetonu	GAc	[kN/m3]		25	25
Tíha závěrné zídky	G1zav	[kN/bm]	bzav*hzav*GAc	41	41
Poloha působíště od středu výpočetního řezu	a1zav	[m]	((bv-bzav)/2)-br	0,88	0,85
Tíha opěry (bez závěrné zídky)	G2o	[kN/bm]	Bo*ho*GAc	135	135
Poloha působíště od středu výpočetního řezu	a2o	[m]	((bv-Bo)/2)-br	0,03	0,00
Tíha základu	G3z	[kN/bm]	Bz*Hz*GAc	126	0
Vlastní tíha celková	Noz,k	[kN/bm]	$\sum Gi$	302	176
Excentricita celková	eo	[m]	$(\sum Gi*ai)/Noz,k$	0,13	0,20
Moment	Moz,k	[kNm/bm]	Noz,k*eo	39	35

2) STÁLÉ ZATÍŽENÍ OD MOSTU - SVISLÉ

Stálé zat. od mostu na opěru - 1 kolej	Ng1,k	[kN]		2116	2116
Stálé zat. od mostu na opěru - bm	Ng,k	[kN/bm]	Ng1,k / L	411	411
Excentricita zatížení	eg	[m]	(bv/2)-br-X2	-0,40	-0,43
Moment	Mg,k	[kNm/bm]	Ng,k*eg	-164	-175

3) PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ VLAKEM NA MOSTĚ - SVISLÉ

Proměnné zat. od mostu na opěru - 1 kolej	Nq1,k	[kN]		2352	2352
Proměnné zat. od mostu na opěru - bm	Nq,k	[kN/bm]	Nq1,k / L	457	457
Excentricita zatížení	eq	[m]	= eg	-0,40	-0,43
Moment	Mq,k	[kNm/bm]	Nq,k*eq	-183	-194

4) BRZDNÁ SÍLA - VODOROVNÉ

Brzdná síla - 1 kolej (bez redukce)	Hbr1',k	[kN]	pevné ložisko	809	809
Redukční součinitel pro bezstykovou kolej	KSI	[-]		0,60	0,60
Brzdná síla - 1 kolej	Hbr1,k	[kN]	Hbr1',k * KSI	485	485
Brzdná síla - 1 bm	Hbr,k	[kN/bm]	Hbr1,k / L	94	94
Excentricita zatížení	ebr	[m]	-(hv-Z2)	-4,20	-3,00
Moment	Mbr,k	[kNm/bm]	Hbr,k*ebr	-396	-283

5) SVISLÝ TLAK ZEMINY NA ZÁKLAD

Hloubka horní hrany základu od koruny násypu	hzu	[m]	hz-Hz	5,45	5,45
Objemová tíha zeminy	GAMAz	[kN/m ³]		19,0	19,0
Svislá výslednice tlaku zeminy na základ	Nzv,k	[kN/bm]	br*hzu*GAMAz	93	0
Excentricita zatížení	ezv	[m]	(Bz/2)-(br/2)	1,65	2,10
Moment	Mzv,k	[kNm/bm]	Nzv,k*ezv	154	0

6) BOČNÍ TLAK OD ZEMINY - VODOROVNÉ

Součinitel bočního tlaku (min. dimenzační tlak)	k	[-]		0,20	0,20
Max. pořadnice bočního tlaku v ZS	fz	[kPa]	hv*GAMAz*k	25	21
Výslednice bočního tlaku od zeminy	H _z ,k	[kN/bm]	fz*hv*0,5	84	56
Excentricita zatížení	ez	[m]	- hv/3	-2,2	-1,8
Moment	M _z ,k	[kNm/bm]	H _z ,k*ez	-186	-103

7) ZVÝŠENÍ BOČNÍHO ZEMNÍHO TLAKU OD VLAKU - VODOROVNÉ

7.1) Oblast náprav

Nápravné síly	Q	[kN]	Model 71	250	250
Vzdálenost břemen	a	[m]		1,6	1,6
Součinitel ALFA	ALFA	[-]		1,21	1,21
Náhradní liniové zatížení - klasifikované	q _n ap	[kN/m]	(Q/a)*ALFA	189	189
Náhradní plošné zatížení	q _n ap,v	[kPa]	q _n ap / L	37	37
Boční tlak od dopravy po roznosu	q _n ap,h	[kPa]	q _n ap,v * k	7	7
Horizontální síla (výslednice) - oblast náprav	H _n ap,k	[kN/bm]	q _n ap,h * hv	49	40
Excentricita zatížení	e _n ap	[m]	- hv/2	-3,33	-2,73
Moment - oblast náprav	M _n ap,k	[kNm/bm]	H _n ap,k *e _n ap	-162	-109

7.2) Oblast spojitého zatížení

Spojitě zatížení	q _{sp} oj	[kN/m]	Model 71	80	80
Spojitě zatížení - klasifikované	q _{sp} oj,alfa	[kN/m]	q _{sp} oj * ALFA	97	97
Náhradní plošné zatížení	q _{sp} oj,v	[kPa]	q _{sp} oj,alfa / L	19	19
Boční tlak od dopravy po roznosu	q _{sp} oj,h	[kPa]	q _{sp} oj,v * k	4	4
Horizontální síla (výslednice) - oblast spojitého zat.	H _{sp} oj,k	[kN/bm]	q _{sp} oj,h * hv	25	20
Excentricita zatížení	e _{sp} oj	[m]	- hv/2	-3,33	-2,73
Moment - oblast spojitého zatížení	M _{sp} oj,k	[kNm/bm]	H _{sp} oj,k *e _{sp} oj	-83	-56

KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Kombinace zatížení CO1-L - stavební stav

			MIN. SVISLÉ	MSÚ	MSÚ
- stálé zatížení - vlastní tíha opěry (+ základu)	GAMAO	[-]		1,00	1,00
- zatížení od mostu do ložiska					
- stálé zatížení od mostu	GAMAg	[-]		0,00	0,00
- proměnné zatížení vlakem na mostě	GAMAg	[-]		0,00	0,00
- proměnné zatížení od brzděné síly	GAMAbr	[-]		0,00	0,00
- svislý tlak zeminy na základ	GAMAzv	[-]		1,00	0,00
- boční tlak od zeminy za opěrou					
- stálé zatížení - nepřítížená zemina	GAMAz	[-]	nominální hod.	1,00	1,00
- proměnné přitížení - oblast náprav	GAMAnap	[-]		0,00	0,00
- proměnné přitížení - oblast spoj. zatíž.	GAMAspoj	[-]		0,00	0,00

Návrhové hodnoty:

- svislá síla N1d = SUMA (Ni,k*GAMAi)	N1d	[kN/bm]		395	176
- horizontální síla H1d = SUMA (Hi,k*GAMAi)	H1d	[kN/bm]		84	56
- moment M1d = SUMA (Mi,k*GAMAi)	M1d	[kNm/bm]		6	-68
- excentricita e1d = M1d / N1d	e1d	[m]		0,0	0,4

Kombinace zatížení CO2-L - vlak za opěrou

MIN. SVISLÉ

MSÚ

MSÚ

- stálé zatížení - vlastní tíha opěry (+ základu)	GAMAO	[-]		1,00	1,00
- zatížení od mostu do ložiska					
- stálé zatížení od mostu	GAMAg	[-]		1,00	1,00
- proměnné zatížení vlakem na mostě	GAMAg	[-]		0,00	0,00
- proměnné zatížení od brzděné síly	GAMAbr	[-]		0,00	0,00
- svislý tlak zeminy na základ	GAMAzv	[-]		1,00	0,00
- boční tlak od zeminy za opěrou					
- stálé zatížení - nepřetížená zemina	GAMAz	[-]	nominální hod.	1,00	1,00
- proměnné přetížení - oblast náprav	GAMAnap	[-]		1,50	1,50
- proměnné přetížení - oblast spoj. zatíž.	GAMAspoj	[-]		0,00	0,00

Návrhové hodnoty:

- svislá síla $N2d = \sum (N_i, k \cdot GAMAi)$	N2d	[kN/bm]		806	587
- horizontální síla $H2d = \sum (H_i, k \cdot GAMAi)$	H2d	[kN/bm]		157	116
- moment $M2d = \sum (M_i, k \cdot GAMAi)$	M2d	[kNm/bm]		-401	-406
- excentricita $e2d = M2d / N2d$	e2d	[m]		0,5	0,7

Kombinace zatížení CO3-L - vlak na mostě (+ spojitě za opěrou)

MIN. SVISLÉ

MSÚ

MSÚ

- stálé zatížení - vlastní tíha opěry (+ základu)	GAMAO	[-]		1,00	1,00
- zatížení od mostu do ložiska					
- stálé zatížení od mostu	GAMAg	[-]		1,00	1,00
- proměnné zatížení vlakem na mostě	GAMAg	[-]		1,00	1,00
- proměnné zatížení od brzděné síly	GAMAbr	[-]	pevné ložisko	1,50	1,50
- svislý tlak zeminy na základ	GAMAzv	[-]		1,00	0,00
- boční tlak od zeminy za opěrou					
- stálé zatížení - nepřetížená zemina	GAMAz	[-]	nominální hod.	1,00	1,00
- proměnné přetížení - oblast náprav	GAMAnap	[-]		0,00	0,00
- proměnné přetížení - oblast spoj. zatíž.	GAMAspoj	[-]		1,50	1,50

Návrhové hodnoty:

- svislá síla $N3Ld = \sum (N_i, k \cdot GAMAi)$	N3Ld	[kN/bm]		1263	1043
- horizontální síla $H3Ld = \sum (H_i, k \cdot GAMAi)$	H3Ld	[kN/bm]		263	229
- moment $M3Ld = \sum (M_i, k \cdot GAMAi)$	M3Ld	[kNm/bm]		-1059	-945
- excentricita $e3Ld = M3Ld / N3Ld$	e3Ld	[m]		0,8	0,9

Kombinace zatížení CO3-U - vlak na mostě (+ spojitě za opěrou)

MAX. SVISLÉ

MSÚ

MSÚ

- stálé zatížení - vlastní tíha opěry (+ základu)	GAMAO	[-]		1,35	1,35
- zatížení od mostu do ložiska					
- stálé zatížení od mostu	GAMAg	[-]		1,35	1,35
- proměnné zatížení vlakem na mostě	GAMAg	[-]		1,50	1,50
- proměnné zatížení od brzděné síly	GAMAbr	[-]	pevné ložisko	1,50	1,50
- svislý tlak zeminy na základ	GAMAzv	[-]	příznivé	1,00	0,00
- boční tlak od zeminy za opěrou					
- stálé zatížení - nepřetížená zemina	GAMAz	[-]	nominální hod.	1,00	1,00
- proměnné přetížení - oblast náprav	GAMAnap	[-]		0,00	0,00
- proměnné přetížení - oblast spoj. zatíž.	GAMAspoj	[-]		1,50	1,50

Návrhové hodnoty:

- svislá síla $N3Ud = \sum (N_i, k \cdot GAMAi)$	N3Ud	[kN/bm]		1740	1477
- horizontální síla $H3Ud = \sum (H_i, k \cdot GAMAi)$	H3Ud	[kN/bm]		263	229
- moment $M3Ud = \sum (M_i, k \cdot GAMAi)$	M3Ud	[kNm/bm]		-1194	-1091
- excentricita $e3Ud = M3Ud / N3Ud$	e3Ud	[m]		0,7	0,7

Výpočet tížné zdi

Vstupní data

Projekt

Popis : VÝPOČET OPĚRNÉ KONSTRUKCE - MSÚ

Datum : 18.03.2022

Nastavení

Dílčí součinitelé bezpečnosti jsou aplikovány přímo na spočtené síly (viz dále).

Standardní - bez redukce

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$$

Pevnost v tahu

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$$

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu

$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

Geometrie konstrukce

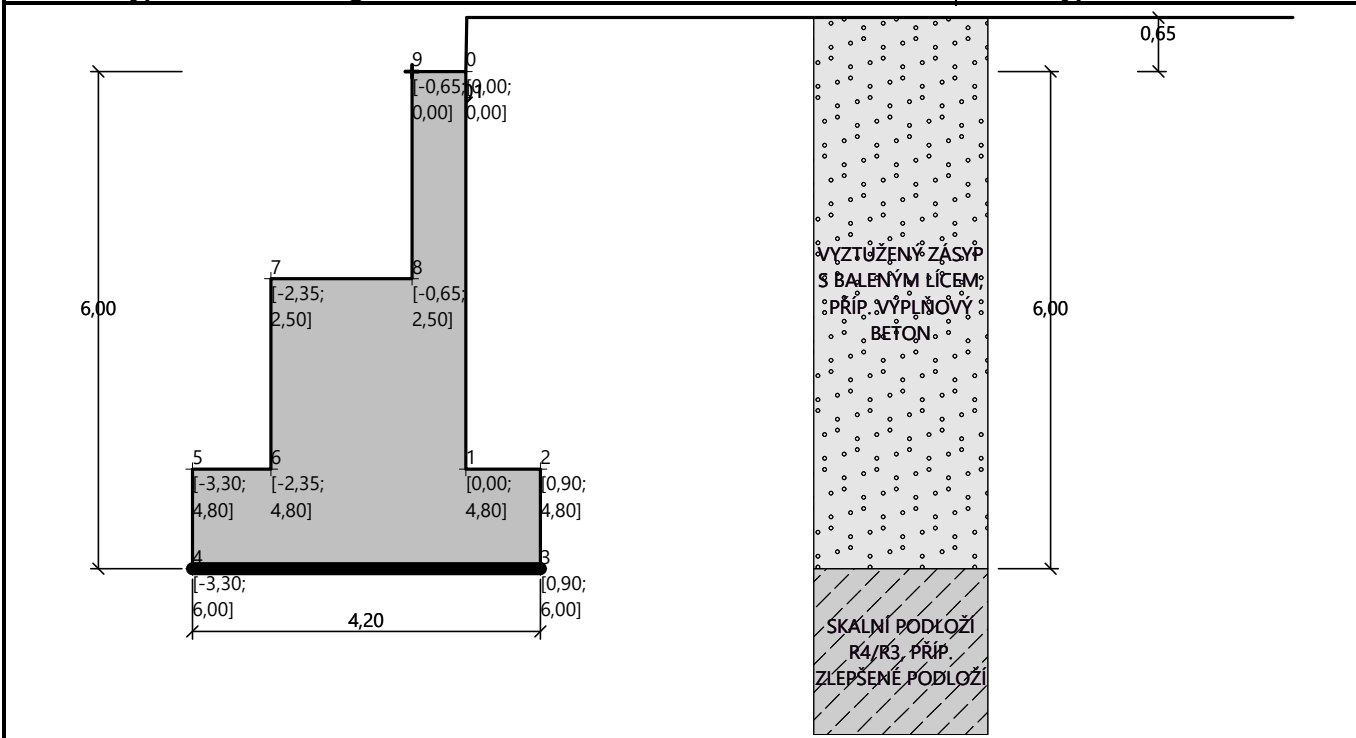
Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	4,80
3	0,90	4,80
4	0,90	6,00
5	-3,30	6,00
6	-3,30	4,80
7	-2,35	4,80
8	-2,35	2,50
9	-0,65	2,50
10	-0,65	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 12,07 m².

Název : Výpočetní model - geometrie

Fáze - výpočet : 1 - 0



Parametry zemín

VYZTUŽENÝ ZÁSYP S BALENÝM LÍCEM, PŘÍP. VÝPLŇOVÝ BETON

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 33,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Zemina : zadat
 Součinitel tlaku v klidu : $K_r = 0,20$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

SKALNÍ PODLOŽÍ R4/R3, PŘÍP. ZLEPŠENÉ PODLOŽÍ

Objemová tíha : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 40,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 50,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 24,50 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	6,00	0,00 .. 6,00	VYZTUŽENÝ ZÁSYP S BALENÝM LÍCEM, PŘÍP. VÝPLŇOVÝ BETON	
2	-	6,00 .. ∞	SKALNÍ PODLOŽÍ R4/R3, PŘÍP. ZLEPŠENÉ PODLOŽÍ	

Založení

Typ založení : zemina - zadat parametry kontaktu

Parametry

Součinitel tření základ-zemina $\mu = 0,50$

Soudržnost základ-zemina $a = 0,00$ kPa

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 0,02 (úhel sklonu je 89,12 °).

Výška náspu je 0,65 m, délka náspu je 0,01 m.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se nemůže přemístit, je počítána na zatížení tlakem v klidu.

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-1,94	301,75	2,23	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-3,92	93,13	3,75	1,000
Tlak v klidu	84,02	-2,22	0,00	4,20	1,000

Tlak v klidu = minimální dimenzační tlak (nominální hodnota, $\gamma_{aF} = 1,0$).

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 1021,88$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 186,25$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 197,44$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 84,02$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-6,37	394,88	84,02	0,000	94,02

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-6,37	394,88	84,02

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,000$

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

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

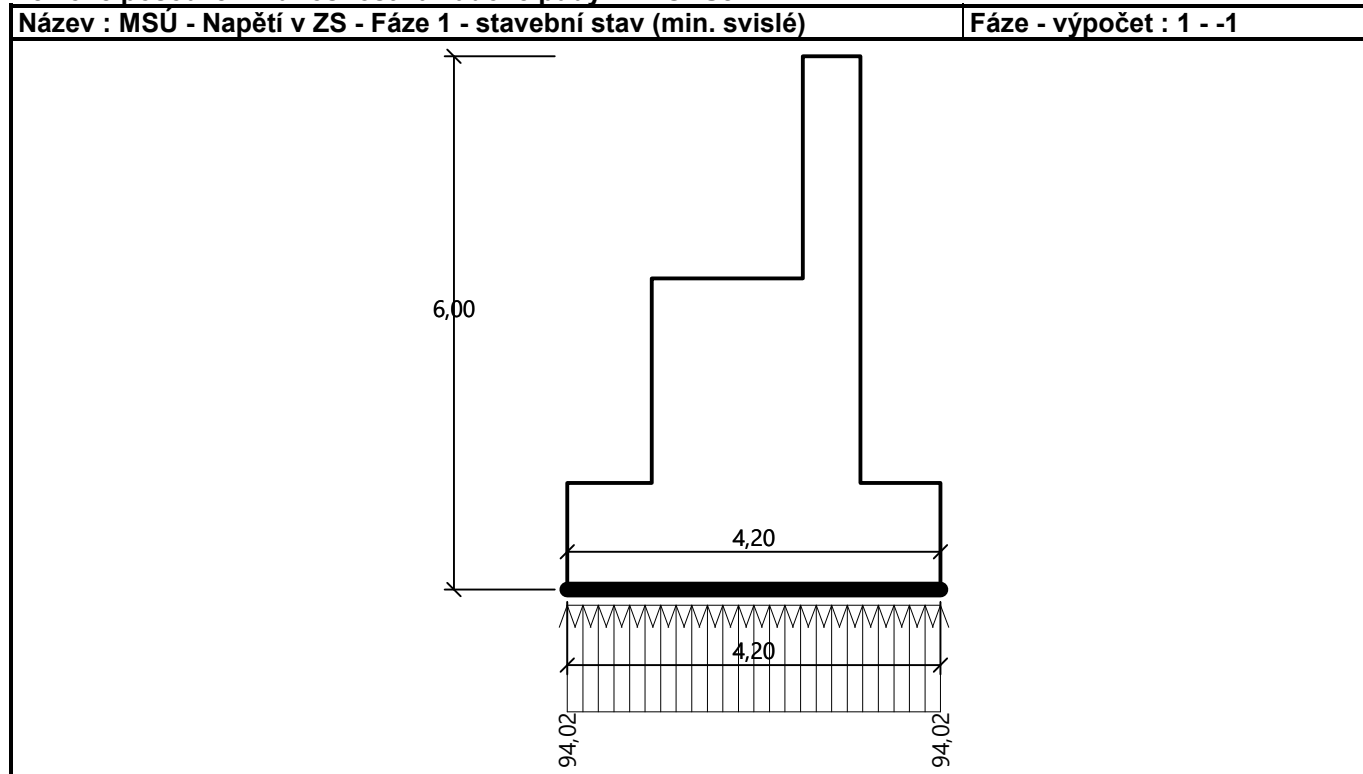
Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 94,02 \text{ kPa}$

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 800,00 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy **VYHOVUJE**

Celkové posouzení - únosnost základové půdy **VYHOVUJE**



Vstupní data (Fáze budování 2)

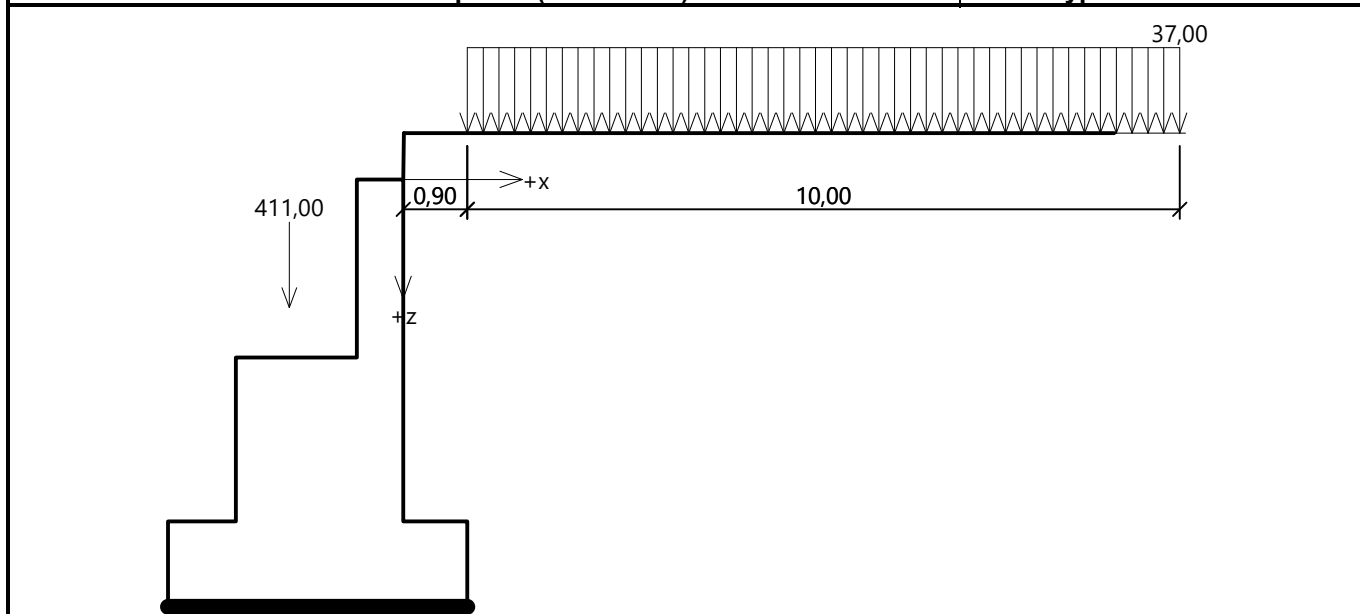
Zadaná plošná přitížení

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	37,00		0,90	10,00	na terénu

Číslo	Název
1	Proměnné přitížení za opěrou - oblast náprav

Název : Zatížení - Fáze 2 - vlak za opěrou (min. svislé)

Fáze - výpočet : 2 - 0



Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová změna	Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Ano	Stálé zatížení od mostu	stálé	0,00	411,00	0,00	-1,60	1,80

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 2)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0,00	-1,94	301,75	2,23	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-3,92	93,13	3,75	1,000
Tlak v klidu	84,02	-2,22	0,00	4,20	1,000
Proměnné přetížení za opěrou - oblast náprav	49,21	-3,33	0,00	4,20	1,500
Proměnné přetížení za opěrou - oblast náprav	0,00	-6,00	0,00	4,20	0,000
Stálé zatížení od mostu	0,00	-4,20	411,00	1,70	1,000

Tlak v klidu = minimální dimenzační tlak (nominální hodnota, $\gamma_m F = 1,0$).

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlolení

Moment vzdorující $M_{res} = 1720,58$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 431,69$ kNm/m

Zeď na překlolení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 402,94$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 157,84$ kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Únosnost základové půdy (Fáze budování 2)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	403,46	805,88	157,84	0,119	251,94

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	403,46	805,88	157,84

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,119$

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

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

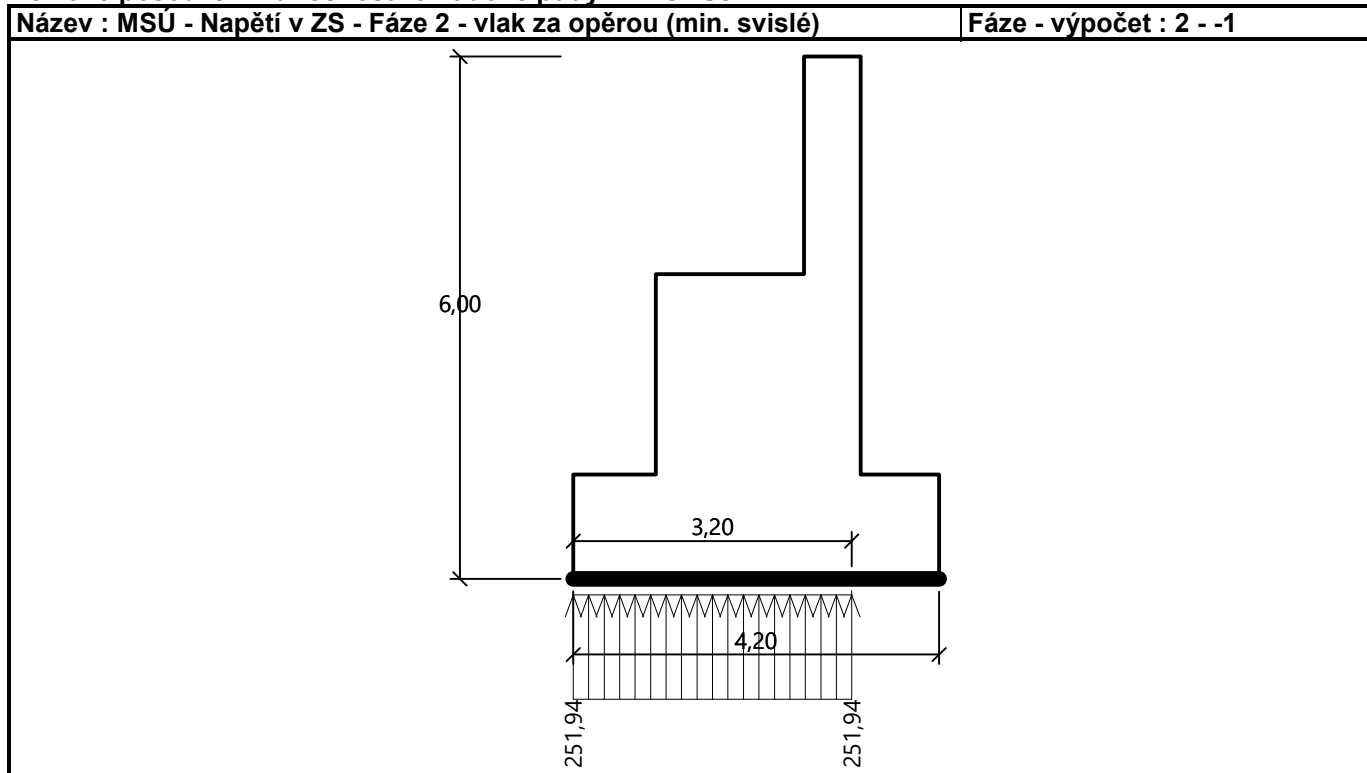
Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 251,94$ kPa

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

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

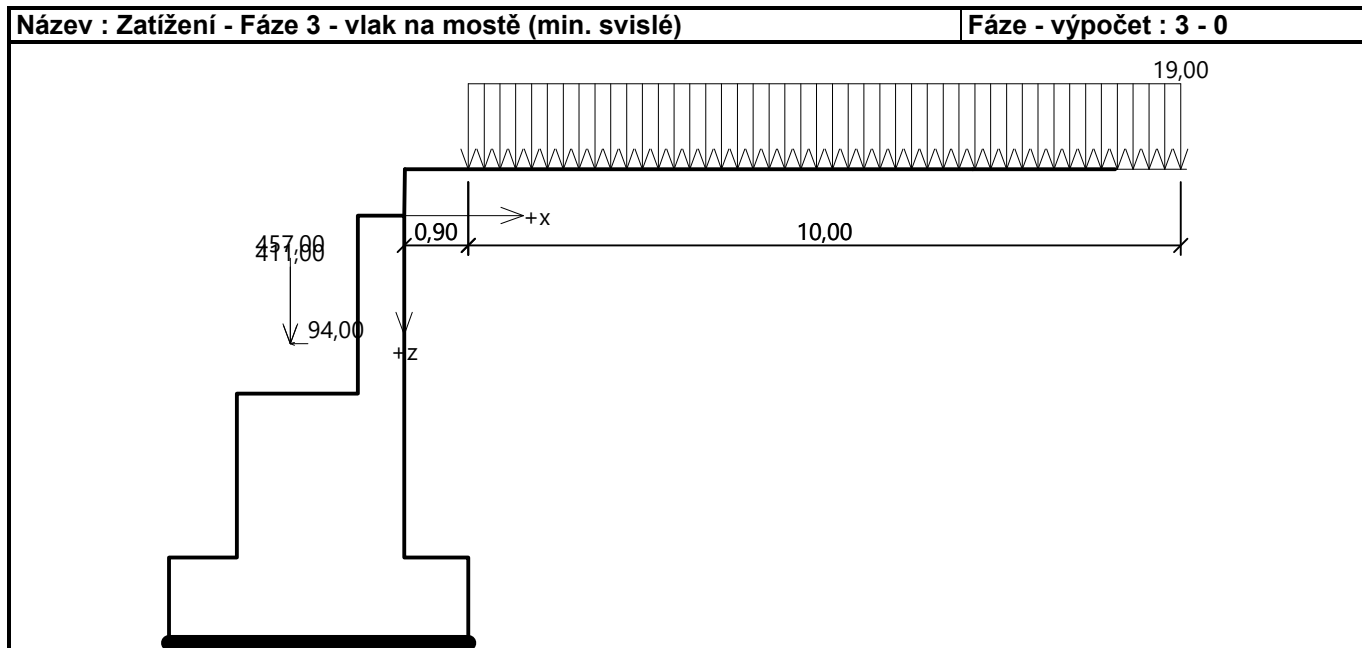


Vstupní data (Fáze budování 3)

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	Ne	Ano	proměnné	19,00		0,90	10,00	na terénu

Číslo	Název
1	Proměnné přetížení za opěrou - oblast spojitého zatížení



Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová	změna	Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Ne	Ne	Stálé zatížení od mostu	stálé	0,00	411,00	0,00	-1,60	1,80
2	Ano		Proměnné zatížení vlakem na mostě	proměnné	0,00	457,00	0,00	-1,60	1,80
3	Ano		Brzdná síla	proměnné	-94,00	0,00	0,00	-1,60	1,80

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 3)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-1,94	301,75	2,23	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-3,92	93,13	3,75	1,000
Tlak v klidu	84,02	-2,22	0,00	4,20	1,000
Proměnné přetížení za opěrou - oblast spojitého zatížení	25,27	-3,33	0,00	4,20	1,500
Proměnné přetížení za opěrou - oblast spojitého zatížení	0,00	-6,00	0,00	4,20	0,000
Stálé zatížení od mostu	0,00	-4,20	411,00	1,70	1,000
Proměnné zatížení vlakem na mostě	0,00	-4,20	457,00	1,70	1,000
Brzdná síla	94,00	-4,20	0,00	1,70	1,500

Tlak v klidu = minimální dimenzační tlak (nominální hodnota, $\gamma_a F = 1,0$).

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 2497,48 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 904,48 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 631,44 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 262,93 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Únosnost základové půdy (Fáze budování 3)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	1059,06	1262,88	262,93	0,200	500,59

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	1059,06	1262,88	262,93

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,200$

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

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 500,59 \text{ kPa}$

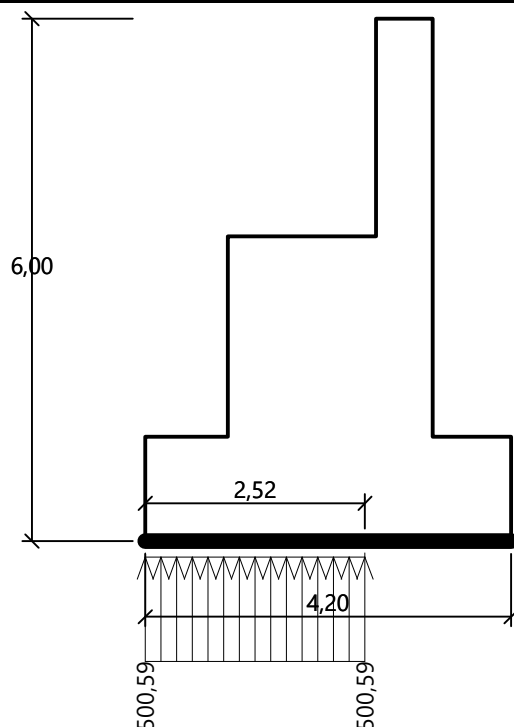
Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 800,00 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Název : MSÚ - Napětí v ZS - Fáze 3 - vlak na mostě (min. svislé)

Fáze - výpočet : 3 - -1



Vstupní data (Fáze budování 4)

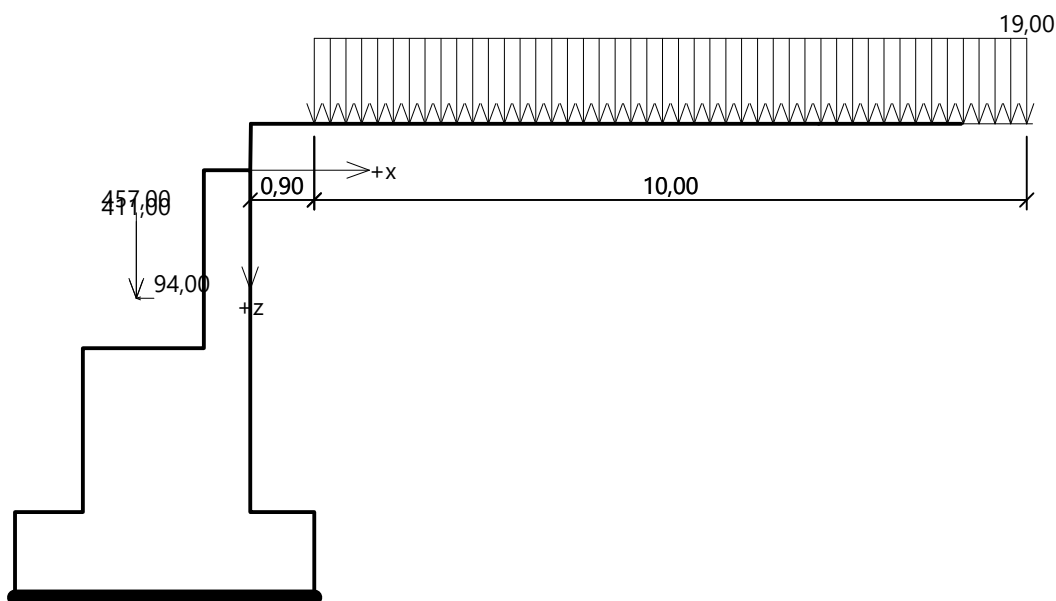
Zadaná plošná přitížení

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	Ne	Ne	proměnné	19,00		0,90	10,00	na terénu

Číslo	Název
1	Proměnné přitížení za opěrou - oblast spojitého zatížení

Název : Zatížení - Fáze 4 - vlak na mostě (max. svislé)

Fáze - výpočet : 4 - 0



Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	Ne	Ne	Stálé zatížení od mostu	stálé	0,00	411,00	0,00	-1,60	1,80
2	Ne	Ne	Proměnné zatížení vlakem na mostě	proměnné	0,00	457,00	0,00	-1,60	1,80
3	Ne	Ne	Brzdná síla	proměnné	-94,00	0,00	0,00	-1,60	1,80

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 4)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-1,94	301,75	2,23	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-3,92	93,13	3,75	1,000
Tlak v klidu	84,02	-2,22	0,00	4,20	1,000
Proměnné přitížení za opěrou - oblast spojitého zatížení	25,27	-3,33	0,00	4,20	1,500
Proměnné přitížení za opěrou - oblast spojitého zatížení	0,00	-6,00	0,00	4,20	0,000
Stálé zatížení od mostu	0,00	-4,20	411,00	1,70	1,350
Proměnné zatížení vlakem na mostě	0,00	-4,20	457,00	1,70	1,500
Brzdná síla	94,00	-4,20	0,00	1,70	1,500

Tlak v klidu = minimální dimenzační tlak (nominální hodnota, $\gamma_{aF} = 1,0$).

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 3365,88$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 904,48$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 870,42$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 262,93$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Únosnost základové půdy (Fáze budování 4)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	1194,38	1740,85	262,93	0,163	615,61

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	1194,38	1740,85	262,93

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,163$

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

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

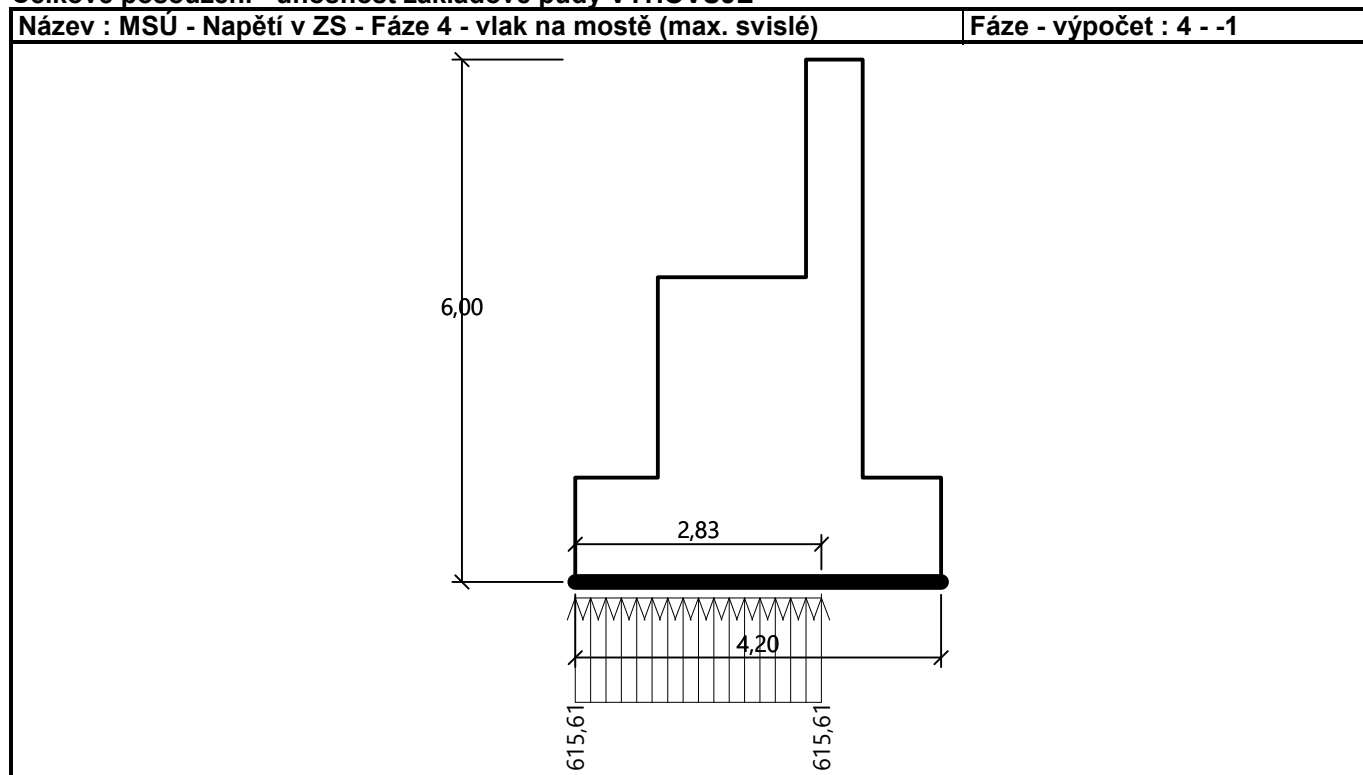
Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 615,61 \text{ kPa}$

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 800,00 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE



Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Popis : VÝPOČET OPĚRNÉ KONSTRUKCE - MSP - sedání, naklonění
Datum : 18.03.2022

Nastavení

Standardní - bez redukce

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

Metodika posouzení : mezní stavy
Posouzení tažené patky : standardní postup
Dovolená excentricita : 0,333

Parametry zemin

SKALNÍ PODLOŽÍ R4/R3, PŘÍP. ZLEPŠENÉ PODLOŽÍ

Objemová tíha : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 40,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 50,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 400,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 24,50 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: základový pas

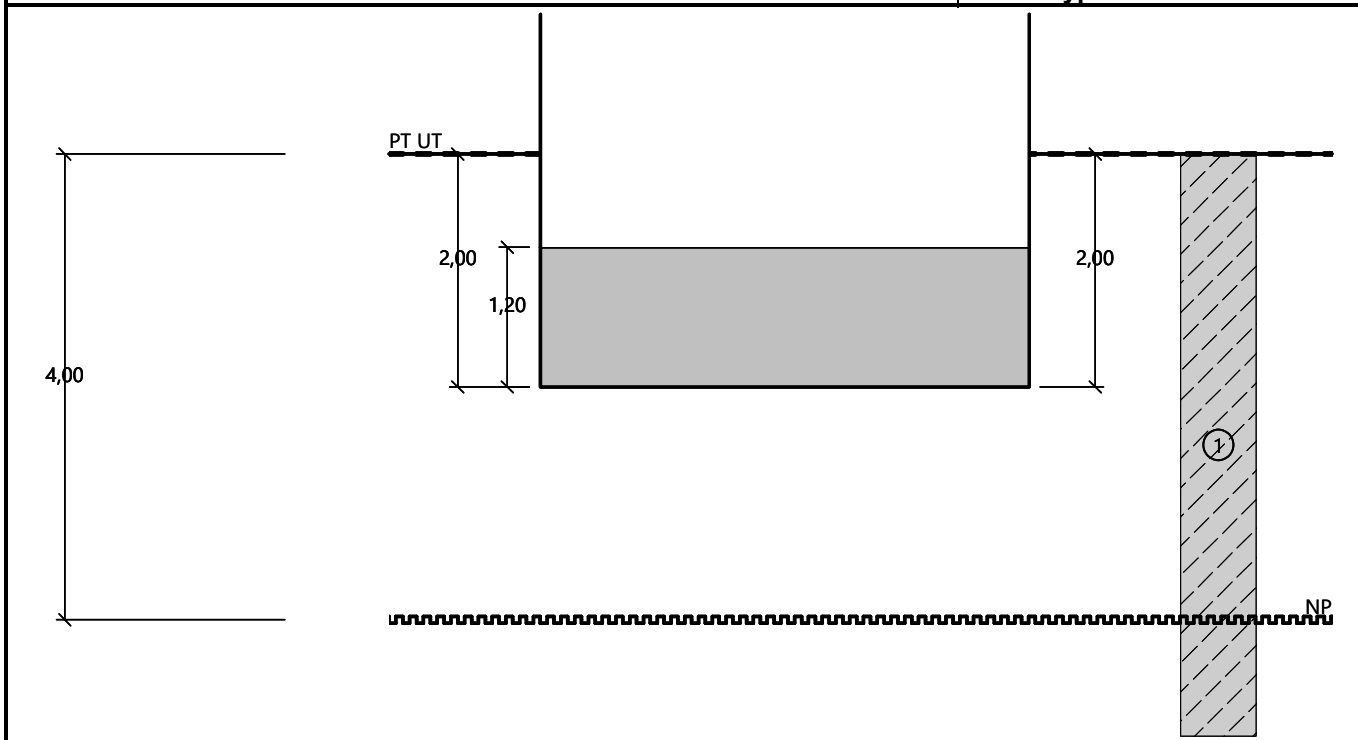
Hloubka od původního terénu $h_z = 2,00 \text{ m}$
Hloubka základové spáry $d = 2,00 \text{ m}$
Tloušťka základu $t = 1,20 \text{ m}$
Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$
Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu
Objemová tíha zeminy nad základem = $0,00 \text{ kN/m}^3$

Název : Geometrie - řez

Fáze - výpočet : 1 - 0



Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Čelková délka pasu = 10,00 m

Šířka pasu (x) = 4,20 m

Šířka sloupu ve směru x = 4,20 m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Objem pasu = 5,04 m³/m

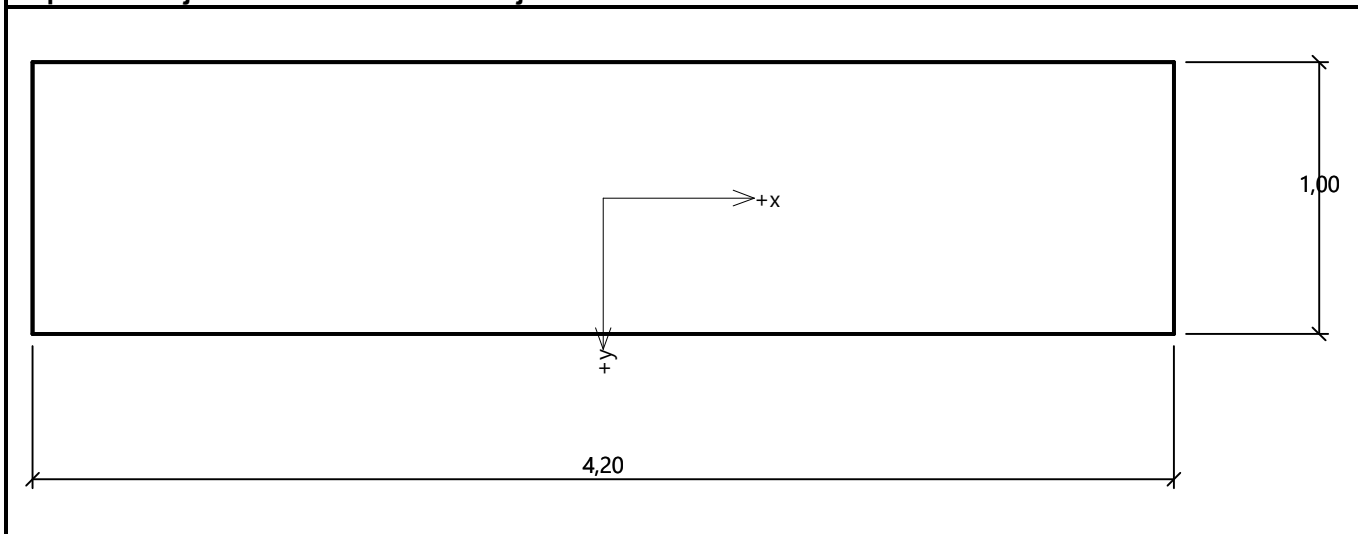
Objem výkopu = 8,40 m³/m

Objem zásypu = 0,00 m³/m

Název : Geometrie - půdorys

Fáze - výpočet : 1 - 0

Popis : osa x je rovnoběžná s osou koleje



Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 0,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$

Modul pružnosti

$E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu


$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500B

Mez kluzu

$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	SKALNÍ PODLOŽÍ R4/R3, PŘÍP. ZLEPŠENÉ PODLOŽÍ	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		Fáze 3 - vlak na mostě (min. svislé)	Návrhové	1263,00	1061,00	0,00
2	Ano		Fáze 4 - vlak na mostě (max. svislé)	Návrhové	1743,00	1194,00	0,00
3	Ano		Fáze 3 - vlak na mostě (min. svislé) - provozní	Užitné	902,14	757,86	0,00
4	Ano		Fáze 4 - vlak na mostě (max. svislé) - provozní	Užitné	1245,00	852,86	0,00

Nestlačitelné podloží

Nestlačitelné podloží je v hloubce 4,00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 4. (Fáze 4 - vlak na mostě (max. svislé) - provozní)

Napětí v základové spáře uvažováno od původního terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 0,00 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany $= 0,5 \text{ mm}$

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

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

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 400,00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=1,92$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=142,56$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,163 < 0,333$

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

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,163 < 0,333$

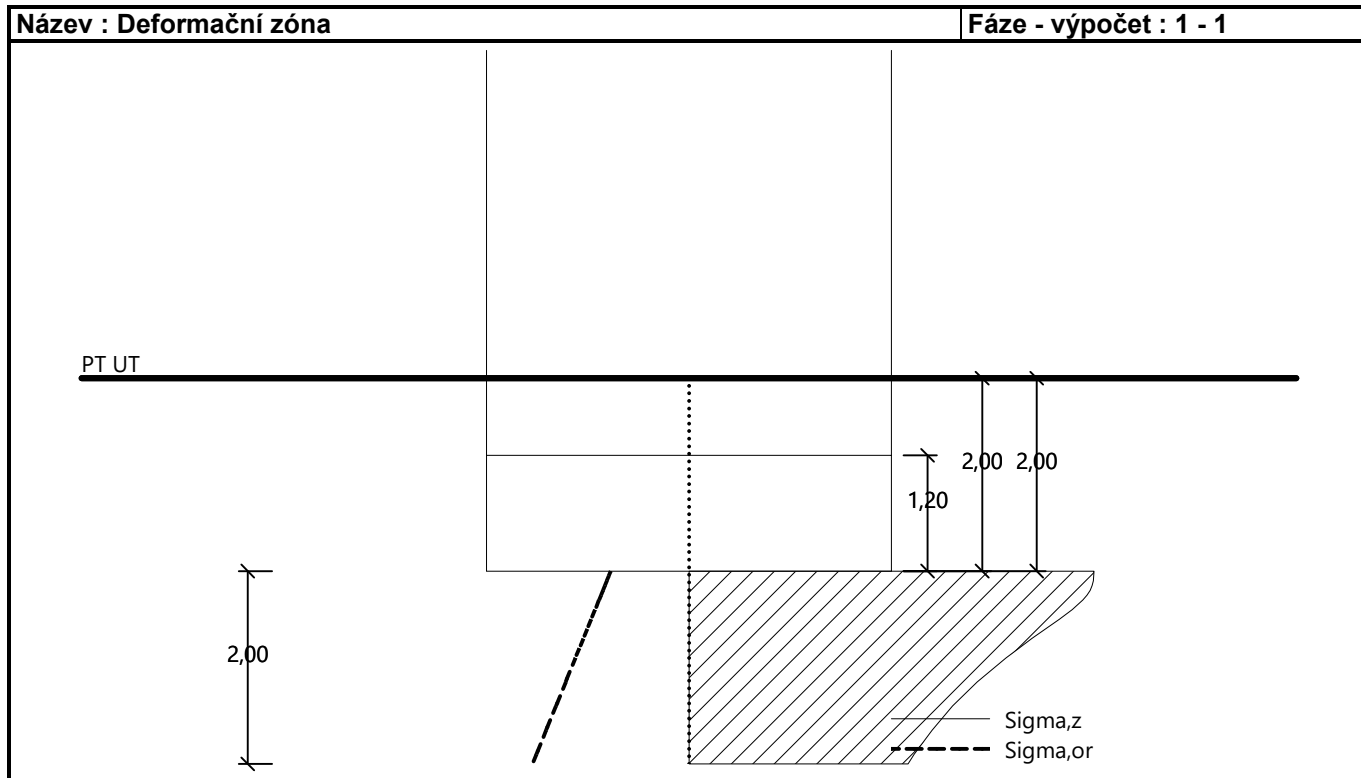
Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 0,9 mm

Hloubka deformační zóny = 2,00 m

Natočení ve směru šířky = 0,246 (tan*1000); (1,4E-02 °)



PŘEHLED VYPOČTENÝCH DEFORMACÍ KONSTRUKCE

Šířka základové desky	B	[m]	4,2	4,2
-----------------------	---	-----	-----	-----

Hloubka spodní hrany základu od vrcholu opěry	h	[m]	6,0	6,0
---	---	-----	-----	-----

Deformace od **charakteristických** hodnot zatížení (**MSP**)

Fáze výpočtu

Fáze 3

Fáze 4

Kombinace

CO3-L

CO3-U

Sednutí hrany základu	wz1	[mm]	0,8	1,0
Sednutí charakteristického bodu	wz2	[mm]	0,6	0,9
Naklonění základu	Ry	[-]	0,0002	0,0002

Vod. posun vrcholu opěry od Ry; $u_{x,h,r}=R_y \cdot h$	$u_{x,h,r}$	[mm]	1,3	1,5
---	-------------	------	-----	-----

Mezní naklonění pro tuhé žlb. kce (EC7, Tab. NA.1)	$R_{y,lim}$	[-]	0,0030	0,0030
$R_y < R_{y,lim}$?			OK	OK

NÁVRH A POSOUZENÍ ŽLB. PRŮŘEZŮ ZÁKLADU A OPĚRY

1) PROSTÝ OHYB

Parametry průřezu

Posuzovaný žlb. průřez (<i>V</i> - výstupek základu; <i>P</i> - prac. spára opěra/základ)			V	P
Šířka průřezu	b	[mm]	1000	1000
Výška průřezu	h	[mm]	1200	2350

Parametry betonu

Třída betonu			Tab. 3.1 [1]	C30/37	C30/37
Char. pevnost v tlaku	f _{ck}	[MPa]	Tab. 3.1 [1]	30,00	30,00
Součinitel ALFA _{cc}	ALFA _{cc}	[-]	Kap. 3.1.6 [1]	0,80	0,80
Dílčí součinitel materiálu	GAMA _c	[-]	Tab. 2.1N [1]	1,50	1,50
Návrh. pevnost v tlaku	f _{cd}	[MPa]	ALFA _{cc} *f _{ck} / GAMA _c Rov. 3.15 [1]	16,00	16,00
Průměrná pevnost v tahu	f _{ctm}	[MPa]	Tab. 3.1 [1]	2,90	2,90

Parametry výztuže

Třída betonářské oceli				B500B	B500B
Char. mez kluzu	f _{yk}	[MPa]		500,00	500,00
Dílčí součinitel materiálu	GAMA _s	[-]		1,15	1,15
Návrh. mez kluzu	f _{yd}	[MPa]	f _{yk} / GAMA _s	434,8	434,8

Návrh tahové výztuže průřezu			hodnoty v [mm]	D20/125	D25/125
------------------------------	--	--	----------------	---------	---------

Profil výztuže	D	[mm]		20	25
Plocha jednoho prutu	A ₁	[mm ²]	(PI()*D ²)/4	314	491
Počet prutů na šířku průřezu	n	[-]		8,0	8,0
Plocha výztuže	A _s	[mm ²]	n*A ₁	2513	3927
Krytí	c	[mm]		70	70
Síla ve výztuži	F _a	[kN]	f _{yd} *A _s	1093	1707

Únosnost žlb. průřezu - prostý ohyb

Statická výška průřezu	d ₀	[mm]	h-c-(D/2)	1120	2268
Výška tlačené zóny průřezu	x	[mm]	F _a / (0,8*b*f _{cd})	85	133
Rameno vnitřních sil	z	[mm]	d ₀ - 0,4*x	1086	2214
Moment únosnosti průřezu	M _{Rd}	[kNm]	F _a * z	1187	3780

Moment od zatížení

Návrh. napětí v zákl. spáře	SIG _d	[kPa]		616	
Délka konzole	L _{konz}	[m]	přídavek dle Obr. 2.10c [2]	1,60	
Návrh. moment od zatížení	M _{Ed}	[kNm]	(1/2)*SIG _d *b*(L _{konz} ²)	788	1091
Posouzení M _{Rd} >= M _{Ed} ?				OK	OK

Konstrukční zásady pro žlb desku

Kap. 9.3.1.1 (1) [1]

Min. plocha podélné tahové výztuže

Rov. (9.1N) [1]

- kritérium 1	As,min1	[mm ²]	0,26*(f _{ctm} /f _{yk})*b*d ₀	1689	3419
- kritérium 2	As,min2	[mm ²]	0,0013*b*d ₀	1456	2948
MAX(As,min1;As,min2)	As,min	[mm ²]		1689	3419
Posouzení As >= As,min ?				OK	OK

Max. plocha tahové i tlakové výztuže	As,max	[mm ²]	0,04*b*h, Kap. 9.2.1.1 [1]	48000	94000
Celková plocha výztuže	As,celk	[mm ²]	2*As	5027	7854
Posouzení As,celk <= As,max ?				OK	OK

2) VÝSTUPEK ZÁKLADU - SMYKOVÁ ÚNOSNOST

Průřez

Šířka průřezu - smyk	bw	[mm]	obdelníkový průřez		1000	1000	1000
Výška průřezu	h	[mm]			1200	1200	1200
Účinná výška průřezu	d	[mm]			1100	1100	1100

Beton

Třída betonu			Tab. 3.1 [1]		C30/37	C30/37	C30/37
Char. pevnost betonu v tlaku	fck	[MPa]	Tab. 3.1 [1]		30,00	30,00	30,00
Součinitel acc	ALFAcc	[-]	Kap. 3.1.6 [1]		0,80	0,80	0,80
Dílčí souč. bezpečnosti betonu	GAMAc	[-]	Tab. 2.1N [1]		1,50	1,50	1,50
Návrh. pevnost betonu v tlaku	fcd	[MPa]	ALFAcc*fck / GAMAc [1]		16,00	16,00	16,00

Hlavní ohybová výztuž

Průměr ohybové výztuže	Dsl	[mm]			20	20	20
Počet prutů ohyb. výztuže	nsl	[ks]			8	8	8
Plocha ohybové výztuže	Asl	[mm ²]	$nsl \cdot \pi \cdot (D^{sl})^2 / 4$		2513	2513	2513

Výpočet smykové únosnosti žlb. - bez smykové výztuže

[2]

a) ve vzdálenosti od líce podpory $x \geq 2 \cdot d$ normálová síla $N = 0$

Součinitel CRd,c	CRd,c	[-]	$0,18 / \gamma_c$	(5.31)	0,12	0,12	0,12
Součinitel k	k	[-]	$1 + ((200/d)^{1/2}) \leq 2,0$	(5.32)	1,43	1,43	1,43
Stupeň vyztužení ohyb. výztuží	pl	[-]	$Asl / (bw \cdot d) \leq 0,02$	(5.33)	0,0023	0,0023	0,0023
Únosnost - pomocná hodnota 1	VRd,cm'	[kN]	**) $(CRd,c \cdot k \cdot ((100 \cdot pl \cdot fck)^{1/3}) \cdot bw \cdot d$	(5.30)	358	358	358

**) $(CRd,c \cdot k \cdot ((100 \cdot pl \cdot fck)^{1/3}) \cdot bw \cdot d$

Min. ekvivalentní smyk. pevnost	vmin	[MPa]	$0,035 \cdot (k^{3/2}) \cdot (fck^{1/2})$	(5.35)	0,33	0,33	0,33
Únosnost - minimální	VRd,cm,min	[kN]	$vmin \cdot bw \cdot d$	(5.34)	359	359	359

Smyk. únosnost (pro $x \geq 2 \cdot d$)	VRd,cm	[kN]	***) $\max(VRd,cm'; VRd,cm,min)$	(5.30)	359	359	359
--	--------	------	----------------------------------	--------	-----	-----	-----

***) $\max(VRd,cm'; VRd,cm,min)$

b) ve vzdálenosti od líce podpory $x < 2 \cdot d$ přímé spojitě (rovnoměrné) zatížení

Vzd. průřezu od líce podpory	x	[mm]			0	500	1000
Součinitel BETA	BETA	[m]	$(2 \cdot d) / x \leq 4,0$	(5.40)	4,00	4,00	2,20
Únosnost - pomocná hodnota 2	VRd'	[kN]	$BETA \cdot VRd,cm$	(5.41)	1437	1437	790

Souč. v	v	[-]	$0,6 \cdot (1 - (fck/250))$	(5.42)	0,53	0,53	0,53
Únosnost - maximální	VRd,max	[kN]	$0,5 \cdot v \cdot fcd \cdot bw \cdot d$	(5.41)	4646	4646	4646

Smyk. únosnost (pro $x < 2 \cdot d$)	VRd	[kN]	$\min(VRd'; VRd,max)$	(5.41)	1437	1437	790
---------------------------------------	-----	------	-----------------------	--------	------	------	-----

Posouvající síla od zatížení

Návrh. napětí v zákl. spáře	SIGd	[kPa]			616	616	616
Délka vyložení výstupku	Lv	[mm]			1000	1000	1000
Vzd. průřezu od líce podpory	x	[m]	viz výše		0	500	1000
Návrh. posouvající síla od zat.	VEd	[kN]	$SIGd \cdot (Lv - x)$		616	308	0
Posouzení $VRd \geq VEd$?					OK	OK	OK

[1] ČSN 1992-1-1, 2019

[2] Procházka a kol.: Navrhování betonových konstrukcí 1,
prvky z prostého a železového betonu (ČBS, 2005)

Posouzení pažící konstrukce

Vstupní data

Projekt

Datum : 07.01.2022

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
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 [-]

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 = 11,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 200 B; a = 1,00 m
Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,80
Plocha průřezu A = 7,81E-03 m²/m
Moment setrvačnosti I = 5,70E-05 m⁴/m

Modul pružnosti	E = 210000,00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	G = 81000,00 MPa
Průřezový modul	W = 5,696E-04 m ³ /m
Plastický průřezový modul	W _{pl} = 6,425E-04 m ³ /m

Materiál konstrukce






Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 355

Mez kluzu	f _y = 355,00 MPa
Modul pružnosti	E = 210000,00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	G = 81000,00 MPa

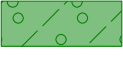




Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.




Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	Φ _{ef} [°]	C _{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ _{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	šterk s příměsí jemnozrnné zeminy		35,00	0,00	19,00	10,00	12,00
2	jíl písčitý, tuhý		20,00	12,00	20,00	11,00	6,00
3	Pararula zcela zvětralá		60,00	200,00	20,00	11,00	0,00
4	Pararula částečně zvětralá		70,00	400,00	20,00	11,00	0,00
5	Migmatit navětralý		80,00	500,00	20,00	11,00	0,00

Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	Φ _{ef} [°]	v [-]	OCR [-]	K _r [-]
1	šterk s příměsí jemnozrnné zeminy		nesoudržná	35,00	-	-	-
2	jíl písčitý, tuhý		soudržná	-	0,25	-	-
3	Pararula zcela zvětralá		soudržná	-	0,20	-	-
4	Pararula částečně zvětralá		soudržná	-	0,20	-	-
5	Migmatit navětralý		soudržná	-	0,20	-	-

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	v [-]	E _{oed} [MPa]	E _{def} [MPa]
1	šterk s příměsí jemnozrnné zeminy		0,25	-	90,00
2	jíl písčitý, tuhý		0,25	-	5,00
3	Pararula zcela zvětralá		0,20	-	100,00

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
4	Pararula částečně zvětralá		0,20	-	400,00
5	Migmatit navětralý		0,20	-	1000,00

Parametry zemín

Štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 12,00^\circ$
Zemina : nesoudržná
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 90,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Plášťové tření : $g_s = 150,00 \text{ kPa}$

Jíl písčitý, tuhý

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 20,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 6,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 5,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Plášťové tření : $g_s = 40,00 \text{ kPa}$

Pararula zcela zvětralá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 60,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 200,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 100,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Plášťové tření : $g_s = 400,00 \text{ kPa}$

Pararula částečně zvětralá






Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 70,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 400,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 400,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Plášťové tření : $g_s = 600,00 \text{ kPa}$

Migmatit navětralý

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\phi_{\text{ef}} = 80,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 500,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 1000,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Plášťové tření : $g_s = 800,00 \text{ kPa}$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,00	0,00 .. 7,00	jíl písčitý, tuhý	
2	1,50	7,00 .. 8,50	jíl písčitý, tuhý	
3	2,50	8,50 .. 11,00	šterk s příměsí jemnozrnné zeminy	
4	1,00	11,00 .. 12,00	Pararula zcela zvětralá	
5	3,00	12,00 .. 15,00	Pararula částečně zvětralá	
6	-	15,00 .. ∞	Migmatit navětralý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,50 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,50	0,00
3	14,00	7,00
4	15,00	7,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,50 m
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 7,50 m
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

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	72,70		0,30	2,60	na terénu

Číslo	Název
1	LM71

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	1,00	VSL zemní kotva Y1030H32R-R		300,00

Seznam nových kotev

VSL zemní kotva Y1030H32R-R

Typ kotvy : tyčová předpínací

Výrobní řada : VSL zemní kotva

Hloubka : z = 1,00 m

Volná délka : l = 12,00 m

Délka kořene : l_k = 6,00 m

Sklon : α = 40,00 °

Vzd. mezi : b = 2,00 m

Plocha průřezu : A = 804,00 mm²

Modul pružnosti : E = 200000,00 MPa

Předpínací síla : F = 300,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : f_u = 1030,00 MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : plášťové tření z parametrů zemin

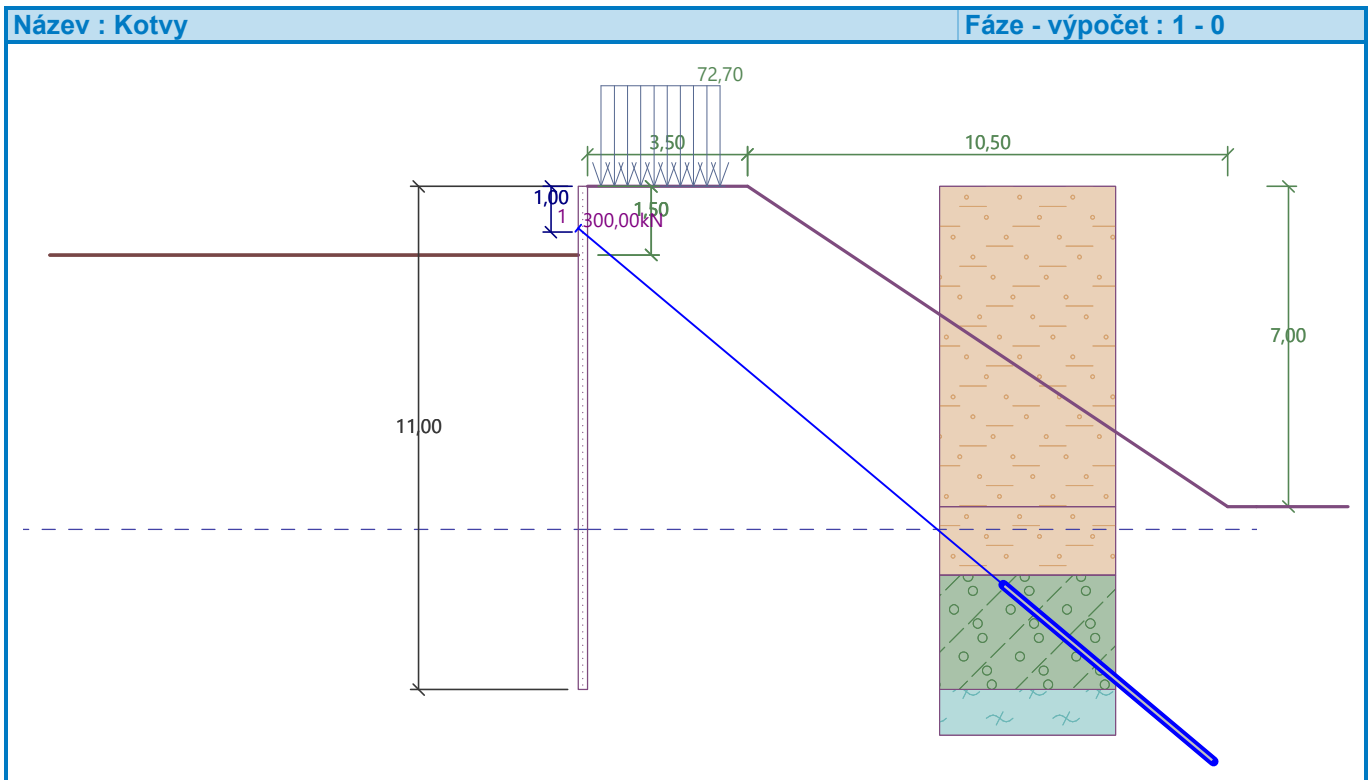
Průměr kořene : d = 120,0 mm

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : f_{ck} = 30,00 MPa

Součinitel soudržnosti : η₁ = 1,00



Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

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

Plášťové tření kotvy zadáno jako parametr zeminy.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

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	0.00	26.26
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	26.26
0.11	0.00	0.00	0.00	0.44	6.02	29.94
0.11	0.00	0.00	0.00	28.78	28.78	29.94
0.50	0.00	0.00	0.00	33.21	33.21	43.11
1.00	0.00	0.00	0.00	38.89	38.89	59.96
1.50	0.00	0.00	0.00	44.57	44.57	76.80
1.50	0.00	-0.00	-21.01	35.63	35.63	61.45
1.70	0.00	-1.08	-26.44	37.47	37.47	66.88
1.70	0.00	-1.08	-26.44	37.56	37.56	66.88
2.00	0.00	-2.67	-34.48	39.92	39.92	74.92
2.45	0.00	-5.07	-46.64	43.48	43.48	87.07
2.45	0.00	-5.08	-46.66	43.49	43.49	43.49
2.50	0.00	-5.33	-47.96	43.87	43.87	43.87
3.00	0.00	-8.00	-61.44	47.82	47.82	47.82
3.20	0.00	-9.08	-66.88	49.41	49.41	49.41
3.50	-2.30	-10.67	-74.92	51.76	51.76	51.76
3.50	-2.31	-10.67	-74.95	51.77	51.77	51.77
3.99	-6.06	-13.26	-88.04	55.61	55.61	55.61
4.00	-6.16	-13.33	-88.40	22.74	22.74	22.74
4.50	-10.03	-16.00	-101.88	27.69	27.69	27.69
5.00	-13.88	-18.66	-115.32	32.63	32.63	32.63
5.00	-13.88	-18.66	-115.35	18.58	20.86	21.01
5.50	-17.75	-21.33	-128.84	20.75	21.35	21.35
6.00	-21.61	-24.00	-142.32	22.92	22.92	22.92
6.50	-25.47	-26.67	-155.80	25.09	25.09	25.09
7.00	-29.33	-29.33	-169.28	27.26	27.26	27.26
7.50	-32.00	-32.00	-182.76	29.43	29.43	34.48
8.00	-33.47	-33.47	-190.17	30.62	30.62	41.90
8.50	-34.93	-34.93	-197.59	31.82	31.82	49.31
8.50	-34.67	-44.69	-423.04	40.48	54.22	215.82
9.00	-35.99	-46.39	-439.19	41.45	55.38	221.02
9.50	-37.31	-48.10	-455.33	42.42	56.56	226.21
10.00	-38.63	-49.81	-471.48	43.40	57.76	231.41
10.50	-39.96	-51.51	-487.63	44.37	58.97	236.61
11.00	-41.28	-53.22	-503.77	45.35	60.20	241.80

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	7.55	26.26	-0.00	-0.00
0.55	0.00	0.00	5.52	44.79	-19.54	4.91
0.99	0.00	0.00	3.80	59.62	-42.51	18.32
1.00	0.00	0.00	3.75	59.96	71.80	18.74

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
1.10	0.00	0.00	3.33	63.33	65.64	11.87
1.50	0.00	10.01	1.61	60.59	39.84	-8.92
1.50	0.00	8.01	1.57	48.24	39.40	-9.24
1.65	0.00	8.01	0.95	44.62	32.63	-14.49
2.20	8.01	0.00	-1.09	29.02	12.50	-26.47
2.75	8.01	0.00	-2.49	19.27	-0.51	-29.52
3.30	8.01	0.00	-3.15	15.39	-9.78	-26.59
3.85	8.01	0.00	-3.14	16.81	-18.42	-18.88
4.40	8.01	0.00	-2.67	-10.18	-16.44	-8.40
4.95	8.01	0.00	-1.99	-2.16	-13.00	-0.50
5.50	8.01	0.00	-1.28	-10.85	-6.42	4.90
6.05	8.01	0.00	-0.69	-6.68	-1.65	7.01
6.60	8.01	0.00	-0.28	-3.91	1.19	7.07
7.15	8.01	0.00	-0.04	-2.54	2.90	5.91
7.70	0.00	8.01	0.05	-2.27	4.20	3.95
8.25	0.00	8.01	0.04	-2.63	5.52	1.29
8.80	377.81	377.81	0.00	12.65	0.83	-1.18
9.35	377.81	377.81	-0.01	-0.85	-1.51	-0.66
9.90	377.81	377.81	-0.01	-1.70	-0.54	-0.08
10.45	377.81	377.81	-0.01	-0.40	0.03	0.03
11.00	377.81	377.81	-0.01	0.44	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 71,80 kN/m

Maximální moment = 29,52 kNm/m

Maximální deformace = 7,5 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	3,8	300,00

Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu $\delta_{\max} = 0,4$ mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	0,4
2	9,57	0,0

Využití pasivního odporu

Maximální pasivní odpor $R_{\max} = 1959,98$ kN/m

Mobilizovaný pasivní odpor $R_{\text{mob}} = 332,09$ kN/m

Požadovaný stupeň bezpečnosti $SF_p = 1,50 < 5,90$

Celkové posouzení využití pasivního odporu VYHOVUJE

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 183,34$ kN/m $\delta = 61,27^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 1,23$ m

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	172,49	74,14	1046,86	167,38	-34,53		788,83	1072,17	2144,33

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	300,00	1949,39	Vyhovuje






Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 1949,39 \text{ kN} > 300,00 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,00	0,00 .. 7,00	jíl písčitý, tuhý	
2	1,50	7,00 .. 8,50	jíl písčitý, tuhý	
3	2,50	8,50 .. 11,00	štěrk s příměsí jemnozrné zeminy	
4	1,00	11,00 .. 12,00	Pararula zcela zvětralá	
5	3,00	12,00 .. 15,00	Pararula částečně zvětralá	
6	-	15,00 .. ∞	Migmatit navětralý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,00 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,50	0,00
3	14,00	7,00
4	15,00	7,00

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

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,50 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 7,50 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

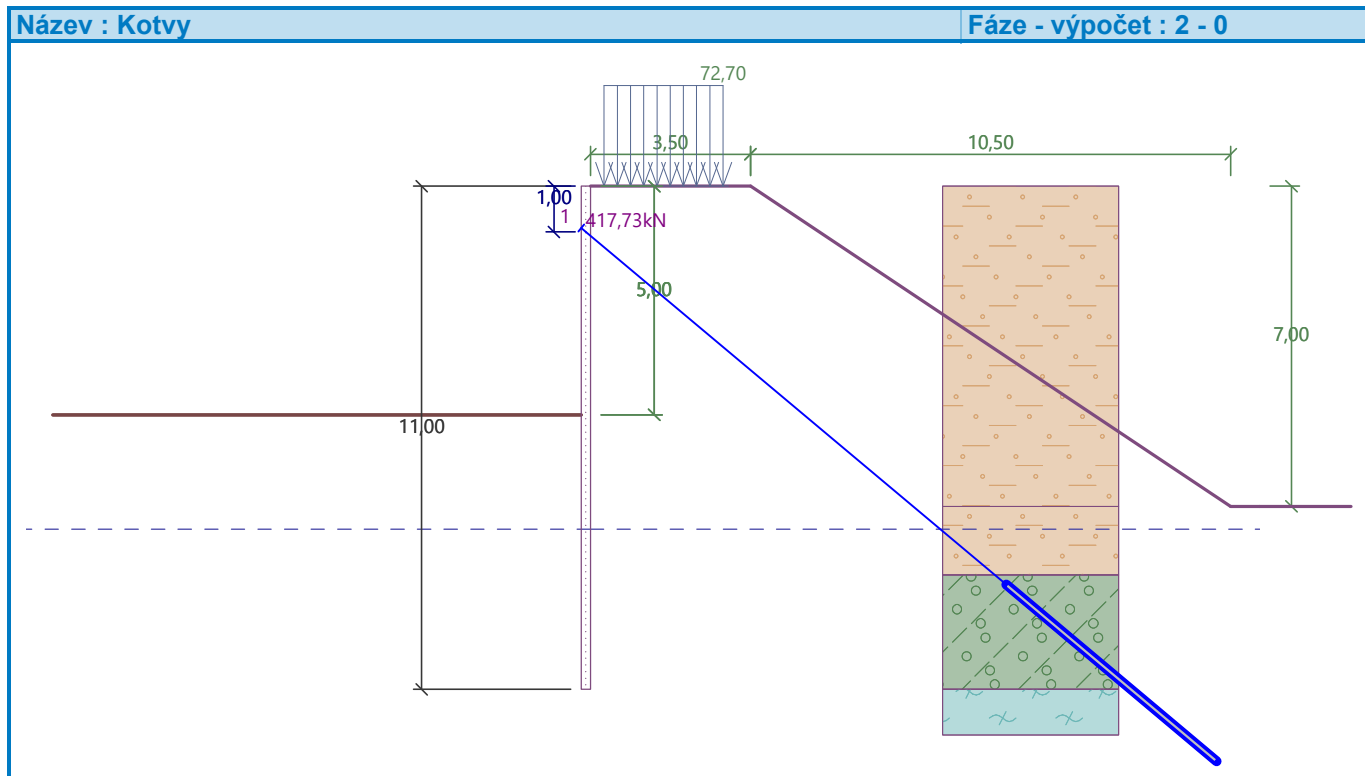
Zadaná plošná přitížení

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	72,70		0,30	2,60	na terénu

Číslo	Název
1	LM71

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	VSL zemní kotva Y1030H32R-R		417,73



Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

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	0.00	26.26
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	26.26
0.11	0.00	0.00	0.00	0.44	6.02	29.94
0.11	0.00	0.00	0.00	28.80	28.80	29.94
0.50	0.00	0.00	0.00	33.23	33.23	43.11
1.00	0.00	0.00	0.00	38.90	38.90	59.96
1.50	0.00	0.00	0.00	44.57	44.57	76.80
1.70	0.00	0.00	0.00	46.86	46.86	83.60
1.70	0.00	0.00	0.00	46.93	46.93	83.60
2.00	0.00	0.00	0.00	49.88	49.88	93.65
2.45	0.00	0.00	0.00	54.33	54.33	108.84
2.45	0.00	0.00	0.00	54.33	54.33	54.33
2.50	0.00	0.00	0.00	54.81	54.81	54.81
3.00	0.00	0.00	0.00	59.75	59.75	59.75
3.50	0.00	0.00	0.00	64.68	64.68	64.68
3.50	0.00	0.00	0.00	64.69	64.69	64.69
3.97	0.00	0.00	0.00	69.37	69.37	69.37

--

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
3.97	0.00	0.00	0.00	28.12	28.12	28.12
4.00	0.00	0.00	0.00	28.43	28.43	28.43
4.50	0.00	0.00	0.00	34.62	34.62	34.62
5.00	0.00	0.00	0.00	40.78	40.78	40.78
5.00	0.00	-0.00	-21.01	18.58	20.86	24.34
5.50	0.00	-2.67	-34.48	20.75	21.35	21.35
6.00	0.00	-5.33	-47.96	22.92	22.92	22.92
6.50	0.00	-8.00	-61.44	25.09	25.09	25.09
6.70	0.00	-9.08	-66.88	25.97	25.97	25.97
7.00	-2.95	-10.67	-74.92	27.26	27.26	27.26
7.50	-7.90	-13.33	-88.40	29.43	29.43	34.48
8.00	-10.62	-14.80	-95.82	30.62	30.62	41.90
8.50	-13.34	-16.27	-103.23	31.82	31.82	49.31
8.50	-16.14	-20.81	-196.99	40.48	54.22	215.82
9.00	-17.46	-22.52	-213.14	41.45	55.38	221.02
9.50	-18.79	-24.22	-229.28	42.42	56.56	226.21
10.00	-20.11	-25.93	-245.43	43.40	57.76	231.41
10.50	-21.43	-27.63	-261.58	44.37	58.97	236.61
11.00	-22.76	-29.34	-277.72	45.35	60.20	241.80

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	15.80	26.26	0.00	0.00
0.55	0.00	0.00	4.40	44.79	-19.54	4.91
0.99	0.00	0.00	-4.82	38.79	-37.59	17.67
1.00	0.00	0.00	-5.03	38.90	122.02	18.05
1.10	0.00	0.00	-7.16	40.04	118.07	6.04
1.65	0.00	0.00	-18.69	46.27	94.34	-52.53
2.20	0.00	0.00	-28.91	51.85	67.32	-97.13
2.75	0.00	0.00	-36.72	57.28	37.31	-126.04
3.30	0.00	0.00	-41.38	62.71	4.31	-137.62
3.85	0.00	0.00	-42.59	68.14	-31.67	-130.24
4.40	0.00	0.00	-40.55	33.38	-54.98	-105.28
4.95	0.00	0.00	-35.87	40.18	-75.21	-69.65
5.00	0.00	0.00	-35.39	40.75	-77.07	-66.15
5.00	0.00	0.00	-35.30	-2.51	-77.23	-65.53
5.50	0.00	0.00	-29.45	-13.73	-73.20	-28.00
6.05	0.00	0.00	-22.30	-26.17	-62.22	9.56
6.60	0.00	0.00	-15.39	-38.61	-44.41	39.19
7.15	0.00	0.00	-9.44	-51.05	-19.75	57.15
7.70	8.01	0.00	-4.90	-23.24	2.15	61.03
8.25	8.01	0.00	-1.89	0.56	7.83	57.69
8.80	377.81	0.00	-0.34	-107.50	49.80	47.56
9.35	0.00	377.81	0.08	66.63	47.81	16.16
9.90	0.00	377.81	0.04	52.65	12.31	0.04
10.45	377.81	0.00	-0.03	4.76	-2.58	-1.17
11.00	377.81	0.00	-0.08	-13.48	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 122,02 kN/m
 Maximální moment = 137,71 kNm/m
 Maximální deformace = 42,6 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-5,0	417,73

Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu $\delta_{\max} = 37,3$ mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	37,3
2	9,57	0,0

Využití pasivního odporu

Maximální pasivní odpor $R_{\max} = 825,96$ kN/m
 Mobilizovaný pasivní odpor $R_{\text{mob}} = 309,46$ kN/m

Požadovaný stupeň bezpečnosti $SF_p = 1,50 < 2,67$

Celkové posouzení využití pasivního odporu VYHOVUJE

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 285,75$ kN/m $\delta = 37,66^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 2,34$ m

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	172,49	74,14	1485,97	143,47	-16,03		960,60	1151,37	2302,74

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	417,73	2093,40	Vyhovuje






Rozhodující řada kotev : 1


Max. dovolená síla $F_{\max} = 2093,40$ kN $> 417,73$ kN = F_{zad}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 3)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,00	0,00 .. 7,00	jíl písčitý, tuhý	
2	1,50	7,00 .. 8,50	jíl písčitý, tuhý	
3	2,50	8,50 .. 11,00	šterk s příměsí jemnozrnné zeminy	
4	1,00	11,00 .. 12,00	Pararula zcela zvětralá	
5	3,00	12,00 .. 15,00	Pararula částečně zvětralá	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
6	-	15,00 .. ∞	Migmatit navětralý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,00 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,50	0,00
3	14,00	7,00
4	15,00	7,00

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

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,50 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 7,50 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

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	72,70		0,30	2,60	na terénu

Číslo	Název
1	LM71

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	VSL zemní kotva Y1030H32R-R		371,32
2	Ano	4,50	VSL zemní kotva Y1030H32R-R		300,00

Seznam nových kotev

VSL zemní kotva Y1030H32R-R

Typ kotvy : tyčová předpínací

Výrobní řada : VSL zemní kotva

Hloubka : z = 4,50 m

Volná délka : l = 7,50 m

Délka kořene : l_k = 6,00 m

Sklon : α = 40,00 °

Vzd. mezi : b = 2,00 m

Plocha průřezu : A = 804,00 mm²

Modul pružnosti : E = 200000,00 MPa

Předpínací síla : F = 300,00 kN

Výpočtová pevnost materiálu : f_u = 1030,00 MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : plášťové tření z parametrů zemín

Průměr kořene : d = 120,0 mm

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku : f_{ck} = 30,00 MPa

Součinitel soudržnosti : η₁ = 1,00

--

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
5.50	0.00	-2.67	-34.48	20.75	21.35	21.35
6.00	0.00	-5.33	-47.96	22.92	22.92	22.92
6.50	0.00	-8.00	-61.44	25.09	25.09	25.09
6.70	0.00	-9.08	-66.88	25.97	25.97	25.97
7.00	-2.95	-10.67	-74.92	27.26	27.26	27.26
7.50	-7.90	-13.33	-88.40	29.43	29.43	34.48
8.00	-10.62	-14.80	-95.82	30.62	30.62	41.90
8.50	-13.34	-16.27	-103.23	31.82	31.82	49.31
8.50	-16.14	-20.81	-196.99	40.48	54.22	215.82
9.00	-17.46	-22.52	-213.14	41.45	55.38	221.02
9.50	-18.79	-24.22	-229.28	42.42	56.56	226.21
10.00	-20.11	-25.93	-245.43	43.40	57.76	231.41
10.50	-21.43	-27.63	-261.58	44.37	58.97	236.61
11.00	-22.76	-29.34	-277.72	45.35	60.20	241.80

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	6.06	26.26	0.00	0.00
0.55	0.00	0.50	1.92	34.76	-19.00	4.89
0.99	0.00	0.50	-1.49	40.46	-35.30	16.74
1.00	0.00	0.50	-1.57	40.64	106.52	17.10
1.10	0.00	0.50	-2.37	42.43	102.37	6.65
1.65	0.00	0.50	-6.68	52.28	76.32	-42.74
2.20	0.00	0.00	-9.94	100.39	34.94	-74.98
2.75	0.00	0.00	-11.37	57.28	-9.29	-80.28
3.30	0.00	0.00	-10.80	62.71	-42.28	-66.24
3.85	0.00	0.00	-8.60	68.14	-78.26	-33.22
4.40	0.00	0.00	-5.60	33.38	-101.58	17.35
4.50	0.00	0.00	-5.07	34.62	-104.98	27.68
4.51	0.00	0.00	-5.01	34.74	9.58	27.58
4.95	0.00	0.00	-2.92	40.18	-6.90	26.91
5.00	0.00	0.00	-2.72	40.75	-8.76	27.27
5.00	0.00	0.00	-2.69	-0.11	-8.92	27.34
5.50	0.00	0.00	-0.93	-13.14	-5.64	31.22
6.05	0.00	0.00	0.28	-26.17	5.18	31.67
6.60	0.00	0.00	0.71	-38.61	23.00	24.23
7.15	8.01	0.00	0.54	22.32	28.39	7.74
7.70	8.01	0.00	0.17	24.90	15.49	-4.39
8.25	8.01	8.01	-0.11	29.09	0.68	-8.95
8.80	377.81	377.81	-0.18	11.59	-18.18	-5.19
9.35	377.81	0.00	-0.13	-29.83	-0.07	0.34
9.90	377.81	0.00	-0.08	-11.36	-1.53	1.14
10.45	377.81	0.00	-0.05	-2.26	1.69	0.87
11.00	377.81	377.81	-0.05	11.28	-0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 106,52 kN/m
 Maximální moment = 80,96 kNm/m
 Maximální deformace = 11,4 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-1,6	371,32
2	4,50	-5,1	300,00

Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu $\delta_{\max} = 5,8$ mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-3,0
2	0,96	-0,6
3	1,91	1,3
4	2,87	2,8
5	3,83	3,8
6	4,78	4,3
7	5,74	4,4
8	6,70	4,0
9	7,66	3,1
10	8,61	1,8
11	9,57	0,0
12	9,57	0,0

Využití pasivního odporu

Maximální pasivní odpor $R_{\max} = 825,96$ kN/m

Mobilizovaný pasivní odpor $R_{\text{mob}} = 262,67$ kN/m

Požadovaný stupeň bezpečnosti $SF_p = 1,50 < 3,14$

Celkové posouzení využití pasivního odporu VYHOVUJE

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 428,79$ kN/m $\delta = 58,16^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 2,34$ m

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	358,70	82,45	1485,97	143,47	-16,03	2(83%)	960,60	984,28	1968,56
2	392,76	71,94	1227,45	107,32	-25,92		858,61	1067,54	2135,08

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	371,32	1789,60	Vyhovuje
2	300,00	1940,98	Vyhovuje


Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 1789,60$ kN $> 371,32$ kN = F_{zad}






Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 4)

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	7,00	0,00 .. 7,00	jíl písčitý, tuhý	

--

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
2	1,50	7,00 .. 8,50	jíl písčitý, tuhý	
3	2,50	8,50 .. 11,00	šterk s příměsí jemnozrnné zeminy	
4	1,00	11,00 .. 12,00	Pararula zcela zvětralá	
5	3,00	12,00 .. 15,00	Pararula částečně zvětralá	
6	-	15,00 .. ∞	Migmatit navětralý	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,00 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,50	0,00
3	14,00	7,00
4	15,00	7,00

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

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 7,50 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 7,50 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

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	72,70		0,30	2,60	na terénu

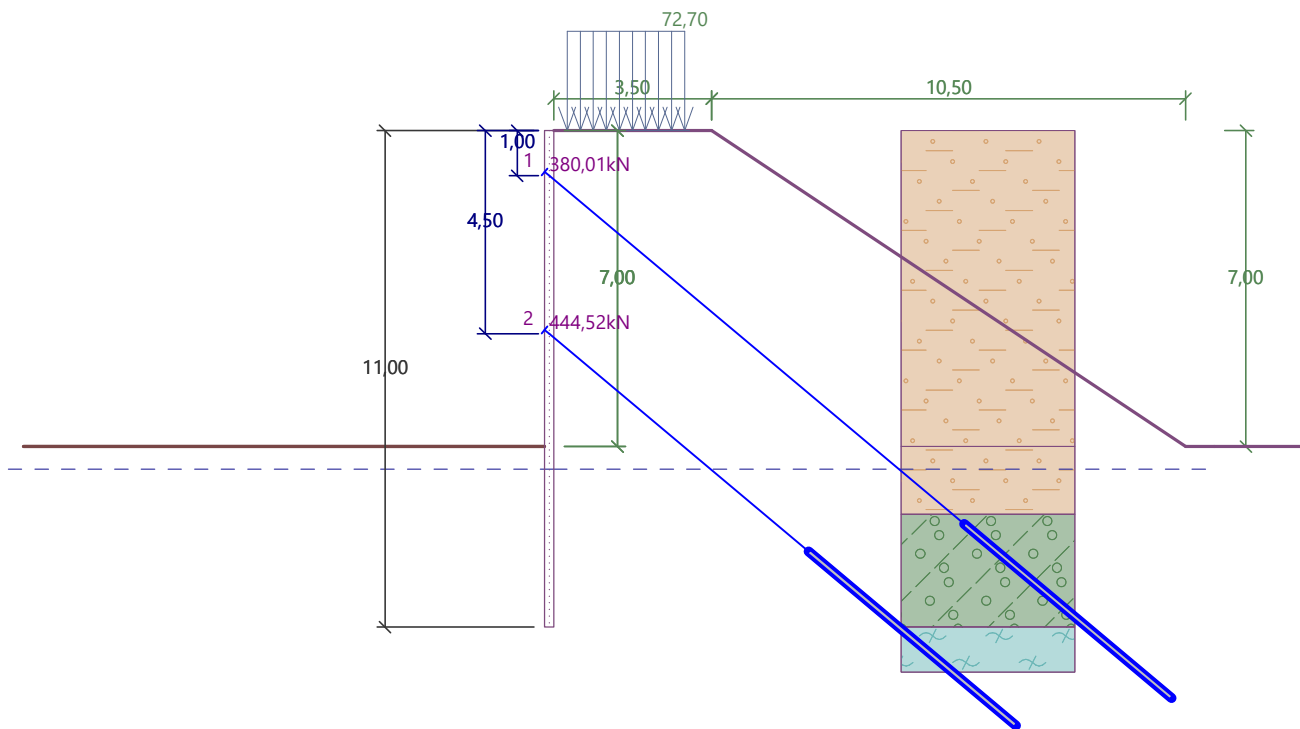
Číslo	Název
1	LM71

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	VSL zemní kotva Y1030H32R-R		380,01
2	Ne	4,50	VSL zemní kotva Y1030H32R-R		444,52

Název : Kotvy

Fáze - výpočet : 4 - 0



Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

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	0.00	26.26
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	26.26
0.11	0.00	0.00	0.00	0.44	6.26	29.94
0.11	0.00	0.00	0.00	28.80	28.80	29.94
0.48	0.00	0.00	0.00	32.99	32.99	42.37
0.96	0.00	0.00	0.00	38.41	38.41	58.49
1.43	0.00	0.00	0.00	43.83	43.83	74.61
1.70	0.00	0.00	0.00	46.86	46.86	83.60
1.70	0.00	0.00	0.00	46.93	46.93	83.60
1.91	0.00	0.00	0.00	49.02	49.02	90.72
2.39	0.00	0.00	0.00	53.74	53.74	106.84
2.45	0.00	0.00	0.00	54.33	54.33	108.84
2.45	0.00	0.00	0.00	54.33	54.33	54.33
2.87	0.00	0.00	0.00	58.46	58.46	58.46
3.35	0.00	0.00	0.00	63.18	63.18	63.18
3.50	0.00	0.00	0.00	64.68	64.68	64.68
3.50	0.00	0.00	0.00	64.69	64.69	64.69
3.83	0.00	0.00	0.00	67.90	67.90	67.90
3.97	0.00	0.00	0.00	69.37	69.37	69.37
3.97	0.00	0.00	0.00	28.12	28.12	28.12
4.30	0.00	0.00	0.00	32.20	32.20	32.20
4.78	0.00	0.00	0.00	38.11	38.11	38.11

--

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
5.00	0.00	0.00	0.00	40.78	40.78	40.78
5.00	0.00	0.00	0.00	23.23	26.10	26.26
5.26	0.00	0.00	0.00	24.64	26.36	26.36
5.74	0.00	0.00	0.00	27.24	27.24	27.24
6.22	0.00	0.00	0.00	29.83	29.83	29.83
6.70	0.00	0.00	0.00	32.43	32.43	32.43
7.00	0.00	0.00	0.00	34.08	34.08	34.08
7.00	0.00	-0.00	-21.01	27.26	27.79	27.26
7.17	0.00	-0.93	-25.69	28.02	28.02	28.02
7.50	0.00	-2.67	-34.48	29.43	29.43	34.48
7.65	0.00	-3.11	-36.74	29.79	29.79	36.74
8.13	0.00	-4.52	-43.83	30.94	30.94	43.83
8.50	0.00	-5.60	-49.31	31.82	31.82	49.31
8.50	-5.56	-7.16	-67.82	40.48	54.22	215.82
8.61	-5.84	-7.53	-71.33	40.69	54.47	216.95
9.09	-7.11	-9.17	-86.77	41.62	55.58	221.92
9.57	-8.38	-10.80	-102.22	42.55	56.71	226.89
10.04	-9.64	-12.43	-117.66	43.48	57.86	231.86
10.52	-10.91	-14.06	-133.10	44.42	59.03	236.83
11.00	-12.17	-15.69	-148.55	45.35	60.20	241.80

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	7.13	26.26	-0.00	-0.00
0.55	0.00	0.50	2.04	34.82	-18.23	4.81
0.99	0.00	0.50	-2.12	40.14	-34.48	16.31
1.00	0.00	0.50	-2.22	40.31	110.67	16.66
1.10	0.00	0.50	-3.19	42.02	106.55	5.80
1.65	0.00	0.00	-8.42	81.86	79.20	-45.93
2.20	0.00	0.00	-12.52	100.39	29.08	-76.17
2.75	0.00	0.00	-14.77	57.28	-15.15	-78.25
3.30	0.00	0.00	-15.07	62.71	-48.14	-60.98
3.85	0.00	0.00	-13.88	68.14	-84.13	-24.74
4.40	0.00	0.00	-12.09	33.38	-107.44	29.06
4.50	0.00	0.00	-11.81	34.62	-110.84	39.97
4.51	0.00	0.00	-11.78	34.74	59.07	39.38
4.95	0.00	0.00	-10.85	40.18	42.59	16.93
5.50	0.00	0.00	-10.06	26.80	27.29	-2.12
6.05	0.00	0.00	-9.22	28.92	12.10	-13.01
6.60	0.00	0.00	-8.08	31.91	-4.63	-15.14
7.00	0.00	0.00	-7.03	34.05	-17.69	-10.74
7.00	0.00	0.00	-7.00	6.17	-17.85	-10.60
7.15	0.00	0.00	-6.58	2.86	-18.51	-7.94
7.70	0.00	0.40	-4.87	-7.53	-17.15	2.16
8.25	8.01	0.00	-3.22	0.54	-14.24	10.49
8.80	0.00	0.00	-1.84	-36.44	-6.31	17.53
9.35	18.89	0.00	-0.87	15.60	7.75	15.47

--

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
9.90	0.00	0.00	-0.30	-69.82	1.33	14.02
10.45	377.81	0.00	-0.07	4.69	18.21	6.32
11.00	0.00	18.89	0.00	48.83	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 110,84 kN/m
 Maximální moment = 80,22 kNm/m
 Maximální deformace = 15,2 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-2,2	380,01
2	4,50	-11,8	444,52

Sednutí terénu za konstrukci

Sednutí terénu $\delta_{\max} = 15,0$ mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	15,0
2	9,57	0,0

Využití pasivního odporu

Maximální pasivní odpor $R_{\max} = 326,23$ kN/m
 Mobilizovaný pasivní odpor $R_{\text{mob}} = 175,23$ kN/m

Požadovaný stupeň bezpečnosti $SF_p = 1,50 < 1,86$

Celkové posouzení využití pasivního odporu VYHOVUJE

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 491,89$ kN/m $\delta = 50,35^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 2,84$ m

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	358,70	82,45	1624,37	0,00	-3,99	2(85%)	1055,32	958,86	1917,72
2	392,76	71,94	1321,84	0,00	-9,94		888,31	1069,90	2139,79

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	380,01	1743,38	Vyhovuje
2	444,52	1945,27	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 2

Max. dovolená síla $F_{\max} = 1945,27$ kN > 444,52 kN = F_{zad}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

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	6.06	15.80	-0.00	0.00	-0.00	0.00
0.55	1.92	5.52	-19.54	-18.23	4.81	4.91
0.99	-4.82	3.80	-42.51	-34.48	16.31	18.32

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
1.00	-5.03	3.75	-43.11	-34.88	16.66	18.74
1.00	-5.03	3.75	71.80	122.02	16.66	18.74
1.10	-7.16	3.33	65.64	118.07	5.80	11.87
1.50	-15.53	1.61	39.84	101.31	-37.40	-8.92
1.50	-15.69	1.57	39.40	100.96	-38.21	-9.24
1.65	-18.69	0.95	32.63	94.34	-52.53	-14.49
2.20	-28.91	-1.09	12.50	67.32	-97.13	-26.47
2.75	-36.72	-2.49	-15.15	37.31	-126.04	-29.52
3.30	-41.38	-3.15	-48.14	4.31	-137.62	-26.59
3.85	-42.59	-3.14	-84.13	-18.42	-130.24	-18.88
4.40	-40.55	-2.67	-107.44	-16.44	-105.28	29.06
4.50	-39.87	-2.56	-110.84	-15.50	-99.60	39.97
4.50	-39.87	-2.56	-58.39	59.42	-99.60	39.97
4.51	-39.80	-2.55	-58.73	59.07	-99.03	39.38
4.95	-35.87	-1.99	-75.21	42.59	-69.65	26.91
5.00	-35.39	-1.93	-77.07	41.06	-66.15	27.27
5.00	-35.39	-1.93	-77.07	41.06	-66.15	27.27
5.00	-35.30	-1.92	-77.23	40.80	-65.53	27.34
5.50	-29.45	-0.93	-73.20	27.29	-28.00	31.22
6.05	-22.30	0.28	-62.22	12.10	-13.01	31.67
6.60	-15.39	0.71	-44.41	23.00	-15.14	39.19
7.00	-10.98	0.63	-27.31	31.78	-10.74	53.45
7.00	-10.90	0.62	-26.93	31.61	-10.60	53.67
7.15	-9.44	0.54	-19.75	28.39	-7.94	57.15
7.70	-4.90	0.17	-17.15	15.49	-4.39	61.03
8.25	-3.22	0.04	-14.24	7.83	-8.95	57.69
8.80	-1.84	0.00	-18.18	49.80	-5.19	47.56
9.35	-0.87	0.08	-1.51	47.81	-0.66	16.16
9.90	-0.30	0.04	-1.53	12.31	-0.08	14.02
10.45	-0.07	-0.01	-2.58	18.21	-1.17	6.32
11.00	-0.08	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -42,6 mm
 Minimální deformace = 15,8 mm
 Maximální ohybový moment = 61,12 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -137,71 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 122,02 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

$M_{\max} = 137,71 \text{ kNm}; \quad Q = 2,64 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 122,02 \text{ kN}; \quad M = 18,05 \text{ kNm}$

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

Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,681 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,008 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 205,51 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 1,43 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/Y_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/Y_{M0}))^2 = 0,335 \leq 1$ **Vyhovuje**

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

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,089 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,373 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 26,93 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 66,05 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/Y_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/Y_{M0}))^2 = 0,110 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

Posouzení převázky č. 1

Vstupní data

Ocel konstrukční: EN 10248-1 : S 355 GP

Průřez : 2 x U(UPN) 200

Natočení α : natočení podle kotvy

Typ nosníku : prostý

Typ zatížení : bodové

Vzdálenost podpor : 1,00 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 složený profil

$M_{max} = 111,13 \text{ kNm}$; $Q = 222,26 \text{ kN}$

$Q_{max} = 222,26 \text{ kN}$; $M = 111,13 \text{ kNm}$

Posouzení max. momentu $M_{max} + Q$:

Posouzení ohybu:

$M_{max}/M_{c,Rd} = 0,819 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,380 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 257,46 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 55,64 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/Y_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/Y_{M0}))^2 = 0,600 \leq 1$ **Vyhovuje**

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

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,819 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,380 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

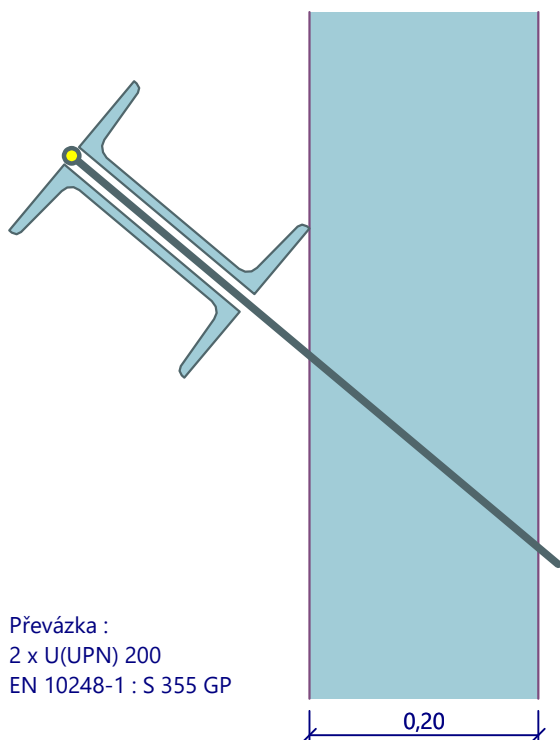
Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 257,46 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 55,64 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/Y_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/Y_{M0}))^2 = 0,600 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

Schéma převázky



Celkové posouzení únosnosti kotev

Kotva	Fáze	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R _t [kN]	Vytržení ze zeminy R _e [kN]	Vytržení ze zálivky R _c [kN]	Posouzení
1	2	1,00	417,73	613,42	471,41	724,61	Vyhovuje (88,61 %)
1	4	1,00	380,01	613,42	471,41	724,61	Vyhovuje (80,61 %)
2	4	4,50	444,52	613,42	590,16	724,61	Vyhovuje (75,32 %)

Maximálně využita je kotva č. 1. (Fáze 2; z = 1,00 m)

Využití je 88,61 %

Únosnost kotev VYHOVUJE

PŘÍLOHA 3

**POSOUZENÍ NOVÉ ŽB RÁMOVÉ ČÁSTI
MOSTNÍHO OBJEKTU**

Obsah

1	Identifikační údaje mostu	3
1.1	Označení stavby	3
1.2	Místo stavby:	3
1.3	Objednatel stavby	3
1.4	Zhotovitel dokumentace	3
1.5	Stupeň dokumentace	3
2	Technická zpráva ke statickému výpočtu	4
2.1	Popis mostu – základní údaje	4
2.2	Použité normy, směrnice a literatura	4
2.3	Použitý software	5
2.4	Předpoklady ke statickému výpočtu	6
2.4.1	Výpočetní model	6
2.4.2	Geometrie konstrukce	7
2.4.3	Spodní stavba	9
2.4.4	Nosná konstrukce	9
2.4.5	Mostní svršek	9
2.4.6	Zatížení a jeho účinky	10
2.4.7	Posouzení konstrukce.	10
3	Materiály a průřezy	11
3.1	Materiály	11
3.1.1	ŽB rám (stojka, horní příčel, závěrná zídka) – Beton C30/37	11
3.1.2	Betonářská výztuž – Ocel B500	12
3.1.3	Spodní stavba (křídla, základy) – Beton C30/37	12
4	Zatížení	13
4.1	Vlastní tíha	13
4.2	Ostatní stálé zatížení	13
4.3	Tíha kolejového lože	14
4.4	Nahodilé zatížení železniční dopravou	14
4.5	Zemní tlak	15
4.6	Zatížení teplotou	16
4.7	Zatížení větrem	16
4.8	Dotvarování a smršťování betonu	18
4.9	Nerovnoměrné sednutí podpor	18
5	Kombinace zatížení	19
5.1	Výpis zatěžovacích stavů	19
5.2	Kombinační součinitele zatížení	19
5.3	Mezní stav únosnosti	20
5.3.1	Trvalé a dočasné návrhové situace	20
5.3.2	Mimořádné a seizmické návrhové situace	20
5.4	Mezní stav použitelnosti	20
6	Výsledné vnitřní síly	21
6.1	Maximální moment na příčli – kombinace s LM71 bez uvážení zemního tlaku	21
6.2	Maximální moment v rámovém rohu – kombinace s LM71	22
6.3	Maximální moment ve vetknutí – kombinace s LM71 bez uvážení zemního tlaku	22
6.4	Maximální moment v levém rámovém rohu – kombinace s SW/2	23
6.5	Maximální normálová síla v levé stojce – kombinace s LM71 bez zemního tlaku	23
6.6	Maximální normálová síla v pravé stojce – kombinace s LM71	24

6.7	Maximální posouvající síla v pravém rámovém rohu – kombinace s LM71	24
6.8	Maximální posouvající síla v levém rámovém rohu kombinace s LM71 bez zemního tlaku	25
7	Posouzení průřezů	26
7.1	Posouzení levé opěry	26
7.2	Posouzení pravé opěry	37
7.3	Posouzení horní příčle	37
8	Závěr	61

1 Identifikační údaje mostu

1.1 Označení stavby

Název stavby: Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav – Pohled
 Objekt: SO 12-20-09 Železniční most v ev, km 108,972
 Druh stavby: Rekonstrukce

1.2 Místo stavby:

Katastrální území: Utín [775649]; Stříbrné hory u Příbyslavi [757705]

1.3 Objednatel stavby

Název investora: Správa železnic, státní organizace,
 Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1,
 IČ: 70994234, DIČ: CZ70994234
 Adresa investora: Správa železnic, státní organizace,
 Stavební správa východ, Nerudova 1, 772 58 Olomouc

1.4 Zhotovitel dokumentace

Projektant SO: Sagasta s.r.o.
 Adresa: Novodvorská 1010/14, 142 00 Praha 4
 Odpovědný inženýr: Ing. Vojtěch Zvěřina
 Zpracovatel výpočtů: Ing. Ladislav Lidmila

1.5 Stupeň dokumentace

PDSP

2 Technická zpráva ke statickému výpočtu

2.1 Popis mostu – základní údaje

Druh převáděné komunikace	Dvoukolejná železniční trať
Druh přemostované překážky	Řeka Sázava a polní cesta
Staničení křížení:	km 108,972
Úhel křížení:	90°
Charakteristika mostu	Otvor 1 – ŽB rám spojený se středním pilířem a krajní opěrou Otvor 2 – spřažená ocelobetonová konstrukce, plnostěnné nosníky proměnné výšky průřezu I + železobetonová deska
Délka přemostění	Otvor 1 – 4,0 m, Otvor 2 – 23,0 m
Délka mostu	44,85 m
Délka nosné konstrukce	Otvor 1 – 5,55 m, Otvor 2 – 25,7 m
Rozpětí jednotlivých polí	Otvor 1 – 4,65 m, Otvor 2 – 24,5 m
Šikmost mostu	Most je kolmý
Volná šířka na mostě	10,340 m
Celková šířka mostu (vč. říms)	10,860 m
Volná výška pod mostem	Otvor 1 – 3,61 m, Otvor 2 – 3,68 m
Stavební výška	Otvor 1 – 1,361 m, Otvor 2 – 2,438 m
Zatížení mostu	dle ČSN EN 1991-2/Z3
Důležitá upozornění	--

2.2 Použité normy, směrnice a literatura

ČSN 73 1001	Zakládání staveb, Základová půda pod plošnými základy
ČSN 73 6200	Mostní názvosloví
ČSN 73 6201	Projektování mostních objektů
ČSN EN 206-1	Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 1990	Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1	Zatížení konstrukcí – obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
ČSN EN 1991-1-3	Obecná zatížení – Zatížení sněhem
ČSN EN 1991-1-4	Obecná zatížení – Zatížení větrem
ČSN EN 1991-1-5	Obecná zatížení – Zatížení teplotou
ČSN EN 1991-1-6	Obecná zatížení – Zatížení během provádění
ČSN EN 1991-1-7	Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
ČSN EN 1991-2	Zatížení mostů dopravou
ČSN EN 1992-1-1	Navrhování betonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-2	Navrhování betonových konstrukcí – Betonové mosty
ČSN EN 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí – obecná pravidla
Technické podmínky, Ministerstvo dopravy, Vzorové listy VL4/2010	

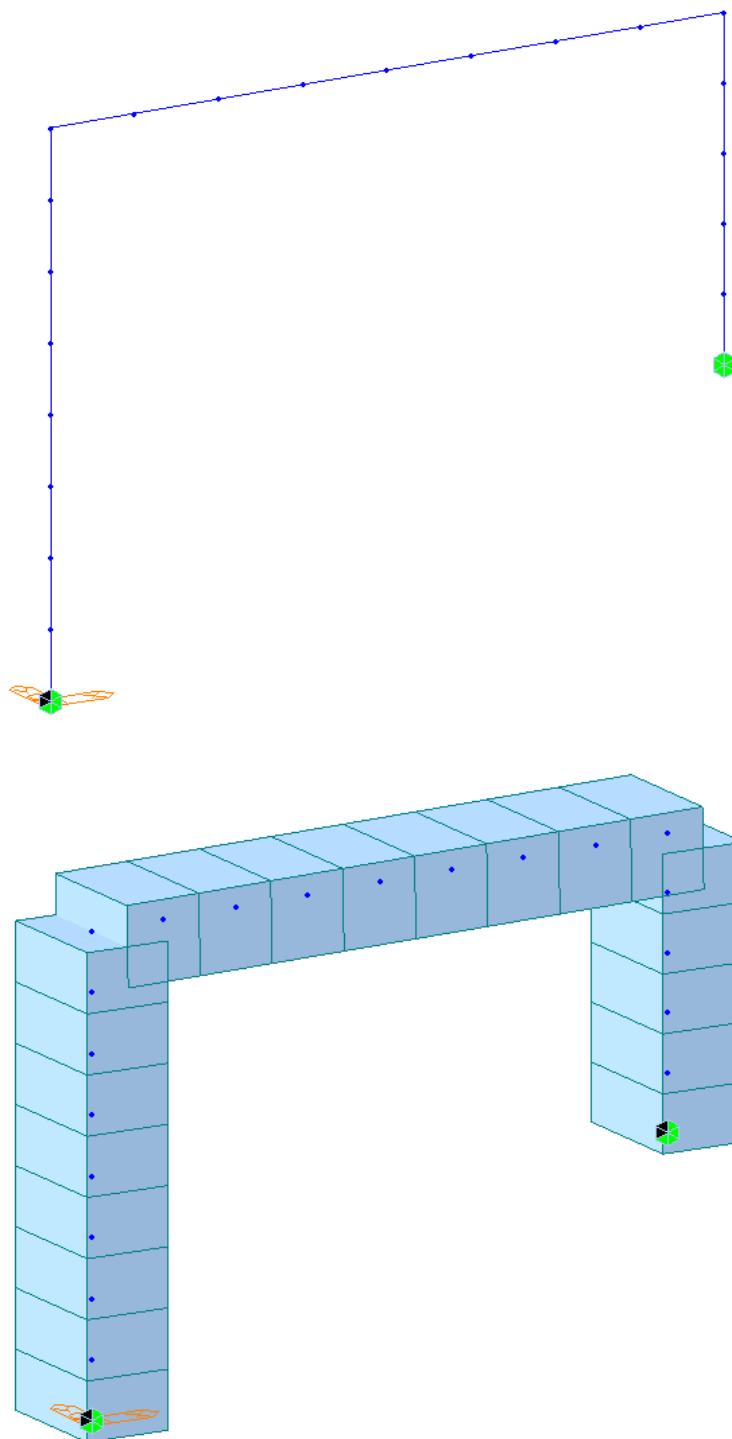
2.3 Použitý software

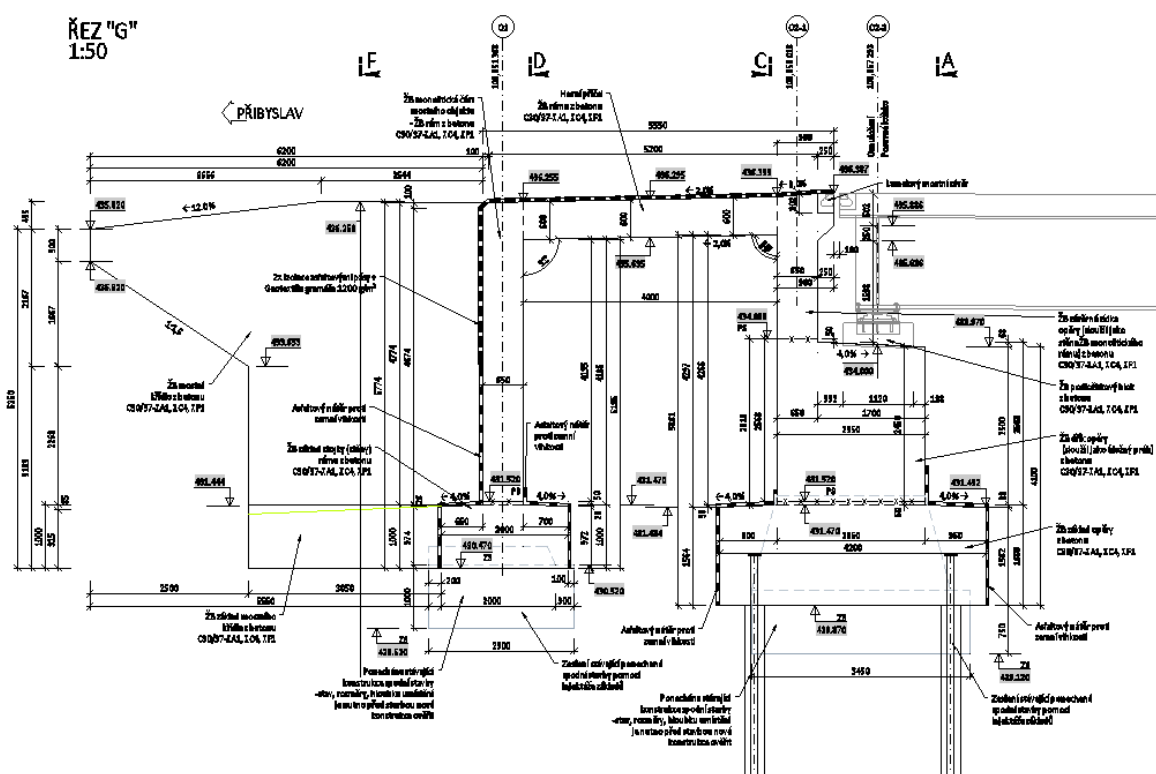
MIDAS Civil	software pro statické výpočty
IDEA StatiCa	software pro statické výpočty
EXCEL	tabulkový procesor
GEO 5	software pro výpočet geotechnických konstrukcí
AutoCAD	grafický editor

2.4 Předpoklady ke statickému výpočtu

2.4.1 Výpočetní model

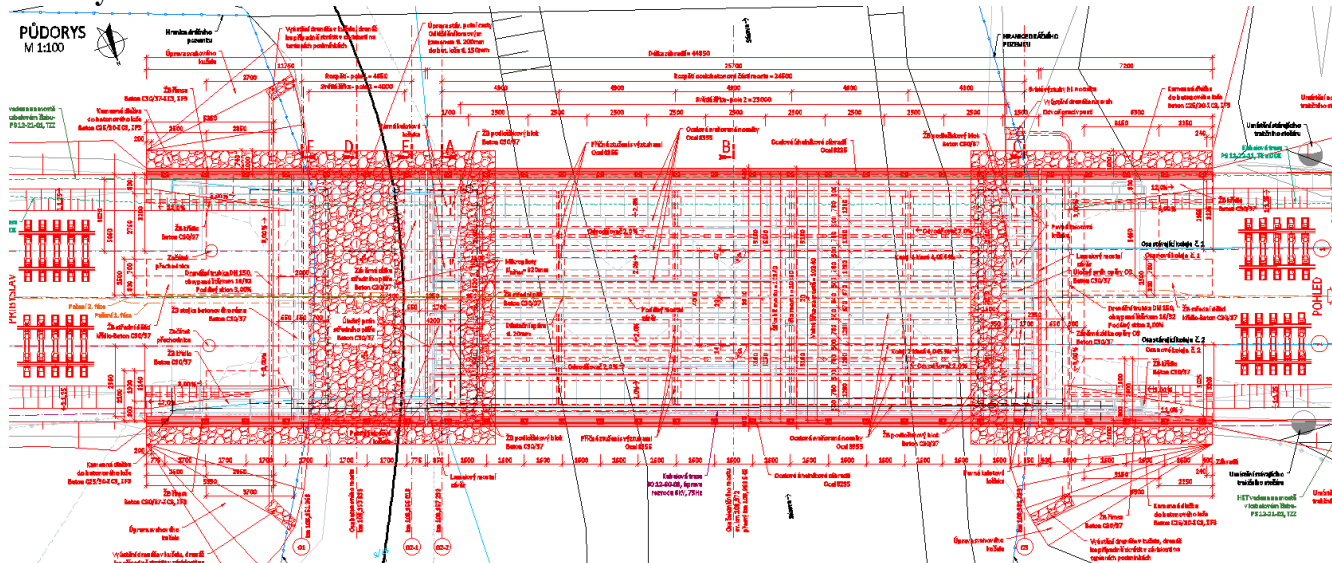
Výpočetní modul byl uvažován jako dvoukloubový rám. Z důvodu, že most je kolmý byl postačující prutový model.



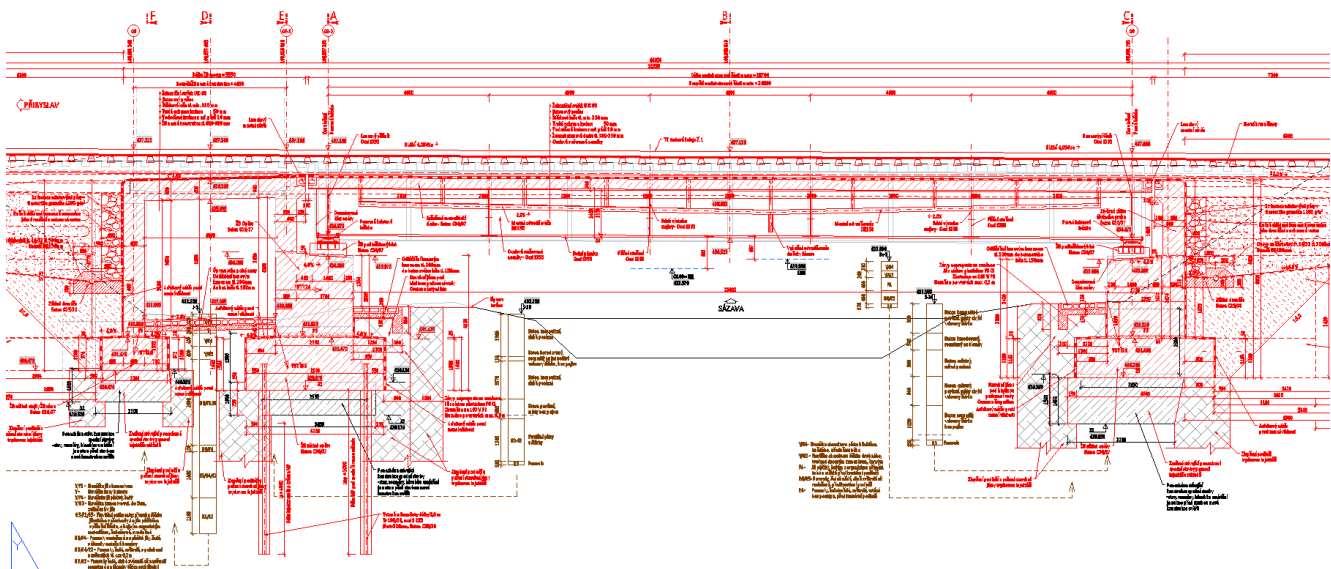


2.4.2 Geometrie konstrukce

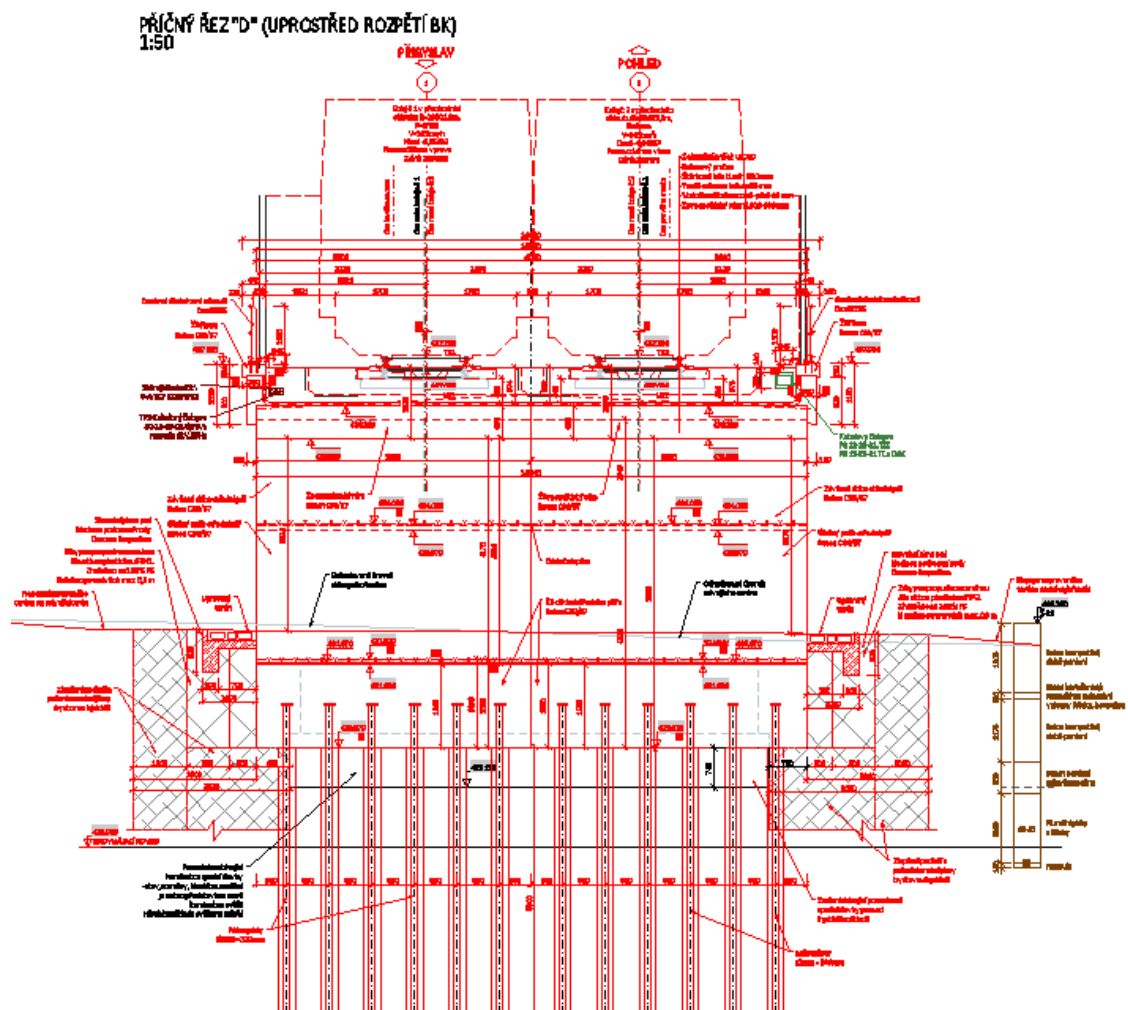
Půdorys



Podélný řez



Příčný řez uprostřed rozpětí



2.4.3 Spodní stavba

Opěra

Opěra O1 bude tvořena ŽB stěnou tl. 650 mm, která bude zároveň sloužit jako stojka ŽB polorámu. Do opěry O1 budou vetknuta nová rovnoběžná ŽB křídla tl. 800 mm.

Střední pilíř O2 bude tvořen dříkem tl. 2,35 m a výšky cca 2,5 m, který následně přechází do závěrné zídky tl. 650 mm, do níž je vetknuta horní příčel ŽB rámu a tvoří tak zároveň stojku tohoto rámu. Opěra bude spočívat na stávajícím ponechaném základě a bude do ní zabetonována vrchní část mikropilot. Na každé opěře jsou umístěny dva podložiskové bloky. Závěrná zídka je vybetonována do horní úrovně nosné konstrukce. Horní část závěrné zídky se rozšiřuje směrem k nosné konstrukci tak, aby umožnila osazení mostního závěru. Horní povrch dříku opěry (úložného prahu) je ve sklonu 4 %.

Založení

Stávající betonový základ bude vybourán až do úrovně „zdravého“ betonu, který byl určen na základě stavebně technického průzkumu. Tuto úroveň je nutno ověřit přímo při výstavbě a v případě rozporu s projektovou dokumentací je nutno další postup konzultovat s projektantem. Nový základ bude vybudován na zbytek stávajícího základu. Z důvodu důležitosti pevnosti stávajícího základu a jeho rozdílných vlastností v různých výškových úrovních bude u těchto základů provedena injektáž pro zlepšení vlastností betonu. Rovněž v místě, kde bude nový základ přesahovat přes stávající, bude zemina pod základem zlepšena tryskovou injektáží.

Pod ŽB opěrami O2 a O3 jsou navrženy základové pásy šířky 4,2 m. Délka základových pásů je vždy 5,16 m pro každou část opěry. Základové pásy mají výšky 1,6 m a 1,2 m se sklonem 4,0% do rubu i do líce opěry. Po stojkou ŽB rámu (O1) je navržen rovněž základový pás šířky 2,0 m a délky 5,16 m pro každou část opěry. Základový pás opěry O1 má výšku 1,0 m se sklonem 4% do rubu i do líce opěry. Základové pásy budou zhotoveny z betonu C30/37-XA2, XC4, XF1.

Založení střední pilíře (O2) je hlubinné na mikropilotách o průměru 320 mm, které budou vetknuty do základů opěr. Vrt pro mikropiloty bude mít průměr 324 mm. Mikropiloty budou tvořeny výztuží z ocelových trubek Ø108 mm a tloušťkou stěny 16 mm, které budou vyplněny cementovou zálivkou c.v. 2,2:1. Vrt bude následně vyplněn betonem 25/30 –XA2. Volná délka mikropilot bude 1,0 m a kořen bude dosahovat délky 4,0 m – celková navržená délka mikropilot je 5,0 m. Mikropiloty budou umístěny pod základovým pásem ve dvou řadách po 6 kusech v osových vzdálenostech 800 mm. Celkem je pro každou opěru použito 12 ks mikropilot a na mostní objekt celkem 24 ks. Rozmístění mikropilot je uvedeno ve výkresové části dokumentace. Předpokládá se vrtání mikropilot z úrovně terénu.

Podloží mostu je tvořeno rulami kategorie R2/R3.

2.4.4 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce prvního pole tohoto mostního objektu je tvořena ŽB rámovou konstrukcí. Most je rozdělen na dva dilatační celky. Světlost otvoru mostního objektu je 4,0 m. Stěny polorámu jsou tvořeny stěnou tloušťky 0,65 m. Horní i dolní povrch horní příčle je ve sklonu 2% proti směru staničení z důvodu odvedení vody z vrchu konstrukce. Tloušťka horní příčle je 0,6 m. Založení mostního objektu je plošné (viz. odstavec 2.4.3).

Most je ukončen vlevo kolmými křídly a vpravo pokračuje druhá část mostního objektu – ocelobetonová spřažená konstrukce. Beton ŽB polorámu je C30/37. Pro vyztužení bude použita výztuž B500B.

2.4.5 Mostní svršek

Římsy jsou navrženy monolitické železobetonové. Jedná se o železniční most s uzavřeným kolejovým ložem. Most je dvoukolejný, rozdělený podélnou spárou na dva jednokolejné mosty. Kolej na mostě je v přechodnici. Železniční svršek UIC 60 na betonových prazcích.

2.4.6 Zatížení a jeho účinky

Byly uvažovány tyto zatěžovací stavy:

- Vlastní tíha
- Ostatní stálé zatížení
- Kolejové lože
- Zemní tlak
- Zatížení dopravou – LM71
- Přetížení za opěrou od dopravy – LM71
- Zatížení dopravou SW/2
- Zatížení bočním větrem na NK
- Zatížení bočním větrem na projíždějící vlak
- Zatížení svislým větrem (4 zatěžovací stavy)
- Zatížení teplotou (rovnoměrná změna, nerovnoměrná změna)
- Brzdné a rozjezdové síly
- Nerovnoměrné sednutí podpor

Veškeré zatížení bylo uvažováno na šířku 1 m. Výpočet účinků zatížení byl proveden v programu Midas Civil. Pomocí tohoto programu byly vytvořeny i jejich kombinace. Výpis kombinačních součinitelů a kombinací je uveden ve statickém výpočtu.

2.4.7 Posouzení konstrukce.

Posouzení nosné konstrukce, tj. stojky, desky a závěrné zídky bylo provedeno v programu IDEA Statica. Posouzení bylo provedeno v desce uprostřed rozpětí a v rámovém rohu, ve stěnách v rámovém rohu, uprostřed rozpětí a ve vetknutí stěny do základového pásu. Konstrukce byla posouzena na MSÚ i MSP. Ve stejných řezech byla určena i zatížitelnost mostu.

Posouzení křídla na překlopení a posunutí a výztuž křídla bylo provedeno v programu Geo 5 – Úhlová stěna.

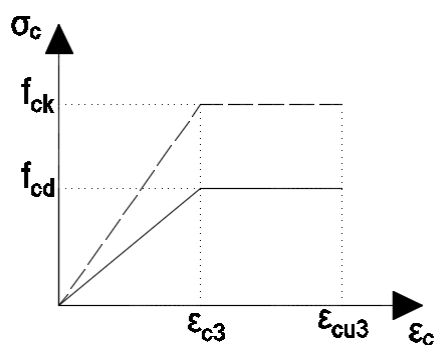
3 Materiály a průřezy

3.1 Materiály

Betonová deska	C 30/37 – XC4, XF3
Opěra 1, závěrná zídka (opěra 2)	C 30/37 – XC4, XF3
Betonářská výztuž	B500B

3.1.1 ŽB rám (stojka, horní příčel, závěrná zídka) – Beton C30/37

Bude uvažován bilineární pracovní diagram.

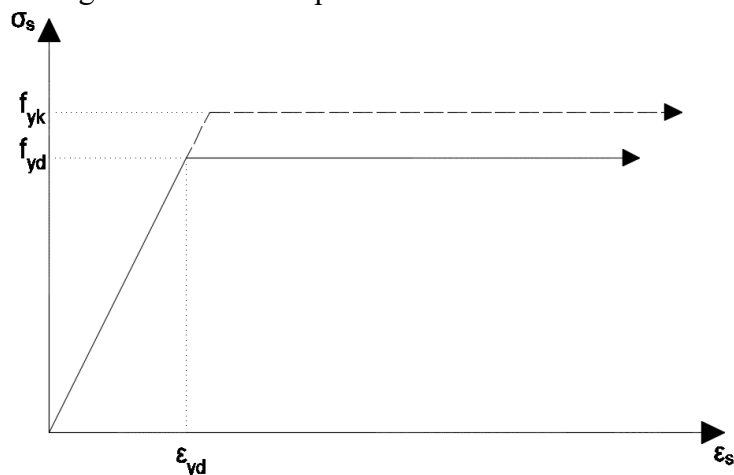


γ_c	=	1,50	Součinitel spolehlivosti betonu
α_{cc}	=	0,85	Součinitel pevnosti betonu v tlaku
α_{ct}	=	1,00	Součinitel pevnosti betonu v tahu
f_{ck}	=	30 MPa	Charakteristická pevnost betonu v tlaku
f_{cd}	=	$\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17 \text{ MPa}$	Návrhová pevnost betonu v tlaku
$f_{ctk0,05}$	=	2,0 MPa	Charakteristická pevnost betonu v tahu
f_{ctd}	=	$\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0,05} / \gamma_c = 1,0 \cdot 2,0 / 1,5 = 1,33 \text{ MPa}$	Návrhová pevnost betonu v tahu
f_{ctm}	=	2,9 MPa	Průměrná pevnost betonu v tahu za ohybu
E_{cm}	=	33 GPa	Modul pružnosti betonu v tahu a tlaku (uvažován dle ČSN 73 6206)
ϵ_{c3}	=	1,75 ‰	Poměrné přetvoření při dosažení maximální tlakové pevnosti
ϵ_{cu3}	=	3,50 ‰	Mezní poměrné přetvoření

3.1.2 Betonářská výztuž – Ocel B500

Jedná se o kruhovou žebříkovou výztuž.

Bude uvažován pracovní diagram s konstantní plastickou větví.



$$\gamma_s = 1,15$$

Součinitel spolehlivosti oceli

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

Charakteristická mez kluzu oceli

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

Návrhová mez kluzu oceli

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

Modul pružnosti oceli v tahu a tlaku

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,783}{200000} * 1000 = 2,174 \text{ ‰}$$

Poměrné přetvoření na mezi kluzu

3.1.3 Spodní stavba (křídla, základy) – Beton C30/37

Vlastnosti betonu jsou stejné jako u betonu spřažené desky.

4 Zatížení

Při výpočtu byla uvažována tato zatížení:

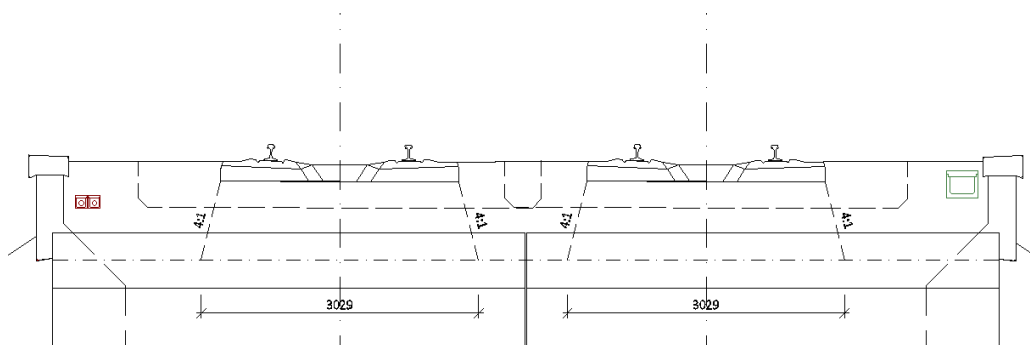
3) Stálá zatížení

- Vlastní tíha
- Tíha kolejového lože – železničního svršku
- Ostatní stálé zatížení
- Smršťování a dotvarování

4) Proměnná zatížení

- Doprava
- Teplota
- Vítr

Roznášecí šířka pro jednu kolej je uvažována: $B=3,029$ m.



4.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce je generována automaticky programem MIDAS Civil. Objemová tíha betonu se uvažuje 25 kN/m^3 .

4.2 Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení je uvažováno na běžný metr desky.

	šířka (m)	tloušťka (m)	objemová tíha (kN/m^3)	char.	γ	návrh.
izolace	1,00	* 0,01	* 23,0	0,23	1,35	0,31
bet. krycí vrstva	1,00	* 0,05	* 25,0	1,25	1,35	1,69
bet. pražce		2,0kN	/ 3,029m	0,66	1,35	0,89
kolejnice s upevňovací		4,0kN	/ 3,029m	1,32	1,35	1,78
celkem			q =	3,46		4,67

Ostatní stálé zatížení bude do zatěžovacího stavu ve výpočetním programu Midas CIVIL zadáno v charakteristické hodnotě.

4.3 Tíha kolejového lože

Tíha kolejového lože je uvažována na běžný metr délky.

	šířka (m)	tloušťka (m)	objemová tíha (kN/m ³)	char.	γ	návrh.
Kolejové lože - inf	1,00	0,65	23,0	0,7	10,47	14,14
Kolejové lože - sup	1,00	0,65	23,0	1,3	19,44	26,24

Tíha kolejového lože bude ve výpočetním programu Midas CIVIL zadána v charakteristické hodnotě.

4.4 Nahodilé zatížení železniční dopravou

Zatížení dopravou je určeno dle normy ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou s uvážením změny ČSN EN 1991-2 Z4.

Svislé účinky zatížení:

Klasifikační součinitel: $\alpha = 1,21$
 Součinitel zatížení: $\gamma_f = 1,45$

Roznos v příčném směru: V příčném směru je uvažován roznos na šířku 3,029 m.

Dynamický součinitel:

- dle tab. 6.2 případ 5.3 se jednopólový rám uvažuje jako spojitý nosník o třech polích (použije se případ 5.2 se svislými a vodorovnými délkami prvků rámu nebo komor)

5.2 $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	spojitě nosníky a desky o n polích s (6.6)	$L_\phi = k \times L_m$ ale ne méně než $\max L_i (i = 1, \dots, n)$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>$n = 2$</td> <td>3</td> <td>4</td> <td>≥ 5</td> </tr> <tr> <td>$k = 1,2$</td> <td>$1,3$</td> <td>$1,4$</td> <td>$1,5$</td> </tr> </table>	$n = 2$	3	4	≥ 5	$k = 1,2$	$1,3$	$1,4$	$1,5$
$n = 2$	3	4	≥ 5							
$k = 1,2$	$1,3$	$1,4$	$1,5$							

Náhradní délka:

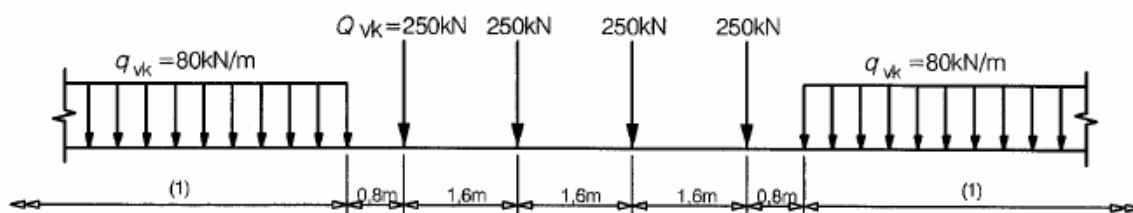
$$L_m = (3,55 + 4,65 + 2,175) / 3 = 3,4583 \text{ m}$$

$$L_\phi = 1,3 \cdot 3,4583 = 4,496 \text{ m}$$

Dynamický součinitel:

$$\delta_3 = 2,16 / (L_\phi^{0,5} - 0,2) + 0,73 = 1,86$$

Schéma zatížení pro UIC 71



Na mostním objektu o rozpětí 4,65 m se uplatní pouze střední část zatížení.

Náhradní plošné zatížení pro UIC 71:

Pro rovnoměrné zatížení: $f_{k1} = 80/3,029 = 26,41 \text{ kN/m}^2$

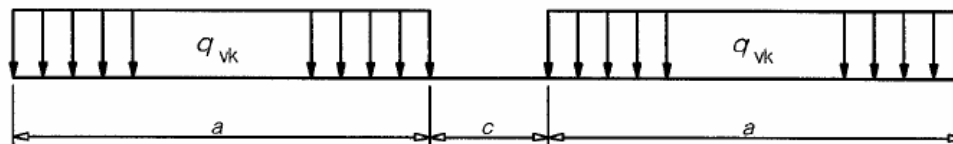
Pro nápravy: $f_{k2} = 250/1,6/3,029 = 51,59 \text{ kN/m}^2$

S uvažním dynamického součinitele:

Pro rovnoměrné zatížení: $g_{k1} = 26,41 \cdot 1,86 = 49,12 \text{ kN/m}^2$

Pro nápravy: $g_{k2} = 51,59 \cdot 1,86 = 95,96 \text{ kN/m}^2$

Schéma zatížení pro SW/2:



Model zatížení	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Rovnoměrné zatížení $q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$ na délce 25m

Vodorovné účinky zatížení:

Odstředivé síly:

Nauvažují se, trať je v přechodnici o velkém poloměru oblouku.

Rozjezdové a brzdné síly:

Rozjezdová síla: $Q_{lk} = 33 \text{ kN/m} \cdot L_{ab} = 33 \cdot 4,65 = 153,45 \text{ kN} < 1000 \text{ kN}$

$q_{lad} = 33 \cdot 1,21/3,029 = 13,18 \text{ kN/m}$

Brzdná síla: $Q_{lb} = 20 \text{ kN/m} \cdot L_{ab} = 20 \cdot 4,65 = 93 \text{ kN} < 6000 \text{ kN}$ (pro LM71)

$q_{lbd} = 20 \cdot 1,21/3,029 = 7,99 \text{ kN/m}$ (pro LM71)

$Q_{lb} = 35 \text{ kN} / 4,65 = 162,75 \text{ kN}$ (pro SW/2)

$q_{lbd} = 35 \cdot 1,21/3,029 = 13,98 \text{ kN/m}$ (pro SW/2)

Boční ráz:

Základní hodnota bočního rázu: $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$

Char. hodnota včetně klas. součinitele: $Q_{sd} = \alpha \cdot Q_{sk} = 1,21 \cdot 100 = 121 \text{ kN}$

4.5 Zemní tlak

a) Zatížení zeminou

Objemová hmotnost zeminy: $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$

Soudržnost zeminy: $c = 0 \text{ kPa}$

Úhel vnitřního tření: $\varphi = 30^\circ$

Součinitele:

Zemní tlak v klidu:	$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 32 = 0,5$
Aktivní zemní tlak:	$K_a = \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2) = \operatorname{tg}^2 (45 - 30/2) = 0,333$
Pasivní zemní tlak:	$K_p = \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) = \operatorname{tg}^2 (45 + 30/2) = 3$

Zatížení působí jako lichoběžníkové z rubu opěry

- hodnota v úrovni horní příčle v hloubce 0,95 m - $f_{z1} = 0,5 \cdot 22 \cdot 0,95 = 10,45 \text{ kN/m}$
- hodnota v úrovni vetknutí do základu v hloubce 4,8 m - $f_{z2} = 0,5 \cdot 22 \cdot 4,8 = 52,8 \text{ kN/m}$

b) Přetížení opěry od dopravy

- hodnota přetížení $f_{zp} = 250 \cdot 0,5 \cdot 1,86 / (1,6 \cdot 3,029) = 47,97 \text{ kN/m}$

4.6 Zatížení teplotou

Konstrukce rámu je zatížena dle EN 1991-1-5 rovnoměrnou a rozdílovou složkou teploty.

a) Rovnoměrná teplota

$T_{\max} = 38 \text{ }^{\circ}\text{C}$	maximální teplota vzduchu dle NA.3
$T_{\min} = -34 \text{ }^{\circ}\text{C}$	minimální teplota vzduchu dle NA.3
$dT_{e,\max} = 1,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$	dle NA 2.4
$T_{e,\max} = 38 + 1,5 = 39,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$	maximální rovnoměrná složka teploty
$dT_{e,\min} = 8 \text{ }^{\circ}\text{C}$	dle NA 2.4
$T_{e,\min} = -34 + 8 = -26 \text{ }^{\circ}\text{C}$	minimální rovnoměrná složka teploty

Teplota při provádění $T_0 = 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Rovnoměrné oteplení - $\Delta T_{N,\exp} = T_{e,\max} - T_0 = 39,5 - 10 = 29,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$ - pro prodloužení mostu

Rovnoměrné ochlazení $\Delta T_{N,\text{noc}} = T_0 - T_{e,\min} = 10 - (-26) = 36 \text{ }^{\circ}\text{C}$ - pro zkrácení mostu

b) Nerovnoměrné oteplení

Horní povrch teplejší o $15 \text{ }^{\circ}\text{C}$ - $\Delta T_{M,\text{heat}} = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$, $k_{\text{sur}} = 0,6$

Dolní povrch teplejší o $8 \text{ }^{\circ}\text{C}$ - $\Delta T_{M,\text{cool}} = 8 \text{ }^{\circ}\text{C}$, $k_{\text{sur}} = 1,0$

Součinitel zatížení pro teplotní změny: $\gamma_{ft} = 1,5$

Součinitel kombinace pro teplotní změny: $\psi_{0t} = 0,6$

4.7 Zatížení větrem

$z_1 =$	3,7 m	výška terénu po spodní hranu NK
$H_{NK} =$	1,38 m	stavební výška
$d_{\text{voz}} =$	4,85 m	výška vlaku od úrovně nivelety
$z_{v,\max} =$	9,93 m	uvažovaná výška větru
$\rho =$	1,25 kg/m^3	hustota vzduchu
$v_{b,0} =$	25 m/s	výchozí základní rychlost větru
$c_{\text{dir}} =$	1	součinitel směru větru

$C_{season} =$	1	součinitel ročního období
$V_b = V_{b,0} \cdot C_{dir} \cdot C_{season} =$	25 m/s	základní rychlost větru
$q_b = 0,5 \cdot r \cdot V_b =$	0,391 kN/m ²	základní dynamický tlak větru
Kategorie terénu: II		
$Z_{0,II} =$	0,05	
$Z_{max} =$	200 m	
$Z_0 =$	0,05	parametr drsnosti terénu
$Z_{min} =$	2 m	minimální výška dle kategorie terénu
$k_r = 0,19 \cdot (Z_0/Z_{0,II})^{0,07} =$	0,19	součinitel terénu závislý na drsnosti
$c_r(Z_{v,max}) = 0,19 \cdot \ln(Z/Z_0) =$	1,005	součinitel drsnosti terénu
$c_0 =$	1	součinitel ortografie
$V_m = c_r(Z_{v,max}) \cdot V_b \cdot c_0 =$	25,13 m/s	střední rychlost větru
$k_1 =$	1	součinitel turbulence
$\sigma_v = k_r \cdot V_b \cdot k_1 =$	4,75 m/s	směrodatná odchylka turbulence
$I_v = \sigma_v / V_m(Z_{v,max}) =$	0,189	
Maximální tlak větru:		
$q_p = (1 + 7 \cdot I_v) \cdot 0,5 \cdot r \cdot V_m^2 =$	0,917 kN/m ²	

Vodorovný vítr:

Zatížení od větru je určeno podle obecné metody uvedené v ČSN EN 1991-1-4 - Zatížení větrem, kapitola 8.3.2. Vodorovný vítr uvažovaný pro zatížení most.

$d_{TOT} = H_{NK} + 1,1 =$	2,48 m	stavební výška + zábradlí
$d_{voz} =$	4,85 m	výška vlaku od úrovně nivelety
$B_{NK} =$	5,16 m	šířka nosné konstrukce (1 most)
$B_{NK}/d =$	1,408	
$c_{fx0} =$	1,3	dle Pozn. kap. 8.3.1 ČSN EN 1991-1-4
$w_{ex} = q_p \cdot c_{fx0} =$	1,192 kN/m ²	Tlak větru na zatížený most

Boční vítr na nosnou konstrukci:

$F_{x,NK} = w_{ex} \cdot d_{TOT} =$	2,957 kN/m	síla od bočního větru na nosnou kci
-------------------------------------	------------	-------------------------------------

Boční vítr na projíždějící vlak:

$F_{x,vlak} = w_{ex} \cdot d_{voz} =$	5,782 kN/m	síla od bočního větru na vlak
$e_{x,vlak} =$	3,750 m	excentricita projíždějícího vlaku od NK

Svislý vítr:

$c_{fz} =$	0,900	součinitel síly
$w_{ex} = q_p \cdot c_{fz} =$	0,825 kN/m ²	tlak větru na zatížení most

$F_z = W_{ex} \cdot B_{NK} =$	4,259 kN/m	síla od svislého větru
$e_{w,z} = B_{NK}/4 =$	1,290 m	excentricita ve směru x

4.8 Dotvarování a smršťování betonu

Zatížení smršťováním betonu je modelováno jako zkrácení horní příčle rámu. Smršťování je uvažováno jako ochlazení konstrukce o 26° C.

4.9 Nerovnoměrné sednutí podpor

Nerovnoměrné sednutí podpor je modelováno jako sednutí levé podpory o 2 mm. U pravé podpory nebylo při výpočtu uvažováno s jejím poklesem. Pod podporou se nachází stávající základ, který bude ponechán a bude injektován, aby dosáhl požadovaných vlastností. U zeminy kolem základu a pod ním bude provedeno zlepšení vlastností pomocí tryskové injektáže.

5 Kombinace zatížení

5.1 Výpis zatěžovacích stavů

- ZS1 - Vlastní tíha
- ZS2 - Ostatní stálé zatížení
- ZS3 – Kolejové lože INF
- ZS4 – Kolejové lože SUP
- ZS5 – Zemní tlak na levou opěru
- ZS6 – LM71 _plné
- ZS7 – LM71 _přetížení za opěrou
- ZS8 – SW/2 _plné
- ZS9 – Boční vítr na NK
- ZS10 – Boční vítr na vlak
- ZS11 – Svislý vítr 1
- ZS12 – Svislý vítr 2
- ZS13 – Svislý vítr 3
- ZS14 – Svislý vítr 4
- ZS15 – Rovnoměrná změna teploty +
- ZS16 – Rovnoměrná změna teploty –
- ZS17 – Nerovnoměrná změna teploty u stěn – vnější povrch teplejší
- ZS18 – Nerovnoměrná změna teploty u stěn – vnější povrch chladnější
- ZS19 – Nerovnoměrná změna teploty u příčle – horní povrch teplejší
- ZS20 – Nerovnoměrná změna teploty u příčle – dolní povrch teplejší
- ZS21 – Brzdné síly +
- ZS22 – Brzdné síly –
- ZS23 – Rozjezdové síly +
- ZS24 – Rozjezdové síly –
- ZS25 – Smršťování betonu
- ZS26 – Pokles podpor

5.2 Kombinační součinitele zatížení

Vlastní tíha: $\gamma_G = 1,35$ (1,0 při příznivém účinku)
 $\xi = 0,95$

Ostatní stálé + kolejové lože: $\gamma_G = 1,35$

Zatížení dopravou: $\gamma_Q = 1,45$ (Pro železniční mosty, sestavy gr 11 – gr17)
 $\psi_0 = 0,8$
 $\psi_1 = 0,8$
 $\psi_2 = 0$

Zatížení teplotou: $\gamma_Q = 1,5$
 $\psi_0 = 0,6$
 $\psi_1 = 0,6$
 $\psi_2 = 0,5$

Zatížení větrem:

$$\gamma_Q = 1,5$$

$$\Psi_0 = 0,75 \text{ (0,8 během provádění)}$$

$$\Psi_1 = 0,5$$

$$\Psi_2 = 0$$

Smršťování:

$$\Psi_0 = 1,0$$

$$\Psi_1 = 1,0$$

$$\Psi_2 = 1,0$$

5.3 Mezní stav únosnosti

5.3.1 Trvalé a dočasné návrhové situace

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10a))	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$

5.3.2 Mimořádné a seismické návrhové situace

Návrhová situace	Stálá zatížení		Předpětí	Mimořádná nebo seismická situace	Vedlejší proměnná zatížení (**)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
Mimořádná (*) (Výraz 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	A_d	$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ nebo $\Psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismická (***) (Výraz 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$	$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(*) Pro mimořádné návrhové situace lze nejučinnější proměnné zatížení uvažovat častou hodnotou, nebo, jako v případě seismické návrhové situace, kvazistálou hodnotou. V závislosti na uvažované mimořádné návrhové situaci jsou hodnoty uvedeny v národní příloze. ^{NP29)}

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

(***) Zvláštní seismické návrhové situace mohou být specifikovány v národní příloze nebo pro konkrétní projekt. U železničních mostů lze zatížit pouze jednu kolej a model zatížení SW/2 se může zanedbat.

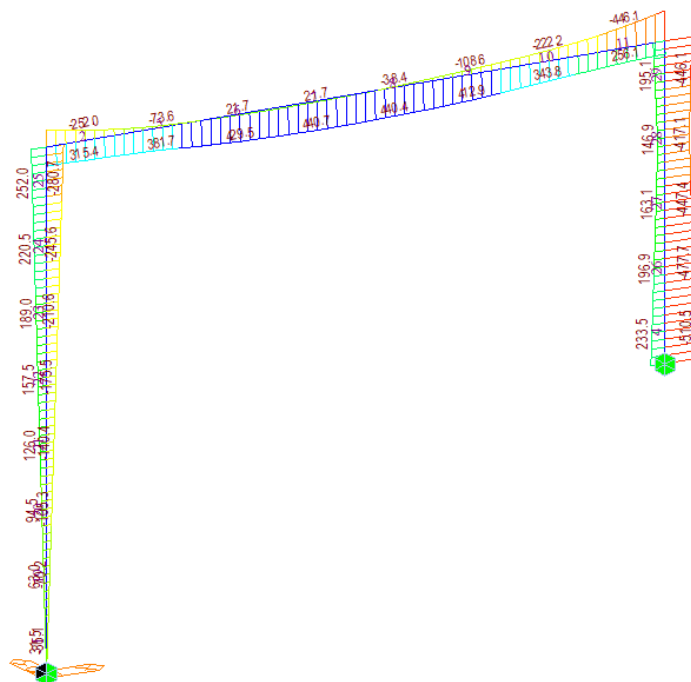
POZNÁMKA Návrhové hodnoty zatížení v této tabulce A2.5 lze změnit v národní příloze. Pro všechna zatížení jiná než seismická se doporučuje hodnota $\gamma = 1,0$. ^{NP30)}

5.4 Mezní stav použitelnosti

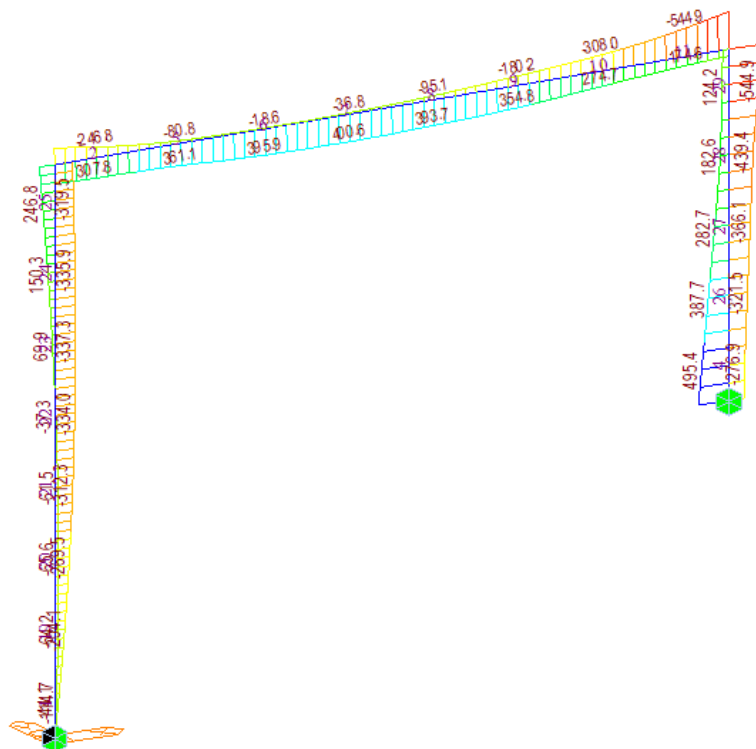
Kombinace	Stálá zatížení G_d		Předpětí	Proměnná zatížení Q_d	
	Nepříznivá	Příznivá		Hlavní	Ostatní
Charakteristická	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$
Častá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$
Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\Psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$

6 Výsledné vnitřní síly

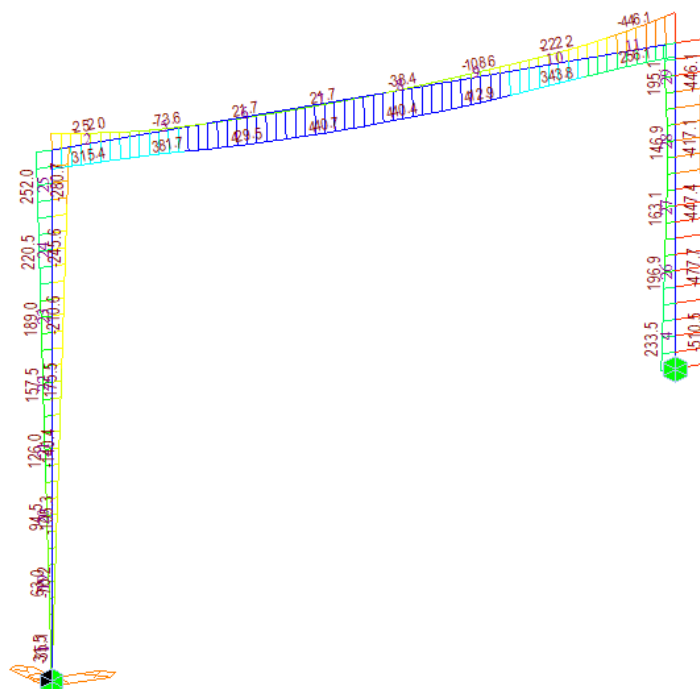
6.1 Maximální moment na příčli – kombinace s LM71 bez uvážení zemního tlaku



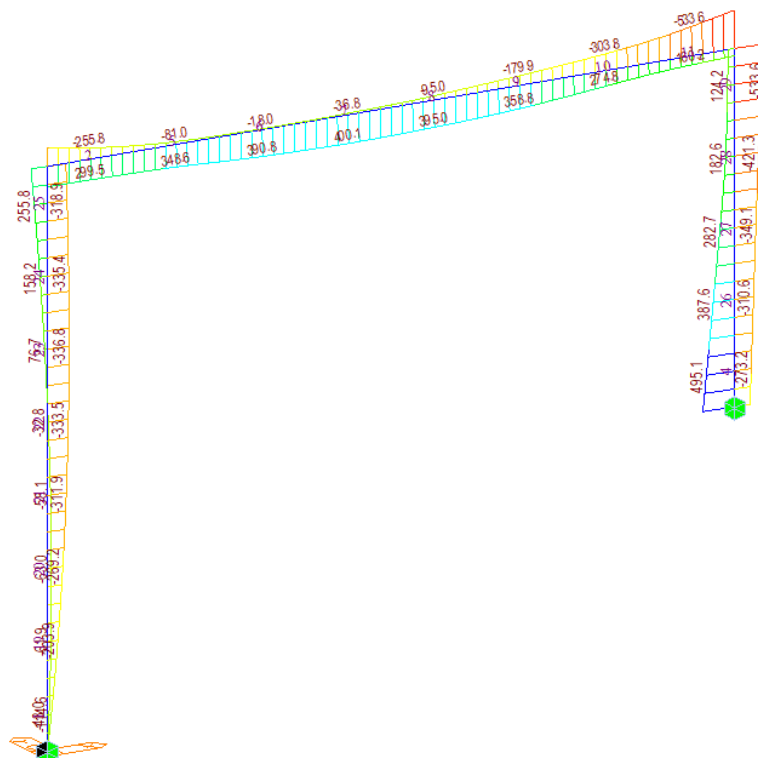
6.2 Maximální moment v rámovém rohu – kombinace s LM71



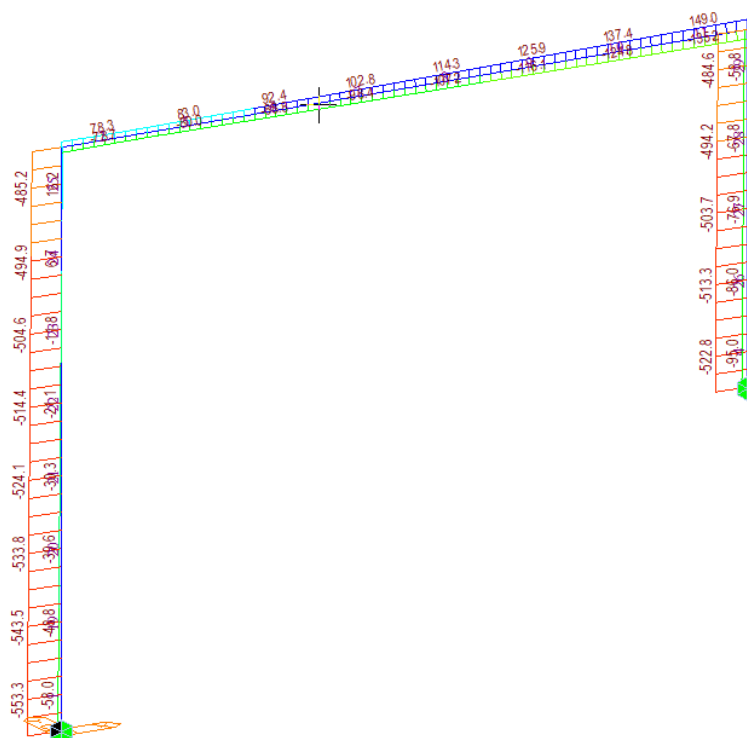
6.3 Maximální moment ve vetknutí – kombinace s LM71 bez uvážení zemního tlaku



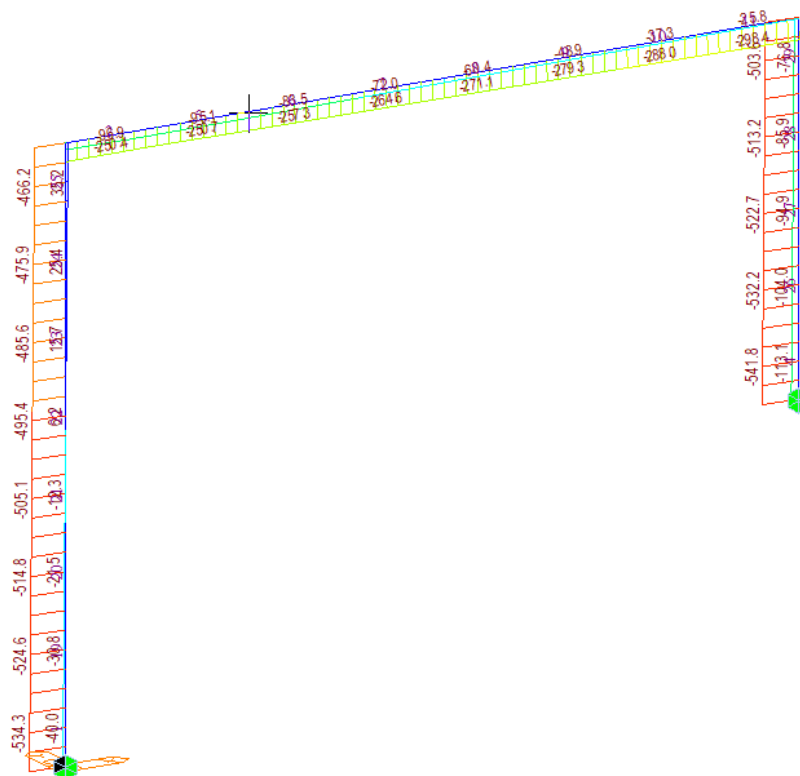
6.4 Maximální moment v levém rámovém rohu – kombinace s SW/2

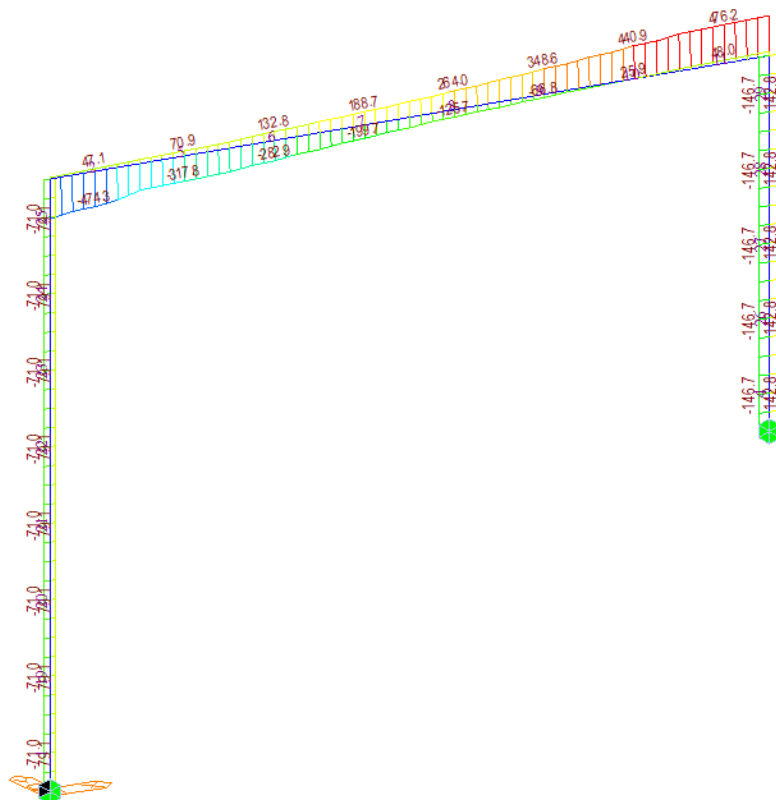


6.5 Maximální normálová síla v levé stojce – kombinace s LM71 bez zemního tlaku



6.6 Maximální normálová síla v pravé stojce – kombinace s LM71





7 Posouzení průřezů

Konstrukce byla posouzena na mezní stavy únosnosti a použitelnosti v rozhodujících průřezech, tj. uprostřed rozpětí v poli, nad podporou a v patě stojek rámové konstrukce. Průřezy byly posouzeny v dimenzačním programu IDEA Statica.

7.1 Posouzení levé opěry

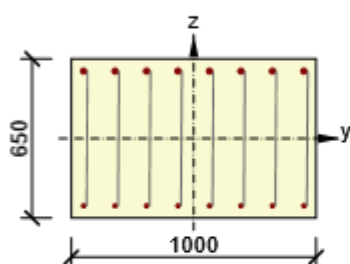
Dimenzační dílec	Počet řezů	Název extrémního řezu	Hodnota [%]	Status posudku
M 1 (Tlačený prvek)	3	S 3_Vetknutí do základového pasu	100,0	✓

Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Hodnota [%]	Status posudku
S 1_Rámový roh	M 1 (Tlačený prvek)	R 1	76,9	✓
S 2_Střed stěny	M 1 (Tlačený prvek)	R 2	76,9	✓
S 3_Vetknutí do základového pasu	M 1 (Tlačený prvek)	R 3	100,0	✓

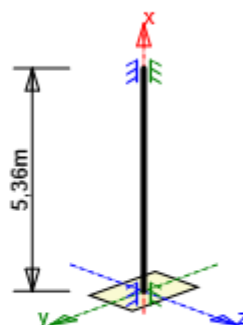
2 Posouzení řezů

2.1 Řez S 1_Rámový roh

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



Beton: C30/37
 Stáří: 28,0 d
 Výztuž: (B 500B)
 8ø24 (3619mm²), z = 275 mm
 8ø16 (1608mm²), z = -275 mm
 Tříminky:
 ø8 - 200 mm
 ø8 - 200 mm
 ø8 - 200 mm
 ø8 - 200 mm
 ø8 - 200 mm
 ø8 - 200 mm
 ø8 - 200 mm
 ø8 - 200 mm
 Krytí:



2.1.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
S 1_Max My	28,0	76,9	✓

S 1_Min My	28,0	61,3	✓
S 1_Max Vz	28,0	69,6	✓
S 1_Min N	28,0	48,1	✓
S 1_Max N	28,0	71,3	✓
S 1_MSP_Max	28,0	14,1	✓
S 1_MSP_Min	28,0	22,7	✓

2.1.2 Extrém S 1_Max My

2.1.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	9,1	250,1	-29,3	210,3	-3,0	76,9	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	9,1	250,1	-29,3			62,7	OK
Smyk	9,1			210,3	-3,0	46,8	OK
Kroucení					-3,0	1,6	OK
Interakce	9,1	250,1	-29,3	210,3	-3,0	76,9	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	423,78	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	579,26	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.3 Extrém S 1_Min My

2.1.3.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-185,2	-470,0	-62,5	155,1	-15,8	61,3	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	-185,2	-470,0	-62,5			48,5	OK
Smyk	-185,2			155,1	-15,8	36,2	OK
Kroucení					-15,8	8,2	OK
Interakce	-185,2	-470,0	-62,5	155,1	-15,8	61,3	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	94,00	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	94,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.4 Extrém S 1_Max Vz

2.1.4.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed}	M _{Ed,y}	M _{Ed,z}	V _{Ed}	T _{Ed}	Hodnota	Posudek
-------------------------	-----------------	-------------------	-------------------	-----------------	-----------------	---------	---------

	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Smyk	-76,5			293,2	-13,5	69,6	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	-76,5	-286,7	-47,7			30,7	OK
Smyk	-76,5			293,2	-13,5	69,6	OK
Kroucení					-13,5	7,0	OK
Interakce	-76,5	-286,7	-47,7	293,2	-13,5	64,0	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I _o [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	146,21	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	146,21	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.5 Extrém S 1_Min N

2.1.5.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-494,7	-426,5	-72,7	155,1	-15,8	48,1	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	-494,7	-426,5	-72,7			36,5	OK
Smyk	-494,7			155,1	-15,8	36,9	OK
Kroucení					-15,8	8,2	OK
Interakce	-494,7	-426,5	-72,7	155,1	-15,8	48,1	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I _o [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	57,51	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	57,51	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.6 Extrém S 1_Max N

2.1.6.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	24,7	241,0	-29,3	110,8	-3,0	71,3	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	24,7	241,0	-29,3			61,5	OK
Smyk	24,7			110,8	-3,0	24,7	OK
Kroucení					-3,0	1,6	OK
Interakce	24,7	241,0	-29,3	110,8	-3,0	71,3	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I _o	λ	λ _{lim}	

	[m]	[-]	[-]
Štíhlost y^\perp	2,68	14,28	257,21
Štíhlost z^\perp	2,68	9,28	351,58

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.7 Extrém S 1_MSP_Max

2.1.7.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	66,9	208,0	0,0			14,1	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Kroucení					0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	66,9	208,0	0,0			14,1	OK
Šířka trhliny	50,5	51,8	0,0			0,0	OK
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				0,00	0,00	0,00	
Štíhlost z^\perp				0,00	0,00	0,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.8 Extrém S 1_MSP_Min

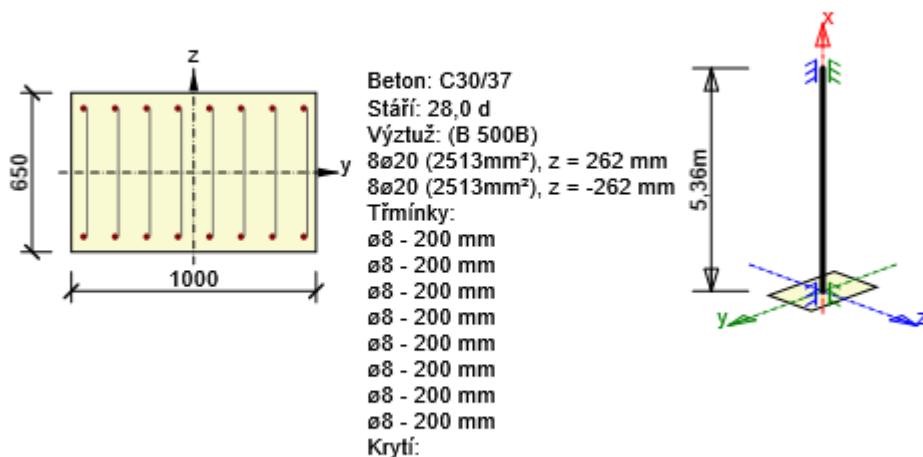
2.1.8.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-390,1	-267,7	0,0			22,7	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Kroucení					0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	-390,1	-267,7	0,0			22,7	OK
Šířka trhliny	-88,6	-219,8	0,0			0,0	OK
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				0,00	0,00	0,00	
Štíhlost z^\perp				0,00	0,00	0,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2 Řez S 2_Střed stěny

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 2



2.2.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
S 2_Max My	28,0	63,2	✓
S 2_Min My	28,0	76,9	✓
S 2_Max Vz	28,0	74,9	✓
S 2_Min N	28,0	36,1	✓
S 2_Max N	28,0	63,3	✓
S 2_MSP_Max	28,0	4,8	✓
S 2_MSP_Min	28,0	45,2	✓

2.2.2 Extrém S 2_Max My

2.2.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-37,5	292,5	-62,0	210,5	-3,0	63,2	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	-37,5	292,5	-62,0			47,3	OK
Smyk	-37,5			210,5	-3,0	48,8	OK
Kroucení					-3,0	1,6	OK
Interakce	-37,5	292,5	-62,0	210,5	-3,0	63,2	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	284,09	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	207,84	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.3 Extrém S 2_Min My

2.2.3.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	494,6	-239,0	-75,6	89,3	-4,7	76,9	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	494,6	-239,0	-75,6			61,8	OK
Smyk	494,6			89,3	-4,7	19,7	OK
Kroucení					-4,7	2,4	OK
Interakce	494,6	-239,0	-75,6	89,3	-4,7	76,9	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	57,19	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	57,19	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.4 Extrém S 2_Max Vz

2.2.4.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-22,6			322,4	-3,0	74,9	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	-22,6	267,9	-62,0			43,9	OK
Smyk	-22,6			322,4	-3,0	74,9	OK
Kroucení					-3,0	1,6	OK
Interakce	-22,6	267,9	-62,0	322,4	-3,0	68,9	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	365,54	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	267,43	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.5 Extrém S 2_Min N

2.2.5.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-520,0			148,7	-4,7	36,1	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	-520,0	-238,8	-75,6			21,4	OK
Smyk	-520,0			148,7	-4,7	36,1	OK

Kroucení					-4,7	2,4	OK
Interakce	-520,0	-238,8	-75,6	148,7	-4,7	33,2	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				l_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				2,68	14,28	55,78	
Štíhlost z^\perp				2,68	9,28	55,78	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.6 Extrém S 2_Max N

2.2.6.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-13,4			273,4	-3,0	63,3	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	-13,4	186,0	-55,4			30,7	OK
Smyk	-13,4			273,4	-3,0	63,3	OK
Kroucení					-3,0	1,6	OK
Interakce	-13,4	186,0	-55,4	273,4	-3,0	58,3	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				l_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				2,68	14,28	475,46	
Štíhlost z^\perp				2,68	9,28	347,84	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.7 Extrém S 2_MSP_Max

2.2.7.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	66,9	74,5	0,0			4,8	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Kroucení					0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	66,9	74,5	0,0			4,8	OK
Šířka trhliny	50,5	-11,7	0,0			0,0	OK
Osa				l_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				0,00	0,00	0,00	
Štíhlost z^\perp				0,00	0,00	0,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.8 Extrém S 2_MSP_Min

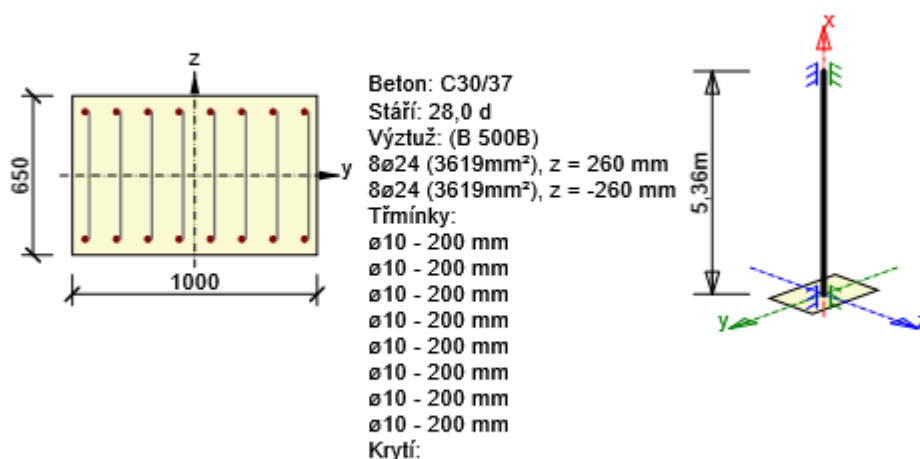
2.2.8.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	-88,6	-181,5	0,0			45,2	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Kroucení					0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	-390,1	-279,5	0,0			44,6	OK
Šířka trhliny	-88,6	-181,5	0,0			45,2	OK
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				0,00	0,00	0,00	
Štíhlost z^\perp				0,00	0,00	0,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3 Řez S 3_Vetknutí do základového pasu

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 3



2.3.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
S 3_Max My	28,0	100,0	✓
S 3_Min My	28,0	83,5	✓
S 3_Max Vz	28,0	100,0	✓

S 3_Min N	28,0	28,4	✓
S 3_Max N	28,0	0,0	?
S 3_MSP_Max	28,0	1,2	✓
S 3_MSP_Min	28,0	9,8	✓

2.3.2 Extrém S 3_Max My

2.3.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-50,4	750,4	-81,6	489,3	-3,0	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	-50,4	750,4	-81,6			87,0	OK
Smyk	-50,4			489,3	-3,0	74,4	OK
Kroucení					-3,0	1,6	OK
Interakce	-50,4	750,4	-81,6	489,3	-3,0	100,0	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				l ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	259,84	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	190,09	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.3 Extrém S 3_Min My

2.3.3.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-517,2	-685,3	-112,2	251,6	-15,8	83,5	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	-517,2	-685,3	-112,2			65,8	OK
Smyk	-517,2			251,6	-15,8	38,7	OK
Kroucení					-15,8	8,2	OK
Interakce	-517,2	-685,3	-112,2	251,6	-15,8	83,5	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				l ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	59,31	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	59,31	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.4 Extrém S 3_Max Vz

2.3.4.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-50,4	750,4	-81,6	489,3	-3,0	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	-50,4	750,4	-81,6			87,0	OK
Smyk	-50,4			489,3	-3,0	74,4	OK
Kroucení					-3,0	1,6	OK
Interakce	-50,4	750,4	-81,6	489,3	-3,0	100,0	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				2,68	14,28	259,84	
Štíhlost z^\perp				2,68	9,28	190,09	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.5 Extrém S 3_Min N

2.3.5.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-539,5	-278,8	-94,1	148,7	-4,7	28,4	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	-539,5	-278,8	-94,1			20,8	OK
Smyk	-539,5			148,7	-4,7	23,3	OK
Kroucení					-4,7	2,4	OK
Interakce	-539,5	-278,8	-94,1	148,7	-4,7	28,4	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				2,68	14,28	58,08	
Štíhlost z^\perp				2,68	9,28	58,08	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.6 Extrém S 3_Max N

2.3.6.1 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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Kroucení					0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				0,00	0,00	0,00	
Štíhlost z^\perp				0,00	0,00	0,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 0,0 %

2.3.7 Extrém S 3_MSP_Max

2.3.7.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	50,5	-19,0	0,0			1,2	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Kroucení					0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	50,5	-19,0	0,0			1,2	OK
Šířka trhliny	50,5	-19,0	0,0			0,0	OK
Osa				I _o [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				0,00	0,00	0,00	
Štíhlost z [⊥]				0,00	0,00	0,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.8 Extrém S 3_MSP_Min

2.3.8.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-390,1	-95,4	0,0			9,8	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Kroucení					0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	-390,1	-95,4	0,0			9,8	OK
Šířka trhliny	-88,6	-52,9	0,0			0,0	OK
Osa				I _o [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				0,00	0,00	0,00	
Štíhlost z [⊥]				0,00	0,00	0,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

7.2 Posouzení pravé opěry

1 Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů

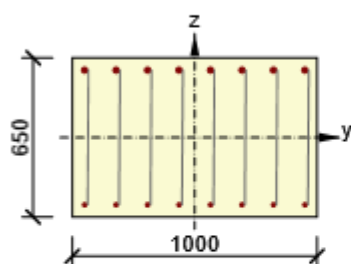
Dimenzační dílec	Počet řezů	Název extrémního řezu	Hodnota [%]	Status posudku
M 1 (Tlačený prvek)	3	S 2_ Střed stěny	100,0	✓

Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Hodnota [%]	Status posudku
S 1_ Rámový roh	M 1 (Tlačený prvek)	R 1	65,1	✓
S 2_ Střed stěny	M 1 (Tlačený prvek)	R 2	100,0	✓
S 3_ Vetknutí do základového pasu	M 1 (Tlačený prvek)	R 3	83,5	✓

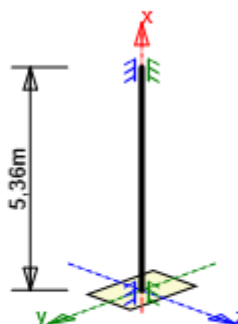
2 Posouzení řezů

2.1 Řez S 1_ Rámový roh

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



Beton: C30/37
 Stáří: 28,0 d
 Výztuž: (B 500B)
 8ø24 (3619mm²), z = 275 mm
 8ø16 (1608mm²), z = -275 mm
 Třmínky:
 ø8 - 200 mm
 ø8 - 200 mm
 ø8 - 200 mm
 ø8 - 200 mm
 ø8 - 200 mm
 ø8 - 200 mm
 ø8 - 200 mm
 ø8 - 200 mm
 Krytí:



2.1.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
S 1_Max My	28,0	53,8	✓
S 1_Min My	28,0	53,1	✓
S 1_Max Vz	28,0	65,1	✓
S 1_Min N	28,0	48,1	✓

S 1_Max N	28,0	53,8	✓
S 1_MSP_Max	28,0	10,1	✓
S 1_MSP_Min	28,0	48,8	✓

2.1.2 Extrém S 1_Max My

2.1.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-52,6	177,0	-38,2	192,6	-13,5	53,8	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	-52,6	177,0	-38,2			40,5	OK
Smyk	-52,6			192,6	-13,5	42,8	OK
Kroucení					-13,5	7,0	OK
Interakce	-52,6	177,0	-38,2	192,6	-13,5	53,8	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	241,00	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	176,31	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.3 Extrém S 1_Min My

2.1.3.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-485,2	-471,7	-62,8	155,1	-15,8	53,1	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	-485,2	-471,7	-62,8			41,3	OK
Smyk	-485,2			155,1	-15,8	36,9	OK
Kroucení					-15,8	8,2	OK
Interakce	-485,2	-471,7	-62,8	155,1	-15,8	53,1	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	58,07	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	58,07	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.4 Extrém S 1_Max Vz

2.1.4.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-76,5			292,9	-13,5	65,1	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	-76,5	127,3	-47,7			26,7	OK
Smyk	-76,5			292,9	-13,5	65,1	OK
Kroucení					-13,5	7,0	OK
Interakce	-76,5	127,3	-47,7	292,9	-13,5	59,9	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				2,68	14,28	199,86	
Štíhlost z^\perp				2,68	9,28	146,21	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.5 Extrém S 1_Min N

2.1.5.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-494,7	-426,5	-72,7	155,1	-15,8	48,1	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	-494,7	-426,5	-72,7			36,5	OK
Smyk	-494,7			155,1	-15,8	36,9	OK
Kroucení					-15,8	8,2	OK
Interakce	-494,7	-426,5	-72,7	155,1	-15,8	48,1	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				2,68	14,28	57,51	
Štíhlost z^\perp				2,68	9,28	57,51	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.6 Extrém S 1_Max N

2.1.6.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-52,6	177,0	-38,2	192,6	-13,5	53,8	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	-52,6	177,0	-38,2			40,5	OK
Smyk	-52,6			192,6	-13,5	42,8	OK
Kroucení					-13,5	7,0	OK
Interakce	-52,6	177,0	-38,2	192,6	-13,5	53,8	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				2,68	14,28	241,00	
Štíhlost z^\perp				2,68	9,28	176,31	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.7 Extrém S 1_MSP_Max

2.1.7.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-16,4	105,5	0,0			10,1	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Kroucení					0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	-16,4	105,5	0,0			10,1	OK
Šířka trhliny	-16,4	105,5	0,0			0,0	OK
Osa				I _o [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				0,00	0,00	0,00	
Štíhlost z [⊥]				0,00	0,00	0,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.8 Extrém S 1_MSP_Min

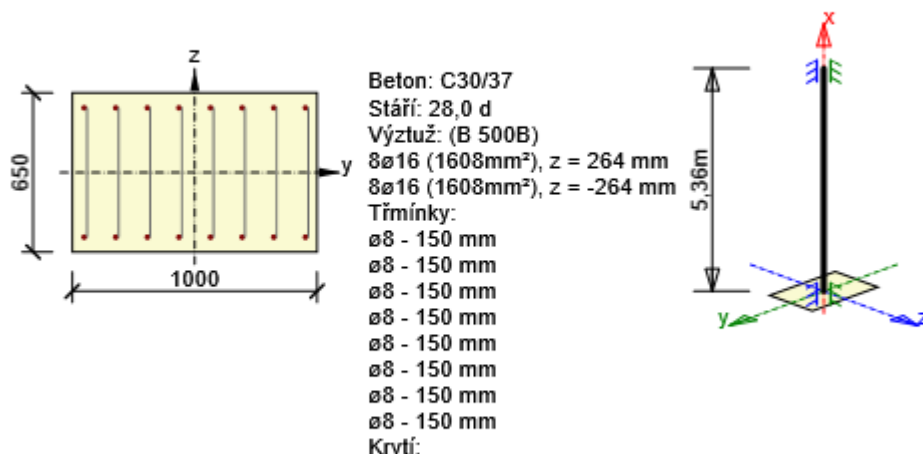
2.1.8.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-405,1	-350,5	0,0			48,8	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Kroucení					0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	-405,1	-350,5	0,0			48,8	OK
Šířka trhliny	-154,0	-238,5	0,0			28,3	OK
Osa				I _o [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				0,00	0,00	0,00	
Štíhlost z [⊥]				0,00	0,00	0,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2 Řez S 2_Střed stěny

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 2



2.2.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
S 2_Max My	28,0	100,0	✓
S 2_Min My	28,0	97,5	✓
S 2_Max Vz	28,0	100,0	✓
S 2_Min N	28,0	68,2	✓
S 2_Max N	28,0	0,0	?
S 2_MSP_Max	28,0	66,4	✓
S 2_MSP_Min	28,0	97,8	✓

2.2.2 Extrém S 2_Max My

2.2.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-94,9	283,3	-116,6	308,5	-79,5	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	-94,9	283,3	-116,6			66,4	OK
Smyk	-94,9			308,5	-79,5	52,3	OK
Kroucení					-79,5	41,0	OK
Interakce	-94,9	283,3	-116,6	308,5	-79,5	100,0	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	169,10	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	123,71	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.3 Extrém S 2_Min My

2.2.3.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-503,7	-450,4	-15,6	151,9	-97,5	97,5	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	-503,7	-450,4	-15,6			79,7	OK
Smyk	-503,7			151,9	-97,5	28,4	OK
Kroucení					-97,5	50,3	OK
Interakce	-503,7	-450,4	-15,6	151,9	-97,5	97,5	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	53,70	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	53,70	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.4 Extrém S 2_Max Vz

2.2.4.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-94,9	283,3	-116,6	311,0	-79,5	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	-94,9	283,3	-116,6			66,4	OK
Smyk	-94,9			311,0	-79,5	52,8	OK
Kroucení					-79,5	41,0	OK
Interakce	-94,9	283,3	-116,6	311,0	-79,5	100,0	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	169,10	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	123,71	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.5 Extrém S 2_Min N

2.2.5.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-522,7	-324,5	-153,5	42,7	-97,5	68,2	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	-522,7	-324,5	-153,5			50,4	OK
Smyk	-522,7			42,7	-97,5	17,5	OK
Kroucení					-97,5	50,3	OK
Interakce	-522,7	-324,5	-153,5	42,7	-97,5	68,2	OK

Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				2,68	14,28	52,72	
Štíhlost z^\perp				2,68	9,28	52,72	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.6 Extrém S 2_Max N

2.2.6.1 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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Kroucení					0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				0,00	0,00	0,00	
Štíhlost z^\perp				0,00	0,00	0,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 0,0 %

2.2.7 Extrém S 2_MSP_Max

2.2.7.1 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	-16,4	140,0	0,0			66,4	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Kroucení					0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	-12,4	229,4	0,0			63,2	OK
Šířka trhliny	-16,4	140,0	0,0			66,4	OK
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				0,00	0,00	0,00	
Štíhlost z^\perp				0,00	0,00	0,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.8 Extrém S 2_MSP_Min

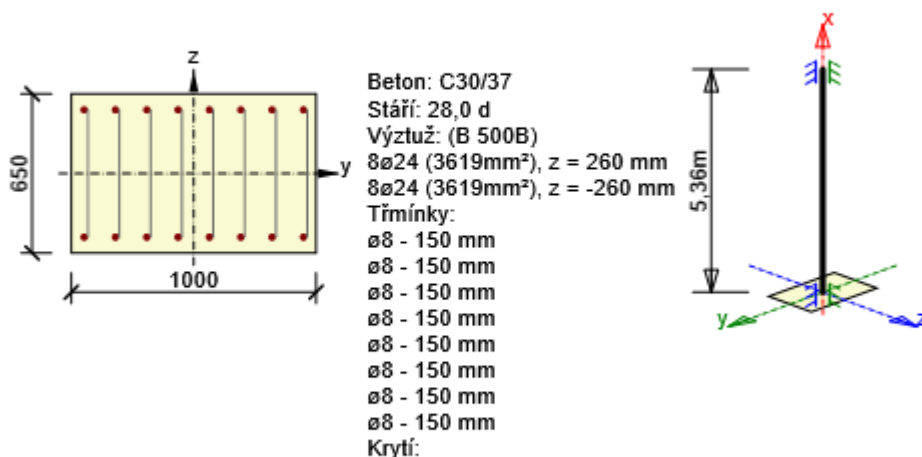
2.2.8.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	-154,0	-232,6	0,0			97,8	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Kroucení					0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	-405,1	-353,0	0,0			72,7	OK
Šířka trhliny	-154,0	-232,6	0,0			97,8	OK
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				0,00	0,00	0,00	
Štíhlost z^\perp				0,00	0,00	0,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3 Řez S 3_Vetknutí do základového pasu

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 3



2.3.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
S 3_Max My	28,0	67,3	✓
S 3_Min My	28,0	83,5	✓
S 3_Max Vz	28,0	67,3	✓
S 3_Min N	28,0	60,1	✓

S 3_Max N	28,0	0,0	?
S 3_MSP_Max	28,0	54,3	✓
S 3_MSP_Min	28,0	55,5	✓

2.3.2 Extrém S 3_Max My

2.3.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-112,8	459,1	-85,8	292,9	-13,5	67,3	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	-112,8	459,1	-85,8			51,0	OK
Smyk	-112,8			292,9	-13,5	52,0	OK
Kroucení					-13,5	7,0	OK
Interakce	-112,8	459,1	-85,8	292,9	-13,5	67,3	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	173,61	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	127,01	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.3 Extrém S 3_Min My

2.3.3.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-517,2	-685,3	-112,3	251,6	-15,8	83,5	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	-517,2	-685,3	-112,3			65,8	OK
Smyk	-517,2			251,6	-15,8	45,3	OK
Kroucení					-15,8	8,2	OK
Interakce	-517,2	-685,3	-112,3	251,6	-15,8	83,5	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				2,68	14,28	59,31	
Štíhlost z [⊥]				2,68	9,28	59,31	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.4 Extrém S 3_Max Vz

2.3.4.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-112,8	459,1	-85,8	292,9	-13,5	67,3	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	-112,8	459,1	-85,8			51,0	OK
Smyk	-112,8			292,9	-13,5	52,0	OK
Kroucení					-13,5	7,0	OK
Interakce	-112,8	459,1	-85,8	292,9	-13,5	67,3	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				2,68	14,28	173,61	
Štíhlost z^\perp				2,68	9,28	127,01	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.5 Extrém S 3_Min N

2.3.5.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-532,9	-525,4	-112,4	155,1	-15,8	60,1	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	-532,9	-525,4	-112,4			47,0	OK
Smyk	-532,9			155,1	-15,8	28,0	OK
Kroucení					-15,8	8,2	OK
Interakce	-532,9	-525,4	-112,4	155,1	-15,8	60,1	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				2,68	14,28	58,43	
Štíhlost z^\perp				2,68	9,28	58,43	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.6 Extrém S 3_Max N

2.3.6.1 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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Kroucení					0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Osa				I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]	
Štíhlost y^\perp				0,00	0,00	0,00	
Štíhlost z^\perp				0,00	0,00	0,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 0,0 %

2.3.7 Extrém S 3_MSP_Max

2.3.7.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-12,4	401,8	0,0			54,3	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Kroucení					0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	-12,4	401,8	0,0			54,3	OK
Šířka trhliny	-16,4	221,7	0,0			40,7	OK
Osa				I ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				0,00	0,00	0,00	
Štíhlost z [⊥]				0,00	0,00	0,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.8 Extrém S 3_MSP_Min

2.3.8.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-405,1	-403,1	0,0			55,5	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	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Kroucení					0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	-405,1	-403,1	0,0			55,5	OK
Šířka trhliny	-154,0	-279,1	0,0			44,6	OK
Osa				I ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Štíhlost y [⊥]				0,00	0,00	0,00	
Štíhlost z [⊥]				0,00	0,00	0,00	

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

7.3 Posouzení horní příče

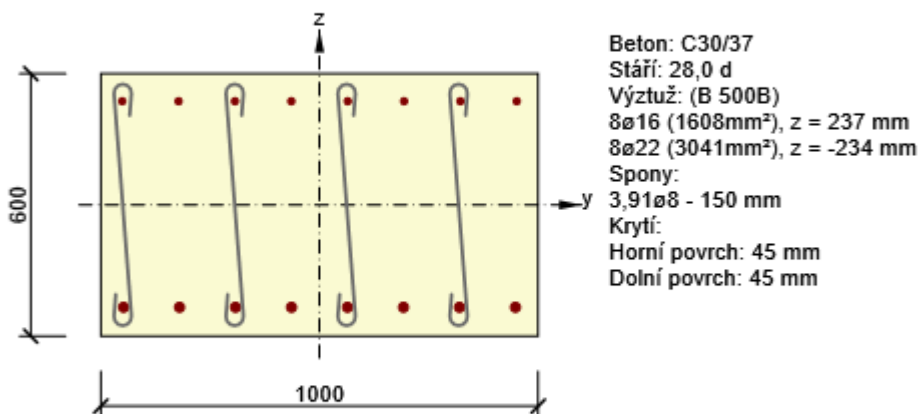
Dimenzační dílec	Počet řezů	Název extrémního řezu	Hodnota [%]	Status posudku
M 1 (Nosníková deska)	3	S 1_Střed horní příče	100,0	✓

Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Hodnota [%]	Status posudku
S 1_Střed horní příče	M 1 (Nosníková deska)	R 1	88,1	✓
S 2_Rámový roh vpravo	M 1 (Nosníková deska)	R 2	77,7	✓
S 3_Rámový roh vlevo	M 1 (Nosníková deska)	R 2	73,0	✓

2.1 Řez S 1_Střed horní příče

.1 Řez S 1_Střed horní příče

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



2.1.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
S 1_Max My	28,0	84,5	✓
S 1_Min My	28,0	22,2	✓
S 1_Max Vz	28,0	80,3	✓
S 1_Min N	28,0	8,2	✓
S 1_Max N	28,0	88,1	✓
S 1_MSP_Char	28,0	55,2	✓
S 1_MSP_Kvazi	28,0	44,9	✓

S 1_MSP	28,0	55,2	✓
---------	------	------	---

2.1.2 Extrém S 1_Max My

2.1.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	97,1	440,7	0,0	159,9	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	97,1	440,7	0,0			69,7	OK
Smyk	97,1			159,9	0,0	44,6	OK
Interakce	97,1	440,7	0,0	159,9	0,0	84,5	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.3 Extrém S 1_Min My

2.1.3.1 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	-271,1	-95,1	0,0			22,2	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	-271,1	-95,1	0,0			22,2	OK
Smyk	-271,1			45,5	0,0	13,1	OK
Interakce	-271,1	-95,1	0,0	45,5	0,0	13,4	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.4 Extrém S 1_Max Vz

2.1.4.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-48,9			286,4	0,0	80,3	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	-48,9	354,8	0,0			53,2	OK
Smyk	-48,9			286,4	0,0	80,3	OK
Interakce	-48,9	354,8	0,0	286,4	0,0	74,6	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.5 Extrém S 1_Min N

2.1.5.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed}	M _{Ed,y}	M _{Ed,z}	V _{Ed}	T _{Ed}	Hodnota	Posudek
-------------------------	-----------------	-------------------	-------------------	-----------------	-----------------	---------	---------

	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Smyk	-272,6			29,6	0,0	8,2	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	-272,6	13,3	0,0			1,9	OK
Smyk	-272,6			29,6	0,0	8,2	OK
Interakce	-272,6	13,3	0,0	29,6	0,0	7,5	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.6 Extrém S 1_Max N

2.1.6.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	114,3	412,9	0,0	264,0	0,0	88,1	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	114,3	412,9	0,0			65,7	OK
Smyk	114,3			264,0	0,0	73,5	OK
Interakce	114,3	412,9	0,0	264,0	0,0	88,1	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.7 Extrém S 1_MSP_Char

2.1.7.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	37,8	310,0	0,0			55,2	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	37,8	310,0	0,0			55,2	OK
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.8 Extrém S 1_MSP_Kvazi

2.1.8.1 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	30,1	166,8	0,0			44,9	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno

Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	30,1	166,8	0,0			38,7	OK
Šířka trhliny	30,1	166,8	0,0			44,9	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.1.9 Extrém S 1_MSP

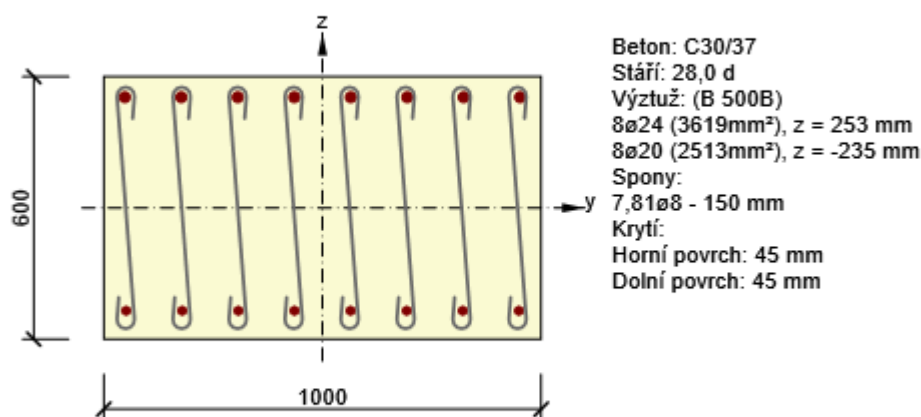
2.1.9.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	37,8	310,0	0,0			55,2	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	37,8	310,0	0,0			55,2	OK
Šířka trhliny	30,1	166,8	0,0			44,9	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2 Řez S 2_Rámový roh vpravo

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 2



2.2.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
S 2_Max My	28,0	77,7	✓
S 2_Min My	28,0	65,7	✓
S 2_Max Vz	28,0	68,1	✓

S 2_Min N	28,0	64,2	✓
S 2_Max N	28,0	68,8	✓
S 2_MSP_Max	28,0	43,1	✓
S 2_MSP_Min	28,0	68,4	✓
S 2_MSP	28,0	68,4	✓

2.2.2 Extrém S 2_Max My

2.2.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	137,4	256,1	0,0	440,9	0,0	77,7	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	137,4	256,1	0,0			49,6	OK
Smyk	137,4			440,9	0,0	59,8	OK
Interakce	137,4	256,1	0,0	440,9	0,0	77,7	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.3 Extrém S 2_Min My

2.2.3.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-298,4	-544,9	0,0	69,3	0,0	65,7	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	-298,4	-544,9	0,0			62,5	OK
Smyk	-298,4			69,3	0,0	9,5	OK
Interakce	-298,4	-544,9	0,0	69,3	0,0	65,7	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.4 Extrém S 2_Max Vz

2.2.4.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-14,2			498,6	0,0	68,1	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	-14,2	101,3	0,0			18,2	OK
Smyk	-14,2			498,6	0,0	68,1	OK
Interakce	-14,2	101,3	0,0	498,6	0,0	62,7	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.5 Extrém S 2_Min N

2.2.5.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-301,1	-533,6	0,0	69,3	0,0	64,2	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	-301,1	-533,6	0,0			61,2	OK
Smyk	-301,1			69,3	0,0	9,5	OK
Interakce	-301,1	-533,6	0,0	69,3	0,0	64,2	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.6 Extrém S 2_Max N

2.2.6.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	149,0	195,1	0,0	476,2	0,0	68,8	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	149,0	195,1	0,0			38,0	OK
Smyk	149,0			476,2	0,0	64,4	OK
Interakce	149,0	195,1	0,0	476,2	0,0	68,8	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.7 Extrém S 2_MSP_Max

2.2.7.1 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	61,5	117,2	0,0			43,1	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	65,2	149,1	0,0			33,7	OK
Šířka trhliny	61,5	117,2	0,0			43,1	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.8 Extrém S 2_MSP_Min

2.2.8.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
-------------------------	-------------------------	----------------------------	----------------------------	-------------------------	--------------------------	----------------	---------

Omezení napětí	-248,1	-441,4	0,0			68,4	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	-248,1	-441,4	0,0			68,4	OK
Šířka trhliny	-105,8	-238,5	0,0			32,3	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.2.9 Extrém S 2_MSP

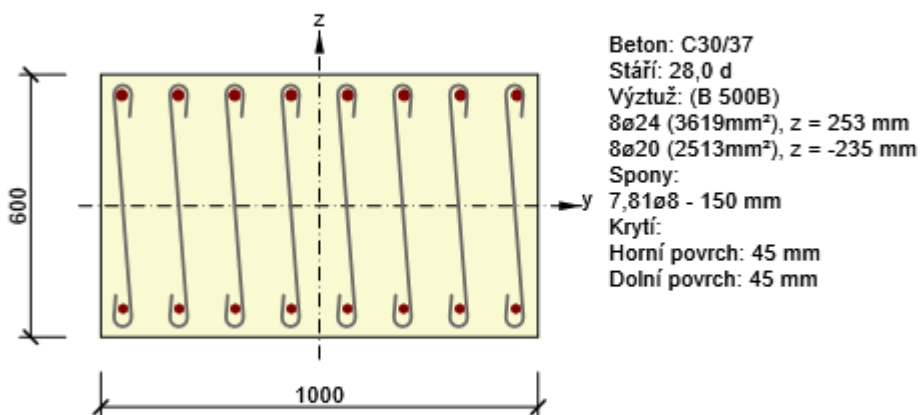
2.2.9.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-248,1	-441,4	0,0			68,4	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	-248,1	-441,4	0,0			68,4	OK
Šířka trhliny	-105,8	-238,5	0,0			32,3	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3 Řez S 3_Rámový roh vlevo

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 2



2.3.1 Stručné shrnutí výsledků extrémů v řezu

Název extrému	Čas [d]	Hodnota [%]	Status posudku
S 3_Max My	28,0	57,1	✓
S 3_Min My	28,0	61,6	✓
S 3_Max Vz	28,0	64,5	✓
S 3_Min N	28,0	62,4	✓
S 3_Max N	28,0	56,8	✓
S 3_MSP_Max	28,0	73,0	✓
S 3_MSP_Min	28,0	32,5	✓
S 3_MSP	28,0	0,0	✓

2.3.2 Extrém S 3_Max My

2.3.2.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-95,1	307,9	0,0	69,6	0,0	57,1	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	-95,1	307,9	0,0			53,5	OK
Smyk	-95,1			69,6	0,0	9,5	OK
Interakce	-95,1	307,9	0,0	69,6	0,0	57,1	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.3 Extrém S 3_Min My

2.3.3.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-190,1			449,3	0,0	61,6	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	-190,1	-261,0	0,0			30,8	OK
Smyk	-190,1			449,3	0,0	61,6	OK
Interakce	-190,1	-261,0	0,0	449,3	0,0	56,7	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.4 Extrém S 3_Max Vz

2.3.4.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-78,8			474,3	0,0	64,5	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	-78,8	-252,0	0,0			30,7	OK
Smyk	-78,8			474,3	0,0	64,5	OK
Interakce	-78,8	-252,0	0,0	474,3	0,0	59,3	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.5 Extrém S 3_Min N

2.3.5.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-250,4			451,9	0,0	62,4	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	-250,4	-246,8	0,0			28,7	OK
Smyk	-250,4			451,9	0,0	62,4	OK
Interakce	-250,4	-246,8	0,0	451,9	0,0	57,4	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.6 Extrém S 3_Max N

2.3.6.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	78,3	280,7	0,0	14,9	0,0	56,8	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	78,3	280,7	0,0			52,8	OK
Smyk	78,3			14,9	0,0	2,0	OK
Interakce	78,3	280,7	0,0	14,9	0,0	56,8	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.7 Extrém S 3_MSP_Max

2.3.7.1 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	18,9	219,8	0,0			73,0	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	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	18,9	219,8	0,0			51,1	OK
Šířka trhliny	18,9	219,8	0,0			73,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.8 Extrém S 3_MSP_Min

2.3.8.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-211,5	-208,0	0,0			32,5	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	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	-211,5	-208,0	0,0			32,5	OK
Šířka trhliny	-59,5	-51,8	0,0			5,6	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

2.3.9 Extrém S 3_MSP

2.3.9.1 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	0,0	0,0			0,0	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	0,0	0,0			0,0	OK
Smyk	0,0			0,0	0,0	0,0	OK
Interakce	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	OK
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

8 Zatížitelnost

Zatížitelnost byla spočtena dle Metodického pokynu pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (č.j.S 30135/2015-O13).

8.1 Zatížitelnost nosné konstrukce

Hodnoty vnitřních sil byly převzaty z programu SCIA Engineer 18.1, hodnoty únosnosti průřezu byly převzaty z programu FIN EC modul *Beton*.

8.1.1 Mezní stav únosnosti

HORNÍ PŘÍČEL

Zatížitelnost v ohybu

Řez	Med	M_g	$M_{LM71,max}$	Z_{LM71}		$Z_{LM71,min}$	
Střed desky	525.1	62.5	197.7	2.34	>	1.0	Vyhovuje
Rámový roh vpravo	770.5	100.5	282.5	2.37	>	1.0	Vyhovuje
Rámový roh vlevo	824.5	80.4	211.6	3.52	>	1.0	Vyhovuje

Zatížitelnost ve smyku

Řez	Ved	V_g	V_{LM71}	Z_{LM71}		$Z_{LM71,min}$	
Střed desky	358.8	30.0	157.7	2.08	>	1.0	Vyhovuje
Rámový roh vpravo	737.4	135.8	317.7	1.89	>	1.0	Vyhovuje
Rámový roh vlevo	728.4	127.2	369.9	1.63	>	1.0	Vyhovuje

LEVÁ OPĚRA

Zatížitelnost v ohybu

Řez	Med	M_g	$M_{LM71,max}$	Z_{LM71}		$Z_{LM71,min}$	
Střed desky	406.8	62.5	129.3	2.66	>	1.0	Vyhovuje
Rámový roh	889.5	80.4	211.6	3.82	>	1.0	Vyhovuje
Vetknutí	562.1	0.0	0.0			1.0	Nepočítá

Zatížitelnost ve smyku

Řez	Ved	V_g	V_{LM71}	Z_{LM71}		$Z_{LM71,min}$	
Střed desky	231.4	26.3	90.5	2.27	>	1.0	Vyhovuje
Rámový roh	442.2	81.5	183.1	1.97	>	1.0	Vyhovuje
Vetknutí	445.0	92.4	125.3	2.81	>	1.0	Vyhovuje

PRAVÁ OPĚRA

Zatížitelnost v ohybu

Řez	Med	M_g	$M_{LM71,max}$	Z_{LM71}		$Z_{LM71,min}$	
Střed desky	426.0	20.5	140.2	2.89	>	1.0	Vyhovuje
Rámový roh	807.1	100.5	282.5	2.50	>	1.0	Vyhovuje
Vetknutí	562.1	80.7	319.5	1.51	>	1.0	Nepočítá

Zatížitelnost ve smyku

Řez	Ved	V_g	V_{LM71}	Z_{LM71}		$Z_{LM71,min}$	
Střed desky	589.0	81.5	254.9	1.99	>	1.0	Vyhovuje
Rámový roh	455.0	81.5	254.9	1.47	>	1.0	Vyhovuje
Vetknutí	445.0	81.5	254.9	1.43	>	1.0	Vyhovuje

8.2 Tabulka zatížitelnosti

Přehled zatížitelnosti částí mostu:

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): 2031; Brno-Židenice (mimo) - Havlíčkův Brod (m) (vč. St. Tunnel-H.B) DÚ: 26; Příbyslav - Pohled km: 108.972

B. Identifikace částí mostu:

Část mostu: Nosná konstrukce poř.číslo: - pod kolejí č.: 1, 2
(ve směru staničení)

C. Doplňující údaje částí mostu:

Kategorie zatížitelnosti: C Výpočtový model: Prutový model

Geometrie koleje, uvažovaná ve výpočtu částí mostu (ve směru staničení): V přechodnici

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	47149.3 m	29122.1 m	21290 m
převýšení koleje	8 mm	5 mm	7 mm
excentricita osy koleje	0 m	0.092 m	0 m

Popis závad uvažovaných v přepočtu částí mostu:

Datum zjištění technického stavu mostu:

Jedná se o novostavbu.

SŽDC, s.o.:

Zpracovatel výpočtu:

23.03.2022

Ing. Ladislav Lidmila



Poznámka k části mostu:

Kontroloval:

Ing. Vojtěch Zvěřina



Poř. č.	Prvek	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	ϕ_i	L_ϕ	$V_{Q,LM71}$	Viz číslo strany přepočtu	Z_{LM71}	Poznámky
1	Horní příčel	Střed desky	MSÚ - Ohyb	1	M	4.65	1.3	4.65	1.45	243	2.34	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
2		Rámový roh vpravo	MSÚ - Ohyb	1	M	4.65	1.3	4.65	1.45	243	2.37	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
3		Rámový roh vlevo	MSÚ - Ohyb	1	M	4.65	1.3	4.65	1.45	243	3.52	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
4		Střed desky	MSÚ - Smyk	1	V	4.65	1.3	4.65	1.45	243	2.08	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
5		Rámový roh vpravo	MSÚ - Smyk	1	V	4.65	1.3	4.65	1.45	243	1.89	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
6		Rámový roh vlevo	MSÚ - Smyk	1	V	4.65	1.3	4.65	1.45	243	1.63	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
7	Levá opěra	Střed desky	MSÚ - Ohyb	1	M	5	1.3	5	1.45	243	2.66	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
8		Rámový roh vpravo	MSÚ - Ohyb	1	M	5	1.3	5	1.45	243	3.82	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
9		Rámový roh vlevo	MSÚ - Ohyb	1	M	5	1.3	5	1.45	243		$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
10		Střed desky	MSÚ - Smyk	1	V	5	1.3	5	1.45	243	2.27	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
11		Rámový roh vpravo	MSÚ - Smyk	1	V	5	1.3	5	1.45	243	1.97	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
12		Rámový roh vlevo	MSÚ - Smyk	1	V	5	1.3	5	1.45	243	2.81	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
13	Pravá opěra	Střed desky	MSÚ - Ohyb	1	M	2.35	1.3	2.35	1.45	243	2.27	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
14		Rámový roh vpravo	MSÚ - Ohyb	1	M	2.35	1.3	2.35	1.45	243	1.97	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
15		Rámový roh vlevo	MSÚ - Ohyb	1	M	2.35	1.3	2.35	1.45	243	2.81	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
16		Střed desky	MSÚ - Smyk	1	V	2.35	1.3	2.35	1.45	243	2.89	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
17		Rámový roh vpravo	MSÚ - Smyk	1	V	2.35	1.3	2.35	1.45	243	2.50	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje
18		Rámový roh vlevo	MSÚ - Smyk	1	V	2.35	1.3	2.35	1.45	243	1.51	$Z_{LM71} > 1$ Vyhovuje

9 Závěr

Byla prokázána globální únosnost, trvanlivost, použitelnost a bezpečnost konstrukce mostu.

V Ostravě, květen 2022

Ing. Petr Křesina