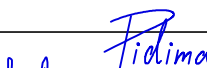


SO 201 DUSP+PDPS

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM: S-JTSK
VÝŠKOVÝ SYSTÉM: BpV

KRESLIL:			 FÖRSTEROVA Č.P. 175, 566 01 VYSOKÉ MÝTO EMAIL.: MDS@MDSPROJEKT.CZ	
ZPRACOVAL:				
TECHNICKÁ KONTROLA:	ING. JAN PIDIMA			
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT:	ING. JAN BURSA			
HLAVNÍ PROJEKTANT:	ING. JAN BURSA			
KRAJ: VYSOČINA	OKRES: ŽDĚR NAD SÁZAVOU	OBEC: HAMRY NAD SÁZAVOU	STUPEŇ:	DUSP+PDPS
INVESTOR: OBEC HAMRY NAD SÁZAVOU, HAMRY NAD SÁZAVOU 322, 591 01 HAMRY NAD SÁZAVOU			ZAK.ČÍSLO:	2881-23-3
AKCE: MOST V OBCI PŘES ŽELEZNIČNÍ TRATĚ HAMRY NAD SÁZAVOU OBJEKT: SO 201 – MOST PŘES ŽELEZNIČNÍ TRATĚ V OBCI OBSAH: STATICKÝ VÝPOČET			ARCHIVNÍ ČÍSLO:	2881
			DATUM:	08-11/2023
			FORMÁT:	A4
			MĚŘÍTKO:	–
			ČÍSLO SOUPRAVY:	ČÍSLO PŘÍLOHY: D.2.9.

Stavba: **Most v obci přes železniční trať Hamry nad Sázavou**

Objekt: SO 201 – Most přes železniční trať v obci

Stupeň: Dokumentace pro vydání společného povolení
stavby (DUSP)
Dokumentace pro provádění stavby (PDPS)

D.2.9. – Statický výpočet

OBSAH:

1.	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	3
1.1.	Označení stavby	3
1.2.	Stavebník, objednatel stavby	3
1.3.	Zpracovatel projektové dokumentace	3
2.	ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTĚ	3
3.	TECHNICKÝ POPIS	3
3.1.	Geometrie	4
4.	VÝPOČETNÍ MODEL	7
4.1.	Popis	7
4.2.	Materiály modelu	8
5.	ZATÍŽENÍ	9
5.1.	Stálé zatížení	9
5.2.	Proměnné zatížení	11
5.3.	Kombinace zatížení	21
6.	PRŮŘEZY	22
6.1.	Geometrie	22
6.2.	Úprava průřezu	28
7.	POSOUZENÍ PODÉLNÉHO SMĚRU NK	32
7.1.	Vnitřní síly	32
7.2.	Mezní stavy únosnosti v 1/2 rozpětí	36
7.3.	Mezní stavy únosnosti ve vetknutí	44
7.4.	Mezní stavy použitelnosti	48
7.5.	Deformace	58
8.	POSOUZENÍ PŘÍČNÉHO SMĚRU NK	60
8.1.	Spřahující deska	60
9.	POSOUZENÍ SPODNÍ STAVBY	63
9.1.	Uložení při betonáži	63
9.2.	Opěry	64
9.3.	Křídla	66
9.4.	Přechodové desky	68
10.	ZALOŽENÍ	70
11.	PŘÍSLUŠENSTVÍ	75
11.1.	Deformační charakteristiky	75
12.	POUŽITÁ LITERATURA A PODKLADY	76
12.1.	Normy	76
12.2.	Popis užitých podkladů	76
12.3.	Použitý software	76
13.	ZÁVĚR	77
13.1.	Obecně	77
13.2.	Poznámka ke statickému výpočtu	77
13.3.	Souhrn	77

1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

1.1. Označení stavby

Název stavby	Most v obci přes železniční trať Hamry nad Sázavou
Kraj	Kraj Vysočina
Obec	Hamry nad Sázavou
Katastrální území	k. ú. Najdek na Moravě [637114]
Druh stavby	rekonstrukce
Stupeň PD	DUSP+PDPS

1.2. Stavebník, objednatel stavby

1.2.1. Zadavatel

Obec Hamry nad Sázavou
Hamry nad Sázavou 322
591 01 Hamry nad Sázavou
IČO: 00543870

1.2.2. Nadřízený orgán

1.3. Zpracovatel projektové dokumentace

1.3.1. Generální projektant

MDS projekt s.r.o.
Försterova 175
566 01 Vysoké Mýto
IČO: 274 87 938
DIČ: CZ 274 87 938
tel.: +420 465 322 451
email.: mds@mdsprojekt.cz

1.3.2. Hlavní inženýr projektu

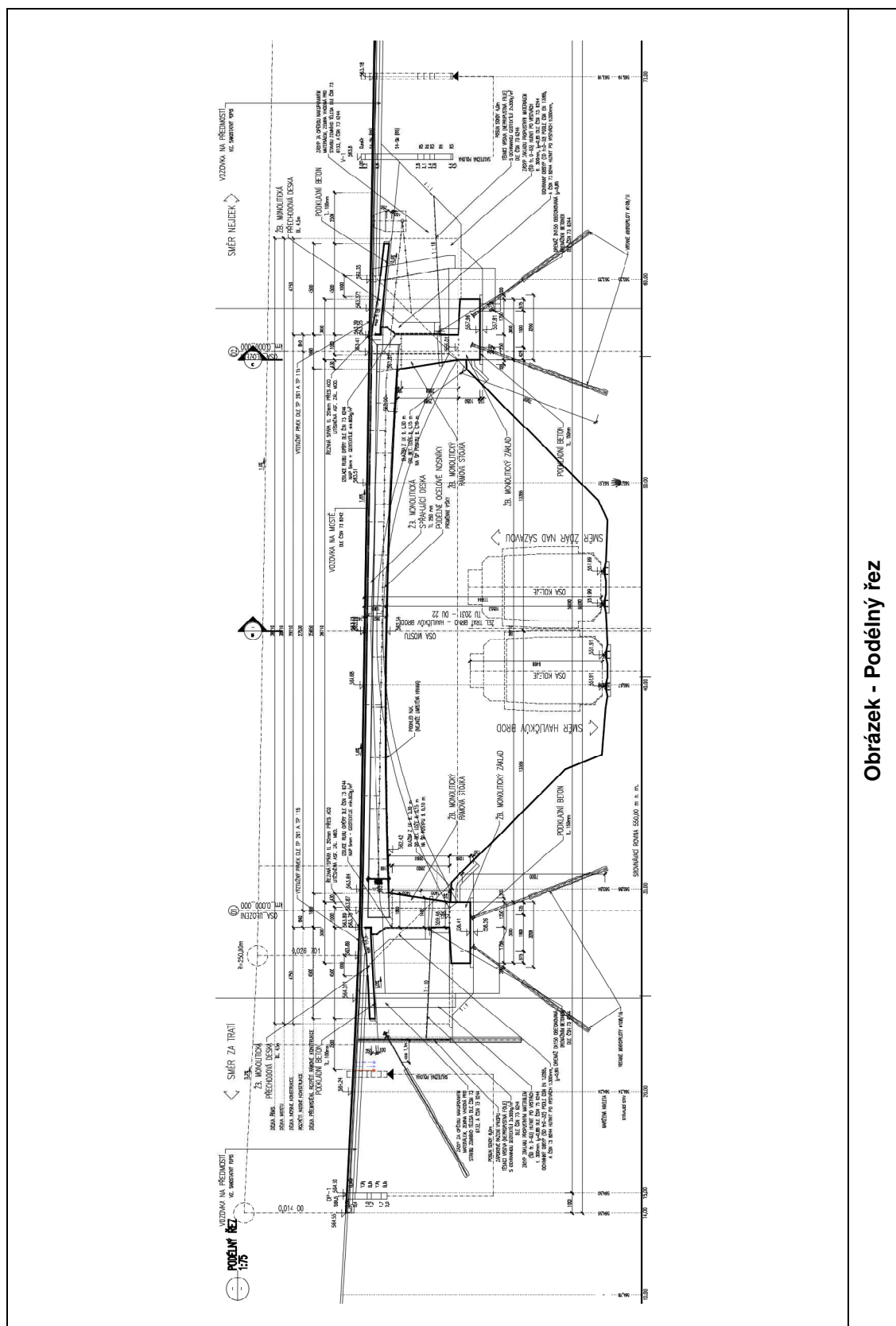
Ing. Jan Bursa
email.: bursa@mdsprojekt.cz

1.3.3. Projektant objektu SO 201

MDS projekt s.r.o.
Försterova 175
566 01 Vysoké Mýto
IČO: 274 87 938
DIČ: CZ 274 87 938
tel.: +420 465 322 451, fax.: +420 465 323 532
email.: mds@mdsprojekt.cz

2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTĚ

3. TECHNICKÝ POPIS

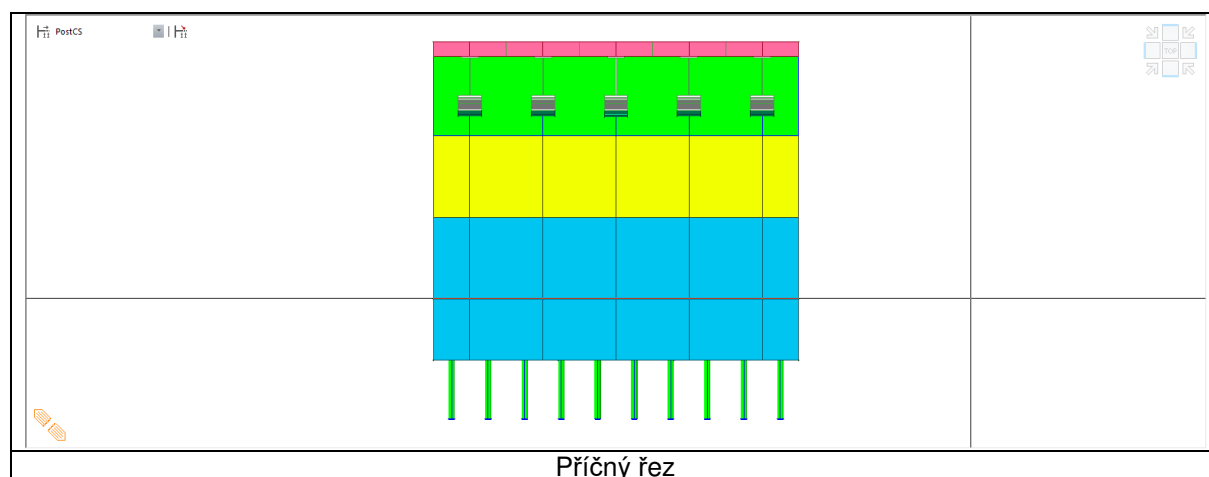
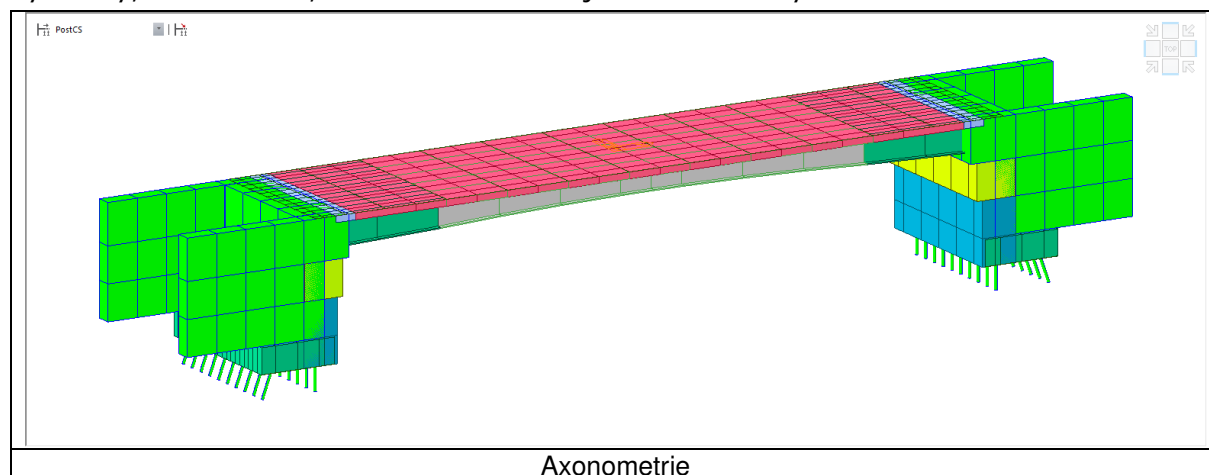


Obrázek - Podélný řez

4. VÝPOČETNÍ MODEL

4.1. Popis

Jedná se prostorový model. Ve výpočtovém modelu je zohledněn postup výstavby, dotvarování, smršťování a rozvoj trhlin betonových částí konstrukce.

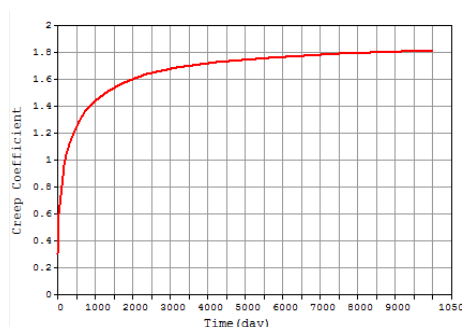


4.2. Materiály modelu

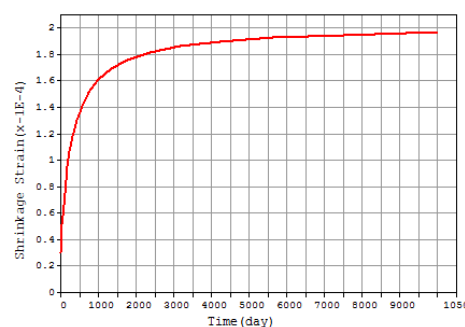
Name	Elasticity (kN/m ²)	Poisson	Thermal (1/[C])	Density (kN/m ³)
210000 GPa_null	2.1000e+11	0.3	1.2000e-05	0.0000e+00
1 GPa_null	1.0000e+06	0.3	1.2000e-05	0.0000e+00
S355	2.1000e+08	0.3	1.2000e-05	7.6980e+01
C30/37	3.2836e+07	0.2	1.0000e-05	2.5000e+01
C30/37_BeamNull	3.2836e+07	0.2	1.0000e-05	0.0000e+00
C30/37_NoTime	3.2836e+07	0.2	1.0000e-05	2.5000e+01
C30/37_Null	3.2836e+07	0.2	1.0000e-05	0.0000e+00

4.2.1. Dotvarování a smršťování materiálu -

Válcová pevnost ve 28 dnech	30 MPa
Relativní vlhkost	85%
Náhradní šířka	$h = 2 A_c / u$
Druh cementu	N
Metoda výpočtu	EN 1992-2
Věk betonu při počátku smršťování	3 dny



Graf dotvarování betonu C30/37



Graf smršťování betonu C30/37

4.2.2. Vývoj pevnosti betonu v čase - C30/37

Střední válcová pevnost ve 28 dnech 38 MPa

Druh cementu

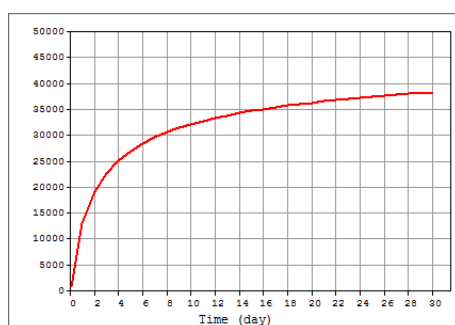
N

Pevnost betonu v tlaku ve stáří t podle ČSN EN 1992-1-1: Kapitola 3.1.2 (6):

$$f(t) = (f_{ck} + \Delta f) \cdot \exp\left(s \cdot \left[1 - \left(28/t_{eq}\right)^{0.5}\right]\right)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.1)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left(s \cdot \left[1 - \left(28/t\right)^{0.5}\right]\right) \quad (3.2)$$



Graf pevnosti betonu C30/37

5. ZATÍŽENÍ

5.1. Stálé zatížení

5.1.1. Vlastní tíha nosné konstrukce

Vlastní tíha je automaticky generována programem Civil Midas 2016.

Souhrnný obsah zatížení
Zatížení ocelovým prvkem nosníku $f = A * \gamma_{OCEL} = (0,035\ 080 \sim 0,040\ 824) * 78,5 = 2,754 \sim 3,205\ kNm$
Zatížení železobetonem spřahující desky $f = A * \gamma_{BET} = (1,25 * 0,25) * 25 = 7,813\ kNm$

5.1.2. Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé je generováno podrobným výpočtem archivovaným u zpracovatele.

Souhrnný obsah zatížení ostatním stálým
Zatížení železobetonem římsy $f = A * \gamma_{bet} = 0,461 * 25 = 11,5\ kNm$
Vozovka $f = h * \gamma_{voz} = 0,14 * 24 = 3,5\ kNm^2$ $f = h * \gamma_{voz} * b = 0,14 * 24 * 1,25 = 4,2\ kNm$ $\Delta_{plus} f = 40\% * f; \Delta_{minus} f = 20\% * f$
Zábradlí $f_{svod} = 1\ kNm \quad f_{potrubí} = 1\ kNm$

5.1.3. Stálé zatížení zemním tlakem

Podle ČSN EN 1997-1:

Úhel vnitřního tření	$\varphi_k = 30^\circ$	Hloubka zeminy	$h = 4.40 \text{ m}$
	$\varphi_d = 30^\circ$	Excetricita	$e = 1.47 \text{ m}$
	$\varphi_d = \arctan(\tan \varphi_k) / \gamma_\varphi$		
	$\gamma_\varphi = 1.00$		
	$c_k = 0.0$		
Objemová tíha	$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$		
	$v = 0.3$		
Koeficient aktivního zemního tlaku	$K_a = 0.333$	$K_a = \tan^2(45 - \varphi_d/2)$	
Koeficient zemního tlaku v klidu	$K_0 = 0.500$	$K_0 = (1 - \sin \varphi_d)$	
Koeficient pasivního zemního tlaku	$K_p = 3.000$	$K_a = \tan^2(45 + \varphi_d/2)$	

Zemní tlak $S_0 = 1/2 \gamma h^2 K_0$	aktivní	$S_a =$	65	kN/m	$\sigma_{a.max} =$	29	kN/m
	v klidu	$S_0 =$	97	kN/m	$\sigma_{0.max} =$	44	kN/m
	pasivní	$S_p =$	581	kN/m	$\sigma_{p.max} =$	264	kN/m

Uvažováno zatížení zemním tlakem v klidu.

5.2. Proměnné zatížení

5.2.1. Výstavba

5.2.1.1. Vlastní tíha železobetonu nasyceného vodou.

Ostatní stálé je generováno podrobným výpočtem archivovaným u zpracovatele.

Souhrnný obsah zatížení
Zatížení ocelovým prvkem nosníku $f = A * \gamma_{OCEL} = (0,035\ 080 \sim 0,040\ 824) * 78,5 = 2,754 \sim 3,205\ kNm$
Zatížení mokrým železobetonem spřahující desky $f = A * \gamma_{BET} = (1,25 * 0,25) * 26 = 8,125\ kNm$

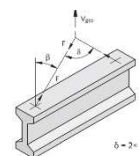
5.2.1.2. Dynamické účinky při transportu.

hladké, naolejované bednění	q = 1 kN/m ²
hladké, nenaolejované bednění	q = 2 kN/m ²
hrubé bednění	q = 3 kN/m ²

Součinitele přilnavosti
betonových povrchů

Zvedací prostředek	Rychlost zvedání [m/min.]	Dynamický součinitel ψ
Nepohyblivý jeřáb, otočný jeřáb, kolejový jeřáb	< 90	1,0–1,2
Nepohyblivý jeřáb, otočný jeřáb, kolejový jeřáb	≥ 90	1,3–1,4
Zvedání a doprava na rovném terénu	–	1,5–1,65
Zvedání a doprava na nerovném terénu	–	≥ 2,0

Doporučené dynamické součinitele



úhel sklonu lana β	součinitel vrcholového úhlu δ	součinitelem zvýšení z
0°	–	1,00
7,5°	15,0°	1,01
15,0°	30,0°	1,04
22,5°	45,0°	1,08
30,0°	60,0°	1,16
37,5°	75,0°	1,26
45,0°	90,0°	1,41
52,5°	105,0°	1,64
60,0°	120,0°	2,00

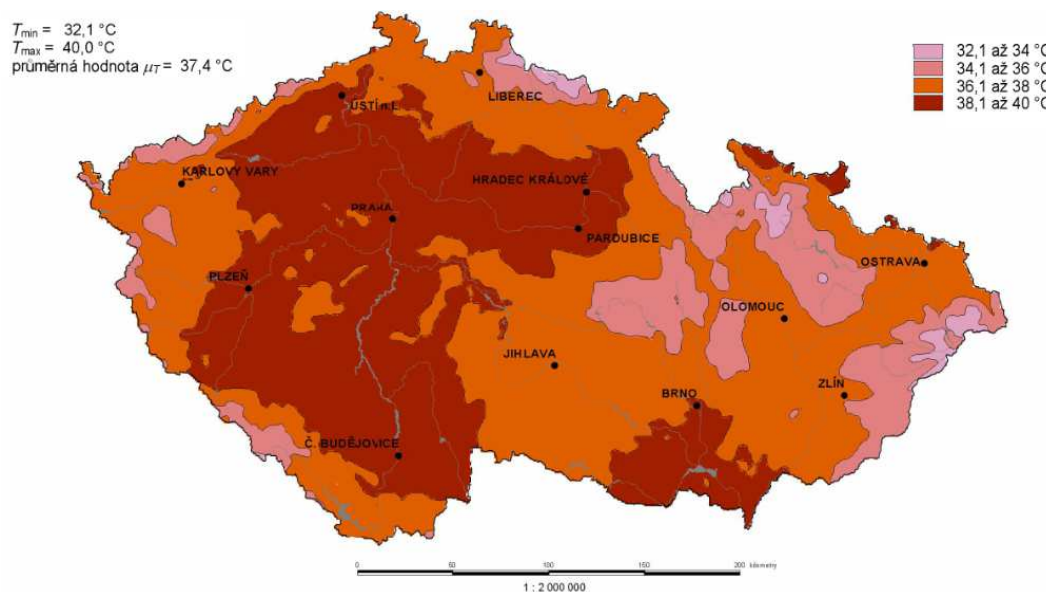
Součinitele vrcholového úhlu

Místo manipulace	Dynamický součinitel [-]	Součinitel vrcholového úhlu [-]	Celkový součinitel [-]
Zvedání ve výrobě		-	-
Přeprava výroba	1.10	-	-
Přeprava stavba	1.40	1.08 (0.0-22,5°)	1.5

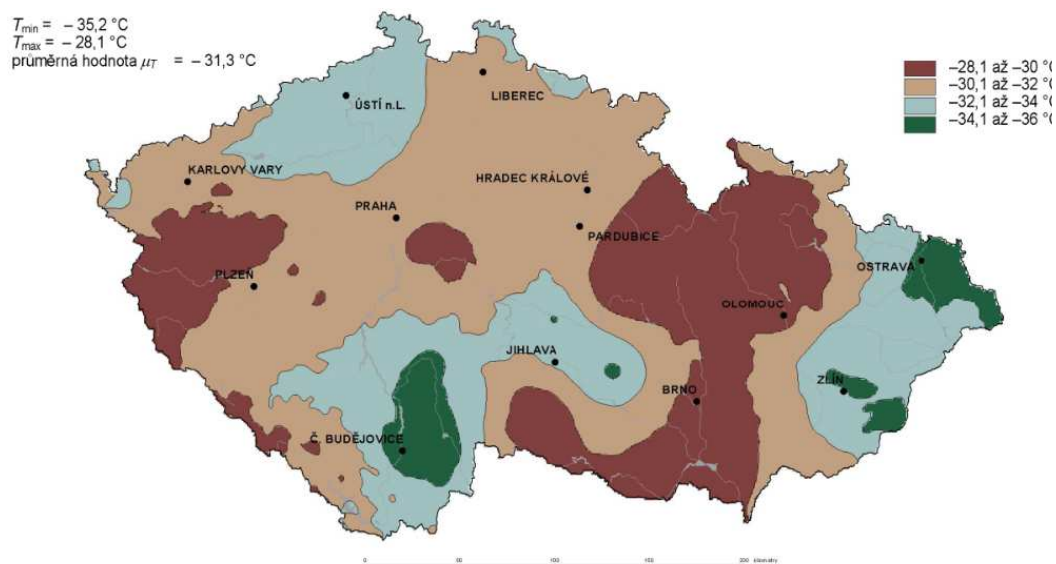
5.2.2. Zatížení teplotou

5.2.2.1. Rovnoměrná složka teploty

Základní teploty vzduchu ve stínu podle ČSN EN 1991-1-5 NA ed. A



Obrázek NA.1 – Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu



Obrázek NA.2 – Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu

Hodnoty teplotního rozsahu podle ČSN EN 1991-1-5: Kapitola 6.1.3:

Typ nosné konstrukce	3. typ: betonová nosná konstrukce ▼		
Minimální teplota vzduchu ve stínu	-32,1 až -34 °C ▼	$T_{\min} =$	-34.0 °C
Maximální teplota vzduchu ve stínu	36,1 až 38 °C ▼	$T_{\max} =$	38.0 °C
Minimální rovnoměrná složka teploty mostu		$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 =$	-26.0 °C
Maximální rovnoměrná složka teploty mostu		$T_{e,\max} = T_{\max} + 2 =$	40.0 °C
Počáteční teplota mostu		$T_0 =$	10.0 °C

Rozsah rovnoměrné složky teploty mostu

Charakteristická hodnota minimálního rozsahu	$\Delta T_{N,\text{con}} = -(T_0 - T_{e,\min}) =$	-36.0 °C
Charakteristická hodnota maximálního rozsahu	$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 =$	30.0 °C
Celkový rozsah rovnoměrné složky teploty mostu	$\Delta T_N = T_{e,\max} - T_{e,\min} =$	66.0 °C

5.2.2.2. Rozdílné složky teploty

Svislá lineární složka (postup 1)

Podle ČSN EN 1991-1-5: Kapitola 6.1.4.1:

Typ konstrukce	2. typ: spřáhnutá nosná konstrukce ▼	
Tloušťka mostního svršku	150 mm ▼	

Horní povrch teplejší než dolní

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15

Dolní povrch teplejší než horní

-15 -14 -13 -12 -11 -10 -9 -8 -7 -6 -5 -4 -3 -2 -1 0

$k_{\text{sur,heat}} = 1.0$

$\Delta T_{M,\text{heat}} = 1 \cdot 15 = 15 \text{ °C}$

$k_{\text{sur,cool}} = 1.0$

$\Delta T_{M,\text{cool}} = 1 \cdot 18 = -18 \text{ °C}$

Svislé složky teploty s nelineárními účinky (postup 2)

Podle ČSN EN 1991-1-5: Kapitola 6.1.4.2:

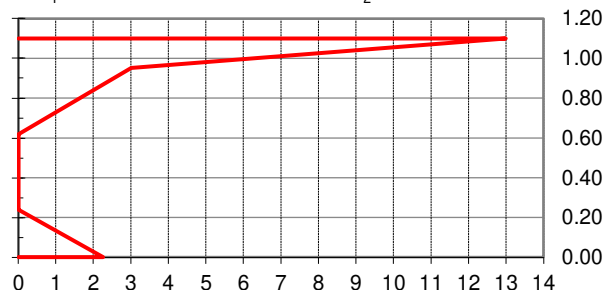
Běžný postup

$h = 1.100 \text{ m}$ $h_{ACO} = 0.140 \text{ m}$

Horní povrch teplejší než dolní

$h_1 = 0.15 \text{ m}$ $h_2 = 0.33 \text{ m}$

$h_3 = 0.24 \text{ m}$

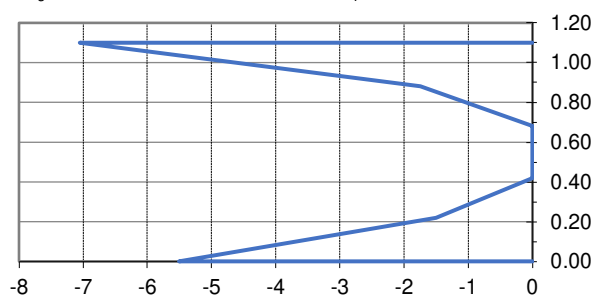


Body Grafu TG+	
1.10	0.00
1.10	13.00
0.95	3.00
0.62	0.00
0.24	0.00
0.00	2.25
0.00	0.00

Dolní povrch teplejší než horní

$h_1 = 0.22 \text{ m}$ $h_2 = 0.2 \text{ m}$

$h_3 = 0.2 \text{ m}$ $h_4 = 0.22 \text{ m}$

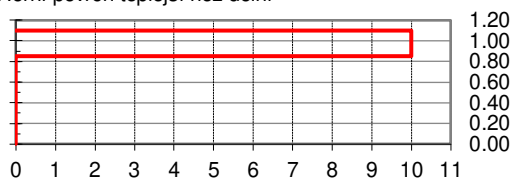


Body Grafu TG-	
1.10	0.00
1.10	-7.05
0.88	-1.75
0.68	0.00
0.42	0.00
0.22	-1.50
0.00	-5.50
0.00	0.00

Zjednodušený postup

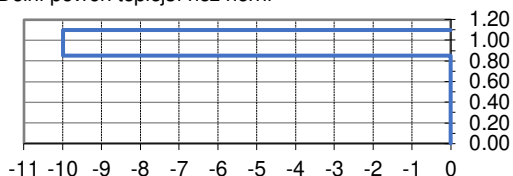
$h = 1.1 \text{ m}$ $h_c = 0.25 \text{ m}$

Horní povrch teplejší než dolní



Body Grafu TG+	
1.10	0.00
1.10	10.00
0.85	10.00
0.85	0.00
0.00	0.00

Dolní povrch teplejší než horní



Body Grafu TG-	
1.10	0.00
1.10	-10.00
0.85	-10.00
0.85	0.00
0.00	0.00

5.2.3. Proměnné zatížení dopravou

5.2.3.1. Model zatížení LM1

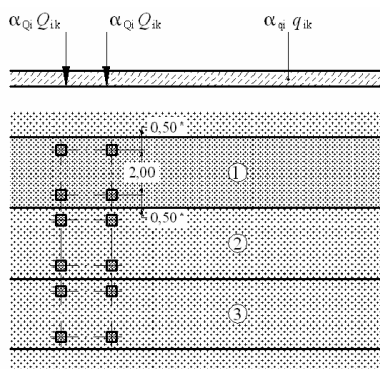
Hodnoty nápravové tíhy

Charakteristické hodnoty Q_{ik} a q_{ik} včetně dynamického součinitele jsou uvedeny v ČSN EN 1991-2: Tabulka 4.2:

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly Q_k [kN]	q_k (nebo q_{ik}) [kN/m ²]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha (q_{ik})	0	2,5

Tabulka 4.2 – Model zatížení 1 – charakteristické hodnoty

Rozdělení zatížení do zatěžovacích pruhů podle ČSN EN 1991-2: Obrázek 4.2a:



Legenda

(1) pruh č. 1: $Q_{1k} = 300$ kN; $q_{1k} = 9,0$ kN/m²

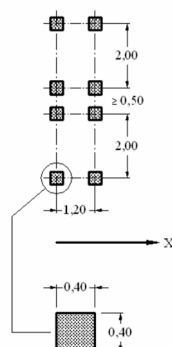
(2) pruh č. 2: $Q_{2k} = 200$ kN; $q_{2k} = 2,5$ kN/m²

(3) pruh č. 3: $Q_{3k} = 100$ kN; $q_{3k} = 2,5$ kN/m²

* pro $w_l = 3,00$ m

Obrázek 4.2a – Použití modelu zatížení 1

Pro lokální ověření má být dvounáprava umístěna v nejméně příznivé poloze. Pokud se uvažují dvounápravy na obou sousedních pruzích, mohou být umístěny blíže, a to tak, že vzdálenost mezi koly náprav nesmí být menší než 0,5 m (podle ČSN EN 1991-2: Obrázek 4.2b).



Obrázek 4.2b – Použití dvounápravy pro lokální ověření

Hodnoty regulačních součinitelů platné pro ČR podle ČSN EN 1991-2 Změna Z3: tabulka NA.2.1

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6

Tabulka NA.2.1 – Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR
Hodnoty nápravové tíhy Q_{ik} a q_{ik} včetně dynamického součinitele

Pruh	Q_{ik}	α_{Qik}	$\alpha_{qik} Q_{ik}$	q_{ik}	α_{qik}	$\alpha_{qik} Q_{ik}$
	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]
1	300	0.8	240	9.0	0.5	4
2	200	0.8	160	2.5	1.6	4
3	100	0.8	80	2.5	1.6	4
> 3	0	0.0	0	2.5	1.6	4

Brzděné a rozjezdové síly

Charakteristická hodnota Q_{lk} podle ČSN EN 1991-2:Kapitola 4.4.1:

$$180\alpha_{Ql} \leq Q_{lk} = 0.6 \alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0.10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L \leq 900kN \quad (4.6)$$

$$180 \cdot 1 \leq Q_{lk} = 0.6 \cdot 0.8(2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 0,45 \cdot 9.0 \cdot 3.0 \cdot 29.21 \leq 900kN$$

$$180 \leq Q_{lk} = 288 + 35 = 323 kN \leq 600kN$$

Odstředivé a jiné příčné síly

Mají se uvažovat případné boční síly vznikající při šikmém brzdění nebo smyku.

Příčná brzdná síla Q_{trk} podle ČSN EN 1991-2:Kapitola 4.4.2:

$$Q_{trk} = 25\% Q_{lk} = 25\% \cdot 323 = 81 kN$$

Odstředivá síla Q_{tk} podle ČSN EN 1991-2:Kapitola 4.4.2:

$$Q_{trk} = 0$$

je-li $r \dots 1\ 500\ m$

Rovnoměrné zatížení chodníků

Zatížení 3 kN/m² na šířce chodníků.

Zatížení zemním tlakem modelem LM1

Pruh	Druh zatížení	Tíha	Šířka	Náhradní délka	Náhradní plocha	Zat.	Zat.	Zat.	Zat.	Zat.
		G	b			g_{iz}	g_{ix}	g_{ix}	G_{ix}	ΣG_{ix}
		[kN]	[m]		[m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]	[kN]
1	TD - 300 kN	480	3.0	5.0	15.0	32.0	16.0	70.4	211.2	523.9
2	TD - 200 kN	320	3.0	5.0	15.0	21.3	10.7	46.9	140.8	
3	TD - 100 kN	160	3.0	5.0	15.0	10.7	5.3	23.5	70.4	
1	UDL - 9 kN/m ²		3.0			4.1	2.0	8.9	26.7	
2	UDL - 6 kN/m ²		3.0			4.0	2.0	8.8	26.4	
3	UDL - 3 kN/m ²		3.0			4.0	2.0	8.8	26.4	
z	UDL - 3 kN/m ²		2.5			4.0	2.0	8.8	22.0	

$$K_0 = 0.5$$

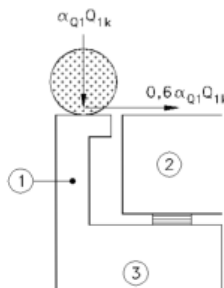
$$h = 4.40 \text{ m}$$

$$e = 2.20 \text{ m}$$

$$l = 11.50 \text{ m}$$

Pruh		
1	36.1	18.0
2	25.3	12.7
3	14.7	7.3

Definice zatížení na závěrné zídce


Legenda

- (1) závěrná zeď
- (2) nosná konstrukce mostu
- (3) opěra

Obrázek 4.11 – Definice zatížení na závěrné zdi

5.2.3.2. Model zatížení LM2

Hodnoty nápravové tíhy

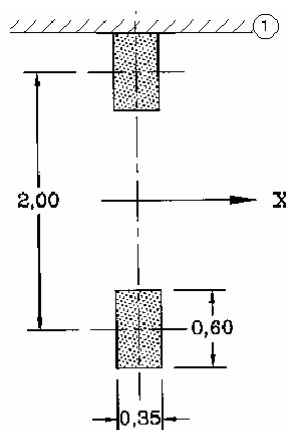
Hodnoty nápravové tíhy podle ČSN EN 1991-2:Kapitola 4.3.3:

$$\beta_Q = \alpha_{Q1} = 1,00$$

Doporučená hodnota

$$\beta_Q Q_{ak} = 1,00 * 400 = 400 \text{ kN}$$

Dotyková plocha každého kola má být uvažovaná jako obdélník o stranách 0,35 m a 0,60 m (viz obrázek 4.3)



Legenda

X podélná osa mostu

1 obrubník

Obrázek 4.3 – Model zatížení 2

5.2.3.3. Model zatížení LM3 (zvláštní vozidla)

(2) Pro pozemní komunikace ve skupině 2 (silnice III. třídy předem stanovené příslušným úřadem, Obslužně místní komunikace a účelové komunikace) se Zatížení zvláštními vozidly neuplatňuje.

5.2.3.4. Model zatížení LM4 (davem lidí)

Podle ČSN EN 1991-2: Kapitola 4.3.5:

(1) Pokud je potřeba uvažovat zatížení davem lidí, má se toto zatížení uvažovat jako rovnoměrné zatížení (již zahrnující dynamický součinitel) rovné 5 kN/m^2 .

POZNÁMKA Použití modelu zatížení 4 lze definovat pro konkrétní projekt.

(2) Model zatížení 4 se má použít v příslušných částech délky i šířky nosné konstrukce mostu, případně i ve středním dělicím pásu. Tento zatěžovací systém, který je určen pro celková ověření, se má uvažovat výhradně v dočasných návrhových situacích.

5.2.3.5. Modely Zatížení na opěry a na stěny přiléhající k mostu

Podle ČSN EN 1991-2: Kapitola 4.9.1:

(1) Vozovka za Opěrami, mostními křídly, závěrnou zdí a ostatními částmi mostu, které jsou v kontaktu se zemínou, má být zatížena vhodnými modely zatížení.

POZNÁMKA 1 Tyto Vhodné modely lze stanovit v národní příloze. Doporučuje se model zatížení 1 definovaný v 4.3.2, ale pro zjednodušení mohou být dvojnápravy nahrazeny ekvivalentním rovnoměrným Zatížením q_{eq} rozloženým na odpovídající obdélníkové ploše, která je závislá na rozložení zatížení násypem nebo zemínou.NP39)

POZNÁMKA 2 Rozložení zatížení násypem nebo zemínou je uvedeno v EN 1997. Pokud není k dispozici jiné pravidlo, doporučuje se u řádně Zkonsolidované Zeminy hodnota úhlu rozložení 30° od svislé roviny. Pro tuto hodnotu je plocha, na kterou působí zatížení q_{eq} , rovna Obdélníku o šířce 3 m a délce 2,20 m.

(2) Jiné reprezentativní hodnoty modelu zatížení než hodnoty charakteristické se nemají uvažovat.

NP39) NÁRODNÍ POZNÁMKA V ČR platí doporučený postup, Viz národní příloha, NA.2.39.

Podle ČSN EN 1991-2 ed. 2 12/2018 NA.2.39 Článek 4.9.1:

(1) Pokud se nepočítá přesněji, lze pro řádné zkosolidovanou zeminu a běžné vozkové souvrství uvažovat nápravová zatížení (osamělé síly) dopravou v jednotlivých pružích roznesená na půdorysnou náhradní plochu podle tab. NA.6.:

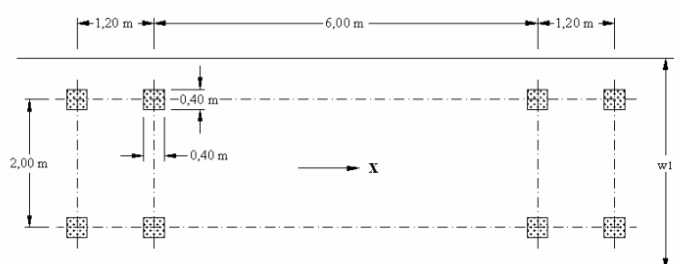
Model zatížení	Druh zatížení	Náhradní plocha
LM1	Dvojnáprava (TS)	$B \times 4,5 \text{ m}$
LM3	Vozidlo 900/150	$3,0 \times 8,0 \text{ m}$
	Vozidlo 1800/200	$3,0 \times 13,0 \text{ m}$
	Vozidlo 3000/240	$4,5 \times 18,0 \text{ m}$
B – šířka zatěžovacího pruhu		

Tabulka NA.6 – Půdorysná náhradní plocha

5.2.3.6. Model zatížení na únavu FLM3 (model jednotlivého vozidla)

Podle ČSN EN 1991-2 ed. 2 12/2018 Článek 4.6:

(1) Tento model má čtyři nápravy, každá náprava má dvě identická kola. Geometrické uspořádání je na obrázku 4.8. Nápravová síla každé nápravy je rovna 120 kN a dotyková plocha každého kola je čtverec o straně 0,40 m



Obrázek 4.8 – Model zatížení na únavu 3

(2) Mají se vypočítat maximální a minimální napětí a rozkmity pro každý cyklus kolísání napětí, tj. jejich algebraické rozdíly, od pohybu modelu po mostě v podélném směru.

(3) Tam, kde to připadá v úvahu, se mají vzít v úvahu dvě vozidla ve stejném pruhu.

POZNÁMKA Podmínky pro použití tohoto pravidla lze definovat v národní příloze nebo pro konkrétní projekt. Možné doporučené podmínky jsou uvedeny dále:

- jedno vozidlo má parametry definované v (1);
- geometrie druhého vozidla je definovaná v (1) a tíha každé nápravy je 36 kN (místo 120 kN);
- vzdálenost mezi oběma vozidly měřená od středu jednoho vozidla ke středu druhého vozidla není menší než 40 m. NP28)

5.3. Kombinace zatížení

Podrobný výpis kombinací jednotlivých zatěžovacích stavů je uložen u zpracovatele statického výpočtu.

Součinitele zatížení

Doporučené hodnoty součinitel ψ pro mosty pozemních komunikací podle ČSN EN 1990: Kapitola A2.2.6: Tabulka A2.1

Sestavy zatížení dopravou na mostech pozemních komunikací

Stanovení sestav zatížení dopravou (charakteristické hodnoty vícesložkových zatížení) podle ČSN EN 1991-2: Kapitola 4.5: Tabulka 4.4a

5.3.1. Mezní stavy únosnosti

Návrhové hodnoty zatížení v trvalých a dočasných návrhových situacích podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.1: Tabulka A2.4(B) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO Soubor B): Výraz 6.10a a 6.10b.

Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných a seizmických návrhových situacích podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.2: Tabulka A2.5 – Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných a seizmických kombinacích zatížení: Výraz 6.11a/b a 6.12a/b.

5.3.2. Mezní stavy použitelnosti a další zvláštní mezní stavy

Podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.3: Tabulka A2.6 – Návrhové hodnoty zatížení použité v kombinacích zatížení: 6.14a/b Charakteristická kombinace, 6.15a/b Častá kombinace a 6.16a/b Kvazistálá kombinace

6. PRŮŘEZY

6.1. Geometrie

6.1.1.1. Nosník v 1/2 rozpětí

Type :

By dimensions

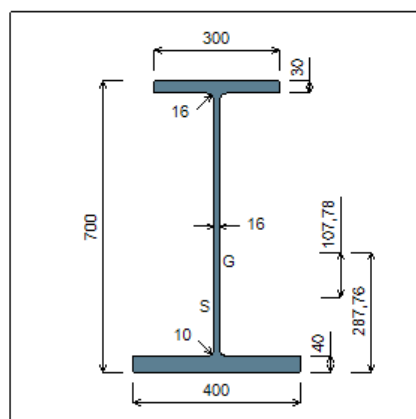


Figure 4 : Section No. 3 (DIM 700x400 M).

Main geometrical properties :

z_S	= -10,78 cm
z_G	= 28,78 cm
I_y	= 296744 cm ⁴
I_z	= 28107 cm ⁴
I_t	= 1186,4 cm ⁴ (Villette)
I_w	= 2,268E+7 cm ⁶

Other geometrical properties :

A	= 352,33 cm ²	
$A_{v,y}$	= 250 cm ²	$A_{v,z}$ = 116,73 cm ²
$W_{el,y,sup}$	= 7198,3 cm ³	
$W_{el,y,inf}$	= 10312 cm ³	$W_{el,z}$ = 1405,3 cm ³
$W_{pl,y}$	= 9214,2 cm ³	$W_{pl,z}$ = 2317 cm ³

Stiffness relaxations :

θ	: Continuous
v'	: Continuous
θ'	: Continuous
w'	: Continuous

6.1.1.2. Nosník vetknutí

Type :

By dimensions

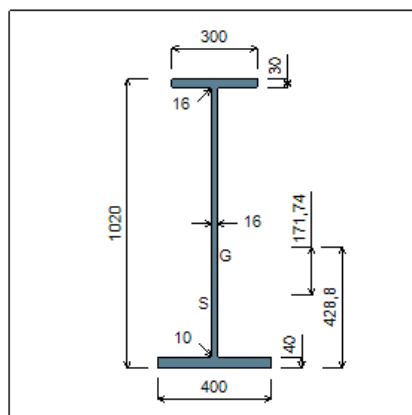


Figure 3 : Section No. 2 (DIM 1020x400 M).

Main geometrical properties :

z_S	= -17,17 cm
z_G	= 42,88 cm
I_y	= 696144 cm ⁴
I_z	= 28118 cm ⁴
I_t	= 1230,1 cm ⁴ (Villette)
I_w	= 4,975E+7 cm ⁶

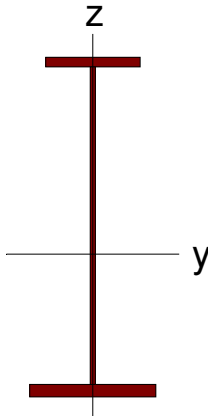
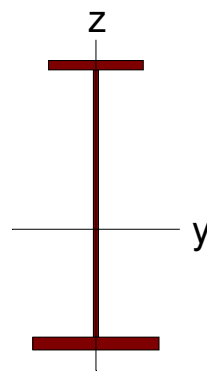
Other geometrical properties :

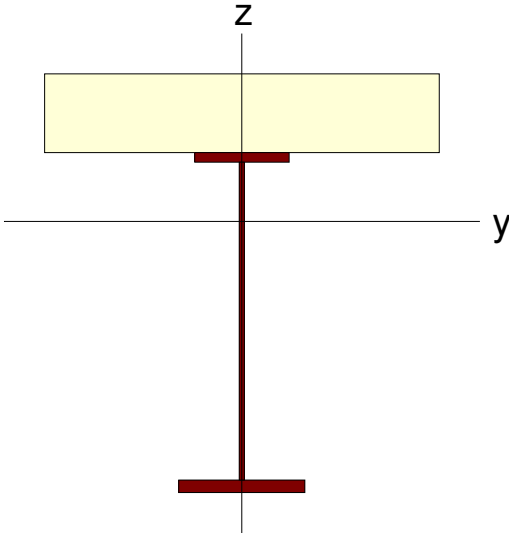
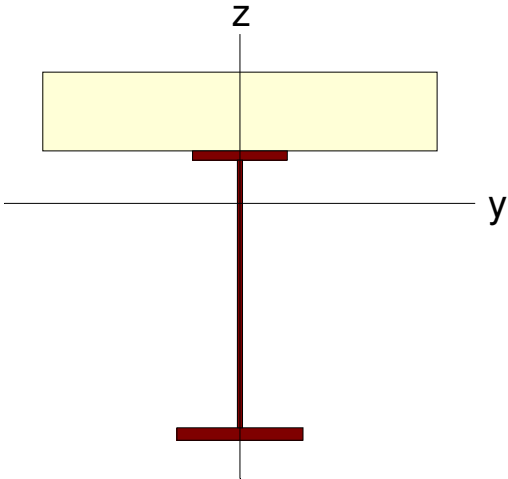
A	= 403,53 cm ²	
$A_{v,y}$	= 250 cm ²	$A_{v,z}$ = 167,93 cm ²
$W_{el,y,sup}$	= 11775 cm ³	
$W_{el,y,inf}$	= 16235 cm ³	$W_{el,z}$ = 1405,9 cm ³
$W_{pl,y}$	= 15261 cm ³	$W_{pl,z}$ = 2337,5 cm ³

Stiffness relaxations :

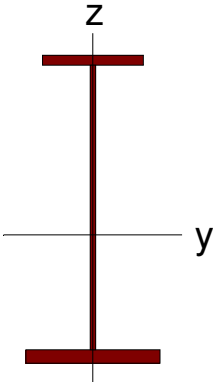
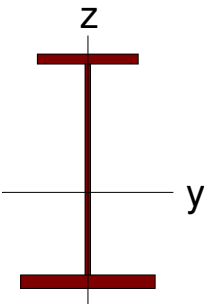
θ	: Continuous
v'	: Continuous
θ'	: Continuous
w'	: Continuous

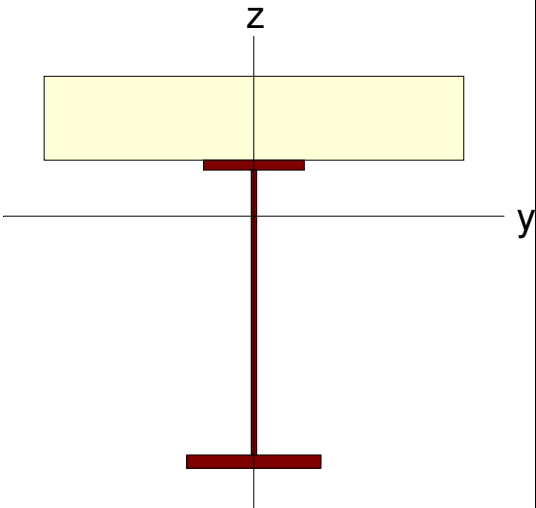
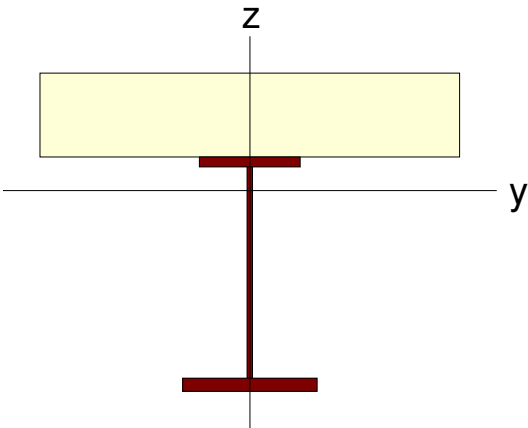
6.1.1.1. Nosník modelu výšky 1010-850 mm

Before Composite									
I-End					J-End				
									
$A(m^2)$	$As_y(m^2)$	$As_z(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$	$A(m^2)$	$As_y(m^2)$	$As_z(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
0.041	0.020	0.017	0.625	0.455	0.039	0.020	0.014	0.537	0.383
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
0.000	0.008	0.000	0.200	0.200	0.000	0.005	0.000	0.200	0.200
Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc	Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

After Composite									
I-End					J-End				
									
$A(m^2)$	$As_y(m^2)$	$As_z(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$	$A(m^2)$	$As_y(m^2)$	$As_z(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
0.090	0.053	0.021	0.218	0.862	0.087	0.053	0.019	0.167	0.753
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
0.001	0.021	0.007	0.200	0.200	0.001	0.015	0.007	0.200	0.200
Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc	Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc
6.395	5.903	3.079	0.300	0.200	6.395	5.903	3.079	0.300	0.200

6.1.1.2. Nosníky modelu výšky 850-630 mm

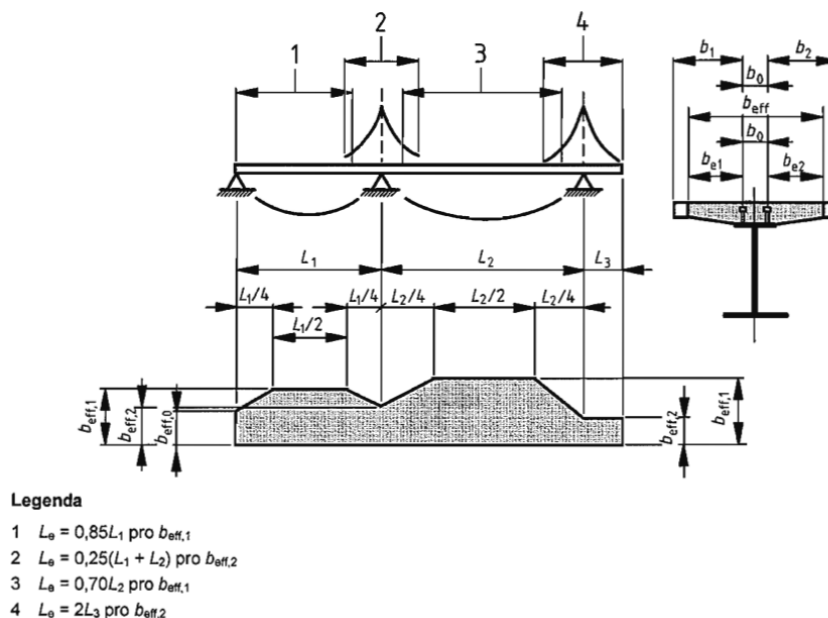
Before Composite									
I-End					J-End				
									
$A(m^2)$	$As_y(m^2)$	$As_z(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$	$A(m^2)$	$As_y(m^2)$	$As_z(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
0.039	0.020	0.014	0.537	0.383	0.035	0.020	0.011	0.413	0.287
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
0.000	0.005	0.000	0.200	0.200	0.000	0.003	0.000	0.200	0.200
Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc	Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

After Composite									
I-End					J-End				
									
$A(m^2)$	$Asy(m^2)$	$Asz(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$	$A(m^2)$	$Asy(m^2)$	$Asz(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
0.087	0.053	0.019	0.167	0.753	0.084	0.053	0.015	0.100	0.600
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
0.001	0.015	0.007	0.200	0.200	0.001	0.009	0.007	0.200	0.200
Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc	Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc
6.395	5.903	3.079	0.300	0.200	6.395	5.903	3.079	0.300	0.200

6.2. Úprava průřezu

6.2.1. Účinná šířka pásnic pro smykové ochabnutí

Definováno podle ČSN EN 1994-2 kapitola 5.4.1.2 z 2007:



Obrázek 5.1 – Ekvivalentní rozpětí pro určení účinné šířky betonové pásnice

$$L_{e,2} = 0,25 * (L_2) = 0,25 * (27,53) = 13,765 \text{ m}$$

$$b_{e,2} = \frac{L_{e,i}}{8} = \frac{6,883}{8} = 0,86 \text{ m} < b_i = 0,475 \text{ m}$$

$$L_{e,3} = 0,70 * L_2 = 0,70 * 27,53 = 19,271 \text{ m}$$

$$b_{e,3} = \frac{L_{e,i}}{8} = \frac{19,271}{8} = 2,409 \text{ m} < b_i = 0,475 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

Šířka není limitována

6.2.2. Účinky trhlin v betonu

Definováno podle ČSN EN 1994-2 kapitola 5.4.2.3:

V oblastech, kde největší tahové napětí v betonu způsobené globálními účinky převyší dvakrát pevnost betonu f_{ctm} nebo f_{lctm} (pórovité materiály), se tuhosti zreduje na $E_a I_2$ podle 1.5.2.12.

$$f_{ctm,C30/37} = 2,9 \text{ MPa} \quad f_{ctm,C35/45} = 3,2 \text{ MPa} \quad f_{ctm,C40/50} = 3,5 \text{ MPa}$$

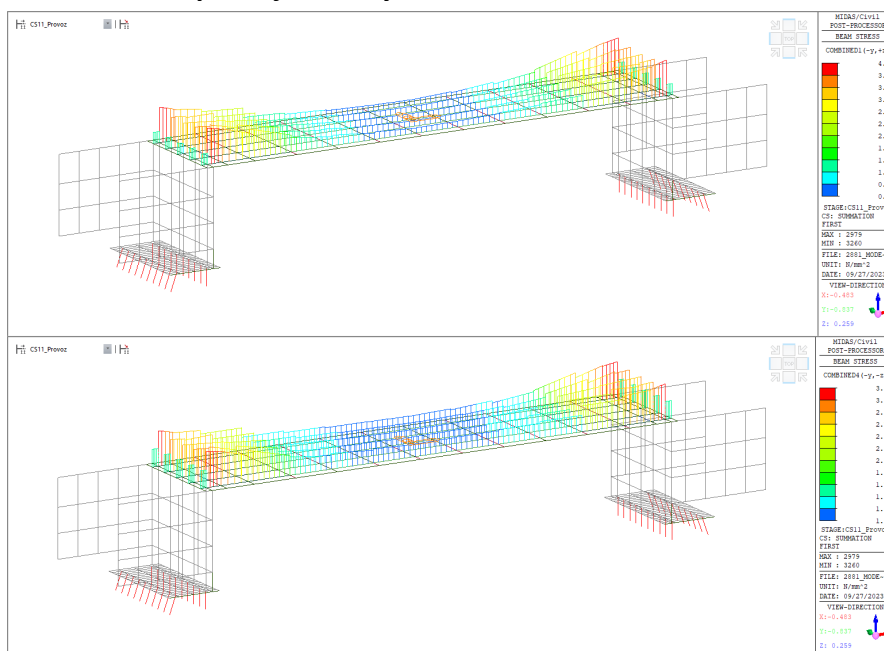
$E_a I_2$ je ohybová tuhost s trhlinami příčného řezu spřaženého prvku. Moment setrvačnosti ekvivalentního ocelového průřezu se zanedbáním taženého betu, ale se započítáním výztuže.

Pro nepředepnuté spojitě nosníky, lze použít následující zjednodušenou metodu. Jsou-li všechny poměry délek nejméně 0,6, lze účinek trhlin betu zahrnout použitím ohybové tuhosti $E_a I_2$ na 15% délky pole n každé straně od vnitřní podpory.

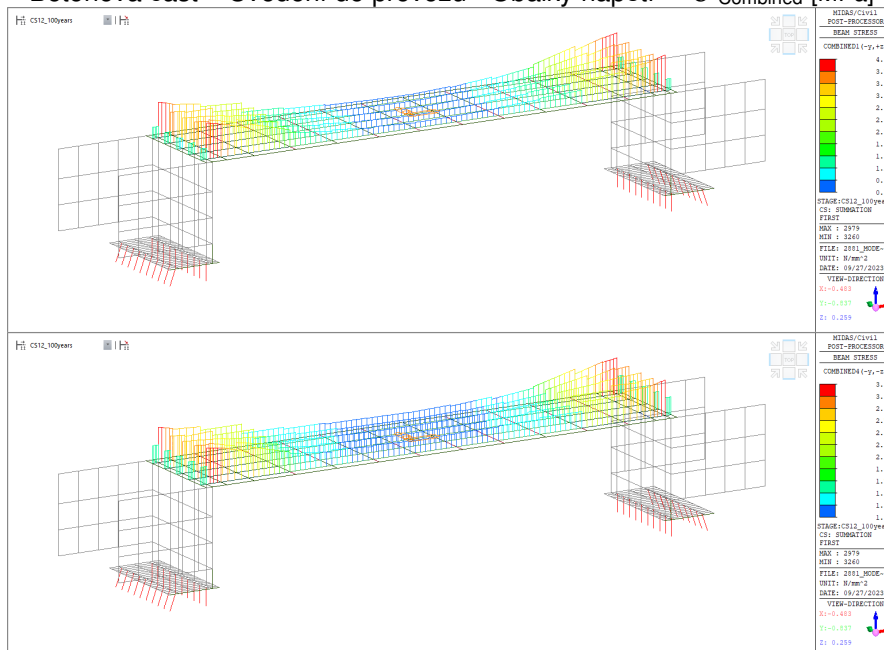
6.2.3. Porušení betonu historií zatížení

Vyhodnoceno na modelu neoslabeného trhlinou v desce nad podporou.

Účinky porušení trhlinou spřahující desky



Betonová část – Uvedení do provozu - Obálky napětí – σ Combined [MPa]



Betonová část – Konec životnosti - Obálky napětí – σ Combined [MPa]

$$\sigma_c = 4.1 \text{ MPa} \geq \sigma_{c,lim} = f_{ctm,C30/37} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 4.1 \text{ MPa} \geq \sigma_{c,lim} = 2f_{ctm,C30/37} = 5,8 \text{ MPa}$$

Vzniknou trhliny

Nedojde k oslabení průřezu

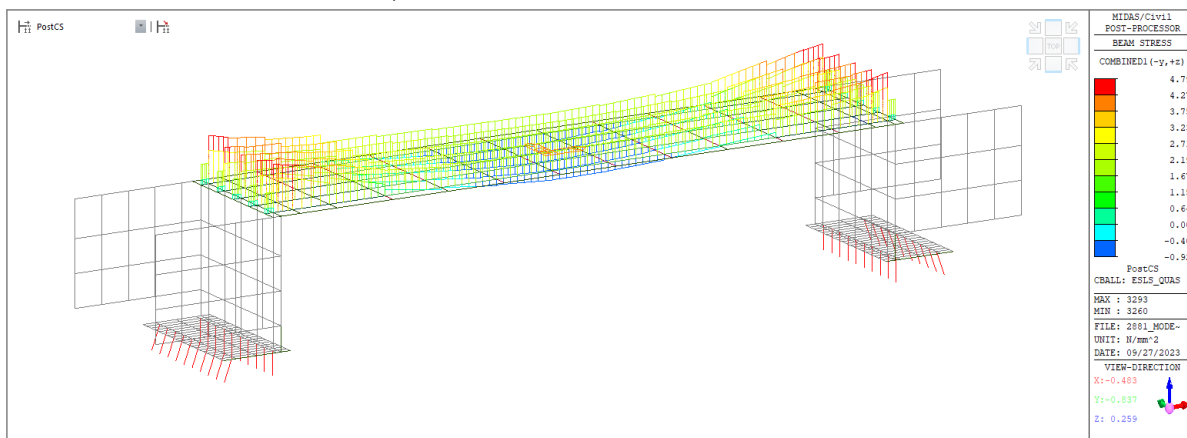
6.2.4. Porušení betonu v kvazistálé kombinaci

Vyhodnoceno na modelu neoslabeného trhlinou v desce nad podporou.

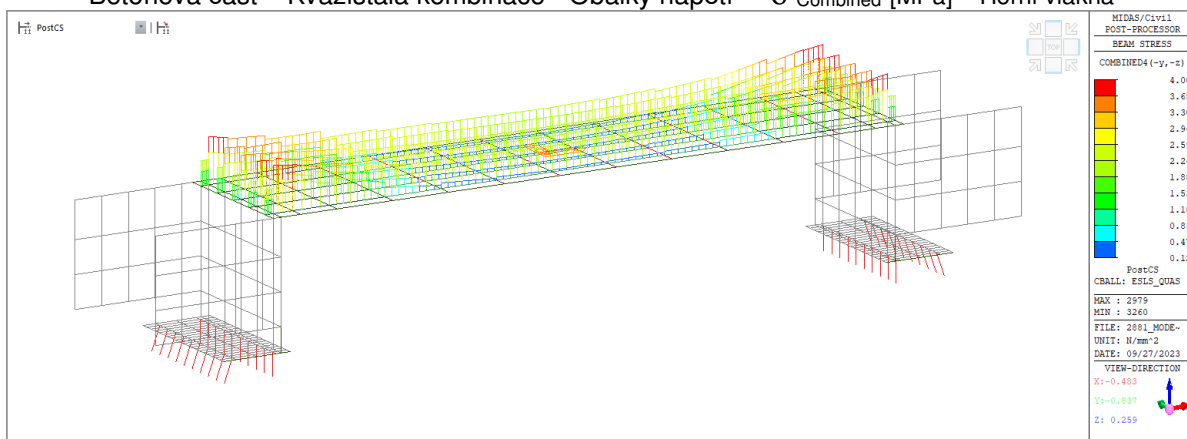
Účinky porušení trhlinou spřahující desky

$$\sigma_c = 4,8 \text{ MPa} \geq \sigma_{c,lim} = 2f_{ctm,C40/50} = 5,8 \text{ MPa}$$

Nedojde k oslabení průřezu



Betonová část – Kvazistálá kombinace - Obálky napětí – σ Combined [MPa] – Horní vlákna



Betonová část – Kvazistálá kombinace - Obálky napětí – σ Combined [MPa] – Dolní vlákna

6.2.5. Klasifikace průřezu zabetonovaných nosníků

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0.81$$

Zatřídění průřezu

Popis	Podmínka	Třída průřezu
Ohýbaná stěna	$\frac{c}{t} = \frac{950}{16} = 59,4$ $\frac{c}{t} = \frac{630}{16} = 39,4$	Třída 1.
Tlačená pásnice (vetknutí, dolní)	$\frac{c}{t} = \frac{192}{40} = 4,8$	Třída 1. Nedefinuje průřez

Vliv vertikální smyku

$$V_{Rd,pl} = A_w * f_{yd} = (950 * 16) * 355 = 15200kN$$

$$V_{Ed} = 560kN < 0,5 V_{Rd} = \frac{15200}{2} = 7600kNm$$

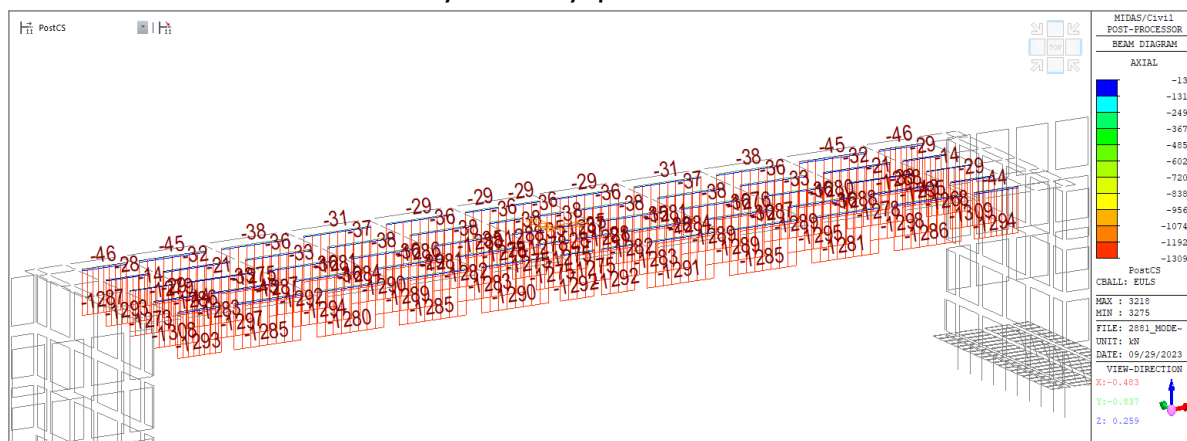
Oslabení únosnosti se neuvažuje

7. POSOUZENÍ PODÉLNÉHO SMĚRU NK

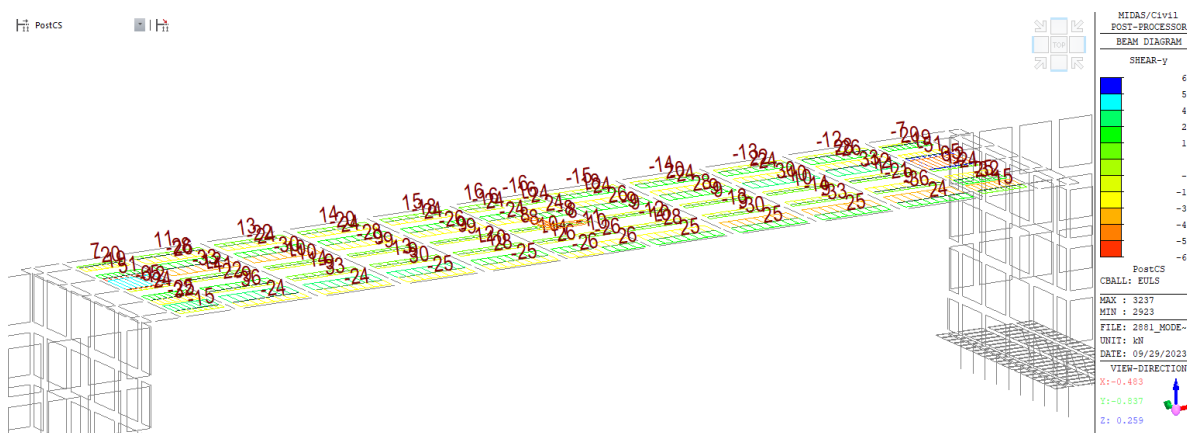
7.1. Vnitřní síly

7.1.1. Mezní stav únosnosti – MSÚ

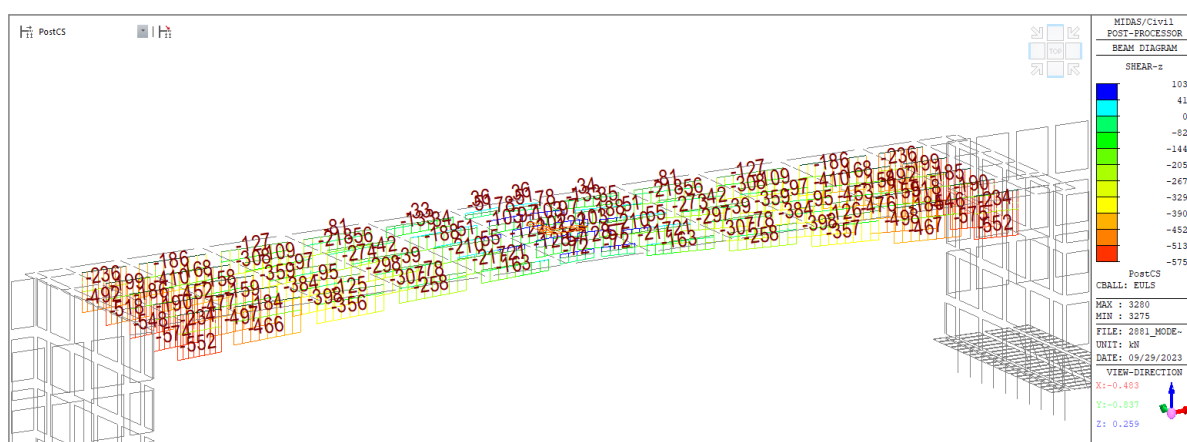
7.1.1.1. Vnitřní síly na celý průřez



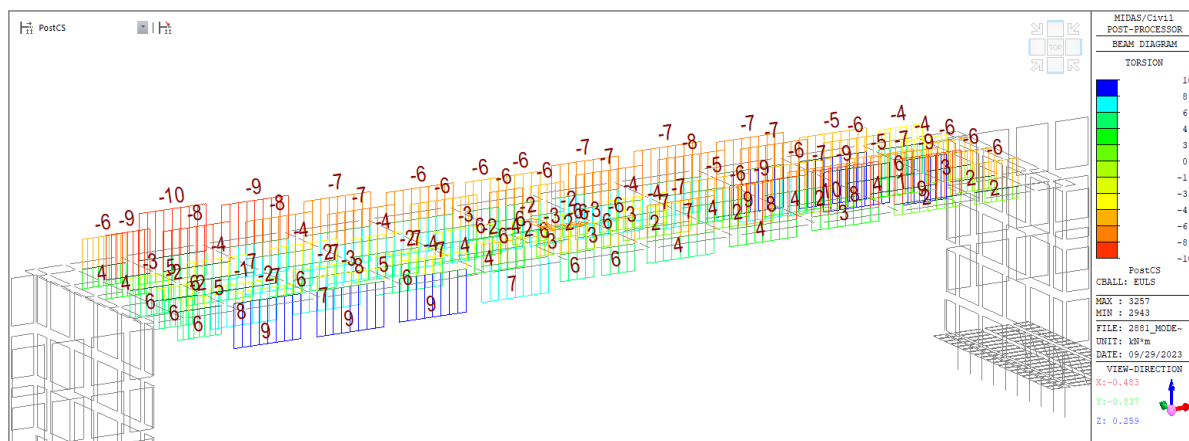
Normalová síla - Ax [kN]



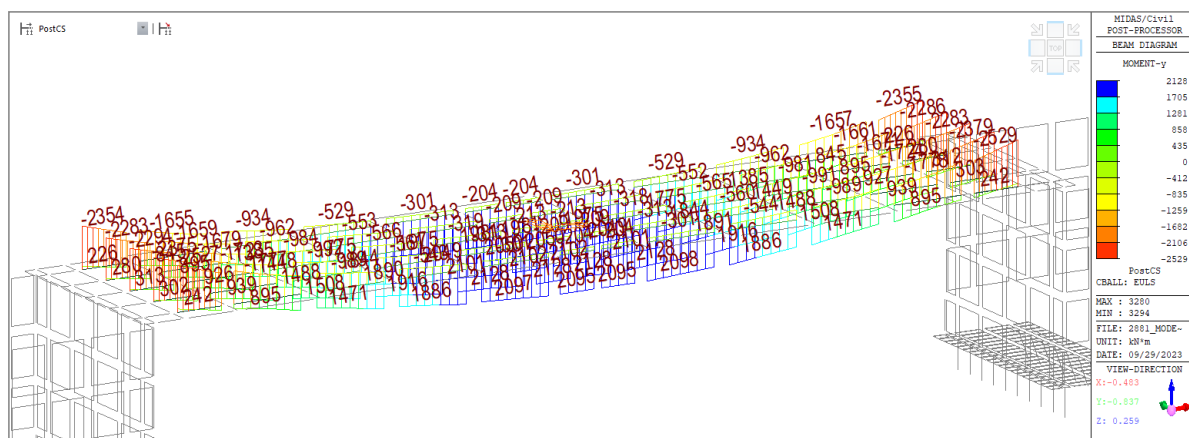
Smyková síla - Fy [kN]



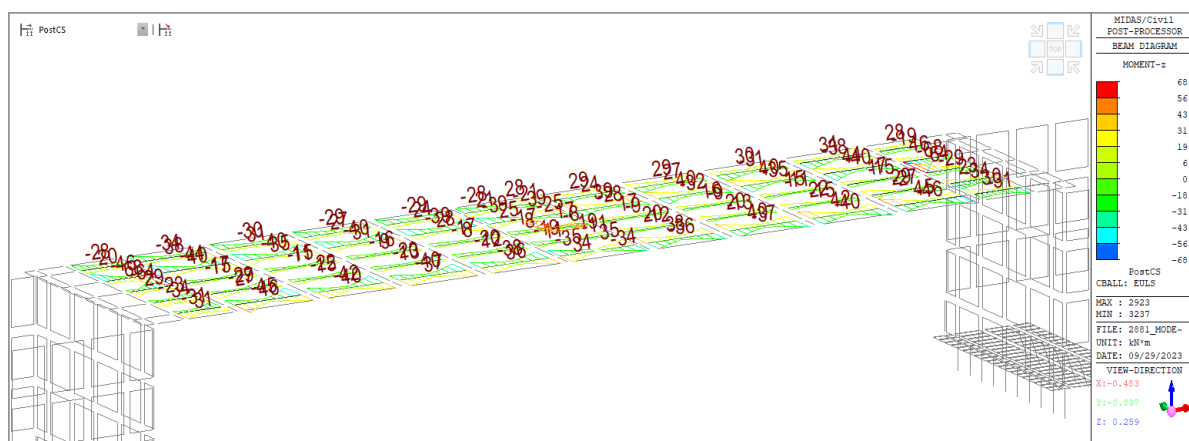
Smyková síla - Fz [kN]



Ohybový moment - Mx [kNm]

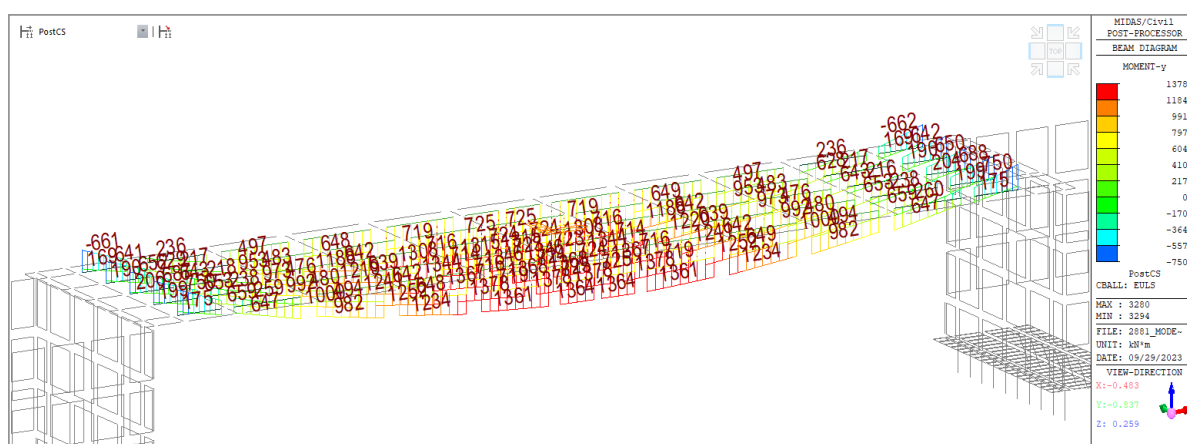
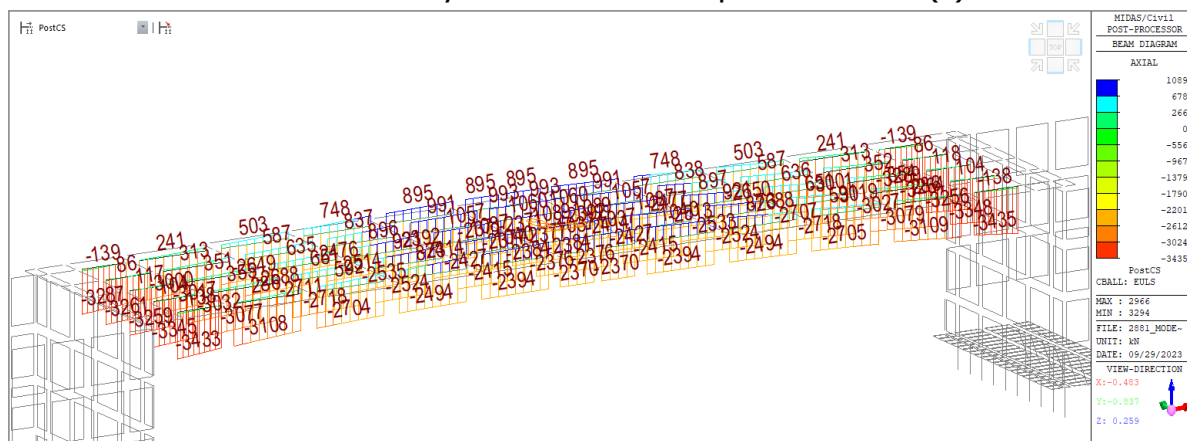


Ohybový moment - My [kNm]

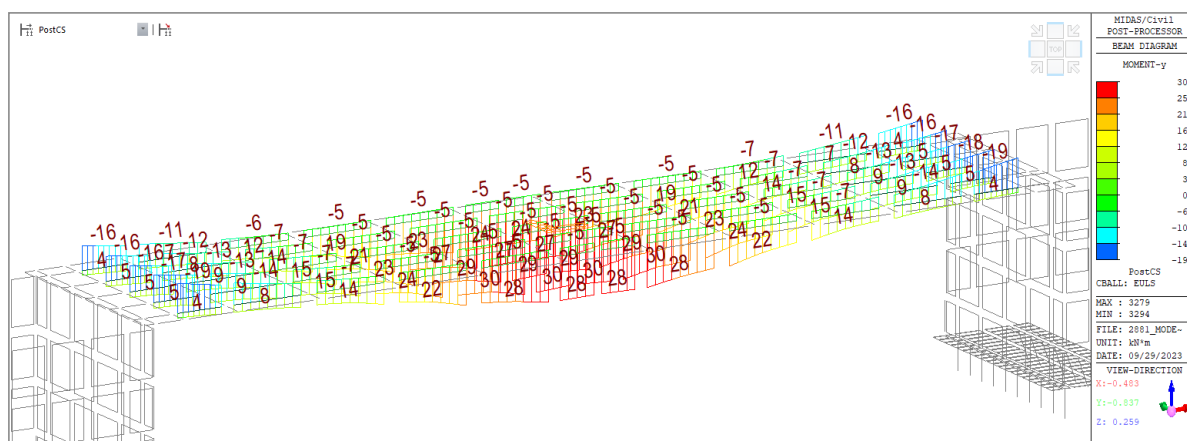
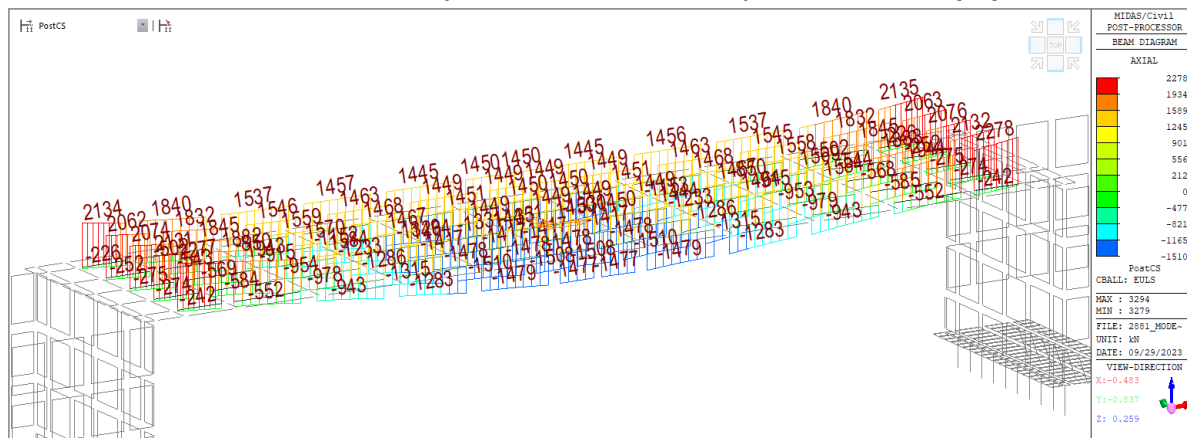


Ohybový moment - Mz [kNm]

7.1.1.2. Vnitřní síly – Ocelová část prefabrikátu (I)



7.1.1.3. Vnitřní síly – Betonová část prefabrikátu (II)



7.2. Mezní stavy únosnosti v 1/2 rozpětí

7.2.1. Plastická únosnost - provoz

Materiálové charakteristiky

Ocel S355

 $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
 $E_s = 210000 \text{ MPa}$
 $\gamma_s = 1$
 $f_{yd} = 355 \text{ MPa}$

Beton C30/37

 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 $E_c = 32000 \text{ MPa}$
 $\gamma_c = 1.5$
 $\alpha_{cc} = 1$ (podle 2.4.1.2. normy ČSN EN 1994-2)

 $\alpha_{cc} = 0.85$ (podle 3.1.6. normy ČSN EN 1992-2)

pro posouzení podélného spřaženého nosníku:

 $f_{cd} = 20.00 \text{ MPa}$

pro posouzení příčného směru ŽB desky:

 $f_{cd} = 17.00 \text{ MPa}$

Průřezové charakteristiky:

 Plocha průřezu: $A = 0.035080 \text{ m}^2$

 Statický moment k dolnímu líci: $S_{y0} = 1.01E+07 \text{ mm}^3$

 Poloha těžiště k dolnímu líci: $e_d = 286.87 \text{ mm}$

 Moment setrvačnosti: $I_y = 2.95E+09 \text{ mm}^4$

 Průřezový modul - horní povrch: $W_{y,h} = -7138367 \text{ mm}^3$

 Průřezový modul - dolní povrch: $W_{y,d} = 10280174 \text{ mm}^3$

Plastický moment únosnosti

Výpočet efektivní spolupůsobící šířky

 vzdálenost mezi osami vnějších spřahovacích prvků: $b_0 = 0.20 \text{ m}$

 vzdálenost mezi body nulového ohybového momentu = rozpětí NK: $L_e = 13.77 \text{ m}$

 výška desky $h = 0.25 \text{ m}$

 účinná šířka betonové pásnice: $b_{il} = 0.525 \text{ m}$ $\beta_{il} = 1.000$
 $b_{ip} = 0.525 \text{ m}$ $\beta_{ip} = 1.000$

 efektivní šířka je: $b_{eff} = 1.25 \text{ m}$

Výpočet polohy N.O.

 plocha ocelového nosníku: $A_s = 0.0351 \text{ m}^2$

 návrhová mez kluzu: $f_{yd} = 355.00 \text{ MPa}$

 tahová síla v ocelovém průřezu: $N_{pl,a} = 12453.4 \text{ kN}$

 plocha betonové desky: $A_c = 0.313 \text{ m}^2$

 návrhová pevnost betonu: $f_{cd} = 20.00 \text{ MPa}$

 tlaková síla v betonovém průřezu: $N_{c,f} = 5312.50 \text{ kN}$
 $N_{pl,a} = 12453.4 \text{ kN} > N_{c,f} = 5312.5 \text{ kN}$ NEUTRÁLNÍ OSA PROCHÁZÍ OCELOVÝM PRŮŘEZEM

NEUTRÁLNÍ OSA PROCHÁZÍ OCELOVÝM PRŮŘEZEM

Tlačená zóna

$$\begin{aligned} F_c &= 5313 \text{ kN} & r_c &= 0.125 \text{ m} \\ F_{a2} &= 3570 \text{ kN} \\ & \underline{\hspace{1cm}} \\ & 8883 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{\text{horní pásnice}} &= 3195 \text{ kN} & F_{\text{stojina}} &= 375 \text{ kN} \\ b_{\text{top,pásnice}} &= 0.300 & t_{\text{stojina}} &= 0.016 \text{ m} \\ t_{\text{top,pásnice}} &= 0.030 \text{ m} & h_{\text{stojina}} &= 0.066 \text{ m} \\ r_{\text{top,pásnice}} &= 0.140 \text{ m} & r_{\text{stojina}} &= 0.188 \text{ m} \\ M_{\text{horní pásnice}} &= 447 \text{ kNm} & F_{\text{stojina}} &= 71 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tažená zóna

$$\begin{aligned} F_{a1} &= 8883 \text{ kN} & F_{\text{stojina}} &= 3203 \text{ kN} \\ F_{\text{dolní pásnice}} &= 5680 \text{ kN} & t_{\text{stojina}} &= 0.016 \text{ m} \\ b_{\text{bott,pásnice}} &= 0.400 \text{ m} & h_{\text{stojina}} &= 0.564 \text{ m} \\ t_{\text{bott,pásnice}} &= 0.040 \text{ m} & r_{\text{stojina,bott}} &= 0.322 \text{ m} \\ r_{\text{bott,pásnice}} &= 0.020 \text{ m} & r_{a12} &= 0.664 \text{ m} \\ r_{a11} &= 0.815 \text{ m} & M_{\text{stojina}} &= 2127 \text{ kNm} \\ M_{\text{dolní pásnice}} &= 4629 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kontrola

$$\begin{aligned} N_{pl,a} &= 12453.4 \text{ kN} = 12453.4 \text{ kN} \\ h_{\text{stojina}} &= 0.630 \text{ m} & h &= 0.70 \text{ m} \\ x_{NO} &= 0.604 \text{ m} \end{aligned}$$

Poloha těžiště taženého průřezu od spáření:

$$r_2 = 0.141 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} x_{a2} &= 284.2 \text{ mm} \\ x_{a2} &= 0.284 \text{ m} \end{aligned}$$

Plastický moment únosnosti:

$$M_{pl,Rd} = 6238.14 \text{ kNm} > M_{Ed} = 2200 \text{ kNm} \quad \text{ÚNOSNOST PRŮŘEZU VYHOVUJE}$$

Plastická únosnost ve smyku a posouzení

$$\begin{aligned} \text{tloušťka stojiny:} & & t_w &= 16.0 \text{ mm} \\ \text{výška stojiny na kraji:} & & h_{w,k} &= 950 \text{ mm} \\ \text{plocha stojiny:} & & A_w &= 30400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Plastická únosnost ve smyku:

$$V_{pl,Rd} = 6230.76 \text{ kN} < V_{Ed} = 560 \text{ kN} \quad \text{NOSNÍKY VYHOVUJÍ NA SMYK}$$

Posouzení, zda je nutné uvažovat únosnost ve smyku při boulení

Podle EC 1993-1-5

$$\begin{aligned} \text{výška stojiny v poli} & h_w = 950 \text{ mm} \\ \text{tloušťka stojiny} & t_w = 16 \text{ mm} \\ \text{poměr} & h_w/t_w = 59 \\ \text{hodnota} & \varepsilon = 0.81 \\ & \eta = 1.20 \end{aligned}$$

$$h_w/t_w = 59 > \varepsilon \eta = 48.82 \quad \text{STOJINA MUSÍ BÝT VYZTUŽENÁ}$$

7.2.1. Pružná únosnost - betonáž

Parametry

$f_y = 355$ MPa	charakteristická mez kluzu	$\gamma_{M0} = 1.00$	$f_{ck} = 30$ MPa	charakteristická pevnost v tlaku	$\gamma_c = 1.50$
$f_{yd} = 355$ MPa	dimenzační mez kluzu	$\gamma_{M1} = 1.10$	$f_{od} = 17.0$ MPa	dimenzační pevnost v tlaku	$\alpha_{cc} = 0.85$
$E_s = 210000$ MPa	modul pružnosti	$\gamma_{M2} = 1.25$	$E_{cm} = 33000$ MPa	modul pružnosti	$\alpha_{ct} = 1.00$
$m_s = 78.5$ kN			$m_c = 25.0$ kN		
$n_E = 6.36$	poměr modulů pružnosti				
$n_g = 3.14$	poměr objemové hmotnosti				

$h_{c1} = 0$ mm	výška betonové části II.	$b_{c1} = 0$ mm	šířka betonové části II.
$h_{c2} = 0$ mm	výška betonové části I.	$b_{c2} = 1250$ mm	šířka betonové části I.
$h_s = 700$ mm	výška ocelové části		
$t_{f,t} = 40$ mm		$b_{f,t} = 400$ mm	
$h_w = 630$ mm		$t_w = 16$ mm	
$t_{f,b} = 30$ mm		$b_{f,b} = 300$ mm	
$h = 700$ mm	celková výška		

Zatřídění průřezu vnitřní tlačené části

$\alpha = 0.64$ $\varepsilon = 0.81$ $\psi = -0.18$

Ohyb. část	Tlačená část	Tlač. a obyč. část		
≤ 59	≤ 27	≤ 44 $\alpha > 0.5$	I. Třída průřezu	
		≤ 28 $\alpha \leq 0.5$	I. Třída průřezu	OK
≤ 68	≤ 31	≤ 50	II. Třída průřezu	OK
		≤ 33	II. Třída průřezu	OK
≤ 101	≤ 34	≤ 56 $\psi > -1$	III. Třída průřezu	OK
		≤ 25 $\psi \leq -1$	III. Třída průřezu	OK
			IV. Třída průřezu	ER

Vnitřní síly - Midas

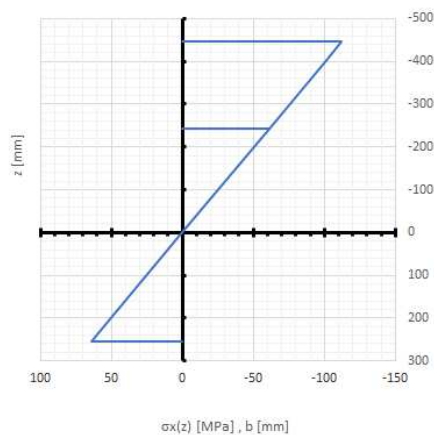
N_{Ed}	-290.000 kN
M_{Ed}	745.000 kN · m

Průběh napětí - Midas

t	z
[m]	[m]
0	-446
0	-446
0	-446
0	-446
0	-446
0	-446
40	-406
0	-406
162	-243
0	-243
0	-243
-243	-243
0	0
0	224
-30	224
0	254
0	254

$\sigma_{x,N}(z)$	$\sigma_{x,M}(z)$	$\sigma_{x,z}(z)$
[MPa]	[MPa]	[MPa]
	0.0	0.0
	0.0	0.0
	0.0	0.0
	0.0	0.0
	0.0	0.0
	-112.4	-112.4
		-102.3
		-102.3
		-61.4
		0.0
		0.0
		0.0
		0.0
		-61.4
		0.0
		56.6
		56.6
	64.2	64.2
	0.0	0.0

horní vlákna deska II.
dolní vlákna deska II.
horní vlákna deska I.
dolní vlákna deska I.
horní vlákna nosník
konec pásnice
stojna
stojna
stojna
stojna
stojna
stojna
NO
stojna
konec pásnice
dolní vlákna nosník



Boulení - Sténové prvky bez podélných výztuh

Výpočet dle ČSN EN 1993-1-5: Kap. 4.4

Číslo subpanelu

Tloušťka subpanelu

Odpovědná šířka

t	=	16	mm
$b_{c,loc}$	=	406	mm
b_c	=	406	mm
Návrhové tlakové napětí	$\sigma_{Ed,1}$	=	-102.3 MPa
Návrhové tlakové napětí	$\sigma_{Ed,2}$	=	56.6 MPa
Největší návrhové tlakové napětí	$\sigma_{oed,Ed}$	=	-102.3 MPa
Pomer napětí $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	ψ	=	-0.55
Štíhlost desky	k_{tr}	=	14.29
Redukovaná štíhlost desky	λ_{tr}	=	0.156
Součinitel boulení subpanelu	$\lambda_{tr,red}$	=	0.084
Efektivní šířka	ρ_{loc}	=	1.000
Boulicí část	$b_{eff,loc}$	=	406 mm
Plocha	b_{bw}	=	0 mm
Účinná ploch $t_b b_{eff,loc}$	A_c	=	6488.43 mm ²
	$t_b b_{eff,loc}$	=	6488.43 mm ²



$\psi < 0$:

$$b_{eff} = \rho b_c = \rho b / (1 - \psi)$$

$$b_{c1} = 0.4 b_{oed} \quad b_{c2} = 0.6 b_{oed}$$

Celková plocha stěn

$$A_c = 0.0065 \text{ m}^2$$

$$\Sigma t_b b_{eff,loc} = 0.0065 \text{ m}^2$$

$$\Sigma t_b b_{eff,loc} / A_c = 1.000$$

Geometrie stěn

b_c	=	406	mm	b_{eff}	=	406	mm
b_1	=	224	mm	b_{e1}	=	162	mm
b_w	=	630	mm	b_{e2}	=	243	mm

$$\lambda_{tr} = (b / t) / (28.4 \text{ e } \sqrt{k_{tr}})$$

$$\lambda_{tr,red} = \lambda_{tr} \sqrt{[\sigma_{oed,Ed} / (f_{yk} / \gamma_{M0})]}$$

$$b_{eff,loc} = \rho_{loc} b_{c,loc}$$

$$b_{bw} = b_{c,loc} - b_{eff,loc}$$

$$A_c = t_b b_c$$

Průřezové charakteristiky ocelového profilu

Průřezové charakteristiky ocelového profilu

η_E	=	6.36	n	=	6.36		
η_g	=	3.14	n	=	3.14		
A_{el}	=	35080	mm ²	A_{eff}	=	35080	mm ²
$I_{el,y}$	=	2.95E+09	mm ⁴	$I_{eff,y}$	=	2.95E+09	mm ⁴
$W_{el,y,top}$	=	1.03E+07	mm ³	$W_{eff,y,top}$	=	1.03E+07	mm ³
$W_{el,y,bot}$	=	7.11E+06	mm ³	$W_{eff,y,bot}$	=	7.14E+06	mm ³
$I_{el,z}$	=	2.81E+08	mm ⁴	$I_{eff,z}$	=	2.81E+08	mm ⁴
$W_{el,z,top}$	=	7.03E+05	mm ³	$W_{eff,z,top}$	=	7.03E+05	mm ³
$W_{el,z,bot}$	=	9.37E+05	mm ³	$W_{eff,z,bot}$	=	9.37E+05	mm ³

$$X_{eff} / X_{el}$$

$$100.0\%$$

$$100.0\%$$

$$99.5\%$$

$$100.3\%$$

$$100.0\%$$

$$100.0\%$$

$$100.0\%$$

Průřezové charakteristiky betonové části I.

h_{c1}	=	0	mm	A_{c1}	=	0	mm ²
b_{c1}	=	0	mm	A_{ci1}	=	0	mm ²
A_{c1}	=	0	mm ²	A_{og1}	=	0	mm ²
A_{ci1}	=	0	mm ²	I_{c1}	=	0.00E+00	mm ⁴
A_{og1}	=	0	mm ²	I_{ci1}	=	0.00E+00	mm ⁴

Celkové plochy průřezu

A_c	=	0	mm ²	A_c / n	=	0	mm ²
A_{ci}	=	0	mm ²	A_{ci}	=	0	mm ²
A_{og}	=	0	mm ²	A_{og}	=	0	mm ²

Průřezové charakteristiky betonové části II.

h_{c2}	=	0	mm	A_{c2}	=	0	mm ²
b_{c2}	=	1250	mm	A_{ci2}	=	0	mm ²
A_{c2}	=	0	mm ²	A_{og2}	=	0	mm ²
A_{ci2}	=	0	mm ²	I_{c2}	=	0.00E+00	mm ⁴
A_{og2}	=	0	mm ²	I_{ci2}	=	0.00E+00	mm ⁴

Těžiště dílčích částí

$C_{ga,t}$	=	285	mm	$C_{ga,t}$	=	285	mm
$C_{ga,b}$	=	415	mm	$C_{ga,b}$	=	415	mm
$C_{go1,b}$	=	700	mm	$C_{go1,b}$	=	700	mm
$C_{go2,b}$	=	700	mm	$C_{go2,b}$	=	700	mm

Průřezové charakteristiky celého průřezu

S_{sum}	=	1.45E+07	mm ³	S_{sum}	=	1.45E+07	mm ³	100.0%
$S_{i,sum}$	=	1.45E+07	mm ³	S_{sum}	=	1.45E+07	mm ³	100.0%
$S_{g,sum}$	=	1.45E+07	mm ³	S_{sum}	=	1.45E+07	mm ³	100.0%
A_{sum}	=	35 080	mm ²	$A_{eff,sum}$	=	35 080	mm ²	100.0%
$A_{i,sum}$	=	35 080	mm ²	$A_{eff,sum}$	=	35 080	mm ²	100.0%
$A_{g,sum}$	=	35 080	mm ²	$A_{eff,sum}$	=	35 080	mm ²	100.0%
$C_{sum,b}$	=	415	mm	$C_{sum,b}$	=	415	mm	100.0%
$C_{i,sum,t}$	=	285	mm	$C_{i,sum,t}$	=	285	mm	100.0%
$C_{i,sum,b}$	=	415	mm	$C_{i,sum,b}$	=	415	mm	100.0%
$C_{g,sum,b}$	=	415	mm	$C_{g,sum,b}$	=	415	mm	100.0%
$I_{y,i,sum}$	=	2.95E+09	mm ⁴	$I_{y,i,sum}$	=	2.95E+09	mm ⁴	100.0%
$W_{y,i,sum,t}$	=	1.03E+07	mm ³	$W_{y,i,sum,t}$	=	1.03E+07	mm ³	100.0%
$W_{y,i,sum,b}$	=	7.11E+06	mm ³	$W_{y,i,sum,b}$	=	7.11E+06	mm ³	100.0%
$I_{y,i,sum,min}$	=	7.11E+06	mm ³	$W_{y,i,sum,min}$	=	7.11E+06	mm ³	100.0%

Únosnost průřezu

$f_{yd} = 355.0 \text{ MPa}$ $f_{cd} = 17.0 \text{ MPa}$ $n = 6.4 \text{ MPa}$
 $\sigma_{x(\text{conc})} = -f_{cd} / n = -108.2 \text{ MPa}$
 $N.O. = -411$ vzdálenost spodních vláken

Δz	z	z	$\sigma_x(z)$	$\sigma_{x,M}(z) \text{ rea}$	b	b/n	h
[m]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[mm]	[mm]
0	700	-289	0	0.0	0	0	0
0	700	-289	-108	-17.0	1250	196	0
0	700	-289	-108	-17.0	1250	196	0
0	700	-289	-108	-17.0	0	0	0
0	700	-289	-108	-17.0	0	0	0
0	700	-289	-108	-108.2	0	400	40
40	660	-249	-93	-93.2	0	400	0
0	660	-249	-93	-93.2	0	16	162
162	498	-86	-32	-32.4	0	16	0
0	498	-86	-32	0.0	0	16	86
0	411	0	0	0.0	0	16	0
0	411	0	0	0.0	0	16	0
381.43	411	0	0	0.0	0	16	0
0	30	381	143	143.0	0	16	381
30	30	381	143	143.0	0	300	0
0	0	411	154	154.2	0	300	30
0	0	411	0	0.0	0	0	0

$\sigma_x(z) \text{ kon}$	$\sigma_x(z) \text{ lin}$	F kon	r	M	F lin	r	M
[MPa]	[MPa]	[kN]	[mm]	[kN/m]	[MN]	[mm]	[kN/m]
-108.2	0.0	0	-289	0	0	-289	0
-108.2	0.0	0	-289	0	0	-289	0
-93.2	-15.0	-1491	-269	400	-120	-275	33
-32.4	-60.8	-84	-167	14	-79	-195	15
0.0	0.0	0	0	0	0	0	0
0.0	143.0	0	191	0	436	254	111
143.0	11.2	1287	396	510	51	401	20
		-288		925	288		180

$N_{Rd} = 0 \text{ kN}$
 $M_{y,Rd} = 1104 \text{ kNm}$

Posouzení napětí

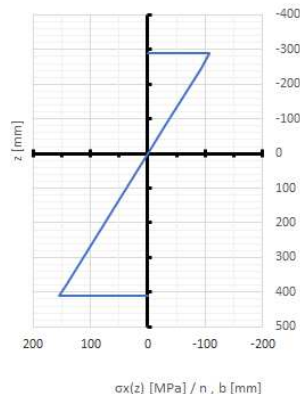
Ocel

$\sigma_s = 154 \leq 355$ **VYHOVUJE**

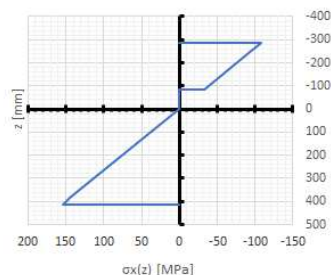
Beton

$\sigma_c = 17.00 \leq 17.00$ **VYHOVUJE**

horná vlákna deska II.
 dolní vlákna deska II.
 horná vlákna deska I.
 dolní vlákna deska I.
 horní vlákna nosník
 konec pásnice
 stojna 1
 konec stojna 1
 nulové napětí 1
 nulové napětí 2
 stojna 2
 NO
 stojna
 konec pásnice
 dolní vlákna nosník



Deska
 Deska
 Horní pásnice
 Tlačená stojna 1
 Tlačená stojna 2
 Tažená stojna
 Dolní pásnice



Únosnost při klopení

Materiál

Ocel

S355

t ≤ 40 mm

f_y = 355 MPa

E = 210000 MPa

G = 81000 MPa

jmenovitá tloušťka

mez kluzu

modul pružnosti v tahu a ohybu

modul pružnosti ve smyku

ε = 0.81

γ_{M2} = 1.00f_{yd} = 355 MPa

součinitel materiálu

Průřezové charakteristiky

Statické hodnoty		
I _y	2 949 146 071.08	mm ⁴
W _{el,y}	7 113 803.49	mm ³
W _{pl,y}	9 202 375.00	mm ³
i _y	289.95	mm
A _{el}	10 080.00	mm ²
I _z	281 048 373.33	mm ⁴
W _{el,z}	1 405 241.87	mm ³
W _{pl,z}	2 315 320.00	mm ³
i _z	89.51	mm
S _S		mm
I _t	12 093 493.33	mm ⁴
I _w	22 692 876 471 423.60	mm ⁸
I _u		mm ⁴
i _u		mm
I _v		mm ⁴
i _v		mm
I _{yz}		mm ⁴
alfa		mm ⁰

Fyzikální hodnoty		
G		kg/m
A	35080.00	mm ²
A _k		m ² /m
A _g		m ² /t

Klasifikace dle EN		
Ohyb (S235)	1.00	
Ohyb (S355)	1.00	
Ohyb (S460)	1.00	
Tlak (S235)	1.00	
Tlak (S355)	1.00	
Tlak (S460)	1.00	

Vnitřní síly

N_{Ed} = -290.00 kNM_{y,Ed} = 745.00 kNmV_{y,Ed} = 0 kNmM_{z,Ed} = 0 kNmV_{z,Ed} = 184.50 kNm

Zatřídění průřezu

Vnitřní části - tlačená část

Vnitřní části - ohybaná část

Pásnice - tlačená část

c = 640 mm

c / t_w = 40c / t_w = 40

c = 182 mm

c / t_f = 7.3t_w = 16.0 mm

58.6 OK

t_f = 25.0 mm

≤ 9 ε = 7.32 OK

Průřez třídy 1

Průřez třídy 1

A = 35080 mm²W_y = 9.20E+06 mm³W_z = 2.32E+06 mm³

Vzpěrná délka

os y

L_{0,y} = 27530 mmβ_y = 1L_{cr,y} = 27530 mm

os z

L_{0,z} = 27530 mmβ_z = 0.33333333L_{cr,z} = 9176.66667 mm

kroucení

L_T = 27530 mmβ_T = 0.33333333L_{cr,T} = 9176.66667 mm

Vzpěrná křivka

vzpěrný tlak

h / b = 1.75

α_y = 0.49t_f = 16 mmα_z = 0.76f_y = 355 MPaα_T = 0.49 míra imperfekce

klopení

α_{LT} = 0.49

míra imperfekce

III - LTB CALCULATION

Requested number of modes : 1

Blocked moment diagram : No

Blocked axial force diagram : No

The TAPER effect is taken into account

III.1 - LTB modes

Table 3 : LTB modes.

Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	$x(M_{max})$ [m]	$N_{max,cr}$ [kN]	$x(N_{max})$ [m]
1	5,056	1537,4	13,77	0	13,77

III.2 - Mode shapes

- Mode 1

Table 4 : Mode 1.

Mode	μ_{cr}	$M_{max,cr}$ [kN.m]	$x(M_{max})$ [m]	$N_{max,cr}$ [kN]	$x(N_{max})$ [m]
1	5,056	1537,4	13,77	0	13,77

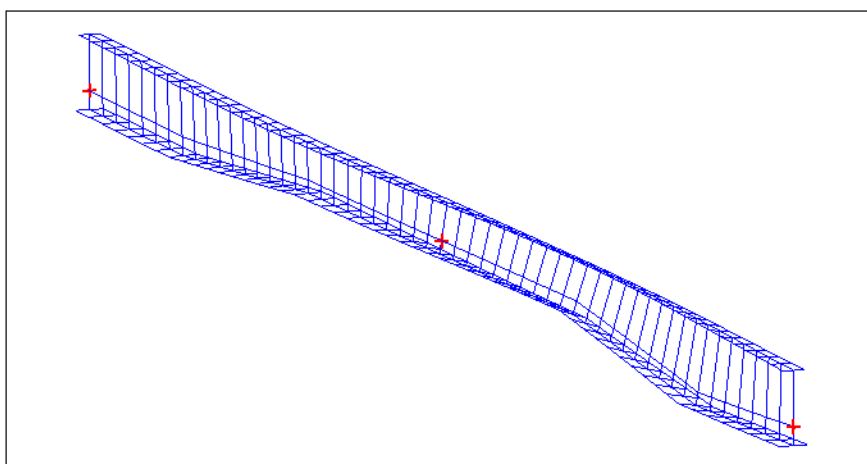


Figure 16 : Mode shape in 3D (Mode 1).

Výpočet únosnosti ve smyku

$$V_{z,Ed} = 184.50 \text{ kN}$$

$$V_{pl,z,Rd} = 2066 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 0.09 \leq 1 \quad \text{OK}$$

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

Redukce meze kluzu

$$V_{z,Ed} / 0.5 V_{z,Rd} = 184.5 / 1033$$

neovlivňuje výpočet

Výpočet únosnosti v prostém ohybu

$$M_{y,Ed} = 745.00 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Rd} = 3266.84 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.23 \leq 1 \quad \text{OK}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_y f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$W_y = 9.20E+06 \text{ mm}^3$$

$$M_{z,Ed} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rd} = 821.94 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 0 \leq 1 \quad \text{OK}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_z f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$W_z = 2.32E+06 \text{ mm}^3$$

Výpočet únosnosti v prostém ohybu na klopení

Bez zajištění	1x Kříž	0+1+1)x Kříž	(1+1)x Kříž	3x Kříž	+ Vetknutí	betonáž	
$M_{cr} = 603$	1537	0	0	0	0	0	kNm
$\alpha_T = 0.49$	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	1.49	
$\lambda_{LT} = 2.71$	1.06	#####	#####	#####	#####	#####	$\lambda_i = \sqrt{(W_y f_y / M_{cr,i})}$
$\Phi_{LT} = 4.784$	1.276	#####	#####	#####	#####	#####	$\Phi_i = 0.5 [1 + \alpha_i (\lambda_i - 0.2) + \lambda_i^2]$
$\chi_{LT} = 0.115$	0.504	#####	#####	#####	#####	#####	$\chi_i = 1 / [\Phi_i + \sqrt{\Phi_i^2 - \beta \lambda_i^2}]$
$M_{y,Ed} = 745.00$	745.00	745.00	745.00	745.00	745.00	2010.00	kNm
$M_{y,Rd} = 375.69$	1646.49	#####	#####	#####	#####	#####	kNm
$M_{Ed} / M_{Rd} = 1.98 \leq 1$	0.45 ER	#####	#####	#####	#####	#####	

Výpočet Eulerovi kritické síly

$$y_o = 0 \text{ mm} \quad \text{souřadnice středu smyku k těžišti}$$

$$z_o = 108 \text{ mm} \quad \text{souřadnice středu smyku k těžišti}$$

$$i_o^2 = 103745 \text{ mm}^2 \quad i_o^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_o^2 + z_o^2$$

$$N_{cr,y} = 8065 \text{ kN} \quad N_{cr,y} = \pi^2 E I_y / L_y^2$$

$$N_{cr,z} = 6917 \text{ kN} \quad N_{cr,z} = \pi^2 E I_z / L_z^2$$

$$N_{cr,T} = 14826 \text{ kN} \quad N_{cr,T} = 1 / i_o^2 (G I_t + (\pi^2 E I_y / L_y^2))$$

$$N_{cr,TF} = 14826 \text{ kN} \quad N_{cr,TF} = N_{cr,T}$$

$$N_{pl,Rd} = 12453 \text{ kN}$$

kritická síla pro vybočení kolmo na osu Y

kritická síla pro vybočení kolmo na osu Z

pružná kritická síla v kroucení

pružná kritická síla pro vybočení v prostorovém vzpěru

plastická normálová síla

Výpočet součinitele vzpěru

$$\alpha_y = 0.49 \quad \alpha_z = 0.76 \quad \alpha_T = 0.49$$

$$\lambda_y = 1.243 \quad \lambda_z = 1.342 \quad \lambda_T = 0.917$$

$$\Phi_y = 1.528 \quad \Phi_z = 1.834 \quad \Phi_T = 1.096$$

$$\chi_y = 0.414 \quad \chi_z = 0.324 \quad \chi_T = 0.590$$

$$\chi_{min} = 0.324 \quad \text{součinitel vzpěru}$$

$$\lambda_i = \sqrt{(N_{pl,Rd} / N_{cr,i})}$$

$$\Phi_i = 0.5 [1 + \alpha_i (\lambda_i - 0.2) + \lambda_i^2]$$

$$\chi_i = 1 / [\Phi_i + \sqrt{\Phi_i^2 - \beta \lambda_i^2}]$$

poměrná štiř

Posouzení únosnosti ve vzpěrné tlaku

$$A = 3.51E+04 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} = 7348 \text{ kN} \quad N_{b,Rd} = \chi_{min} A f_{yd} / \gamma_{M1}$$

$$N_{Ed} / N_{Rd} = 0.04 \leq 1 \quad \text{OK}$$

$$N_{Ed} = -290.00 \text{ kN}$$

návrhová únosnost

Posouzení prutu na namáhání ohybem a osovým tlakem

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{-290.00}{7347.51} + \frac{745.00}{1352.47} + \frac{0.00}{266.31} \leq 1$$

$$-0.04 + 0.55 + 0.00 \leq 1$$

$$0.51 \leq 1 \quad \text{OK}$$

7.3. Mezní stavy únosnosti ve vetknutí

7.3.1. Boulení stěny

Parametry

$f_y = 355$ MPa	charakteristická mez kluzu	$\gamma_{M0} = 1.00$	$f_{ck} = 30$ MPa	charakteristická pevnost v tlaku	$\gamma_c = 1.50$
$f_{yd} = 355$ MPa	dimenzační mez kluzu	$\gamma_{M1} = 1.10$	$f_{cd} = 17.0$ MPa	dimenzační pevnost v tlaku	$\alpha_{cs} = 0.85$
$E_s = 210000$ MPa	modul pružnosti	$\gamma_{M2} = 1.25$	$E_{cm} = 33000$ MPa	modul pružnosti	$\alpha_{ct} = 1.00$
$m_s = 78.5$ kN			$m_c = 25.0$ kN		
$\eta_E = 6.36$	poměr modulů pružnosti				
$\eta_g = 3.14$	poměr objemové hmotnosti				

$h_{c1} = 0$ mm	výška betonové části II.	$b_{c1} = 0$ mm	šířka betonové části II.
$h_{c2} = 0$ mm	výška betonové části I.	$b_{c2} = 1250$ mm	šířka betonové části I.
$h_s = 1030$ mm	výška ocelové části		
$t_{f,t} = 40$ mm		$b_{f,t} = 400$ mm	
$h_w = 960$ mm		$t_w = 16$ mm	
$t_{f,b} = 30$ mm		$b_{f,b} = 300$ mm	
$h = 1030$ mm	celková výška		

Zatřídění průřezu vnitřní tlačené části

$\alpha = 0.83$ $\varepsilon = 0.81$ $\psi = -0.08$

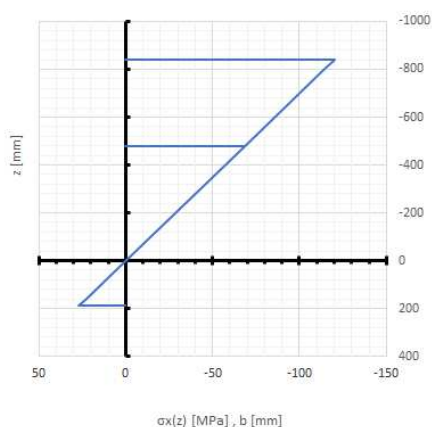
c/t = 60	Ohyb. část	Tlačená část	Tlač. a obýb. část		
	≤ 59	≤ 27	≤ 33 $\alpha > 0.5$	I. Třída průřezu	ER
			≤ 37 $\alpha \leq 0.5$	I. Třída průřezu	
	≤ 68	≤ 31	≤ 38	II. Třída průřezu	ER
			≤ 43	II. Třída průřezu	
	≤ 101	≤ 34	≤ 53 $\psi > -1$	III. Třída průřezu	ER
			≤ 15 $\psi \leq -1$	III. Třída průřezu	
				IV. Třída průřezu	OK

Vnitřní síly - Midas

N_{Ed}	0.000	kN
M_{Ed}	-975.000	kN · m

Průběh napětí - Midas

t	z	$\sigma_{x,N}(z)$	$\sigma_{x,M}(z)$	$\sigma_x(z)$	
[m]	[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
0	-841		0.0	0.0	
0	-841		0.0	0.0	horní vlákná deska II.
0	-841		0.0	0.0	dolní vlákná deska II.
0	-841		0.0	0.0	horní vlákná deska I.
0	-841		0.0	0.0	dolní vlákná deska I.
0	-841		-120.0	-120.0	horní vlákná nosník
40	-801			-114.3	konec pásnice
0	-801			-114.3	stojna
320	-480			-68.6	stojna
0	-480			0.0	stojna
0	-480			0.0	stojna
-480	-480			-68.6	stojna
0	0			0.0	NO
0	159			22.7	stojna
-30	159			22.7	konec pásnice
0	189		27.0	27.0	dolní vlákná nosník
0	189		0.0	0.0	



Boulení - Sténové prvky bez podélných výztuh

Výpočet dle ČSN EN 1993-1-5: Kap. 4.4

Číslo subpanelu

Tloušťka subpanelu

Odpovědná šířka

t	=	16	mm
$b_{c,loc}$	=	801	mm
b_c	=	801	mm
Návrhové tlakové napětí	$S_{Ed,1}$	=	-114.3 MPa
Návrhové tlakové napětí	$S_{Ed,2}$	=	22.7 MPa
Největší návrhové tlakové napětí	$S_{oed,Ed}$	=	-114.3 MPa
Pomer napětí $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	ψ	=	-0.20
Štíhlost desky	k_{τ}	=	9.45
Redukovaná štíhlost desky	λ_p	=	0.467
Součinitel boulení subpanelu	$\lambda_{p,red}$	=	0.265
Efektivní šířka	ρ_{loc}	=	1.000
Boulicí část	$b_{eff,loc}$	=	801 mm
Plocha	b_{bw}	=	0 mm
Účinná ploch $t_b b_{eff,loc}$	A_c	=	12813.1 mm ²
	$t_b b_{eff,loc}$	=	12813.1 mm ²



$\psi < 0$:

$b_{eff} = \rho b_c = \rho b / (1 - \psi)$

$b_{c1} = 0.4 b_{oed}$ $b_{c2} = 0.6 b_{oed}$

Celková plocha stěn

$A_c = 0.0128 \text{ m}^2$

$\Sigma t_b b_{eff,loc} = 0.0128 \text{ m}^2$

$\Sigma t_b b_{eff,loc} / A_c = 1.000$

Geometrie stěn

b_c	=	801	mm	b_{eff}	=	801	mm
b_1	=	159	mm	b_{e1}	=	320	mm
b_w	=	960	mm	b_{e2}	=	480	mm

$\lambda_p = (b / t) / (28.4 \sqrt{k_{\tau}})$

$\lambda_{p,red} = \lambda_p \sqrt{[\sigma_{oed,Ed} / (f_y / \gamma_{M0})]}$

$b_{eff,loc} = \rho_{loc} b_{c,loc}$

$b_{bw} = b_{c,loc} - b_{eff,loc}$

$A_c = t_b b_c$

Průřezové charakteristiky ocelového profilu

Průřezové charakteristiky ocelového profilu

η_E	=	6.36	n	=	6.36		
η_g	=	3.14	n	=	3.14		
A_{el}	=	40360	mm ²	A_{eff}	=	40360	mm ²
$I_{el,y}$	=	7.08E+09	mm ⁴	$I_{eff,y}$	=	7.08E+09	mm ⁴
$W_{el,y,top}$	=	1.64E+07	mm ³	$W_{eff,y,top}$	=	1.64E+07	mm ³
$W_{el,y,bot}$	=	1.18E+07	mm ³	$W_{eff,y,bot}$	=	1.18E+07	mm ³
$I_{el,z}$	=	2.81E+08	mm ⁴	$I_{eff,z}$	=	2.81E+08	mm ⁴
$W_{el,z,top}$	=	7.03E+05	mm ³	$W_{eff,z,top}$	=	7.03E+05	mm ³
$W_{el,z,bot}$	=	9.37E+05	mm ³	$W_{eff,z,bot}$	=	9.37E+05	mm ³

X_{eff} / X_{el}

100.0%

100.0%

99.6%

100.3%

100.0%

100.0%

100.0%

Průřezové charakteristiky betonové části I.

h_{c1}	=	0	mm	h_{c2}	=	0	mm
b_{c1}	=	0	mm	b_{c2}	=	1250	mm
A_{c1}	=	0	mm ²	A_{c2}	=	0	mm ²
A_{ci1}	=	0	mm ²	A_{ci2}	=	0	mm ²
A_{cg1}	=	0	mm ²	A_{cg2}	=	0	mm ²
I_{c1}	=	0.00E+00	mm ⁴	I_{c2}	=	0.00E+00	mm ⁴

Průřezové charakteristiky betonové části II.

h_{c2}	=	0	mm	h_{c1}	=	0	mm
b_{c2}	=	1250	mm	b_{c1}	=	0	mm
A_{c2}	=	0	mm ²	A_{c1}	=	0	mm ²
A_{ci2}	=	0	mm ²	A_{ci1}	=	0	mm ²
A_{cg2}	=	0	mm ²	A_{cg1}	=	0	mm ²
I_{c2}	=	0.00E+00	mm ⁴	I_{c1}	=	0.00E+00	mm ⁴

Celkové plochy průřezu

A_c	=	0	mm ²	A_c / n	=	0	mm ²
A_{ci}	=	0	mm ²	A_{ci}	=	0	mm ²
A_{cg}	=	0	mm ²	A_{cg}	=	0	mm ²

Těžiště dílčích částí

$C_{ga,t}$	=	430	mm	$C_{ga,t}$	=	430	mm
$C_{ga,b}$	=	600	mm	$C_{ga,b}$	=	600	mm
$C_{go1,b}$	=	1030	mm	$C_{go1,b}$	=	1030	mm
$C_{go2,b}$	=	1030	mm	$C_{go2,b}$	=	1030	mm

Průřezové charakteristiky celého průřezu

S_{sum}	=	2.42E+07	mm ³	S_{sum}	=	2.42E+07	mm ³	100.0%
$S_{i,sum}$	=	2.42E+07	mm ³	S_{sum}	=	2.42E+07	mm ³	100.0%
$S_{g,sum}$	=	2.42E+07	mm ³	S_{sum}	=	2.42E+07	mm ³	100.0%
A_{sum}	=	40360	mm ²	$A_{eff,sum}$	=	40360	mm ²	100.0%
$A_{i,sum}$	=	40360	mm ²	$A_{eff,sum}$	=	40360	mm ²	100.0%
$A_{g,sum}$	=	40360	mm ²	$A_{eff,sum}$	=	40360	mm ²	100.0%
$C_{sum,b}$	=	600	mm	$C_{sum,b}$	=	600	mm	100.0%
$C_{i,sum,t}$	=	430	mm	$C_{i,sum,t}$	=	430	mm	100.0%
$C_{i,sum,b}$	=	600	mm	$C_{i,sum,b}$	=	600	mm	100.0%
$C_{g,sum,b}$	=	600	mm	$C_{g,sum,b}$	=	600	mm	100.0%
$I_{y,i,sum}$	=	7.08E+09	mm ⁴	$I_{y,i,sum}$	=	7.08E+09	mm ⁴	100.0%
$W_{y,i,sum,t}$	=	1.64E+07	mm ³	$W_{y,i,sum,t}$	=	1.64E+07	mm ³	100.0%
$W_{y,i,sum,b}$	=	1.18E+07	mm ³	$W_{y,i,sum,b}$	=	1.18E+07	mm ³	100.0%
$I_{y,i,sum,min}$	=	1.18E+07	mm ³	$W_{y,i,sum,min}$	=	1.18E+07	mm ³	100.0%

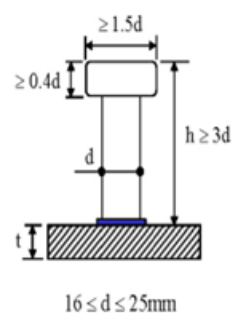
7.3.2. Smykové spojení nosník deska

Smykové spojení dle 1994-1-1: Kap 6.6

Geometrie

t	=	30	mm	
d	=	16	mm	≤ 25 mm
$d_{\max}$	=	75	mm	≤ 2.5 t
$d_{\max}$	=	45	mm	≤ 1.5 t
h_{sc}	=	175	mm	
$h_{\min}$	=	48	mm	≥ 3 d
D	=		mm	
$D_{\min}$	=	24	mm	≥ 1.5 d
h_D	=		mm	
$h_{\min}$	=	6.4	mm	≥ 0.4 d

namáhání tlakem



p_d	=	100	mm	≥ 5 d = 96 mm	rozteč v podélném směru
				≤ 4 h = 700	
				≤ 800 mm	

p_d	=	100	mm		rozteč v příčném směru
	≥ 2.5 d =	40	mm	desky	
	≥ 4 d =	80	mm	ostatní případy	

$e_d \leq 50$ mm Vzdržení mezi okrajem spřáhovacího prvku a okrajem pásnice nosníku, k němuž se přivažuje, se u mostů zvětšuje na 25 mm.

Materiál

γ_{M0}	=	1.00	parciální součinitel	γ_c	=	1.35	parciální součinitel
γ_{M1}	=	1.10	parciální součinitel	α_{co}	=	0.85	parciální součinitel
γ_{M2}	=	1.25	parciální součinitel	α_{ct}	=	1.00	
f_y	=	235	MPa	f_{yd}	=	235	MPa
E_s	=	210000	MPa	n	=	6.36	
f_{ck}	=	30	MPa	f_{cd}	=	18.89	MPa
f_{ctm}	=	2.9	MPa	f_{ctd}	=	2.15	MPa
E_{cm}	=	33000	MPa				

Únosnost smykových trnů dle 1994-1-1:Ka. 6.6.3.1

f_u	=	235	MPa	
α	=	1.0	for	$h_{sc}/d > 4$
d	=	16	mm	
h_{sc}	=	175	mm	
h_{sc}/d	=	10.94		
k_s	=	0.75		
$P_{Rd,1}$	=	0.8 · f_u · π · d^2 / 4 / γ_V		$P_{Rd,1}$ = 30.2 kN
$P_{Rd,2}$	=	0.29 · α · d^2 · $\sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}$ / γ_V		$P_{Rd,2}$ = 116.8 kN
P_{Rd}	=	Min($P_{Rd,1}$, $P_{Rd,2}$)		P_{Rd} = 30.2 kN
$P_{Rd,ser}$	=	$k_s \cdot P_{Rd}$		$P_{Rd,ser}$ = 22.7 kN

Posouzení pracovní spáry

$$h = 1.280 \text{ m}$$

$$h_c = 0.25 \text{ m}$$

$$c_{gh} = 0.218 \text{ m}$$

$$c_{gd} = 0.812 \text{ m}$$

$$S_I = 1.68E-02 \text{ m}^3$$

$$I_I = 2.07E-02 \text{ m}^4$$

$$v_{L,E} = V_E \cdot S_I / I_I$$

$$b_c = 1.25 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = 0.3125 \text{ m}^2$$

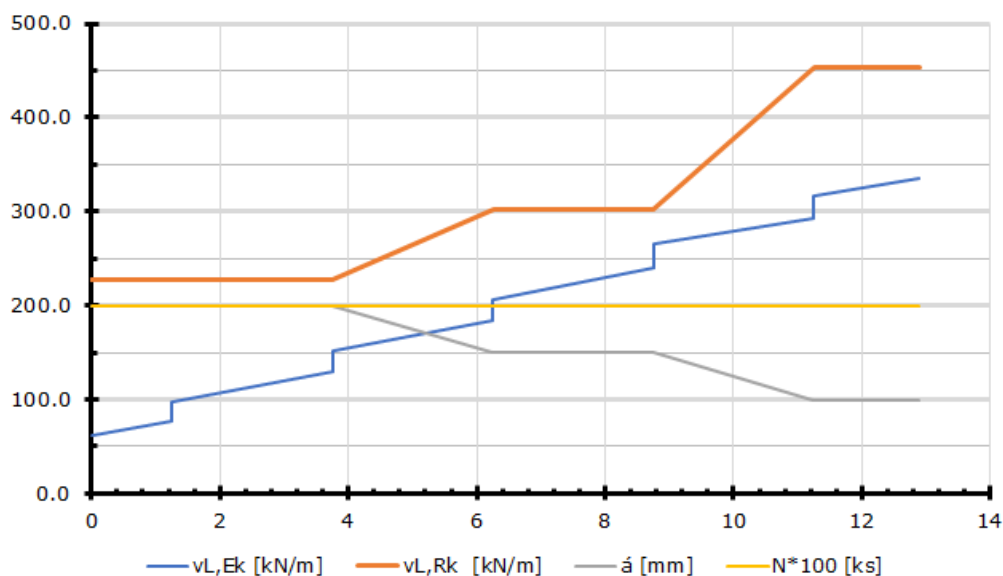
$$c_{gc} = 1.155 \text{ m} \quad z = c_{gc} - c_g = 0.343 \text{ m}$$

$$S_I = (A_{c,eff} / n) z \text{ statický moment spřažené plochy}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu „bez trhlin“.

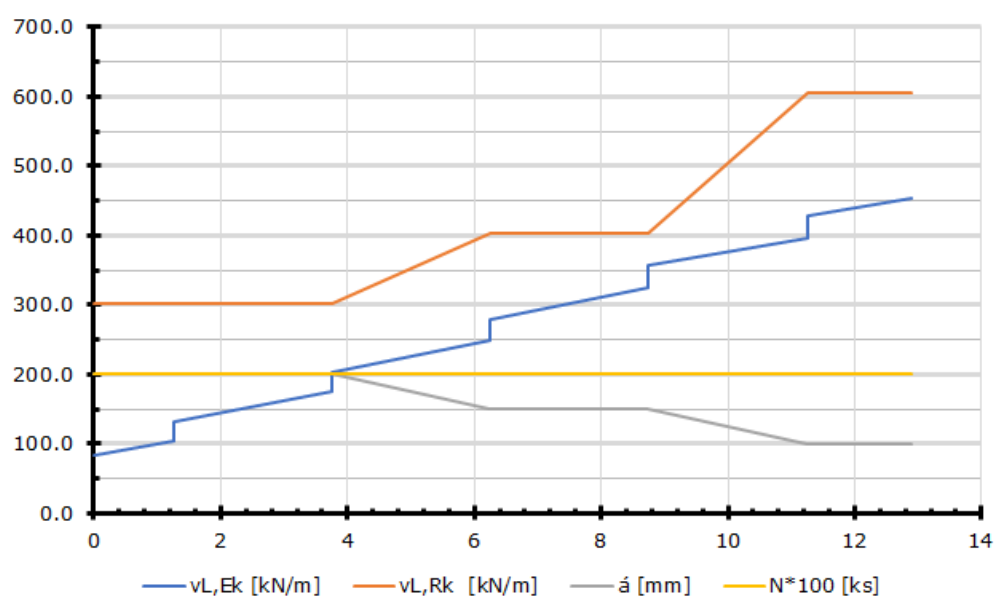
Posouzení SLS

$$v_{L,Rk} = P_{Rd,ser} \cdot N / \dot{a}$$



Posouzení ULS

$$v_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot N / \dot{a}$$



7.4. Mezní stavy použitelnosti

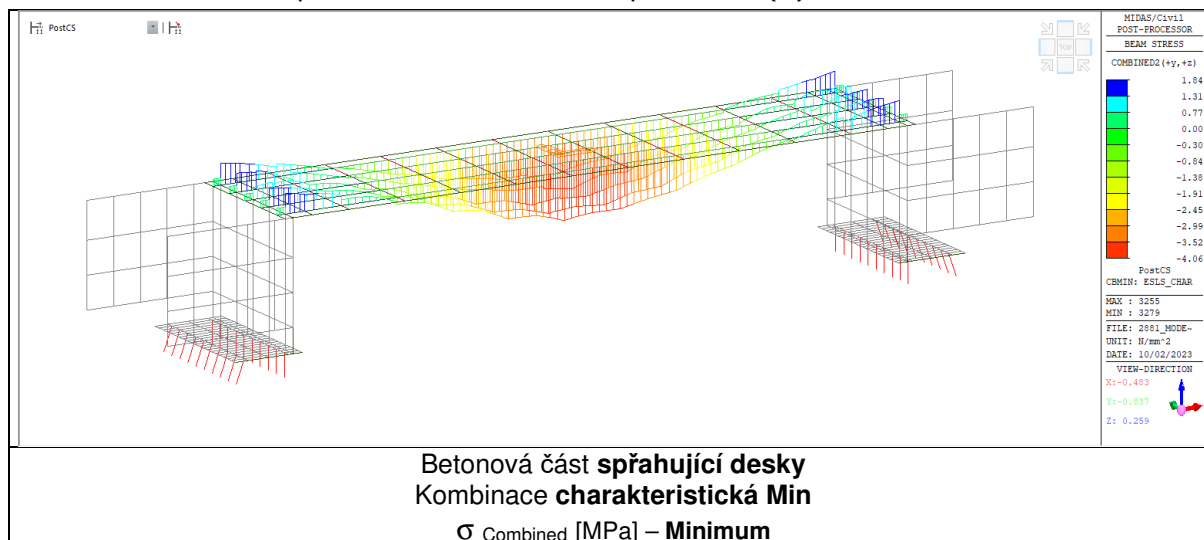
Mosty se zabetonovanými nosníky mají být navrženy pro mezní stavy použitelnosti podle kapitoly 7 normy ČSN EN 1994-2.

7.4.1. Posouzení omezení napětí

7.4.1.1. Beton

Posouzení vzniku podélných trhlin

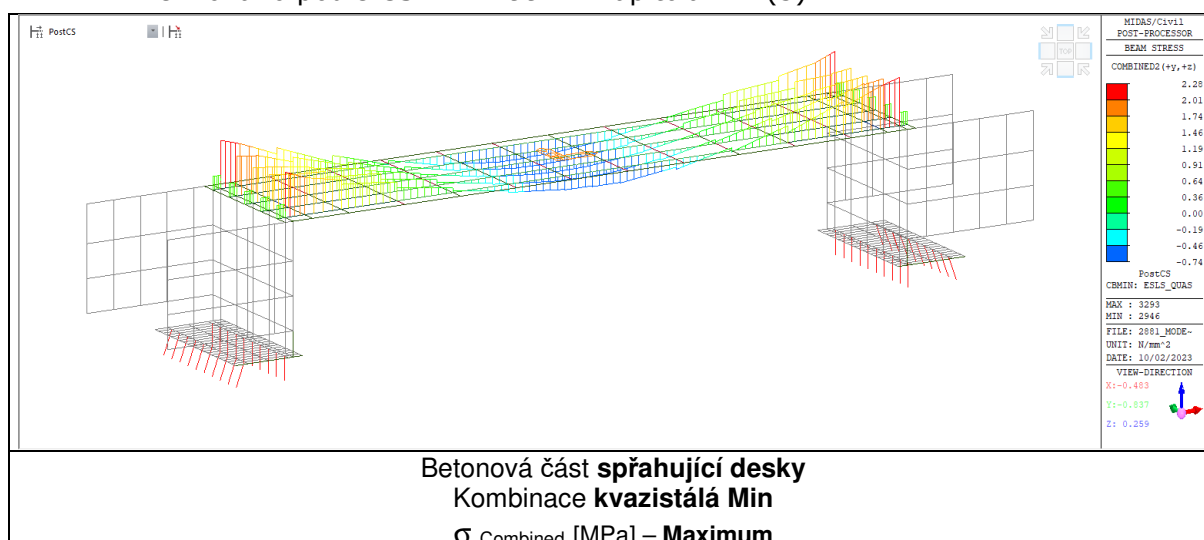
Definováno podle ČSN EN 1992-2 kapitola 7.2 (2):



Vyhodnocení $\sigma_{c, \text{char}} \geq k_1 f_{ck} \quad k_1 = 0,6$	Posouzení napětí:
$\sigma_{c, \text{char}} = -4 \text{ MPa} \geq -0,6 * 30 = -18,0 \text{ MPa}$	VYHOVUJE

Posouzení linearitý dotvarování

Definováno podle ČSN EN 1992-2 kapitola 7.2 (3):

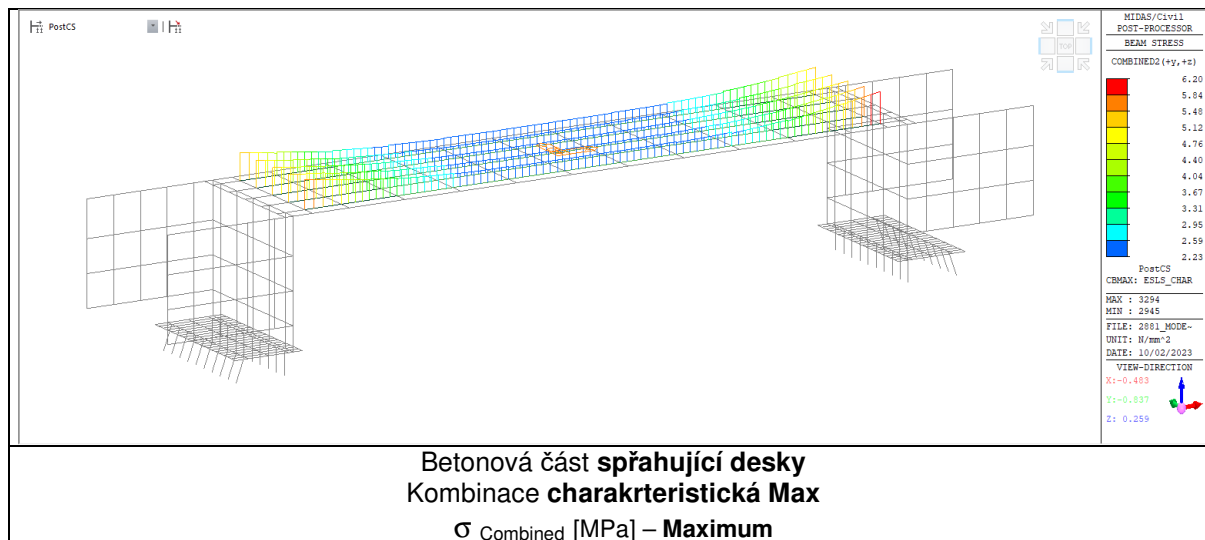


Vyhodnocení $\sigma_{c, \text{kvaz}} \geq k_2 f_{ck} \quad k_2 = 0,45$	Posouzení napětí:
$\sigma_{c, \text{kvaz}} = -0.8 \text{ MPa} \geq 0,45 * 30 = -13,5 \text{ MPa}$	VYHOVUJE

7.4.1.2. Betonářská výztuž

Definováno podle ČSN EN 1992-1-1 kapitola 7.2 (5):

Lze předpokládat, že nepříjemné trhliny a deformace nevzniknou, pokud při charakteristické kombinaci zatížení tahové napětí v betonářské výztuži nepřekročí $k_3 f_{yk}$. Pokud je napětí vyvozeno vnesenými přetvořeními, nemá tahové napětí překročit $k_4 f_{yk}$.

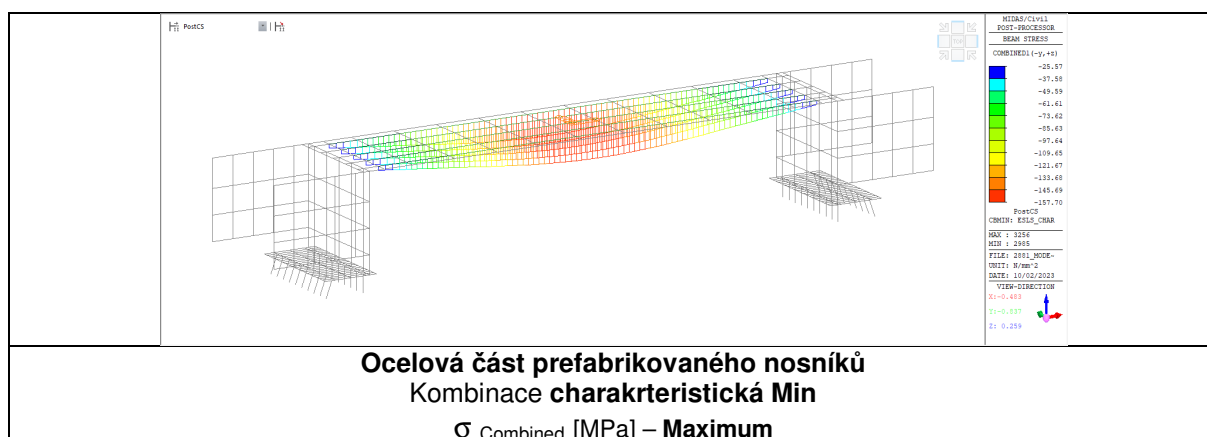
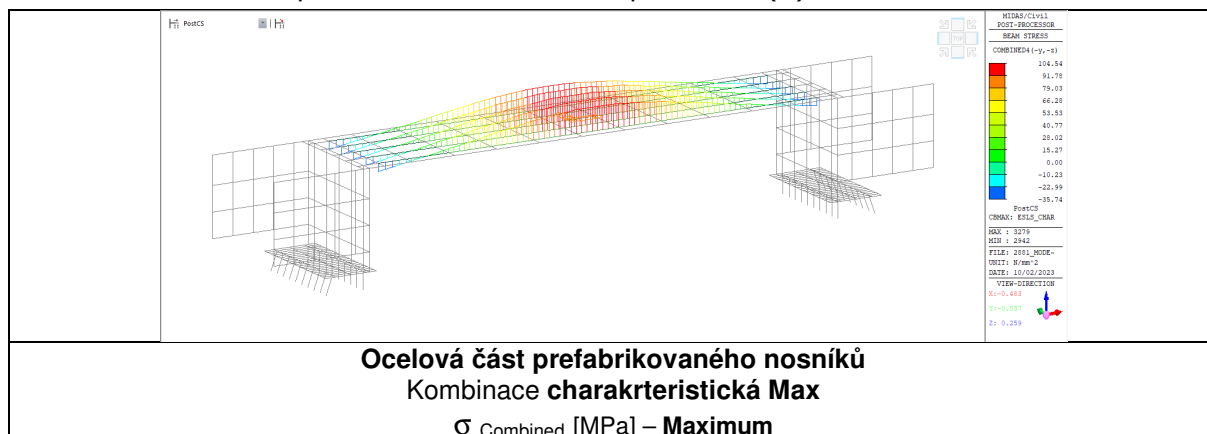


Vyhodnocení	Posouzení napětí:
$\sigma_{s, \text{char}} \leq k_3 f_{yk} \quad k_2 = 0,8 \quad n_E = \text{cca } 6$	
$\sigma_{s, \text{char}} = 6 * 6.2 = 37.2 \text{ MPa} \leq 0,8 * 500 = 400 \text{ MPa}$	VYHOVUJE

7.4.1.3. Konstrukční ocel

Omezení napětí

Definováno podle ČSN EN 1993-2 kapitola 7.3 (1):



$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad \tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}}$ $\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3 \tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$	Posouzení napětí:
$\sigma_s = 158 \text{ MPa} \leq \frac{158}{1,00} = 355 \text{ MPa}$	VYHOVUJE

7.4.2. Deformace u mostů

7.4.2.1. Průhyby

Definováno podle ČSN EN 1990, A2.4 v příloze A2 a ČSN EN 1993-2, 7.2 až 7.8 a 7.12.

Souhrn deformace

7.4.2.2. Kmitání

Definováno podle ČSN EN 1990:2002, A2.4.2 Kritéria pro použitelnost z hlediska přetvoření a kmitání mostů pozemních komunikací a ČSN EN 1991-2:2003, 5.7 Dynamické modely zatížení chodce a 6.4 Dynamické účinky pro železniční mosty a ČSN EN 1993-2, 7.7 Provozní požadavky na železniční mosty, 7.8 Provozní požadavky na mosty pro pozemní komunikace, 7.9 Provozní požadavky lávky pro chodce a 7.10 Provozní požadavky pro účinky větru

ČSN EN 1993-2, 7.8.1 (2)

Ověření mezních stavů použitelnosti z hlediska přetvoření a kmitání se u mostů pozemních komunikací provádí pouze výjimečně. Pro stanovení přetvoření se doporučuje použít častou kombinaci zatížení.

7.4.3. Trhliny v betonu

Definováno podle ČSN EN 1994-1-1: 7.4. Trhliny v betonu modifikovaná v EN 1992-2.

7.4.3.1. Omezení trhlin

Definováno podle ČSN EN 1992-1-1: 7.3.1 (1)-(9) modifikovaná EN 1992-2.

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté bez soudržné předpínací výztuže (kvazi-stálá kombinace zatížení)	Prvky předpjaté soudržnou výztuží (častá kombinace zatížení)		
		Předem předpjatý beton	Dodatečně předpjatý beton	
		Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL1 až PL3 ^{c)}	Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL1 ^{c)}	Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL2 a PL3 ^{c)}
X0, XC1	0,4 ^{a)}	0,2	0,2	0,3
XC2, XC3, XC4	0,3	0,1 ^{b)}	0,2 ^{b)}	0,3
XD, XS, XF	0,2	Dekomprese ^{e)}	0,1 ^{b)}	0,2
Stupeň vlivu prostředí	Dělené konstrukce (bez průběžné podélné betonářské výztuže)			
Nerohoduje	Nulový tah ve spáře: charakteristická kombinace zatížení (viz též ČSN EN 15050)			

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

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

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

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

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

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

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

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

Maximální dovolené hodnoty podle ČSN EN 1992-2/Z2 2014: Kapitola NA.2.26

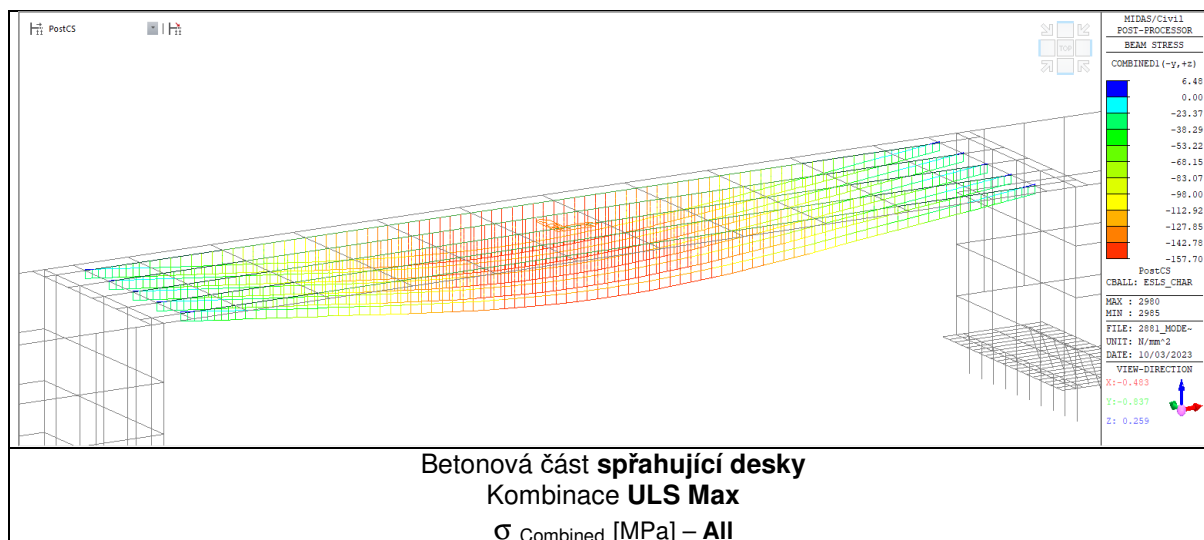
ŽB. prvek; Oblasti vlivu XD, XF a XS

$$w \leq 0.20 \text{ mm}$$

Kvazi-stálá kombinace

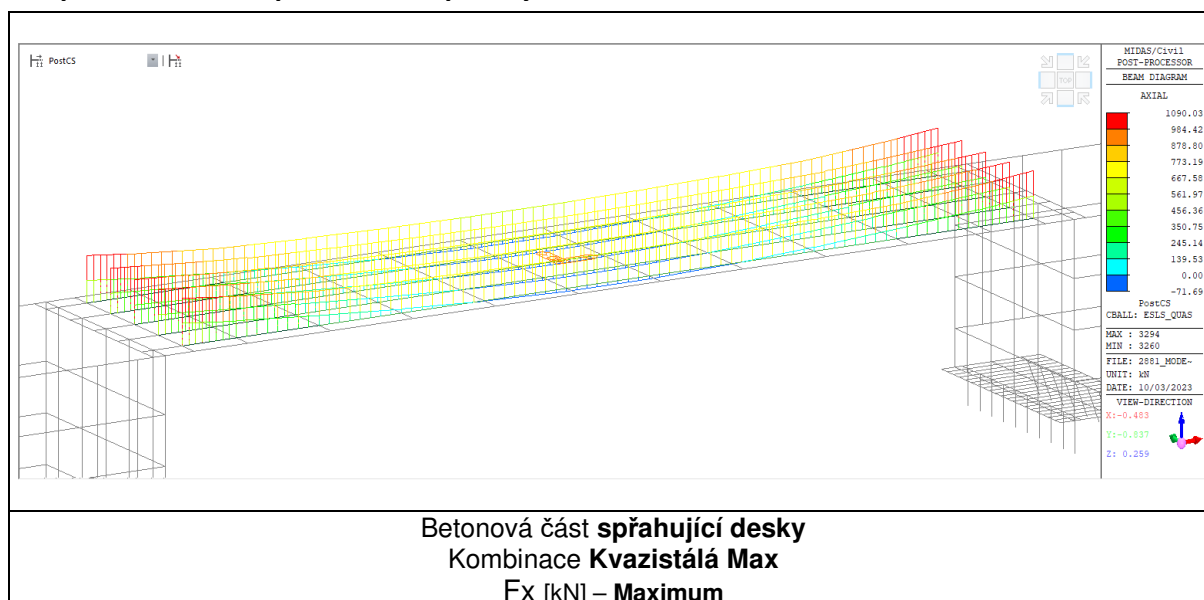
7.4.3.2. Definice napětí ve výztuži

Napětí z napjatosti desky na pružný model.



Vyhodnocení $n_E = cca 6$
$\sigma_{s,ULS} = 6 * 6,5 = 39 \text{ MPa}$

Napětí ze silového působení na pružný model.



Vyhodnocení

Materiál

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 33\,000 \text{ MPa}$$

$$n = 6.06 \text{ mm}$$

Napětí

$$F_{x.quas} = 1090 \text{ kN}$$

$$A_c = 235\,000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_c = 4.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s.25.w=0.2} = 160 \text{ MPa}$$

$$A_s = 6813 \text{ mm}^2$$

Profil Ø	Počet [ks]					
[mm]	18	20	22	24	26	28
40	22619	25133	27646	30159	32673	35186
32	14476	16085	17693	19302	20910	22519
25	8836	9817	10799	11781	12763	13744
20	5655	6283	6912	7540	8168	8796
18	4580	5089	5598	6107	6616	7125
16	3619	4021	4423	4825	5228	5630
12	2036	2262	2488	2714	2941	3167
10	1414	1571	1728	1885	2042	2199

$$F_x = 1090 \text{ kN}$$

$$n_s = 20 \text{ ks}$$

Profil Ø	A_s	σ_s
[mm]	[mm ²]	[MPa]
40	25133	43
32	16085	68
25	9817	111
20	6283	173
18	5089	214
16	4021	271
12	2262	482
10	1571	694

7.4.3.3. Minimální vyztužení

Definováno podle ČSN EN 1994-2: 7.4.2 Minimální výztuž

Napětí ve výztuži σ_s (N/mm ²)	Největší průměr výztužného prutu ϕ^* pro návrhovou šířku trhliny w_k		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

Tabulka 7.1 – největší průměry prutů výztuže s vysokou soudržností

Šířka $b = 1250$ mm Síla $F_x = 1090$ kN
 Počet řad $n = 2$ ks Omezení napětí $\sigma_{s,25,w=0.2} = 160$ MPa
 Požadovaná plocha $A_s = 6812.5$ mm²

Profil Ø	Rozteč [mm]								
[mm]	300	250	200	175	150	125	100	75	50
40	10472	12566	15708	17952	20944	25133	31416	41888	62832
32	6702	8042	10053	11489	13404	16085	20106	26808	40212
25	4091	4909	6136	7012	8181	9817	12272	16362	24544
20	2618	3142	3927	4488	5236	6283	7854	10472	15708
18	2121	2545	3181	3635	4241	5089	6362	8482	12723
16	1676	2011	2513	2872	3351	4021	5027	6702	10053
12	942	1131	1414	1616	1885	2262	2827	3770	5655
10	654	785	982	1122	1309	1571	1963	2618	3927

Profil Ø	Počet [ks]								
[mm]	6	7	8	9	10	11	12	13	14
40	15080	17593	20106	22619	25133	27646	30159	32673	35186
32	9651	11259	12868	14476	16085	17693	19302	20910	22519
25	5890	6872	7854	8836	9817	10799	11781	12763	13744
20	3770	4398	5027	5655	6283	6912	7540	8168	8796
18	3054	3563	4072	4580	5089	5598	6107	6616	7125
16	2413	2815	3217	3619	4021	4423	4825	5228	5630
12	1357	1583	1810	2036	2262	2488	2714	2941	3167
10	942	1100	1257	1414	1571	1728	1885	2042	2199

7.4.3.4. Omezení pro trhliny způsobené přímým zatížením

Definováno podle ČSN EN 1994-2: 7.4.3

Napětí ve výztuži σ_s (N/mm ²)	Největší vzdálenost výztužných prutů pro návrhovou šířku trhliny w_k		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tabulka 7.2 – největší vzdálenost prutů výztuže s vysokou soudržností

Vyhodnocení			
$\sigma_s =$	149	MPa	
$\sigma_{s,0} =$	111	MPa	$I_c = 1.63E+09$ mm ⁴
$\Delta\sigma_s =$	38	MPa	
$f_{ctm} =$	2.9	MPa	
$\alpha_{st} =$	0.97		$\rho_s =$ 0.031
$A_I =$	5.09E+14	mm ⁶	$A_s =$ 9817 mm ²
$A_a I_a =$	5.25E+14	mm ⁶	$A_{ct} =$ 312500 mm ²

7.4.3.5. Výpočet šířky trhlin

Definováno podle ČSN EN 1992-1-1: 7.3.4

Geometrie průřezu

$h = 0.250$ m
 $d_i = 0.224$ m
 $x = 0.0833333$ m

Materiálové charakteristiky

$E_b = 33000$ MPa
 $f_{ctm} = 2.9$ MPa
 $E_s = 200000$ MPa
 $\alpha_e = 6.061$ poměr modulů

Výztuž betonářská

$f_1 = 0.025$ m
 $n_1 = 10$ ks
 $A_s = 0.00511$ mm²
 $c = 0.055$ mm
 $k_1 = 0.8$

průměr výztuže

počet výztuže

krytí

pro žebírkovou výztuž = 0,8

Účinná plocha betonu

$A_{eff} = 0.069$ m²

efektivní plocha průřezu

$b_{c,ef} = 1.250$ m

efektivní šířka

$h_{c,ef} = 0.056$ m

efektivní výška

$h/2 = 0.125$

$(h-x)/3 = 0.056$

$2.5(h-d_i) = 0.066$

Stupeň vyztužení

$\rho_{s,eff} = 7.35\%$

Maximální vzdálenost trhlin

$s_{r,max} = 0.303$ m

$s_{r1} = 0.217$ m

$s_{r2} = 0.187 + 0.116 = 0.303$ m

$k_1 = 0.8$

$k_2 = 1$ prostý tah

$k_3 = 3.4$

dle NA

$k_4 = 0.425$

$s_{sl} = 0.098$ m

$5(c+f_i/2) = 0.30625$ m

Rozdíl průměrných poměrných přetvoření

$\sigma_s = 149$ MPa

napětí v oceli na ideálním průřezu

$k_i = 0.4$

pro krátkodobé zatížení = 0,6

pro dlouhodobé a cyklické zatížení = 0,4

$f_{ctm} = 2.9$ MPa

$\rho_{s,eff} = 7.35\%$

$\alpha_e = 6.061$

poměr modulů

$E_s = 200000.0$ MPa

$\Delta\sigma_s = 126$ MPa

$(e_{sm} - e_{cm}) = 6.31E-04 > 4.47E-04$

Vyhovuje

Maximální šířka trhlin

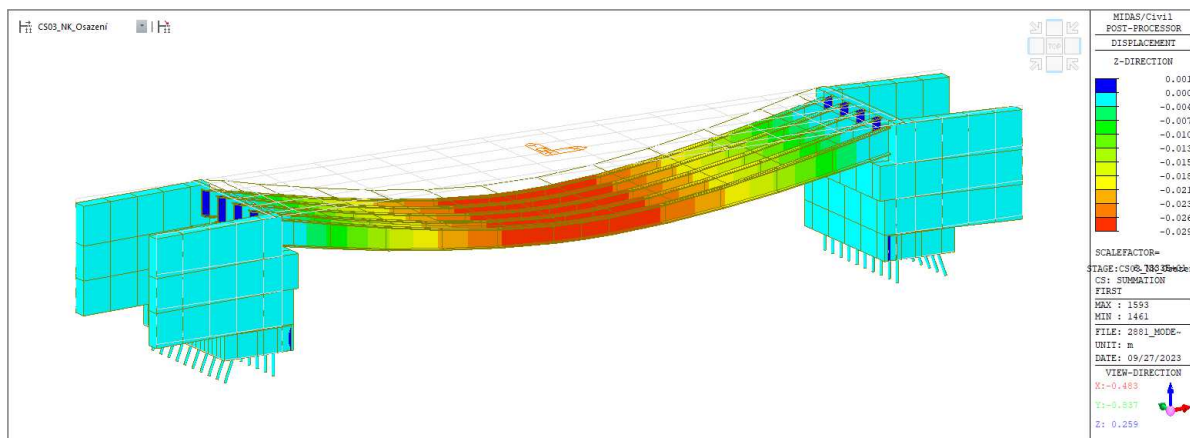
$w_{max} = 0.191$ mm

< 0.200

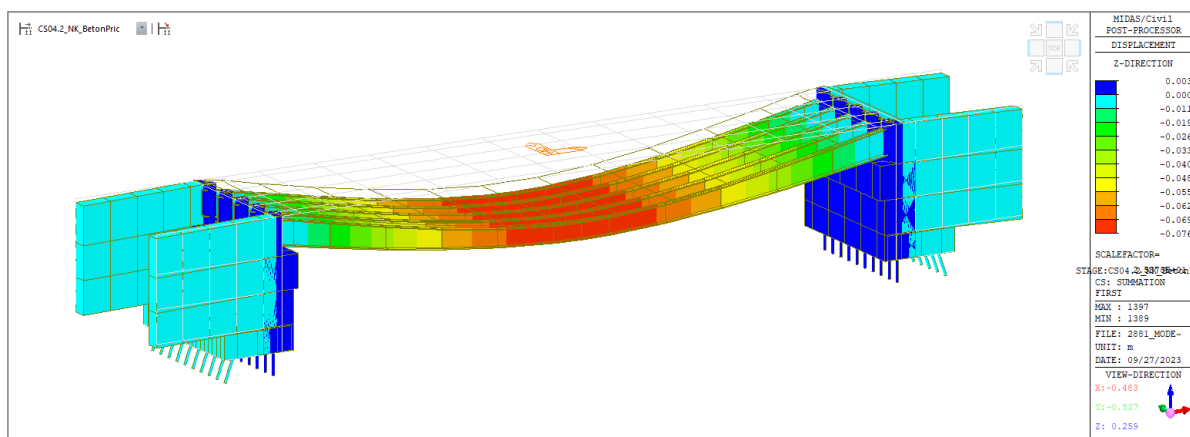
VYHOVUJE

7.5. Deformace

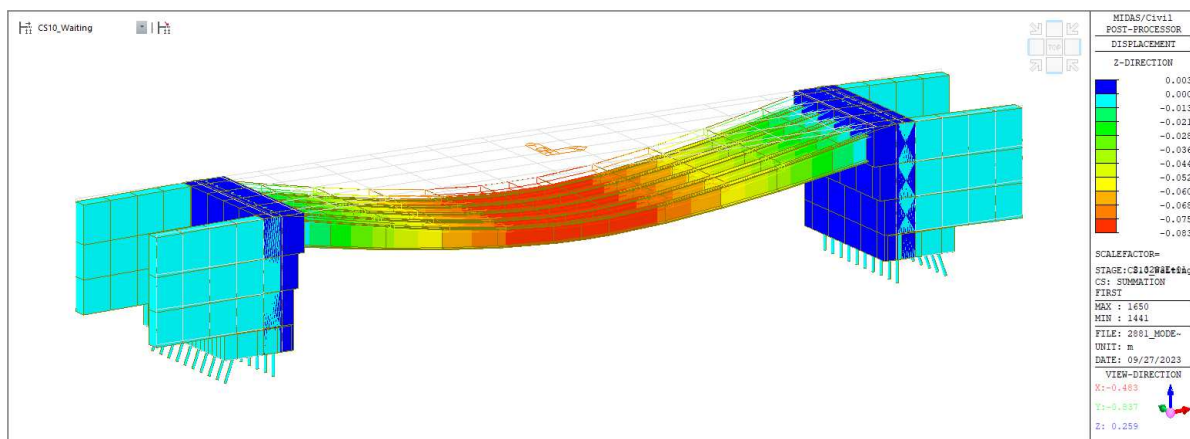
7.5.1. Postup výstavby - Uvedení do provozu



Deformace při osazení - Dz [m]

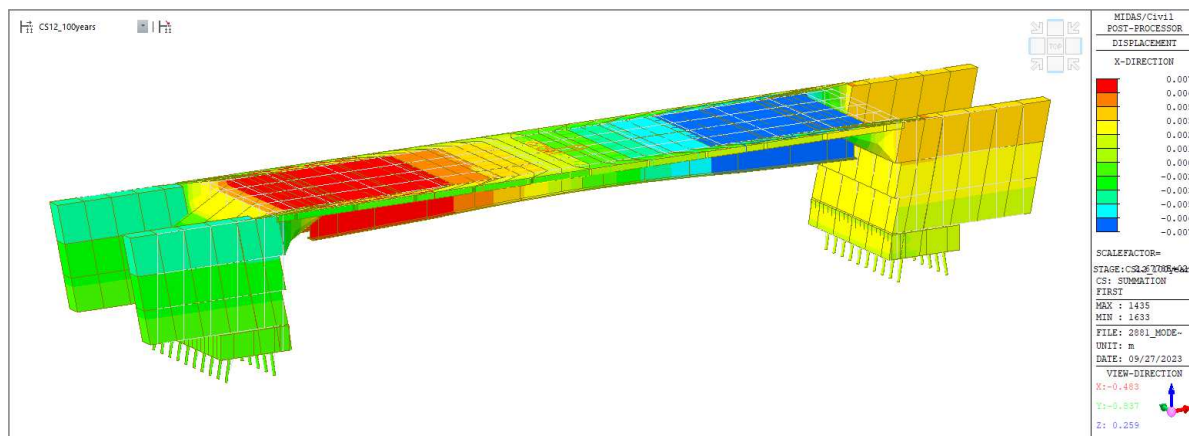


Deformace při betonáži desky - Dz [m]

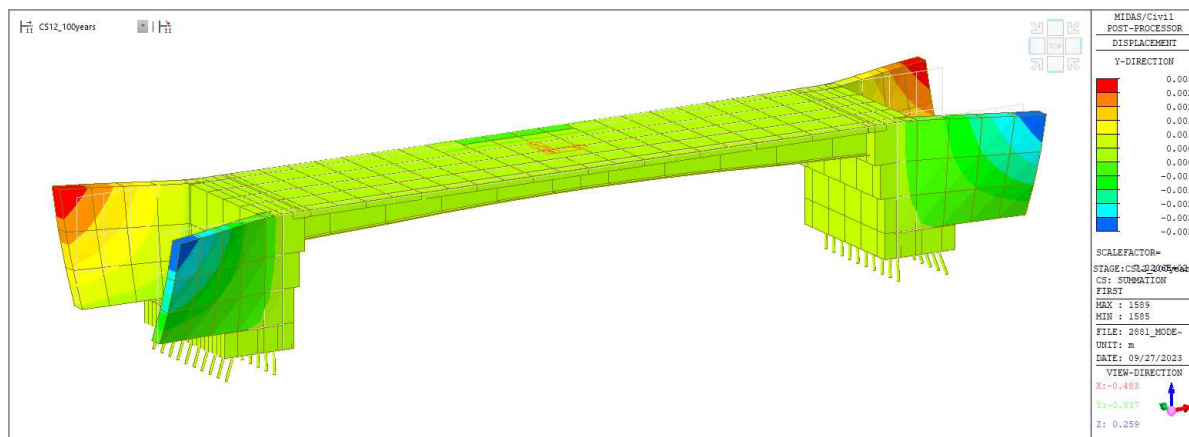


Deformace při uvedení do provozu - Dz [m]

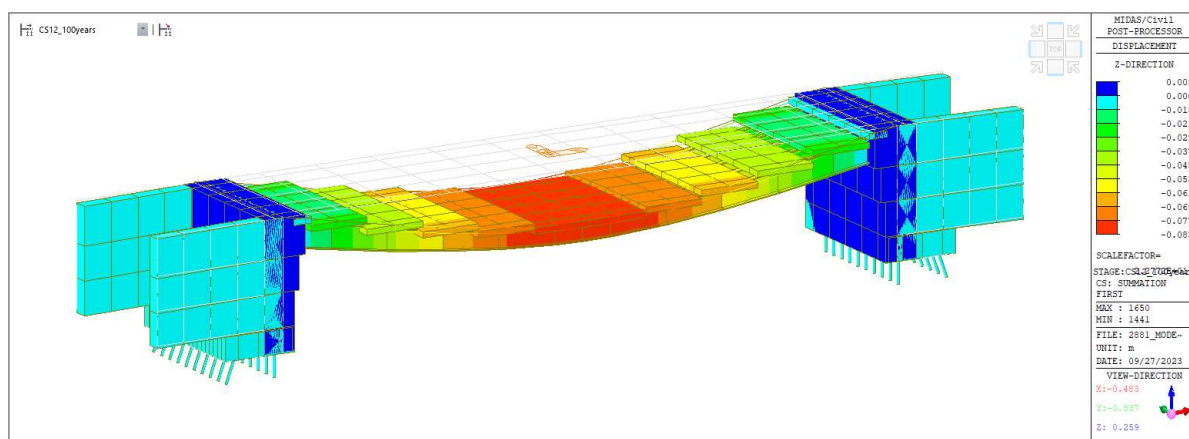
7.5.2. Postup výstavby - Konec životnosti



Deformace - Dx [m]



Deformace - Dy [m]

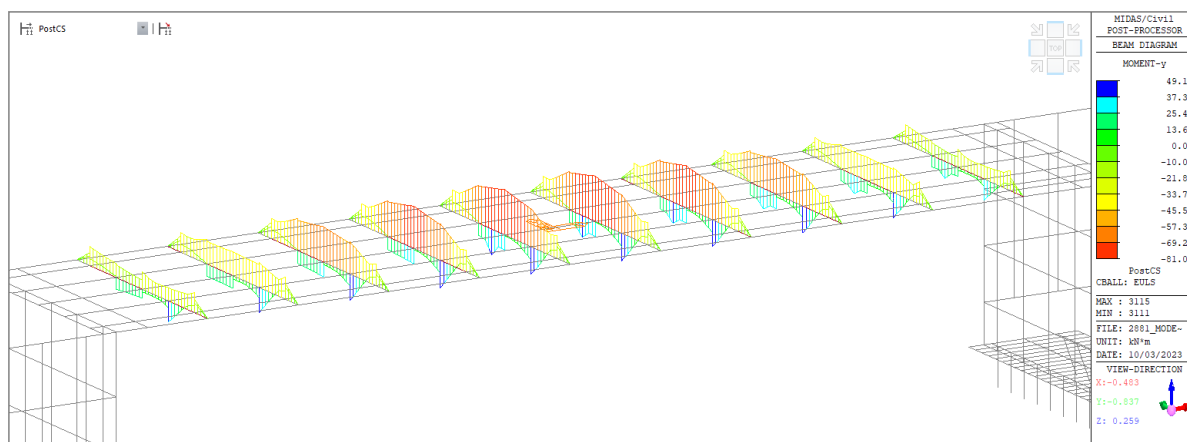
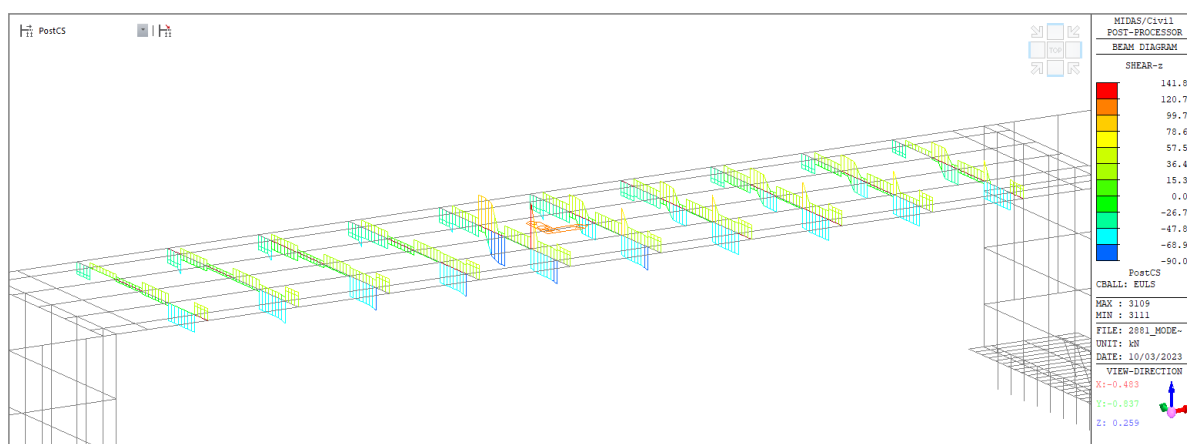
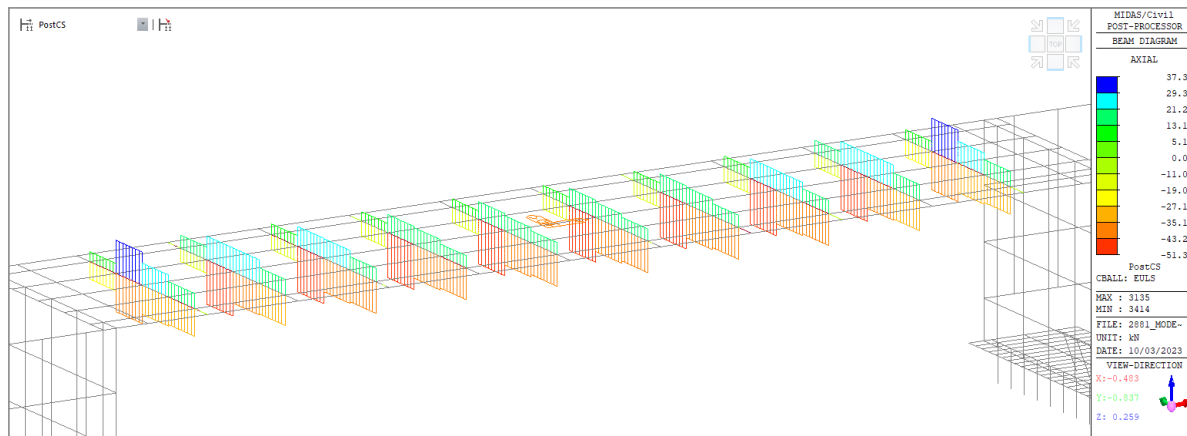


Deformace - Dz [m]

8. POSOUZENÍ PŘÍČNÉHO SMĚRU NK

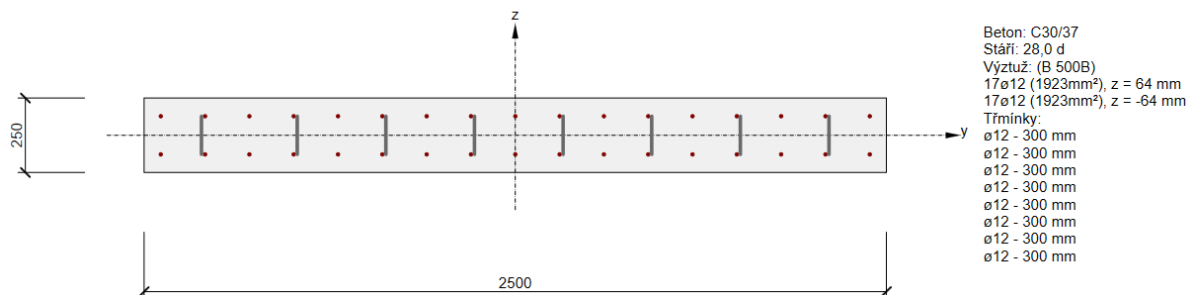
8.1. Spřahující deska

8.1.1. Vnitřní síly - ULS



8.1.2. Souhrn

Vyztužený průřez: R 3



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	30,0	-81,0	0,0			47,7	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	30,0	-81,0	0,0			47,7	OK
Smyk	30,0			100,0	0,0	31,7	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Omezení napětí	20,0	-60,0	0,0			12,3	OK
Šířka trhliny	10,0	-44,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Upozornění

Upozornění	
⚠	Smyk je přenesen betonem, smyková výztuž je požadována z hlediska konstrukčních zásad, viz 6.2.2
⚠	Není možné vytvořit ekvivalentní tenkostěnný průřez pro posudek kroucení, ale tento průřez není nutný, protože krouticí moment je nulový.
i	Pro krátkodobé účinky trhliny nevznikají – v nejvíce tažených vláknech nebylo překročeno efektivní tahové napětí od dlouhodobých účinků podle čl. 7.1 (2)

8.2.1. Podrobné vyhodnocení smyku

Smyková únosnost prvku podle ČSN EN 1992-1-1: Kapitola 6.2.3

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (6.8)$$

Smyková únosnost skloněných prvku podle ČSN EN 1992-1-1: Kapitola 6.2.3

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (6.13)$$

Geometrie

$b_w =$	2.500	m	šířka (smyk)
$h =$	0.250	m	výška
$A_c =$	0.625	m ²	plocha průřezu
$d =$	0.711	m	účinná výška
$z =$	0.632	m	rameno vnitřních sil
$\theta =$	30	°	

Materiály

Ocel	B500B	Beton	C30/37
$f_{yd}=f_{ywd} =$	435	MPa	$f_{cd} =$ 18 MPa

Výztuž na smyk

Číslo	α	d	n	s	$A_{sw,V}$	$V_{Rd,V}$
[-]	[°]	[mm]	[ks]	[mm]	[m ²]	[kN]
1	90	12	3	150	3.39E-04	1077
2	90	12	2	150	2.26E-04	718
3	90	12	3	150	3.39E-04	1077

Posouzení

$V_{Ed,V} =$	100	kN	Zatížení
$V_{Rd,max} =$	6502	kN	Únosnost tlakové diagonály
$V_{Rd,V} =$	1077	kN	Únosnost smykové výztuže
$V_{Ed}/V_{Rd} =$	0.09	OK	Posouzení

9. POSOUZENÍ SPODNÍ STAVBY

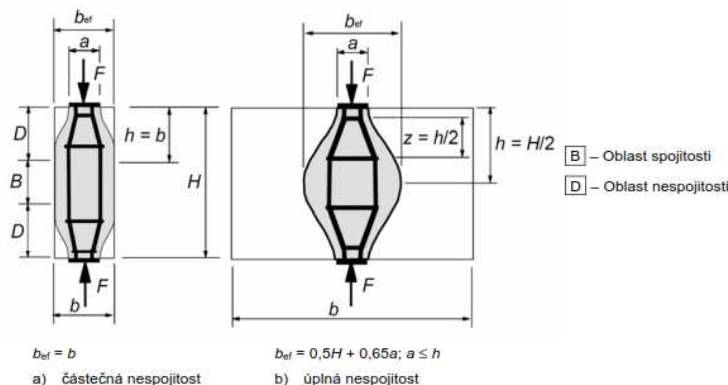
9.1. Uložení při betonáži

a) pro částečně nespojitě oblasti ($b \leq H/2$), viz obrázek 6.25 a):

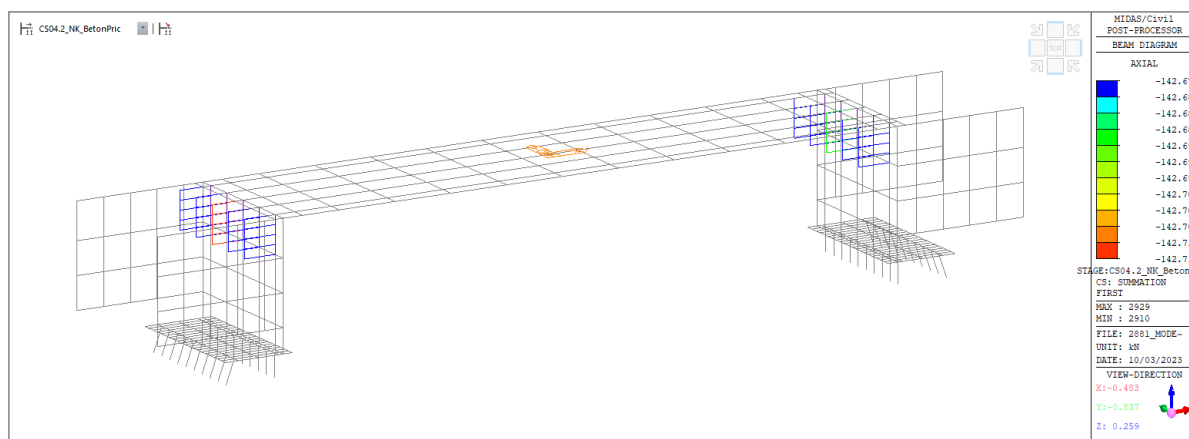
$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F_{Ed}$$

b) pro úplně nespojitě oblasti ($b \geq H/2$), viz obrázek 6.25 b):

$$T = 1/4(1 - 0,7 \frac{a}{h}) F_{Ed}$$



Obrázek 6.25 – Parametry pro určení příčných tahových sil v tlakovém poli s rozptýlenou výztuží



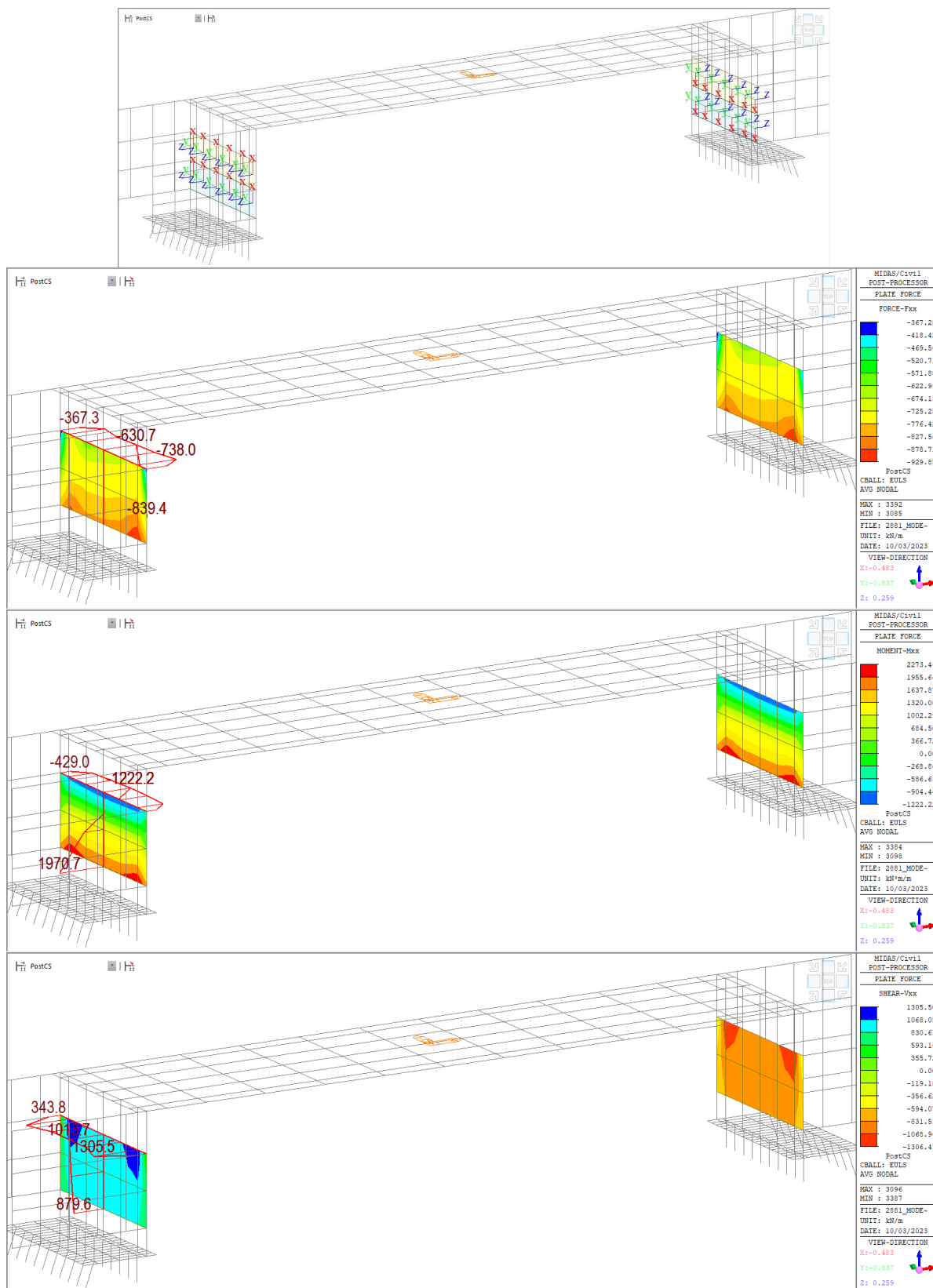
$a = 400$ mm
 $h = 600$ mm
 $F_{Ed} = 214.5$ kN

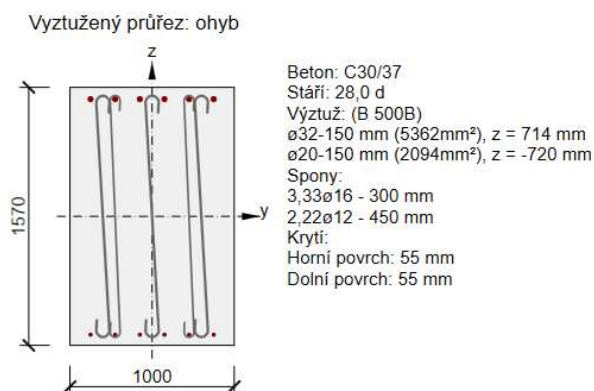
$T = 29$ kN
 $f_{vd} = 435$ MPa
 $A_{req} = 0.000066$ m²

mez kluzu
nutná plocha výztuže

Profil	12	16	20	25	28	32
Minimální počet	0.6	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1

9.2. Opěry

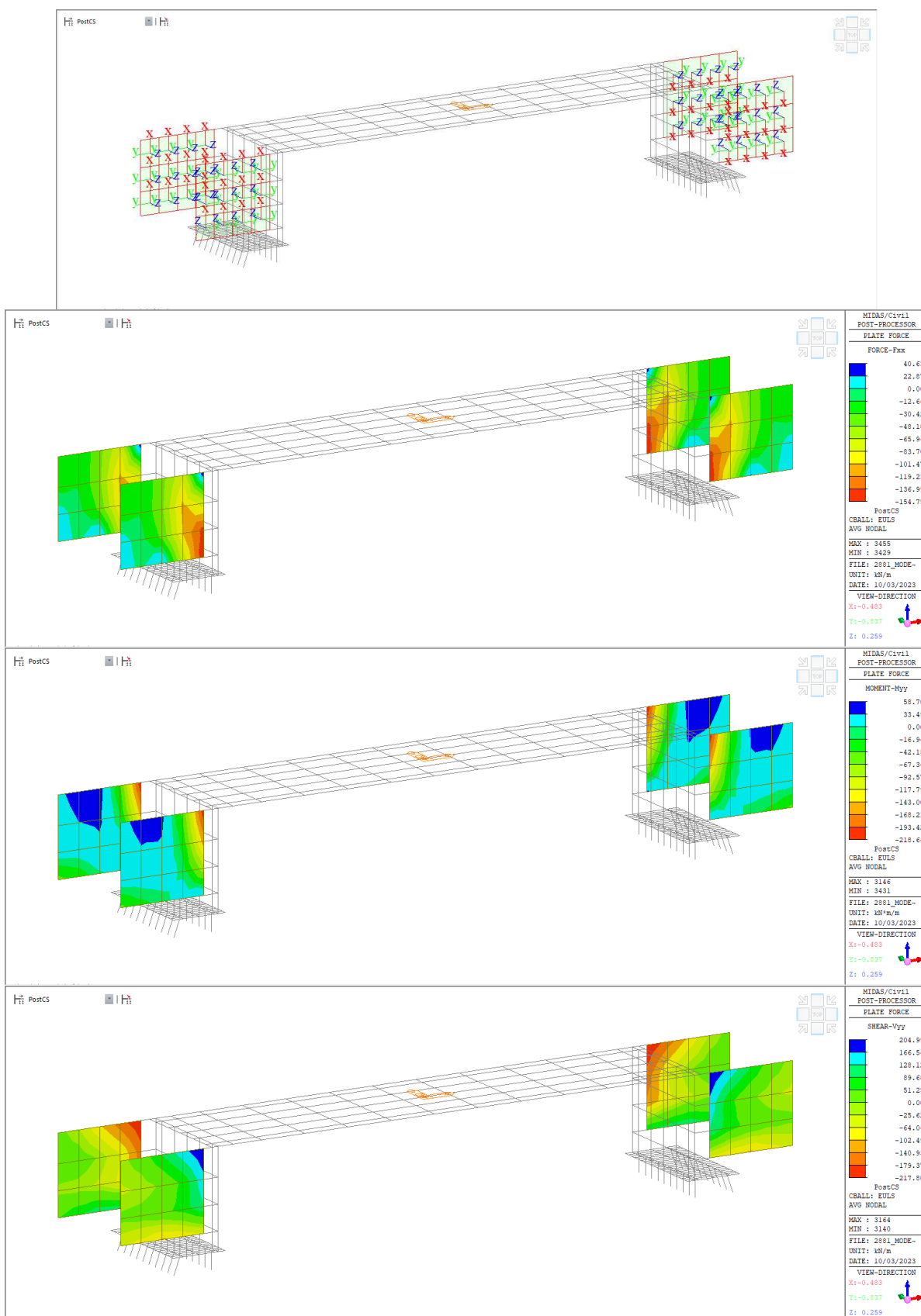


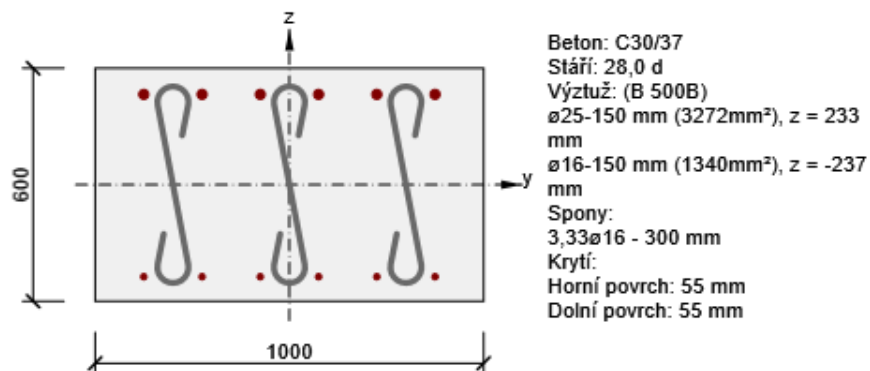


Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-300,0			1300,0	0,0	71,5	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-300,0	-1230,0	0,0			29,3	OK
Smyk	-300,0			1300,0	0,0	71,5	OK
Šířka trhliny	-300,0	-540,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

9.3. Křídla





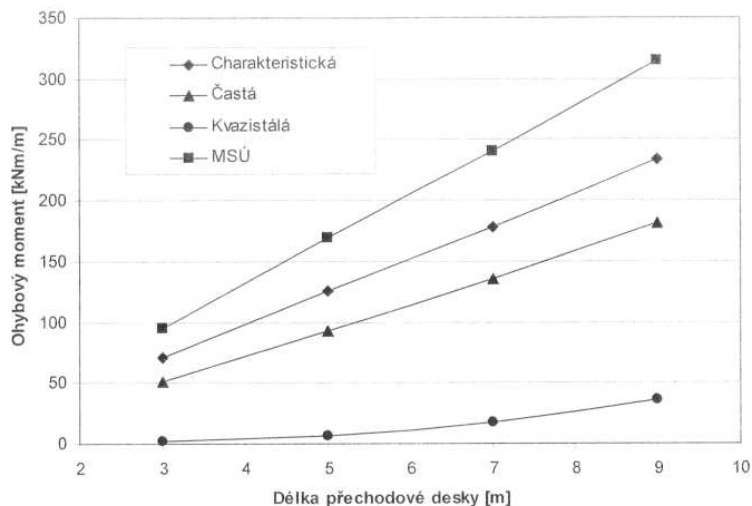
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	40,0			180,0	0,0	42,0	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	40,0	-190,0	0,0			27,6	OK
Smyk	40,0			180,0	0,0	42,0	OK
Interakce	40,0	-190,0	0,0	180,0	0,0	38,6	OK
Omezení napětí	10,0	-140,0	0,0			16,0	OK
Šířka trhliny	10,0	-140,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

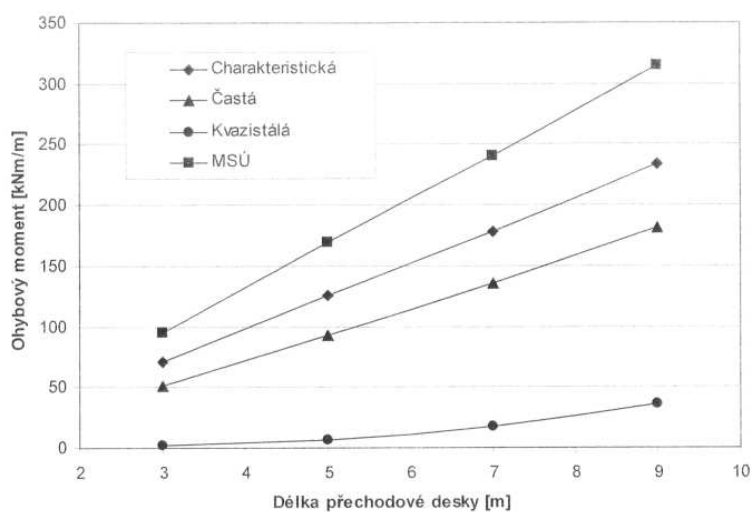
9.4. Přechodové desky

9.4.1. Vnitřní síly

Vnitřní síly určeny podle ČSN 73 6244: 7.4.4



Obrázek – Ohybové momenty

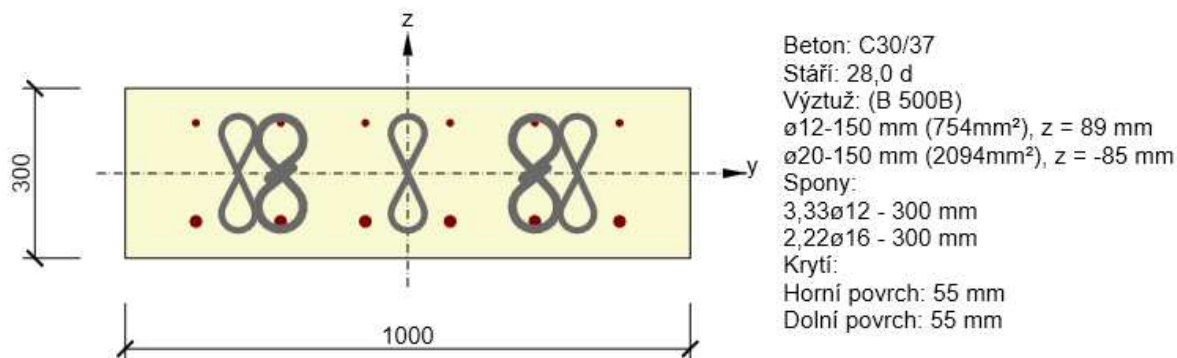


Obrázek – Posouvající síly

9.4.2. Posudek

Schéma vyztužení

Vyztužený průřez: R 3



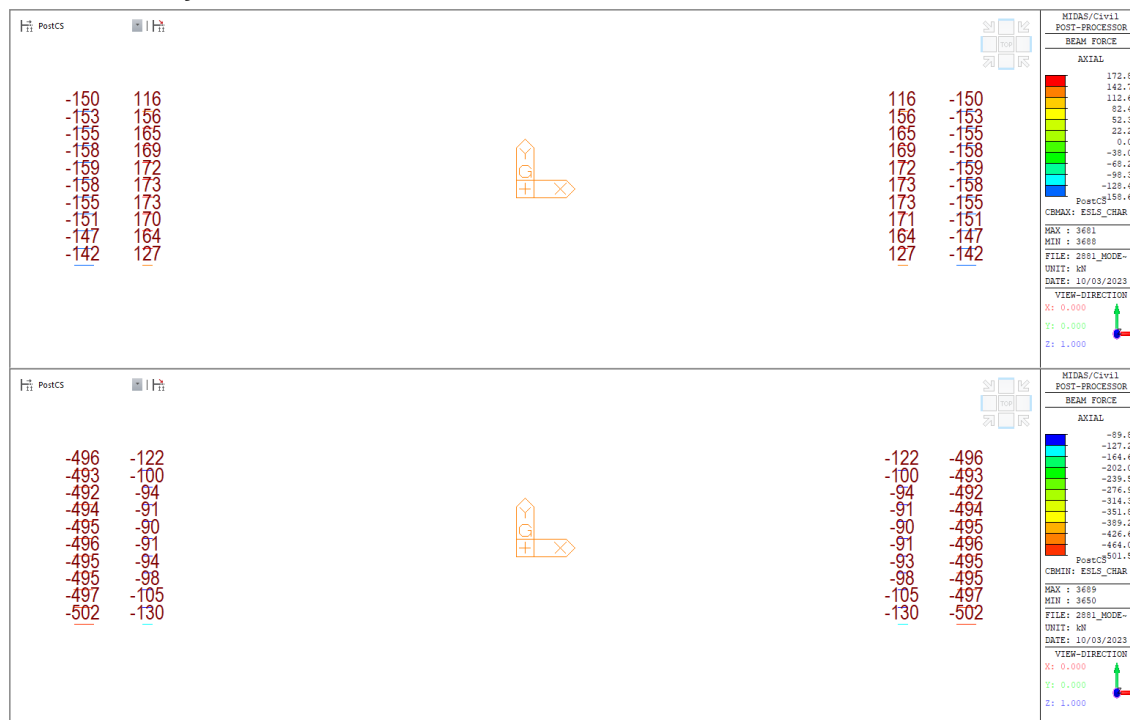
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	190,0	0,0			98,8	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	190,0	0,0			98,8	OK
Smyk	0,0			215,0	0,0	79,2	OK
Šířka trhliny	0,0	15,0	0,0			12,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

10. ZALOŽENÍ

Posouzení piloty bylo provedeno v programu Fine GEO5.

Vnitřní síly - ULS



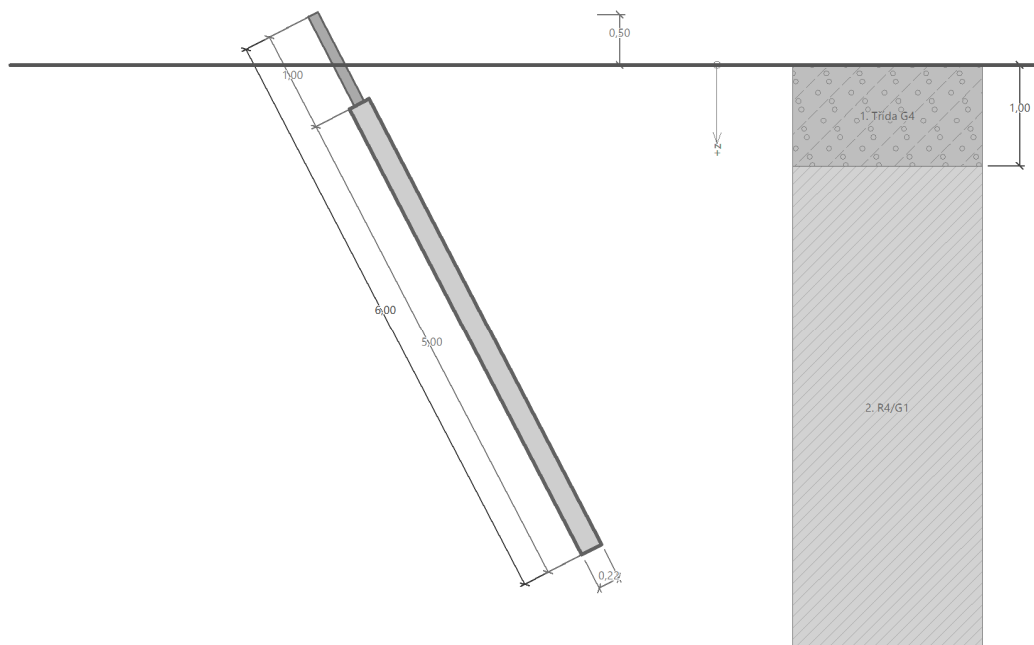
Normálová síla - Ax [kN] – Charakteristická kombinace



Normálová síla - Ax [kN] – ULS kombinace

Souhrn vnitřních sil

	Počet [ks]	Charakteristická		ULS	
		Maximum [kN]	Minimum [kN]	Maximum [kN]	Minimum [kN]
Přední řady - 20°	10	175.0	-130.0	370.0	-195.0
Zadní řady - 35°	10	160.0	-500.0	90.0	-705.0



— Průřez

TK 108 x 16

☒ Zadej svařovaný

☒ Zadej válcovaný

☐ Edituj

— Geometrie

Volná délka mikropiloty: $l = 2,00$ [m]

Délka kořene: $l_r = 4,00$ [m]

Průměr kořene: $d_r = 0,22$ [m]

Odklon mikropiloty od vvislice: $\alpha = 30,00$ [°]

Vysazení mikropiloty nad terén: $l_s = 0,50$ [m]

Výpočet Mikropiloty

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
 Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
 Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$

Mikropiloty

Metodika posouzení : mezní stavy
 Výpočet únosnosti dříku : geometrická (Eulerova) metoda
 Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1,25	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,40	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1,00	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1,50	[-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1,50	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1,50	[-]

Parametry zemin

Třída G4

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 32,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 19,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

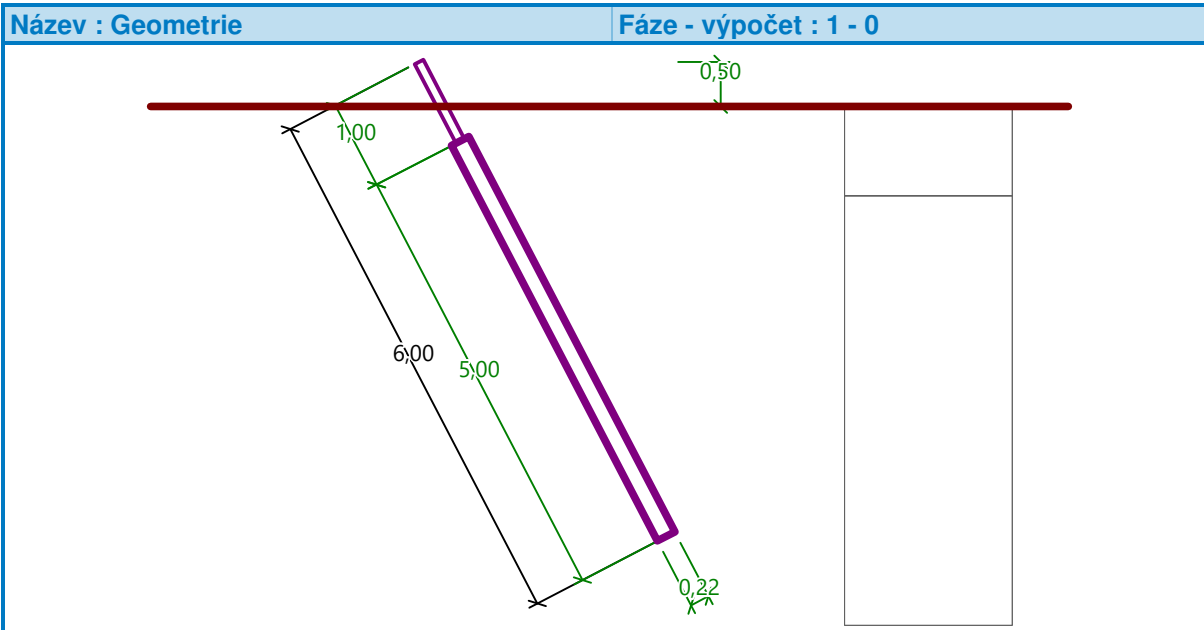
R4/G1

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 41,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Průměr = 108,0 mm
 Tloušťka stěny = 16,0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 1,00 \text{ m}$
 Délka kořene $l_r = 5,00 \text{ m}$
 Průměr kořene $d_r = 0,22 \text{ m}$
 Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 27,50^\circ$

Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0,50$ m


Materiál konstrukce

 Objemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³

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

Beton:

 Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 20,00$ MPa

 Modul pružnosti $E_{cm} = 29000,00$ MPa

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 510

 Mez kluzu $f_y = 355,00$ MPa

 Modul pružnosti $E = 210000,00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	0,00 .. 1,00	Třída G4	
2	-	1,00 .. ∞	R4/G1	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
	nové	změna			
1	Ano		Síla č. 1	705,00	0,00
2	Ano		Síla č. 2	-370,00	0,00

Posouzení čís. 1

Posouzení průřezu 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

Ve výpočtu uvažován vliv koroze

 Požadovaná životnost $t = 10$ [rok]

Typ zeminy: zeminy v přírodním uložení

 Korozní úbytek tloušťky $r_e = 0,1$ mm

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-vetknutí).

Modul reakce podloží $E_p = 10,00 \text{ MN/m}^3$ Spočtený počet půlvln $n = 1,11$ Vzpěrná délka $l_{cr} = 2,05 \text{ m}$ Kritická normálová síla $N_{crd} = 2575,25 \text{ kN}$ Maximální normálová síla $N_{max} = 705,00 \text{ kN}$ **Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE****Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:**

Průřez je nejvíce využit pro zatěžovací případ čí. 1

Plocha ideálního průřezu $A_i = 5,21 \text{E}+03 \text{ mm}^2$ Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 5,21 \text{E}+06 \text{ mm}^4$ Štíhlost prutu $\lambda = 64,756$ Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0,799$ Napětí v oceli $= 182,40 \text{ MPa}$ Výpočtová pevnost oceli $= 236,67 \text{ MPa}$ **Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE****Posouzení čí. 1****Posouzení kořene**

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0,83$ Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 600,00 \text{ kPa}$ **Posouzení tlačené mikropiloty**Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 1720,96 \text{ kN}$ Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 1147,31 \text{ kN}$ Maximální normálová síla $N_{max} = 705,00 \text{ kN}$ **Únosnost tlačené mikropiloty VYHOVUJE****Posouzení tažené mikropiloty**Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 1720,96 \text{ kN}$ Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 1147,31 \text{ kN}$ Maximální tahová síla $N_{max} = 370,00 \text{ kN}$ **Únosnost tažené mikropiloty VYHOVUJE****Svislá únosnost mikropiloty VYHOVUJE**

11. PŘÍSLUŠENSTVÍ

11.1. Deformační charakteristiky

Stálé zatížení - Byli vyhodnocené deformace od osazení ložisek (t_0) až do konce životnosti (t_{00}).

Proměnné zatížení - Rozsah hodnot rovnoměrné složky teploty podle ČSN EN 1991-1-5, Kapitola 6.1.3.3:

$$\Delta T = \Delta T_N + 10^\circ\text{C} \quad (\text{Poznámka 2})$$

$$\Delta T|_{10|_{N,exp}} \quad \Delta T_{N,con} = -36 + |10| = -46^\circ\text{C}$$

Stanovení podélné dilatace - Návrhové hodnoty zatížení v trvalých a dočasných návrhových situacích podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.1 vztah (6.10a) a (6.10b).

Součinitel γ pro jednotlivé zatěžovací stavy:

	$\gamma_{F,sub}$	$\gamma_{F,inf}$	Podle
VI. tíha	1.35	1.00	
Předpětí	1.00	1.00	
Dotvarování	1.35	1.00	TNI 73 6270: Kapitola 9.4.1
Smršťování	1.60	1.00	TNI 73 6270: Kapitola 9.4.1
Poklesy	1.20	1.00	
Doprava	1.35	0	
Teploty	1.35	0	ČSN EN 1337-1: Kapitola C.1

Tabulka – Součinitele γ

12. POUŽITÁ LITERATURA A PODKLADY

12.1. Normy

- [1] ČSN 73 6200 – Mostní názvosloví
- [2] ČSN 73 6201 – Navrhování mostních objektů
- [3] ČSN 73 6203 – Zatížení mostů
- [4] ČSN 73 6206 – Navrhování betonových a železobetonových mostů
- [5] ČSN 73 6221 – Prohlídky mostů pozemních komunikací
- [6] ČSN 73 6222 – Zatížitelnost mostů pozemních komunikací
- [7] ČSN 73 6242 – Navrhování vozovek na mostech pozemních komunikací
- [8] ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- [9] ČSN EN 1991-1-1 Zatížení stavebních konstrukcí
- [10] ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – zatížení mostů dopravou
- [11] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí - Obecná pravidla
- [12] ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí - Betonové mosty
- [13] ČSN EN 206 - Beton. Vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení
- [14] ČSN EN 13670 - Provádění betonových konstrukcí
- [15] ČSN ISO 13822 – Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení stávajících konstrukcí
- a další předpisy související

12.2. Popis užitých podkladů

- [16] Novák J. – Hořejší J.: Statika stavebních konstrukcí, SNTL Praha, 19733
- [17] Hořejší J. – Šafka J.: Statické tabulky, SNTL Praha, 1988
- [18] Vítek J.: Mostní stavby, SNTL Praha, 1989
- [19] Kolektiv autorů: Silniční a mostní stavby – texty, Sekurkon Praha, 1996
- [20] Kolektiv autorů: Pomůcka pro určování zatížitelnosti starších mostů, SVŠT Bratislava, 1989

12.3. Použitý software

- [21] MIDAS CIVIL 2017
- [22] MS Excel, MS Word
- [23] IDEA StatiCa
- [24] GEO 5

13. ZÁVĚR

13.1. Obecně

Navržené statické a konstrukční řešení je plně v souladu s platnými normami pro návrh konstrukcí (ČSN EN). Navržená konstrukce mostu vyhovuje na účinky zatížení všech rozhodujících zatížení. Posouzení na MSÚ a MSP je v souladu s evropskými normami. Konstrukce vyhovuje požadavkům pro zatížení mostů dopravou podle ČSN EN 1991-2 Změna Z3, tabulky NA.2.2. Rozměry, materiály, vyztužení nosných prvků bylo navrženo podle vypočtených návrhových veličin.

13.2. Poznámka ke statickému výpočtu

Statický výpočet byl vypracován v rozsahu požadovaného stupně projektové dokumentace. Byly provedeny posudky nosných konstrukcí. Dokument znázorňuje vyhodnocení hlavních částí, zbylé posudky jsou archivovány u zpracovatele.

13.3. Souhrn

Všechny prvky konstrukce byli navrženy a posouzeny podle platných norem. Navrhnutá konstrukce je stabilní a vyhovuje pro nejnepříznivější kombinaci vnitřních sil.

Statickým výpočtem bylo prokázáno splnění základních požadavků na stavbu – mechanické odolnosti a stabilita stavby. Dále jsou splněny podmínky spolehlivosti (tj. bezpečnosti, použitelnosti a trvanlivosti) stavby.

Nebere odpovědnost za další vypracované dokumenty, které jsme výslovně neodsouhlasili.



Vypracoval:

Ing. Ondřej Jetmar

Vysoké Mýto, 10/2023

Kontrola:

Ing. Jan Bursa