

D

PDPS

Souřadnicový systém S-JTSK, Výškový systém Bpv

OBJEDNATELÉ				
Město Mnichovo Hradiště Masarykovo náměstí 1, 295 21 Mnichovo Hradiště				
Obec Klášter Hradiště nad Jizerou Klášter Hradiště nad Jizerou 2, 294 15				
ZHOTOVITEL			 LINK PROJEKT s.r.o. Makovského nám. 2, 616 00 Brno	
LINK PROJEKT s.r.o. Makovského nám. 2, 616 00 Brno				
HLAVNÍ INŽENÝR	Ing. Stanislav DANĚK		 Makovského nám. 2, 616 00 Brno	
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	Ing. Stanislav DANĚK			
VYPRACOVAL	Ing. Tomáš JANEK			
KONTROLOVAL	Ing. Tomáš KULHAVÝ, Ph.D.			
KRAJ: STŘEDOČESKÝ	OKRES: MLADÁ BOLESLAV			
NÁZEV AKCE: LÁVKA U ČERNÉ SILNICE PŘES JIZERU			DATUM	LEDEN 2021
STAVEBNÍ OBJEKT: SO 201 LÁVKA PŘES JIZERU			FORMÁT	
			MĚŘÍTKO	
			ÚČEL	PDPS
			ČÍS. ZAKÁZKY	19 003
NÁZEV VÝKRESU STATICKÝ VÝPOČET			ARCHIVNÍ ČÍS.	
			ČÍS. SOUPRAVY	ČÍS. VÝKRESU 201-13



Lávka u Černé silnice přes Jizeru

Stupeň: Projektová dokumentace pro provedení stavby (PDPS)

Objekt SO 201

Lávka přes Jizeru

Statický výpočet

VYPRACOVAL:

Ing. Tomáš Janek

DATUM:

Říjen 2020



OBSAH:

1. Úvod.....	4
1.1. Identifikační údaje.....	4
1.2. Základní údaje o lávce.....	5
1.3. Použité normy a předpisy	5
2. Technické řešení lávky.....	6
2.1. Charakteristika lávky	6
2.2. Použité materiály	6
3. Přehledné výkresy	7
3.1. Půdorys.....	7
3.2. Podélný řez.....	8
3.3. Příčný řez.....	9
4. Metodika statického výpočtu.....	10
5. Výpočetní modely	11
5.1. Roštový model.....	11
6. Materiálové charakteristiky.....	18
6.1. Charakteristické vlastnosti betonu.....	18
6.2. Charakteristické vlastnosti výztuže	18
6.3. Charakteristické vlastnosti konstrukční oceli.....	19
7. Zatížení	20
7.1. Stálé zatížení.....	20
7.2. Proměnné zatížení	22
7.3. Staveništní zatížení	25
7.4. Seismické zatížení.....	26
8. Kombinace zatížení	27
8.1. Kombinace zatížení teplotou	27
8.2. Vícesložkové sestavy zatížení.....	27
8.3. Kombinace pro MSP.....	28
8.4. Kombinace pro MSÚ	28
9. Založení	29
9.1. Účinky na základovou spáru – Opěra 01	29
9.2. Účinky na základovou spáru – Opěra 02	31



10. Nosná konstrukce – podélný směr	34
10.1. Materiálové charakteristiky	34
10.2. Průřezové charakteristiky a zatřídění průřezů	35
10.3. Mezní stavy použitelnosti	40
10.4. Mezní stavy únosnosti	61
10.5. Betonová deska – podélný směr	66
10.6. Příčné výztuhy nosníku	71
11. Nosná konstrukce – příčný směr	76
11.1. Betonová deska – příčný směr	76
11.2. Podélný smyk	77
11.3. Kombinace příčného ohybu a podélného smyku	80
11.4. Posouzení konstrukčních zásad	80
12. Koncové příčníky	83
12.1. Provozní stav	83
12.2. Zvedání nosné konstrukce	86
13. Spřahovací trny	92
13.1. Spřahovací trny mezi nosníkem a deskou	92
13.2. Spřahovací trny v příčníku	99
14. Lokální oblasti	101
14.1. Posouzení nadložiskové oblasti	101
15. Ložiska	102
15.1. Schéma ložisek	102
15.2. Silové účinky na ložiska	102
16. Dilatační závěry	103
16.1. Závěr na opěře 2	103
17. Dynamická analýza lávky	105
17.1. Výpočetní model	105
17.2. Modální analýza – vlastní tvary a frekvence	105
17.3. Časově závislá dynamická analýza	110
18. Závěr	114



1. ÚVOD

1.1. Identifikační údaje

Název stavby:	Lávka u Černé silnice přes Jizeru
Objekt č.:	SO 201
Název objektu:	Lávka přes Jizeru
Obec:	Mnichovo Hradiště, Klášter Hradiště nad Jizerou
Katastrální území:	Mnichovo Hradiště
Kraj:	Středočeský
Stavebník 1:	Město Mnichovo Hradiště Masarykovo náměstí 1 295 21 Mnichovo Hradiště IČ: 00 238 309
Stavebník 2:	Obec Klášter Hradiště nad Jizerou Klášter Hradiště nad Jizerou 2, 294 15 IČ: 00 238 007
Projektant objektu:	Link projekt s.r.o. Makovského náměstí 2 616 00 Brno Ing. Stanislav Daněk stanislav.danek@linkprojekt.cz
Účel dokumentace:	Projektová dokumentace pro provedení stavby (PDPS)
Druh převáděné komunikace:	Cyklostezka, š. 3,0m

Křížení s překážkami

Překážka přemostění:	řeka Jizera
Bod křížení (S – JTSK):	Y = 698 593, 795 X = 1 000 101,097
Staničení na překážce:	řkm nezjištěno
Staničení na převáděné komunikaci:	km 0,029 332
Úhel křížení:	$\alpha = 100^\circ$
Volná výška nad Q100:	0,5m (rezerva dle ČSN 73 6201) + 0,772 m



1.2. Základní údaje o lávce

Charakteristika mostu:	Lávka přes řeku o jednom otvoru, jednopodlažní, nepohyblivý, trvalý, v přímé, výškově v zakružovacím oblouku, s ocelobetonovou spřaženou nosnou konstrukcí, s horní mostovkou, ocelové nosníky plnostěnné, otevřeně uspořádaný, s neomezenou volnou výškou
Délka přemostění:	43,900 m
Délka mostu:	51,900 m
Délka nosné konstrukce:	47,300 m
Rozpětí:	45,500 m
Šikmost mostu:	kolmý, 100 ‰
Volná šířka mostu:	3,000 m
Šířka mostu:	3,800 m
Výška mostu nad terénem:	4,700 m
Stavební výška:	1,488 m
Plocha nosné konstrukce mostu:	47,300 x 3,800 = 179,74 m ²
Projektované zatížení:	rovnoměrné zatížení chodci, obslužné vozidlo ve smyslu ČSN EN 1991-2 ed.2.

1.3. Použité normy a předpisy

1. ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
2. ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 1-1: Obecná zatížení
3. ČSN EN 1991-1-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 1-4: Zatížení větrem
4. ČSN EN 1991-1-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 1-5: Zatížení teplotou
5. ČSN EN 1991-2 Eurokód 2: Zatížení konstrukcí-Část 2: Zatížení mostů dopravou
5. ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
6. ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí-Část 2: Betonové mosty
7. ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí
8. ČSN EN 1993-1-5 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí-Část 1-5: Boulení stěn
9. ČSN EN 1993-2 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí-Část 2: Ocelové mosty
10. ČSN EN 1994-1-1 Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí
11. ČSN EN 1994-2 Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí -Část 2: Obecná pravidla - Pravidla pro mosty
12. Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations



2. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ LÁVKY

2.1. Charakteristika lávky

Lávka o jednom poli s rozpětím 45,50 m převádí komunikaci pro společný pohyb chodců a cyklistů přes řeku Jizeru a je navržena jako spřažená ocelobetonová konstrukce tvořená ocelovými nosníky spřaženými s monolitickou betonovou deskou.

Výška ocelových nosníků je po délce lávky proměnná od 0,9 m (na koncích nosníků) po 1,2 m (v polovině rozpětí lávky). Tloušťka spřažené desky je proměnná od 0,25 m (uprostřed mezi nosníky) po 0,288 m (na okrajích desky). Celková šířka betonové desky je 3,8 m. Ocelové nosníky jsou ztuženy příčnými výztuhami umístěnými na vnitřní straně nosníků (strana mezi nosníky). Vzdálenost mezi jednotlivými výztuhami je 3,0 m. Na koncích jsou nosníky vetknuty do koncových betonových příčníků. Na spodní stavbu je nosná konstrukce uložena pomocí dvojice elastomerových ložisek. Spodní stavba je tvořena krajními opěrami ze železobetonu založenými na mikropilotách.

2.2. Použité materiály

2.2.1. Beton

• Podkladní beton	C 8/10	X0
• Mikropiloty, zálivka	C 25/30	XC2, XA2
• Základy	C 25/30	XC2, XF3
• Opěry	C 30/37	XC4, XD1, XF2
• Nosná konstrukce	C 35/45	XC4, XD1, XF2

2.2.2. Výztuž

• Betonářská výztuž	B500B
---------------------	-------

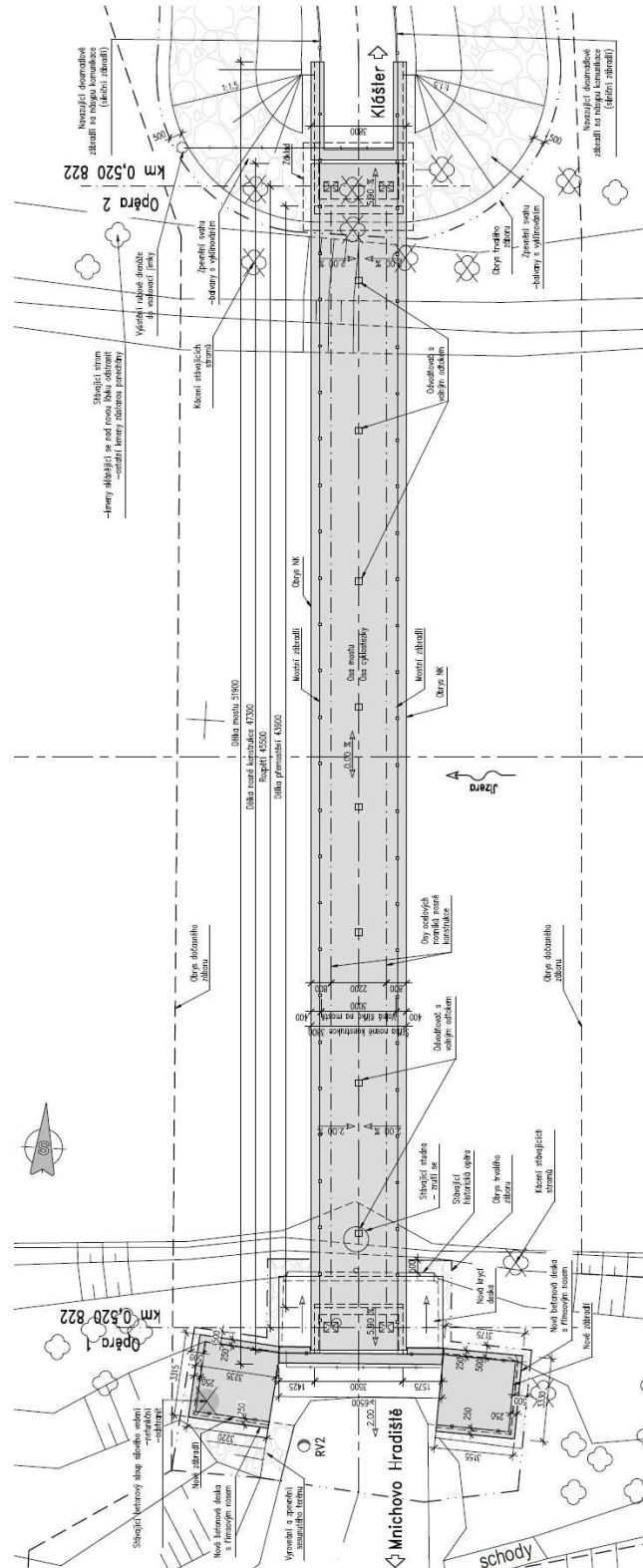
2.2.3. Konstrukční ocel

Ocel	S355
------	------



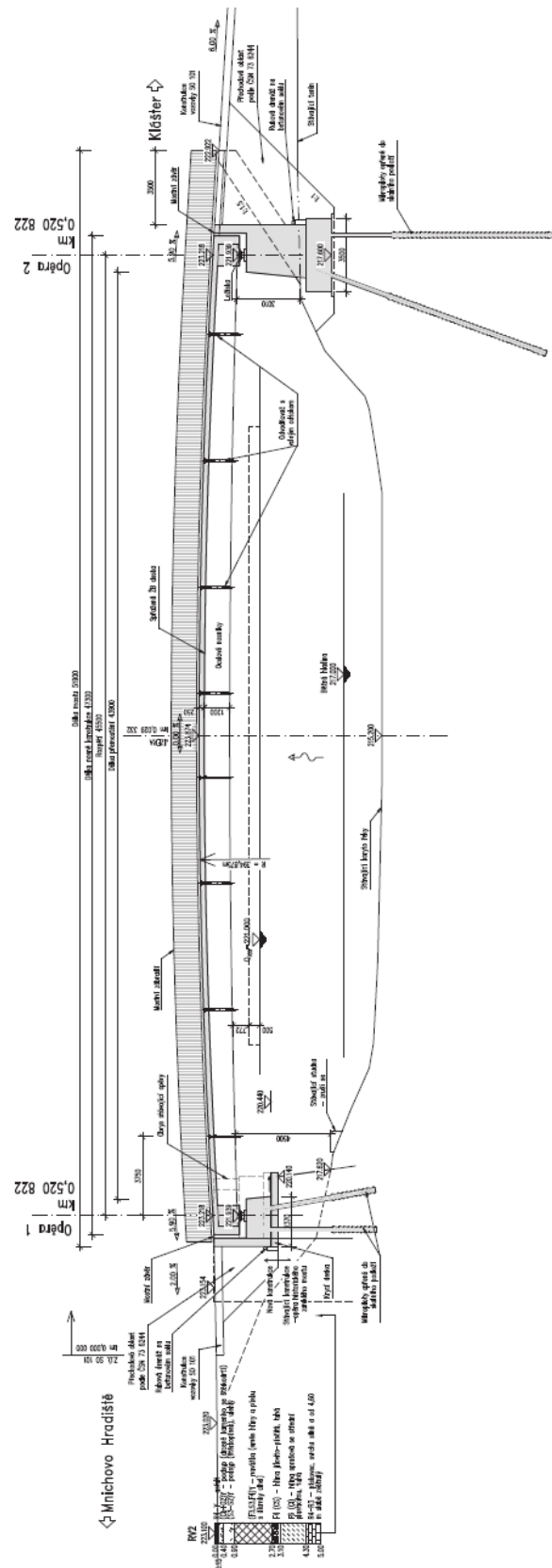
3. PŘEHLEDNÉ VÝKRESY

3.1. Půdorys



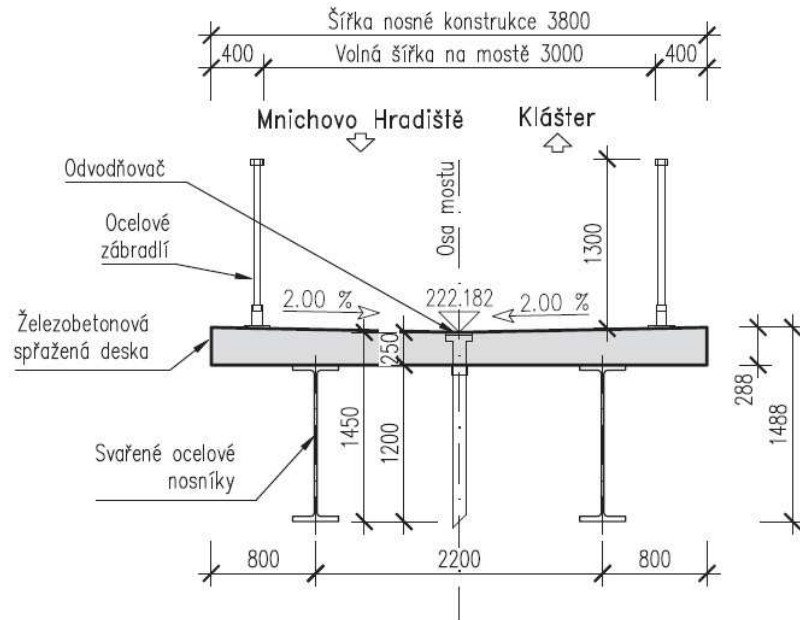


3.2. Podélný řez

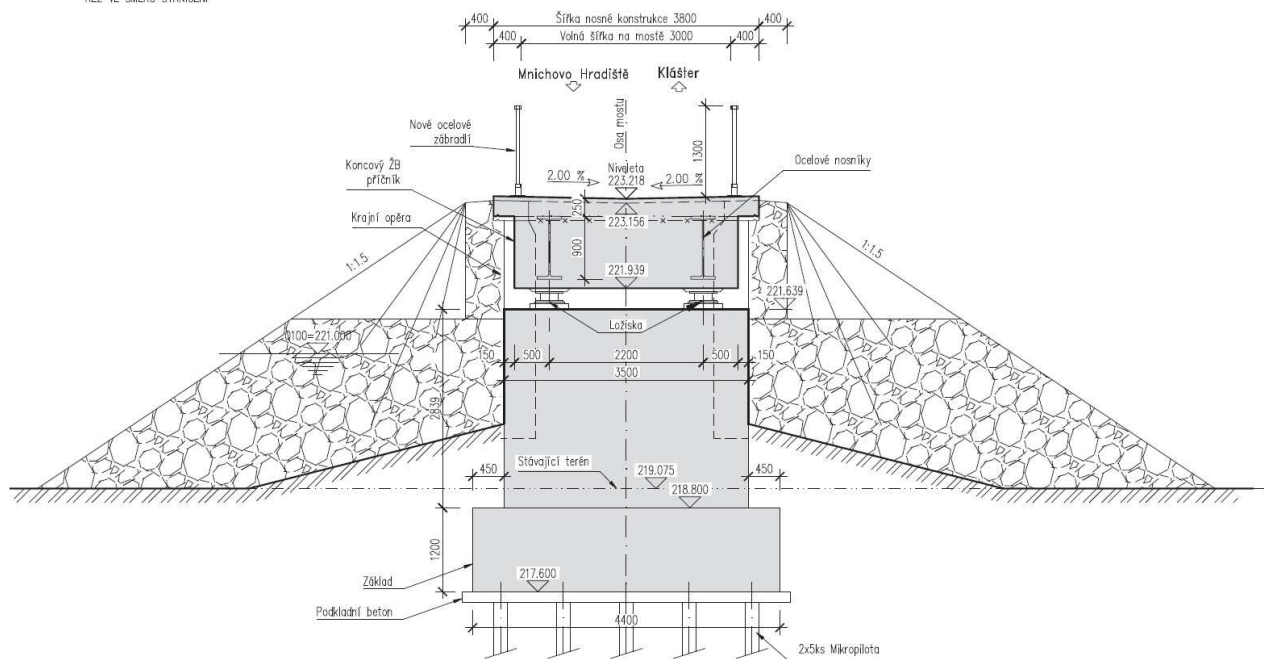




3.3. Příčný řez



POHLED NA OPĚRU 2
 ŘEZ VE SMĚRU STANICEN





4. METODIKA STATICKÉHO VÝPOČTU

V rámci statického výpočtu bylo ověřeno založení, spodní stavba a nosná konstrukce lávky. Nosná konstrukce byla posouzena v podélném a příčném směru. Ocelové nosníky byly posouzeny v podélném směru v montážních i provozních stavech. Betonová deska byla posouzena jak v podélném, tak v příčném směru, včetně vzájemné interakce namáhání z příčného a podélného směru. Dále bylo provedeno posouzení koncových příčníků, elastomeroých ložisek, dilatačního závěru a lokálních oblastí diskontinuit. Bylo také vyčísleno zatížení na základovou spáru a posouzeno založení lávky.

Pro globální analýzu nosné konstrukce lávky byl vytvořen prostorový roštový výpočetní model v programu MIDAS CIVIL 2020. Výpočetní model vystihuje reálnou geometrii nosné konstrukce včetně postupu výstavby lávky. Výpočet byl proveden časově závislou analýzou s uvažováním vlivu smršťování a dotvarování dle ČSN EN 1992-1-1. Zatížení a kombinace zatížení byly provedeny v souladu s ČSN EN 1990 a dle příslušných částí ČSN EN 1991. Zatížení chodci bylo stanoveno podle ČSN EN 1991-2.

Pro výpočet vnitřních sil od zatížení chodci bylo uvažováno několik postavení zatížení v podélném i příčném směru. Návrh a posouzení konstrukce v podélném směru byly provedeny za předpokladu geometricky a fyzikálně lineárního chování, odpovídajícímu pružnému působení nosníků a působení betonu neporušeného trhlinami. Bylo provedeno posouzení mezních stavů použitelnosti (omezení napětí, omezení trhlin, deformace...) a mezních stavů únosnosti. Posouzení definitivního působení lávky bylo také doplněno o posouzení konstrukce během výstavby. V montážních stavech byl posouzen průřez ocelových nosníků, které přenáší veškeré zatížení. V provozních stavech byl posouzen spřažený ocelobetonový průřez nosné konstrukce.

Byly navrženy a posouzeny spřahovací trny mezi nosníky a betonovou deskou, spřahovací trny pro přenos svislé síly z nosníků do koncových příčníků, příčné výztuhy nosníků a montážní příčné ztužení nosníků. Pro posouzení příčnicku a betonové desky v příčném směru byly vytvořeny prutové modely. Pro dimenzování příčnicku a oblastí diskontinuit byl použit model „Strut & Tie“.

Byla provedena analýza vlastních tvarů pro získání vlastních frekvencí a vlastních tvarů nosné konstrukce a dále provedena časově závislá dynamická analýza lávky pro ověření kritéria pohody chodců prostřednictvím přijatelných hodnot zrychlení kmitání nosné konstrukce podle metodiky „Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations“.



5. VÝPOČETNÍ MODEL Y

5.1. Roštový model

5.1.1. Úvod

Průběh vnitřních sil a napětí na konstrukci byly počítány v programu MIDAS CIVIL 2020. Pro zjištění účinků zatížení byl vytvořen prostorový roštový model nosné konstrukce. V podélném směru je výpočetní model tvořen dvěma idealizovanými pruty charakterizujícími spřažený ocelobetonový průřez nosné konstrukce s průřezovými charakteristikami odpovídajícími vždy polovině příčného řezu nosné konstrukce (ocelový nosník a polovina šířky betonové desky). Dva podélné pruty byly spojeny pomocí příčných vazeb s tuhostí betonové desky. Propojení dvojice elastomerových ložisek s nosnou konstrukcí na podpěrách bylo modelováno tuhými vazbami. Elastomerová ložiska byla modelována pomocí pružných prvků s vodorovnou a svislou tuhostí odpovídající očekávaným rozměrům elastomerových ložisek. Výpočetní model vystihuje reálnou geometrii konstrukce a zatížení. Výpočet byl proveden časově závislou analýzou s uvažováním vlivu smršťování a dotvarování dle ČSN EN 1992-1-1.

Ostatní stálé zatížení od příslušenství mostu bylo umístěno na příčné vazby. Pro výpočet vnitřních sil od zatížení chodci bylo uvažováno několik postavení zatížení v podélném i příčném směru. Vodorovné síly od zatížení chodci byly zadány jako spojitě zatížení po celé délce mostu. Zatížení teplotními změnami (rovnoměrnými i nerovnoměrnými) bylo v patřičných hodnotách a kombinacích uvažováno podle ČSN EN 1991-5. Zatížení větrem na konstrukci bylo zadáno jako spojitě s příslušnou excentricitou (hodnota podle ČSN EN 1991-4).

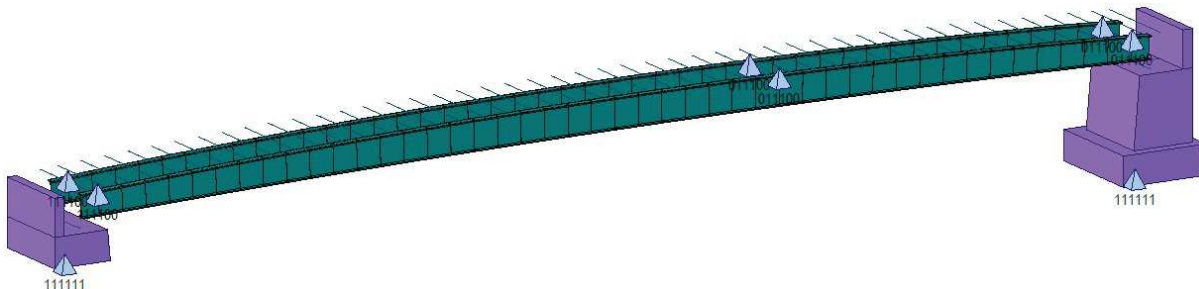
Pro posouzení příčníku a betonové desky v příčném směru byly vytvořeny prutové modely.

Postup výstavby:

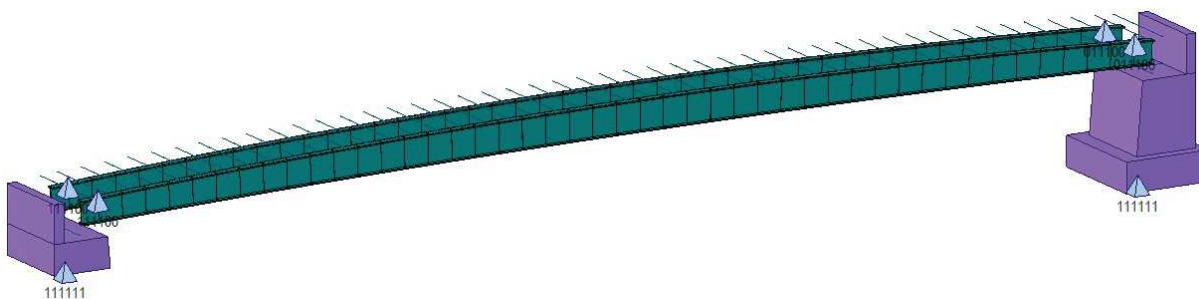
Lávka byla ve výpočtovém prostředí programu MIDAS zadána pomocí jednotlivých stavebních kroků (construction stages). Každý stavební krok (montáž nosníků, betonáž desky, zmonolitnění, ostatní stálé zatížení atp.) byl vždy zadán jako jedna etapa výstavby lávky zohledňující historii působení zatížení a stáří betonu.

Časy uvažované ve výpočtu:

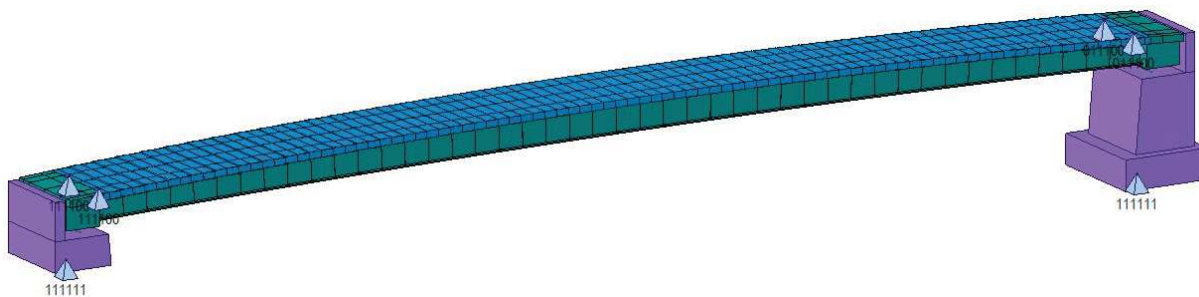
Fáze	Doba trvání	Stáří konstrukce
	[dny]	[dny]
Spodní stavba	30	30
Osazení nosníků	10	40
Svaření nosníků	1	41
Ostranění podpory v řece	1	42
Příprava pro betonáž desky	30	72
Betonáž desky	7	79
Zmonolitnění	0	79
Odstranění bednění	4	83
Odstranění podpor u opěr	1	84
Ostatní stálé zatížení	30	114
Uvedení do provozu	0	114
Životnost	36500	36614

**Postup výstavby mostu:**

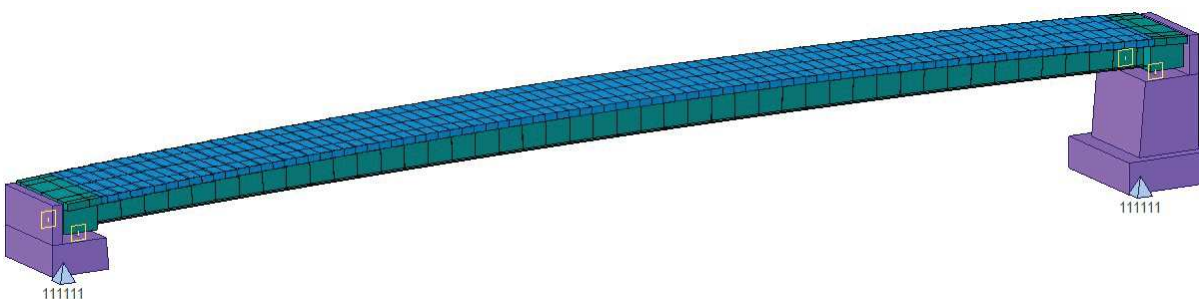
Spodní stavba + osazení a svaření nosníků na montážní podpěře v řece



Odstranění montážní podpory v řece + příprava na betonáž a betonáž desky



Zmonolitnění + odstranění bednění



Odstranění podpěr u opěr + ostatní stálé zatížení + uvedení do provozu



5.1.2. Geometrie

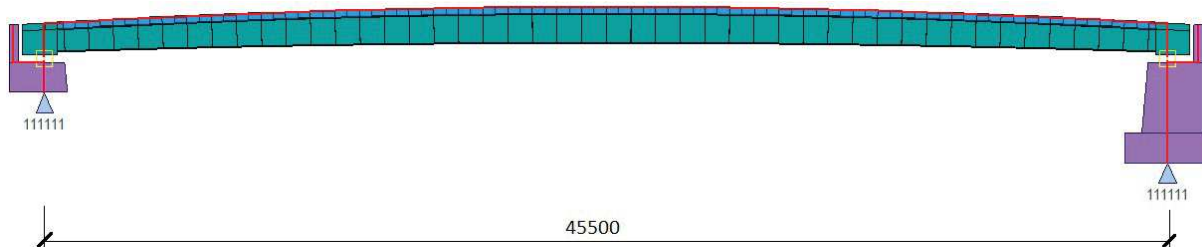
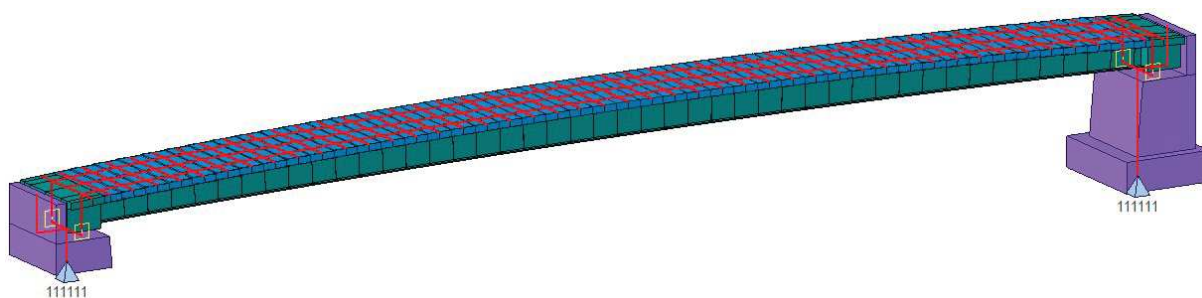


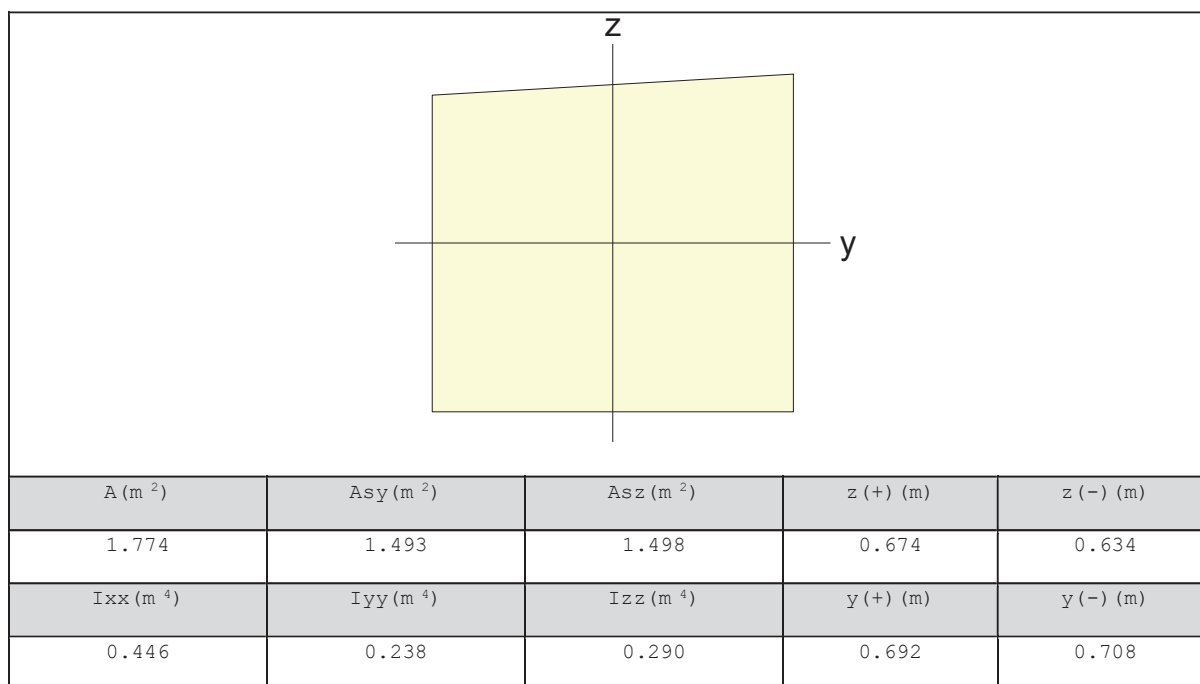
Schéma konstrukce



Axonometrický pohled

5.1.3. Průřezové charakteristiky použitých průřezů

Příčník





Nosná konstrukce – výška nosníku 1,4 m

Před zmonolitněním – pouze ocelový nosník									
Osa uložení					Polovina rozpětí				
$\bar{A} \text{ (m}^2\text{)}$	$\bar{A}_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	$\bar{A}_{sz} \text{ (m}^2\text{)}$	$z \text{ (+) (m)}$	$z \text{ (-) (m)}$	$\bar{A} \text{ (m}^2\text{)}$	$\bar{A}_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	$\bar{A}_{sz} \text{ (m}^2\text{)}$	$z \text{ (+) (m)}$	$z \text{ (-) (m)}$
0.045	0.023	0.017	0.457	0.457	0.050	0.023	0.023	0.600	0.600
$I_{xx} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{zz} \text{ (m}^4\text{)}$	$y \text{ (+) (m)}$	$y \text{ (-) (m)}$	$I_{xx} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{zz} \text{ (m}^4\text{)}$	$y \text{ (+) (m)}$	$y \text{ (-) (m)}$
0.000	0.006	0.000	0.175	0.175	0.000	0.012	0.000	0.175	0.175
Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc	Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Po zmonolitnění – sprážený průřez									
I-End					J-End				
$\bar{A} \text{ (m}^2\text{)}$	$\bar{A}_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	$\bar{A}_{sz} \text{ (m}^2\text{)}$	$z \text{ (+) (m)}$	$z \text{ (-) (m)}$	$\bar{A} \text{ (m}^2\text{)}$	$\bar{A}_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	$\bar{A}_{sz} \text{ (m}^2\text{)}$	$z \text{ (+) (m)}$	$z \text{ (-) (m)}$
0.128	0.083	0.024	0.072	0.841	0.133	0.083	0.029	0.143	1.057
$I_{xx} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{zz} \text{ (m}^4\text{)}$	$y \text{ (+) (m)}$	$y \text{ (-) (m)}$	$I_{xx} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{zz} \text{ (m}^4\text{)}$	$y \text{ (+) (m)}$	$y \text{ (-) (m)}$
0.001	0.017	0.026	0.272	0.078	0.001	0.029	0.026	0.268	0.082
Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc	Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc
6.163	5.688	3.079	0.300	0.200	6.163	5.688	3.079	0.300	0.200



Tuhý průřez

A (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	z (+) (m)	z (-) (m)
100.000	100.000	100.000	0.000	0.000
Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	y (+) (m)	y (-) (m)
100.000	100.000	100.000	0.000	0.000

Příčná vazba - deska

A (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	z (+) (m)	z (-) (m)
0.269	0.224	0.224	0.135	0.135
Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	y (+) (m)	y (-) (m)
0.005	0.002	0.022	0.500	0.500

Dřík O1

Dolní konec					Horní konec				
A (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	z (+) (m)	z (-) (m)	A (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	z (+) (m)	z (-) (m)
8.295	6.913	6.913	1.185	1.185	7.875	6.563	6.563	1.125	1.125
Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	y (+) (m)	y (-) (m)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	y (+) (m)	y (-) (m)
9.021	3.883	8.468	1.750	1.750	7.984	3.322	8.039	1.750	1.750



Základ O2

A (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	z (+) (m)	z (-) (m)
15.400	12.833	12.833	1.750	1.750
Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	y (+) (m)	y (-) (m)
32.422	15.721	24.845	2.200	2.200

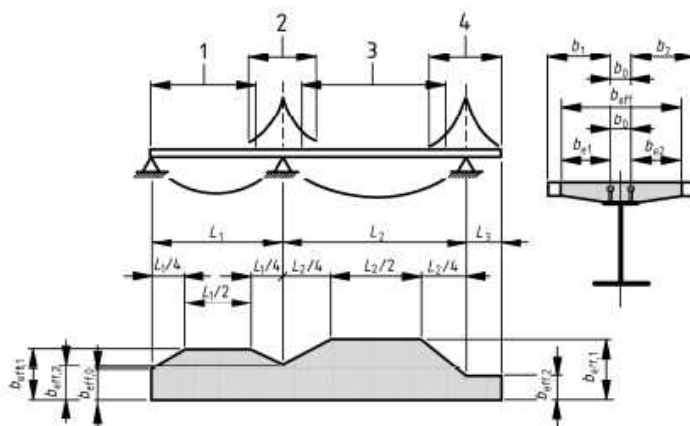
Dřík O2

Dolní konec					Horní konec				
A (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	z (+) (m)	z (-) (m)	A (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	z (+) (m)	z (-) (m)
8.750	7.292	7.292	1.250	1.250	7.875	6.563	6.563	1.125	1.125
Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	y (+) (m)	y (-) (m)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	y (+) (m)	y (-) (m)
10.204	4.557	8.932	1.750	1.750	7.984	3.322	8.039	1.750	1.750



5.1.4. Spolupůsobící šířka

Výpočet smykového ochabnutí byl proveden podle čl. 5.4.1.2 ČSN EN 1994-2.



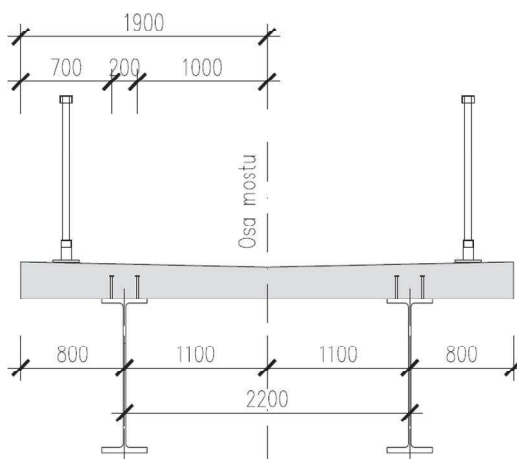
Legenda

- 1 $L_e = 0,85L_1$ pro $b_{e1,1}$
- 2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ pro $b_{e1,2}$
- 3 $L_e = 0,70L_2$ pro $b_{e1,1}$
- 4 $L_e = 2L_3$ pro $b_{e1,2}$

ÚČINNÁ ŠÍŘKA BETONOVÉ DESKY PRO SMYKOVÉ OCHABNUTÍ

Vzdálenost mezi osami vnějších spřahovacích prvků	$b_0 =$	200 mm
Vzdálenost od osy nosníku po střed desky	$b_{d1} =$	1100 mm
Vzdálenost od osy nosníku po okraj desky	$b_{d2} =$	800 mm
Vzdálenost mezi vnějším spřahovacím prvkem a středem desky	$b_1 =$	1000 mm
Vzdálenost mezi vnějším spřahovacím prvkem a okrajem desky	$b_2 =$	700 mm
Ekvivalentní rozpětí pole	$L_e =$	45,5 m
Účinná šířka vnitřní části desky	$b_{e,i} = \max\left(\frac{L_e}{8}; b_i\right)$	$b_{e1} =$ 1000 mm
Účinná šířka vnější části desky		$b_{e2} =$ 700 mm
Celková účinná šířka betonové desky	$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$	$b_{eff} =$ 1900 mm

Působí celý průřez betonové desky.





6. MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

6.1. Charakteristické vlastnosti betonu

Beton třídy C25/30

Charakteristická hodnota pevnosti	$f_{ck} = 25.0 \text{ MPa}$
Průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku po 28 dnech	$f_{cm} = 33.0 \text{ MPa}$
Součinitel zohledňující nepříznivé účinky zatížení	$\alpha_{cc} = 0.90$
Součinitel spolehlivosti betonu	$\gamma_c = 1.50$
Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{cd} = 15.0 \text{ MPa}$
Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu	$f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} = 31.0 \text{ GPa}$

Beton třídy C30/37

Charakteristická hodnota pevnosti	$f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$
Průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku po 28 dnech	$f_{cm} = 38.0 \text{ MPa}$
Součinitel zohledňující nepříznivé účinky zatížení	$\alpha_{cc} = 0.90$
Součinitel spolehlivosti betonu	$\gamma_c = 1.50$
Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{cd} = 18.0 \text{ MPa}$
Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu	$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} = 32.8 \text{ GPa}$

Beton třídy C35/45

Charakteristická hodnota pevnosti	$f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
Průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku po 28 dnech	$f_{cm} = 43.0 \text{ MPa}$
Součinitel zohledňující nepříznivé účinky zatížení	$\alpha_{cc} = 0.90$
Součinitel spolehlivosti betonu	$\gamma_c = 1.50$
Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{cd} = 21.0 \text{ MPa}$
Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu	$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} = 34.0 \text{ GPa}$

6.2. Charakteristické vlastnosti výztuže

Betonářská výztuž třídy B500B

Charakteristická hodnota meze kluzu	$f_{yk} = 500.0 \text{ MPa}$
Součinitel spolehlivosti betonářské výztuže	$\gamma_c = 1.15$
Návrhová hodnota meze kluzu	$f_{cd} = 434.8 \text{ MPa}$
Modul pružnosti betonářské výztuže	$E_s = 200.0 \text{ GPa}$
Poměrné přetvoření výztuže na mezi kluzu	$\epsilon_{yd} = 0.0022$



6.3. Charakteristické vlastnosti konstrukční oceli

Konstrukční ocel S355

Charakteristická hodnota meze kluzu

$f_{yk} = 355.0 \text{ MPa}$

Charakteristická hodnota pevnosti v tahu

$f_{uk} = 510.0 \text{ MPa}$

Součinitel spolehlivosti oceli

$\gamma_{M0} = 1.0$

$\gamma_{M1} = 1.1$

Návrhová hodnota meze kluzu

$f_{yd} = 355.0 \text{ MPa}$

Modul pružnosti oceli

$E_a = 210.0 \text{ GPa}$



7. ZATÍŽENÍ

7.1. Stálé zatížení

7.1.1. Vlastní tíha

Generovaná programem MIDAS Civil.

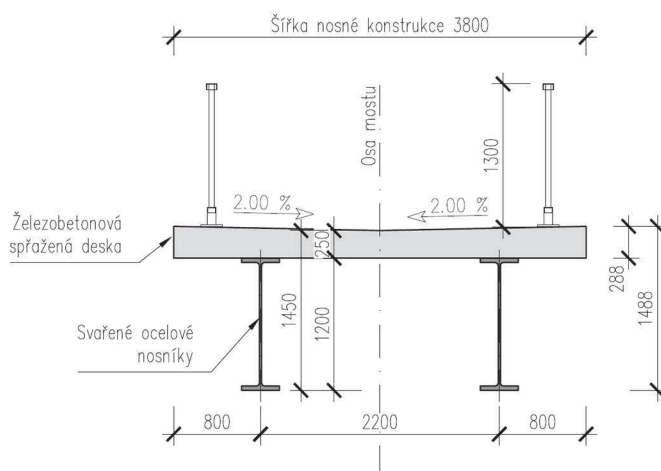
Definovaná průřezovými a materiálovými charakteristikami nosné konstrukce mostu.

objemová tíha oceli:

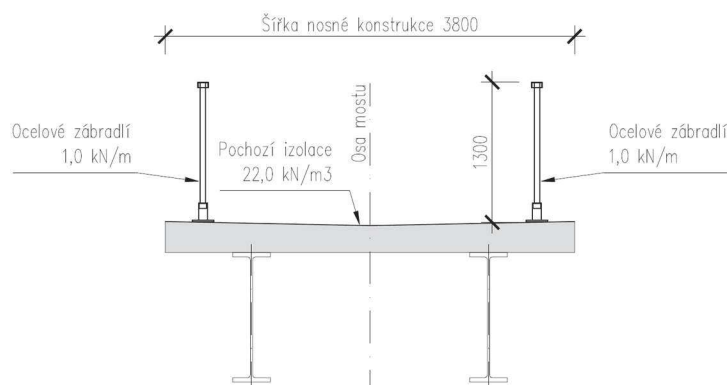
$$\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

objemová tíha betonu:

$$\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$$



7.1.2. Ostatní stálé zatížení



Zatížení	b [m]	h [m]	A [m ²]	γ [kN/m ³]	g [kN/m]
pochozí izolace	3,800	0,005	0,019	22,00	0,42
zábradlí pravé	-	-	-	-	1,00
zábradlí levé	-	-	-	-	1,00

7.1.3. Dotvarování a smršťování

Vliv objemových změn konstrukce byl vypočítán v rámci časově závislé analýzy v programu MIDAS Civil podle ČSN EN 1992-1-1, přílohy B.

**Charakteristiky NK:**

Beton:	C35/45			
charakteristická pevnost v tlaku:	f_{ck}	=	35	MPa
sečnový modul pružnosti:	E_{cm}	=	34000	MPa
relativní vlhkost:	RH	=	70	%
náhradní rozměr prvku:	h_0	=	2Ac/u	m

7.1.4. Poklesy podpor

Není uvažováno s nerovnoměrným poklesem podpor - prosté pole.

7.1.5. Zemní tlak za opěrami

úhel vnitřního tření:	ϕ	=	30 °
koef. zemního tlaku v klidu:	$K_o = 1 - \sin\phi$	=	0,5
objemová tíha zásypu:	γ	=	20 kN/m ³

Opěra O1

výška opěry:	h	=	2,7 m
šířka opěry:	l	=	3,5 m
zemní tlak v úrovni z.s.:	$\sigma_0 = \gamma \cdot h \cdot K_o$	=	27,0 kN/m ²
vodorovná síla od zemního tlaku na 1m v z.s.:	$H_0 = \sigma_0 \cdot b$	=	94,5 kN/m
celková vodorovná síla od zemního tlaku:	$H_0' = 0,5 \cdot H_0 \cdot h$	=	127,6 kN
rameno k základové spáře:	r	=	0,90 m

Opěra O2

výška opěry:	h	=	5,5 m
šířka opěry:	l	=	3,5 m
zemní tlak v úrovni z.s.:	$\sigma_0 = \gamma \cdot h \cdot K_o$	=	55,0 kN/m ²
vodorovná síla od zemního tlaku na 1m v z.s.:	$H_0 = \sigma_0 \cdot b$	=	192,5 kN/m
celková vodorovná síla od zemního tlaku:	$H_0' = 0,5 \cdot H_0 \cdot h$	=	529,4 kN
rameno k základové spáře:	r	=	1,83 m



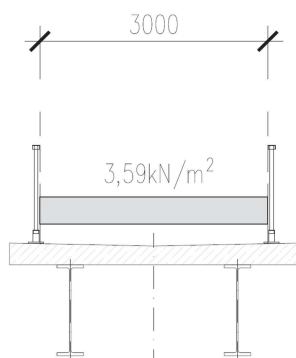
7.2. Proměnné zatížení

7.2.1. Zatížení dopravou

volná šířka na mostě:

$b = 3,000 \text{ m}$

Rovnoměrné zatížení - zatížení davem lidí



zatěžovací délka = rozpětí nosné konstrukce:

$L = 45,5 \text{ m}$

charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení:

$$q_{fk} = 2,0 + 120 / (L + 30) = 3,59 \text{ kN/m}^2$$

zatížení na celou šířku lávky:

$$q_{fk,b} = q_{fk} \cdot b = 10,77 \text{ kN/m}$$

zatěžovací délka = polovina rozpětí nosné konstrukce:

$L = 22,75 \text{ m}$

charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení:

$$q_{fk} = 2,0 + 120 / (L + 30) = 4,27 \text{ kN/m}^2$$

zatížení na celou šířku lávky:

$$q_{fk,b} = q_{fk} \cdot b = 12,82 \text{ kN/m}$$

zatěžovací délka:

$L = 10 \text{ m}$

charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení:

$$q_{fk} = 2,0 + 120 / (L + 30) = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

zatížení na celou šířku lávky:

$$q_{fk,b} = q_{fk} \cdot b = 15,00 \text{ kN/m}$$

Soustředěné zatížení

charakteristická hodnota soustředěného zatížení:

$$Q_{fwk} = 10 \text{ kN}$$

Obslužné vozidlo

charakteristická hodnota zatížení nápravami obslužného vozidla:

$$Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$$

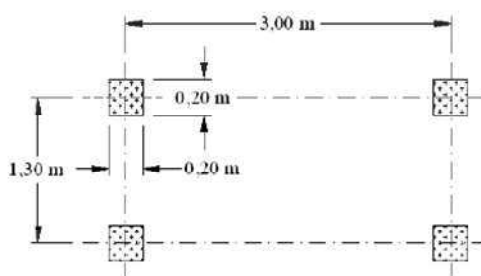
$$Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$$

Legenda

x podélná osa mostu

$Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$

$Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$





7.2.2. Vodorovné zatížení dopravou

10% z celkového zatížení odpovídajícího rovnoměrnému zatížení

charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení:	$q_{fk} =$	3,59 kN/m ²
10% rovnoměrného zatížení:	$0,1 \cdot q_{fk} =$	0,36 kN/m ²
volná šířka na mostě:	$b =$	3,00 m
vodorovné zatížení:	$Q_{fik} = 0,1 \cdot q_{fk} \cdot b =$	1,08 kN/m

60% celkové tíhy obslužného vozidla

charakteristická hodnota tíhy vozidla:	$Q_{sv} =$	120 kN
60% tíhy obslužného vozidla:	$0,6 \cdot Q_{sv} =$	72 kN
délka nosné konstrukce:	$L_{NK} =$	47,30 m
vodorovné zatížení:	$Q_{fik} = 0,6 \cdot Q_{sv} / L_{NK} =$	1,52 kN/m

výsledné vodorovné zatížení

vodorovné zatížení:	$Q_{fik} =$	1,52 kN/m
---------------------	-------------	-----------

pozn: vodorovná síla se uvažuje jako podélná síla působící v úrovni povrchu vozovky

7.2.3. Přetížení od dopravy za opěrami

rovnoměrné zatížení za opěrami: $q_{fk} = 5,00 \text{ kN/m}^2$

	[°]	[rad]	
φ	30	0,524	úhel vnitřního tření
ε	27,800	0,485	viz ČSN 73 0037 vztah (46)
ν	57,800	1,009	$\phi + \varepsilon$
α	0	0,000	odklon konstrukce od svislé roviny
δ	10,000	0,175	třecí úhel mezi konstrukcí a zeminou (1/3 úhlu vnitřního tření)
β	0	0,000	odklon povrchu terénu od vodorovné přímky
K_{af}	0,490		koefficient zemního tlaku

koefficient zemního tlaku $K_{af} = 0,49$

Opěra O1

výška opěry:	$h =$	2,70 m
šířka opěry:	$l =$	3,50 m
přetížení za opěrou:	$\sigma_{af} = q_{fk} \cdot K_{af} =$	2,449 kN/m ²
přetížení za opěrou:	$\sigma_{af} \cdot l =$	8,6 kN/m

Opěra O2

výška opěry:	$h =$	5,50 m
šířka opěry:	$l =$	3,50 m
přetížení za opěrou:	$\sigma_{af} = q_{fk} \cdot K_{af} =$	2,449 kN/m ²
přetížení za opěrou:	$\sigma_{af} \cdot l =$	8,6 kN/m



7.2.4. Účinky teplotních změn

Rovnoměrná změna teploty

počáteční teplota konstrukce:

$$T_0 = 10 \text{ °C}$$

maximální teplota vzduchu ve stínu:

$$T_{\max} = 40 \text{ °C}$$

minimální teplota vzduchu ve stínu:

$$T_{\min} = -32 \text{ °C}$$

maximální rovnoměrná složka teploty:

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 4,5 = 44,5 \text{ °C}$$

minimální rovnoměrná složka teploty:

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 4,5 = -27,5 \text{ °C}$$

charakteristická hodnota oteplení:

$$\Delta T_{N,\exp} = T_{e,\max} - T_0 = 34,5 \text{ °C}$$

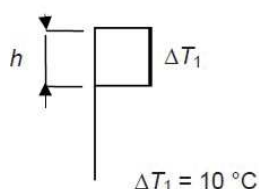
charakteristická hodnota ochlazení:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 = -37,5 \text{ °C}$$

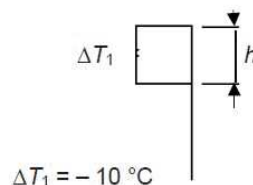
Nerovnoměrná změna teploty

Byl použit zjednodušený postup pro 2. typ konstrukce dle ČSN EN 1991-1-5, čl. 6.1.4.2.

Oteplení



Ochlazení



7.2.5. Zatížení větrem

Most nezatížený dopravou:

výchozí základní rychlost větru:

$$v_{b,0} = 25,0 \text{ m/s}$$

součinitel směru větru:

$$c_{\text{dir}} = 1,0$$

součinitel ročního období

$$c_{\text{season}} = 1,0$$

základní rychlost větru:

$$v_b = c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot v_{b,0} = 25,0 \text{ m/s}$$

výška konstrukce nad terénem

$$z = 6,50 \text{ m} > z_{\min} = 2,00 \text{ m}$$

$$< z_{\max} = 200,00 \text{ m}$$

parametr nerovnosti terénu (terén kategorie II):

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

parametr nerovnosti terénu pro kategorii terénu II:

$$z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$$

součinitel terénu:

$$k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0,19$$

součinitel nerovnosti terénu

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) = 0,92$$

součinitel ortografie:

$$c_0(z) = 1,0$$

střední rychlost větru:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 23,1 \text{ m/s}$$

součinitel turbulence:

$$k_l = 1,0$$

intenzita turbulence:

$$I_v(z) = k_l / [c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)] = 0,205$$

měrná hmotnost vzduchu:

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

základní dynamický tlak větru:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,39 \text{ kPa}$$

maximální dynamický tlak větru:

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 = 0,81 \text{ kPa}$$

součinitel expozice:

$$c_e = q_p(z)/q_b = 2,09$$



Síly v příčném směru mostu

délka nosné konstrukce:

$$L_{NK} = 47,300 \text{ m}$$

šířka mostu:

$$b = 3,800 \text{ m}$$

počet prodyšných zábradlí na mostě:

$$n = 2 \text{ ks}$$

průměrná výška nosné konstrukce:

$$h = 1,35 \text{ m}$$

výška vzdorující větru:

$$d_{tot} = 1,950 \text{ m}$$

$$b/d_{tot} = 1,949$$

součinitel síly bez vlivu proudění kolem volných konců:

$$c_{f,x,0} = 1,85$$

součinitel síly pro zatížení větrem v příčném směru:

$$c_{f,x} = c_{f,x,0} = 1,85$$

součinitel zatížení větrem:

$$C = c_e \cdot c_{f,x} = 3,86$$

tlak od větru v příčném směru (pro $v_b=25 \text{ m/s}$):

$$q_{w,x} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C = 1,51 \text{ kN/m}^2$$

výška vzdorující větru:

$$d_{tot} = 1,95 \text{ m}$$

zatížení od příčného větru:

$$q_{Fwk,x} = 2,94 \text{ kN/m}$$

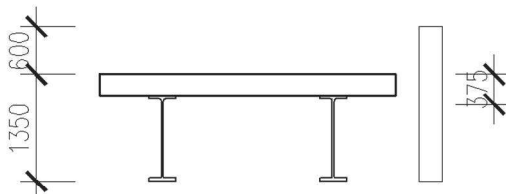
excentricita k hornímu povrchu NK:

$$e = 0,375 \text{ m}$$

Síly v podélném směru mostu

25% sil od větru v příčném směru:

$$q_{Fwk,y} = 0,25 \cdot q_{Fwk,x} = 0,73 \text{ kN/m}$$



7.3. Staveništní zatížení

vně pracovní plochy (1):

$$q_{ca,1} = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

uvnitř pracovní plochy 3x3 m (2):

$$q_{ca,2} = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

bednění (3):

$$q_{cc} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

objemová tíha čerstvého betonu (3):

$$q_{cf} = 26,00 \text{ kN/m}^3$$

Zatížení	Zatížená plocha	Zatížení v kN/m ²
(1)	Vně pracovní plochy	0,75 včetně Q_{ca}
(2)	Uvnitř pracovní plochy 3 m × 3 m (nebo rozpětí, pokud je menší)	10 % vlastní tíhy betonu, avšak ne méně než 0,75 a ne více než 1,5; zahrnuje Q_{ca} a Q_{cf}
(3)	Skutečná plocha	Vlastní tíha bednění, nosného prvku (Q_{cc}) a tíha čerstvého betonu o návrhové tloušťce (Q_{cf})



7.4. Seismické zatížení



Figure NA.1 – Seismic zones of the Czech Republic

seismická oblast: Mladá Boleslav

$a_{gR} = 0,00 \text{ g}$

Jedná se o případ velmi malé seismicity ->

není potřeba dodržovat ustanovení dle ČSN EN 1998.



8. KOMBINACE ZATÍŽENÍ

8.1. Kombinace zatížení teplotou

(podle ČSN EN 1991-1-5, čl. 6.1.5)

$$\Delta T_M + \omega_N \Delta T_N = \Delta T_M + 0.35 \Delta T_N$$

$$\omega_M \Delta T_M + \Delta T_N = 0.75 \Delta T_M + \Delta T_N$$

ΔT_M ... nerovnoměrná změna teploty (oteplení nebo ochlazení)

ΔT_N ... rovnoměrná změna teploty (oteplení nebo ochlazení)

8.2. Vícesložkové sestavy zatížení

Tab. A2.2 ČSN EN 1990 - Doporučené hodnoty součinitelů Ψ pro lávky pro chodce

Zatížení	Označení	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Zatížení dopravou	gr1	0.40	0.40	0
	Q _{tr,k}	0	0	0
Zatížení větrem	F _{wk}	0.30	0.20	0
Zat. účinky teplot	T _k	0.60	0.60	0.50
Zatížení sněhem	Q _{sn,k} (v průběhu výstavby)	0.80	-	0
Zat. při výstavbě	Q _e	1.00	-	1.00



8.3. Kombinace pro MSP

8.3.1. Kvazistálá kombinace

$$1) G_0 + G_1 + G_{\text{set}} + P + \Psi_{2,1}Q_1 + \Psi_{2,2}T$$

8.3.2. Častá kombinace

$$1) G_0 + G_1 + G_{\text{set}} + P + \Psi_{1,1}Q_1 + \Psi_{2,2}T$$

$$2) G_0 + G_1 + G_{\text{set}} + P + \Psi_{1,1}T$$

8.3.3. Charakteristická kombinace

$$1) G_0 + G_1 + G_{\text{set}} + P + Q_1 + \Psi_{0,2}T$$

$$2) G_0 + G_1 + G_{\text{set}} + P + Q_1 + \Psi_{0,2}F_w$$

$$3) G_0 + G_1 + G_{\text{set}} + P + T + \Psi_{0,2}Q_2$$

$$4) G_0 + G_1 + G_{\text{set}} + P + F_w + \Psi_{0,2}Q_2$$

8.4. Kombinace pro MSÚ

8.4.1. Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO):

6.10a:

$$1) \gamma_G \cdot (G_0 + G_1) + \gamma_{G,\text{set}} \cdot G_{\text{set}} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{0,1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q,2} \cdot \Psi_{0,2} \cdot T$$

$$2) \gamma_G \cdot (G_0 + G_1) + \gamma_{G,\text{set}} \cdot G_{\text{set}} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{0,1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q,2} \cdot \Psi_{0,2} \cdot F_w$$

$$3) \gamma_G \cdot (G_0 + G_1) + \gamma_{G,\text{set}} \cdot G_{\text{set}} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{0,1} \cdot T + \gamma_{Q,2} \cdot \Psi_{0,2} \cdot Q_2$$

$$3) \gamma_G \cdot (G_0 + G_1) + \gamma_{G,\text{set}} \cdot G_{\text{set}} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{0,1} \cdot F_w + \gamma_{Q,2} \cdot \Psi_{0,2} \cdot Q_2$$

6.10b:

$$1) \xi \cdot \gamma_G \cdot (G_0 + G_1) + \gamma_{G,\text{set}} \cdot G_{\text{set}} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q,2} \cdot \Psi_{0,2} \cdot T$$

$$2) \xi \cdot \gamma_G \cdot (G_0 + G_1) + \gamma_{G,\text{set}} \cdot G_{\text{set}} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q,2} \cdot \Psi_{0,2} \cdot F_w$$

$$3) \xi \cdot \gamma_G \cdot (G_0 + G_1) + \gamma_{G,\text{set}} \cdot G_{\text{set}} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot T + \gamma_{Q,2} \cdot \Psi_{0,2} \cdot Q_2$$

$$3) \xi \cdot \gamma_G \cdot (G_0 + G_1) + \gamma_{G,\text{set}} \cdot G_{\text{set}} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot F_w + \gamma_{Q,2} \cdot \Psi_{0,2} \cdot Q_2$$

8.4.2. Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných kombinacích zatížení:

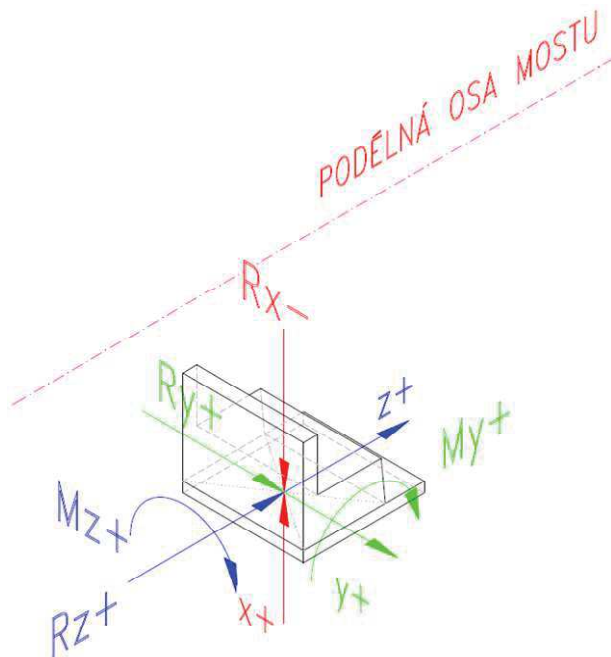
Mimořádná kombinace 6.11:

$$1) G_0 + G_1 + G_{\text{set}} + P + A_d + \Psi_{1,1}Q_1 + \Psi_{2,2}T$$



9. ZALOŽENÍ

9.1. Účinky na základovou spáru – Opěra 01



STÁLÁ ZATÍŽENÍ

Zatížení od vrchní stavby

	Rx	Ry	Rz	My	Mz
Stálé zatížení	-1248	0	-85	166	0
<i>(Vlastní tíha NK + Vlastní tíha opěry + Ostatní stálé zatížení)</i>					
Dotvarování	0	0	2	2	0
Smršťování	1	0	-24	-30	0
				γ	1,35
					1,00

Zemní tlak

Klidový	-6	0	127	115	0
				γ	1,35
					1,00

PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

Teplota

T min Rx	-3	0	64	82	0
T max Rx	3	0	-59	-76	0
T min My	3	0	-59	-76	0
T max My	-3	0	64	82	0
T min Mz	1	0	-10	-13	0
T max Mz	-1	0	12	15	0
	ψ0, ψ1	0,60		γ	1,50
	ψ2	0,50			0,00



Vítr

W min Rx	0	79	33	42	188
W max Rx	0	-79	-33	-42	-188
W min My	0	-79	-33	-42	-188
W max My	0	79	33	42	188
W min Mz	0	-79	-33	-42	-188
W max Mz	0	79	33	42	188

ψ_0	0,30	γ	1,50	0,00
ψ_1	0,20			
ψ_2	0,00			

Doprava

Pritizení za operou max Rx	0	0	0	0	0
Pritizení za operou min Rx	-1	0	23	31	0
Pritizení za operou max My	-1	0	23	31	0
Pritizení za operou min My	0	0	0	0	0
Pritizení za operou max Mz	-1	0	23	31	0
Pritizení za operou min Mz	0	0	0	0	0
gr1 max Rx	-16	0	-76	-91	0
gr1 min Rx	-251	0	18	105	0
gr1 max My	-227	0	34	118	0
gr1 min My	-71	0	-94	-96	0
gr1 max Mz	-125	7	-25	9	104
gr1 min Mz	-125	-7	-25	9	-104

gr1	ψ_0, ψ_1	0,40	γ	1,35	0,00
-----	------------------	------	----------	------	------

KOMBINACE ZATÍŽENÍ

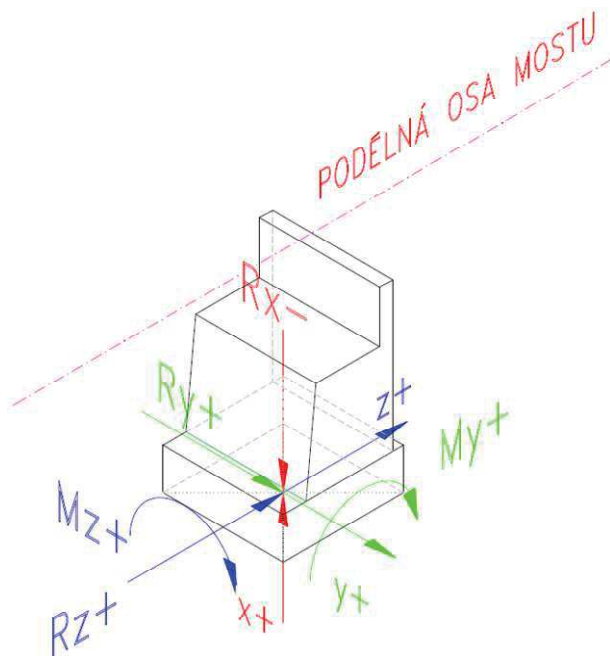
KVAZISTÁLÁ	$\sum G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \sum \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$				
	Rx	Ry	Rz	My	Mz
max Rx, min My	-1252	0	-9	214	0
min Rx, max My	-1255	0	53	293	0

CHARAKTERISTICKÁ	$\sum G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ "+" } \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$				
	Rx	Ry	Rz	My	Mz
max Rx	-1252	0	-15	207	0
min Rx	-1508	0	100	438	0
max My	-1484	0	116	451	0
min My	-1323	0	-109	111	0
max Mz	-1304	82	53	311	229
min Mz	-1303	-82	-23	214	-229



NÁVRHOVÁ - 6.10	$\sum \gamma_G \cdot G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P \cdot P \text{ "+" } \gamma_Q \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum \gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$				
	Rx	Ry	Rz	My	Mz
max Rx	-1249	0	-77	128	0
min Rx	-2036	0	149	609	0
max My	-2004	0	171	627	0
min My	-1346	0	-168	44	0
max Mz	-1760	123	64	409	338
min Mz	-1321	-123	-43	194	-338

9.2. Účinky na základovou spáru – Opěra 02



STÁLÁ ZATÍŽENÍ

Zatížení od vrchní stavby

	Rx	Ry	Rz	My	Mz
Stálé zatížení	-2242	0	22	827	0
(Vlastní tíha NK + Vlastní tíha opěry + Ostatní stálé zatížení)					
Dotvarování	0	0	-2	-7	0
Smršťování	0	0	24	97	0

γ 1,35 1,00

Zemní tlak

Klidový	0	0	-535	-988	0
---------	---	---	------	------	---

γ 1,35 1,00



PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

Teplota

T min Rx	0	0	-12	-49	0	
T max Rx	0	0	10	42	0	
T min My	0	0	-64	-264	0	
T max My	0	0	59	245	0	
T min Mz	0	0	-12	-49	0	
T max Mz	0	0	10	42	0	
		ψ0, ψ1	0,60	γ	1,50	0,00
		ψ2	0,50			

Větr

W min Rx	-1	54	1	2	293
W max Rx	1	-54	-1	-2	-293
W min My	1	54	-1	-2	293
W max My	-1	-54	1	2	-293
W min Mz	-1	-54	1	2	-293
W max Mz	1	54	-1	-2	293
	ψ0	0,30	γ	1,50	0,00
	ψ1	0,20			
	ψ2	0,00			

Doprava

Přetížení za operou max Rx	0	0	0	0	0
Přetížení za operou min Rx	0	0	-48	-132	0
Přetížení za operou max My	0	0	0	0	0
Přetížení za operou min My	0	0	-48	-132	0
Přetížení za operou max Mz	0	0	-48	-132	0
Přetížení za operou min Mz	0	0	0	0	0
gr1 max Rx	-15	0	6	24	0
gr1 min Rx	-256	0	39	160	0
gr1 max My	-256	0	39	160	0
gr1 min My	-15	0	6	24	0
gr1 max Mz	-114	-1	11	46	79
gr1 min Mz	-114	1	11	46	-79
gr1	ψ_0, ψ_1	0,40	γ	1,35	0,00

KOMBINACE ZATÍŽENÍ

KVAZISTÁLÁ	$\Sigma G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \Sigma \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$				
	Rx	Ry	Rz	My	Mz
max Rx, max My	-2242	0	-461	52	0
min Rx, min My	-2242	0	-522	-203	0



CHARAKTERISTICKÁ	$\Sigma G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ "+" } \Sigma \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$				
	Rx	Ry	Rz	My	Mz
max Rx	-2240	-54	-491	-73	-293
min Rx	-2498	16	-499	-42	88
max My	-2344	0	-415	238	0
min My	-2242	0	-573	-387	0
max Mz	-2286	54	-505	-107	324
min Mz	-2289	-54	-485	-50	-324

NÁVRHOVÁ - 6.10	$\Sigma \gamma_G \cdot G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P \cdot P \text{ "+" } \gamma_Q \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \Sigma \gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$				
	Rx	Ry	Rz	My	Mz
max Rx	-2240	-82	-491	-74	-439
min Rx	-3372	24	-674	-56	132
max My	-3164	0	-364	707	0
min My	-2242	0	-800	-886	0
max Mz	-3086	81	-657	-73	482
min Mz	-2305	-81	-671	-388	-482



10. NOSNÁ KONSTRUKCE – PODÉLNÝ SMĚR

10.1. Materiálové charakteristiky

CHARAKTERISTICKÉ VLASTNOSTI BETONU

Pevnostní třída betonu		C35/45
Charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{ck} =$	35 MPa
Součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení	$\alpha_{cc} =$	0,9
Dílčí součinitel spolehlivosti betonu	$\gamma_c =$	1,5
Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu	$f_{ctm} =$	3,2 MPa
Charakteristická hodnota pevnosti betonu v tahu	$f_{ck,0.05} =$	2,2 MPa
Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	23,3 MPa
Součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení		$\alpha_{ct} =$ 1,0
Návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ck,0.05}}{\gamma_c}$	1,47 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu		$E_{cm} =$ 34,077 GPa

CHARAKTERISTICKÉ VLASTNOSTI OCELI SVAŘOVANÉHO PRŮŘEZU

Pevnostní třída oceli		S 355
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	355 MPa
Charakteristická hodnota pevnosti v tahu oceli	$f_{uk} =$	510 MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti ocelového průřezu	$\gamma_{M0} =$	1,0
Dílčí součinitel spolehlivosti ocelového průřezu	$\gamma_{M1} =$	1,1
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$	$\varepsilon =$ 0,814 $f_{yd} =$ 355,0 MPa
Modul pružnosti oceli v tahu a tlaku		$E_a =$ 210 GPa

CHARAKTERISTICKÉ VLASTNOSTI BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE

Třída		B500B
Charakteristická hodnota meze kluzu výztuže	$f_{yk} =$	500 MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti betonu	$\gamma_s =$	1,15
Návrhová hodnota meze kluzu výztuže	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	434,78 MPa



KRYTÍ VÝTUŽE

Minimální krycí vrstva

$$c_{min} = \max\{c_{min,b} ; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} ; 10 \text{ mm}\}$$

Beton

C35/45

Konstrukční třída

S6

Stupeň vlivu prostředí

XC4, XD1, XF2

Předpokládaný průměr prutů

 $\phi = 12 \text{ mm}$

Minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí

 $c_{min,dur} = 45 \text{ mm}$

Minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti

 $c_{min,b} = 12 \text{ mm}$

Přídavná bezpečnostní složka

 $\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$

Redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli

 $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$

Redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany

 $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$

Minimální krycí vrstva

 $c_{min} = 45 \text{ mm}$

Přídavek pro návrhovou odchylku

 $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

Nominální krycí vrstva

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

 $c_{nom} = 55 \text{ mm}$

10.2. Průřezové charakteristiky a zatřídění průřezů

ŘEZ V POLOVINĚ ROZPĚTÍ NK

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

Tloušťka stojiny	$t_w = 20 \text{ mm}$
Výška stojiny	$h_w = 1120 \text{ mm}$
Plocha stojiny	$A_w = 22400 \text{ mm}^2$
Tloušťka dolní pásnice	$t_{f1} = 40 \text{ mm}$
Šířka dolní pásnice	$b_1 = 350 \text{ mm}$
Plocha dolní pásnice	$A_{f1} = 14000 \text{ mm}^2$
Tloušťka horní pásnice	$t_{f2} = 40 \text{ mm}$
Šířka horní pásnice	$b_2 = 350 \text{ mm}$
Plocha horní pásnice	$A_{f2} = 14000 \text{ mm}^2$
Celková výška průřezu	$h = 1200 \text{ mm}$
Celková plocha průřezu	$A_a = 50400 \text{ mm}^2$
Souřadnice těžiště průřezu	$y_{cg} = 175,0 \text{ mm}$
	$z_{cg} = 600,0 \text{ mm}$



$$z_{cg,d} = 600,0 \text{ mm}$$

$$z_{cg,h} = 600,0 \text{ mm}$$

Momenty setrvačnosti

$$I_y = 1,18E+10 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2,87E+08 \text{ mm}^4$$

Moduly průřezu

$$W_{pl,y} = 2,25E+07 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,z} = 2,45E+06 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,y} = 1,96E+07 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,z} = 1,64E+06 \text{ mm}^3$$

KLASIFIKACE STOJINY NAMÁHANÉ OHYBEM

Svar

$$8 \text{ mm}$$

$$a = 11,3 \text{ mm}$$

Délka tlačené části stojiny

$$C_w = 1097,4 \text{ mm}$$

Třída 1

Poměr délky a tloušťky tlačené části

$$\frac{C_w}{t_w} = 54,9 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 58,6$$

VYHOVUJE - průřez třídy 1

KLASIFIKACE PÁSNICE V TLAKU

Délka tlačené části pásnice

$$C_{f2} = 153,7 \text{ mm}$$

Poměr délky a tloušťky tlačené části

$$\frac{C_{f2}}{t_{f2}} = 3,8 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 7,3$$

VYHOVUJE - průřez třídy 1

Celý průřez je uvažován jako průřez třídy 1

Výpočet podle teorie plasticity

ŘEZ V OSE ULOŽENÍ**PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY**

Tloušťka stojiny

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

Výška stojiny

$$h_w = 833 \text{ mm}$$

Plocha stojiny

$$A_w = 16660 \text{ mm}^2$$

Tloušťka dolní pásnice

$$t_{f1} = 40 \text{ mm}$$

Šířka dolní pásnice

$$b_1 = 350 \text{ mm}$$

Plocha dolní pásnice

$$A_{f1} = 14000 \text{ mm}^2$$



Tloušťka horní pásnice	$t_{f2} =$	40 mm
Šířka horní pásnice	$b_2 =$	350 mm
Plocha horní pásnice	$A_{f2} =$	14000 mm ²
Celková výška průřezu	$h =$	913 mm
Celková plocha průřezu	$A_a =$	44660 mm ²
Souřadnice těžiště průřezu	$y_{cg} =$	175,0 mm
	$z_{cg} =$	456,5 mm
	$z_{cg,d} =$	456,5 mm
	$z_{cg,h} =$	456,5 mm
Momenty setrvačnosti	$I_y =$	6,30E+09 mm ⁴
	$I_z =$	2,86E+08 mm ⁴
Moduly průřezu	$W_{pl,y} =$	1,57E+07 mm ³
	$W_{pl,z} =$	2,45E+06 mm ³
	$W_{el,y} =$	1,38E+07 mm ³
	$W_{el,z} =$	1,64E+06 mm ³

KLASIFIKACE STOJINY NAMÁHANÉ OHYBEM

Svar		8 mm
	$a =$	11,3 mm
Délka tlačené části stojiny	$C_w =$	810,4 mm

Třída 1

Poměr délky a tloušťky tlačené části

$$\frac{C_w}{t_w} = 40,5 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 58,6$$

VYHOVUJE - průřez třídy 1

KLASIFIKACE PÁSNICE V TLAKU

Délka tlačené části pásnice	$C_{f2} =$	153,7 mm
-----------------------------	------------	----------

Poměr délky a tloušťky tlačené části

$$\frac{C_{f2}}{t_{f2}} = 3,8 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 7,3$$

VYHOVUJE - průřez třídy 1

Celý průřez je uvažován jako průřez třídy 1

Výpočet podle teorie plasticity



ŘEZ V 1/4 ROZPĚTÍ

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

Tloušťka stojiny	$t_w =$	20 mm
Výška stojiny	$h_w =$	1048 mm
Plocha stojiny	$A_w =$	20960 mm ²
Tloušťka dolní pásnice	$t_{f1} =$	40 mm
Šířka dolní pásnice	$b_1 =$	350 mm
Plocha dolní pásnice	$A_{f1} =$	14000 mm ²
Tloušťka horní pásnice	$t_{f2} =$	40 mm
Šířka horní pásnice	$b_2 =$	350 mm
Plocha horní pásnice	$A_{f2} =$	14000 mm ²
Celková výška průřezu	$h =$	1128 mm
Celková plocha průřezu	$A_a =$	48960 mm ²
Souřadnice těžiště průřezu	$y_{cg} =$	175,0 mm
	$z_{cg} =$	564,0 mm
	$z_{cg,d} =$	564,0 mm
	$z_{cg,h} =$	564,0 mm
Momenty setrvačnosti	$I_y =$	1,02E+10 mm ⁴
	$I_z =$	2,87E+08 mm ⁴
Moduly průřezu	$W_{pl,y} =$	2,07E+07 mm ³
	$W_{pl,z} =$	2,45E+06 mm ³
	$W_{el,y} =$	1,81E+07 mm ³
	$W_{el,z} =$	1,64E+06 mm ³

KLASIFIKACE STOJINY NAMÁHANÉ OHYBEM

Svar	$a =$	8 mm
	$a =$	11,3 mm
Délka tlačené části stojiny	$C_w =$	1025,4 mm

Třída 1

Poměr délky a tloušťky tlačené části

$$\frac{C_w}{t_w} = 51,3 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 58,6$$

VYHOVUJE - průřez třídy 1



KLASIFIKACE PÁSNICE V TLAKU

Délka tlačené části pásnice

 $C_{f2} = 153,7 \text{ mm}$

Poměr délky a tloušťky tlačené části

$$\frac{C_{f2}}{t_{f2}} = 3,8 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 7,3$$

VYHOVUJE - průřez třídy 1

Celý průřez je uvažován jako průřez třídy 1

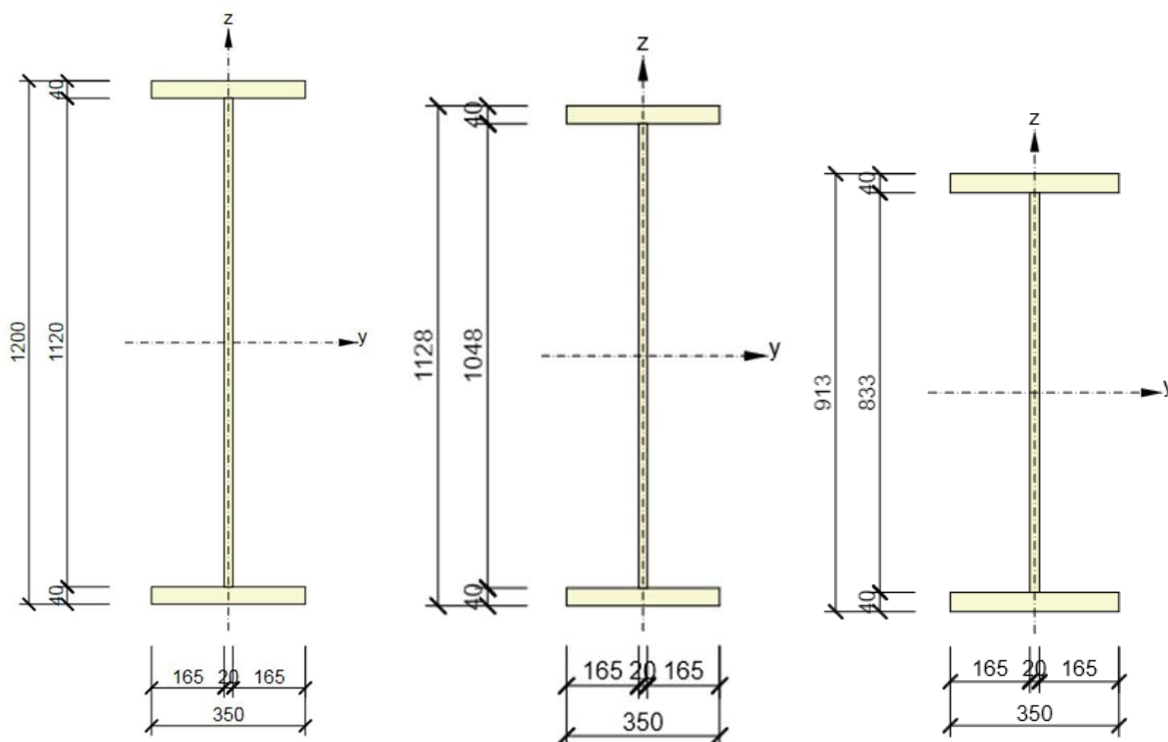
Výpočet podle teorie plasticity

Přehled rozměrů ocelových nosníků

v polovině rozpětí

v L/4

v ose uložení



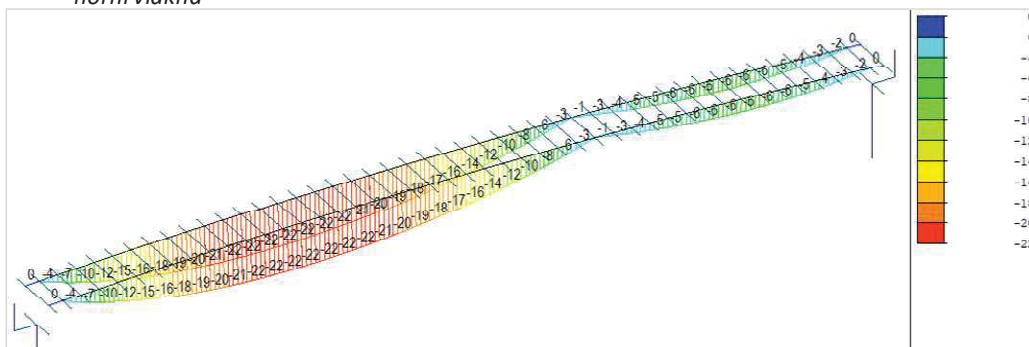


10.3. Mezní stavy použitelnosti

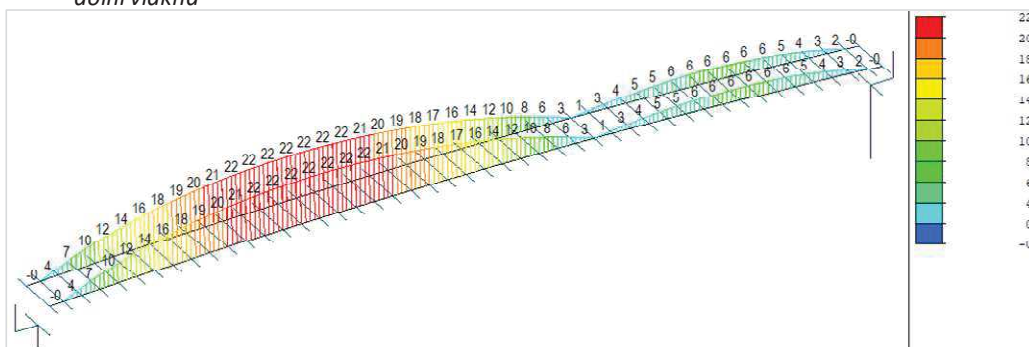
10.3.1. Omezení napětí – ocelové nosníky

Montážní fáze - osazení a svaření nosníků

horní vlákna

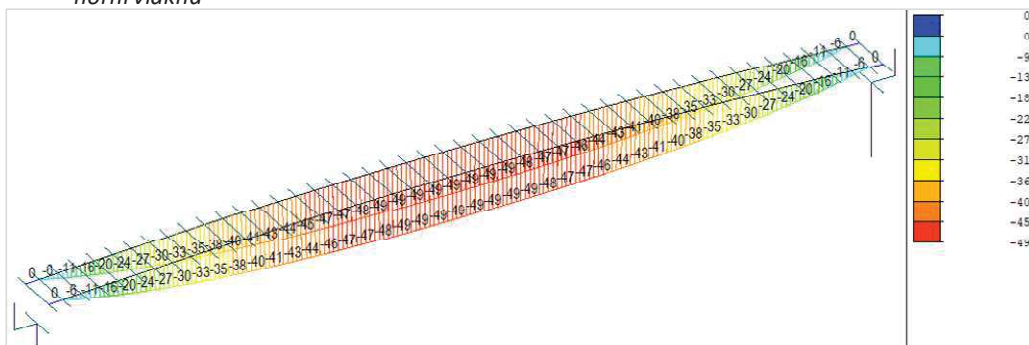


dolní vlákna

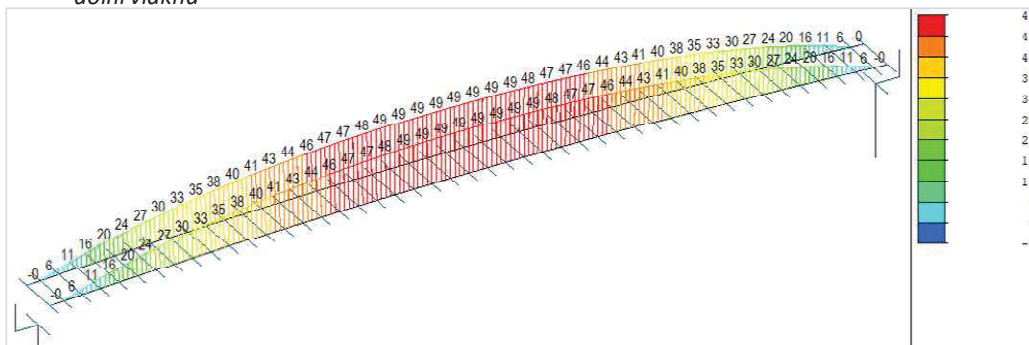


Montážní fáze - odstranění podpory v řece

horní vlákna

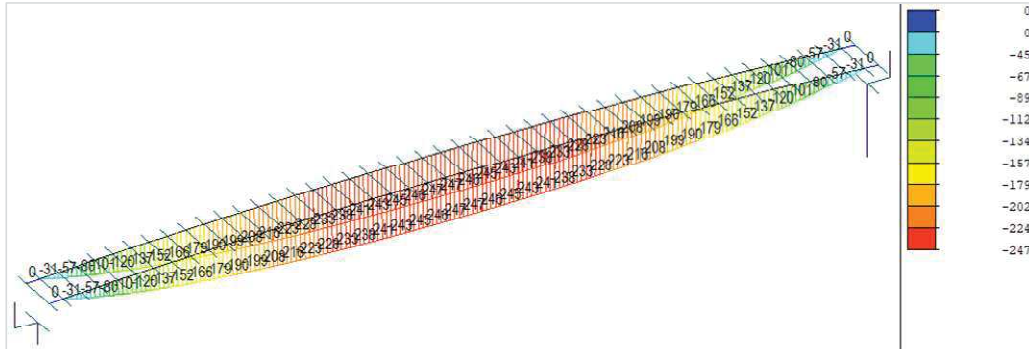


dolní vlákna

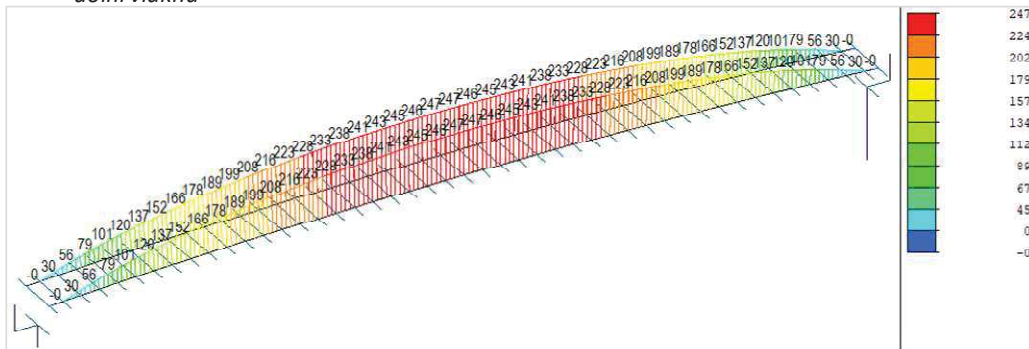



Montážní fáze - betonáž desky (mokrý beton, bednění, montážní ztužení, staveništní zatížení)

horní vlákna



dolní vlákna



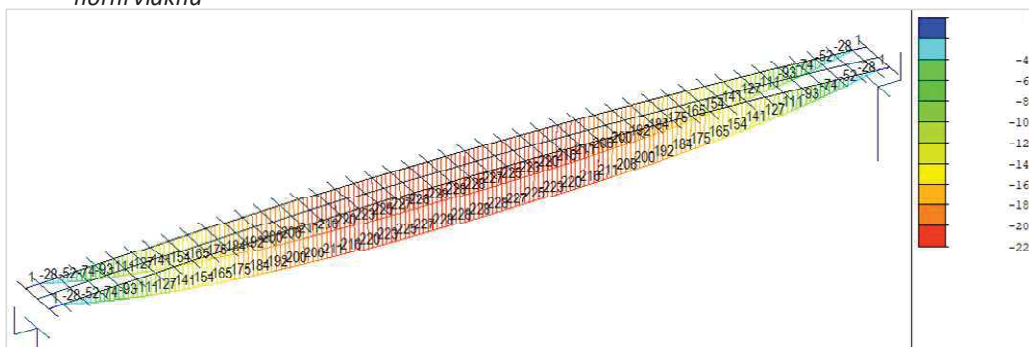
$$\sigma_{Ek} = 247 \text{ MPa} \leq f_{yk} = 355,0 \text{ MPa} \quad 69,6\%$$

VYHOVUJE

$$\frac{\sigma_{Ek}}{f_{yk}} = 0,70 \leq 1,00$$

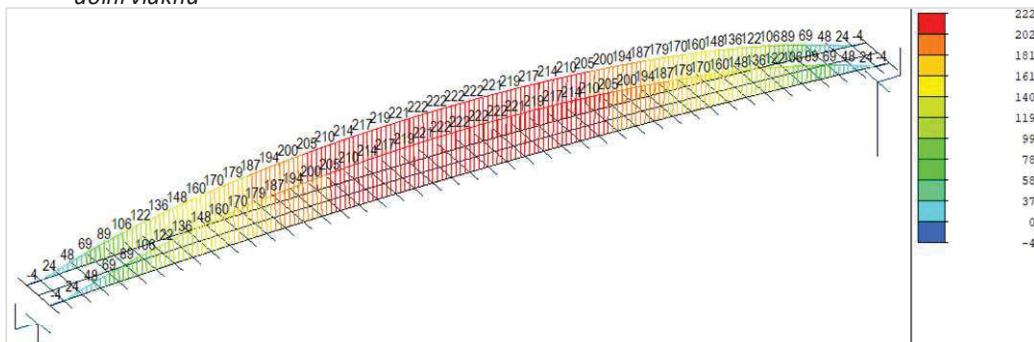
Montážní fáze - zmonolitnění

horní vlákna

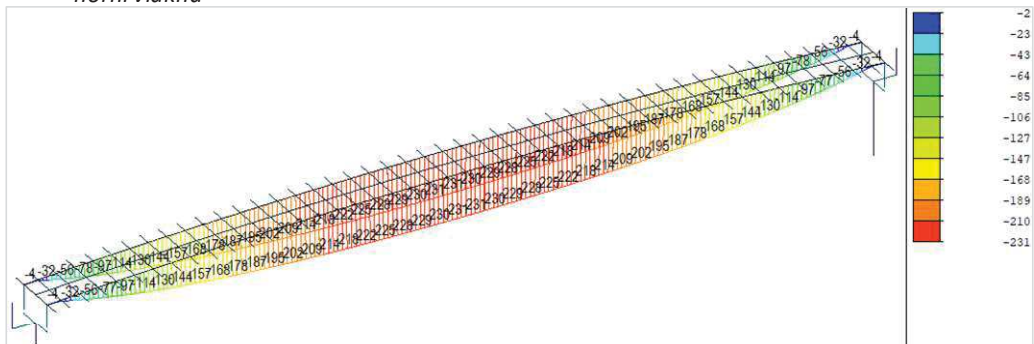




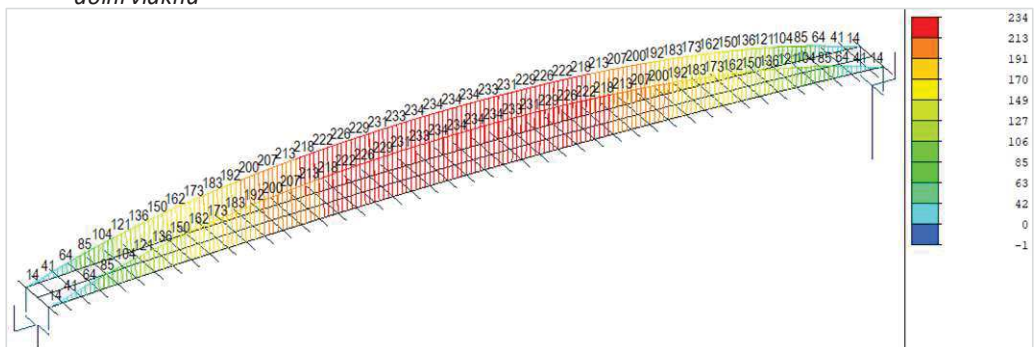
dolní vlákna

Montážní fáze - odstranění montážních podpor u opěr + aplikace ostatního stálého zatížení - t_{G1}

horní vlákna

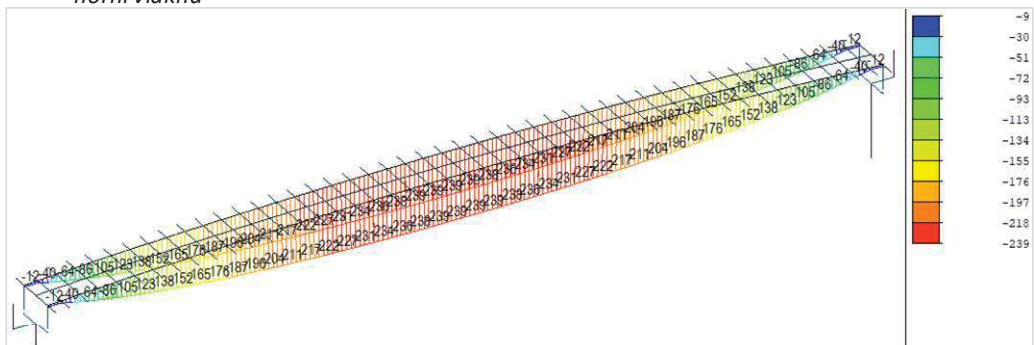


dolní vlákna

Provoz - uvedení do provozu - t_q

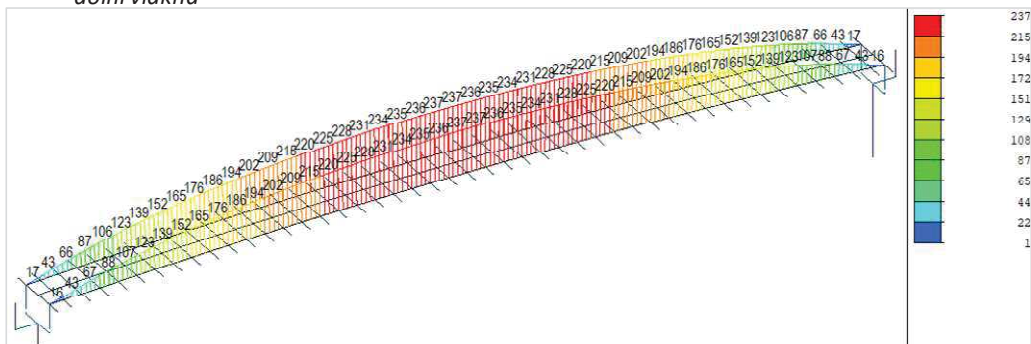
STÁLÉ ZATÍŽENÍ

horní vlákna



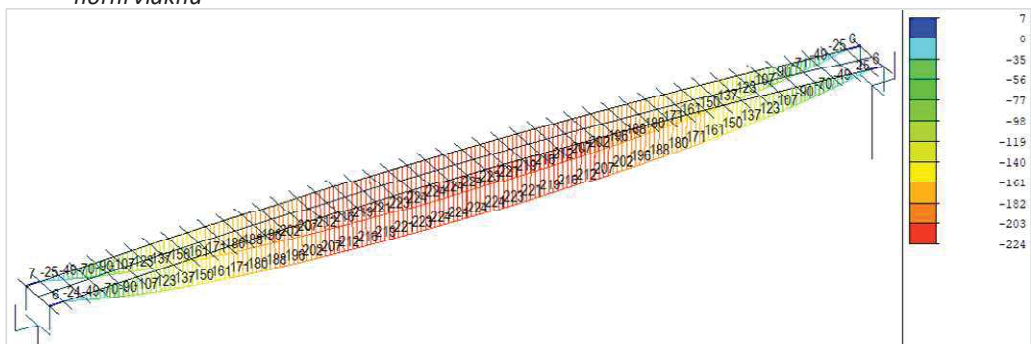


dolní vlákna

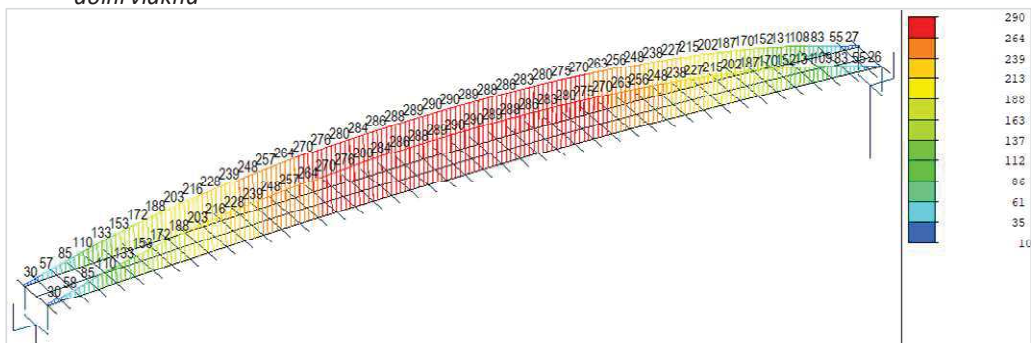


CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE - max

horní vlákna

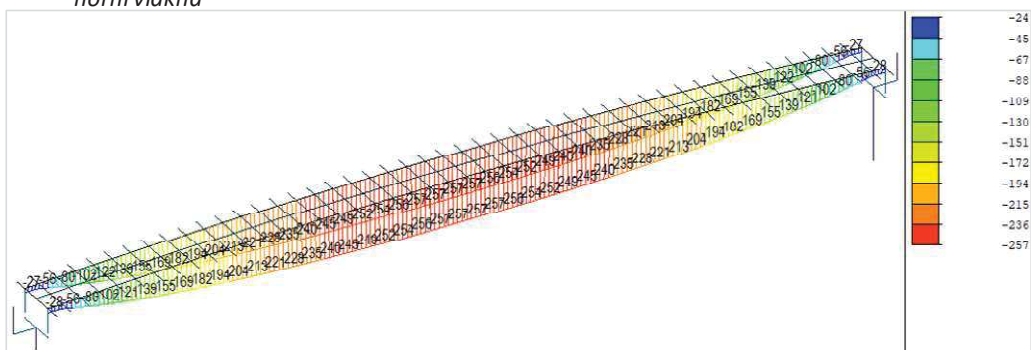


dolní vlákna



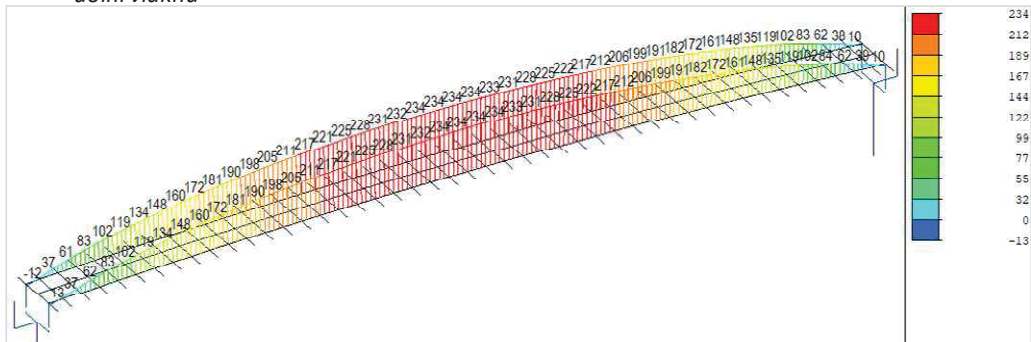
CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE - min

horní vlákna





dolní vlákna



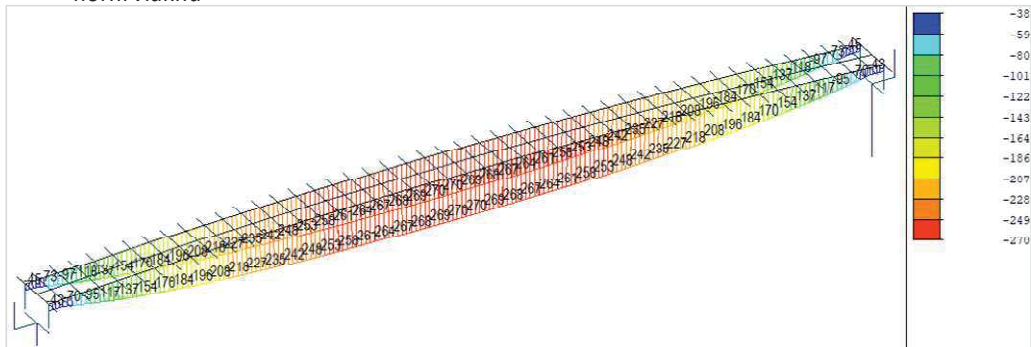
$\sigma_{sk,char} =$	290 MPa	\leq	$f_{yk} =$	355,0 MPa	81,7%
VYHOVUJE					

$$\frac{\sigma_{sk,char}}{f_{yk}} = 0,82 \leq 1,00$$

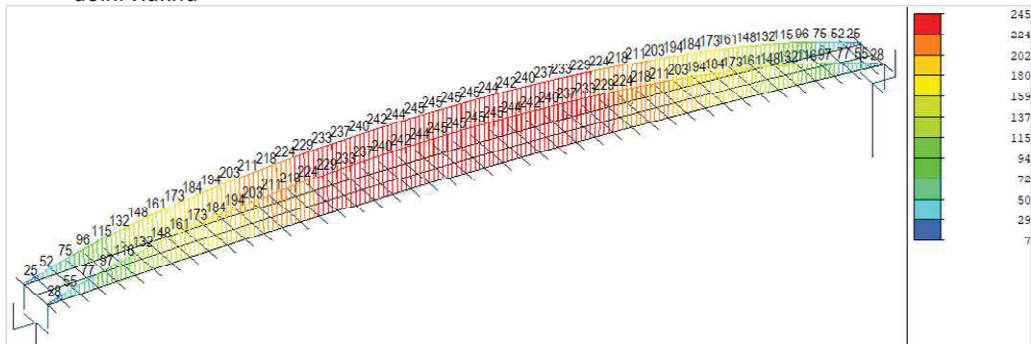
Provoz - životnost 100 let - t_{00}

STÁLÉ ZATÍŽENÍ

horní vlákna

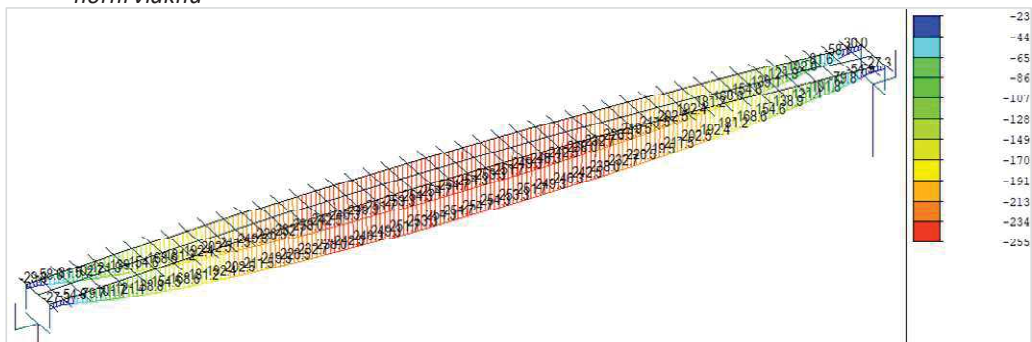
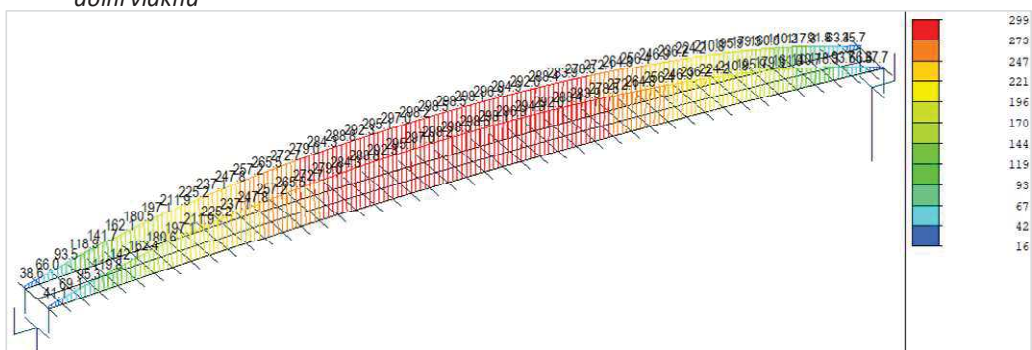


dolní vlákna

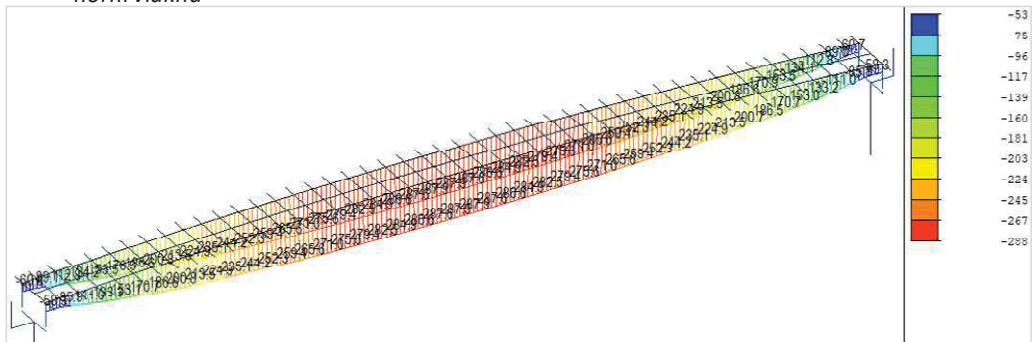




CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE - max

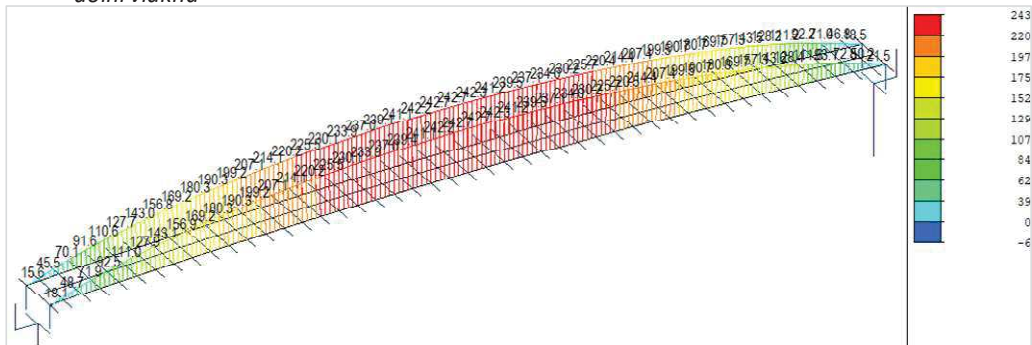
horní vlákna*dolní vlákna*

CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE - min

horní vlákna



dolní vlákna



$$\sigma_{sk,char} = 299 \text{ MPa} \leq f_{yk} = 355,0 \text{ MPa} \quad 84,2\%$$

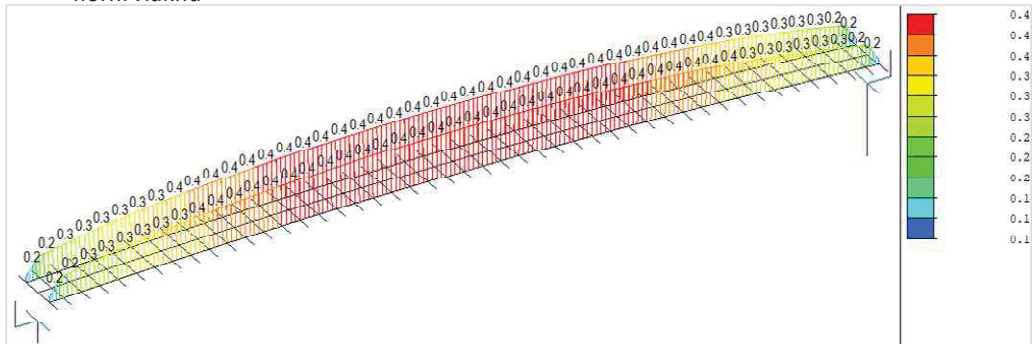
VYHOVUJE

$$\frac{\sigma_{sk,char}}{f_{yk}} = 0,84 \leq 1,00$$

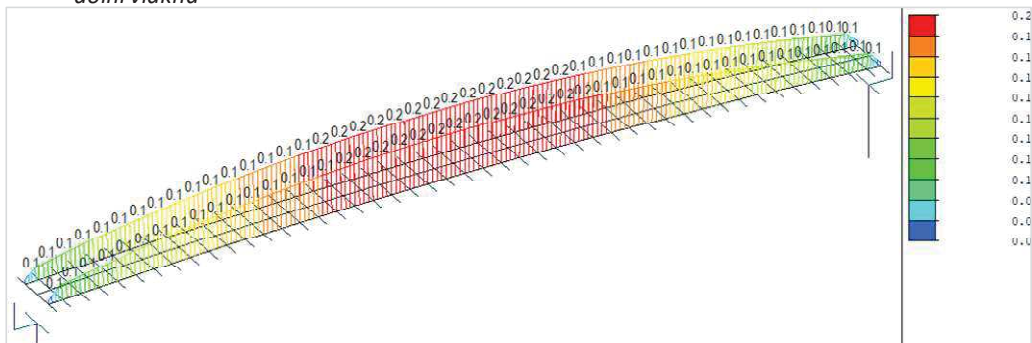
10.3.2. Omezení napětí – betonová deska

Montážní fáze - zmonolitnění

horní vlákna

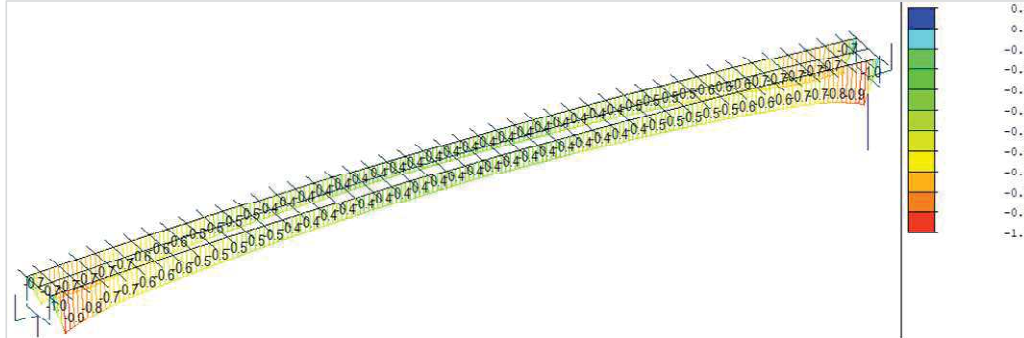


dolní vlákna

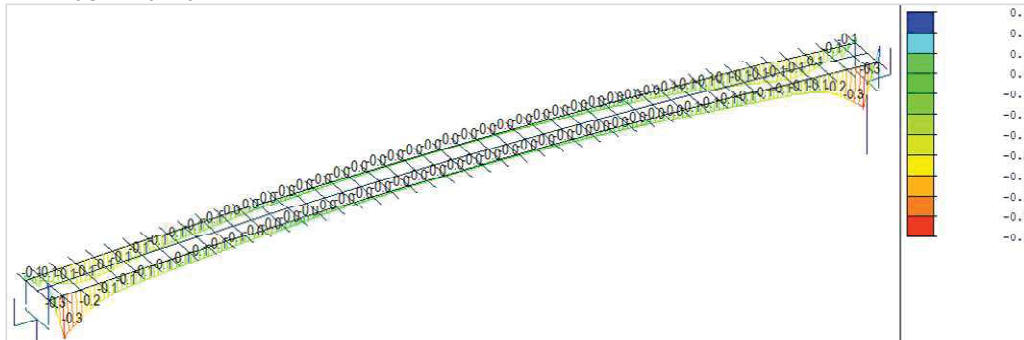



Montážní fáze - odstranění montážních podpor u opěr + aplikace ostatního stálého zatížení - t_{G1}

horní vlákna

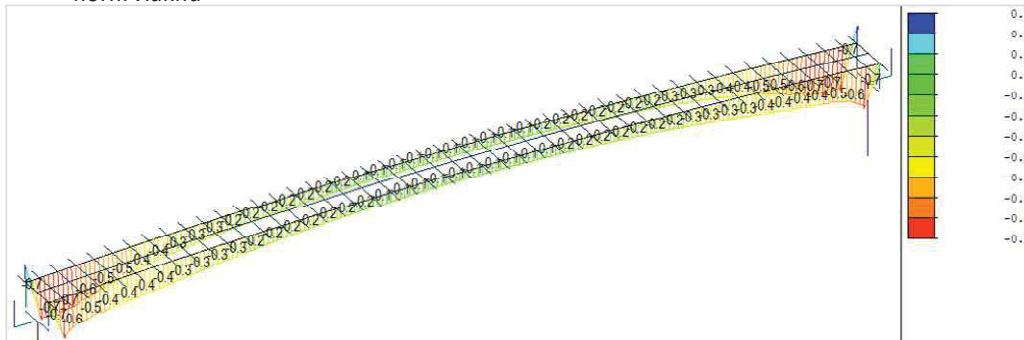


dolní vlákna

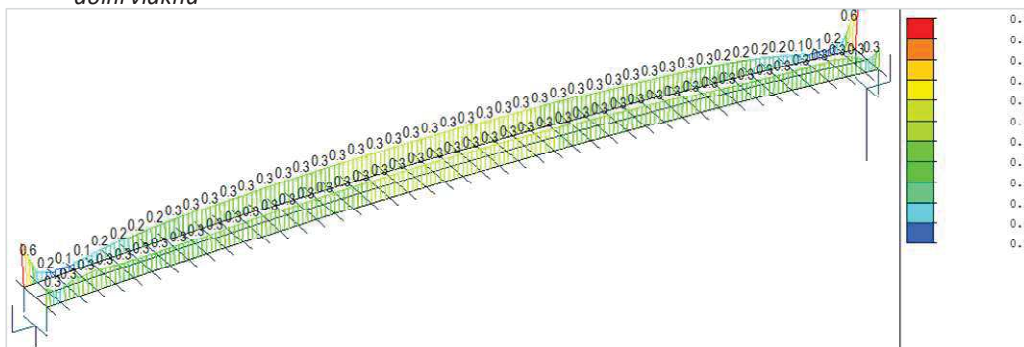

Provoz - uvedení do provozu - t_q

STÁLÉ ZATÍŽENÍ

horní vlákna



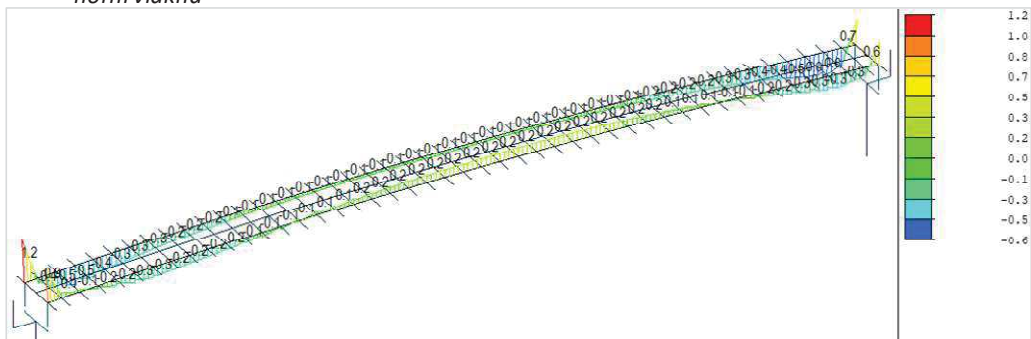
dolní vlákna



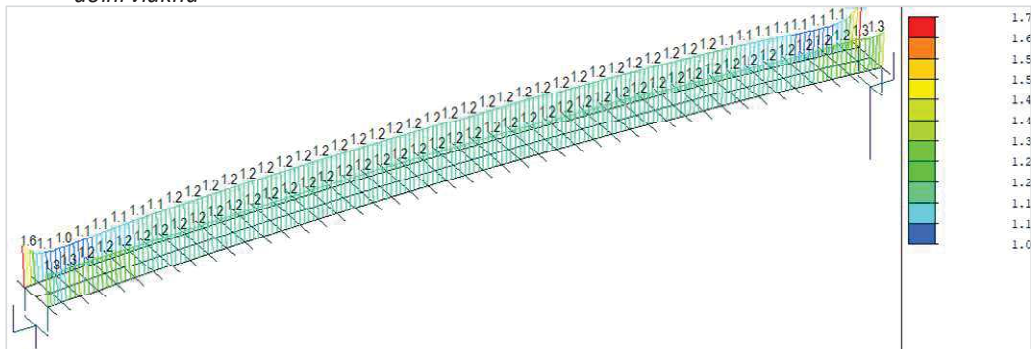


CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE - max

horní vlákna

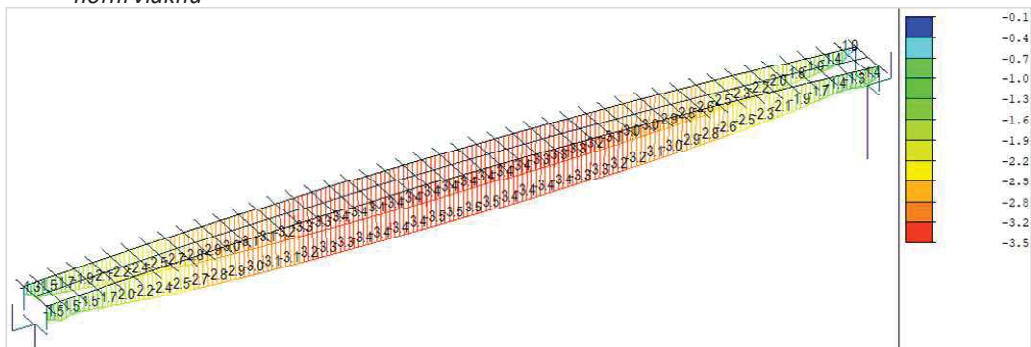


dolní vlákna

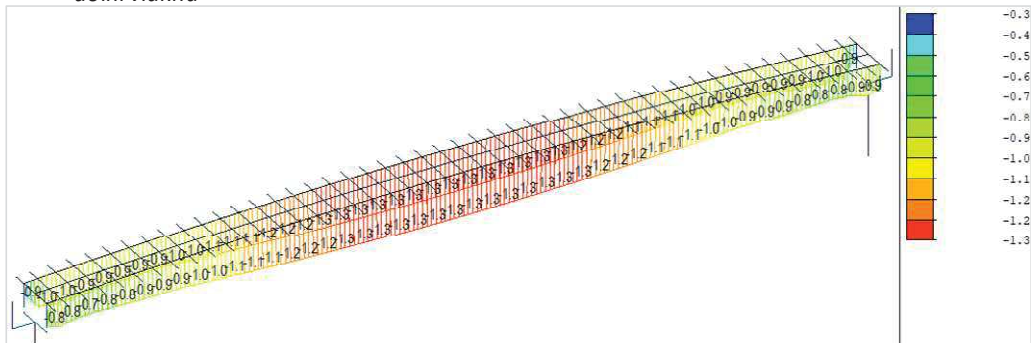


CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE - min

horní vlákna



dolní vlákna





$ \sigma_{ck,char} =$	3,5 MPa	\leq	$0,6 \cdot f_{ck} =$	21,0 MPa	16,7%
------------------------	---------	--------	----------------------	----------	-------

VYHOVUJE

$$\frac{\sigma_{ck,char}}{0,6 \cdot f_{ck}} = 0,17 \leq 1,00$$

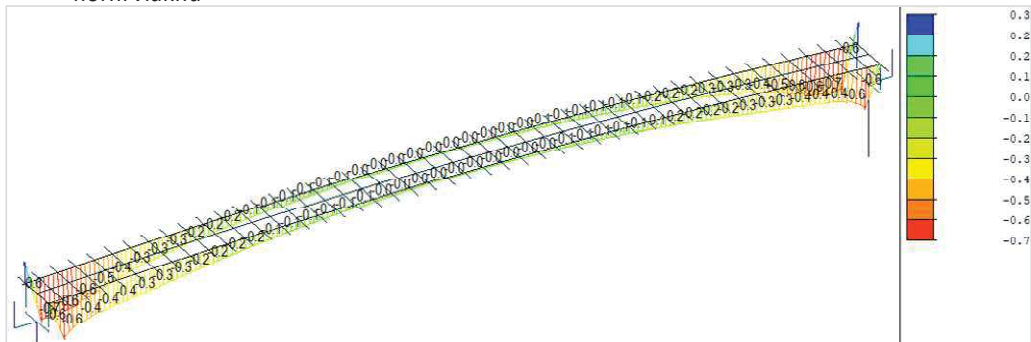
$\sigma_{ck,char} =$	1,7 MPa	\leq	$f_{ctm} =$	3,2 MPa	53,1%
----------------------	---------	--------	-------------	---------	-------

VYHOVUJE

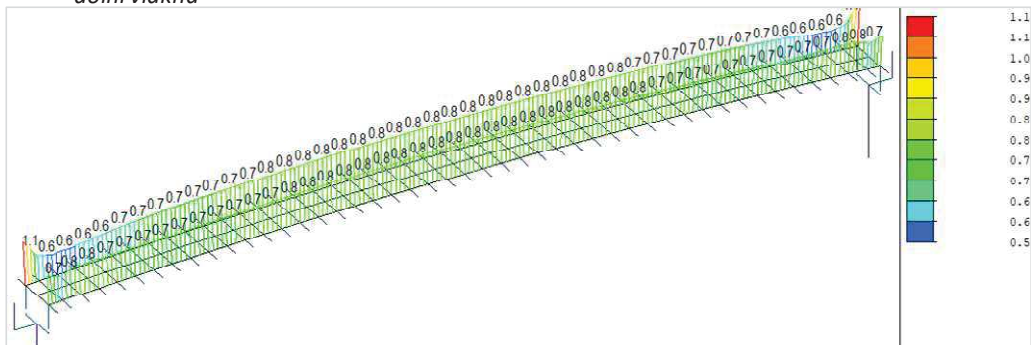
$$\frac{\sigma_{ck,char}}{f_{ctm}} = 0,53 \leq 1,00$$

Betonová deska se nepotrhá - nevzniknou trhliny.

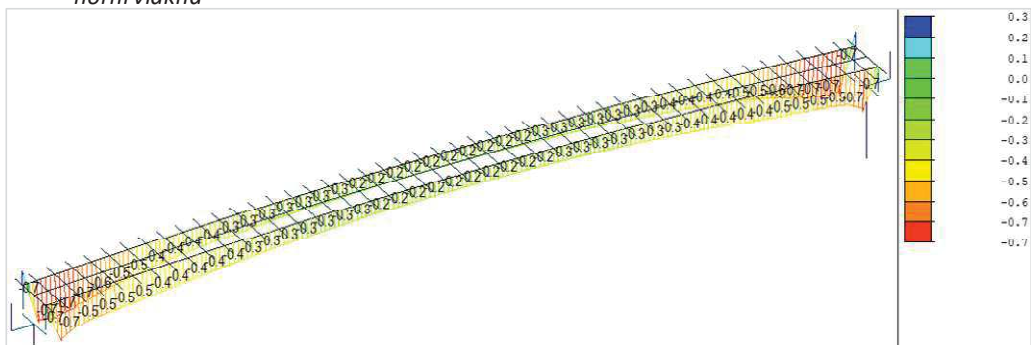
KVAZISTÁLÁ KOMBINACE - max
horní vlákna



dolní vlákna

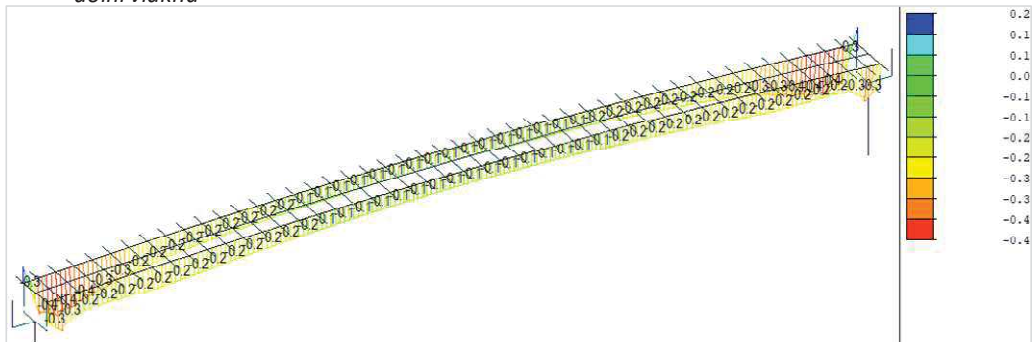


KVAZISTÁLÁ KOMBINACE - min
horní vlákna





dolní vlákna



$$|\sigma_{ck,kvaz}| = 0,7 \text{ MPa} \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 15,8 \text{ MPa} \quad 4,4\%$$

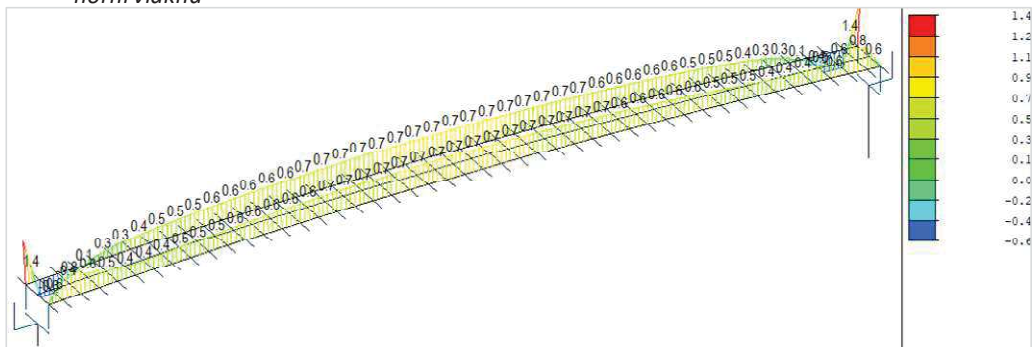
VYHOVUJE

$$\frac{\sigma_{ck,kvaz}}{0,45 \cdot f_{ck}} = 0,04 \leq 1,00$$

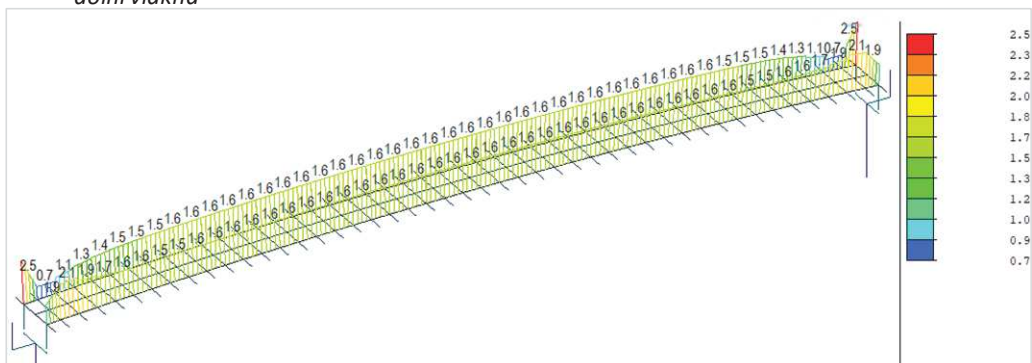
Provoz - životnost 100 let - t_{∞}

STÁLÉ ZATÍŽENÍ

horní vlákna



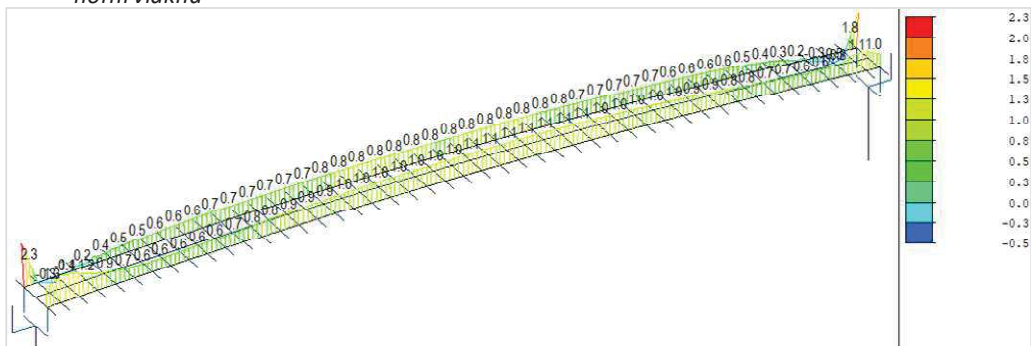
dolní vlákna



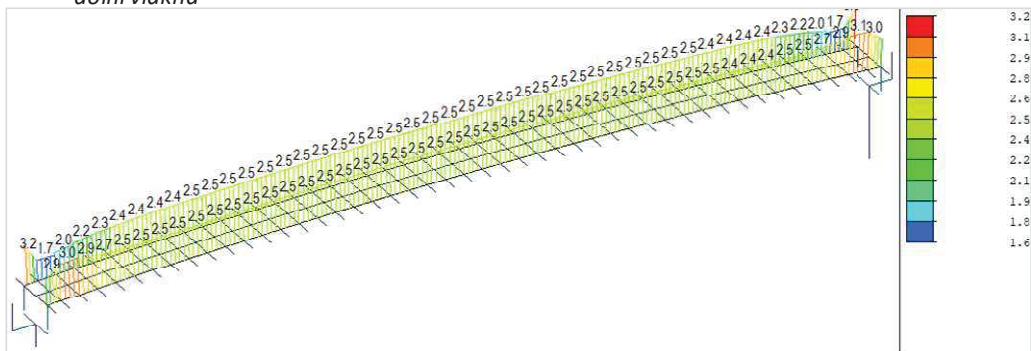


CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE - max

horní vlákna

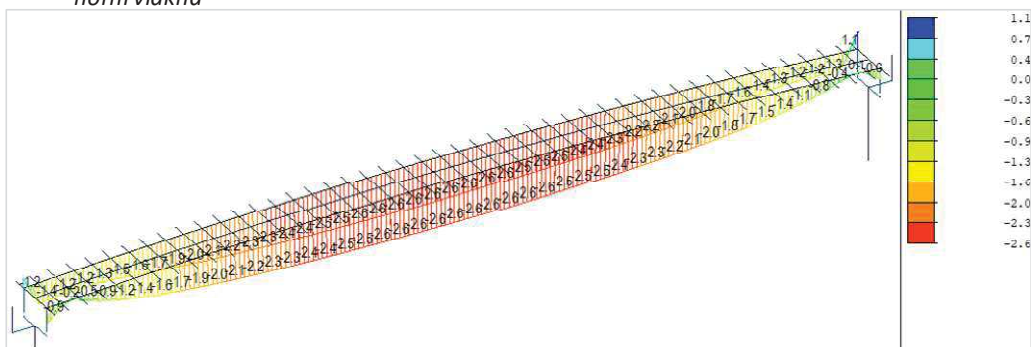


dolní vlákna

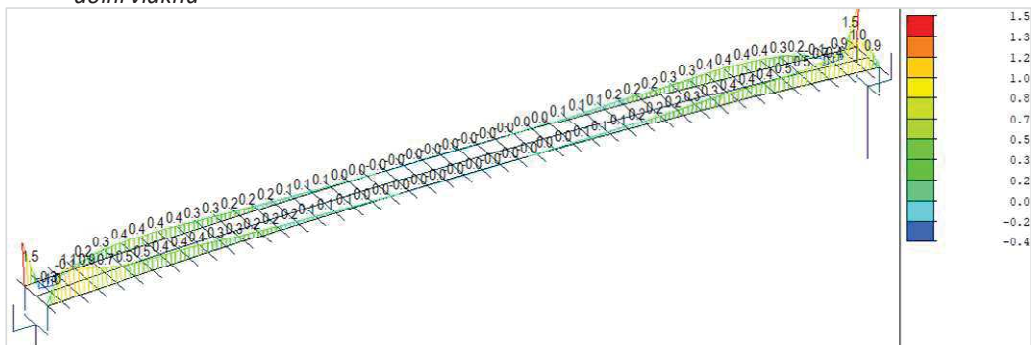


CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE - min

horní vlákna



dolní vlákna





$$|\sigma_{ck,char}| = 2,6 \text{ MPa} \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 21,0 \text{ MPa} \quad 12,4\%$$

VYHOVUJE

$$\frac{\sigma_{ck,char}}{0,6 \cdot f_{ck}} = 0,12 \leq 1,00$$

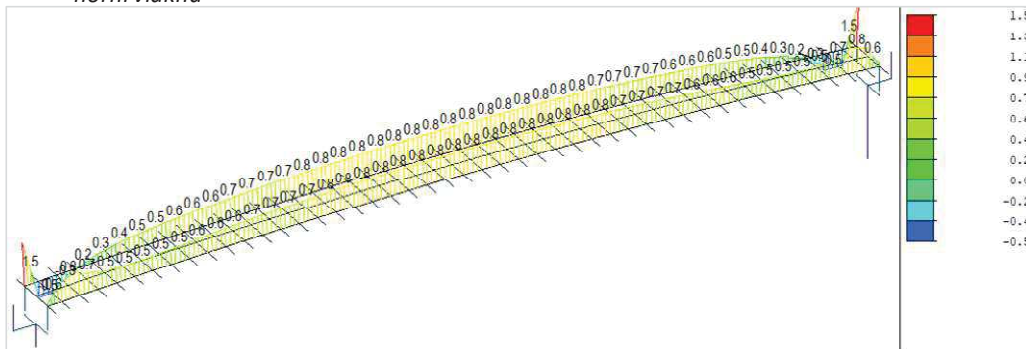
$$\sigma_{ck,char} = 3,2 \text{ MPa} \leq f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa} \quad 100,0\%$$

VYHOVUJE

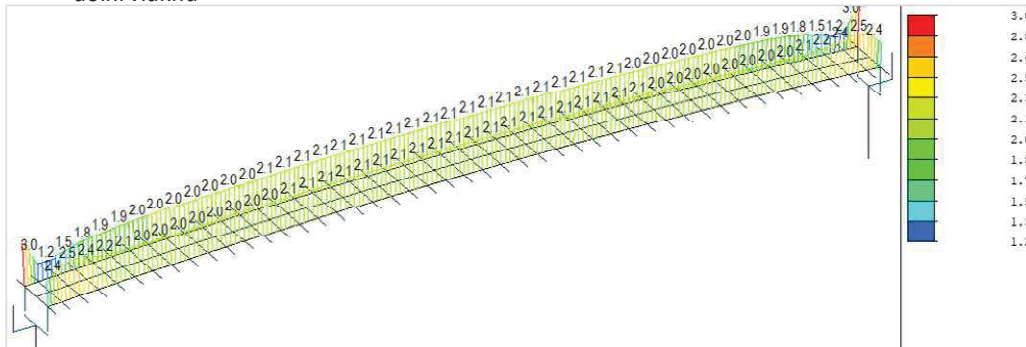
$$\frac{\sigma_{ck,char}}{f_{ctm}} = 1,00 \leq 1,00$$

Betonová deska se nepotrhá - nevzniknou trhliny.

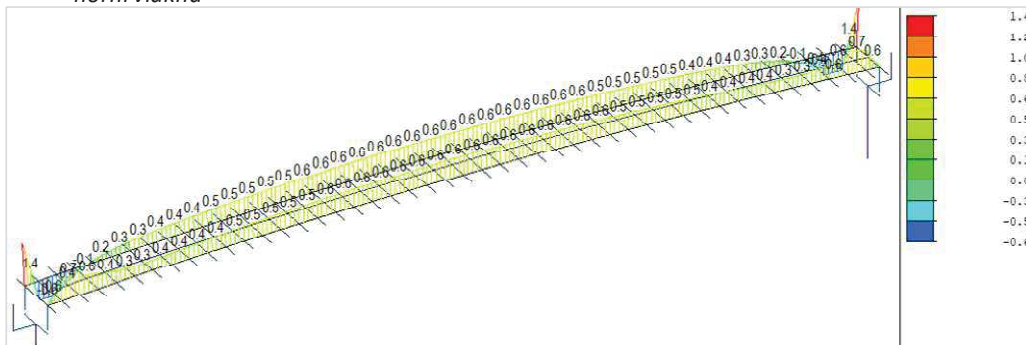
KVAZISTÁLÁ KOMBINACE - max
horní vlákna



dolní vlákna

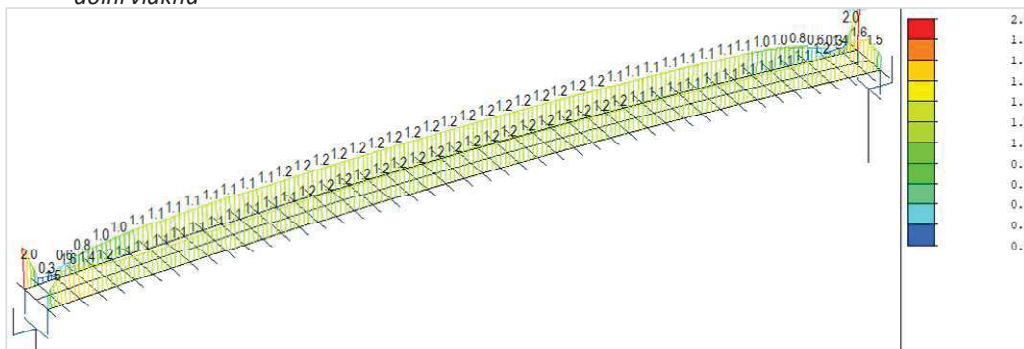


KVAZISTÁLÁ KOMBINACE - min
horní vlákna





dolní vlákna



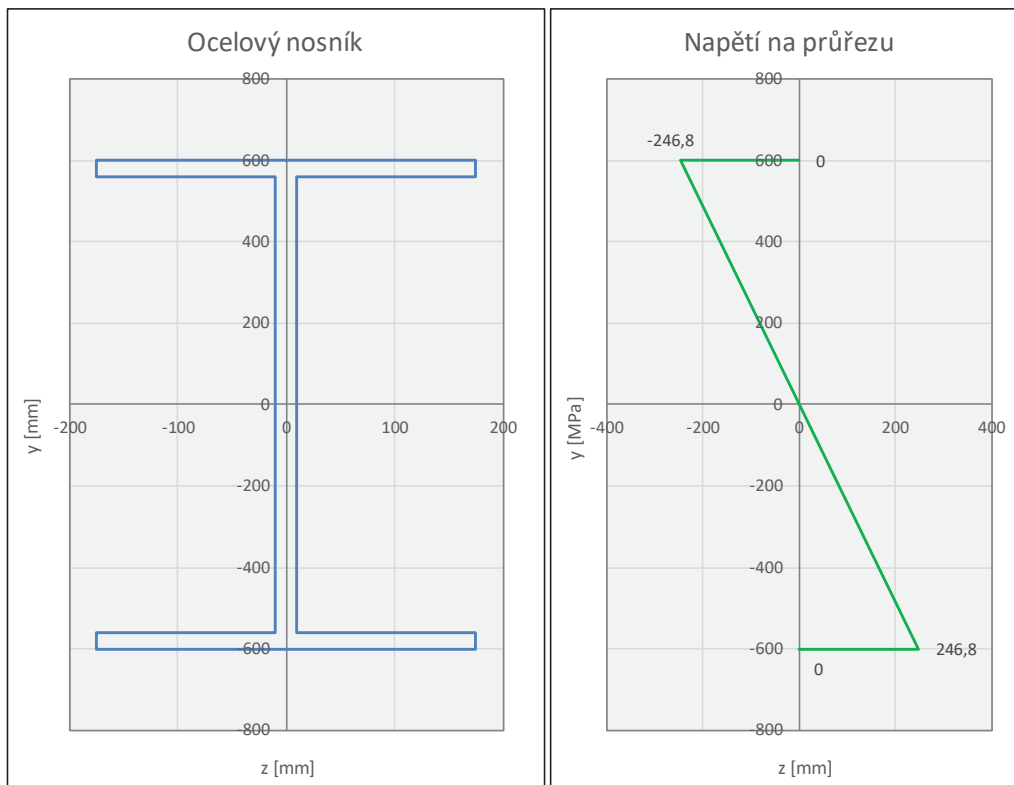
$$|\sigma_{ck,kvaz}| = 0,6 \text{ MPa} \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 15,8 \text{ MPa} \quad 3,8\%$$

VYHOVUJE

$$\frac{\sigma_{ck,kvaz}}{0,45 \cdot f_{ck}} = 0,04 \leq 1,00$$

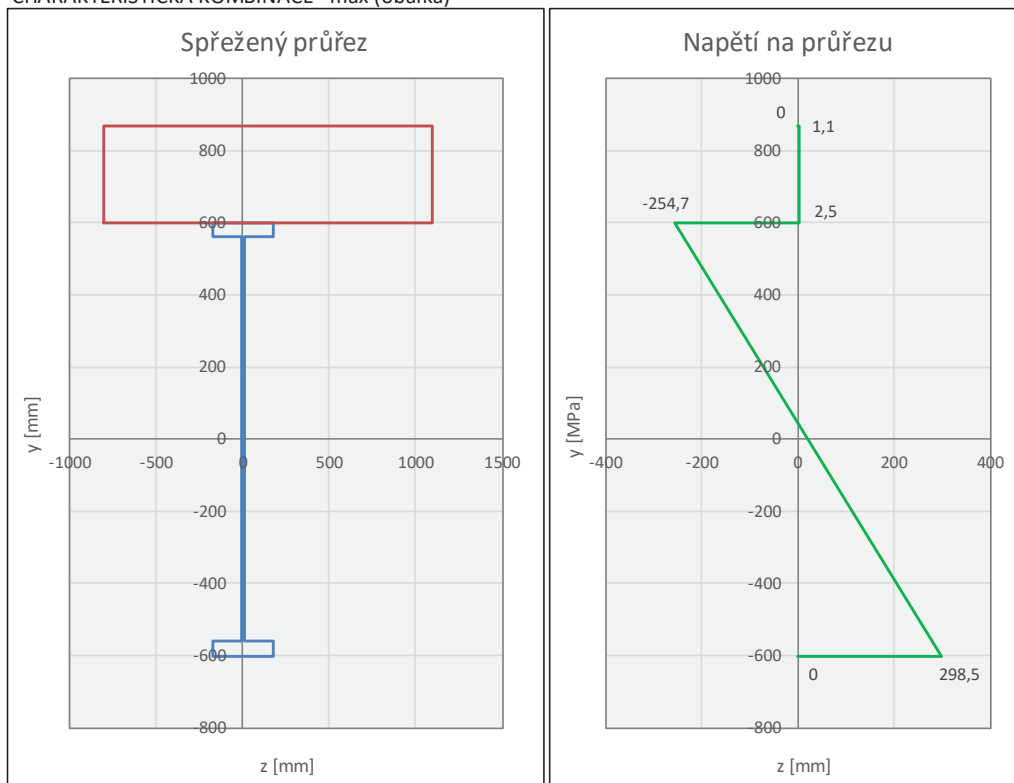
Posouzení normálových napětí – rozhodující fáze

Montážní fáze - betonáž desky (mokvý beton, bednění, montážní ztužení, staveništní zatížení)

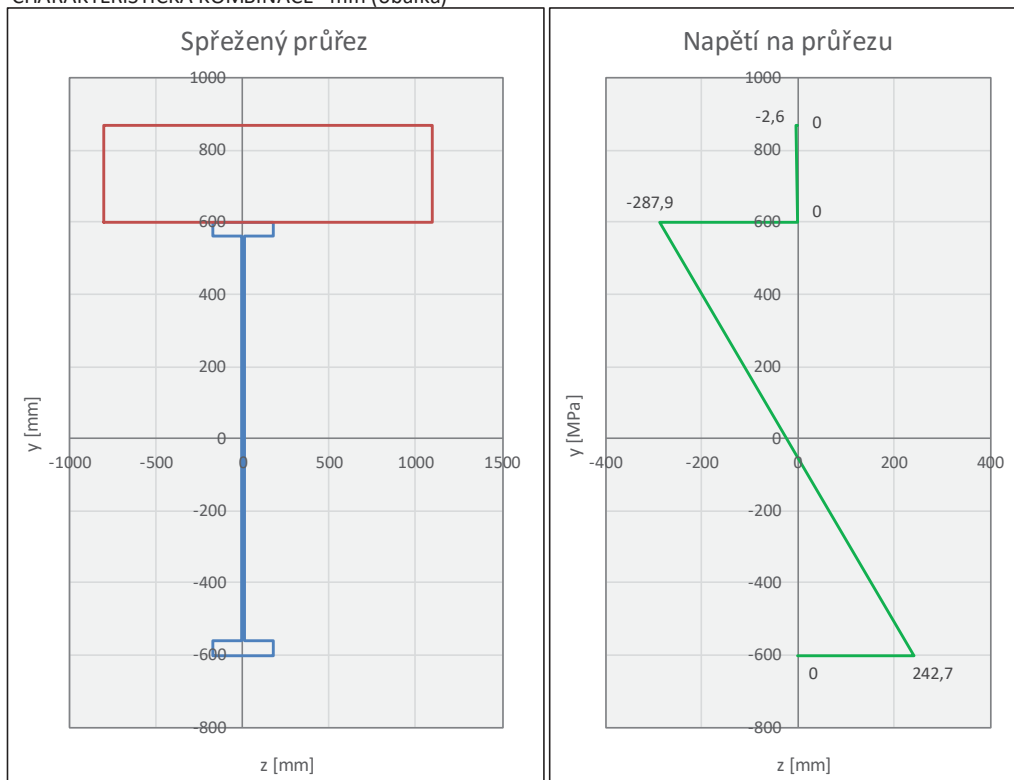


Provoz - životnost 100 let - t_{∞}

CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE - max (obálka)



CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE - min (obálka)

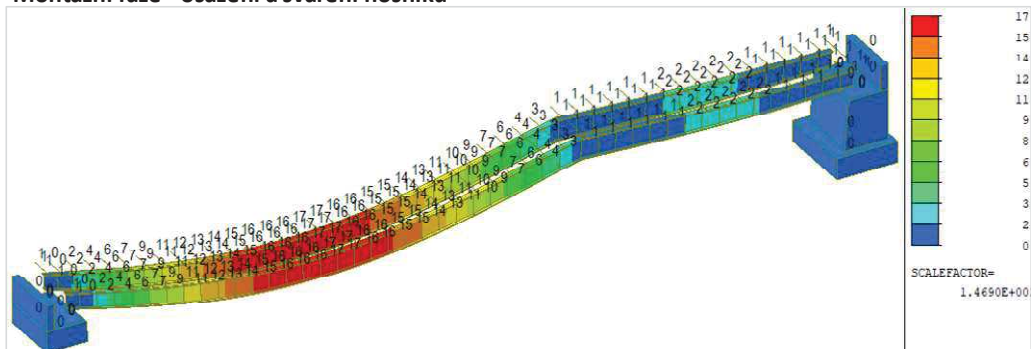




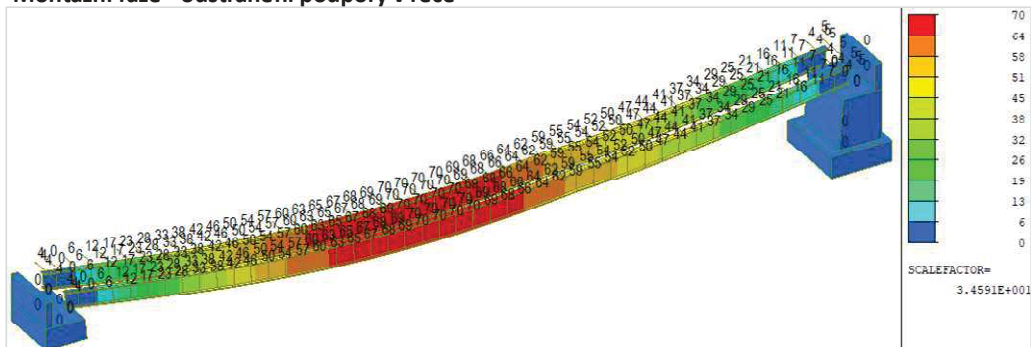
10.3.3. Posouzení deformací

DEFORMACE LÁVKY OD STÁLÝCH ZATÍŽENÍ V PRŮBĚHU MONTÁŽE A PROVOZU

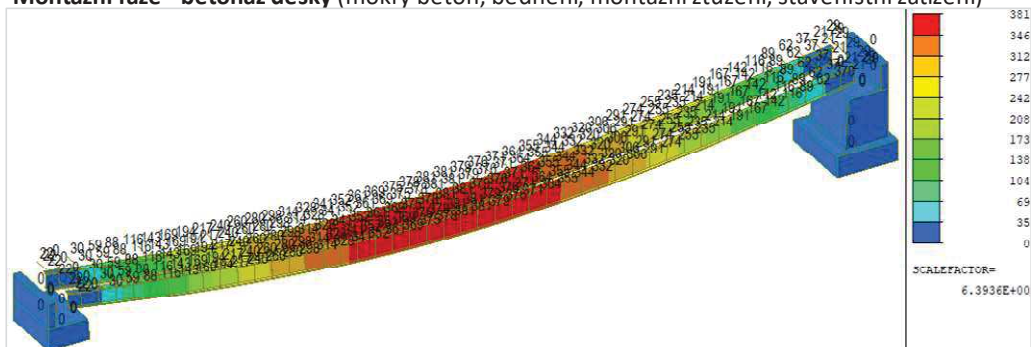
Montážní fáze - osazení a svaření nosníků



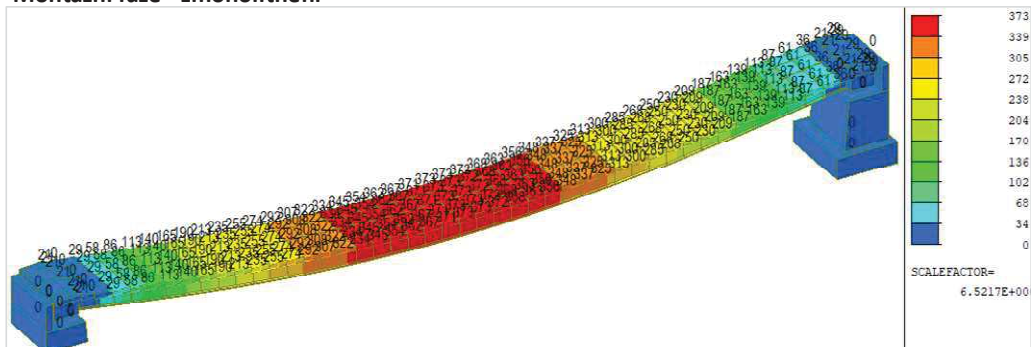
Montážní fáze - odstranění podpory v řece

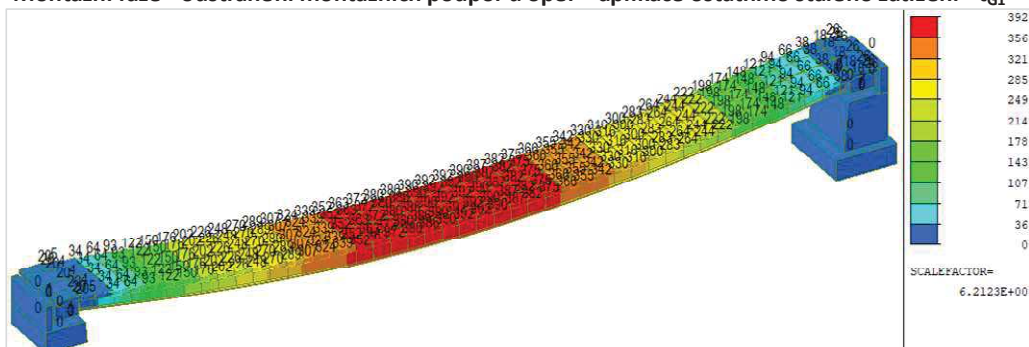
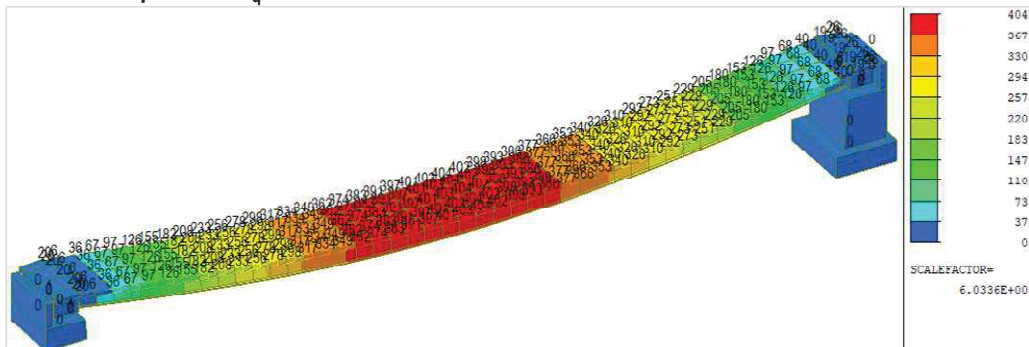
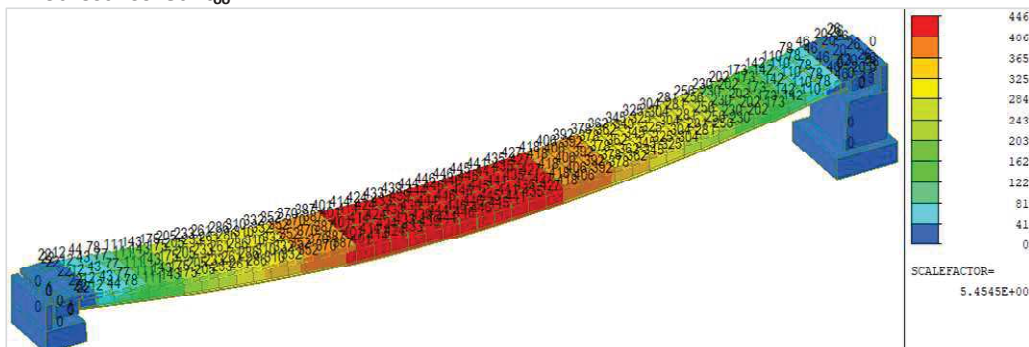


Montážní fáze - betonáž desky (mokry beton, bednění, montážní ztužení, staveništní zatížení)

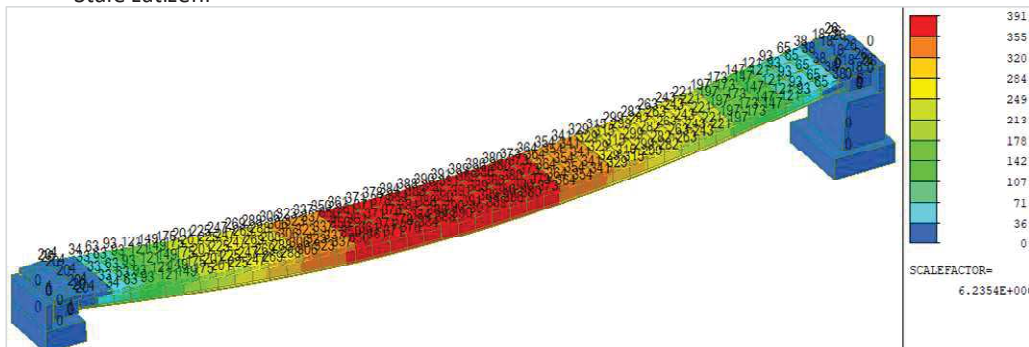


Montážní fáze - zmonolitnění



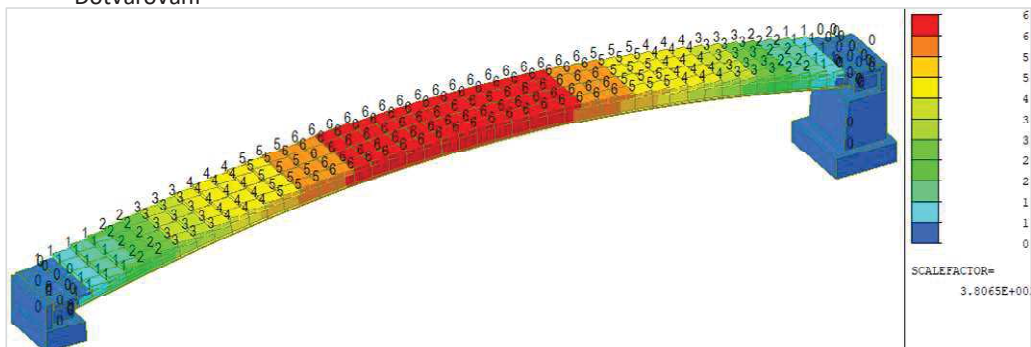

 Montážní fáze - odstranění montážních podpor u opěr + aplikace ostatního stálého zatížení - t_{G1}

 Uvedení do provozu - t_q

 Životnost 100 let - t_{100}


Stálé zatížení

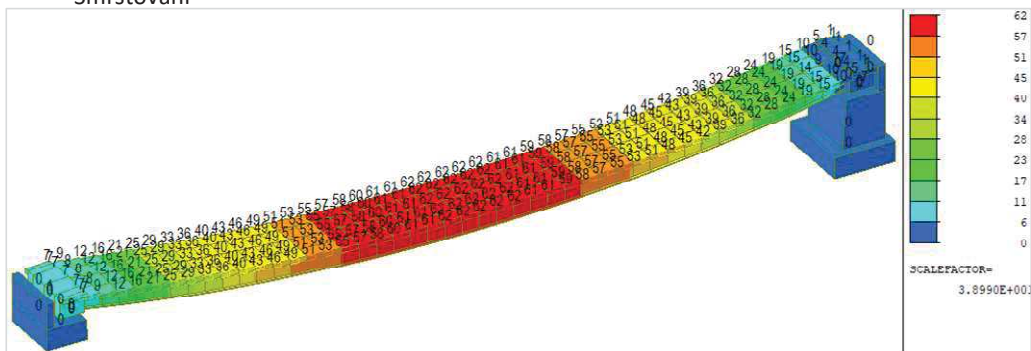




Dotvarování



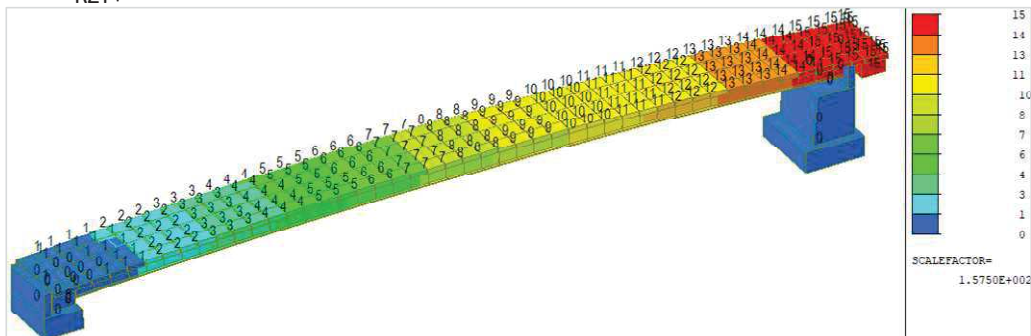
Smršťování



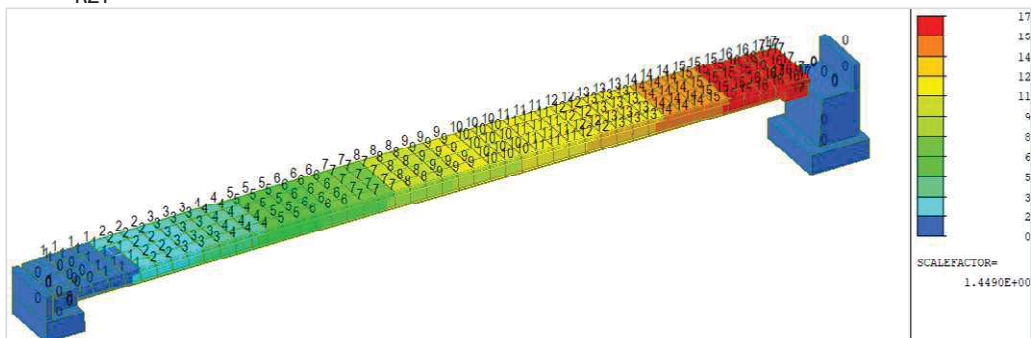
DEFORMACE LÁVKY OD NAHODILÝCH ZATÍŽENÍ

Zatížení teplotou

RZT+

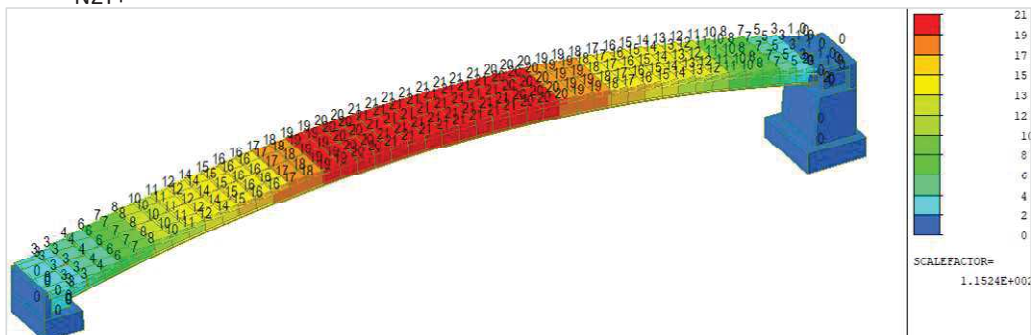


RZT-

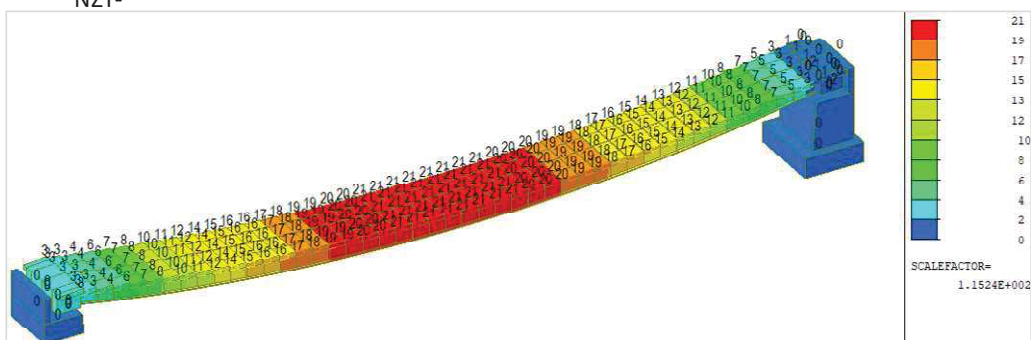




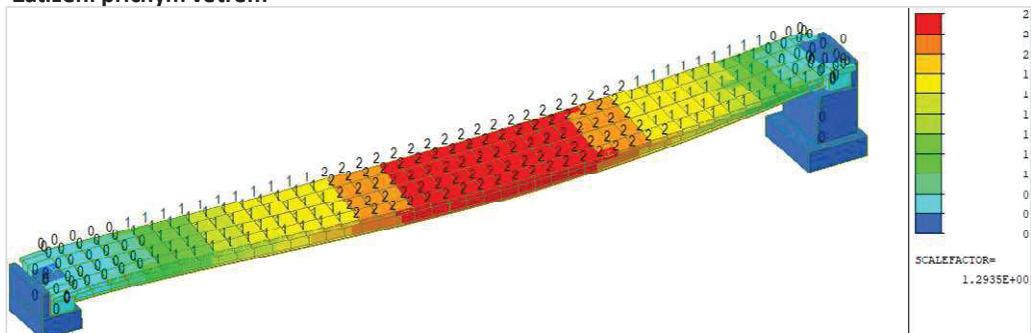
NZT+



NZT-

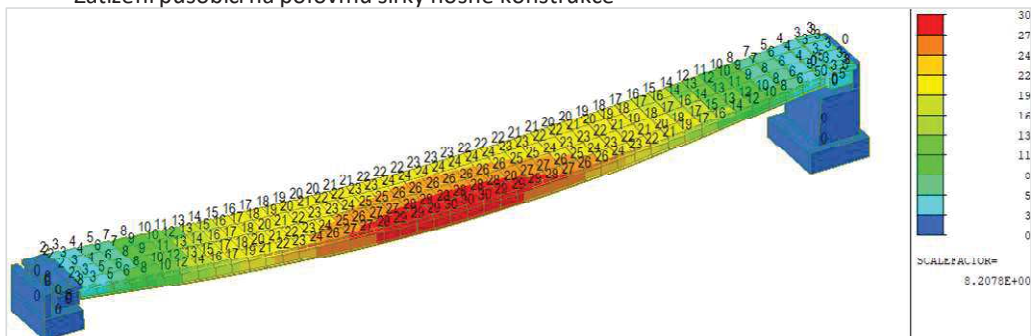


Zatížení příčným větrem



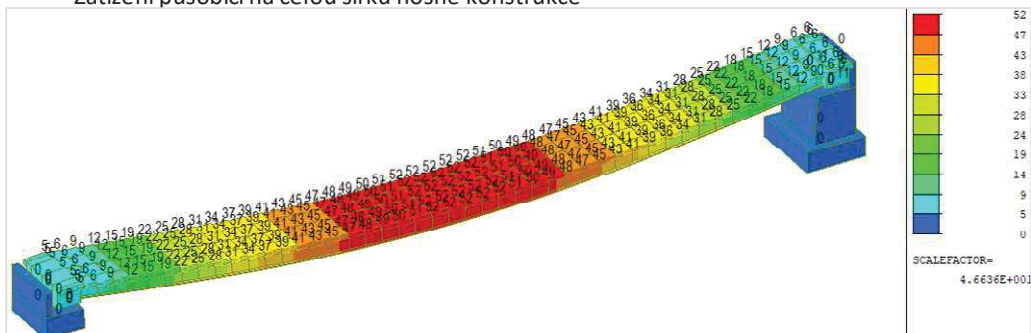
Rovnoměrné zatížení chodci

Zatížení působící na polovinu šířky nosné konstrukce

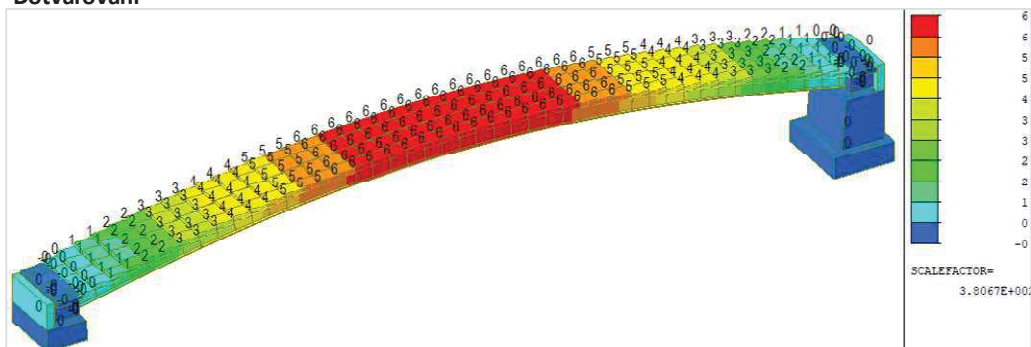
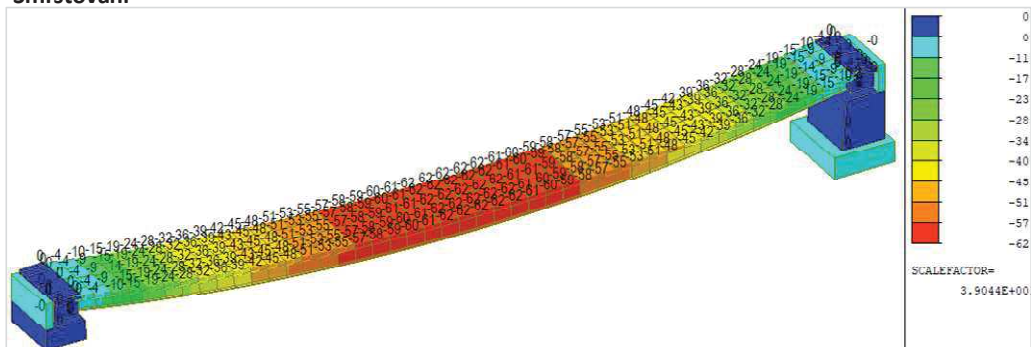




Zatížení působící na celou šířku nosné konstrukce

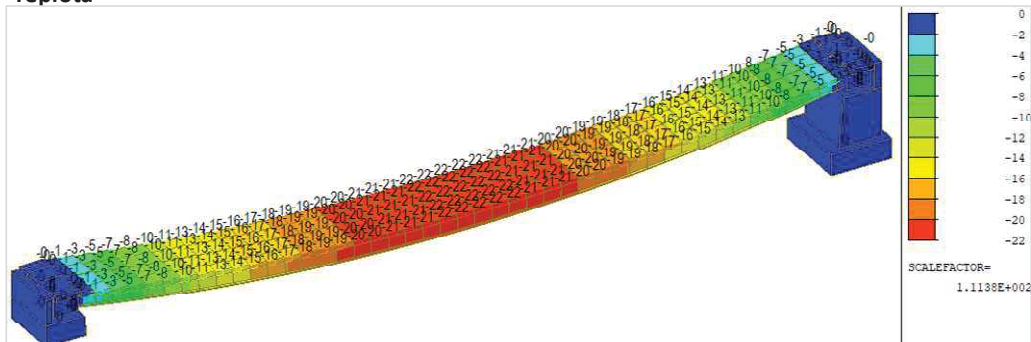

POSOUZENÍ SVISLÝCH DEFORMACÍ LÁVKY - PROVOZ - ŽIVOTNOST 100 LET - t_{00}
Stálé zatížení

V posudku předpokládáno vyrovnaní všech stálých zatížení (ocelové nosníky, betonová deska, ostatní stálé zatížení pomocí nadvýšení nosné konstrukce $\rightarrow \Delta_{G0+G1} = 0 \text{ mm}$

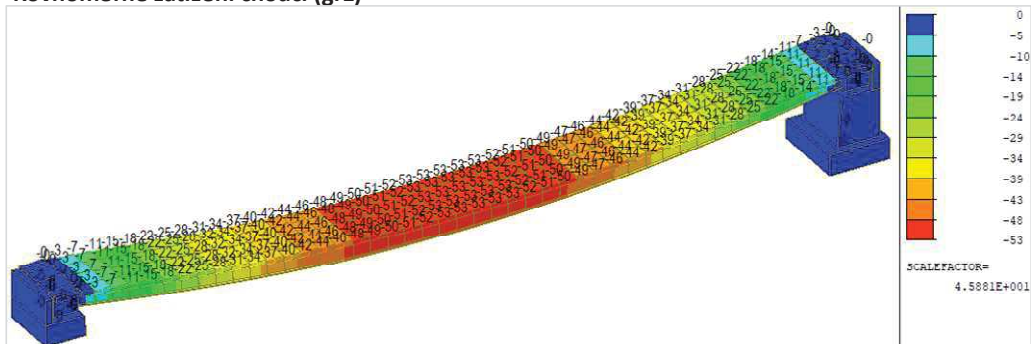
Dotvarování

Smršťování




Teplota



Rovnoměrné zatížení chodci (gr1)



Svislý průhyb od zatížení	dotvarováním	$\Delta_{dot} =$	6 mm
	smršťováním	$\Delta_{smr} =$	-62 mm
	teplotou	$\Delta_T =$	-22 mm
	rovnoměrným zatížením chodci	$\Delta_{gr1} =$	-53 mm

CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE

Celkový svislý průhyb	$\Delta_{char} = \Delta_{dot} + \Delta_{smr} + \Delta_{gr1} + 0.6 \cdot \Delta_T$	$\Delta_{char} =$	-122 mm
Rozpětí nosné konstrukce		L =	45,5 m
Limitní hodnota průhybu lávky dle ČSN EN 1993-2 NA.2.23	$\Delta_{lim} = \frac{L}{250}$	$\Delta_{lim} =$	182 mm

$ \Delta_{char} =$	122 mm	\leq	$\Delta_{lim} =$	182 mm	67,1%
---------------------	--------	--------	------------------	--------	-------

VYHOVUJE

$$\frac{\Delta_{char}}{\Delta_{lim}} = 0,67 \leq 1,00$$

KVAZISTÁLÁ KOMBINACE

Celkový svislý průhyb	$\Delta_{kvazi} = \Delta_{dot} + \Delta_{smr} + 0.5 \cdot \Delta_T$	$\Delta_{char} =$	-67 mm
-----------------------	---	-------------------	--------

V posudku předpokládáno vyrovnání všech stálých zatížení (ocelové nosníky, betonová deska, ostatní stálé zati pomocí nadvýšení nosné konstrukce.

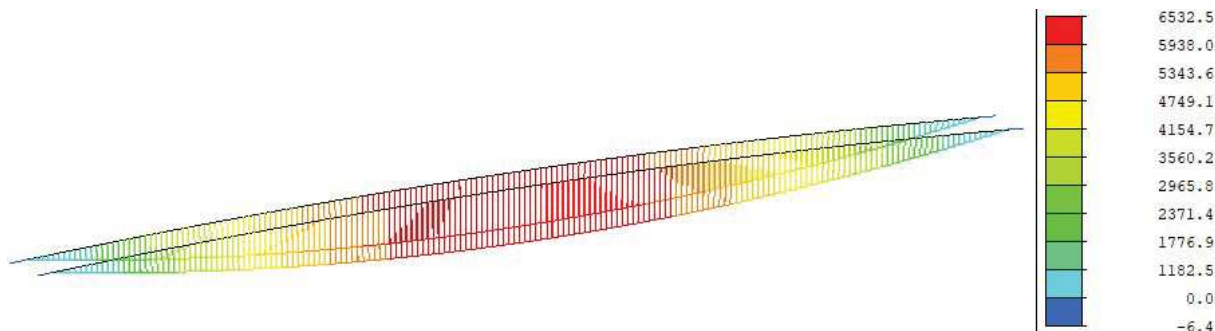


10.4. Mezní stavy únosnosti

10.4.1. Únosnost v ohybu – montáž

Vnitřní síly

My [kNm] (obálka kombinací 6.10a a 6.10b)



ÚNOSNOST OCELOVÉHO NOSNÍKU V OHYBU - V POLOVINĚ ROZPĚTÍ NK

Maximální ohybový moment

$$M_{Ed} = 6532.5 \text{ kNm}$$

Plastický modul průřezu

$$W_{pl,y} = 2.25E+07 \text{ mm}^3$$

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

Dílčí součinitel spolehlivosti oceli

$$\gamma_{M0} = 1$$

Plastický moment únosnosti

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,Rd} = 7991.8 \text{ kNm}$$

$M_{Ed} = 6532.5 \text{ kNm}$	\leq	$M_{pl,Rd} = 7991.8 \text{ kNm}$	81.7%
-------------------------------	--------	----------------------------------	-------

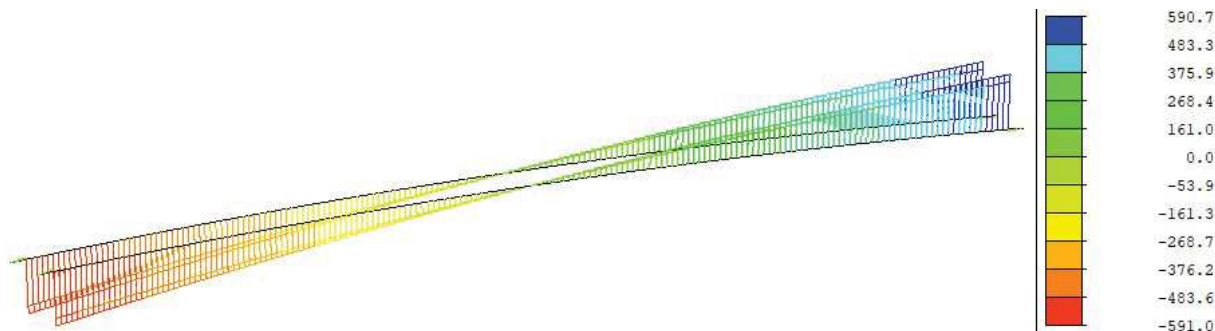
VYHOVUJE

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0.82 \leq 1.00$$

10.4.2. Únosnost ve smyku – montáž

Vnitřní síly

Fz [kN] (obálka kombinací 6.10a a 6.10b)





ÚNOSNOST OCELOVÉHO NOSNÍKU VE SMYKU

Maximální posouvající síla

 $V_{Ed} = 591.0 \text{ kN}$

Převodní součinitel

 $\eta = 1.2$

Smyková plocha pro svařovaný průřez zatížený rovnoběžně se stojinou

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli

 $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$

Dílčí součinitel spolehlivosti oceli

 $\gamma_{M0} = 1$

$$A_v = \eta \sum (h_w \cdot t_w) \quad A_v = 19992 \text{ mm}^2$$

Plastická únosnost ve smyku

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad V_{pl,Rd} = 4097.5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 591.0 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 4097.5 \text{ kN} \quad 14.4\%$$

VYHOVUJE

Ohyb a smyk

$$V_{Ed} = 591.0 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 2048.8 \text{ kN} \quad 28.8\%$$

VYHOVUJE

Smyková síla je menší než polovina plastické smykové únosnosti průřezu ->
 účinek smykové síly na únosnost průřezu v ohybu lze zanedbat.

$$h_w/t_w = 41.7 \leq 72 \cdot \varepsilon / \eta = 48.8 \quad 85.3\%$$

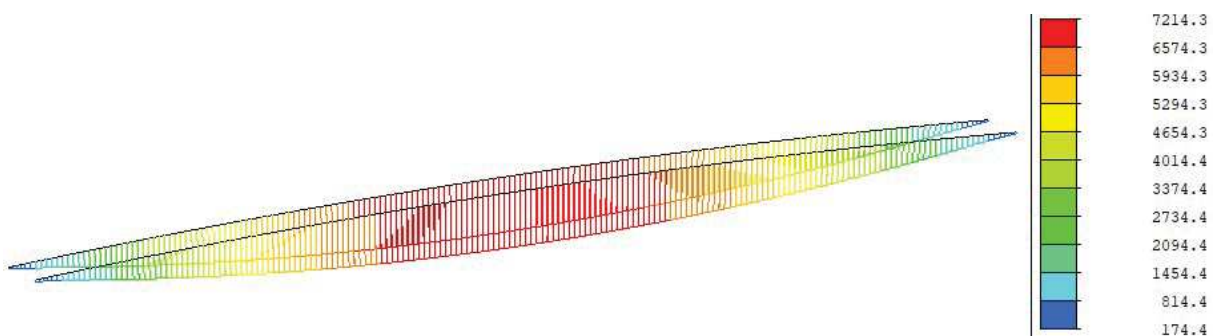
VYHOVUJE

Není nutno posoudit smykovou únosnost stojiny bez mezilehlých výztuž při boulení.

10.4.3. Únosnost v ohybu – provoz

Vnitřní síly

M_y [kNm] (obálka kombinací 6.10a a 6.10b)




ÚNOSNOST SPŘAŽENÉHO NOSNÍKU V OHYBU - V POLOVINĚ ROZPĚTÍ NK

Maximální ohybový moment

$$M_{Ed} = 7214.3 \text{ kNm}$$

1) Plastická neutrální osa se nachází v betonové desce
Podmínka rovnováhy $N_a = N_c$

Celková plocha průřezu nosníku

$$A_a = 50400 \text{ mm}^2$$

Návrhová hodnota meze kluzu oceli

$$f_{yd} = 355.0 \text{ MPa}$$

Celková účinná šířka betonové desky

$$b_{eff} = 1900 \text{ mm}$$

Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku

$$f_{cd} = 23.3 \text{ MPa}$$

Průměrná tloušťka desky

$$h_c = 269 \text{ mm}$$

Vzdálenost plastické neutrální osy od horních vláken

$$z_{pl} = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b_{eff} \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} \quad z_{pl} = 474.8 \text{ mm}$$

$z_{pl} = 474.8 \text{ mm}$	\geq	$h_c = 269.0 \text{ mm}$
-----------------------------	--------	--------------------------

NEVYHOVUJE

Plastická neutrální osa se nachází v ocelovém nosníku.

2) Plastická neutrální osa se nachází ve stojině ocelového nosníku
Podmínka rovnováhy $N_a = N_c + 2 \cdot N_{a1}$ Předpoklad $x_{pl} = z_{pl} - h_c$

Šířka horní pásnice ocelového nosníku

$$b_{fl,h} = 350 \text{ mm}$$

Tloušťka horní pásnice ocelového nosníku

$$t_{fl,h} = 40 \text{ mm}$$

$$x_{pl} = \frac{A_a \cdot f_{yd} - h_c \cdot b_{eff} \cdot 0.85 \cdot f_{cd}}{2 \cdot b_{fl,h} \cdot f_{yd}} \quad x_{pl} = 31.2 \text{ mm}$$

$x_{pl} = 31.2 \text{ mm}$	\leq	$t_{fl,h} = 40.0 \text{ mm}$
----------------------------	--------	------------------------------

VYHOVUJE

Plastická neutrální osa se nachází v horní pásnici ocelového nosníku.

Výsledná tlaková síla v betonové desce

$$F_c = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_c \quad F_c = 10137 \text{ kN}$$

Výsledná tlaková síla v pásnici ocelového nosníku

$$F_{a1} = f_{yd} \cdot b_{fl,h} \cdot x_{pl} \quad F_{a1} = 3878 \text{ kN}$$

Šířka dolní pásnice ocelového nosníku

$$b_{fl,d} = 350 \text{ mm}$$

Tloušťka dolní pásnice ocelového nosníku

$$t_{fl,d} = 40 \text{ mm}$$

Tloušťka stojiny ocelového nosníku

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

Výška stojiny ocelového nosníku

$$h_w = 1120 \text{ mm}$$

Výsledná tahová síla v ocelovém nosníku

$$F_{a2} = f_{yd} \cdot (b_{fl,d} \cdot t_{fl,d} + h_w \cdot t_w + b_{fl,h} \cdot (t_{fl,h} - x_{pl})) \quad F_{a2} = 14014 \text{ kN}$$

Podmínka rovnováhy $N_{a2} = N_c + N_{a1}$

$N_{a2} = 14014.4 \text{ kN}$	$=$	$N_c + N_{a1} = 14014.4 \text{ kN}$
-------------------------------	-----	-------------------------------------

VYHOVUJE



Vzdálenost od horního povrchu desky po těžiště ocelového nosníku

$$h_a = h_c + t_{fl,h} + \frac{h_w}{2} \quad h_a = 869 \text{ mm}$$

Vzdálenost od horního povrchu desky po těžiště tlačené části pásnice ocelového nosníku

$$h_{a1} = h_c + \frac{x_{pl}}{2} \quad h_{a1} = 285 \text{ mm}$$

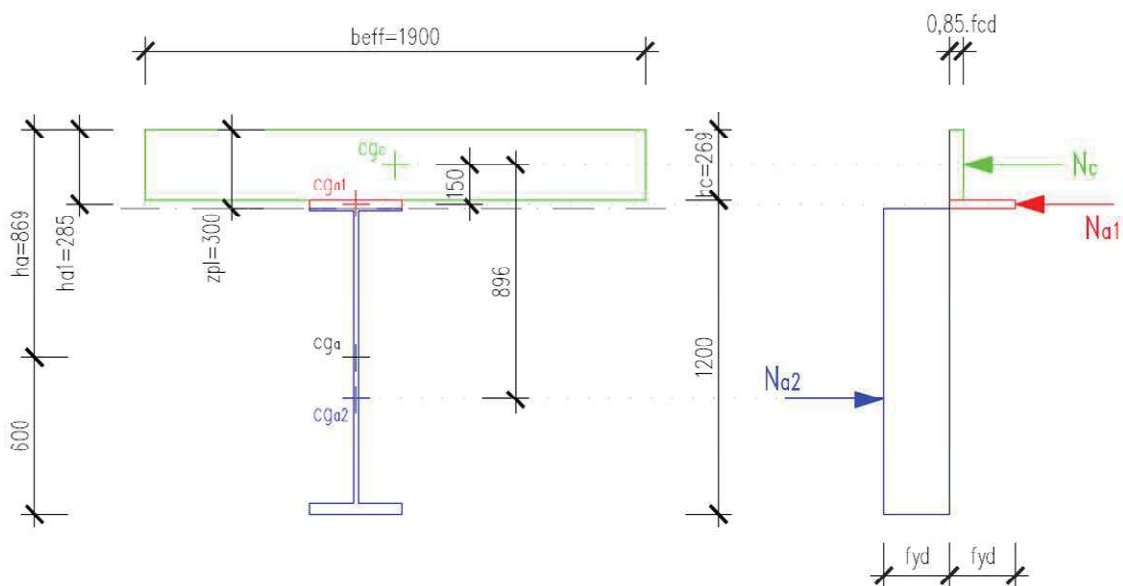
Plastický moment únosnosti

$$M_{pl,Rd} = N_a \cdot \left(h_a - \frac{h_c}{2} \right) - 2 \cdot N_{a1} \cdot \left(h_{a1} - \frac{h_c}{2} \right) \quad M_{pl,Rd} = 11977.6 \text{ kNm}$$

$M_{Ed} = 7214.3 \text{ kNm}$	\leq	$M_{pl,Rd} = 11977.6 \text{ kNm}$	60.2%
-------------------------------	--------	-----------------------------------	-------

VYHOVUJE

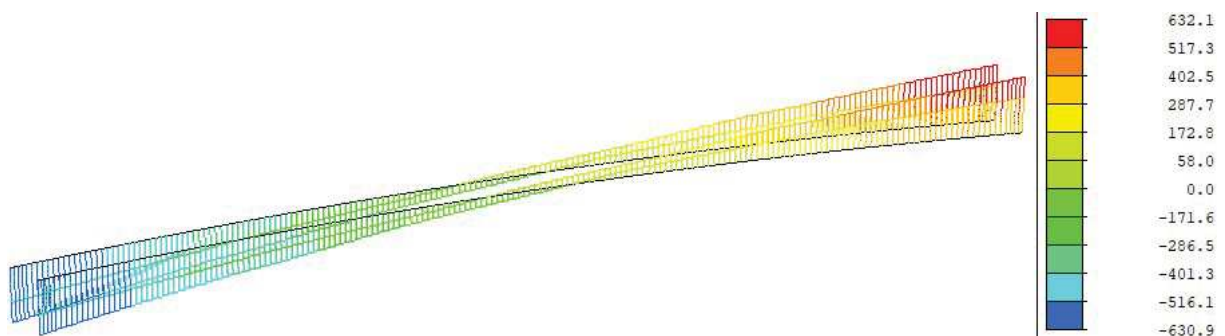
$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0.60 < 1.00$$



10.4.4. Únosnost ve smyku – provoz

Vnitřní síly

Fz [kN] (obálka kombinací 6.10a a 6.10b)





ÚNOSNOST SPŘAŽENÉHO NOSNÍKU VE SMYKU

Maximální posouvající síla	$V_{Ed} =$	632.1 kN
Převodní součinitel	$\eta =$	1.2
<i>Smyková plocha pro svařovaný průřez zatížený rovnoběžně se stojinou</i>		
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	355 MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti ocelového průřezu	$\gamma_{M0} =$	1.0
	$A_v =$	19992 mm ²
	$A_v = \eta \sum (h_w \cdot t_w)$	
	$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$	
Plastická únosnost ve smyku	$V_{pl,Rd} =$	4097.5 kN

$$V_{Ed} = 632.1 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 4097.5 \text{ kN} \quad 15.4\%$$

VYHOVUJE

Interakce smyku a ohybu

$$V_{Ed} = 632.1 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 2048.8 \text{ kN} \quad 30.9\%$$

VYHOVUJE

*Smyková síla je menší než polovina plastické smykové únosnosti průřezu ->
účinek smykové síly na únosnost průřezu v ohybu lze zanedbat.*

Nutnost posouzení únosnosti ve smyku při boulení u nevztláčených stojin

Poměr h_w / t_w .. osa uložení	$h_{w,L=0} / t_{w,L=0} =$	41.7
Limitní poměr	$72 \cdot \varepsilon / \eta =$	48.8

$$h_w / t_w = 41.7 \leq 72 \cdot \varepsilon / \eta = 48.8 \quad 85.3\%$$

VYHOVUJE

Není nutno posoudit smykovou únosnost stojiny bez mezilehlých výztuh při boulení.

Návrh výztuh nosníku

Vzdálenost mezi příčnými výztuhami	$a =$	3.0 m
Výška stojiny v ose uložení	$h_w =$	833 mm
Tloušťka stojiny v ose uložení	$t_w =$	20 mm
Stranový poměr stěny .. osa uložení	$\alpha = \frac{a}{h_w}$	3.601

Součinitel kritického napětí ve smyku

$$k_\tau = 5.34 + 4.00(h_w/a)^2 \text{ pokud } a/h_w \geq 1 \quad k_\tau = 5.648$$

$$k_\tau = 4.00 + 5.34(h_w/a)^2 \text{ pokud } a/h_w < 1$$

Dílčí součinitel spolehlivosti oceli

$$\varepsilon = 0.814$$

Nutnost posouzení únosnosti ve smyku při boulení u vztláčených stojin

Limitní poměr pro řez v ose uložení	$31/\eta \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} =$	50.0
-------------------------------------	---	------

$$h_w / t_w = 41.7 \leq 31/\eta \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} = 50.0 \quad 83.4\%$$

VYHOVUJE

Není nutno posoudit smykovou únosnost stojiny s mezilehlými výztuhami při boulení.



10.5. Betonová deska – podélný směr

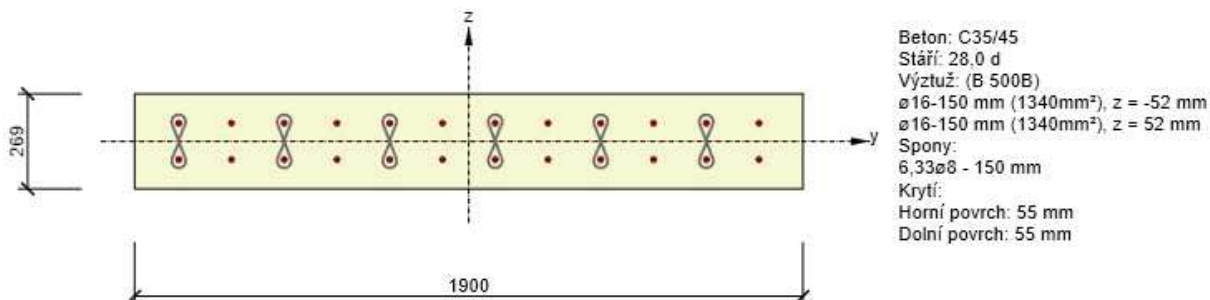
Betonová deska byla v podélném směru posouzena na MSP a MSÚ ve dvou řezech – v ose uložení a v polovině rozpětí.

10.5.1. Řez v polovině rozpětí NK

Vnitřní síly – kombinace zatížení

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	1076,5	0,0	0,0	0,0	54,4	0,0
Celkové	Charakteristická	829,0	0,0	0,0	0,0	39,4	0,0
Celkové	Kvazistálá	739,0	0,0	0,0	0,0	14,8	0,0

Geometrie průřezu a navržená výztuž



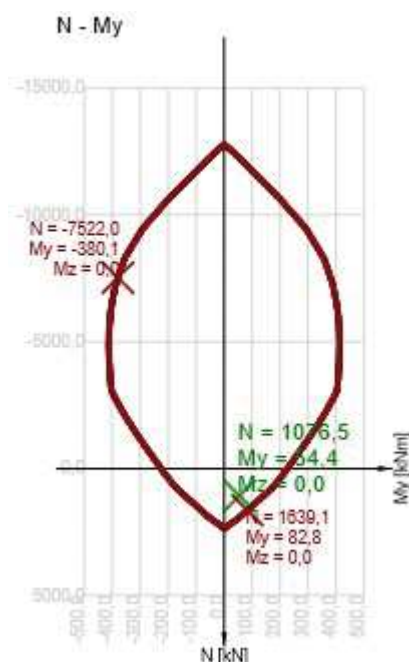
Souhrn posouzení

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	739,0	14,8	0,0			91,6	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	1076,5	54,4	0,0			65,7	OK
Smyk	1076,5			0,0	0,0	0,0	OK
Interakce	1076,5	54,4	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	829,0	39,4	0,0			70,1	OK
Šířka trhliny	739,0	14,8	0,0			91,6	OK

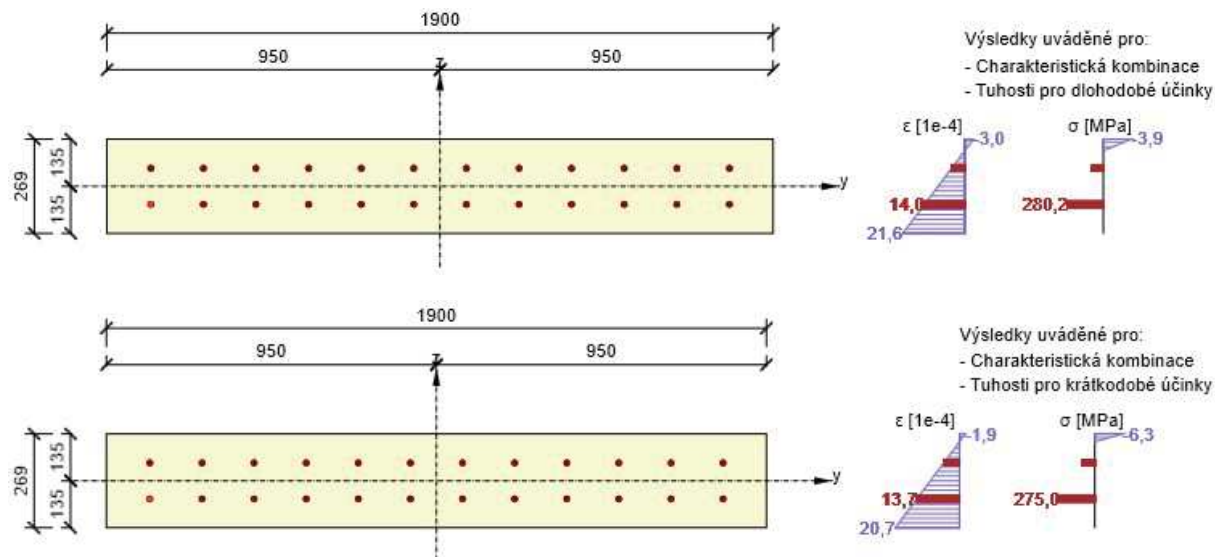
Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %



Únosnost N-M



Posouzení omezení napětí

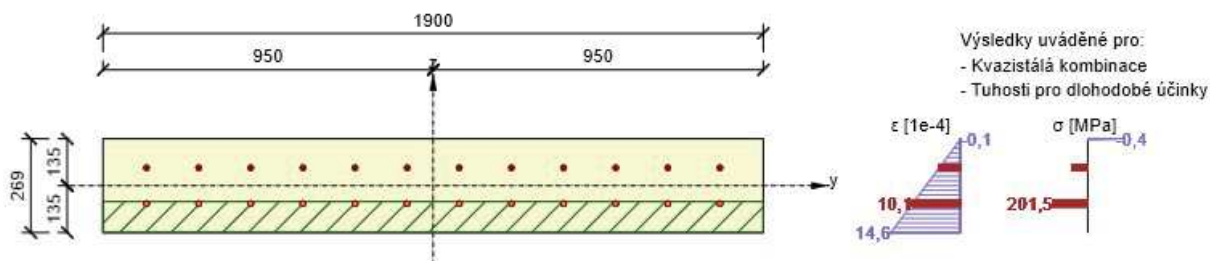


Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Výztužná vložka	21	280,2	400,0	70,1	100,0	OK

Typ posudku	Vlákno	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	3	950	135	829,0	39,4	0,0	-6,3	-21,0	30,2	OK
7.2(3)-Quasi	3	950	135	739,0	14,8	0,0	-0,4	-15,8	2,4	OK



Posouzení šířky trhlin



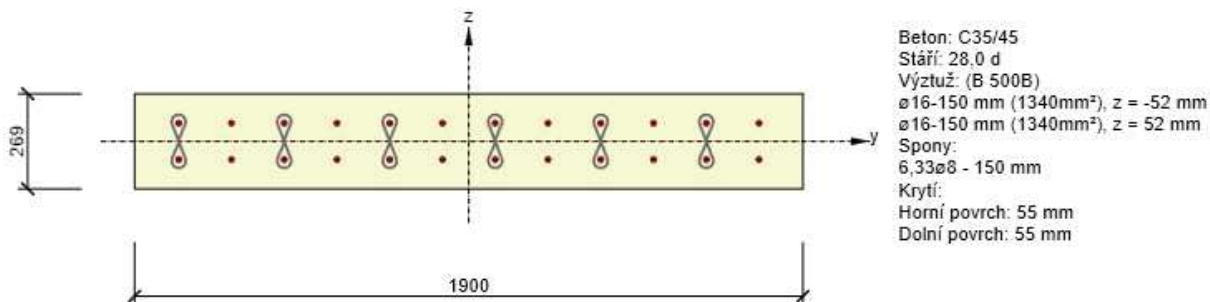
Kombinace	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	739,0	14,8	0,0	0,183	0,200	91,6	100,0	OK

10.5.2. Řez v ose uložení NK

Vnitřní síly – kombinace zatížení

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	1192,4	0,0	0,0	0,0	41,8	0,0
Celkové	Charakteristická	932,7	0,0	0,0	0,0	28,2	0,0
Celkové	Kvazistálá	774,7	0,0	0,0	0,0	20,7	0,0

Geometrie průřezu a navržená výztuž



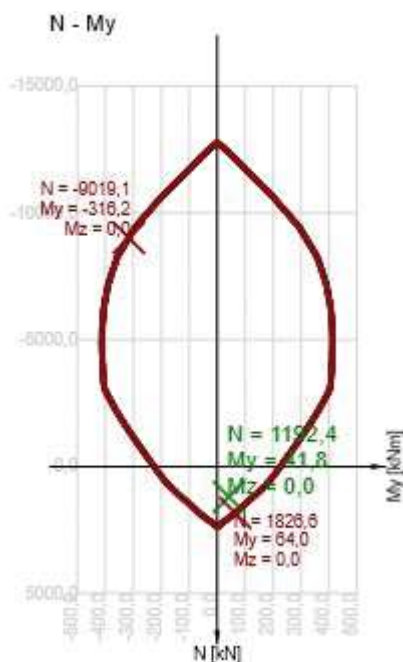
Souhrn posouzení

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	774,7	20,7	0,0			99,3	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	1192,4	41,8	0,0			65,3	OK
Smyk	1192,4			0,0	0,0	0,0	OK
Interakce	1192,4	41,8	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	932,7	28,2	0,0			69,5	OK
Šířka trhliny	774,7	20,7	0,0			99,3	OK

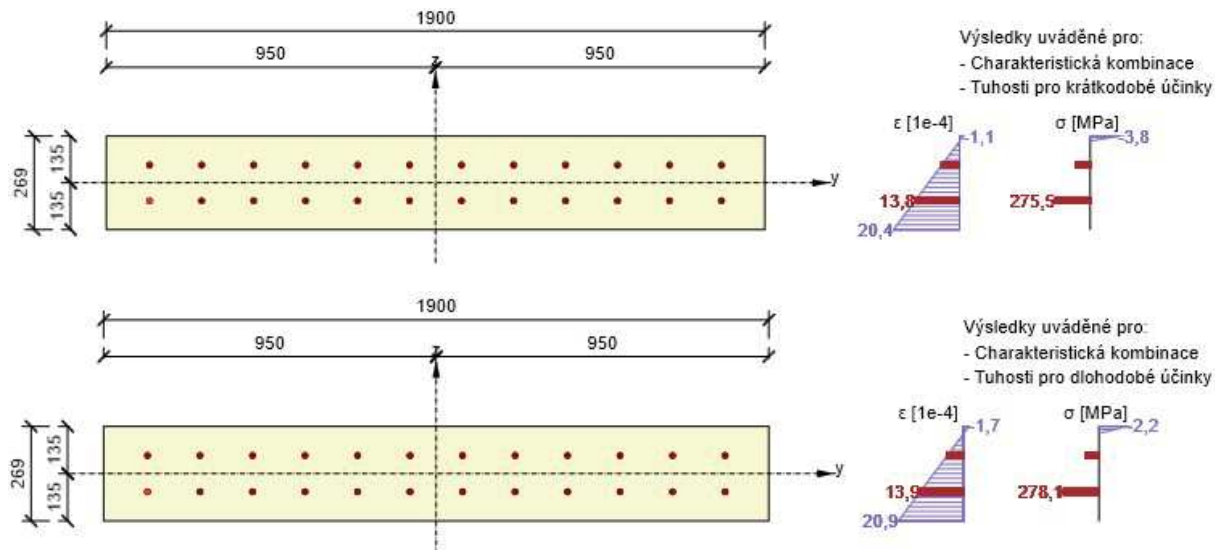
Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %



Únosnost N-M



Posouzení omezení napětí

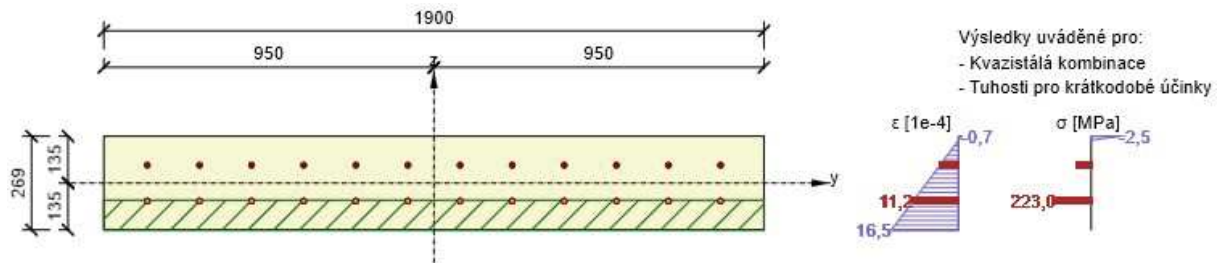


Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Výztužná vložka	21	278,1	400,0	69,5	100,0	OK

Typ posudku	Vlákn	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	3	950	135	932,7	28,2	0,0	-3,8	-21,0	18,2	OK
7.2(3)-Quasi	3	950	135	774,7	20,7	0,0	-2,5	-15,8	15,7	OK



Posouzení šířky trhlin



Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	774,7	20,7	0,0	0,199	0,200	99,3	100,0	OK

Minimální plocha výztuže A_s dle čl. 5.5.1 ČSN EN 1994-2

Plocha betonové desky

$$A_c = 511100 \text{ mm}^2$$

Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu

$$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$$

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

Charakteristická hodnota meze kluzu výztuže

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

$$d = 1.0$$

Součinitel zahrnující vliv rozdělení napětí v průřezu bezprostředně před vznikem trhlin

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2 \cdot z_0)} + 0,3 \leq 1,0 \quad k_c = 0.97$$

Svislá vzdálenost mezi těžišti betonové desky bez trhlin a spřaženého průřezu bez trhlin

(n pro krátkodobé zatížení)

$$z_0 = z_{i,hor} - \frac{h_c}{2} \quad z_0 = 278 \text{ mm}$$

Největší přípustné napětí ve výztuži ihned po vzniku trhlin = charakteristická mez kluzu f_{sk}

$$r_s = 0.0095$$

$$r_s \cdot A_c = 4876 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 5094 \text{ mm}^2$$

$$r_s \cdot A_c = 4876 \text{ mm}^2 \leq A_s = 5094 \text{ mm}^2$$

VYHOVUJE



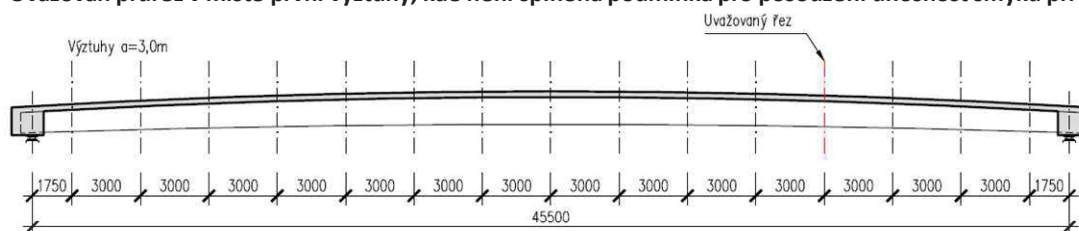
10.6. Příčné výztuhy nosníku

10.6.1. Rozmístění příčných výztuh a posouzení smykové únosnosti

NÁVRH A POSOUZENÍ PŘÍČNÝCH VÝZTUH - SMYKOVÁ ÚNOSNOST PRŮŘEZU

Převodní součinitel	$\eta =$	1.2
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} =$	355 MPa
Dílčí součinitel spolehlivosti ocelového průřezu	$\gamma_{M1} =$	1.1

Uvažován průřez v místě první výztuhy, kde není splněna podmínka pro posouzení únosnosti smyku při boulení



Návrh výztuh nosníku

Výztuhy uvažovány pouze na vnitřní straně nosníků

Vzdálenost mezi příčnými výztuhami	$a =$	3.0 m
Výška stojiny v polovině rozpětí	$h_w =$	1040 mm
Tloušťka stojiny v polovině rozpětí	$t_w =$	20 mm
Poměr h_w / t_w	$h_w / t_w =$	52
Stranový poměr stěny .. $L/2$	$\alpha = \frac{a}{h_w}$	$\alpha = 2.885$

Součinitel kritického napětí ve smyku

$$k_{\tau} = 5,34 + 4,00(h_w/a)^2 \text{ pokud } a/h_w \geq 1 \quad k_{\tau} = 5.821$$

$$k_{\tau} = 4,00 + 5,34(h_w/a)^2 \text{ pokud } a/h_w < 1$$

Dílčí součinitel spolehlivosti oceli

$$\varepsilon = 0.814$$

Nutnost posouzení únosnosti ve smyku při boulení u vyztužených stojin

$$\text{Limitní poměr pro řez v polovině rozpětí} \quad 31/\eta \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau}} = 50.7$$

$h_w/t_w =$	52.0	\geq	$31/\eta \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau}} =$	50.7	102.5%
-------------	------	--------	---	------	--------

NEVYHOVUJE

Nutno posoudit smykovou únosnost stojiny s mezilehlými výztuhami při boulení.

Návrhová únosnost - příspěvek stojiny

Návrhová hodnota posouvající síly	$V_{Ed} =$	350.2 kN
Odpovídající hodnota ohybového momentu	$M_{ed, odp} =$	4876.4 kNm
Výška stojiny v ose uložení	$h_w =$	1040 mm
Tloušťka stojiny v ose uložení	$t_w =$	20 mm
Poměrná štíhlost stojiny	$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau}}}$	$\lambda_w = 0.708$
Součinitel příspěvku stojiny	$\frac{0,83}{\eta} \leq \bar{\lambda}_w < 1,08 \rightarrow \chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w}$	$0.83/\eta = 0.692$ $\chi_w = 1.17$



Příspěvek stojiny k návrhové smykové únosnosti

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad V_{bw,Rd} = 4541.4 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost - příspěvek pásnic

Příspěvek pásnic je zanedbán ->

$$V_{bf,Rd} = 0 \text{ kN}$$

Celková návrhová únosnost průřezu ve smyku

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq V_{c,Rd} \quad V_{b,Rd} = 4541.4 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd} = 4650.7 \text{ kN}$$

$V_{Ed} = 350.2 \text{ kN}$	\leq	$V_{b,Rd} = 4541.4 \text{ kN}$	7.7%
-----------------------------	--------	--------------------------------	------

VYHOVUJE

Interakce smyku a ohybu

$V_{Ed} = 350.2 \text{ kN}$	\leq	$0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 2270.7 \text{ kN}$	15.4%
-----------------------------	--------	---	-------

VYHOVUJE

Smyková síla je menší než polovina plastické smykové únosnosti průřezu ->
účinek smykové síly na únosnost průřezu v ohybu lze zanedbat.

10.6.2. Posouzení rozměrů výztuhy

NÁVRH A POSOUZENÍ PŘÍČNÝCH VÝZTUH - POSOUZENÍ ROZMĚRŮ VÝZTUHY

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
Modul pružnosti oceli v tahu a tlaku	$E_a = 210 \text{ GPa}$
Dílčí součinitel spolehlivosti ocelového průřezu	$\varepsilon = 0.814$
Dílčí součinitel spolehlivosti ocelového průřezu	$\gamma_{M1} = 1.1$

Návrhové hodnoty vnitřních na nosníku v místě posuzované výztuhy

Ohybový moment	$M_{Ed} = 4876.4 \text{ kNm}$
Smyková síla	$V_{Ed} = 350.2 \text{ kN}$

Návrh výztuh nosníku

Tloušťka příčné výztuhy	$t_{st} = 16 \text{ mm}$
Šířka příčné výztuhy	$b_{st} = 150 \text{ mm}$
Vzdálenost příčných výztuh	$a = 3.0 \text{ m}$

Podmínka torzní tuhosti

St. Venantův moment v prostém kroucení samotné výztuhy $I_t = \frac{1}{3} \cdot \sum b_i \cdot t_i^3 \quad I_t = 2.05E+05 \text{ mm}^4$

Polární moment setrvačnosti samotné výztuhy k okraji připojenému ke stěně

$$I_p = I_y + I_z \quad I_p = 1.81E+07 \text{ mm}^4$$

$$I_t / I_p = 0.0113$$

Podmínka

$$5.3 \cdot f_y / E = 0.0090$$

$I_t / I_p = 0.0113$	\geq	$5.3 \cdot f_y / E = 0.0090$	79.0%
----------------------	--------	------------------------------	-------

VYHOVUJE

**Podmínka ohybové tuhosti**

Tloušťka stojiny v místě příčné výztuhy	$t_w =$	20 mm
Tloušťka stojiny v místě příčné výztuhy	$h_w =$	1040 mm
Stanovení přiléhající části stojiny započitatelné do momentu setrvačnosti příčné výztuhy	$15 \cdot \varepsilon \cdot t =$	244 mm
	$b_w = 2 \cdot (15 \cdot \varepsilon \cdot t) + t_{st} =$	504 mm
Těžiště příčné výztuhy s přilehlými částmi stojiny krajních vláken výztuhy	$z =$	144 mm
Moment setrvačnosti příčné výztuhy s přilehlými částmi stojiny	$I_{st} =$	1.88E+07 mm ⁴
Minimální moment setrvačnosti	$I_{st,min} =$	6.24E+06 mm ⁴

$$I_{st} = 1.88E+07 \text{ mm}^4 \geq I_{st,min} = 6.24E+06 \text{ mm}^4 \quad 33.1\%$$

VYHOVUJE

Výztuhu lze považovat za tuhou pro posouzení smykové únosnosti.

Posouzení z hlediska pevnosti

Dle teorie II. řádu se má ověřit maximální napětí ve výztuze a dodatečný průhyb výztuhy.

Průřezová plocha příčné výztuhy s přilehlými částmi stojiny	$A_{st} = b_w \cdot t_w + 2 \cdot t_{st} \cdot b_{st} =$	14883 mm ²
Kritická síla příčné výztuhy	$N_{cr,st} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I_{st}}{h_w^2}$	$N_{cr,st} =$ 36107 kN
Vnější osová síla		$N_{st,ex} =$ 350.2 kN
Návrhová smyková síla na nosníku v místě posuzované výztuhy		$V_{Ed} =$ 350.2 kN
Poměrná štíhlost stojiny	$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}}$	$\lambda_w =$ 0.708
Stranový poměr stěny	$\alpha = \frac{a}{h_w}$	$\alpha =$ 2.885
Součinitel kritického napětí ve smyku	$k_\tau = 5,34 + 4,00(h_w/a)^2$ pokud $a/h_w \geq 1$ $k_\tau = 4,00 + 5,34(h_w/a)^2$ pokud $a/h_w < 1$	$k_\tau =$ 5.821

Tlaková síla plynoucí z tahových polí	$N_{st,ten} =$	0 kN
Návrhový ohybový moment na nosníku v místě posuzované výztuhy	$M_{Ed} =$	4876.4 kNm
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	$I_i =$	1.87E+10 mm ⁴
Vzdálenost od těžiště ideálního průřezu k hornímu povrchu stojiny	$z_{hor} =$	269 mm
Napětí na horních vláknech nosníku	$\sigma_{hor} = \frac{M_{Ed}}{I_i} \cdot z_{hor}$	$\sigma_{hor} = \sigma_{max} =$ 70.0 MPa
Tlaková síla z přilehlých panelů	$N_{Ed} = z_{hor} \cdot \frac{\sigma_{hor}}{2} \cdot t_w$	$N_{Ed} =$ 188.3 kN
Efektivní plocha	$A_{c,eff} = z_{hor} \cdot t_w$	$A_{c,eff} =$ 5376.8 mm ²
Podmínka	$A_{c,eff} / 2 \cdot \sigma_{max} =$	188.3 kN

$$N_{Ed} = 1.88E+02 \text{ kN} \geq A_{c,eff} / 2 \cdot \sigma_{max} = 1.88E+02 \text{ kN} \quad 100.0\%$$

VYHOVUJE



$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \frac{N_{Ed}}{h_w} \cdot \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) \quad \sigma_{cr,c} / \sigma_{cr,p} = 1$$

$$\sigma_m = 0.121 \text{ MPa}$$

Stanovení tlakové síly plynoucí z odchýlených sil $\Delta N_{st,Ed} = \frac{\sigma_m \cdot h_w^2}{\pi^2} \quad \Delta N_{st,Ed} = 13.22 \text{ kN}$

Součet vnější osově síly a osově síly z tahových polí $N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} \quad N_{st,Ed} = 350.2 \text{ kN}$

Celková osová síla $\sum N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} \quad \sum N_{st,Ed} = 363.42 \text{ kN}$

Amplituda počáteční imperfekce výztuhy $w_0 = \frac{\min(a_1; a_2; h_w)}{300} \quad w_0 = 3.47 \text{ mm}$

Dodatečný průhyb výztuhy $w = w_0 \cdot \frac{1}{\frac{N_{cr,st}}{\sum N_{st,Ed}} - 1} \quad w = 0.04 \text{ mm}$

$$h_w / 300 = 3.47 \text{ mm}$$

$w = 0.04 \text{ mm}$	\leq	$h_w / 300 = 3.47 \text{ mm}$	1.0%
-----------------------	--------	-------------------------------	------

VYHOVUJE

Větší ze vzdáleností krajních vláken výztuhy k jejímu těžišti $e_{max} = 144 \text{ mm}$

Maximální napětí ve výztuze $\sigma_{max} = 33.23 \text{ MPa}$

Limitní hodnota napětí $f_y / \gamma_{M1} = 322.7 \text{ MPa}$

$\sigma_{max} = 33.23 \text{ MPa}$	\leq	$f_y / \gamma_{M1} = 322.7 \text{ MPa}$	10.3%
------------------------------------	--------	---	-------

VYHOVUJE

Výpočet ideálního průřezu (řez v místě posuzované příčné výztuhy)

Průměrná tloušťka desky $h_c = 269 \text{ mm}$

Celková účinná šířka betonové desky $b_{eff} = 1900 \text{ mm}$

Modul pružnosti oceli v tahu a tlaku $E_a = 210 \text{ GPa}$

Sečnový modul pružnosti betonu $E_c = 34 \text{ GPa}$

Pracovní součinitel - krátkodobé zatížení $n_L = \frac{E_a}{E_{cm}} \quad n_L = 6.163$

Pracovní součinitel - dlouhodobé zatížení $n_L = \frac{E_a}{E_{cm}/3} \quad n_L = 18.488$

Průřezová plocha desky $A_c = b_{eff} \cdot h_c \quad A_c = 511100 \text{ mm}^2$

Tloušťka horní pásnice $t_{f2} = 40 \text{ mm}$

Šířka horní pásnice $b_2 = 350 \text{ mm}$

Tloušťka stojiny $t_w = 20 \text{ mm}$

Výška stojiny $h_w = 1040 \text{ mm}$

Tloušťka dolní pásnice $t_{f1} = 40 \text{ mm}$

Šířka dolní pásnice $b_1 = 350 \text{ mm}$

Průřezová plocha nosníku $A_a = 48800 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti betonové desky $I_c = 3.08E+09 \text{ mm}^4$

Moment setrvačnosti ocelového nosníku $I_a = 1.00E+10 \text{ mm}^4$

Průřezová plocha ideálního průřezu $A_i = A_a + \frac{A_c}{n_L} \quad A_i = 76446 \text{ mm}^2$

Výška nosníku $h_a = 1120 \text{ mm}$



Vzdálenost od těžiště ocelového nosníku k horní hraně betonové desky	$z'_a =$	829 mm
Statický moment ocelové části k horní hraně betonové desky	$S_a = A_a \cdot z'_a$	$S_a = 40455200 \text{ mm}^3$
Vzdálenost od těžiště betonové desky k horní hraně betonové desky	$z'_c =$	135 mm
Statický moment betonové desky k horní hraně betonové desky	$S_c = A_c \cdot z'_c$	$S_c = 68742950 \text{ mm}^3$
Statický moment ideálního průřezu	$S_i = S_a + \frac{S_c}{n_L}$	$S_i = 44173539 \text{ mm}^3$
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního povrchu betonu	$z_{i,hor} = \frac{S_i}{A_i}$	$z_{i,hor} = 578 \text{ mm}$
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od těžiště ocelové části	$z_a =$	251 mm
Moment setrvačnosti ocelové části k těžišti ideálního průřezu	$I_{a,i} = I_a + A_a \cdot z_a^2$	$I_{a,i} = 1.31\text{E}+10 \text{ mm}^4$
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od těžiště ocelové části	$z_c =$	443 mm
Moment setrvačnosti ocelové části k těžišti ideálního průřezu	$I_{c,i} = I_c + A_c \cdot z_c^2$	$I_{c,i} = 1.04\text{E}+11 \text{ mm}^4$
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	$I_i = I_a + \frac{I_c}{n_L}$	$I_i = 1.87\text{E}+10 \text{ mm}^4$

Alternativní posouzení

Čl. 9.2.1 (5) ČSN EN 1993-1-5

$$u = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot e_{max}}{f_y \cdot 300 \cdot b \cdot \gamma_{M1}} \quad u = 2.957$$

$$I_{st,min} = \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left(\frac{b}{4}\right)^2 \cdot \left(1 + w_0 \cdot \frac{300}{b} \cdot u\right) \quad I_{st,min} = 10391.1 \text{ mm}^4$$

$I_{st} = 1.88\text{E}+07 \text{ mm}^4$	\geq	$I_{st,min} = 1.04\text{E}+04 \text{ mm}^4$	0.1%
---	--------	---	------

VYHOVUJE

Čl. 9.2.1 (7) ČSN EN 1993-1-5

Pružný průhyb	$w_{el} = w_0 =$	3.47 mm
Dodatečné ekvivalentní rovnoměrné příčné zatížení	$q_{dev} = \frac{\pi}{4} \cdot \sigma_m \cdot (w_0 + w_{el})$	$q_{dev} = 0.657 \text{ N/mm}$
Průhyb výztuhy od dodatečného ekvivalentního příčného zatížení	$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{dev} \cdot h_w^2}{E \cdot I_{st}}$	$w = 2.34\text{E}-09 \text{ mm}$
Ohybový moment na výztuze od dodatečného ekvivalentního příčného zatížení	$M_{st,dev} = \frac{1}{8} \cdot q_{dev} \cdot h_w^2$	$M_{st,dev} = 88843.1 \text{ Nmm}$
Normálové napětí ve výztuze	$\sigma_{max} = \frac{M_{st,dev}}{I_{st}} \cdot e_{max}$	$\sigma_{max} = 0.68 \text{ MPa}$

$\sigma_{max} = 0.68 \text{ MPa}$	\leq	$f_y / \gamma_{M1} = 322.7 \text{ MPa}$	0.2%
-----------------------------------	--------	---	------

VYHOVUJE

Posouzeny byly všechny výztuhy (výztuha v místě maximálního ohybového momentu, výztuha v místě maximální smykové síly atd.), výsledky posouzení jsou ale zobrazeny jen pro výztuhu v uvažovaném řezu (viz výše).



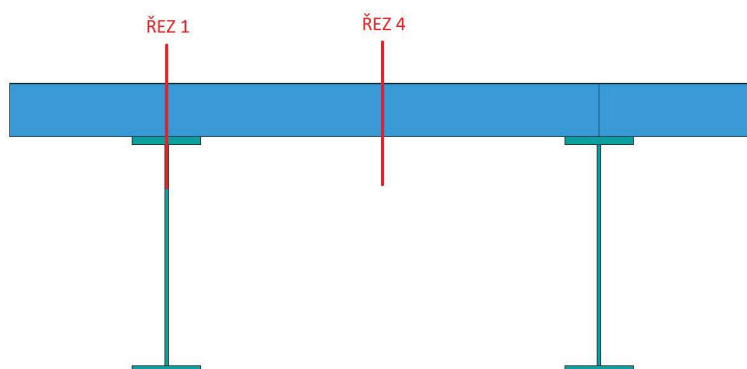
11. NOSNÁ KONSTRUKCE – PŘÍČNÝ SMĚR

11.1. Betonová deska – příčný směr

Betonová deska byla v příčném směru mostu posouzena ve 2 řezech:

Řez 1–v ose nosníku

Řez 4–v polovině rozpětí mezi nosníky



Příčný řez

Návrh výztuže v mezním stavu únosnosti a použitelnosti byl proveden tak, že byla získána minimální nutná plocha výztuže v příčném ohybu, která se následně přičte k potřebné ploše výztuže na podélný smyk.

NÁVRH A POSOUZENÍ ŽELEZOBETONOVÉ DESKY - PŘÍČNÝ OHYB

Geometrie desky a charakteristika materiálů

Průměrná tloušťka desky	$h_c =$	269 mm
Šířka desky	$b =$	1 m

Beton C35/45

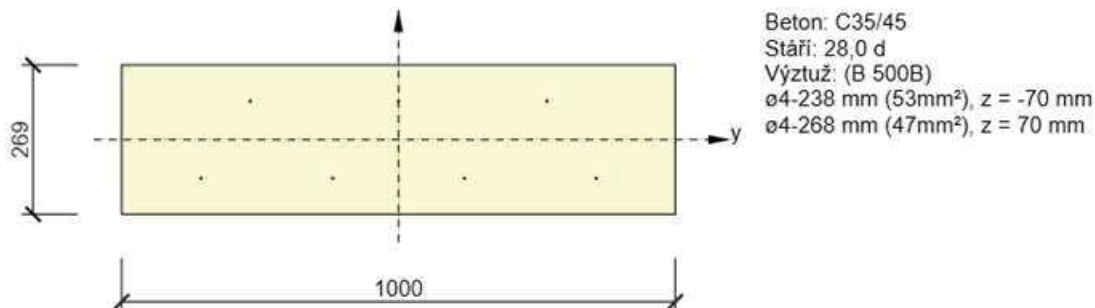
Charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{ck} =$	35 MPa
Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{cd} =$	23.3 MPa
Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu	$f_{ctm} =$	3.2 MPa
Krytí na horním povrchu	$c_{nom,h} =$	55 mm
Krytí na dolním povrchu	$c_{nom,d} =$	55 mm

Výztuž B500B

Charakteristická hodnota meze kluzu betonářské výztuže	$f_{yk} =$	500 MPa
Návrhová hodnota meze kluzu betonářské výztuže	$f_{yd} =$	434.78 MPa



Geometrie průřezu a potřebná výztuž



Řez 1 - nad nosníkem

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	6,4	-5,0	0,0			98,9	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

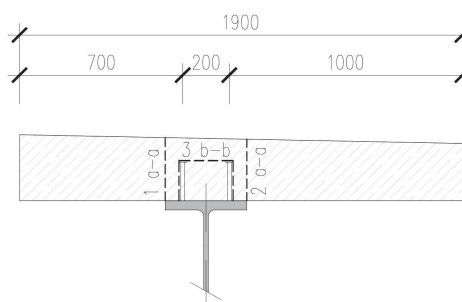
Řez 4 - mezi nosníky

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	4,1	5,7	0,0			99,1	OK

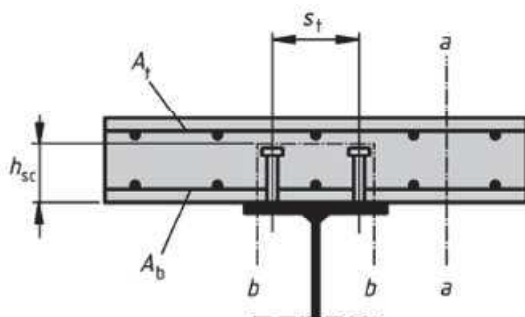
Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

11.2. Podélný smyk

Betonová deska byla na podélný smyk posouzena ve třech řezech:



NÁVRH A POSOUZENÍ ŽELEZOBETONOVÉ DESKY - PODÉLNÝ SMYK



typ	A_{st}/s_t
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2A_b$
c-c	$2A_b$
d-d	$2A_{bh}$

**Řez nad podporou**

Návrhová hodnota posouvající síly	$V_{Ed} =$	632.1 kN
Uvažovaná délka Δx	$\Delta_x =$	1 m
Rameno vnitřních sil (vzdálenost těžišť nosníku a desky)	$z =$	0.591 m
Přírůstek normálové síly na délce Δx	$\Delta F_c = \frac{1}{z} \cdot V_{Ed} \cdot \Delta_x$	$\Delta F_c =$ 1070 kN

Řez 1 (a-a) - konzola

Efektivní šířka	$b_{eff} =$	1900 mm
Částečná efektivní šířka	$b_{eff,i} =$	800 mm
Délka smykové plochy	$h_f =$	269 mm
Síla ΔF_d	$\Delta F_d = \frac{\Delta F_c \cdot b_{eff,i}}{b_{eff}}$	$\Delta F_d =$ 450 kN
Podélné smykové napětí v řezu od posouvající síly	$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{\Delta_x \cdot h_f}$	$v_{Ed} =$ 1.67 MPa
Návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu	$f_{ctd} =$	1.47 MPa
	$0.4 \cdot f_{ctd} =$	0.59 MPa

$$v_{Ed} = 1.67 \text{ MPa} \geq 0.4 \cdot f_{ctd} = 0.59 \text{ MPa}$$

NEVYHOVUJE

Návrh výztuže výpočtem

Úhel tlacené diagonály	$\theta_f =$	45 °
Minimální plocha výztuže v řezu (na metr délky)	$A_{sf}/s \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f \cdot f_{yd}}$	$v_{Ed} \cdot h_f / (\cot \theta_f \cdot f_{yd}) =$ 1036 mm ² /m
Tlačená diagonála	$v_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f$	$v_{Rd,max} =$ 6.02 MPa

$$v_{Ed} = 1.67 \text{ MPa} \leq v_{Rd,max} = 6.02 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

Řez 2 (a-a) - mezi nosníky

Efektivní šířka	$b_{eff} =$	1900 mm
Částečná efektivní šířka	$b_{eff,i} =$	1100 mm
Délka smykové plochy	$h_f =$	269 mm
Síla ΔF_d	$\Delta F_d = \frac{\Delta F_c \cdot b_{eff,i}}{b_{eff}}$	$\Delta F_d =$ 619 kN
Podélné smykové napětí v řezu od posouvající síly	$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{\Delta_x \cdot h_f}$	$v_{Ed} =$ 2.30 MPa
Návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu	$f_{ctd} =$	1.47 MPa
	$0.4 \cdot f_{ctd} =$	0.59 MPa

$$v_{Ed} = 2.30 \text{ MPa} \geq 0.4 \cdot f_{ctd} = 0.59 \text{ MPa}$$

NEVYHOVUJE

Návrh výztuže výpočtem



Úhel tlačené diagonály

$$\theta = 45^\circ$$

Minimální plocha výztuže v řezu (na metr délky)

$$A_{sf}/s \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f \cdot f_{yd}} \quad v_{Ed} \cdot h_f / (\cot \theta \cdot f_{yd}) = 1424 \text{ mm}^2/\text{m}$$

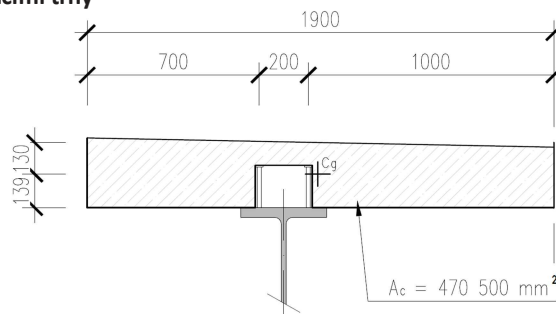
Tlačená diagonála

$$v_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f \quad v_{Rd,max} = 6.02 \text{ MPa}$$

$v_{Ed} = 2.30 \text{ MPa}$	\leq	$v_{Rd,max} = 6.02 \text{ MPa}$
-----------------------------	--------	---------------------------------

VYHOVUJE

Řez 3 (b-b) - nad spřáhovacími trny



Plocha betonové desky nad smykovou plochou b-b

$$A_{c,b-b} = 470500 \text{ mm}^2$$

Vzdálenost těžiště plochy betonové desky nad smykovou plochou b-b od horního povrchu betonu

$$z_{b-b} = 130 \text{ mm}$$

 Statický moment části betonové desky nad smykovou plochou převedené na ocel
 k těžišti ideálního průřezu

$$S_i = \frac{A_{c,b-b}}{n_L} \cdot (z_{i,hor} - z_{b-b}) \quad S_i = 1.61E+07 \text{ mm}^3$$

Podélná smyková síla

$$v_{1,Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{S_i}{I_i} \quad v_{1,Ed} = 602 \text{ N/mm}$$

Podélné smykové napětí v řezu od posouvajících sil

$$v_{Ed} = \frac{v_{1,Ed}}{h_f} \quad v_{Ed} = 1.03 \text{ MPa}$$

Délka smykové plochy

$$h_f = (2 \cdot h_{sc} + b_t) + d_h \quad h_f = 582 \text{ mm}$$

Návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu

$$f_{ctd} = 1.47 \text{ MPa}$$

$$0.4 \cdot f_{ctd} = 0.59 \text{ MPa}$$

$v_{Ed} = 1.03 \text{ MPa}$	\geq	$0.4 \cdot f_{ctd} = 0.59 \text{ MPa}$
-----------------------------	--------	--

NEVYHOVUJE

Návrh výztuže výpočtem

Úhel tlačené diagonály

$$\theta = 45^\circ$$

Minimální plocha výztuže v řezu (na metr délky)

$$A_{sf}/s \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f \cdot f_{yd}} \quad v_{Ed} \cdot h_f / (\cot \theta \cdot f_{yd}) = 1385 \text{ mm}^2/\text{m}$$



11.3. Kombinace příčného ohybu a podélného smyku

Pro návrh příčné výztuže je využito pravidlo uvedené v ČSN EN 1992-1-1

$$A_s = \max \{ A_{sf}; 0.5 \cdot A_{sf} + A_{st} \}$$

A_s Výsledná výztuž

A_{sf} Výztuž na podélný smyk

A_{st} Výztuž na příčný ohyb

V následujících tabulkách je přehled nutných ploch výztuže, které jsou potřebné k přenesení podélného smyku a příčného ohybu:

KOMBINACE PŘÍČNÉHO OHYBU A PODÉLNÉHO SMYKU V DESCE

Výztuž na příčný ohyb

Řez	$A_{st, req}$ [mm ² /m]
1 (a-a)	47
2 (a-a)	47
3 (b-b)	9
4	53

Výztuž na podélný smyk

Řez	$A_{sf, req}$ [mm ² /m]
1 (a-a)	1036
2 (a-a)	1424
3 (b-b)	1385
4	0

Kombinace výztuží na podélný smyk a příčný ohyb

Řez	1 (a-a) - $A_b + A_t$		2 (a-a) - $A_b + A_t$		3 (b-b) - $2 \cdot A_b$	4 - $A_b + A_t$	
Vlákna	horní	dolní	horní	dolní	dolní	horní	dolní
A_{sf} [mm ² /m]	518	518	712	712	1385	0	0
$A_{st} + 0.5 \cdot A_{sf}$ [mm ² /m]	306	268	403	365	702	11	53
Výsledná A_s [mm ² /m]	518	518	712	712	1385	11	53
ϕ [mm]	12	12	12	12	12	12	12
s [mm]	150	150	150	150	150	150	150
n [ks]	1	1	1	1	2	1	1
A_s [mm ² /m]	754	754	754	754	1508	754	754
Posouzení	✓ 0.69	✓ 0.69	✓ 0.94	✓ 0.94	✓ 0.92	✓ 0.01	✓ 0.07

Pozn. Řezy 1-3 viz podélný smyk, řez 4 v polovině rozpětí mezi nosníky.

11.4. Posouzení konstrukčních zásad

POSOUZENÍ VÝZTUŽE ŽELEZOBETONOVÉ DESKY V PŘÍČNÉM SMĚRU

Návrh výztuže v příčném směru - horní povrch

Předpokládaná výztuž	ØR 12 / 150 mm	$A_s =$	754 mm ² /m
Uvažovaný průměr spon		$\phi_s =$	8 mm
Vzdálenost od taženého okraje betonu po těžiště tažené výztuže		$d_1 =$	69 mm
Účinná výška průřezu	$d = h_c - d_1$	$d =$	200 mm



Minimální plocha výztuže průřezu

$$A_{s,min,1} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot \frac{d}{f_{yk}} \quad A_{s,min,1} = 333 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min,2} = 0,0013 \cdot b \cdot d \quad A_{s,min,2} = 260 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Výsledná minimální plocha výztuže průřezu

$$A_{s,min} = 333 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Největší osová vzdálenost prutů

$$s_{max,slabs} = \min\{3 \cdot h_c; 400\text{mm}\} \quad s_{max,slabs} = 400 \text{ mm}$$

$s =$	150 mm	\leq	$s_{max,slabs} =$	400 mm
-------	--------	--------	-------------------	--------

VYHOVUJE

Návrh výztuže v příčném směru - dolní povrch

Navržená výztuž

ØR 12 / 150 mm

$$A_s = 754 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Uvažovaný průměr třmínku

$$\phi_s = 8 \text{ mm}$$

Vzdálenost od taženého okraje betonu po těžiště tažené výztuže

$$d_1 = 69 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu

$$d = h_c - d_1 \quad d = 200 \text{ mm}$$

Minimální plocha výztuže průřezu

$$A_{s,min,1} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot \frac{d}{f_{yk}} \quad A_{s,min,1} = 333 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min,2} = 0,0013 \cdot b \cdot d \quad A_{s,min,2} = 260 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Výsledná minimální plocha výztuže průřezu

$$A_{s,min} = 333 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Největší osová vzdálenost prutů

$$s_{max,slabs} = \min\{3 \cdot h_c; 400\text{mm}\} \quad s_{max,slabs} = 400 \text{ mm}$$

$s =$	150 mm	\leq	$s_{max,slabs} =$	400 mm
-------	--------	--------	-------------------	--------

VYHOVUJE

Návrh smykové výztuže

Navržená výztuž

3.33 spon/b

ØR 8

s = 150 mm

Příčná osová vzdálenost výztuže

$$s_t = 300 \text{ mm}$$

Průřezová plocha smykové výztuže na uvažovanou šířku desky

$$A_{sw} = 167.6 \text{ mm}^2$$

Účinná výška průřezu

$$d = 200 \text{ mm}$$

Redukční součinitel pevnosti pro beton se smykovými trhlinami

$$v_1 = v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad v = 0.516$$

Stupeň smykového vyztužení

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \quad \rho_w = 0.0011$$

Minimální stupeň smykového vyztužení

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \rho_{w,min} = 0.0009$$



Maximální stupeň smykového vyztužení

 yk

$$\rho_{w,max} = 0,5 \cdot v \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} \quad \rho_{w,max} = 0.0138$$

$\rho_{w,min} = 0.0009$	\leq	$\rho_w = 0.0011$	\leq	$\rho_{w,max} = 0.0138$
-------------------------	--------	-------------------	--------	-------------------------

VYHOVUJE

Největší podélná osová vzdálenost sestav třmínkové výztuže

$$s_{l,max} = \min\{0,75 \cdot d; 400mm\} \quad s_{l,max} = 150 \text{ mm}$$

$s_l = 150 \text{ mm}$	\leq	$s_{l,max} = 150 \text{ mm}$
------------------------	--------	------------------------------

VYHOVUJE

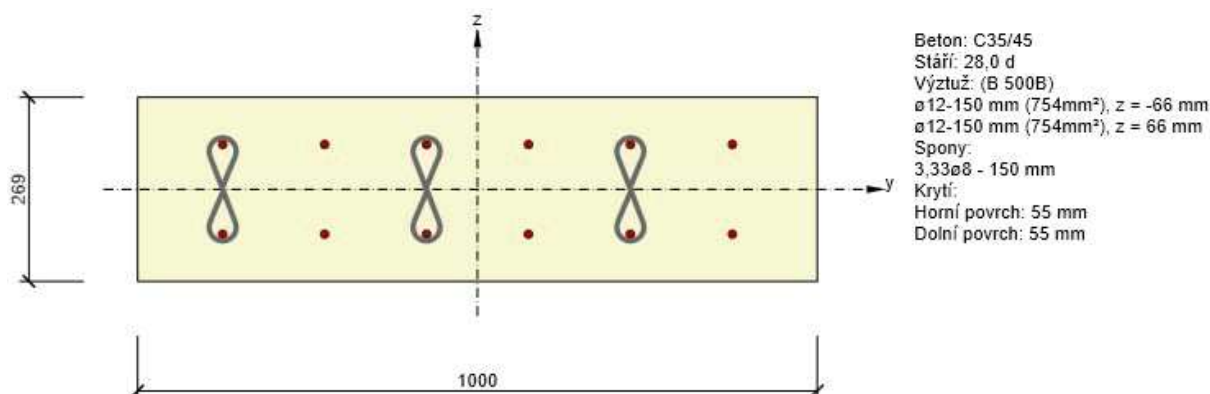
Největší příčná osová vzdálenost smykové výztuže

$$s_{t,max} = 1,5 \cdot d \quad s_{t,max} = 300 \text{ mm}$$

$s_t = 300 \text{ mm}$	\leq	$s_{t,max} = 300 \text{ mm}$
------------------------	--------	------------------------------

VYHOVUJE

Schéma navržené výztuže v příčném směru





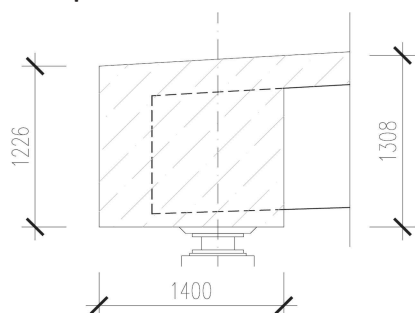
12. KONCOVÉ PŘÍČNÍKY

Betonový koncový příčník nosné konstrukce byl navržen na provozní účinky a na účinky od stálého zatížení při zvedání nosné konstrukce pro výměnu ložisek.

12.1. Provozní stav

NÁVRH A POSOUZENÍ VÝZTUŽE PŘÍČNÍKU V PROVOZNÍCH STAVECH

Geometrie příčníku



Beton C35/45

Charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku

$$f_{cd} = 21.0 \text{ MPa}$$

Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu

$$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$$

Krytí na horním povrchu

$$c_{nom,h} = 55 \text{ mm}$$

Krytí na dolním povrchu

$$c_{nom,d} = 55 \text{ mm}$$

Výztuž B500B

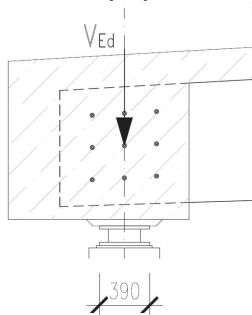
Charakteristická hodnota meze kluzu betonářské výztuže

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

Návrhová hodnota meze kluzu betonářské výztuže

$$f_{yd} = 434.78 \text{ MPa}$$

Posouzení betonu v tlaku při přenosu smykové síly z nosníku do ložiska





Maximální návrhová hodnota posouvající síla

$$V_{Ed} = 632.1 \text{ kN}$$

Redukční součinitel pevnosti pro beton se smykovými trhlinami

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$v' = 0.860$$

Návrhové napětí na mezi únosnosti tlačené vzpěry

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot v' \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_{Rd,max} = 10.8 \text{ MPa}$$

Šířka vzpěry

$$b = 390 \text{ mm}$$

Výška vzpěry

$$h = 370 \text{ mm}$$

Síla ve vzpěře

$$F_{v1,Ed} = 632.1 \text{ kN}$$

Napětí ve vzpěře

$$\sigma_{v1,Ed} = 4.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{v1,Ed} = 4.4 \text{ MPa}$$

$$\leq$$

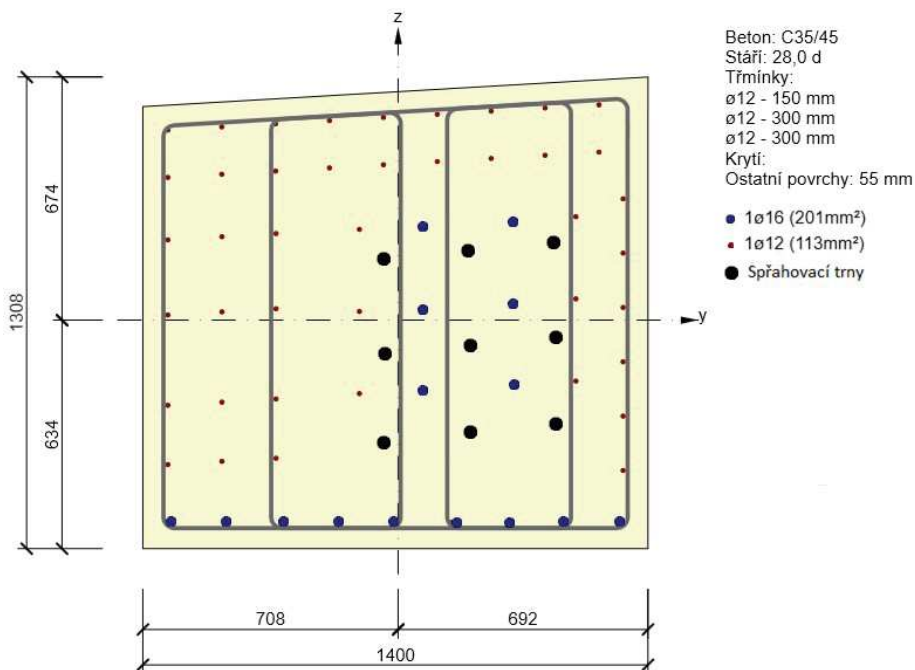
$$\sigma_{Rd,max} = 10.8 \text{ MPa}$$

$$40.4\%$$

VYHOVUJE

Návrh a posouzení výztuže příčnicku

Geometrie průřezu a navržená výztuž



Vnitřní síly – kombinace zatížení – M+

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-1,7	0,0	116,0	0,0	149,8	0,0
Celkové	Charakteristická	-21,5	0,0	0,0	0,0	108,6	0,0
Celkové	Kvazistálá	-61,1	0,0	0,0	0,0	62,8	0,0



Souhrn posouzení – M+

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-1,7			116,0	0,0	19,4	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	-1,7	149,8	0,0			7,4	OK
Smyk	-1,7			116,0	0,0	19,4	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-1,7	149,8	0,0	116,0	0,0	19,4	OK
Omezení napětí	-21,5	108,6	0,0			1,4	OK
Šířka trhliny	-61,1	62,8	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Vnitřní síly – kombinace zatížení – M-

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	0,0	0,0	-116,0	0,0	-67,5	0,0
Celkové	Charakteristická	0,0	0,0	0,0	0,0	-33,3	0,0
Celkové	Kvazistálá	0,0	0,0	0,0	0,0	-7,9	0,0

Souhrn posouzení – M-

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0,0			116,0	0,0	10,9	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	-67,5	0,0			3,4	OK
Smyk	0,0			116,0	0,0	10,9	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	0,0	-67,5	0,0	116,0	0,0	10,0	OK
Omezení napětí	0,0	-33,3	0,0			0,4	OK
Šířka trhliny	0,0	-7,9	0,0			0,0	OK

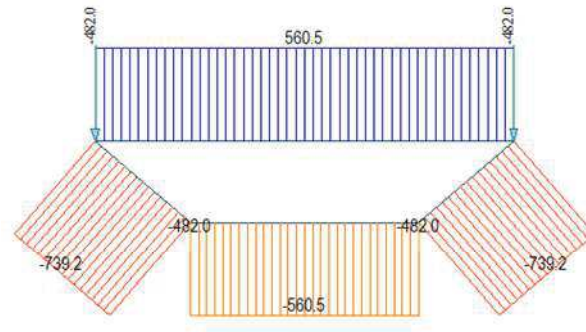
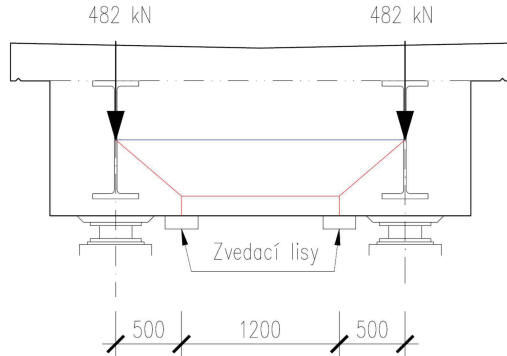
Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %



12.2. Zvedání nosné konstrukce

POSOUZENÍ PŘÍČNÍKU PŘI ZVEDÁNÍ KONSTRUKCE NA LISECH - MODEL VZPĚRA-TÁHLO

Geometrie modelu a získané vnitřní síly



Táhlo

Síla v táhle

$$F_{t,Ed} = 560.5 \text{ kN}$$

Průměr navržené výztuže

$$\phi_1 = 16 \text{ mm}$$

Počet kusů výztuže táhla

$$n_1 = 6 \text{ ks}$$

Průměr navržené výztuže

$$\phi_2 = 12 \text{ mm}$$

Počet kusů výztuže táhla

$$n_2 = 6 \text{ ks}$$

Plocha výztuže táhla

$$A_s = 1885 \text{ mm}^2$$

Návrhová únosnost výztuže táhla

$$F_{t,Rd} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$F_{t,Rd} = 819.5 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = 560.5 \text{ kN}$$

≤

$$F_{t,Rd} = 819.5 \text{ kN}$$

68.4%

VYHOVUJE

Šikmá vzpěra

Redukční součinitel pevnosti pro beton se smykovými trhlinami

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$v' = 0.860$$

Návrhové napětí na mezi únosnosti tlačené vzpěry

$$\sigma_{Rd,max} = 0.6 \cdot v' \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_{Rd,max} = 10.8 \text{ MPa}$$

Šířka vzpěry

$$b = 700 \text{ mm}$$

Výška vzpěry

$$h = 250 \text{ mm}$$

Síla ve vzpěře

$$F_{v1,Ed} = 739.2 \text{ kN}$$

Napětí ve vzpěře

$$\sigma_{v1,Ed} = 4.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{v1,Ed} = 4.2 \text{ MPa}$$

≤

$$\sigma_{Rd,max} = 10.8 \text{ MPa}$$

39.0%

VYHOVUJE

**Vodorovná vzpěra**

Redukční součinitel pevnosti pro beton se smykovými trhlinami

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad v' = 0.860$$

Návrhové napětí na mezi únosnosti tlačené vzpěry

$$\sigma_{Rd,max} = v' \cdot f_{cd} \quad \sigma_{Rd,max} = 18.1 \text{ MPa}$$

Šířka vzpěry

$$b = 700 \text{ mm}$$

Výška vzpěry

$$h = 250 \text{ mm}$$

Síla ve vzpěře

$$F_{v2,Ed} = 560.5 \text{ kN}$$

Napětí ve vzpěře

$$\sigma_{v2,Ed} = 3.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{v2,Ed} = 3.2 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd,max} = 18.1 \text{ MPa} \quad 17.7\%$$

VYHOVUJE

Uzel C-C-C

Redukční součinitel pevnosti pro beton se smykovými trhlinami

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad v' = 0.860$$

$$k_1 = 1.0$$

Návrhové napětí na mezi únosnosti tlačené vzpěry

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad \sigma_{Rd,max} = 18.1 \text{ MPa}$$

Šířka vzpěry

$$b = 700 \text{ mm}$$

Výška vzpěry

$$h = 250 \text{ mm}$$

Síla ve vzpěře

$$F_{v2,Ed} = 560.5 \text{ kN}$$

Napětí ve vzpěře

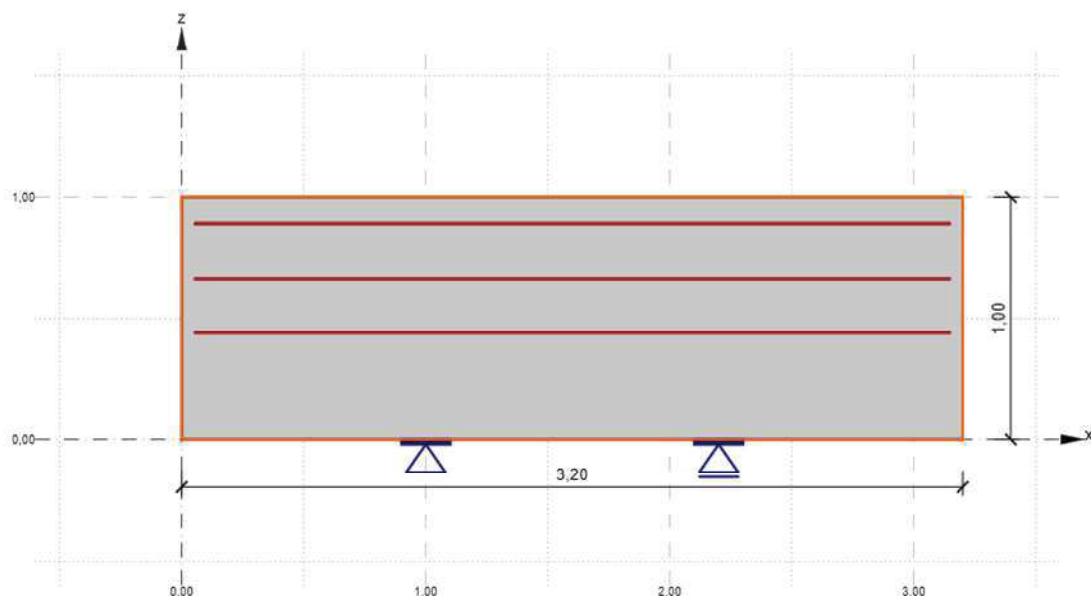
$$\sigma_{v2,Ed} = 3.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{v2,Ed} = 3.2 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd,max} = 18.1 \text{ MPa} \quad 17.7\%$$

VYHOVUJE

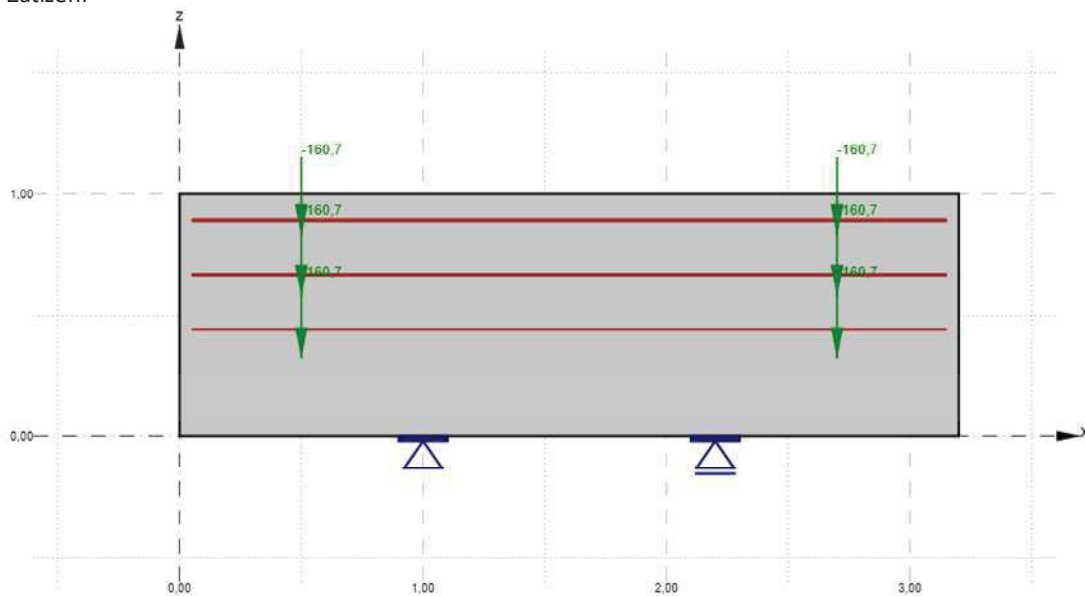
Ověření navržené výztuže příčnicku**Ověření posudku příčnicku v Idea Detail**

Geometrie modelu

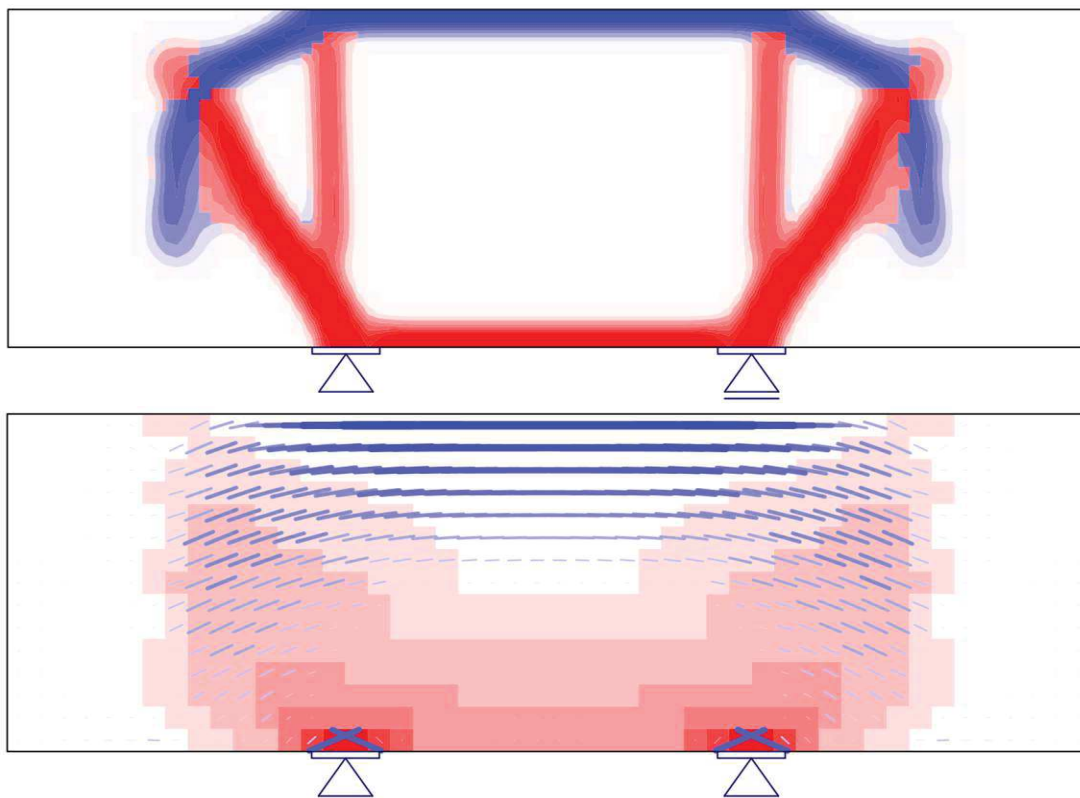




Zatížení



Topologie

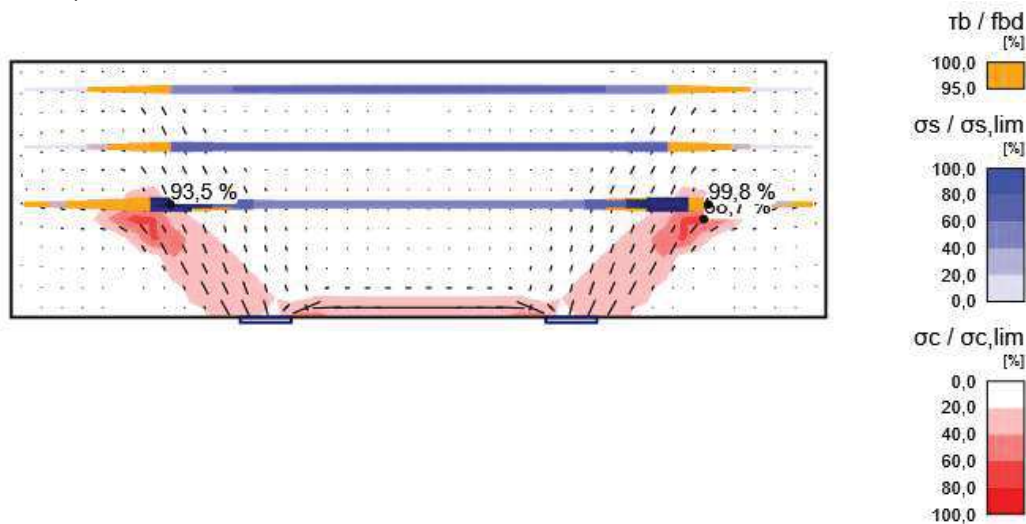


Pozn. Vlastní tíha příčniku je připočtena k bodovým silám.

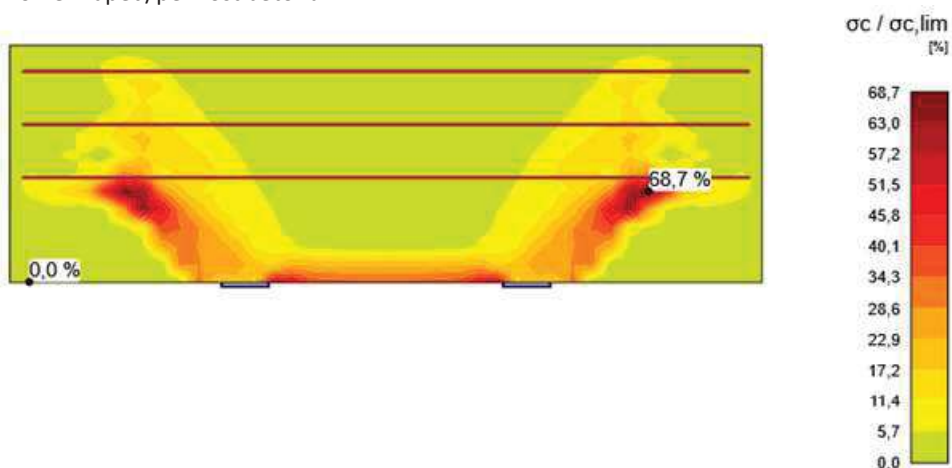
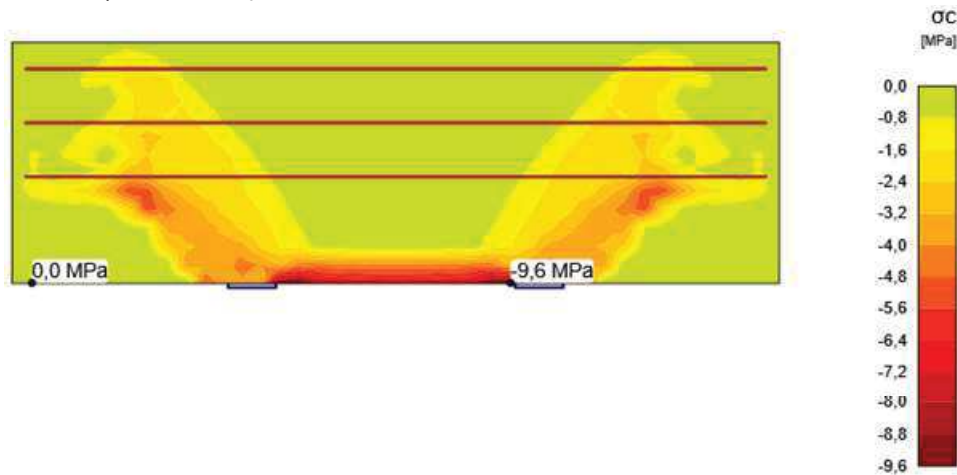


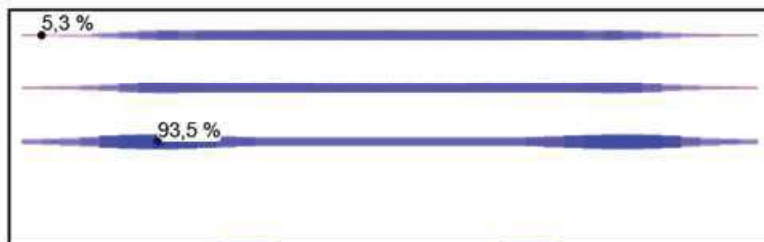
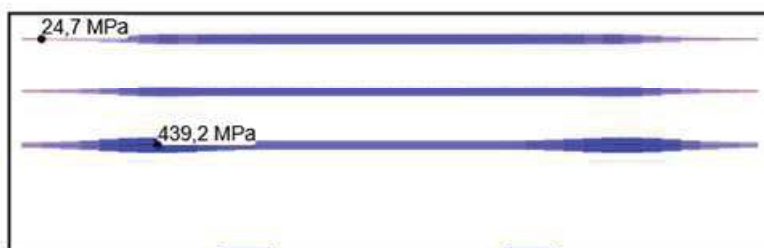
MSÚ - SOUHRN

Tok napětí



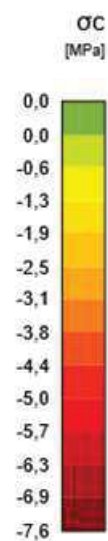
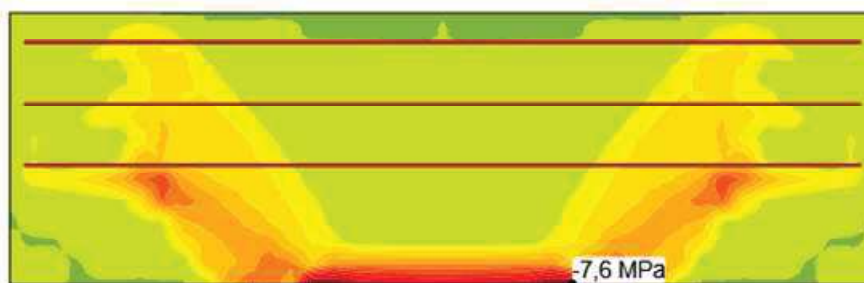
Poměr napětí/pevnost betonu

Hlavní napětí betonu σ_c

Poměr napětí/pevnost výztuže $\sigma_s/\sigma_{s,lim}$ [%]Napětí ve výztuži σ_s [MPa]

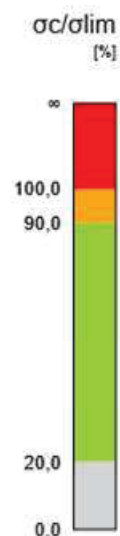
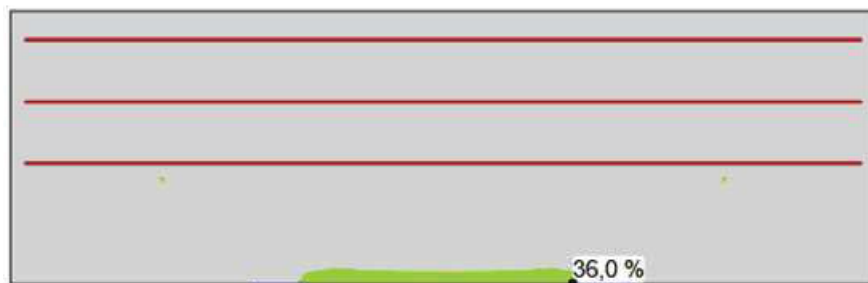
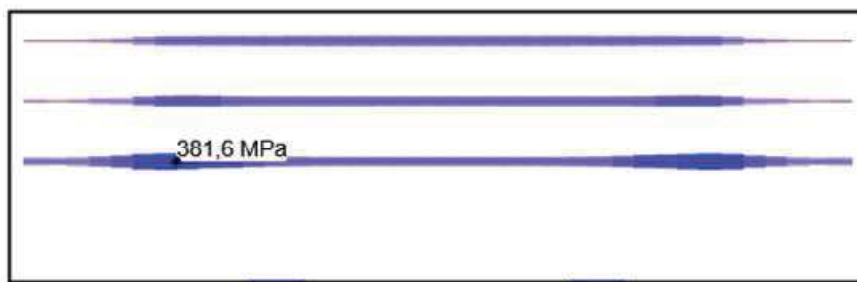
MSP - SOUHRN

Napětí v betonu

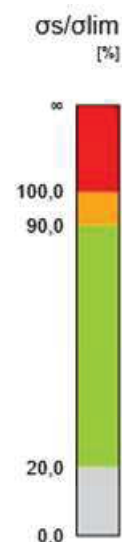
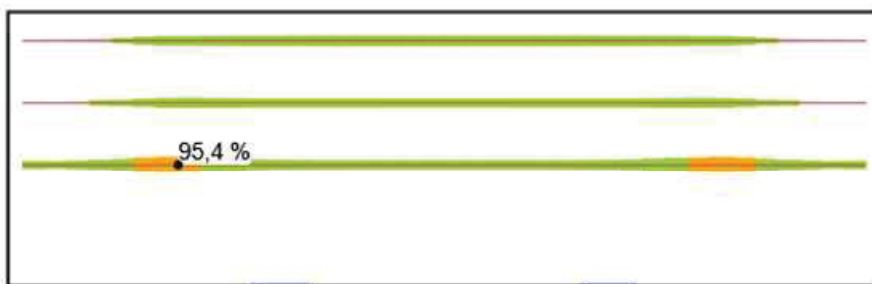




Posudek napětí betonu

Napětí ve výztuži σ_s [MPa]

Posudek napětí ve výztuži



MSU:

Položka posudku		Využití	
Beton	6.10	68,1%	
Výztuž	6.10	93,5%	
Kotvení	6.10	99,8%	

MSP:

Položka posudku		Využití	
Omezení napětí	Char	94,9%	



13. SPŘAHOVACÍ TRNY

13.1. Spřahovací trny mezi nosníkem a deskou

Spřahovací trny byly navrženy ve dvou řezech – v ose uložení nad podporou a v $\frac{1}{4}$ rozpětí nosníku. Spřahovací trny z návrhu nad podporou budou umístěny v rozmezí $0 - \frac{1}{4}L$ a $\frac{3}{4}L - L$, spřahovací trny z návrhu v $\frac{1}{4}$ rozpětí nosníku budou umístěny v oblasti $\frac{1}{4} - \frac{3}{4}L$.

NÁVRH A POSOUZENÍ SPŘAHOVACÍCH TRNŮ - NAD PODPOROU (0 - 1/4 L)

Výpočet ideálního průřezu (řez v ose uložení)

Průměrná tloušťka desky		$h_c =$	269 mm
Celková účinná šířka betonové desky		$b_{eff} =$	1900 mm
Modul pružnosti oceli v tahu a tlaku		$E_a =$	210 GPa
Sečnový modul pružnosti betonu		$E_c =$	34 GPa
Pracovní součinitel	$n_L = \frac{E_a}{E_{cm}}$	$n_L =$	6.163
Průřezová plocha desky	$A_c = b_{eff} \cdot h_c$	$A_c =$	511100 mm ²
Průřezová plocha nosníku		$A_a =$	44660 mm ²
Moment setrvačnosti betonové desky		$I_c =$	3.08E+09 mm ⁴
Moment setrvačnosti ocelového nosníku		$I_a =$	6.30E+09 mm ⁴
Průřezová plocha ideálního průřezu	$A_i = A_a + \frac{A_c}{n_L}$	$A_i =$	127597 mm ²
Výška nosníku		$h_a =$	913 mm
Vzdálenost od těžiště ocelového nosníku k horní hraně betonové desky		$z'_a =$	726 mm
Statický moment ocelové části k horní hraně betonové desky	$S_a = A_a \cdot z'_a$	$S_a =$	32400830 mm ³
Vzdálenost od těžiště betonové desky k horní hraně betonové desky		$z'_c =$	135 mm
Statický moment betonové desky k horní hraně betonové desky	$S_c = A_c \cdot z'_c$	$S_c =$	68742950 mm ³
Statický moment ideálního průřezu	$S_i = S_a + \frac{S_c}{n_L}$	$S_i =$	43555847 mm ³
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního povrchu betonu	$z_{i,hor} = \frac{S_i}{A_i}$	$z_{i,hor} =$	341 mm
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od těžiště ocelové části		$z_a =$	384 mm
Moment setrvačnosti ocelové části k těžišti ideálního průřezu	$I_{a,i} = I_a + A_a \cdot z_a^2$	$I_{a,i} =$	1.29E+10 mm ⁴
Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od těžiště ocelové části		$z_c =$	207 mm
Moment setrvačnosti ocelové části k těžišti ideálního průřezu	$I_{c,i} = I_c + A_c \cdot z_c^2$	$I_{c,i} =$	2.50E+10 mm ⁴
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	$I_i = I_a + \frac{I_c}{n_L}$	$I_i =$	1.69E+10 mm ⁴


Charakteristika navržených spřahovacích trnů

Celková jmenovitá výška trnu

 $h_{sc} = 175 \text{ mm}$

Průměr díku trnu

 $d = 16 \text{ mm}$

Tlušťka hlavy trnu

 $h_h = 8 \text{ mm}$

Šířka hlavy trnu

 $d_h = 32 \text{ mm}$

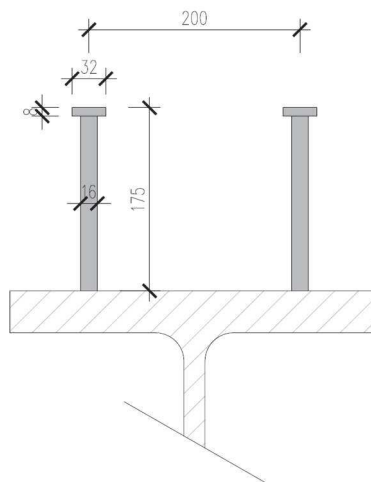
Mez pevnosti materiálu trnu v tahu

 $f_u = 450 \text{ MPa}$

Charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku

 $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Sečnový modul pružnosti betonu

 $E_{cm} = 34.077 \text{ GPa}$ 

$d = 16.0 \text{ mm}$	\leq	16 mm
	\leq	25 mm

VYHOVUJE

Únosnost spřahovacího trnu ve smyku
 $h_{sc}/d = 10.9$

$h_{sc}/d = 10.9$	\geq	4
-------------------	--------	---

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{pro } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4$$

$$\alpha = 1,0 \quad \text{pro } h_{sc}/d \geq 4$$

 $\alpha = 1.0$

Charakteristická únosnost trnu s hlavou ve smyku

$$P_{Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \\ 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \end{array} \right\}$$

 $P_{Rk,1} = 72.4 \text{ kN}$ $P_{Rk,2} = 81.1 \text{ kN}$ $P_{Rk} = 72.4 \text{ kN}$

Dílčí součinitel

 $\gamma_v = 1.25$

Návrhová únosnost trnu s hlavou ve smyku

$$P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad P_{Rd} = 57.9 \text{ kN}$$

Návrh a posouzení rozmístění trnů

Počet trnů v řadě (příčně)

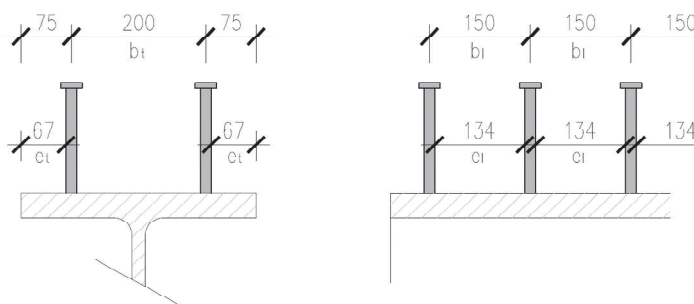
 $i = 2 \text{ ks}$

Příčná rozteč trnů

 $b_t = 200 \text{ mm}$

Podélná rozteč trnů

 $b_l = 150 \text{ mm}$



Maximální návrhová hodnota posouvající síly

$$V_{Ed} = 632.1 \text{ kN}$$

Statický moment betonové desky převedené na ocel k těžišti ideálního průřezu

$$S_i = \frac{h_c \cdot b_{eff}}{n_L} \cdot \left(z_{i,hor} - \frac{h_c}{2} \right) \quad S_i = 1.72E+07 \text{ mm}^3$$

Podélná smyková síla

$$v_{1,Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{S_i}{I_i} \quad v_{1,Ed} = 640 \text{ N/mm}$$

Návrhová smyková síla na poslední řadu trnů

$$V_{1,Ed} = v_{1,Ed} \cdot b_l \quad V_{1,Ed} = 96.0 \text{ kN}$$

Návrhová smyková únosnost poslední řady trnů

$$P_{Rd,i} = P_{Rd} \cdot i \quad P_{Rd,i} = 115.8 \text{ kN}$$

$V_{1,Ed} = 96.0 \text{ kN}$	\leq	$P_{Rd,i} = 115.8 \text{ kN}$	82.9%
------------------------------	--------	-------------------------------	-------

VYHOVUJE

Konstrukční zásady

Nejmenší celková výška trnu

$$h_{sc,min} = 3 \cdot d \quad h_{sc,min} = 48 \text{ mm}$$

$h_{sc,min} = 48 \text{ mm}$	\leq	$h_{sc} = 175 \text{ mm}$
------------------------------	--------	---------------------------

VYHOVUJE

Nejmenší průměr hlavy trnu

$$d_{h,min} = 1.5 \cdot d \quad d_{h,min} = 24 \text{ mm}$$

$d_{h,min} = 24 \text{ mm}$	\leq	$d_h = 32 \text{ mm}$
-----------------------------	--------	-----------------------

VYHOVUJE

Nejmenší výška hlavy trnu

$$h_{h,min} = 0.4 \cdot d \quad h_{h,min} = 6.4 \text{ mm}$$

$h_{h,min} = 6.4 \text{ mm}$	\leq	$h_h = 8.0 \text{ mm}$
------------------------------	--------	------------------------

VYHOVUJE

Největší podélná rozteč trnů

$$b_{l,max} = \min \left\{ \frac{4 \cdot h_c}{800 \text{ mm}} \right\} \quad b_{l,max} = 800 \text{ mm}$$

$b_{l,max} = 800 \text{ mm}$	\geq	$b_l = 150 \text{ mm}$
------------------------------	--------	------------------------

VYHOVUJE

Nejmenší příčná rozteč trnů

$$b_{t,min} = 2.5 \cdot d \quad b_{t,min} = 40 \text{ mm}$$

$b_{t,min} = 40 \text{ mm}$	\leq	$b_t = 200 \text{ mm}$
-----------------------------	--------	------------------------

VYHOVUJE

Nejmenší světlá podélná vzdálenost trnů

$$e_{l,min} = 5 \cdot d \quad e_{l,min} = 80 \text{ mm}$$

Světlá podélná vzdálenost trnů

$$e_l = 134 \text{ mm}$$

$e_{l,min} = 80 \text{ mm}$	\leq	$e_l = 134 \text{ mm}$
-----------------------------	--------	------------------------

VYHOVUJE



Nejmenší světlá vzdálenost okraje krajního trnu od hrany pásnice v příčném směru

$$e_{t,min} = 25 \text{ mm}$$

Šířka horní pásnice ocelového nosníku

$$b_{fl,h} = 350 \text{ mm}$$

Vzdálenost okraje krajního trnu od hrany pásnice v příčném směru

$$e_t = 67 \text{ mm}$$

$e_{t,min} = 25 \text{ mm}$	\leq	$e_t = 67 \text{ mm}$
-----------------------------	--------	-----------------------

VYHOVUJE

Největší průměr trnu

$$d_{max} = 2,5 \cdot t_{fl,h} \quad d_{max} = 100 \text{ mm}$$

Tloušťka horní pásnice ocelového nosníku

$$t_{fl,h} = 40 \text{ mm}$$

$d_{max} = 100 \text{ mm}$	\geq	$d = 16 \text{ mm}$
----------------------------	--------	---------------------

VYHOVUJE

Největší světlá podélná vzdálenost krajních trnů od okraje tlačené pásnice

$$e_{l,max,kraj} = 9 \cdot t_{fl,h} \cdot \sqrt{235/f_y} \quad e_{l,max,kraj} = 293 \text{ mm}$$

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

NÁVRH A POSOUZENÍ SPŘAHOVACÍCH TRNŮ - 1/4 ROZPĚTÍ (1/4 L - 1/2 L)

Výpočet ideálního průřezu (řez ve čtvrtině rozpětí)

Průměrná tloušťka desky

$$h_c = 269 \text{ mm}$$

Celková účinná šířka betonové desky

$$b_{eff} = 1900 \text{ mm}$$

Modul pružnosti oceli v tahu a tlaku

$$E_a = 210 \text{ GPa}$$

Sečnový modul pružnosti betonu

$$E_c = 34 \text{ GPa}$$

Pracovní součinitel

$$n_L = \frac{E_a}{E_{cm}} \quad n_L = 6.163$$

Průřezová plocha desky

$$A_c = b_{eff} \cdot h_c \quad A_c = 511100 \text{ mm}^2$$

Průřezová plocha nosníku

$$A_a = 48960 \text{ mm}^2$$

Moment setrvačnosti betonové desky

$$I_c = 3.08E+09 \text{ mm}^4$$

Moment setrvačnosti ocelového nosníku

$$I_a = 6.30E+09 \text{ mm}^4$$

Průřezová plocha ideálního průřezu

$$A_i = A_a + \frac{A_c}{n_L} \quad A_i = 131897 \text{ mm}^2$$

Výška nosníku

$$h_a = 1128 \text{ mm}$$

Vzdálenost od těžiště ocelového nosníku k horní hraně betonové desky

$$z'_a = 833 \text{ mm}$$

Statický moment ocelové části k horní hraně betonové desky

$$S_a = A_a \cdot z'_a \quad S_a = 40783680 \text{ mm}^3$$

Vzdálenost od těžiště betonové desky k horní hraně betonové desky

$$z'_c = 135 \text{ mm}$$

Statický moment betonové desky k horní hraně betonové desky

$$S_c = A_c \cdot z'_c \quad S_c = 68742950 \text{ mm}^3$$

Statický moment ideálního průřezu

$$S_i = S_a + \frac{S_c}{n_L} \quad S_i = 51938697 \text{ mm}^3$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního povrchu betonu

$$z_{i,hor} = \frac{S_i}{A_i} \quad z_{i,hor} = 394 \text{ mm}$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od těžiště ocelové části

$$z_a = 439 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ocelové části k těžišti ideálního průřezu

$$I_{a,i} = I_a + A_a \cdot z_a^2 \quad I_{a,i} = 1.57E+10 \text{ mm}^4$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od těžiště ocelové části

$$z_c = 259 \text{ mm}$$



Moment setrvačnosti ocelové části k těžišti ideálního průřezu

$$I_{c,i} = I_c + A_c \cdot z_c^2 \quad I_{c,i} = 3.74E+10 \text{ mm}^4$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$I_i = I_a + \frac{I_c}{n_L} \quad I_i = 2.18E+10 \text{ mm}^4$$

Charakteristika navržených spřahovacích trnů

Celková jmenovitá výška trnu

$$h_{sc} = 175 \text{ mm}$$

Průměr dířku trnu

$$d = 16 \text{ mm}$$

Tlůšťka hlavy trnu

$$h_h = 8 \text{ mm}$$

Šířka hlavy trnu

$$d_h = 32 \text{ mm}$$

Mez pevnosti materiálu trnu v tahu

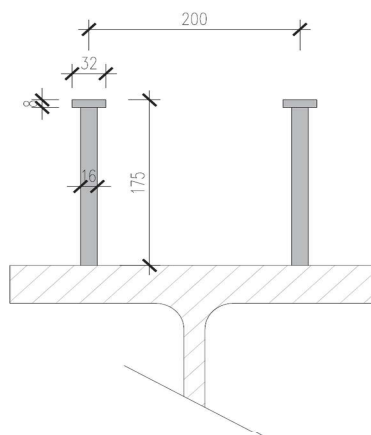
$$f_u = 450 \text{ MPa}$$

Charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

Sečnový modul pružnosti betonu

$$E_{cm} = 34.077 \text{ GPa}$$



d = 16.0 mm	≤	16 mm
	≤	25 mm

VYHOVUJE

Únosnost spřahovacího trnu ve smyku

$$h_{sc}/d = 10.9$$

$h_{sc}/d = 10.9$	\geq	4
-------------------	--------	---

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{pro } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4$$

$$\alpha = 1,0 \quad \text{pro } h_{sc}/d \geq 4$$

$$\alpha = 1.0$$

Charakteristická únosnost trnu s hlavou ve smyku

$$P_{Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \\ 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \end{array} \right\}$$

$$P_{Rk,1} = 72.4 \text{ kN}$$

$$P_{Rk,2} = 81.1 \text{ kN}$$

$$P_{Rk} = 72.4 \text{ kN}$$

Dílčí součinitel

$$\gamma_v = 1.25$$

Návrhová únosnost trnu s hlavou ve smyku

$$P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad P_{Rd} = 57.9 \text{ kN}$$



Návrh a posouzení rozmístění trnů

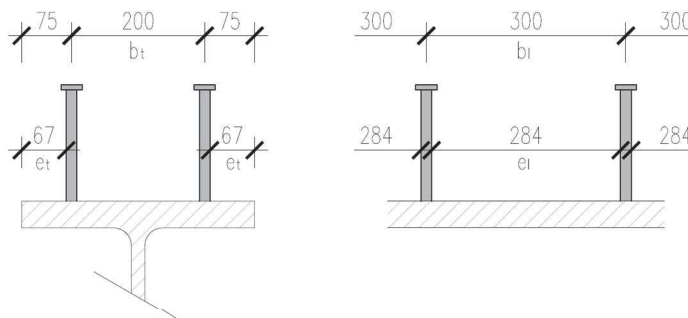
Počet trnů v řadě (příčně)

 $i = 2$ ks

Příčná rozteč trnů

 $b_t = 200$ mm

Podélná rozteč trnů

 $b_l = 300$ mm

Maximální návrhová hodnota posouvající síly

 $V_{Ed} = 348.8$ kN

Statický moment betonové desky převedené na ocel k těžišti ideálního průřezu

$$S_i = \frac{h_c \cdot b_{eff}}{n_L} \cdot \left(z_{i,hor} - \frac{h_c}{2} \right) \quad S_i = 2.15E+07 \text{ mm}^3$$

Podélná smyková síla

$$v_{1,Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{S_i}{I_i} \quad v_{1,Ed} = 344 \text{ N/mm}$$

Návrhová smyková síla na poslední řadu trnů

$$V_{1,Ed} = v_{1,Ed} \cdot b_l \quad V_{1,Ed} = 103.1 \text{ kN}$$

Návrhová smyková únosnost poslední řady trnů

$$P_{Rd,i} = P_{Rd} \cdot i \quad P_{Rd,i} = 115.8 \text{ kN}$$

$$V_{1,Ed} = 103.1 \text{ kN} \leq P_{Rd,i} = 115.8 \text{ kN} \quad 89.0\%$$

VYHOVUJE

Konstrukční zásady

Nejmenší celková výška trnu

$$h_{sc,min} = 3 \cdot d \quad h_{sc,min} = 48 \text{ mm}$$

$$h_{sc,min} = 48 \text{ mm} \leq h_{sc} = 175 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

Nejmenší průměr hlavy trnu

$$d_{h,min} = 1,5 \cdot d \quad d_{h,min} = 24 \text{ mm}$$

$$d_{h,min} = 24 \text{ mm} \leq d_h = 32 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

Nejmenší výška hlavy trnu

$$h_{h,min} = 0,4 \cdot d \quad h_{h,min} = 6.4 \text{ mm}$$

$$h_{h,min} = 6.4 \text{ mm} \leq h_h = 8.0 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

Největší podélná rozteč trnů

$$b_{l,max} = \min \left\{ \frac{4 \cdot h_c}{800 \text{ mm}} \right\} \quad b_{l,max} = 800 \text{ mm}$$

$$b_{l,max} = 800 \text{ mm} \geq b_l = 300 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

Nejmenší příčná rozteč trnů

$$b_{t,min} = 2,5 \cdot d \quad b_{t,min} = 40 \text{ mm}$$

$$b_{t,min} = 40 \text{ mm} \leq b_t = 200 \text{ mm}$$

VYHOVUJE



Nejmenší světlá podélná vzdálenost trnů $e_{l,min} = 5 \cdot d$ $e_{l,min} =$ 80 mm
 Světlá podélná vzdálenost trnů $e_l =$ 284 mm

$e_{l,min} =$	80 mm	\leq	$e_l =$	284 mm
---------------	-------	--------	---------	--------

VYHOVUJE

Nejmenší světlá vzdálenost okraje krajního trnu od hrany pásnice v příčném směru

 $e_{t,min} =$ 25 mm

Šířka horní pásnice ocelového nosníku

 $b_{fl,h} =$ 350 mm

Vzdálenost okraje krajního trnu od hrany pásnice v příčném směru

 $e_t =$ 67 mm

$e_{t,min} =$	25 mm	\leq	$e_t =$	67 mm
---------------	-------	--------	---------	-------

VYHOVUJE

Největší průměr trnu

 $d_{max} = 2,5 \cdot t_{fl,h}$ $d_{max} =$ 100 mm

Tloušťka horní pásnice ocelového nosníku

 $t_{fl,h} =$ 40 mm

$d_{max} =$	100 mm	\geq	$d =$	16 mm
-------------	--------	--------	-------	-------

VYHOVUJE

Největší světlá podélná vzdálenost krajních trnů od okraje tlačené pásnice

 $e_{l,max,kraj} = 9 \cdot t_{fl,h} \cdot \sqrt{235/f_y}$ $e_{l,max,kraj} =$ 293 mm

Charakteristická hodnota meze kluzu oceli

 $f_{yk} =$ 355 MPa

NÁVRH A POSOUZENÍ SPŘAHOVACÍCH TRNŮ - OVĚŘENÍ PLASTICKÝM VÝPOČTEM

Plocha ocelového nosníku	$A_a =$	50400 mm ²
Návrhová hodnota meze kluzu oceli	$f_{yd} =$	355 MPa
Plocha betonové desky	$A_c =$	511100 mm ²
Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{cd} =$	23.3 MPa

Maximální síla v betonové desce

 $F_{cf,c} = A_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$ $F_{cf,c} =$ 10137 kN

Maximální síla v ocelovém nosníku

 $F_{cf,a} = A_a \cdot f_{yd}$ $F_{cf,a} =$ 17892 kN

Potřebný počet trnů na polovinu délky nosníku (místo M_{max} se nachází v 1/2 rozpětí nosníku)

 $n_{f,min} = \frac{\min(F_{cf,c}; F_{cf,a})}{P_{Rd}}$ $n_{f,min} =$ 176 ks

Navržený počet trnů na polovinu délky nosníku

 $n_f =$ 228 ks

Rozpětí nosníku

 $L =$ 45.5 m

$n_f =$	228 ks	\geq	$n_{f,min} =$	176 ks
---------	--------	--------	---------------	--------

VYHOVUJE

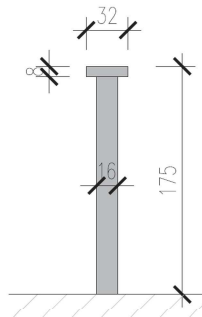


13.2. Spřahovací trny v příčnicku

NÁVRH A POSOUZENÍ SPŘAHOVACÍCH TRNŮ PRO PŘENOS SVISLÉ SÍLY Z NOSNÍKU DO KONCOVÉHO PŘÍČNÍKU

Charakteristika navržených spřahovacích trnů

Celková jmenovitá výška trnu	$h_{sc} =$	175 mm
Průměr díku trnu	$d =$	16 mm
Tlušťka hlavy trnu	$h_h =$	8 mm
Šířka hlavy trnu	$d_h =$	32 mm
Mez pevnosti materiálu trnu v tahu	$f_u =$	450 MPa
Charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku	$f_{ck} =$	35 MPa
Sečnový modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	34.077 GPa



$d =$	16.0	mm	\leq	16 mm
			\leq	25 mm

VYHOVUJE

Únosnost spřahovacího trnu ve smyku

$h_{sc}/d =$	10.9	\geq	4
--------------	------	--------	---

$$h_{sc}/d = 10.9$$

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{pro } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4$$

$$\alpha = 1,0 \quad \text{pro } h_{sc}/d \geq 4$$

$$\alpha = 1.0$$

Charakteristická únosnost trnu s hlavou ve smyku

$$P_{Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \\ 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \end{array} \right\}$$

$$P_{Rk,1} = 72.4 \text{ kN}$$

$$P_{Rk,2} = 81.1 \text{ kN}$$

$$P_{Rk} = 72.4 \text{ kN}$$

Dílčí součinitel

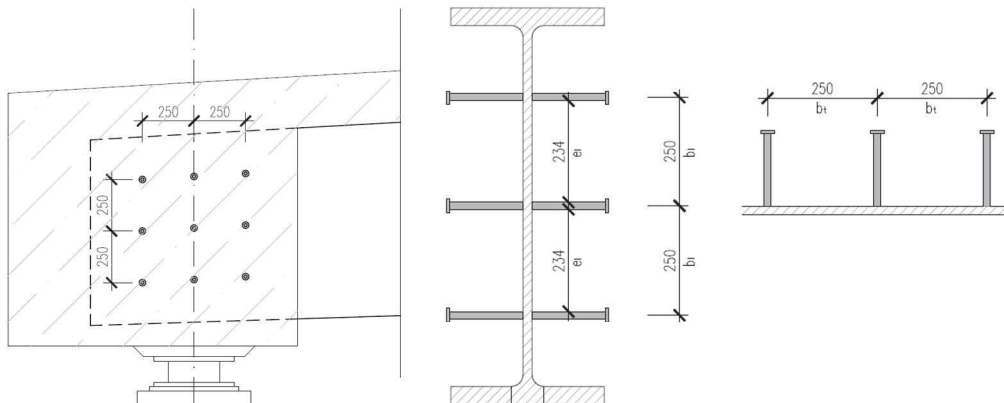
$$\gamma_v = 1.25$$

Návrhová únosnost trnu s hlavou ve smyku

$$P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad P_{Rd} = 57.9 \text{ kN}$$

Návrh a posouzení rozmístění trnů

Počet trnů v řadě (podélný směr nosníku)	$i_t =$	3 ks
Počet řad (po výšce nosníku)	$i_l =$	3 řady
Příčná rozteč trnů (podélný směr nosníku)	$b_t =$	250 mm
Podélná rozteč trnů (po výšce nosníku)	$b_l =$	250 mm



Maximální návrhová hodnota posouvající síly

$$V_{Ed} = 632.1 \text{ kN}$$

Návrhová smyková únosnost poslední řady trnů

$$P_{Rd,i} = 2 \cdot P_{Rd} \cdot i_t \cdot i_l \quad P_{Rd,i} = 1042.3 \text{ kN}$$

$V_{Ed} = 632.1 \text{ kN}$	\leq	$P_{Rd,i} = 1042.3 \text{ kN}$	60.6%
-----------------------------	--------	--------------------------------	-------

VYHOVUJE

Konstrukční zásady

Nejmenší celková výška trnu

$$h_{sc,min} = 3 \cdot d \quad h_{sc,min} = 48 \text{ mm}$$

$h_{sc,min} = 48 \text{ mm}$	\leq	$h_{sc} = 175 \text{ mm}$
------------------------------	--------	---------------------------

VYHOVUJE

Nejmenší průměr hlavy trnu

$$d_{h,min} = 1.5 \cdot d \quad d_{h,min} = 24 \text{ mm}$$

$d_{h,min} = 24 \text{ mm}$	\leq	$d_h = 32 \text{ mm}$
-----------------------------	--------	-----------------------

VYHOVUJE

Nejmenší výška hlavy trnu

$$h_{h,min} = 0.4 \cdot d \quad h_{h,min} = 6.4 \text{ mm}$$

$h_{h,min} = 6.4 \text{ mm}$	\leq	$h_h = 8.0 \text{ mm}$
------------------------------	--------	------------------------

VYHOVUJE

Největší podélná rozteč trnů

$$b_{l,max} = 800 \text{ mm}$$

$b_{l,max} = 800 \text{ mm}$	\geq	$b_l = 250 \text{ mm}$
------------------------------	--------	------------------------

VYHOVUJE

Nejmenší příčná rozteč trnů

$$b_{t,min} = 2.5 \cdot d \quad b_{t,min} = 40 \text{ mm}$$

$b_{t,min} = 40 \text{ mm}$	\leq	$b_t = 250 \text{ mm}$
-----------------------------	--------	------------------------

VYHOVUJE

Nejmenší světlá podélná vzdálenost trnů

$$e_{l,min} = 5 \cdot d \quad e_{l,min} = 80 \text{ mm}$$

Světlá podélná vzdálenost trnů

$$e_l = 234 \text{ mm}$$

$e_{l,min} = 80 \text{ mm}$	\leq	$e_l = 234 \text{ mm}$
-----------------------------	--------	------------------------

VYHOVUJE

Největší průměr trnu

$$d_{max} = 2.5 \cdot t_{fl,h} \quad d_{max} = 50 \text{ mm}$$

Tloušťka stojiny ocelového nosníku

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

$d_{max} = 50 \text{ mm}$	\geq	$d = 16 \text{ mm}$
---------------------------	--------	---------------------

VYHOVUJE



14. LOKÁLNÍ OBLASTI

14.1. Posouzení nadložiskové oblasti

Charakteristiky materiálů

Beton	C35/45	Výztuž	B500B
$f_{ck} =$	35 MPa	$f_{yk} =$	500 MPa
$f_{cd} =$	21.00 MPa	$f_{yd} =$	434.78 MPa
$\gamma_c =$	1.50 -	$\gamma_s =$	1.15 -
		$\sigma_s =$	250 MPa (§ 8.10.3 EN 1992-2)

Soustředěný tlak nad ložiskem

Maximální tlaková síla v ložisku: $R_{max} = 800$ kN

Místně zatížené plochy (§ 6.7 EN 1992-1-1)

Geometrie:	$b_1 = a =$	390 mm		
	$d_1 = a' =$	390 mm		
$b_2 \leq 3 \cdot b_1$	$b_2 =$	590 mm	\leq	1170 mm OK
$d_2 \leq 3 \cdot d_1$	$d_2 =$	590 mm	\leq	1170 mm OK

$h \geq (b_2 - b_1)$	$h \geq$	200 mm
$h \geq (d_2 - d_1)$	$h \geq$	200 mm

$$A_{c0} = b_1 \cdot d_1 = 152100 \text{ mm}^2$$

$$A_{c1} = b_2 \cdot d_2 = 348100 \text{ mm}^2$$

Soustředěná síla na mezi únosnosti

$$F_{rd1} = A_{c0} \cdot f_{cd} \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} = 4832 \text{ kN} \geq 800 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$F_{rd1} \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd} = 9582 \text{ kN} \geq 800 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Táhla (§6.5.3 EN 1992-1-1)

$$T_{bu} = 1/4 \cdot P_{max} \cdot (c - a)/c = 68 \text{ kN}$$

$$T_{bu} = 1/4 \cdot P_{max} \cdot (c' - a')/c' = 68 \text{ kN}$$

Minimální plochy výztuže:

$$A_s = T_{bu, max} / \sigma_s = 271 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, min} \approx 0.15 P_{max} \cdot \gamma_{punfav} / f_{yd} = 331 \text{ mm}^2$$

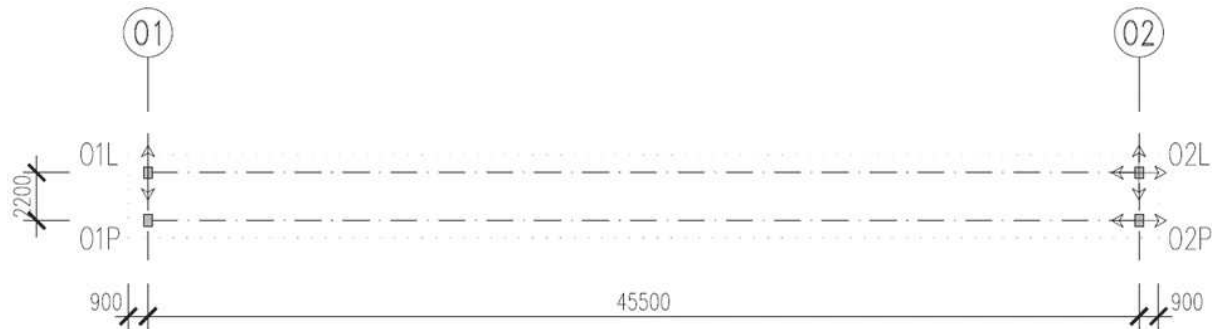
$$\gamma_{punfav} = 1.2$$

	sestava	1	2	3	
Podélný směr	$\phi =$	12			mm
	počet prutů ve vrstvě	4			
	počet vrstev	1			
	$A_s =$	452 mm ² \geq		331 mm ²	OK
	sestava	1	2	3	
Příčný směr	$\phi =$	16			mm
	počet prutů ve vrstvě	4			
	počet vrstev	1			
	$A_s =$	804 mm ² \geq		331 mm ²	OK



15. LOŽISKA

15.1. Schéma ložisek



15.2. Silové účinky na ložiska

Ložisko	FZ, min (kN)	FZ, max (kN)	FY (kN)	FX (kN)	FZ, min (kN)	FZ, max (kN)	FY (kN)	FX (kN)	typ ložiska	poznámky
	provozní namáhání ložiska				návrhové namáhání ložiska - 6.10a/b/EQU					
O1L	400	700	50	400	350	800	50	550	příčně posuvné	kotvené do NK a SS
O1P	400	700	100	400	350	800	150	550	pevné	kotvené do NK a SS
O2L	400	700	50	100	350	800	50	100	všesměrné	kotvené do NK a SS
O2P	400	700	100	100	350	800	100	100	podélně posuvné	kotvené do NK a SS

+ tlak / - tah

x podélný směr mostu
y příčný směr mostu

Poznámky: 1. v tabulce jsou uvedeny hodnoty zatížení pro mezní stav použitelnosti a únosnosti dle TNI 736270

2. vodorovné síly jsou uvedeny pro dimenzování kotvení ložisek

3. všechna ložiska budou kotvená do spodní stavby a nosné konstrukce

+ tlaková síla
- tahová síla
X podélný směr mostu
Y příčný směr mostu
Z svislý směr



16. DILATAČNÍ ZÁVĚRY

16.1. Závěr na opěře 2

Časy uvažované při výpočtu

stáří NK při montáži závěru

$t_q = 30$ dní

konec životnosti

$t_{100} = 100$ let

Dilatující délka

Dilatující délka

$L = 46.40$ m

Dilatace od stálých zatížení

$\gamma_{G,creep} = 1.35$ -

$\gamma_{G,shrinkage} = 1.60$ -

Dotvarování ($t_q - t_{100}$)

-0.1 mm

Smršťování ($t_q - t_{100}$)

0.5 mm

Dilatace od rovnoměrné změny teploty

$\gamma_{Q,T} = 1.50$ -

$\psi_0 = 0.80$ -

maximální teplota

$T_{e,max} = 44.5$ °C

minimální teplota

$T_{e,min} = -27.5$ °C

Znaménková konvence:

+ Δl ... most se zkracuje

- Δl ... most se prodlužuje

přídavná hodnota teploty

$\Delta T_0 = 12.5$ °C

základní teplota

$T_0 = 10$ °C

koeficient teplotní roztažnosti

$\alpha = 0.000012$ °C⁻¹

změna délky při $\Delta t = 1$ °C

$\Delta l = 0.557$ mm

Posuny od teploty - MSÚ

teplota při osazování - T	$\Delta T_{N+} = T - T_{e,max}$	$\Delta T_{N-} = T - T_{e,min}$	ΔT_{d+}	ΔT_{d-}	Δl_{Tmax}	Δl_{Tmin}
[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[mm]	[mm]
35	-9.5	62.5	-26.8	106.3	-14.9	59.2
30	-14.5	57.5	-34.3	98.8	-19.1	55.0
25	-19.5	52.5	-41.8	91.3	-23.2	50.8
20	-24.5	47.5	-49.3	83.8	-27.4	46.6
15	-29.5	42.5	-56.8	76.3	-31.6	42.5
10	-34.5	37.5	-64.3	68.8	-35.8	38.3
5	-39.5	32.5	-71.8	61.3	-40.0	34.1

návrhové hodnoty posunu - $\Delta T_d = \gamma_{Q,T} \Delta T_N + \Delta T_0$



Posuny od teploty - MSP

teplota při osazování - T	$\Delta T_{N+} = T - T_{e,max}$	$\Delta T_{N-} = T - T_{e,min}$	ΔT_{d+}	ΔT_{d-}	Δl_{Tmax}	Δl_{Tmin}
[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[mm]	[mm]
35	-9.5	62.5	-22.0	75.0	-12.2	41.8
30	-14.5	57.5	-27.0	70.0	-15.0	39.0
25	-19.5	52.5	-32.0	65.0	-17.8	36.2
20	-24.5	47.5	-37.0	60.0	-20.6	33.4
15	-29.5	42.5	-42.0	55.0	-23.4	30.6
10	-34.5	37.5	-47.0	50.0	-26.2	27.8
5	-39.5	32.5	-52.0	45.0	-29.0	25.1

Dilatace od natočení nosné konst. při zatížení

$$\gamma_Q = 1.35 -$$

úhel natočení vlivem ostatního stálého zatížení

$$\gamma_{G1} = -0.0008 \text{ rad}$$

úhel natočení vlivem pohyblivého zatížení gr1

$$\gamma_{Q+} = 0.0001 \text{ rad}$$

$$\gamma_{Q-} = -0.0038 \text{ rad}$$

výška nosné konstrukce

$$h = 1.35 \text{ m}$$

posun -

$$\Delta l_{\gamma} = -5.2 \text{ mm}$$

posun +

$$\Delta l_{\gamma} = -1.1 \text{ mm}$$

Dilatace od zatížení dopravou (vodorovné síly)

$$\gamma_Q = 1.35 -$$

$$\psi_0 = 0.80 -$$

gr1 max

$$0.2 \text{ mm}$$

gr1 min

$$-0.2 \text{ mm}$$

SUMACE DILATACÍ

Posuny - MSÚ

teplota při osazování - T	Posuny - MSÚ								
	od stálého zat.	od teploty		od pootočení NK		od dopravy	náklon opěry	celkem	
		+	-	+	-			+	-
[°C]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
35	0.7	59.2	-14.9	-1.4	-7.1	+0.2	0.0	58.7	-22.2
30	0.7	55.0	-19.1	-1.4	-7.1	+0.2	0.0	54.5	-26.4
25	0.7	50.8	-23.2	-1.4	-7.1	+0.2	0.0	50.3	-30.6
20	0.7	46.6	-27.4	-1.4	-7.1	+0.2	0.0	46.1	-34.7
15	0.7	42.5	-31.6	-1.4	-7.1	+0.2	0.0	41.9	-38.9
10	0.7	38.3	-35.8	-1.4	-7.1	+0.2	0.0	37.8	-43.1
5	0.7	34.1	-40.0	-1.4	-7.1	+0.2	0.0	33.6	-47.3

rozsah dilatací v MSÚ

+40 mm

=>

kapacita

81 mm

Posuny - MSP

teplota při osazování - T	Posuny - MSP								
	od stálého zat.	od teploty		od pootočení NK		od dopravy	náklon opěry	celkem	
		+	-	+	-			+	-
[°C]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
35	0.7	41.8	-12.2	-1.1	-5.2	+0.2	0.0	41.6	-17.7
30	0.7	39.0	-15.0	-1.1	-5.2	+0.2	0.0	38.8	-20.4
25	0.7	36.2	-17.8	-1.1	-5.2	+0.2	0.0	36.0	-23.2
20	0.7	33.4	-20.6	-1.1	-5.2	+0.2	0.0	33.2	-26.0
15	0.7	30.6	-23.4	-1.1	-5.2	+0.2	0.0	30.4	-28.8
10	0.7	27.8	-26.2	-1.1	-5.2	+0.2	0.0	27.6	-31.6
5	0.7	25.1	-29.0	-1.1	-5.2	+0.2	0.0	24.9	-34.4

rozsah dilatací v MSP

+30 mm

=>

kapacita

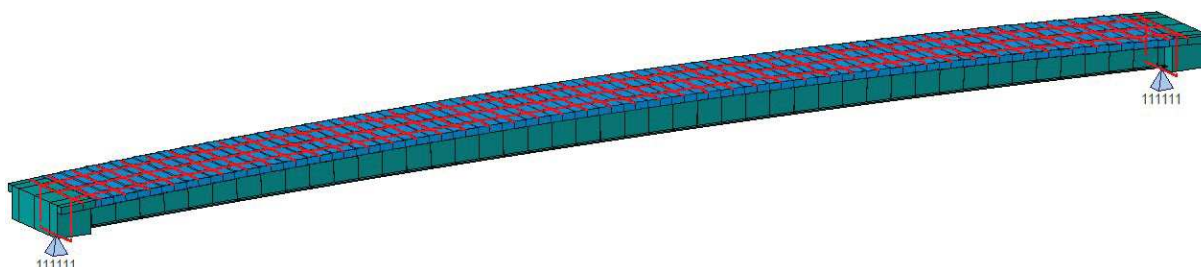
59 mm



17. DYNAMICKÁ ANALÝZA LÁVKY

17.1. Výpočetní model

Pro analýzu vlastních tvarů lávky a časově závislou dynamickou analýzu lávky byl použit roštový model definovaný v kapitole 5.1 (v modelu byla smazána spodní stavba). Ostatní stálá zatížení, jako zábradlí, izolace mostovky, výztuhy nosníků atd byla přiřazena do hmot konstrukce.



17.2. Modální analýza – vlastní tvary a frekvence

Bylo získáno prvních 25 vlastních tvarů nosné konstrukce lávky tak, aby součet uvažovaných efektivních modálních hmotností ve všech směrech dosáhl alespoň 90 % celkové hmotnosti nosné konstrukce.

Vlastní tvary nosné konstrukce lávky - bez zatížení chodci

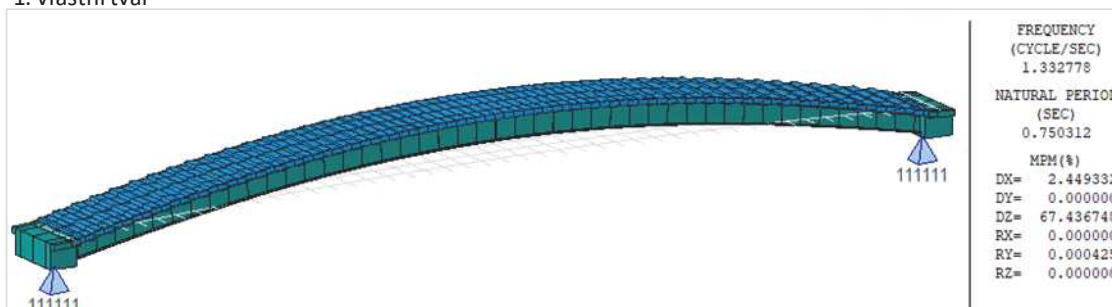
Tvar	Úhl. fr. (rad/sec)	Frekvence (cycle/sec)	Perioda (sec)	Směr-X (%)	Směr-Y (%)	Směr-Z (%)	Rotace-X (%)	Rotace-Y (%)	Rotace-Z (%)
1	8.374	1.333	0.750	2.45	0	67.44	0	0	0
2	19.510	3.105	0.322	0	41.89	0	36.35	0	0.16
3	30.015	4.777	0.209	0	27.53	0	28.08	0	0.26
4	30.295	4.822	0.207	7.85	0	0.11	0	38.98	0
5	47.155	7.505	0.133	0	0.72	0	0	0	17.38
6	62.876	10.007	0.100	20.84	0	4.13	0	0.72	0
7	73.964	11.772	0.085	0	0.12	0	0.02	0	37.02
8	78.340	12.468	0.080	0	6.04	0	7.46	0	0.34
9	90.360	14.381	0.070	50.75	0	5.8	0	0	0
10	110.997	17.666	0.057	0	0.1	0	0.01	0	8.56
11	120.924	19.246	0.052	11.37	0	0.73	0	22.05	0
12	121.929	19.406	0.052	0	12.32	0	0.83	0	0
13	150.902	24.017	0.042	0	0.01	0	4.65	0	1.95
14	162.271	25.826	0.039	0	0.07	0	0.62	0	10.94
15	163.138	25.964	0.039	0.31	0	10.48	0	0.17	0
16	202.691	32.259	0.031	0	1.62	0	0.12	0.01	0.28
17	203.311	32.358	0.031	0.02	0	0.01	0	29.29	0
18	214.835	34.192	0.029	0	0.14	0	0	0	1.56
19	227.383	36.189	0.028	0.09	0	10.06	0	0.03	0
20	253.258	40.307	0.025	0	0.01	0	0.01	0	1.44



21	255.169	40.611	0.025	0.93	0	0.53	0	4.47	0
22	280.850	44.699	0.022	0	1.15	0	2.67	0	0
23	289.889	46.137	0.022	1.78	0	0.05	0	3.46	0
24	307.087	48.874	0.020	0	0.04	0	0.05	0	0.01
25	343.677	54.698	0.018	0	0	0	0	0	1.88
Σ	-	-	-	96.4	91.8	99.3	80.9	99.2	81.8

Vybrané vlastní tvary

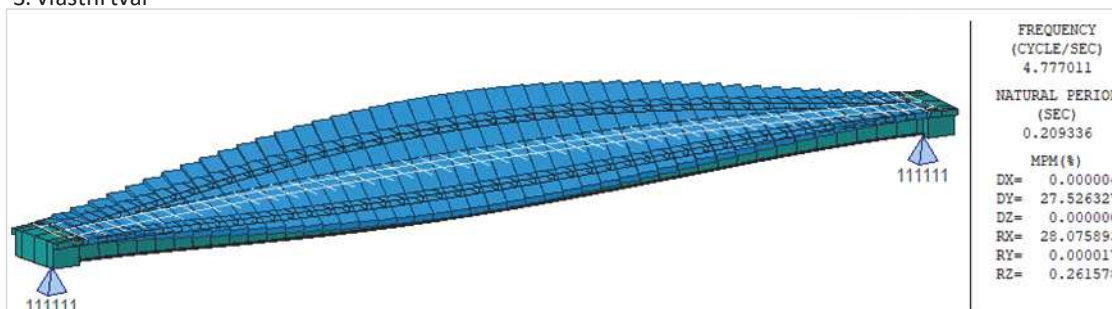
1. vlastní tvar



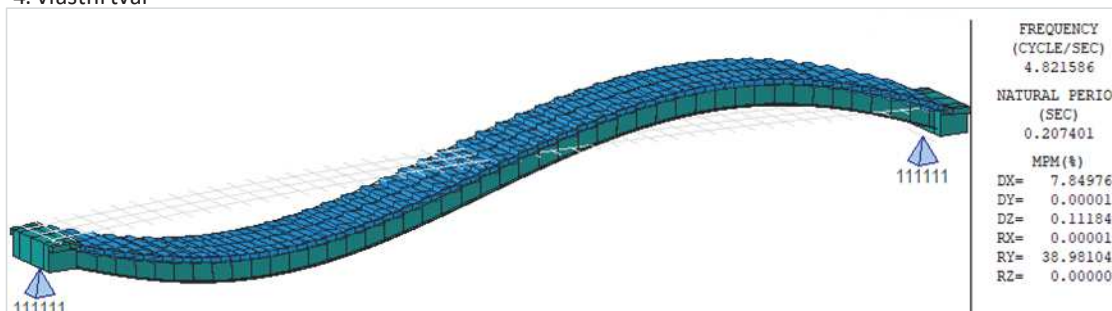
2. vlastní tvar



3. vlastní tvar

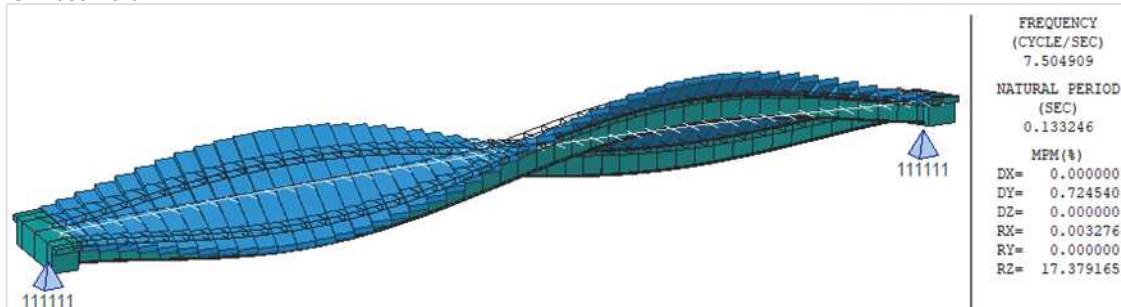


4. vlastní tvar





5. vlastní tvar

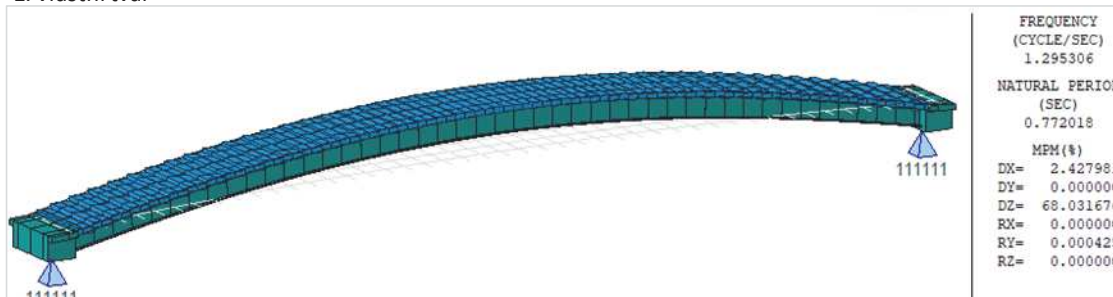
Vlastní tvary nosné konstrukce lávky - s rovnoměrným spojitým zatížením chodci 700N/m²

Tvar	Úhl. fr. (rad/sec)	Frekvence (cycle/sec)	Perioda (sec)	Směr-X (%)	Směr-Y (%)	Směr-Z (%)	Rotace-X (%)	Rotace-Y (%)	Rotace-Z (%)
1	8.139	1.295	0.772	2.43	0	68.03	0	0	0
2	18.974	3.020	0.331	0	42.31	0	36.26	0	0.17
3	29.199	4.647	0.215	0	27.6	0	28.57	0	0.27
4	29.452	4.687	0.213	7.76	0	0.11	0	39.74	0
5	45.898	7.305	0.137	0	0.73	0	0	0	17.53
6	61.160	9.734	0.103	20.58	0	4.19	0	0.7	0
7	71.960	11.453	0.087	0	0.12	0	0.02	0	37.18
8	76.349	12.151	0.082	0	5.89	0	7.4	0	0.36
9	88.058	14.015	0.071	50.86	0	5.68	0	0	0
10	108.445	17.260	0.058	0	0.08	0	0.01	0	8.29
11	117.698	18.732	0.053	11.68	0	0.72	0	21.75	0
12	119.143	18.962	0.053	0	12.18	0	0.93	0	0
13	147.358	23.453	0.043	0	0.02	0	4.73	0	1.73
14	158.838	25.280	0.040	0	0.07	0	0.52	0	11.36
15	159.085	25.319	0.039	0.35	0	10.01	0	0.17	0
16	198.209	31.546	0.032	0	1.62	0	0.11	0	0.31
17	199.396	31.735	0.032	0.02	0	0.01	0	28.08	0
18	209.142	33.286	0.030	0	0.18	0	0	0	1.51
19	224.042	35.657	0.028	0.11	0	9.93	0	0.05	0
20	247.510	39.392	0.025	0	0.01	0	0.01	0	1.5
21	250.097	39.804	0.025	0.94	0	0.54	0	4.82	0
22	273.131	43.470	0.023	0	1.14	0	2.69	0	0.01
23	283.444	45.112	0.022	1.68	0	0.07	0	3.79	0
24	299.802	47.715	0.021	0	0.05	0	0.05	0	0.01
25	334.673	53.265	0.019	0	0	0	0	0	1.96
Σ	-	-	-	96.4	92.0	99.3	81.3	99.1	82.2

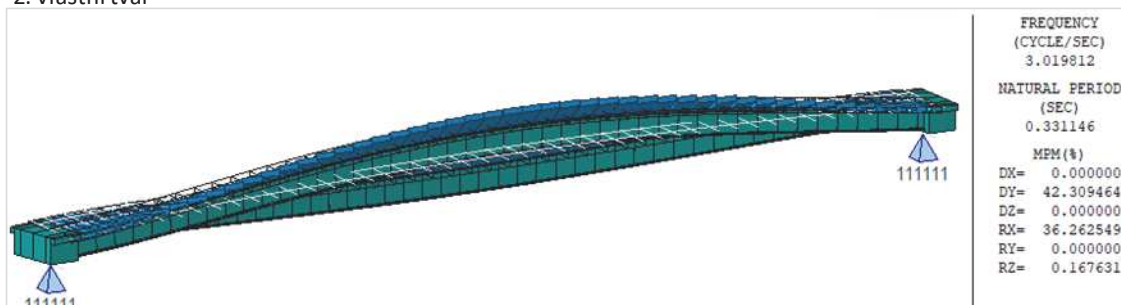


Vybrané vlastní tvary

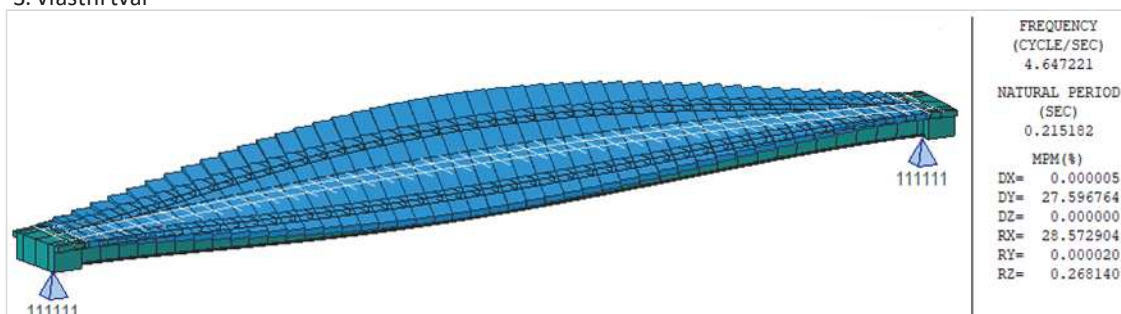
1. vlastní tvar



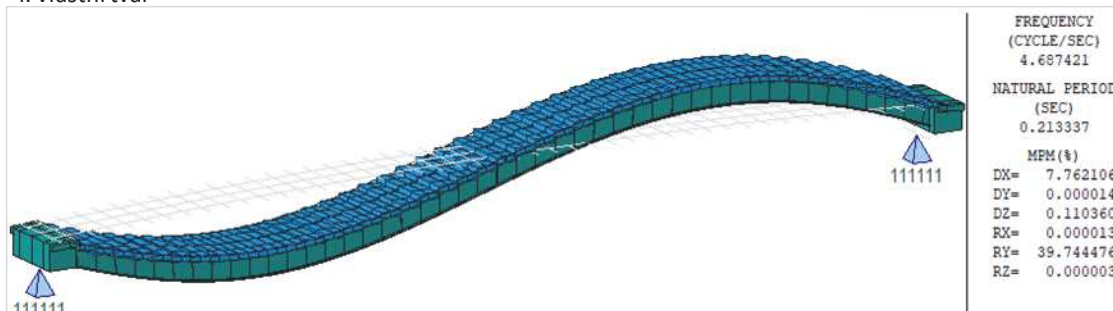
2. vlastní tvar



3. vlastní tvar

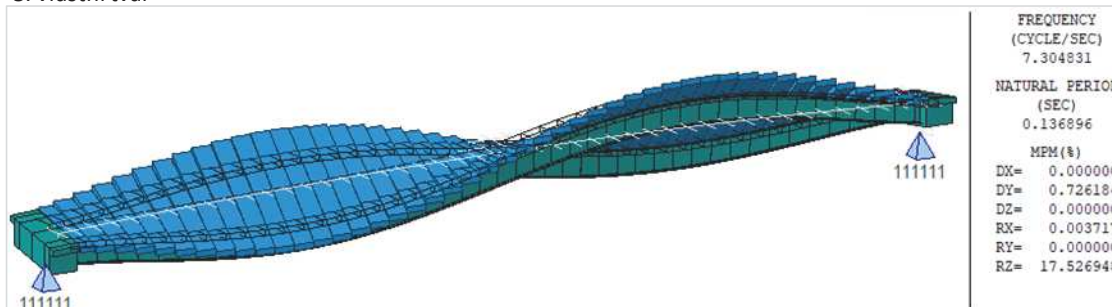


4. vlastní tvar





5. vlastní tvar


POSOUZENÍ KRITICKÉHO ROZSAHU VLASTNÍCH FREKVENČÍ

Vlastní frekvence nosné konstrukce vyžadující posouzení kritéria pohody chodců

Pro svislé a podélné kmitání

$$1.25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2.3 \text{ Hz}$$

$$2.5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 4.6 \text{ Hz}$$

Pro příčné kmitání

$$0.5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 1.2 \text{ Hz}$$

Svislé a podélné kmitání

1. tvar - svislý	stále	$f_i =$	1.333 Hz
	stále spolu s chodci	$f_i =$	1.295 Hz

$f_i = 1.333 \text{ Hz}$	\geq	$f_{\text{krit,min}} = 1.25 \text{ Hz}$
	\leq	$f_{\text{krit,max}} = 2.3 \text{ Hz}$

FREKVENCE SPADÁ DO KRITICKÉHO ROZSAHU VLASTNÍCH FREKVENČÍ
Nutno posoudit kritérium pohody chodců.

4. tvar - podélný+kroutící	stále	$f_i =$	4.822 Hz
	stále spolu s chodci	$f_i =$	4.687 Hz

$f_i = 4.687 \text{ Hz}$	\geq	$f_{\text{krit,min}} = 2.5 \text{ Hz}$
	\geq	$f_{\text{krit,max}} = 4.6 \text{ Hz}$

FREKVENCE JE MIMO KRITICKÝ ROZSAH VLASTNÍCH FREKVENČÍ
Není nutno posoudit kritérium pohody chodců.

Příčné kmitání

2. tvar - příčný+kroutící	stále	$f_i =$	3.105 Hz
	stále spolu s chodci	$f_i =$	3.020 Hz

$f_i = 3.020 \text{ Hz}$	\geq	$f_{\text{krit,min}} = 0.5 \text{ Hz}$
	\geq	$f_{\text{krit,max}} = 1.2 \text{ Hz}$

FREKVENCE JE MIMO KRITICKÝ ROZSAH VLASTNÍCH FREKVENČÍ
Není nutno posoudit kritérium pohody chodců.



3. tvar - příčný+kroutící

stálé

 $f_i = 4.777 \text{ Hz}$

stálé spolu s chodci

 $f_i = 4.647 \text{ Hz}$

$f_i = 4.647 \text{ Hz}$	\geq	$f_{\text{krit,min}} = 0.5 \text{ Hz}$
	\geq	$f_{\text{krit,max}} = 1.2 \text{ Hz}$

FREKVENCE JE MIMO KRITICKÝ ROZSAH VLASTNÍCH FREKVENCÍ

Není nutno posoudit kritérium pohody chodců.

Dle EN by se měly vyšetřovat svislé kmity pro frekvence $f_v \leq 5.0 \text{ Hz}$ a vodorovné kmity pro frekvence $f_h \leq 2.5 \text{ Hz}$. Na základě provedené analýzy se nachází první svislý ohybový tvar konstrukce lávky, který je významný pro její dynamické chování, v rozsahu frekvencí, pro které je nutné ověřit kritéria pohody chodců. Vlastní frekvence vodorovného ohybového kmitání a příčně-kroutícího kmitání leží mimo příslušný kritický interval a není tedy dále posuzována.

17.3. Časově závislá dynamická analýza

17.3.1. Stanovení dynamického zatížení chodci – harmonické zatížení

DYNAMICKÁ ANALÝZA

Posouzení návrhových situací

Třídy zatížení a hustoty chodců

Typická situace

Jednotlivec a malé skupiny

počet chodců

 $p = 11 \text{ osob}$

velikost skupiny

 $s = 2 \text{ osoby}$

hustota chodců

 $h = 0.02 \text{ osob/m}^2$

Stanovení tlumení konstrukce

Poměrný útlum

Kompozitní ocelobetonový průřez

 $\xi = 0.3 \%$

Construction type	Minimum ξ	Average ξ
Prestressed concrete	0,50%	1,0%
Composite steel-concrete	0,30%	0,60%
Steel	0,20%	0,40%
Timber	1,0%	1,5%
Stress-ribbon	0,70%	1,0%

Návrhové situace

Délka nosné konstrukce

 $L_s = 47.3 \text{ m}$

Volná šířka nosné konstrukce

 $b_s = 3 \text{ m}$

Zatížená plocha

 $S = 141.9 \text{ m}^2$

$$n = S \cdot d$$

Návrhová situace	Popis	Zaťaž. třída	Počet chodců n	d [osob/m ²]	Třída komfortu
1	Skupina	TC1	15	0.11	CL1
2	Běžný provoz	TC2	28	0.20	CL1
3	Hustý provoz	TC3	71	0.50	CL2
4	2 chodci	2 · 280 N	2	-	CL3



Stanovení maximálního zrychlení

Periodická analýza - harmonické zatížení

Zatížení pro 1 vlastní frekvenci

Návrhová situace	Počet chodců n	ψ	ξ	n' [osob/m ²]	$p(t)$ [N/m ²]	$P(t)$ [kN]
1	15	0.25	0.003	0.016	1.118	0.00168
2	28	0.25	0.003	0.022	1.538	0.00231
3	71	0.25	0.003	0.035	2.432	0.00365

Redukční koeficient závislý na vlastní frekvenci

$\psi = 0.25$

Síla, kterou vyvozuje jeden chodec s frekvencí chůze (kroku) f_s

$P = 280 \text{ N}$

Frekvence chůze (rovna uvažované vlastní frekvenci lávky)

$f_s = 1.333 \text{ Hz}$

 Ekvivalentní počet synchronizovaných chodců na lávce z celkového počtu n chodců pohybujících se na uvažované zatížené ploše S při poměrném útlumu ξ

$$n' = \frac{10,8 \cdot \sqrt{\xi \cdot n}}{S}$$

Rovnoměrné harmonické zatížení

$$p(t) = P \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_s \cdot t) \cdot n' \cdot \psi$$

Síla v uzlu

$$P(t) = p(t) \cdot b_z \cdot l_z$$

Zatěžovací šířka

$b_z = 1.5 \text{ m}$

Zatěžovací délka

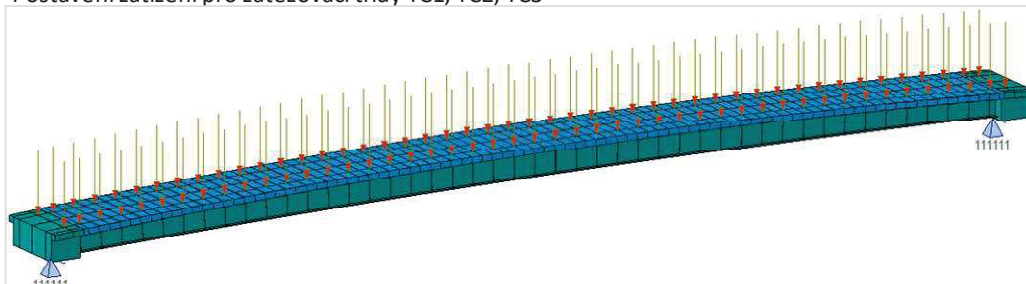
$l_z = 1 \text{ m}$

Table 4-7: Parameters for load model of TC1 to TC5

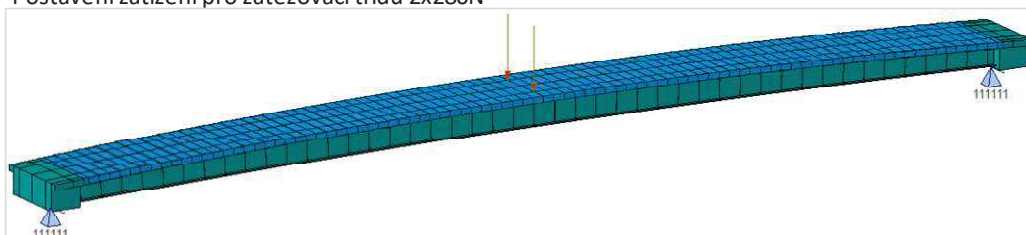
P [N]		
Vertical	Longitudinal	Lateral
280	140	35
Reduction coefficient ψ		
Vertical and longitudinal		Lateral
Equivalent number n' of pedestrians on the loaded surface S for load model of:		
TC1 to TC3	(density $d < 1,0 \text{ P/m}^2$):	$n' = \frac{10,8 \sqrt{\xi \times n}}{S} \text{ [1/m}^2\text{]}$



Postavení zatížení pro zatěžovací třídy TC1, TC2, TC3



Postavení zatížení pro zatěžovací třídu 2x280N

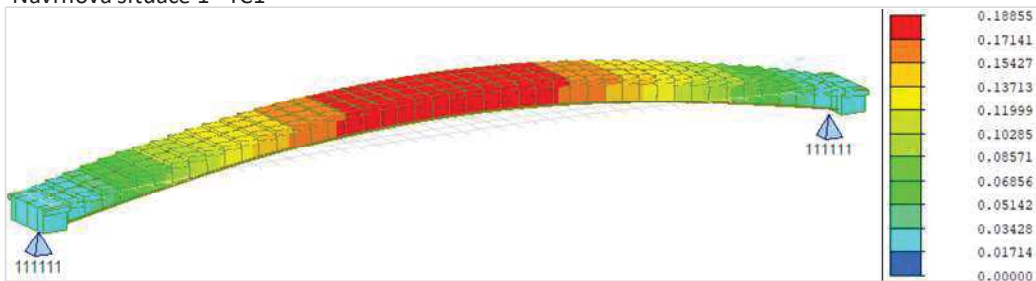


17.3.2. Výsledky odezvy nosné konstrukce na harmonické buzení

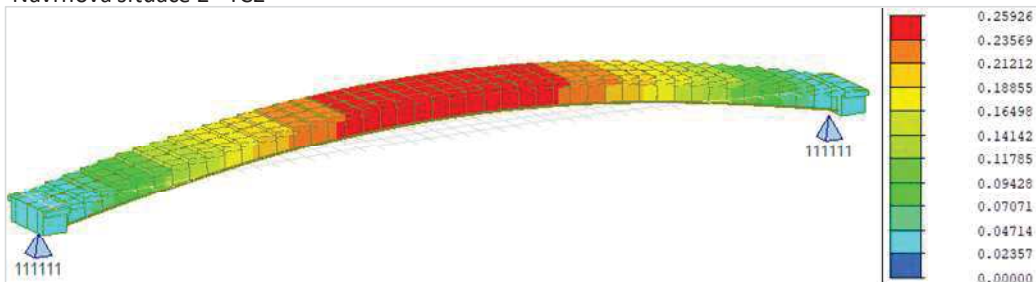
Ověření svislého kmitání

Hodnoty zrychlení d_{xyz} [m/sec²]

Návrhová situace 1 - TC1

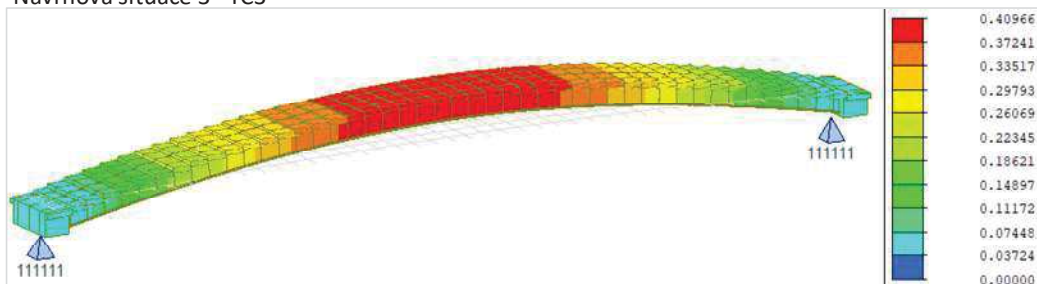


Návrhová situace 2 - TC2

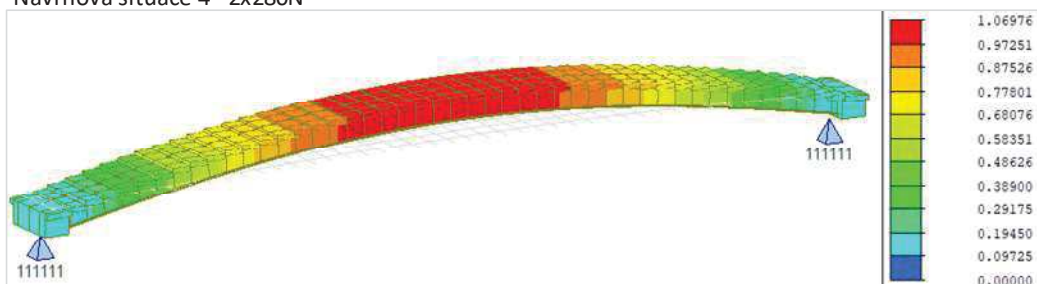




Návrhová situace 3 - TC3



Návrhová situace 4 - 2x280N



17.3.3. Posouzení

Kritéria pohody chodců jsou ověřena v souladu se stanovenými návrhovými situacemi a přiřazenými požadavky na třídy komfortu.

Návrhová situace	Popis	Zaťaž. třída	Třída komfortu	Svislé zrychlení [m/s ²]	Limitní zrychlení [m/s ²]	Ověření
1	Skupina	TC1	CL1	0.189	0.5	OK
2	Běžný provoz	TC2	CL1	0.259	0.5	OK
3	Hustý provoz	TC3	CL2	0.410	1.0	OK
4	2 chodci	2 · 280 N	CL3	1.070	2.5	OK

Table 4-4: Defined comfort classes with common acceleration ranges

Comfort class	Degree of comfort	Vertical a_{limit}	Lateral a_{limit}
CL 1	Maximum	< 0,50 m/s ²	< 0,10 m/s ²
CL 2	Medium	0,50 – 1,00 m/s ²	0,10 – 0,30 m/s ²
CL 3	Minimum	1,00 – 2,50 m/s ²	0,30 – 0,80 m/s ²
CL 4	Unacceptable discomfort	> 2,50 m/s ²	> 0,80 m/s ²

Z výše uvedených výsledků odezvy je zřejmé, že nedochází k překročení požadovaných hodnot svislého zrychlení v 1. vlastní frekvenci lávky, a tudíž nedochází ke snížení komfortu uživatelů.

"Lock-in" efekt

Při pohybu chodců po mostovce může nastat synchronizace mezi lidmi a konstrukcí.

Může dojít k "lock-in" efektu, tedy dojde k synchronizaci kroku lidí s konstrukcí a zvětšení síly vyvozené v příčném směru.

Vlastní frekvence příčně-kroucího kmitání leží mimo příslušný kritický interval.



18. ZÁVĚR

Výpočtem bylo prokázáno, že navržená mostní konstrukce vyhovuje ze statického hlediska nárokům bezpečnosti, použitelnosti a trvanlivosti v souladu s platnými normami ČSN a ČSN EN.

Upozornění: TATO DOKUMENTACE NESLOUŽÍ PRO REALIZACI STAVBY!

Stavba musí být realizována podle dodavatelské dokumentace (realizační, dílenské, výrobně technické), jejíž vypracování je povinen zajistit zhotovitel stavby. Dodavatelská dokumentace projekčně dořeší detaily stavby v závislosti na postupech a technologii zhotovitele.

V Brně, říjen 2020

Ing. Tomáš Janek