

STAVBA:

Oprava mostu v km 9,426
na trati Ejpovice - Chrást

OBJEDNATEL:



Správa železnic, státní organizace

Dlážděná 1003/7

110 00 Praha 1, Nové Město

PROJEKTANT:



Egneza s.r.o.

Kpt. Jaroše 35/20

434 01 Most

Účel PD: DSP/PDPS	ODP. PROJEKTANT	VYPRACOVAL	Datum:	03/2023
	ING. MICHAL BERNÁT	ING. PETR ŠEDIVÝ	Měřítko:	-
			Formát:	-
Egneza s.r.o., Kpt. Jaroše 35/20, 434 01 Most, tel.: 733 774 924, e-mail: bernat@egneza.cz			Zakázka:	18E79
OBJEKT: SO 01 Most v km 9,426			Část: D.1.1	Paré:
PŘÍLOHA: STATICKÝ VÝPOČET			Příloha: 7	

1	Technická zpráva statického výpočtu	4
1.1	Charakteristika mostu.....	4
1.1.1	Identifikační údaje.....	4
1.1.1.1	Stavba.....	4
1.1.1.2	Stavebník.....	4
1.1.1.3	Projektant	4
1.1.1.4	Identifikace mostu.....	4
1.1.2	Základní údaje o mostě	5
1.1.3	Popis konstrukce mostu	5
1.1.4	Materiály konstrukčních celků.....	5
1.1.4.1	Použité třídy betonů dle ČSN EN 206+A2	5
1.1.4.2	Betonářská výztuž	5
1.1.4.3	Konstrukční ocel	6
1.2	Popis statického výpočtu.....	6
1.2.1	Odezva konstrukce na zatížení.....	6
1.2.2	Prvky počítané a posuzované ve statickém výpočtu	6
1.3	Použité podklady, literatura a software	6
2	Přehledné schémata.....	7
2.1	Půdorys.....	7
2.2	Řezy.....	8
3	Zatížení	9
3.1	Stálá zatížení a vlivy	9
3.1.1	Vlastní tíha konstrukce (g_0).....	9
3.1.2	Ostatní stálé zatížení (g_1).....	9
3.1.3	Dotvarování a smršťování.....	9
3.1.4	Poklesy podpěr	9
3.2	Proměnná zatížení	9
3.2.1	Zatížení silniční dopravou.....	9
3.2.1.1	Svislé zatížení	10
3.2.2	Zatížení teplotou	10
3.2.3	Zatížení větrem	10
3.3	Kombinace zatížení.....	11
3.3.1	Kombinační pravidla.....	11
3.3.2	Součinitelé zatížení	12
3.3.3	Mezní stavy únosnosti.....	13
3.3.3.1	Trvalé a dočasné návrhové situace	13
3.3.3.2	Mimořádné návrhové situace	13
3.3.4	Mezní stavy použitelnosti	13
4	Výpočtové modely.....	14
4.1	Prutový roštový model	14
4.1.1	Popis výpočtového modelu	14

4.1.2	Geometrie modelu	14
4.1.3	Použité materiály	14
4.1.4	Stanovení tuhosti průřezů použitých ve výpočtovém modelu	15
4.1.4.1	Tuhost průřezů podélných nosníků roštového modelu	15
4.1.4.2	Tuhost průřezů příčných nosníků roštového modelu	17
5	Úložné prahy	17
5.1	Geometrie úložného prahu	17
5.2	Zatížení úložných prahů	18
5.2.1	Reakce od nosné konstrukce	18
5.2.2	Zatížení na jeden metr běžný úložného prahu	19
5.3	Posouzení úložných prahů	19
5.3.1	Posouzení betonu	19
5.3.2	Spára mezi úložnými a původními kamennými opěrami	20
5.3.3	Návrh betonářské výztuže	20
5.3.3.1	Podélná výztuž úložného prahu	20
5.3.3.2	Příčná výztuž úložného prahu	21
6	Nosná konstrukce	22
6.1	Materiálové charakteristiky	22
6.1.1	Konstrukční ocel	22
6.1.2	Betonářská výztuž	22
6.1.3	Beton	23
6.1.4	Desky ztraceného bednění	23
6.2	Zatřívání průřezů	24
6.3	Podélný směr konstrukce – posouzení za provozu	26
6.3.1	MSÚ - únosnost ocelobetonového průřezu ZBN pro normálové napětí	26
6.3.1.1	Stanovení vnitřních sil	26
6.3.1.2	Stanovení únosnosti posuzovaných průřezů	27
6.3.1.3	Ověření únosnosti posuzovaných průřezů	28
6.3.2	MSÚ - únosnost ocelobetonového průřezu ZBN pro smykové napětí	29
6.3.2.1	Stanovení vnitřních sil	29
6.3.2.2	Stanovení únosnosti posuzovaných průřezů	30
6.3.2.3	Ověření únosnosti posuzovaných průřezů	30
6.3.3	MSP - svislý průhyb v polovině rozpětí	31
6.3.3.1	Stanovení průhybů	31
6.3.3.2	Stanovení limitních průhybů	33
6.3.3.3	Ověření průhybů	33
6.4	Podélný směr konstrukce – posouzení při výstavbě	34
6.4.1	MSÚ - únosnost ocelového průřezu ZBN pro normálové napětí	34
6.4.1.1	Stanovení vnitřních sil	34
6.4.1.2	Stanovení únosnosti posuzovaných průřezů	34
6.4.1.3	Ověření únosnosti posuzovaných průřezů	35
6.4.2	MSÚ - únosnost ocelového průřezu ZBN pro smykové napětí	36

6.4.2.1	Stanovení vnitřních sil.....	36
6.4.2.2	Stanovení únosnosti posuzovaných průřezů.....	36
6.4.2.3	Ověření únosnosti posuzovaných průřezů.....	36
6.4.3	Desky ztraceného bednění	37
6.5	Příčný směr konstrukce	38
6.5.1	Stanovení vnitřních sil	38
6.5.2	Parametry posuzovaných průřezů a navržená výztuž	41
6.5.3	Mezní stav únosnosti – návrhová kombinace	41
6.5.4	Mezní stav použitelnosti – omezení napětí – charakteristická kombinace	42
6.5.5	Mezní stav použitelnosti – omezení trhlin – kvazistálá kombinace.....	42
6.5.6	Posouzení konstrukčních zásad dle ČSN EN 1992.....	43
6.5.7	Shrnutí.....	43
7	Závěr.....	44

1 Technická zpráva statického výpočtu

1.1 Charakteristika mostu

1.1.1 Identifikační údaje

1.1.1.1 Stavba

<i>Stavba</i>	Oprava mostu v km 9,426 na trati Ejpovice – Chrást
<i>Objekt</i>	SO 01 Most v km 9,426
<i>Katastrální území</i>	Chrást u Plzně
<i>Obec</i>	Chrást
<i>Kraj</i>	Plzeňský

1.1.1.2 Stavebník

<i>Název</i>	Správa železnic, státní organizace
<i>IČ</i>	70 99 42 34
<i>Adresa</i>	Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1, Nové Město

1.1.1.3 Projektant

<i>Název</i>	Egneza s.r.o.
<i>IČ</i>	072 74 564
<i>Adresa</i>	Kpt. Jaroše 35/20, 434 01 Most
<i>Osoby s autorizací</i>	Ing. Michal Bernát autorizovaný inženýr v oboru mosty a inž. konstrukce č. autorizace: 0301483
<i>Odpovědný projektant objektu</i>	Ing. Michal Bernát

1.1.1.4 Identifikace mostu

<i>Název mostu</i>	Most v km 9,426
<i>Stávající a nový vlastník objektu</i>	Česká republika, Správa železnic, státní organizace
<i>Správce trati</i>	Správa železnic, státní organizace, Oblastní ředitelství Plzeň
<i>Staničení objektu</i>	Km 9,426
<i>Traťový úsek</i>	TÚ 0271 Ejpovice (mimo) – Stupno (včetně) DÚ A1 žst. Chrást u Plzně
<i>Situování objektu v terénu</i>	Most se nachází v intravilánu obce Chrást
<i>Účel objektu</i>	Most převádí rampu a skladiště přes místní komunikaci (ulice Uhelná)

1.1.2 Základní údaje o mostě

<i>Druh nosné konstrukce</i>	Přímo pojížděná železobetonová deska s tuhou výztuží – zabetonované nosníky
<i>Popis spodní stavby včetně křídel</i>	Nové železobetonové úložné prahy, stávající dřívky opěr z kamenného zdiva založené plošně na základech z kamenného zdiva
<i>Počet mostních otvorů</i>	1
<i>Délka přemostění</i>	6,0 m
<i>Délka mostu</i>	9,5 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	8,0 m
<i>Rozpětí pole</i>	6,8 m
<i>Stavební výška</i>	0,44 m
<i>Volná výška pod mostem</i>	> 5 m
<i>Šikmost</i>	kolmý
<i>Úhel křížení</i>	90° (100 g)
<i>Šířka mostu</i>	11,9 m
<i>Uvažované zatížení</i>	Dle ČSN EN 1991-2, skupina pozemních komun. 2

1.1.3 Popis konstrukce mostu

Nosnou konstrukci tvoří přímo pojížděná monolitická železobetonová deska s tuhou výztuží – ocelové válcované nosníky výšky 0,30 m, osová vzdálenost nosníků v příčném směru mostu je navržena 0,625 m. Nosná konstrukce je provedena na šířku stávajících ponechávaných opěr a na opěry je uložena prostřednictvím nově zřízených železobetonových úložných prahů. Délka přemostění je 6,0 m, rozpětí nosné konstrukce 6,8 m, celková délka nosné konstrukce 8,0 m.

Otvory mezi novou nosnou konstrukcí pod nákladovou rampou a konstrukcí vedlejšího silničního mostu na jedné straně a železničního mostu na druhé straně jsou vyplněny ochrannými sítěmi osazenými do ocelových rámců připevněných k betonovým nosným konstrukcím mostů. Odvodnění mostu je zajištěno podélným střešovitým spádem horního povrchu nosné konstrukce mostu, prostřednictvím kterého bude srážková voda svedena mimo konstrukci mostu volně do terénu.

1.1.4 Materiály konstrukčních celků

Ve statickém výpočtu byly uvažovány následující materiály:

1.1.4.1 Použité třídy betonů dle ČSN EN 206+A2

Nosná konstrukce včetně zavěšených křídel **C30/37**

1.1.4.2 Betonářská výztuž

Ve všech částech konstrukce mostu bude použita betonářská výztuž **B500B**.

1.1.4.3 Konstrukční ocel

Výztužné nosníky

S355

1.2 Popis statického výpočtu

Cílem tohoto statického výpočtu je ověření dimenzí rozhodujících prvků mostu.

Ve statickém výpočtu jsou pro svoji obsáhlost uvedeny pouze základní vstupy a výsledky z výpočetních programů. Všechny podklady a podrobné vstupy a výsledky jsou archivovány u zpracovatele statického výpočtu.

1.2.1 Odezva konstrukce na zatížení

Zatížení na konstrukci mostu bylo uvažováno dle příslušných částí normy ČSN EN 1991 Zatížení konstrukcí.

Odezva konstrukce na zatížení byla určena pomocí výpočtového MKP modelu vytvořeného v programu MIDAS/Civil. Most byl modelován jako 3D prutový roštový model s finálním statickým systémem.

Ocelobetonová nosná konstrukce je uložena na opěry jako rozpěrák, tzn., že ve svislém směru působí jako prostý nosník.

1.2.2 Prvky počítané a posuzované ve statickém výpočtu

V rámci statického výpočtu byly počítány a posuzovány následující prvky:

- ŽB úložné prahy
- ocelobetonová nosná konstrukce

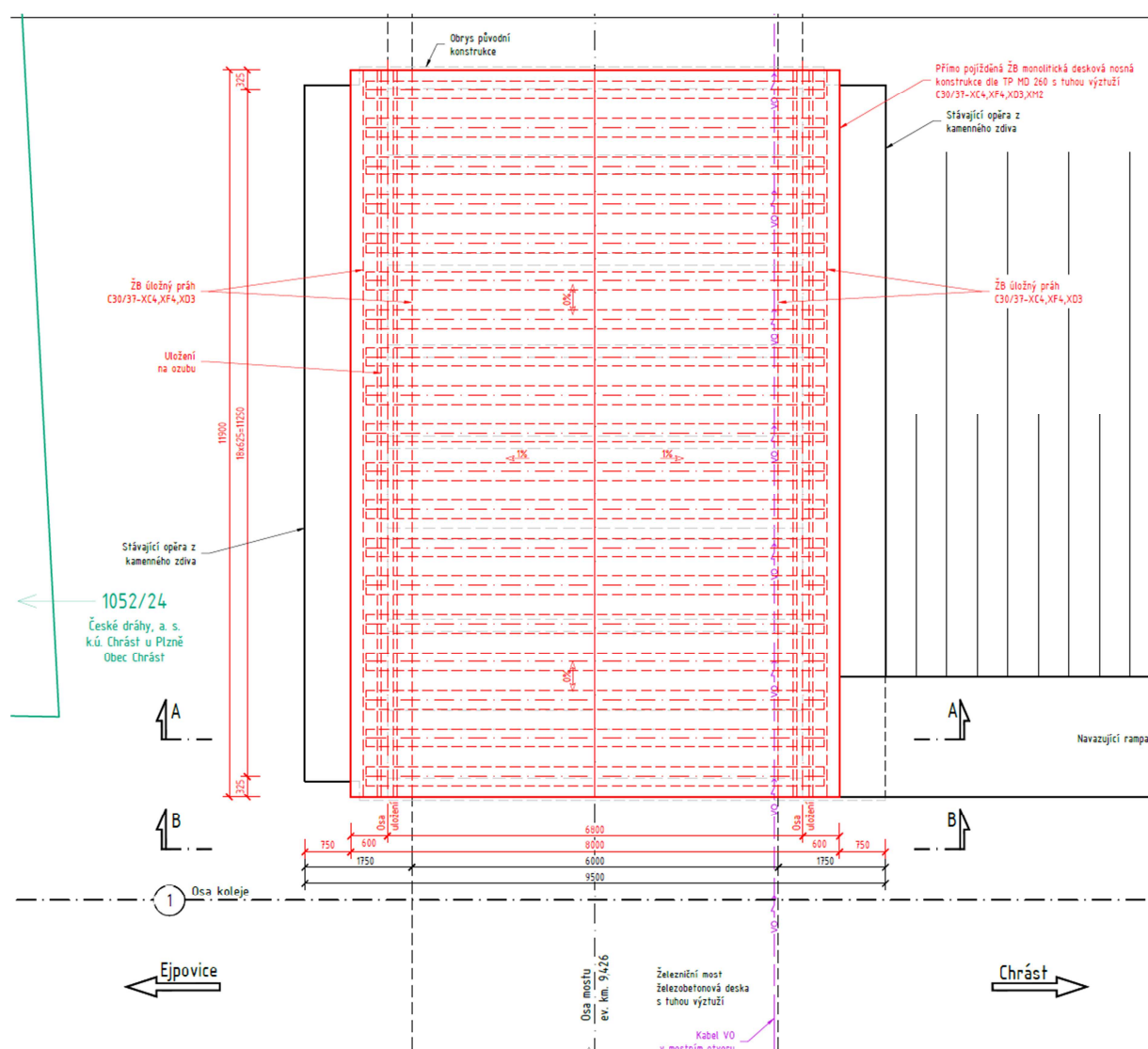
1.3 Použité podklady, literatura a software

- [1] ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991 Zatížení konstrukcí
- [3] ČSN EN 1992 Navrhování betonových konstrukcí
- [4] ČSN EN 1993 Navrhování ocelových konstrukcí
- [5] ČSN EN 1994 Navrhování ocelobetonových konstrukcí
- [6] ČSN EN 206+A2 Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [7] FIP Recommendations 1996, Practical Design of Structural Concrete
- [8] Designer's Guide to Eurocode I: Action on Bridges, Calgaro, Tschumi and Gulvanessian, Thomas Telford Publishing, London, 2010
- [9] Designer's Guide to EN 1992-2, Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 2: Concrete Bridges, Hendy and Smith, Thomas Telford Publishing, London, 2007
- [10] Designer's Guide to EN 1993-2, Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 2: Steel Bridges, Hendy and Murphy, Thomas Telford Publishing, London, 2007

- [11] Designer's Guide to EN 1994-2, Eurocode 4: Design of Steel and Composite Structures, Part 2: General Rules and Rules for Bridges, Hendy and Johnson, Thomas Telford Publishing, London, 2006
- [12] Mostní vzorový list MVL 511, České dráhy a.s., Nosné konstrukce železničních mostů se zabetonovanými ocelovými nosníky, 2005
- [13] SŽ S5/1 Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů, 03/2021
- [14] Betónové konštrukcie, Bilčík, Fillo, Benko, Halvonik, ES STU Bratislava, 2008
- [15] Navrhování betonových konstrukcí, Procházka a kol., ČBS, Praha 2005
- [16] Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika – TK 21 - Betonové mosty, Stráský, ČKAIT, Praha 2001
- [17] program MIDAS/Civil firmy MIDAS Information Technology Co.,Ltd

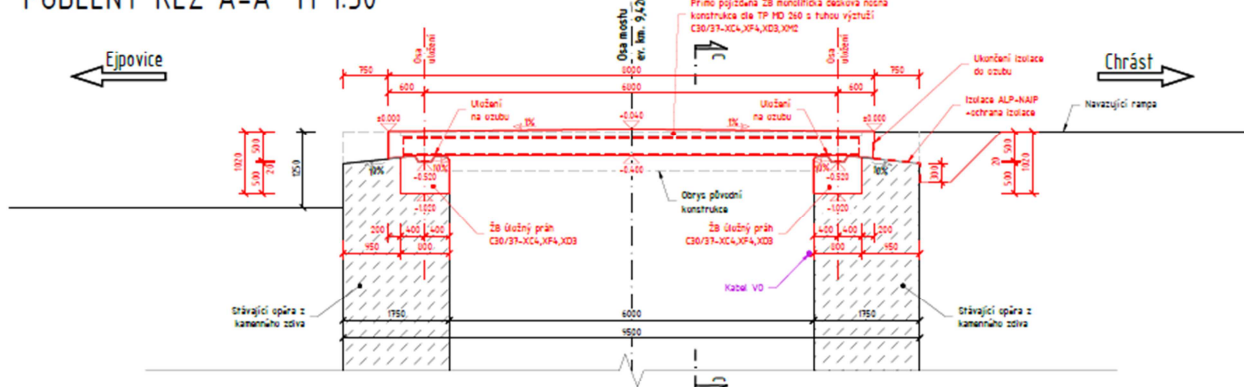
2 Přehledné schémata

2.1 Půdorys

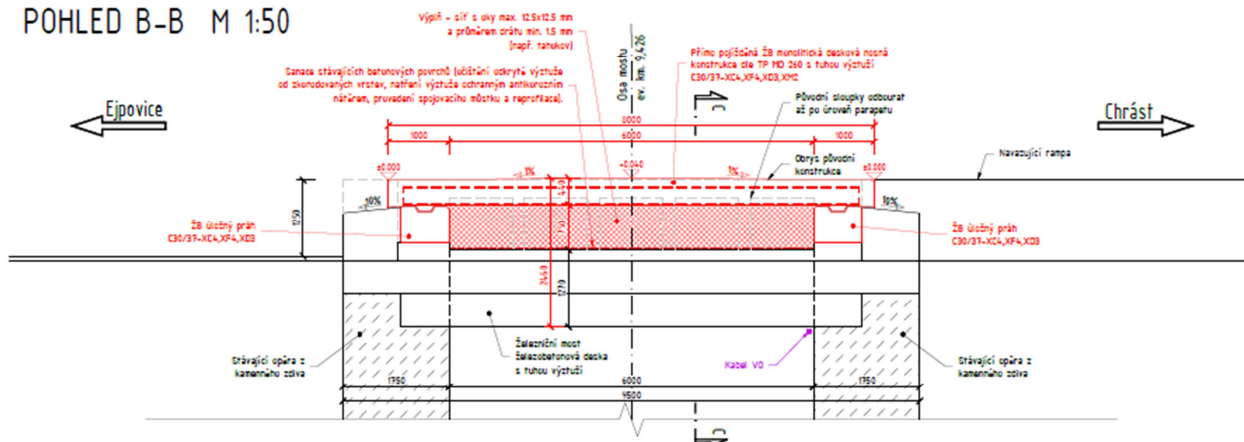


2.2 Řezy

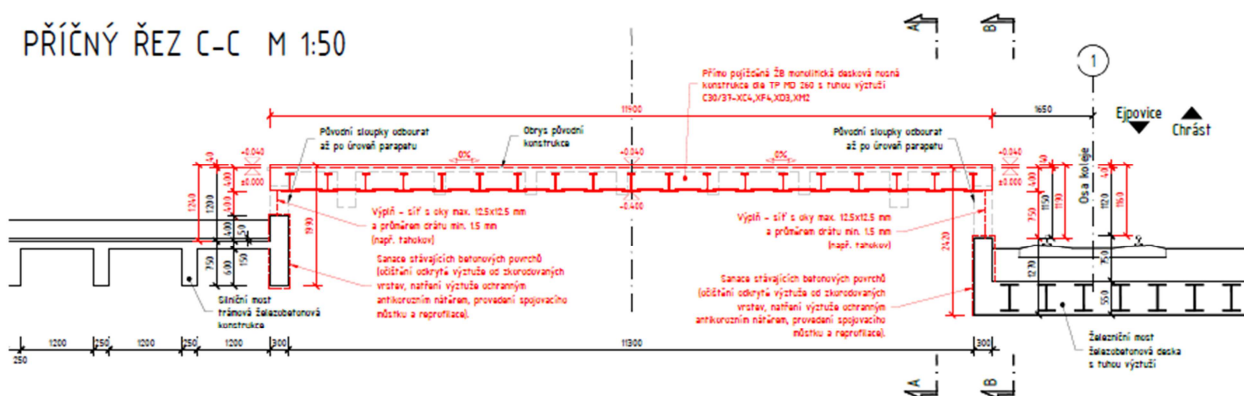
PODÉLNÝ ŘEZ A-A M 1:50



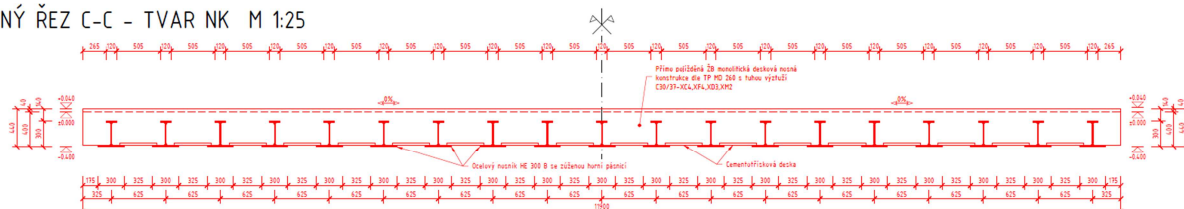
POHLED B-B M 1:50



PŘÍČNÝ ŘEZ C-C M 1:50



PŘÍČNÝ ŘEZ C-C - TVAR NK M 1:25



3 Zatížení

Zatížení na konstrukci mostu bylo uvažováno dle příslušných částí normy ČSN EN 1991 Zatížení konstrukcí.

3.1 Stálá zatížení a vlivy

3.1.1 Vlastní tíha konstrukce (g_0)

Objemová oceli $\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$
Objemová tíha $\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Vlastní tíha nosné konstrukce byla do modelu zadána jako spojitě rovnoměrné zatížení každého nosníku následovně:

Nosník	A_s m ²	b_c m	h_c m	A_c m ²	g_s kN/m	g_c kN/m	g_0 kN/m
krajní	0.0115	0.638	0.421	0.2686	0.9028	6.7150	7.62
vnitřní	0.0115	0.625	0.421	0.2631	0.9028	6.5781	7.48

3.1.2 Ostatní stálé zatížení (g_1)

Žádné nepůsobí.

3.1.3 Dotvarování a smršťování

Nebylo uvažováno – vzhledem k charakteru konstrukce a jejímu statickému schématu a působení je vliv tohoto zatížení zanedbatelný.

3.1.4 Poklesy podpěr

Nebyly uvažovány – vzhledem k charakteru konstrukce a jejímu statickému schématu a působení je vliv tohoto zatížení zanedbatelný.

3.2 Proměnná zatížení

3.2.1 Zatížení silniční dopravou

Zatížení silniční dopravou bylo uvažováno podle ČSN EN 1991-2, kap. 4, most byl z hlediska zatížení zařazen do skupiny 2 pozemních komunikací a nebylo uvažováno s výskytem zvláštního vozidla na mostě.

Vzhledem k charakteru konstrukce a jejímu statickému schématu a působení bylo uvažováno pouze svislé zatížení silniční dopravou, vliv ostatních zatížení je zanedbatelný.

Zatížení bylo umístěno na nosnou konstrukci do nejúčinnějších poloh pro vyvození extrémních účinků.

3.2.1.1 Svislé zatížení

LM1

pruhy á 3m + zbytek pro rovnoměrné
 dvojnáprava

rovnoměrné zatížení

kontaktní plocha

vzdálenost kol

vzdálenost náprav

$\alpha_Q Q_k$ na nápravu

$\alpha_q q_k$

$0.4 \cdot 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$

2.0 m

1.2 m

šířka vozovky

$w = 11.9 \text{ m}$

počet zat. pruhů

3

šířka zat. pruhu

3 m

šířka zbývající části

2.9 m

skupina komunikací (NA 2.12)

2

liniové zatížení LM1

pruh	α_Q	$\alpha_Q Q_k$ (kN)	α_q	$\alpha_q q_k$ (kN/m ²)	$\alpha_q q_k$ (kN/m)
1	0.8	240	0.45	4.05	12.15
2	0.8	160	1.6	4	12
3	0.8	80	1.6	4	12
x	-	0	1.6	4	0
zbytek	-	0	1.6	4	11.60
suma		480			47.75

LM2 pro mosty 3-7m délky a příčný směr

jedna náprava

$\beta_Q Q_{ak}$

zatížení

$Q_{ak} = 400 \text{ kN}$

$\beta_Q = 0.65$

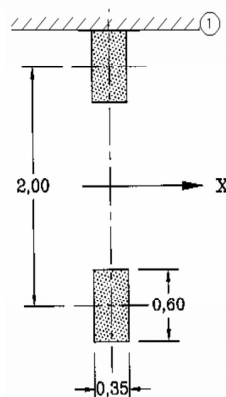
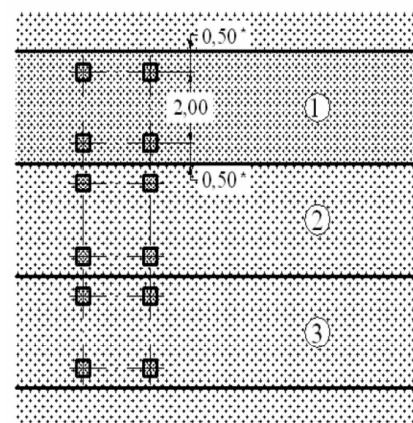
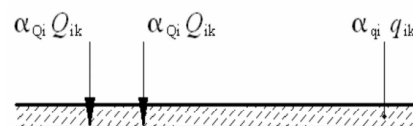
kontaktní plocha

$0.6 \cdot 0.35 = 0.21 \text{ m}^2$

vzdálenost kol

2.0 m

přídavný dynamický součinitel (u MZ) stejně jako u FLM3



3.2.2 Zatížení teplotou

Nebylo uvažováno – vzhledem k charakteru konstrukce a jejímu statickému schématu a působení je vliv tohoto zatížení zanedbatelný.

3.2.3 Zatížení větrem

Nebylo uvažováno – vzhledem k velikosti proměnného zatížení dopravou, charakteru konstrukce a jejímu statickému schématu a působení je vliv tohoto zatížení zanedbatelný.

3.3 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení byly uvažovány dle ČSN EN 1990.

3.3.1 Kombinační pravidla

Podle ČSN EN 1990, čl. A2.2.2

(2) Model zatížení 2 (nebo sestava zatížení gr1b) a osamělá síla $Q_{fw,k}$ (viz 5.3.2.2 v EN 1991-2) na lávkách pro chodce se nemusí kombinovat s dalším proměnným zatížením.

(3) Zatížení sněhem nebo větrem se nemusí kombinovat s:

- brzdnými a rozjezdovými silami nebo odstředivými silami nebo sestavou zatížení gr2;
- zatíženími na lávkách a cyklistických stezkách nebo sestavou zatížení gr3;
- zatížením davem lidí (model zatížení 4) nebo sestavou zatížení gr4.

POZNÁMKA Vhodná kombinační pravidla pro zvláštní vozidla (viz EN 1991-2, příloha A (informativní)), běžnou dopravu (zahnutou v modelech zatížení 1 a 2) a jiná proměnná zatížení mohou být doporučena v národní příloze nebo schválena pro konkrétní projekt. ^{NP11)}

(4) Zatížení sněhem se nemusí kombinovat s modelem zatížení 1 a 2 nebo se sestavami zatížení gr1 a gr2, pokud není stanoveno jinak s ohledem na zvláštní zeměpisné oblasti.

POZNÁMKA Zeměpisné oblasti, ve kterých může být potřebné v kombinacích zatížení uvažovat zatížení sněhem se sestavami zatížení gr1 a gr2, lze uvést v národní příloze. ^{NP12)}

(5) S modelem zatížení 1 (LM1) nebo sestavou zatížení gr1a se nemá kombinovat zatížení větrem vyšší, než je nižší z hodnot F_w^* nebo $\psi_0 F_{w,k}$.

POZNÁMKA Zatížení větrem viz EN 1991-1-4.

(6) Zatížení větrem a zatížení teplotou se nemusí uvažovat společně, pokud pro místní klimatické podmínky není stanoveno jinak.

POZNÁMKA V národní příloze nebo pro konkrétní projekt lze aplikovat různá pravidla pro uvažování současného působení zatížení větrem a zatížení teplotou v závislosti na klimatických podmínkách. ^{NP13)}

NA2.4 Článek A2.2.2 Kombinační pravidla pro mosty pozemních komunikací, odstavec (3)

Kombinační pravidla pro zvláštní vozidla vycházejí ze zatěžovacích modelů, které jsou uvedeny v ČSN EN 1991-2, NA2.16.

NA2.5 Článek A2.2.2 Kombinační pravidla pro mosty pozemních komunikací, odstavec (4)

S výjimkou zastřešených mostů pozemních komunikací se zatížení sněhem se sestavami zatížení gr1 a gr2 na území ČR nekombinuje.

NA2.6 Článek A2.2.2 Kombinační pravidla pro mosty pozemních komunikací, odstavec (6)

V ČR se současné působení zatížení větrem a zatížení teplotou neuvažuje, pokud to není v konkrétním projektu nezbytné.

3.3.2 Součinitelé zatížení

Podle ČSN EN 1990, tab. A2.1

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

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům $\alpha_{Q,i}$, $\alpha_{Q,j}$, $\alpha_{Q,r}$ a β_Q rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

²⁾ Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

³⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

POZNÁMKA 2 Pokud se pro některé mezní stavy použitelnosti betonových mostů národní příloha odkazuje na občasné kombinace zatížení, lze v ní definovat hodnoty $\psi_{1,infq}$. Doporučené hodnoty součinitelů $\psi_{1,infq}$ jsou:^{NP20)}

- 0,80 pro gr1a (LM1), gr1b (LM2), gr3 (zatížení chodci), gr4 (LM4, zatížení davem lidí) a T (zatížení teplotou);
- 0,60 pro $F_{w,k}$ v trvalých návrhových situacích;
- 1,00 v ostatních případech (tj. charakteristická hodnota se použije jako občasná hodnota).

3.3.3 Mezní stavy únosnosti

3.3.3.1 Trvalé a dočasné návrhové situace

Podle ČSN EN 1990, tab. A2.4 (B)

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10a))	$\gamma G_{j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma G_{j,inf} G_{k,j,inf}$	γ_{PP}		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma G_{j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma G_{j,inf} G_{k,j,inf}$	γ_{PP}	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

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

POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) je uvedena v národní příloze. V případě použití (6.10a) a (6.10b) může národní příloha upravit (6.10a) tak, že zahrnuje pouze stálá zatížení.^{NP27)}

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

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ ¹⁾

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

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

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

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

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

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

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

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

γ_P = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

¹⁾ Tyto hodnoty zahrnují: vlastní tíhu nosných a nenosných částí, kolejové lože, zeminu, podzemní vodu a volně tekoucí vodu, odstranitelné zatížení, apod.

²⁾ Tyto hodnoty zahrnují: proměnný vodorovný zemní tlak, podzemní vodu, volně tekoucí vodu a kolejové lože, zvýšení složky zemního tlaku od dopravy, aerodynamická zatížení od dopravy, zatížení větrem, teplotou apod.

³⁾ Pro zatížení železniční dopravou u sestav zatížení 26 a 27 lze součinitel $\gamma_Q = 1,20$ použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s SW/2 a součinitel $\gamma_Q = 1,45$ lze použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s modely zatížení 71, SW/0 a HSLM, apod.

POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty všech stálých zatížení z jednoho zdroje se násobí součinitelem $\gamma_{G,sup}$, pokud celkový výsledný účinek je nepříznivý a součinitelem $\gamma_{G,inf}$, pokud celkový výsledný účinek je příznivý. Např. všechna zatížení mající původ od vlastní tíhy konstrukce lze uvažovat jako pocházející z jednoho zdroje; toto lze použít i v případě, kdy se jedná o různé materiály. Nicméně viz A2.3.1(2).

POZNÁMKA 4 Pro zvláštní ověření lze hodnoty γ_G a γ_Q rozdělit na γ_P a γ_Q a na součinitel γ_{SD} zahrnující nejistoty modelování. Hodnota γ_{SD} je v oboru 1,0 – 1,15 a lze ji použít v nejobecnějších případech a také ji lze upravit v národní příloze.^{NP27)}

POZNÁMKA 5 Tam, kde zatížení vodou nejsou zahrnuta v EN 1997 (např. proudící voda), lze pro konkrétní projekt stanovit kombinace zatížení, které se mají použít.

3.3.3.2 Mimořádně návrhové situace

Mimořádně návrhové situace nebyly ve výpočtu uvažovány.

3.3.4 Mezní stavy použitelnosti

Podle ČSN EN 1990, tab. A2.6

Kombinace	Stálá zatížení G_d		Předpětí	Proměnná zatížení Q_d	
	Nepříznivá	Příznivá		Hlavní	Ostatní
Charakteristická	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Častá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

4 Výpočtové modely

4.1 Prutový roštový model

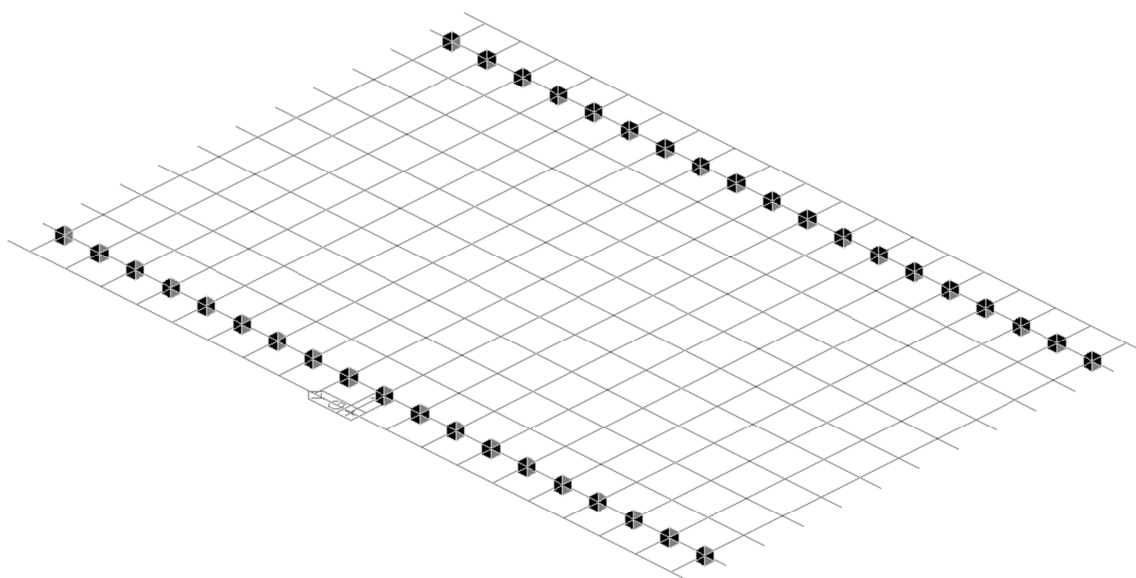
4.1.1 Popis výpočtového modelu

Odezva nosné konstrukce na zatížení byla určena pomocí výpočtového MKP modelu vytvořeného v programu MIDAS/Civil. Model zahrnuje pouze nosnou konstrukci. Ocelobetonová nosná konstrukce byla modelována jak roštová 3D prutová konstrukce s finálním statickým systémem, která je podepřena v místě uložení na ozub.

Svislé nahodilé zatížení dopravou je na tento model aplikováno pomocí modulu Moving Load Analysis programu MIDAS/Civil (automatický výběr nejnepríznivějších poloh zatížení z vyhodnocení příčkových čar).

Výpočtový model byl použit po určení vnitřních sil v rozhodujících průřezech konstrukce a deformací.

4.1.2 Geometrie modelu



obr. 1 Výpočtový model – drátový – axonometrie



obr. 2 Výpočtový model – příčný řez

4.1.3 Použité materiály

ID	Name	Type	Standard	Elasticity [kN/m ²]	Poisson	Thermal [1/[C]]	Density [kN/m ³]	Material Type
1	S355 nehm	Steel	None	2.10E+08	0.30	1.20E-05	0.00E+00	Isotropic
2	C30/37 crossbeam	Concrete	None	3.28E+07	0.20	1.00E-05	0.00E+00	Isotropic

4.1.4 Stanovení tuhosti průřezů použitých ve výpočtovém modelu

Pro stanovení odezvy konstrukce na zatížení byly v roštovém výpočtovém modelu uvažovány různé tuhosti průřezů v závislosti na uvažování působení betonu v tahu (včetně působení betonu v tahu, bez působení betonu v tahu) a délce působení zatížení (dlouhodobé a krátkodobé zatížení).

4.1.4.1 Tuhost průřezů podélných nosníků roštového modelu

Umístění		1/3 rozpětí		Popis
Nosník		krajní	vnitřní	
Zatížení		krátkodobé	krátkodobé	
Materiály				
Ocel		S355	S355	třída oceli
f_y	[MPa]	355	355	charakteristická mez kluzu
E	[MPa]	210 000	210 000	modul pružnosti
Beton		C30/37	C30/37	třída betonu
$f_{c,k}$	[MPa]	30	30	charakteristická pevnost v tlaku
$E_{c,sl}$	[MPa]	32 000	32 000	modul pružnosti pro krátkodobé / dlouhodobé zatížení
η_{sl}	[-]	6.6	6.6	pracovní součinitel pro krátkodobé / dlouhodobé zatížení
Ocelový výztužný nosník				
$t_{l,1}$	[mm]	19	19	tloušťka horní pásnice
$b_{l,1}$	[mm]	120	120	šířka horní pásnice
t_w	[mm]	11	11	tloušťka stěny
h_w	[mm]	262	262	výška stojiny
$t_{l,2}$	[mm]	19	19	tloušťka dolní pásnice
$b_{l,2}$	[mm]	300	300	výška dolní pásnice
h_{st}	[mm]	300	300	výška nosníku
A_{st}	[mm ²]	10 862	10 862	plocha průřezu
I_{st}	[mm ⁴]	152 996 599	152 996 599	moment setrvačnosti k ose y
S_{st}	[mm ³]	1 148 790	1 148 790	statický moment průřezu dolním vláknům
z_{st}	[mm]	105.8	105.8	souřadnice těžiště k dolním vláknům průřezu
Ocelobetonový průřez - vstupní hodnoty				
b_c	[mm]	638	625	spolupůsobící šířka betonu
$h-h_{sk}$	[mm]	129	129	tloušťka betonové desky nad horní pásnicí
h	[mm]	429	429	celková výška průřezu
h_c	[mm]	410	410	tloušťka betonové desky
Ocelobetonový průřez - průřezové charakteristiky bez působení betonu v tahu				
η_{sl}	[-]	6.6	6.6	pracovní součinitel pro krátkodobé / dlouhodobé zatížení
h	[mm]	429	429	celková výška průřezu
b_c	[mm]	638	625	spolupůsobící šířka betonu
A_{st}	[mm ²]	10 862	10 862	plocha průřezu ocelového nosníku
z_{st}	[mm]	105.8	105.8	souřadnice těžiště ocelového nosníku
$z_{q,el,2}$	[mm]	249.4	248.2	poloha neutrální osy
$h_{c,el,2}$	[mm]	179.6	180.8	tloušťka tláčeného betonu
$z_{l,1,dol}$	[mm]	148.0	148.0	vzdálenost dolních vláken horní pásnice od horního povrchu
$x_{st,el,2}$	[mm]	-143.6	-142.5	vzdálenost těžišť dílčích částí průřezu
$x_{c,el,2}$	[mm]	89.8	90.4	
I_{st}	[mm ⁴]	152 996 599	152 996 599	moment setrvačnosti ocelového nosníku
$I_{2,+}$	[mm ⁴]	563 769 054	559 926 665	moment setrvačnosti ocelobetonového průřezu
Ocelobetonový průřez - průřezové charakteristiky při spolupůsobení betonu v tahu				
η_{sl}	[-]	6.6	6.6	pracovní součinitel pro krátkodobé / dlouhodobé zatížení
h_c	[mm]	410	410	tloušťka betonové desky
b_c	[mm]	638	625	spolupůsobící šířka betonu
A_{st}	[mm ²]	10 862	10 862	plocha průřezu ocelového nosníku
z_{st}	[mm]	105.8	105.8	souřadnice těžiště ocelového nosníku
$t_{l,2}$	[mm]	19.0	19.0	tloušťka dolní pásnice
A_s	[mm ²]	0	0	
z_s	[mm]	0.0	0.0	
$z_{q,el,1}$	[mm]	198.6	198.2	poloha neutrální osy
$z_{l,1,dol}$	[mm]	148.0	148.0	vzdálenost dolních vláken horní pásnice od horního povrchu
$x_{st,el,1}$	[mm]	-92.8	-92.4	vzdálenost těžišť dílčích částí průřezu
$x_{s,el,1}$	[mm]	-198.6	-198.2	
$x_{c,el,1}$	[mm]	25.4	25.8	
I_{st}	[mm ⁴]	152 996 599	152 996 599	moment setrvačnosti ocelového nosníku
I_l	[mm ⁴]	827 381 170	815 537 477	moment setrvačnosti ocelobetonového průřezu
Momenty setrvačnosti pro stanovení deformací				
Zatížení		krátkodobé	krátkodobé	délka působení n zatížení
I_{st}	[mm ⁴]	152 996 599	152 996 599	ocelový průřez
I_l	[mm ⁴]	827 381 170	815 537 477	ideální ocelobetonový průřez včetně působení betonu v tahu
$I_{2,+}$	[mm ⁴]	563 769 054	559 926 665	ideální ocelobetonový průřez bez působení betonu v tahu
I_l	[mm ⁴]	695 575 112	687 732 071	fiktivní průřez pro stanovení deformací

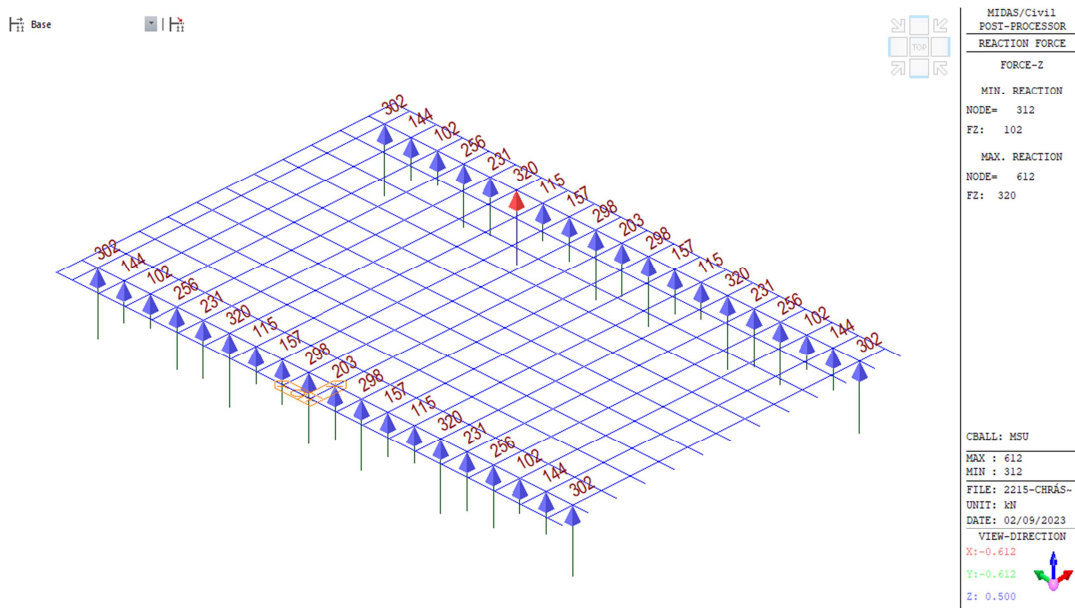
Umístění		1/3 rozpětí		Popis
Nosník od kraje		krajní	vnitřní	
Zatížení		dlouhodobé	dlouhodobé	
Materiály				
Ocel		S355	S355	třída oceli
f _y	[MPa]	355	355	charakteristická mez kluzu
E	[MPa]	210 000	210 000	modul pružnosti
Beton		C30/37	C30/37	třída betonu
f _{c,k}	[MPa]	30	30	charakteristická pevnost v tlaku
E _{c,s/l}	[MPa]	10 667	10 667	modul pružnosti pro krátkodobé / dlouhodobé zatížení
n _{s/l}	[-]	19.7	19.7	pracovní součinitel pro krátkodobé / dlouhodobé zatížení
Ocelový výztužný nosník				
t _{f,1}	[mm]	19	19	tloušťka horní pásnice
b _{f,1}	[mm]	120	120	šířka horní pásnice
t _w	[mm]	11	11	tloušťka stěny
h _w	[mm]	262	262	výška stojiny
t _{f,2}	[mm]	19	19	tloušťka dolní pásnice
b _{f,2}	[mm]	300	300	výška dolní pásnice
h _{st}	[mm]	300	300	výška nosníku
A _{st}	[mm ²]	10 862	10 862	plocha průřezu
I _{st}	[mm ⁴]	152 996 599	152 996 599	moment setrvačnosti k ose y
S _{st}	[mm ³]	1 148 790	1 148 790	statický moment průřezu dolním vláknům
Z _{st}	[mm]	105.8	105.8	souřadnice těžiště k dolním vláknům průřezu
Ocelobetonový průřez - vstupní hodnoty				
b _c	[mm]	638	625	spolupůsobící šířka betonu
h-h _{sk}	[mm]	129	129	tloušťka betonové desky nad horní pásnicí
h	[mm]	429	429	celková výška průřezu
h _c	[mm]	410	410	tloušťka betonové desky
Ocelobetonový průřez - průřezové charakteristiky bez působení betonu v tahu				
n _{s/l}	[-]	19.7	19.7	pracovní součinitel pro krátkodobé / dlouhodobé zatížení
h	[mm]	429	429	celková výška průřezu
b _c	[mm]	638	625	spolupůsobící šířka betonu
A _{st}	[mm ²]	10 862	10 862	plocha průřezu ocelového nosníku
Z _{st}	[mm]	105.8	105.8	souřadnice těžiště ocelového nosníku
Z _{q,el.2}	[mm]	190.5	189.5	poloha neutrálné osy
h _{c,el2}	[mm]	238.5	239.5	tloušťka tláčeného betonu
Z _{f,1,dol}	[mm]	148.0	148.0	vzdálenost dolních vláken horní pásnice od horního povrchu
X _{st,el.2}	[mm]	-84.8	-83.8	vzdálenost těžišť dílčích částí průřezu
X _{c,el.2}	[mm]	119.2	119.7	
I _{st}	[mm ⁴]	152 996 599	152 996 599	moment setrvačnosti ocelového nosníku
I _{2,+}	[mm ⁴]	377 443 968	374 442 070	moment setrvačnosti ocelobetonového průřezu
Ocelobetonový průřez - průřezové charakteristiky při spolupůsobení betonu v tahu				
n _{s/l}	[-]	19.7	19.7	pracovní součinitel pro krátkodobé / dlouhodobé zatížení
h _c	[mm]	410	410	tloušťka betonové desky
b _c	[mm]	638	625	spolupůsobící šířka betonu
A _{st}	[mm ²]	10 862	10 862	plocha průřezu ocelového nosníku
Z _{st}	[mm]	105.8	105.8	souřadnice těžiště ocelového nosníku
t _{f,2}	[mm]	19.0	19.0	tloušťka dolní pásnice
A _s	[mm ²]	0	0	poloha neutrálné osy
Z _s	[mm]	0.0	0.0	
Z _{q,el.1}	[mm]	170.8	170.2	vzdálenost dolních vláken horní pásnice od horního povrchu
Z _{f,1,dol}	[mm]	148.0	148.0	
X _{st,el.1}	[mm]	-65.0	-64.4	vzdálenost těžišť dílčích částí průřezu
X _{s,el.1}	[mm]	-170.8	-170.2	
X _{c,el.1}	[mm]	53.2	53.8	moment setrvačnosti ocelového nosníku
I _{st}	[mm ⁴]	152 996 599	152 996 599	
I ₁	[mm ⁴]	422 527 295	417 962 749	moment setrvačnosti ocelobetonového průřezu
Momenty setrvačnosti pro stanovení deformací				
Zatížení		dlouhodobé	dlouhodobé	délka působení nzatížení
I _{st}	[mm ⁴]	152 996 599	152 996 599	ocelový průřez
I ₁	[mm ⁴]	422 527 295	417 962 749	ideální ocelobetonový průřez včetně působení betonu v tahu
I _{2,+}	[mm ⁴]	377 443 968	374 442 070	ideální ocelobetonový průřez bez působení betonu v tahu
I _i	[mm ⁴]	399 985 631	396 202 410	fiktivní průřez pro stanovení deformací

5.2 Zatížení úložných prahů

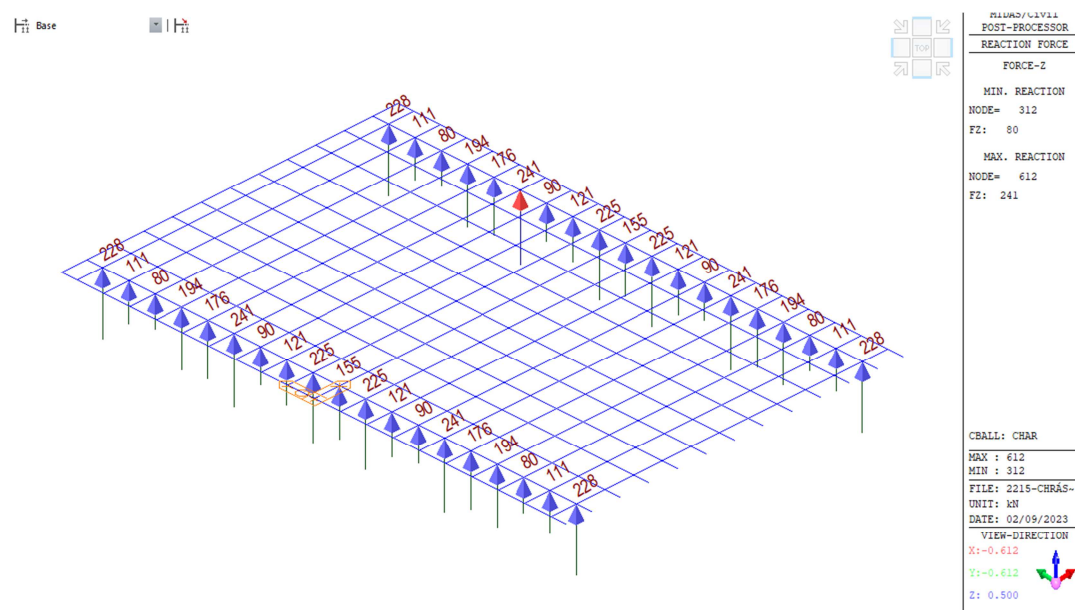
5.2.1 Reakce od nosné konstrukce

Svislé reakce od nosné konstrukce (pod jednotlivými nosníky) byly určeny z výpočtového modelu následovně:

- $R_{MSÚ, \text{nosník}} = 320 \text{ kN}$ (tlak)
- $R_{CHAR, \text{nosník}} = 241 \text{ kN}$ (tlak)



obr. 4 Maximální reakce od návrhové kombinace zatížení



obr. 5 Maximální reakce od charakteristické kombinace zatížení

5.2.2 Zatížení na jeden metr běžný úložného prahu

Zat. úl. prahu	$R_{MSÚ}$ [kN]	R_{CHAR} [kN]	b_{roznos} [m]	$R'_{MSÚ}$ [kN/m]	R'_{CHAR} [kN/m]
R_{svis}	320.0	240.0	0.625	512	384

5.3 Posouzení úložných prahů

5.3.1 Posouzení betonu

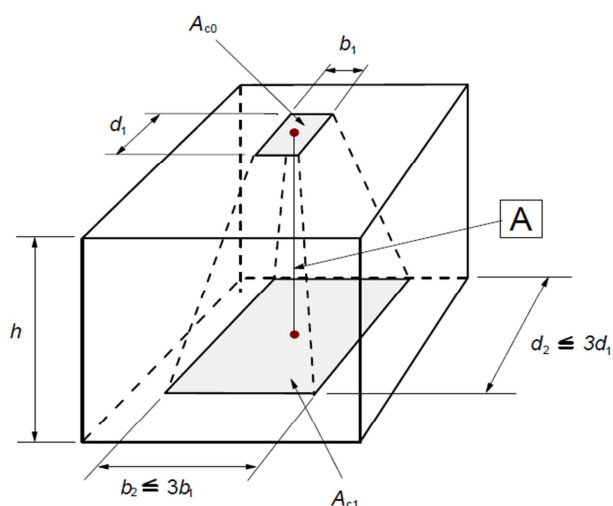
Výpočet napětí v betonu

- zatížená plocha $A_{c0} = 0,2 \cdot 1,0 = 0,2 \text{ m}^2$
- roznášecí plocha $A_{c1} = 3 \cdot 0,2 \cdot 1,0 = 0,6 \text{ m}^2$
- napětí v betonu – zatížená plocha $\sigma_{c0} = 0,001 \cdot 512 / 0,2 = \mathbf{2,560 \text{ MPa}}$
- napětí v betonu – roznášecí plocha $\sigma_{c1} = 0,001 \cdot 512 / 0,6 = \mathbf{0,853 \text{ MPa}}$

Posouzení betonu pod ozubem NK

- dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.7

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$



Obrázek 1– Návrhové roznášení pro místně zatížené plochy

\boxed{A} - osa zatížení

$$h \geq (b_2 - b_1) \text{ a } h \geq (d_2 - d_1)$$

beton		C30/37	třída betonu
f_{ck}	MPa	30	charakteristická pevnost betonu v tlaku
γ_c		1.5	součinitel materiálu pro beton
α_{cc}	-	0.90	dílní součinitel bezpečnosti
f_{cd}	MPa	18.0	návrhová pevnost betonu v tlaku
A_{c0}	m ²	0.2000	zatížená plocha
A_{c1}	m ²	0.6000	roznášecí plocha
$\min(\sqrt{A_{c1}/A_{c0}}; 3)$		1.732	součinitel pevnosti betonu v soustř. tlaku
F_{Ed}	kN	512	soustředěná síla od zatížení
F_{Rdu}	kN	6235	soustředěná síla na mezi únosnosti
$F_{Ed} \leq F_{Rdu}$		OK	posouzení
F_{Ed} / F_{Rdu}		0.082	využití průřezu

5.3.2 Spára mezi úložnými a původními kamennými opěrami

$$\sigma_{Ed} = 0,853 \text{ MPa} \quad (\text{viz předchozí kapitolu})$$

$$f_b = 20,0 \text{ MPa} \quad (\text{odhadnuto – minimální hodnota})$$

$$f_m = 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{odhadnuto – minimální hodnota})$$

$$K = 0,35 \quad (\text{dle [13], hrubé klopáky})$$

$$\alpha = 0,7 \quad (\text{dle [13]})$$

$$\beta = 0,3 \quad (\text{dle [13]})$$

$$\gamma_M = 2,0 \quad (\text{dle [13]})$$

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta = 0,35 \cdot 20^{0,7} \cdot 0,4^{0,3} = 2,165 \text{ MPa}$$

$$f_d = f_k / \gamma_M = 2,165 / 2,0 = \underline{1,083 \text{ MPa}}$$

$$\underline{\sigma_{Ed} = 0,853 \text{ MPa} \leq f_d = 1,083 \text{ MPa}}$$

... spára při posouzení na tlak vyhoví

5.3.3 Návrh betonářské výztuže

5.3.3.1 Podélná výztuž úložného prahu

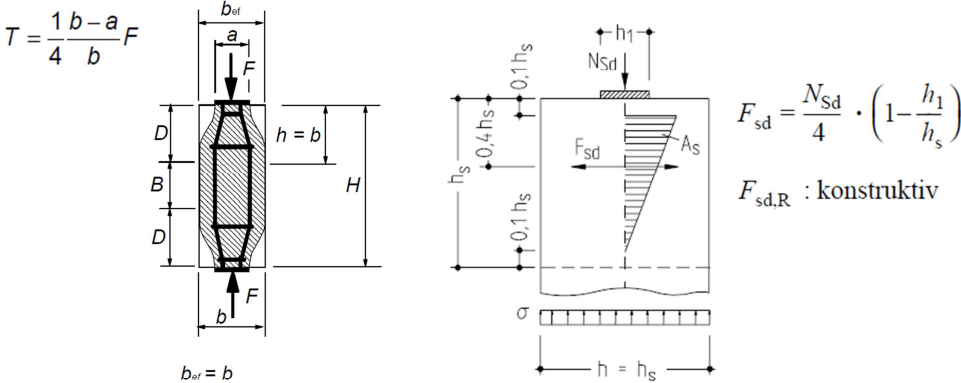
Vzhledem ke skutečnosti, že podepření i zatížení úložného prahu v jeho podélném směru (příčný směr mostu) je liniové, je podélná výztuž navržena na minimální stupeň vyztužení dle ČSN EN 1992, kap. 9.

Prvek	Úl. práh	Popis
Průřez		
b_t	mm	800 průměrná šířka tahové oblasti průřezu
h	mm	600 výška průřezu
Materiály a součinitele		
beton		C30/37 třída betonu
f_{ck}	MPa	30 charakteristická pevnost betonu v tlaku
f_{ctm}	MPa	2.9 průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu
f_{yk}	MPa	500 mez kluzu betonářské výztuže
Nosná výztuž		
$\emptyset_{s,t}$	mm	16 průměr prutů tahové betonářské výztuže
$n_{s,t}$	ks	4 počet prutů tahové betonářské výztuže
$A_{s,t}$	mm ²	804 plocha tahové betonářské výztuže
d_1	mm	75 vzdálenost těžiště tahové betonářské výztuže k taženým vláknům
d	mm	525 vzdálenost těžiště tahové betonářské výztuže k tlačným vláknům
Minimální plocha nosné výztuže dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 9.2.1.1		
$A_{s,t}$	mm ²	804 plocha tahové výztuže
$A_{s,t,min}$	mm ²	633 minimální plocha tahové výztuže
$A_{s,t,min} \leq A_{s,t}$		OK posouzení

5.3.3.2 Příčná výztuž úložného prahu

Výztuž v roznášecí oblasti dle EN 1992

- dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.5.3



F_{Ed}	kN	512	svíslá síla
výztuž		B500B	třída výztuže
f_{yk}	MPa	500	mez kluzu betonářské výztuže
γ_s	-	1.667	součinitel materiálu pro výztuž
f_{yd}	MPa	300	návrhová hodnota napětí v betonářské výztuži
a	m	0.200	zatížená délka
b	m	0.800	roznášecí délka
T	kN	96	síla v příčné výztuži
$A_{s,T}$	mm ²	320	plocha výztuže v roznášecí oblasti

Výztuž dle dřívější ČSN 73 6206

Pro úplnost byla výztuž úložného prahu určena i podle dřívější ČSN 73 6206. Při výpočtu byla v souladu s teorií dovolených namáhání uvažována charakteristická kombinace zatížení.

Zatížení		Charakteristické
Svíslá reakce max.	Rz (kN)	384
šířka ložiska	c (mm)	200
výška úložného prahu	v (mm)	500
šířka úložného prahu	b (mm)	800
třída betonu		C 30/37
značka výztuže		10 505 R

dovolené ocel v tahu	$\sigma_{a\text{ dov}}$ (MPa)	280.0
poměr c/b	c/b	0.250
koefficient příčných tahů	Bs	0.375
koefficient tření v ložisku	v	0.00

Nutná výzt. v horním pruhu	F_{an}^h (mm ²)	0
výška horního pruhu 0,2*v	h^h (mm)	100

Nutná výzt. ve středním pruhu	F_{an}^s (mm ²)	309
výška středního pruhu 0,4*v	h^s (mm)	200

Nutná výzt. v dolním pruhu	F_{an}^d (mm ²)	206
výška dolního pruhu 0,4*v	h^d (mm)	200

Statický výpočet

6 Nosná konstrukce

6.1 Materiálové charakteristiky

• materiál ZBN

- nosník
- beton
- nosník

S355 válcovaný
C30/37
B500B

6.1.1 Konstrukční ocel

- nosník
- ocel

válcovaný
S355 J2+N
t ≤ 40 mm

• tloušťka materiálu

- mez kluzu charakteristická
- mez kluzu návrhová, pro základní kombinaci zatížení
- mez kluzu návrhová, pro mimořádnou kombinaci zatížení
- mez pevnosti charakteristická
- mez pevnosti návrhová, pro základní kombinaci zatížení
- mez pevnosti návrhová, pro mimořádnou kombinaci zatížení

$Y_{m,0,st} = 1.10$
 $Y_{m,0,st} = 1.00$
 $Y_{m,0,st} = 1.10$
 $Y_{m,0,st} = 1.00$

$f_{y,st,k} = 355.0 \text{ MPa}$
 $f_{y,st,d} = 322.7 \text{ MPa}$
 $f_{y,st,d} = 355.0 \text{ MPa}$
 $f_{u,st,k} = 510.0 \text{ MPa}$
 $f_{y,st,d} = 463.6 \text{ MPa}$
 $f_{y,st,d} = 510.0 \text{ MPa}$

• tloušťka materiálu

t > 40 mm

- mez kluzu charakteristická
- mez kluzu návrhová, pro základní kombinaci zatížení
- mez kluzu návrhová, pro mimořádnou kombinaci zatížení
- mez pevnosti charakteristická
- mez pevnosti návrhová, pro základní kombinaci zatížení
- mez pevnosti návrhová, pro mimořádnou kombinaci zatížení

$Y_{m,0,st} = 1.10$
 $Y_{m,0,st} = 1.00$
 $Y_{m,0,st} = 1.10$
 $Y_{m,0,st} = 1.00$

$f_{y,st,k} = 335.0 \text{ MPa}$
 $f_{y,st,d} = 304.5 \text{ MPa}$
 $f_{y,st,d} = 335.0 \text{ MPa}$
 $f_{u,st,k} = 490.0 \text{ MPa}$
 $f_{y,st,d} = 445.5 \text{ MPa}$
 $f_{y,st,d} = 490.0 \text{ MPa}$

• obecně

- modul pružnosti v tahu a tlaku
- modul pružnosti ve smyku
- součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel)
- součinitel tepelné roztažnosti
- objemová tíha

$E_{st} = 210\,000 \text{ MPa}$
 $G_{st} = 81\,000 \text{ MPa}$
 $\nu_{st} = 0.3$
 $\alpha_{st} = 1.20E-05 \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
 $\rho_{st} = 78.5 \text{ kN/m}^3$

6.1.2 Betonářská výztuž

• výztuž

B500B

- mez kluzu charakteristická
- mez kluzu návrhová, pro základní kombinaci zatížení
- mez kluzu návrhová, pro mimořádnou kombinaci zatížení
- modul pružnosti v tahu a tlaku
- součinitel délkové tepelné roztažnosti
- objemová tíha

$Y_{m,0,s} = 1.15$
 $Y_{m,0,s} = 1.00$

$f_{y,s,k} = 500.0 \text{ MPa}$
 $f_{y,s,d} = 434.8 \text{ MPa}$
 $f_{y,s,d} = 500.0 \text{ MPa}$
 $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$
 $\alpha_s = 1.20E-05 \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
 $\rho_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$

6.1.3 Beton

• beton

- pevnost v tlaku charakteristická
- redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku
- pevnost v tlaku návrhová, pro základní kombinaci zatížení
- pevnost v tlaku návrhová, pro mimořádnou kombinaci zatížení
- pevnost v tahu, střední hodnota
- modul pružnosti pro krátkodobé zatížení
- pracovní součinitel pro krátkodobé zatížení
- součinitel vlivu smršťování a dotvarování betonu
- modul pružnosti pro dlouhodobé zatížení
- pracovní součinitel pro dlouhodobé zatížení
- součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel)
 - pro beton nenarušený thlinami
 - pro beton narušený thlinami
- součinitel délkové tepelné roztažnosti
- objemová tíha

C30/37

XC3, XD1, XF2

$$\gamma_{m,0,c} = 1.50$$

$$\gamma_{m,0,c} = 1.30$$

$$f_{c,k} = 30.0 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 0.85$$

$$f_{c,d} = 17.0 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 19.6 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$E_{c,s} = 32\,000 \text{ MPa}$$

$$n_{c,s} = 6.6$$

$$K_{fl} = 2.0$$

$$E_{c,l} = 10\,667 \text{ MPa}$$

$$n_{c,l} = 19.7$$

$$\nu_c = 0.2$$

$$\nu_c = 0.0$$

$$\alpha_c = 1.20 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

$$\rho_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

6.1.4 Desky ztraceného bednění

• desky

- pevnost v tahu za ohybu dle ČSN EN 310, minimální
- pevnost v tahu za ohybu návrhová
- modul pružnosti v tahu a tlaku
- součinitel délkové tepelné roztažnosti
- objemová tíha (pro statický výpočet)

cementotřískové

$$\gamma_{m,fw} = 2.50$$

$$f_{fw,min} = 9.0 \text{ MPa}$$

$$f_{fw,d} = 3.6 \text{ MPa}$$

$$E_{fw} = 4\,500 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{fw} = 1.10 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

$$\rho_{fw} = 15.0 \text{ kN/m}^3$$

6.2 Zatřídění průřezů

Nosník		ocel	Popis
		all	
Materiálové charakteristiky			
Ocel		S355	třída oceli
f _y	[MPa]	355	charakteristická mez kluzu
ε	[-]	0.814	parametr
Průřez			
t _{f,1}	[mm]	19	tloušťka horní pásnice
b _{f,1}	[mm]	120	šířka horní pásnice
t _w	[mm]	11	tloušťka stěny
h _w	[mm]	262	výška stojiny
t _{f,2}	[mm]	19	tloušťka dolní pásnice
b _{f,2}	[mm]	300	výška dolní pásnice
h _{sk}	[mm]	300	výška nosníku
d _{o,1}	[mm]	0	strana koutového svaru/poloměr zaoblení mezi stojinou a horní pásnicí
d _{o,2}	[mm]	0	strana koutového svaru/poloměr zaoblení mezi stojinou a dolní pásnicí
A	[mm ²]	10 862	plocha průřezu
I _y	[mm ⁴]	152 996 599	moment setrvačnosti k ose y
I _z	[mm ⁴]	45 515 060	moment setrvačnosti k ose z
S _{y,d}	[mm ³]	1 148 790	statický moment průřezu dolním vláknům
Z _{g,el,h}	[mm]	194.238	souřadnice těžiště k horním vláknům průřezu
Z _{g,el,d}	[mm]	105.762	souřadnice těžiště k dolním vláknům průřezu
W _{el,y,h}	[mm ³]	787 677	pružný průřezový modul ose y - horní vlákna
W _{el,y,d}	[mm ³]	1 446 608	pružný průřezový modul ose y - dolní vlákna
Z _{g,pl,d}	[mm]	194.238	poloha plastické neutrálné osy k horním vláknům průřezu
Z _{g,pl,d}	[mm]	105.762	poloha plastické neutrálné osy k dolním vláknům průřezu
S _{y,pl,h}	[mm ³]	590 097	statický moment horní oddělené části průřezu k NO
S _{y,pl,d}	[mm ³]	590 097	statický moment dolní oddělené části průřezu k NO
kontrola S _{y,pl,h} -S _{y,pl,d}		0	má být rovno 0
A _{pl,h}	[mm ²]	4 208	plocha horní oddělené části průřezu k NO
A _{pl,d}	[mm ²]	6 654	plocha dolní oddělené části průřezu k NO
y _{y,pl,h}	[mm]	140.245	vzdálenost těžiště horní oddělené části průřezu k NO
y _{y,pl,d}	[mm]	88.678	vzdálenost těžiště dolní oddělené části průřezu k NO
W _{pl,y}	[mm ³]	1 180 195	plastický průřezový modul k ose y
Klasifikace horní pásnice při namáhání tlakovou normálovou silou			
c	[mm]	54.5	přečnívací část horní pásnice
t	[mm]	19.0	tloušťka horní pásnice
c/t	[-]	2.9	štíhlost přečnívací část horní pásnice
lim (c/t) ₁	[-]	7.3	limitní štíhlost pro třídu průřezu 1
lim (c/t) ₂	[-]	8.1	limitní štíhlost pro třídu průřezu 2
lim (c/t) ₃	[-]	11.4	limitní štíhlost pro třídu průřezu 3
třída průřezu		1	klasifikační třída průřezu
Klasifikace stojiny při namáhání ohybem			
c	[mm]	262.0	rozhodující výška stojiny
t	[mm]	11.0	tloušťka stojiny
c/t	[-]	23.8	štíhlost stojiny
α.c	[mm]	175.2	tlačená část stojiny pro plastický výpočet
α	[-]	0.6688	parametr pro plastický výpočet
ψ	[-]	-0.5445	parametr pro pružný výpočet
lim (c/t) ₁	[-]	41.9	limitní štíhlost pro třídu průřezu 1
lim (c/t) ₂	[-]	48.2	limitní štíhlost pro třídu průřezu 2
lim (c/t) ₃	[-]	69.7	limitní štíhlost pro třídu průřezu 3
třída průřezu		1	klasifikační třída průřezu

Nosník		ocelobeton				Popis
		1/4 rozpětí		1/2 rozpětí		
		krajní	vnitřní	krajní	vnitřní	
Materiálové charakteristiky						
Ocel		S355	S355	S355	S355	třída oceli
f _y	[MPa]	355	355	355	355	charakteristická mez kluzu
ε	[-]	0.814	0.814	0.814	0.814	parametr
Průřez						
t _{f,1}	[mm]	19	19	19	19	tloušťka horní pásnice
b _{f,1}	[mm]	120	120	120	120	šířka horní pásnice
t _w	[mm]	11	11	11	11	tloušťka stěny
h _w	[mm]	262	262	262	262	výška stojiny
t _{f,2}	[mm]	19	19	19	19	tloušťka dolní pásnice
b _{f,2}	[mm]	300	300	300	300	výška dolní pásnice
h _{sk}	[mm]	300	300	300	300	výška nosníku
d _{o,1}	[mm]	0	0	0	0	strana koutového svaru/poloměr zaoblení mezi stojinou a horní pásnicí
d _{o,2}	[mm]	0	0	0	0	strana koutového svaru/poloměr zaoblení mezi stojinou a dolní pásnicí
A	[mm ²]					plocha průřezu
I _y	[mm ⁴]					moment setrvačnosti k ose y
I _z	[mm ⁴]					moment setrvačnosti k ose z
S _{y,d}	[mm ³]					statický moment průřezu dolním vláknům
Z _{g,el,h}	[mm]					souřadnice těžiště k horním vláknům průřezu
Z _{g,el,d}	[mm]					souřadnice těžiště k dolním vláknům průřezu
W _{el,y,h}	[mm ³]					pružný průřezový modul ose y - horní vlákna
W _{el,y,d}	[mm ³]					pružný průřezový modul ose y - dolní vlákna
Z _{g,pl,d}	[mm]	48.982	51.149	38.600	40.850	poloha plastické neutrálné osy k horním vláknům průřezu
Z _{g,pl,d}	[mm]	251.018	248.851	261.400	259.150	poloha plastické neutrálné osy k dolním vláknům průřezu
S _{y,pl,h}	[mm3]					statický moment horní oddělené části průřezu k NO
S _{y,pl,d}	[mm3]					statický moment dolní oddělené části průřezu k NO
kontrola S _{y,pl,h} -S _{y,pl,d}						má být rovno 0
A _{pl,h}	[mm ²]					plocha horní oddělené části průřezu k NO
A _{pl,d}	[mm ²]					plocha dolní oddělené části průřezu k NO
y _{y,pl,h}	[mm]					vzdálenost těžiště horní oddělené části průřezu k NO
y _{y,pl,d}	[mm]					vzdálenost těžiště dolní oddělené části průřezu k NO
W _{pl,y}	[mm ³]					plastický průřezový modul k ose y
Klasifikace horní pásnice při namáhání tlakovou normálovou silou						
c	[mm]	54.5	54.5	54.5	54.5	přečnívací část horní pásnice
t	[mm]	19.0	19.0	19.0	19.0	tloušťka horní pásnice
c/t	[-]	2.9	2.9	2.9	2.9	štíhlost přečnívací část horní pásnice
lim (c/t) ₁	[-]	7.3	7.3	7.3	7.3	limitní štíhlost pro třídu průřezu 1
lim (c/t) ₂	[-]	8.1	8.1	8.1	8.1	limitní štíhlost pro třídu průřezu 2
lim (c/t) ₃	[-]	11.4	11.4	11.4	11.4	limitní štíhlost pro třídu průřezu 3
třída průřezu		1	1	1	1	klasifikační třída průřezu
Klasifikace stojiny při namáhání ohybem						
c	[mm]	262.0	262.0	262.0	262.0	rozhodující výška stojiny
t	[mm]	11.0	11.0	11.0	11.0	tloušťka stojiny
c/t	[-]	23.8	23.8	23.8	23.8	štíhlost stojiny
α.c	[mm]	30.0	32.1	19.6	21.9	tlačená část stojiny pro plastický výpočet
α	[-]	0.1144	0.1227	0.0748	0.0834	parametr pro plastický výpočet
ψ	[-]					parametr pro pružný výpočet
lim (c/t) ₁	[-]	256.0	238.7	391.5	351.2	limitní štíhlost pro třídu průřezu 1
lim (c/t) ₂	[-]	295.1	275.2	451.4	404.9	limitní štíhlost pro třídu průřezu 2
lim (c/t) ₃	[-]					limitní štíhlost pro třídu průřezu 3
třída průřezu		1	1	1	1	klasifikační třída průřezu

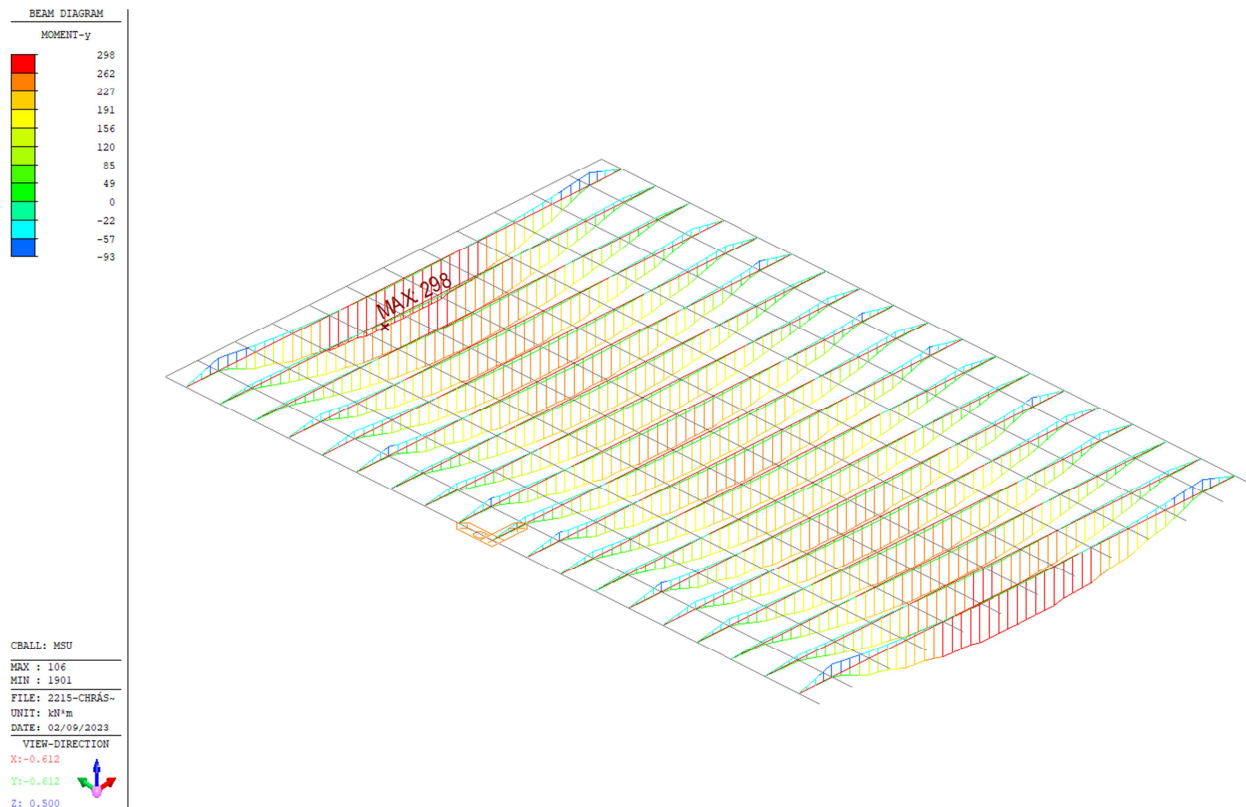
6.3 Podélný směr konstrukce – posouzení za provozu

6.3.1 MSÚ - únosnost ocelobetonového průřezu ZBN pro normálové napětí

6.3.1.1 Stanovení vnitřních sil

Rozhodující vnitřní síly byly určeny z výpočtového modelu následovně:

- $M_{Ed} = 298 \text{ kNm}$



obr. 6 Maximální ohybový moment v podélných nosnících od návrhové kombinace zatížení

6.3.1.2 Stanovení únosnosti posuzovaných průřezů

Rozhodující průřez je přibližně v polovině rozpětí prostého nosníku, což je průřez se zanedbatelnou posouvající silou, takže není nutné posuzovat interakci smyku s ohybem.

Umístění		1/4 rozpětí		1/2 rozpětí		Popis
Nosník od kraje		krajní	vnitřní	krajní	vnitřní	
Materiály						
Ocel		S355	S355	S355	S355	třída oceli
f _y	[MPa]	355	355	355	355	mez kluzu charakteristická
E	[MPa]	210 000	210 000	210 000	210 000	modul pružnosti
γ _m	[-]	1.10	1.10	1.10	1.10	dílič součinitel spolehlivosti
f _{y,d}	[MPa]	322.7	322.7	322.7	322.7	mez kluzu návrhová
Beton		C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	třída betonu
f _c	[MPa]	30	30	30	30	charakteristická pevnost v tlaku
λ		0.85	0.85	0.85	0.85	redukční součinitel pevnosti bet. v tlaku
γ _m	[-]	1.50	1.50	1.50	1.50	dílič součinitel spolehlivosti
f _{c,d}	[MPa]	17.0	17.0	17.0	17.0	pevnost v tlaku návrhová
Ocelový výztužný nosník						
t _{f,1}	[mm]	19	19	19	19	tloušťka horní pásnice
b _{f,1}	[mm]	120	120	120	120	šířka horní pásnice
t _w	[mm]	11	11	11	11	tloušťka stěny
h _w	[mm]	262	262	262	262	výška stojiny
t _{f,2}	[mm]	19	19	19	19	tloušťka dolní pásnice
b _{f,2}	[mm]	300	300	300	300	výška dolní pásnice
h _{st}	[mm]	300	300	300	300	výška nosníku
A _{st}	[mm ²]	10 862	10 862	10 862	10 862	plocha průřezu
I _{st}	[mm ⁴]	152 996 599	152 996 599	152 996 599	152 996 599	moment setrvačnosti k ose y
S _{st}	[mm ³]	1 148 790	1 148 790	1 148 790	1 148 790	statický moment průřezu dolním vláknům
Z _{st}	[mm]	105.8	105.8	105.8	105.8	souřadnice těžiště k dolním vláknům průřezu
Ocelobetonový průřez - vstupní hodnoty						
b _c	[mm]	638	625	638	625	spolupůsobící šířka betonu
h-h _{sk}	[mm]	123	123	140	140	tloušťka betonové desky nad horní pásnicí
h	[mm]	423	423	440	440	celková výška průřezu
h _c	[mm]	404	404	421	421	tloušťka betonové desky
Spřažený průřez dle MVL 511 - mezní plastický moment únosnosti spřaženého průřezu - neoslabeného						
Z _{n,c}	[mm]	232.02	229.85	242.40	240.15	poloha neutr. osy zplast. nosníku (počátek Z v dolní části bet. průřezu)
Z _{n,d}	[N]	251.02	248.85	261.40	259.15	poloha neutr. osy zplast. nosníku od dolních vláken průřezu
F _{st,+}	[N]	-2 663 208	-2 655 515	-2 700 066	-2 692 077	normálová síla v taž. části ocel průřezu
F _{st,-}	[N]	842 255	849 949	805 398	813 387	normálová síla v tlač. části ocel průřezu
F _{c,-}	[N]	1 820 953	1 805 566	1 894 669	1 878 689	normálová síla v tlač. části betonového průřezu
ΣF	[N]	0.00	0.00	0.00	0.00	podmínka rovnováhy pro výpočet neutr. osy
A _{st,+}	[mm ²]	8 252	8 228	8 366	8 342	tažená plocha oc. nosníku
S _{st,+}	[mm ³]	1 672 728	1 654 870	1 758 999	1 740 198	statický moment tažené plochy oc. nosníku k neutrální ose
Z _{st,+}	[mm]	202.70	201.12	210.25	208.62	poloha těžiště tažené plochy oc. nosníku k neutrální ose
A _{st,-}	[mm ²]	2 610	2 634	2 496	2 520	tlačená plocha oc. nosníku
S _{st,-}	[mm ³]	94 964	100 646	68 460	74 105	statický moment tlačené plochy oc. nosníku k neutrální ose
Z _{st,-}	[mm]	36.39	38.22	27.43	29.40	poloha těžiště tlačené plochy oc. nosníku k neutrální ose
A _{c,-}	[mm ²]	107 115	106 210	111 451	110 511	tlačená plocha betonu
S _{c,-}	[mm ³]	9 340 388	9 376 866	10 106 969	10 146 791	statický moment tlačené plochy betonu k neutrální ose
Z _{c,-}	[mm]	87.20	88.29	90.69	91.82	poloha těžiště tlačené plochy betonu k neutrální ose
M _{Rd}	[kNm]	729	726	762	758	mezní plastický moment únosnosti spřaženého průřezu - neoslabeného

Oslabení průřezu otvory ve stojině → neovlivní polohu neutrálné osy, pouze hodnotu mezního momentu únosnosti						
d_1	[mm]	23	23	23	23	stabilizační tyč - průměr otvoru
$z_{o1,f2}$	[mm]	200	200	200	200	stabilizační tyč - výška osy otvoru nad dolními vlákny průřezu
A_2	[mm ²]	253	253	253	253	stabilizační tyč - plocha otvoru
$\Delta F_{d,1}$	[N]	-81 650	-81 650	-81 650	-81 650	stabilizační tyč - pokles síly způsobený oslabením
$x_{o1,pl}$	[mm]	-51.02	-48.85	-61.40	-59.15	stabilizační tyč - vzdálenost osy otvoru od neutrálné osy
$\Delta F_{d,1} \cdot x_{o1,pl}$	[kNm]	4.2	4.0	5.0	4.8	stabilizační tyč - pokles momentu způsobený oslabením
d_2	[mm]	40	40	40	40	dolní příčná tyč - průměr otvoru
$z_{o2,f2}$	[mm]	120	120	120	120	dolní příčná výztuž - výška osy otvoru nad dolními vlákny průřezu
A_2	[mm ²]	440	440	440	440	dolní příčná výztuž - plocha otvoru
$\Delta F_{d,2}$	[N]	-142 000	-142 000	-142 000	-142 000	dolní příčná výztuž - pokles síly způsobený oslabením
$x_{o2,pl}$	[mm]	-131.02	-128.85	-141.40	-139.15	dolní příčná výztuž - vzdálenost osy otvoru od neutrálné osy
$\Delta F_{d,2} \cdot x_{o2,pl}$	[kNm]	18.6	18.3	20.1	19.8	dolní příčná výztuž - pokles momentu způsobený oslabením
ΔM_{Rd}	[kNm]	22.8	22.3	25.1	24.6	pokles momentu způsobený rozhodujícím oslabením
M_{Rd}	[kNm]	706	704	736	733	mezní plastický moment únosnosti spáženého průřezu - oslabeného

6.3.1.3 Ověření únosnosti posuzovaných průřezů

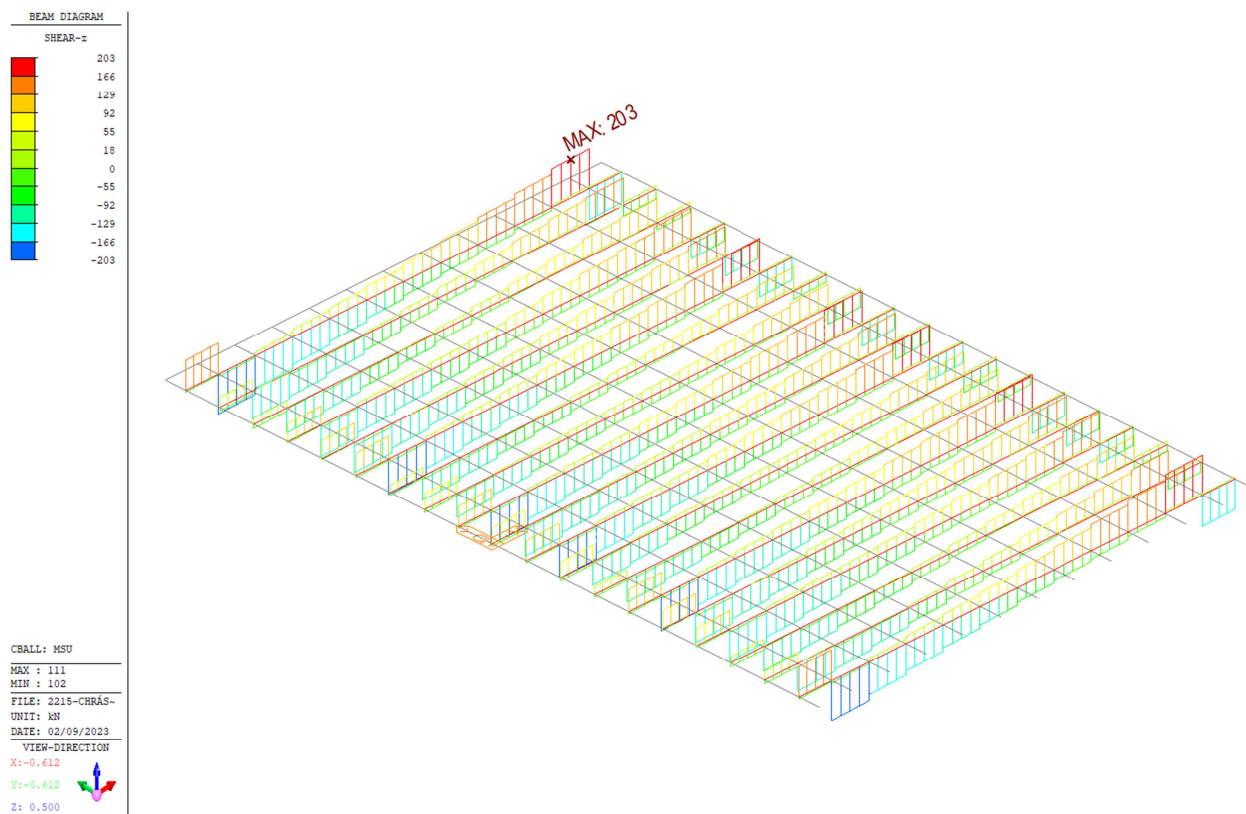
$$M_{Ed} = 298 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 704 \text{ kNm} \quad \dots \text{ průřez vyhovuje}$$

6.3.2 MSÚ - únosnost ocelobetonového průřezu ZBN pro smykové napětí

6.3.2.1 Stanovení vnitřních sil

Rozhodující vnitřní síly byly určeny z výpočtového modelu následovně:

- $V_{Ed} = 203 \text{ kN}$



obr. 7 Maximální posouvající síla v podélných nosnících od návrhové kombinace zatížení

6.3.2.2 Stanovení únosnosti posuzovaných průřezů

Rozhodující průřez je u podpory prostého nosníku, což je průřez s nulovým ohybovým momentem, takže není nutné posuzovat interakci smyku s ohybem.

Umístění		Podpora		Popis
Nosník od kraje		krajní	vnitřní	
Průřezové charakteristiky				
t _w	[mm]	11	11	tloušťka stojiny
h _w	[mm]	262	262	výška stojiny
d ₁ +d ₂	[mm]	63	63	součet průměrů otvorů
h _{w,net}	[mm]	199	199	výška stojiny po odečtení rozhodujících otvorů
A _w	[mm ²]	2 882	2 882	plocha stojiny
A _{w,net}	[mm ²]	2 189	2 189	plocha stojiny po odečtení otvorů
Materiálové charakteristiky				
Ocel		S355	S355	třída oceli
f _{y,st,k}	[MPa]	355	355	mez kluzu charakteristická
γ _{m,0,st}	[-]	1.10	1.10	parciální součinitel spolehlivosti materiálu
f _{y,st,d}	[MPa]	323	323	mez kluzu návrhová
Boulení stojiny ve smyku				
h _w /t _w	[-]	23.8	23.8	štíhlost stojiny
ε	[-]	0.814	0.814	
η	[-]	1.20	1.20	
72/η*ε	[-]	48.8	48.8	limitní štíhlost pro nevyztuženou stojinu dle ČSN EN 1993-1-5
Vybočí stojina		ne	ne	
Posouzení únosnosti				
V _{pl,Rd}	[kN]	408	408	únosnost ve smyku

6.3.2.3 Ověření únosnosti posuzovaných průřezů

$$V_{Ed} = 203 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 408 \text{ kN} \quad \dots \text{ průřez vyhovuje}$$

6.3.3 MSP - svislý průhyb v polovině rozpětí

6.3.3.1 Stanovení průhybů

Průhyb od stálého zatížení

Stálé zatížení je tvořeno pouze vlastní tíhou (viz kapitolu 3.1). Vlastní tíha konstrukce působí před zatvrdnutím betonu pouze na ocelových nosnících, průhyb od stálého zatížení tedy odpovídá průhybu ocelového nosníku od vlastní tíhy a od tíhy betonu. Vnitřní síly byly stanoveny pro nejvíce zatížený krajní nosník (viz také kapitolu 3.1.1, postup na stranu bezpečnou). Průhyby byly stanoveny ručním výpočtem.

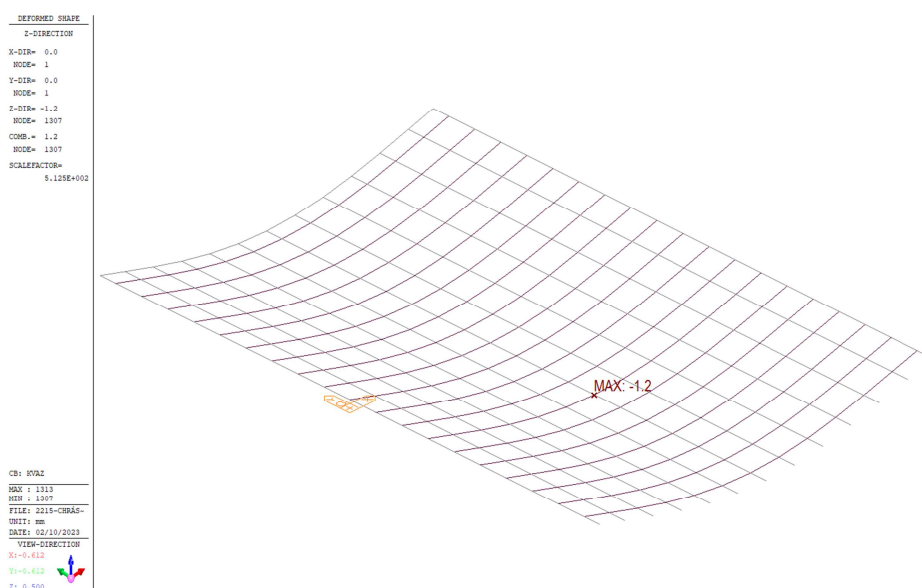
- zatížení nosníku $g = 7,62 \text{ kN/m}$
- rozpětí $L = 6800 \text{ mm}$
- moment setrvačnosti $I = 152\,996\,599 \text{ mm}^4$
- modul pružnosti $E = 210 \text{ GPa}$
- průhyb nosníku $5/384 * 7,62 * 6800^4 / (152996599 * 210000) = \underline{\underline{6,6 \text{ mm}}}$

Průhyb od stálého zatížení je zanedbatelný (menší než $L/1000$) => nosníky není třeba montážně nadvyšovat.

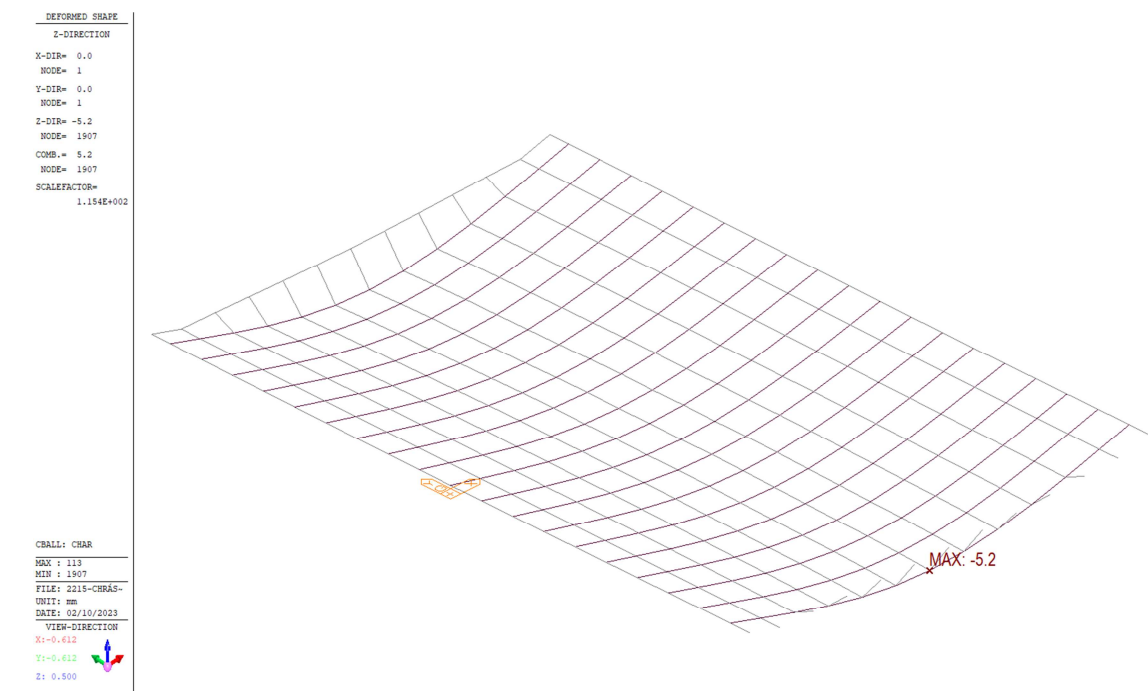
Průhyb od nahodilého zatížení

Rozhodující průhyby byly určeny z výpočtového modelu následovně:

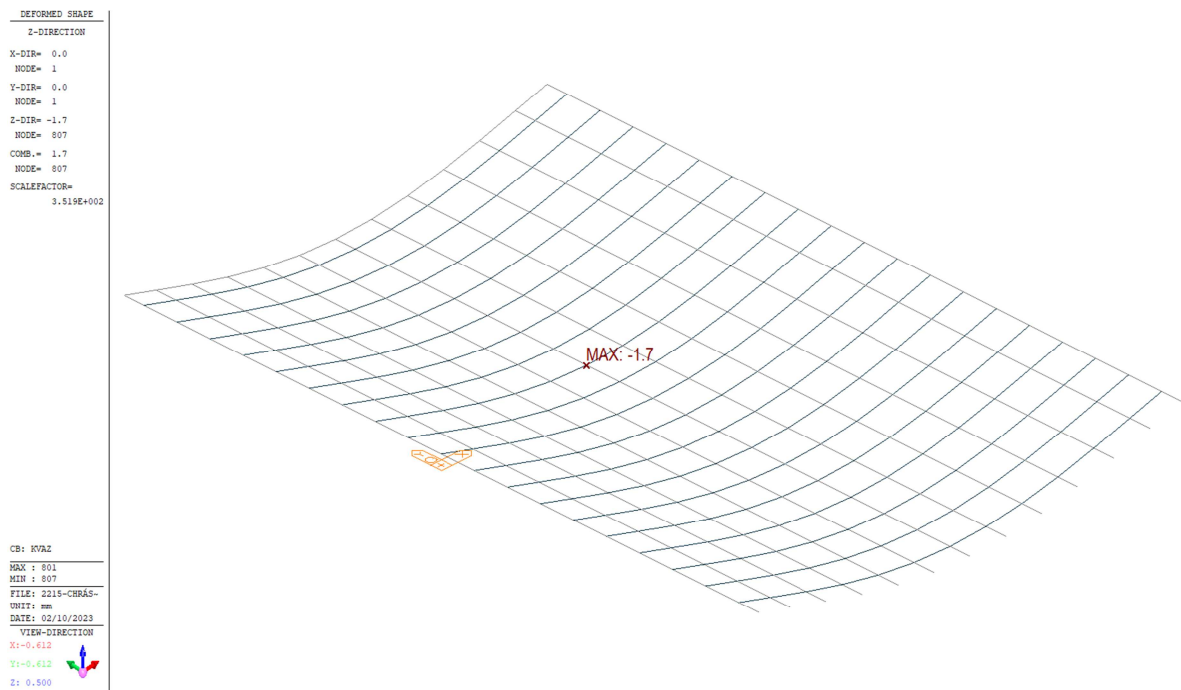
- tuhost krátkodobá bez trhlin - průhyb od kvazistálé kombinace $\delta_z = 1,2 \text{ mm}$
- tuhost krátkodobá bez trhlin - průhyb od charakteristické kombinace $\delta_z = 5,2 \text{ mm}$
- tuhost krátkodobá s trhlinami - průhyb od kvazistálé kombinace $\delta_z = 1,7 \text{ mm}$
- tuhost krátkodobá s trhlinami - průhyb od charakteristické kombinace $\delta_z = 8,5 \text{ mm}$
- průhyb od nahodilého zatížení $\delta_{z,q} = ((8,5 - 1,7) + (5,2 - 1,2)) / 2 = \underline{\underline{5,4 \text{ mm}}}$



obr. 8 Tuhost krátkodobá bez trhlin - průhyb od kvazistálé kombinace



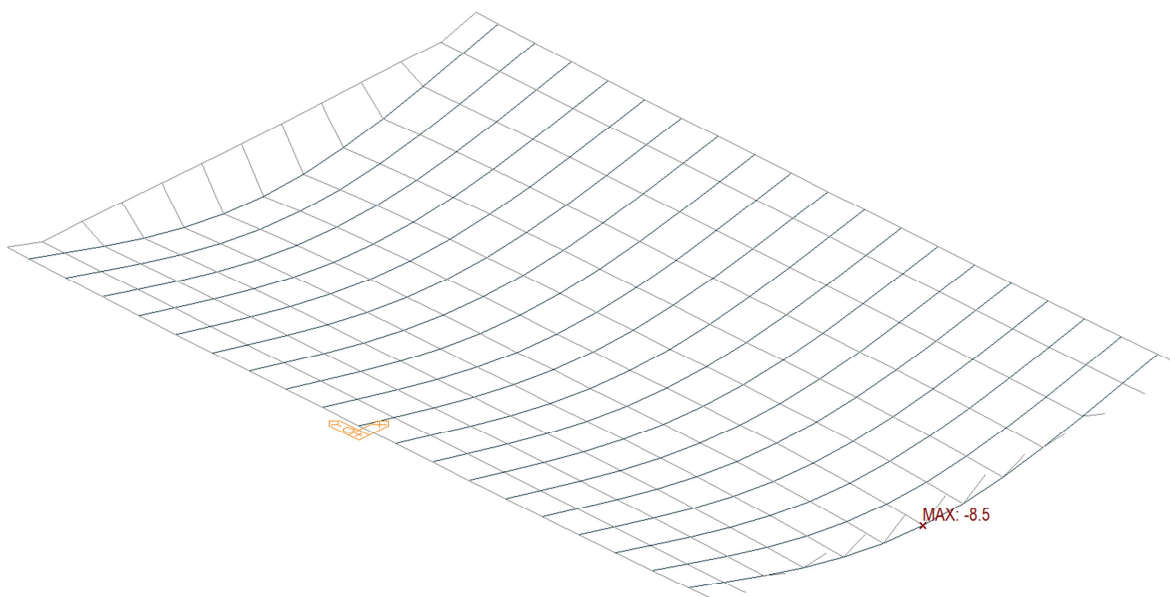
obr. 9 Tuhost krátkodobá bez trhlin - průhyb od charakteristické kombinace



obr. 10 Tuhost krátkodobá s trhlinami - průhyb od kvazistálé kombinace

DEFORMED SHAPE
Z-DIRECTION
X-DIR= 0.0
MODE= 1
Y-DIR= 0.0
MODE= 1
Z-DIR= -8.5
MODE= 1907
COMB.= 8.5
MODE= 1907
SCALEFACTOR= 7.064E+001

CBALL: CBR
MAX : 1913
MIN : 1907
FILE: 2215-CHRÁS-
UNIT: mm
DATE: 02/10/2023
VIEW-DIRECTION
X: 0.612
Y: 0.612
Z: 0.500



obr. 11 Tuhost krátkodobá s trhlinami - průhyb od charakteristické kombinace

Průhyb od nahodilého zatížení

- celkový průhyb

$$\delta_{z,g+q} = 6,6 + 5,4 = 12,0 \text{ mm}$$

6.3.3.2 Stanovení limitních průhybů

Limitní průhyb byl stanoven podle ČSN EN 1993-2 NA.2.23 následovně:

- $\delta_{z,\text{lim}} = L/300 = 6800/300 = 22,7 \text{ mm}$

6.3.3.3 Ověření průhybů

$$\delta_{z,g+q} = 12,0 \text{ mm} \leq \delta_{z,\text{lim}} = 22,7 \text{ mm}$$

... konstrukce vyhovuje

6.4 Podélný směr konstrukce – posouzení při výstavbě

6.4.1 MSÚ - únosnost ocelového průřezu ZBN pro normálové napětí

6.4.1.1 Stanovení vnitřních sil

Ocelové nosníky jsou před zatvrdnutím betonu namáhány vlastní tíhou a tíhou čerstvé betonové směsi. Vnitřní síly byly stanoveny pro nejvíce zatížený krajní nosník (viz také kapitolu 3.1.1, postup na stranu bezpečnou).

- objemová tíha oceli $\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- objemová tíha čerstvého betonu $\gamma_c = 26,0 \text{ kN/m}^3$
- tíha nosníku $g_s = 0,9028 \text{ kN/m}$
- plocha betonu $A_c = 0,2686 \text{ m}^2$
- tíha betonu $g_b = 0,2686 \cdot 26,0 = 6,9836 \text{ kN/m}$
- zatížení nosníku celkem $g = 0,9028 + 6,9836 = 7,89 \text{ kN/m}$
- součinitel zatížení $\gamma_G = 1,35$
- ohybový moment od zatížení $M_{Ed} = 1,35 \cdot 1/8 \cdot 7,89 \cdot 6,8^2 = \underline{\underline{62 \text{ kNm}}}$

6.4.1.2 Stanovení únosnosti posuzovaných průřezů

Rozhodující průřez je v polovině rozpětí prostého nosníku, což je průřez s nulovou posouvající silou, takže není nutné posuzovat interakci smyku s ohybem.

Uvažuje se pružné působení průřezu – předpokládá se, že úroveň zatížení nezpůsobí ani částečnou plastifikaci průřezu.

Zatížení		VÝSTAVBA	Popis
Nosník		krajní	
Materiály			
Ocel		S355	třída oceli
f _y	[MPa]	355	charakteristická mez kluzu
Y _{M1}	[-]	1.10	
E	[MPa]	210 000	modul pružnosti
G	[MPa]	81 000	modul pružnosti ve smyku
Průřez			
t _{f,1}	[mm]	19	tloušťka horní pásnice
b _{f,1}	[mm]	120	šířka horní pásnice
t _w	[mm]	11	tloušťka stěny
h _w	[mm]	262	výška stojiny
t _{f,2}	[mm]	19	tloušťka dolní pásnice
b _{f,2}	[mm]	300	výška dolní pásnice
h _{sk}	[mm]	300	výška nosníku
A	[mm ²]	10 862	plocha průřezu
I _y	[mm ⁴]	152 996 599	moment setrvačnosti k ose y
I _z	[mm ⁴]	45 515 060	moment setrvačnosti k ose z
I _t	[mm ⁴]	1 021 766	moment tuhosti v prostém kroucení

$z_{c,h}$	[mm]	194.2	souřadnice těžiště k horním vláknům průřezu
$z_{c,d}$	[mm]	105.8	souřadnice těžiště k dolním vláknům průřezu
$W_{el,y,h}$	[mm ³]	787 677	pružný průřezový modul ose y - horní vlákna
$W_{el,y,d}$	[mm ³]	1 446 608	pružný průřezový modul ose y - dolní vlákna
$W_{el,y,min}$	[mm ³]	787 677	minimální pružný průřezový modul ose y
I_{fc}	[mm ⁴]	2 736 000	moment setrvačnosti tlačené pásnice k svislé ose
I_{ft}	[mm ⁴]	42 750 000	moment setrvačnosti tažené pásnice k svislé ose
ψ_f	[-]	-0.880	parametr nesymetrie průřezu
h_s	[mm]	281.0	vzdálenost mezi středy smyku pásnic
I_w	[mm ⁶]	203 172 291 583	výsečový moment setrvačnosti
$z_{s,h}$	[mm]	273.598	souřadnice středu smyku k horním vláknům průřezu
$z_{s,d}$	[mm]	26.402	souřadnice středu smyku k dolním vláknům průřezu
z_s	[mm]	-79.4	souřadnice středu smyku vzhledem k těžišti průřezu
z_a	[mm]	-86.8	souřadnice působíště zatížení vzhledem k těžišti průřezu (dolní pásnice)
z_g	[mm]	-7.4	souřadnice působíště zatížení vzhledem k středu smyku
z_j	[mm]	-111.2	součinitel nesymetrie
Dimenzování			
k_y	[-]	1	součinitel vzpěrné délky vyjadřující vliv podpeření nosníku ve svislém ohybu
k_z	[-]	1	součinitel vzpěrné délky vyjadřující vliv podpeření nosníku ve vodorovném ohybu
k_w	[-]	1	součinitel vzpěrné délky vyjadřující vliv podpeření nosníku v kroucení
L	[mm]	6 800	délka nosníku
k_{wt}	[-]	0.332	bezrozměrný parametr kroucení
ζ_g	[-]	-0.037	bezrozměrný parametr působíště zatížení
ζ_j	[-]	-0.552	bezrozměrný parametr nesymetrie průřezu
$C_{1.0}$	[-]	1.13	součinitel vlivu zatížení a uložení
$C_{1.1}$	[-]	1.13	součinitel vlivu zatížení a uložení
C_1	[-]	1.13	součinitel vlivu zatížení a uložení
C_2	[-]	0.46	součinitel vlivu zatížení a uložení
C_3	[-]	0.53	součinitel vlivu zatížení a uložení
μ_{cr}	[-]	0.919	poměrný kritický moment
M_{cr}	[Nmm]	377 627 869	kritický moment
	[kNNm]	378	kritický moment
λ_{LT}	[-]	0.861	poměrná štíhlost prutu
h/b	[-]	1.000	
křivka klopení		d	křivka vzpěrní pevnosti při klopení
α_{LT}	[-]	0.76	součinitel imperfekce při klopení
Φ_{LT}	[-]	1.121	
χ_{LT}	[-]	0.543	součinitel klopení
$M_{c,Rd}$	[kNm]	254.2	návrhový moment únosnosti bez vlivu klopení
$M_{b,Rd}$	[kNm]	138.2	návrhový moment únosnosti s vlivem klopení

6.4.1.3 Ověření únosnosti posuzovaných průřezů

$$M_{Ed} = 62 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 138 \text{ kNm} \quad \dots \text{ průřez vyhovuje}$$

6.4.2 MSÚ - únosnost ocelového průřezu ZBN pro smykové napětí

6.4.2.1 Stanovení vnitřních sil

Stanovení zatížení nosníku viz kapitolu 6.4.1.1.

- zatížení nosníku celkem $g = 0,9028 + 6,9836 = 7,89 \text{ kN/m}$
- součinitel zatížení $\gamma_G = 1,35$
- posouvající síla od zatížení $V_{Ed} = 1,35 \cdot 1/2 \cdot 7,89 \cdot 6,8 = \underline{\underline{36,2 \text{ kN}}}$

6.4.2.2 Stanovení únosnosti posuzovaných průřezů

Rozhodující průřez je u podpory prostého nosníku, což je průřez s nulovým ohybovým momentem, takže není nutné posuzovat interakci smyku s ohybem.

Umístění		Podpora		Popis
Nosník od kraje		krajní	vnitřní	
Průřezové charakteristiky				
t _w	[mm]	11	11	tloušťka stojiny
h _w	[mm]	262	262	výška stojiny
d ₁ +d ₂	[mm]	63	63	součet průměrů otvorů
h _{w,net}	[mm]	199	199	výška stojiny po odečtení rozhodujících otvorů
A _w	[mm ²]	2 882	2 882	plocha stojiny
A _{w,net}	[mm ²]	2 189	2 189	plocha stojiny po odečtení otvorů
Materiálové charakteristiky				
Ocel		S355	S355	třída oceli
f _{y,st,k}	[MPa]	355	355	mez kluzu charakteristická
γ _{m,0,st}	[-]	1.10	1.10	parciální součinitel spolehlivosti materiálu
f _{y,st,d}	[MPa]	323	323	mez kluzu návrhová
Boulení stojiny ve smyku				
h _w /t _w	[-]	23.8	23.8	štíhlost stojiny
ε	[-]	0.814	0.814	
η	[-]	1.20	1.20	
72/η*ε	[-]	48.8	48.8	limitní štíhlost pro nevyztuženou stojinu dle ČSN EN 1993-1-5
Vybočí stojina		ne	ne	
Posouzení únosnosti				
V _{pl,Rd}	[kN]	408	408	únosnost ve smyku

6.4.2.3 Ověření únosnosti posuzovaných průřezů

$$V_{Ed} = 36,2 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 408 \text{ kN}$$

... průřez vyhovuje

6.4.3 Desky ztraceného bednění

Prvek		ZTB	ZTB	ZTB	ZTB	Popis
Specifikace desek ztraceného bednění						
$f_{tw,d}$	[MPa]	3.6	3.6	3.6	3.6	pevnost v tahu za ohybu návrhová
E_{fw}	[MPa]	4500	4500	4500	4500	modul pružnosti v tahu a tlaku
ρ_{fw}	[kN/m ³]	15.0	15.0	15.0	15.0	objemová tíha (pro statický výpočet)
t_{fw}	[mm]	24	26	24	26	tloušťka desek ztraceného bednění
Dispozice desek ztraceného bednění						
s_w	[mm]	625	625	625	625	osová vzdálenost ocelových nosníků
t_{f2}	[mm]	19	19	19	19	tloušťka dolních pásnic ocelových nosníků
b_{f2}	[mm]	300	300	300	300	šířka dolních pásnic ocelových nosníků
s_{f2}	[mm]	325	325	325	325	volná šířka mezi dolními pásnicemi ocelových nosníků
L_{fw}	[mm]	375	375	375	375	teoretické rozpětí desek ztraceného bednění
h_{max}	[mm]	420	420	440	440	maximální výška konstrukce ZBN
h_c	[mm]	377	375	397	395	tloušťka betonové desky (včetně desek ZTB - na stranu bezpečnou)
Zatížení desek ztraceného bednění						
$g_{0,slab,k}$	[kN/m ²]	0.36	0.39	0.36	0.39	zatížení vlastní tíhou desky
γ_f	[-]	1.35	1.35	1.35	1.35	součinitel zatížení pro vlastní tíhu desky
$\rho_{c,wet,k}$	[kN/m ³]	26.0	26.0	26.0	26.0	objemová tíha mokrého betonu, charakteristická
$g_{c,wet,k}$	[kN/m ²]	9.802	9.75	10.322	10.27	zatížení tíhou mokrého betonu, charakteristická hodnota
γ_f	[-]	1.35	1.35	1.35	1.35	součinitel zatížení pro tíhu mokrého betonu
P_k	[kN]	1.00	1.00	1.00	1.00	nahodilé zatížení při montáži - osamělá síla, charakteristická hodnota
γ_f	[-]	1.5	1.5	1.5	1.5	součinitel zatížení nahodilé zatížení při výstavbě
Posouzení normálového napětí v deskách ztraceného bednění - MONTÁŽ						
b_{ef}	[mm]	375	375	375	375	spoupůsobící šířka
$I_{y, fw}$	[mm ⁴]	432 000	549 250	432 000	549 250	moment setrvačnosti desek ztraceného bednění
$W_{y, fw}$	[mm ³]	36 000	42 250	36 000	42 250	průřezový modul desek ztraceného bednění
$M_{y, g0, slab, k}$	[kNm]	0.0024	0.0026	0.0024	0.0026	moment od zatížení vlastní tíhou desky, charakteristická hodnota
$M_{y, p, k}$	[kNm]	0.09375	0.09375	0.09375	0.09375	moment od nahodilého zatížení při montáži, charakteristická hodnota
$M_{y, d}$	[kNm]	0.1438	0.1441	0.1438	0.1441	moment při montáži, návrhová hodnota
$\sigma_{fw, d}$	[MPa]	3.995	3.411	3.995	3.411	normálové napětí v deskách ztraceného bednění moment při betonáži
$\sigma_{fw, d} / f_{tw, d}$		1.11	0.95	1.11	0.95	$\leq 1,0$
Posouzení		X	OK	X	OK	Jsou desky ztraceného bednění při montáži pochozí ?
Posouzení normálového napětí v deskách ztraceného bednění - BETONÁŽ						
b_{ef}	[mm]	1000	1000	1000	1000	spoupůsobící šířka
$I_{y, fw}$	[mm ⁴]	1 152 000	1 464 667	1 152 000	1 464 667	moment setrvačnosti desek ztraceného bednění
$W_{y, fw}$	[mm ³]	96 000	112 667	96 000	112 667	průřezový modul desek ztraceného bednění
$M_{y, g0, slab, k}$	[kNm]	0.0063	0.0069	0.0063	0.0069	moment od zatížení vlastní tíhou desky, charakteristická hodnota
$M_{y, c, wet, k}$	[kNm]	0.1723	0.1714	0.1814	0.1805	moment od zatížení tíhou mokrého betonu, charakteristická hodnota
$M_{y, d}$	[kNm]	0.2411	0.2406	0.2535	0.2530	moment při betonáži, návrhová hodnota
$\sigma_{fw, d}$	[MPa]	2.512	2.136	2.641	2.245	normálové napětí v deskách ztraceného bednění moment při betonáži
$\sigma_{fw, d} / f_{tw, d}$		0.70	0.59	0.73	0.62	$\leq 1,0$
Posouzení		OK	OK	OK	OK	
Posouzení průhybu desek ztraceného bednění - MONTÁŽ						
→ při průžném působení desek ztraceného bednění NEROZHODUJE						
Posouzení průhybu desek ztraceného bednění - BETONÁŽ						
$\delta_{fw, lim} = L_{fw} / 300$	[mm]	1.25	1.25	1.25	1.25	mezí průhyb desky ztraceného bednění
$\delta_{fw, k}$	[mm]	0.50	0.40	0.53	0.42	průhyb od zatížení při betonáži
$\delta_{fw, k} / \delta_{fw, lim}$		0.40	0.32	0.42	0.33	$\leq 1,0$
Posouzení		OK	OK	OK	OK	

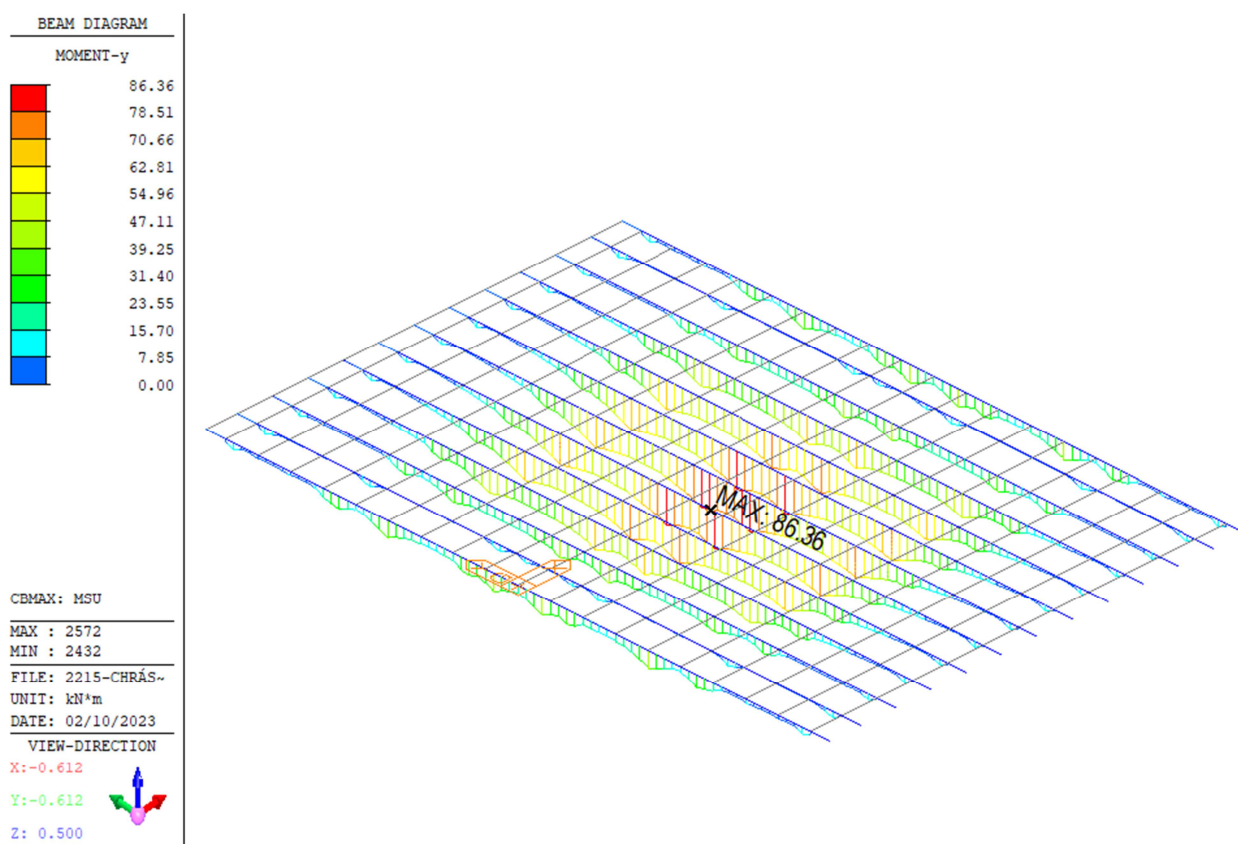
Minimální tloušťka desek ztraceného bednění pro betonáž i pro to, aby byly desky při montáži pochozí, je 26 mm.

6.5 Příčný směr konstrukce

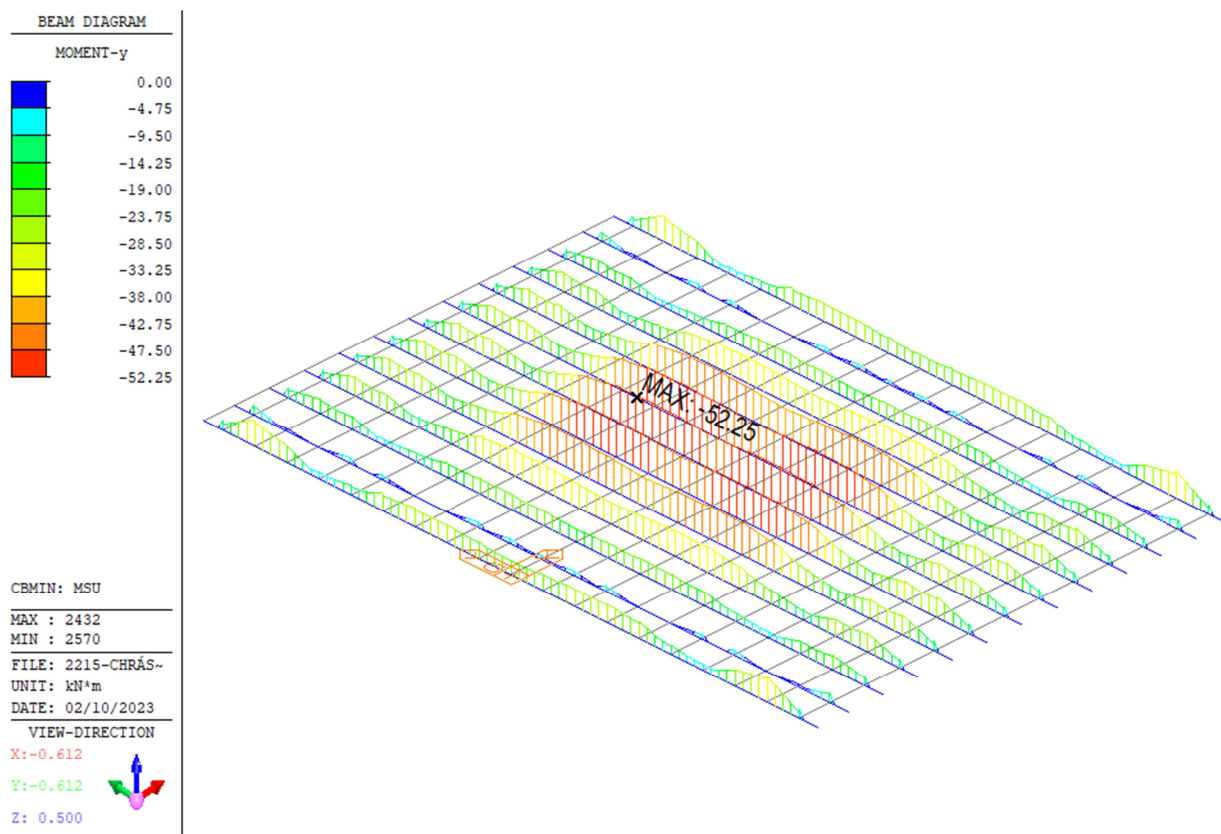
6.5.1 Stanovení vnitřních sil

Rozhodující vnitřní síly byly určeny z výpočtového modelu následovně (šířka příčných nosníků je 0,68 m):

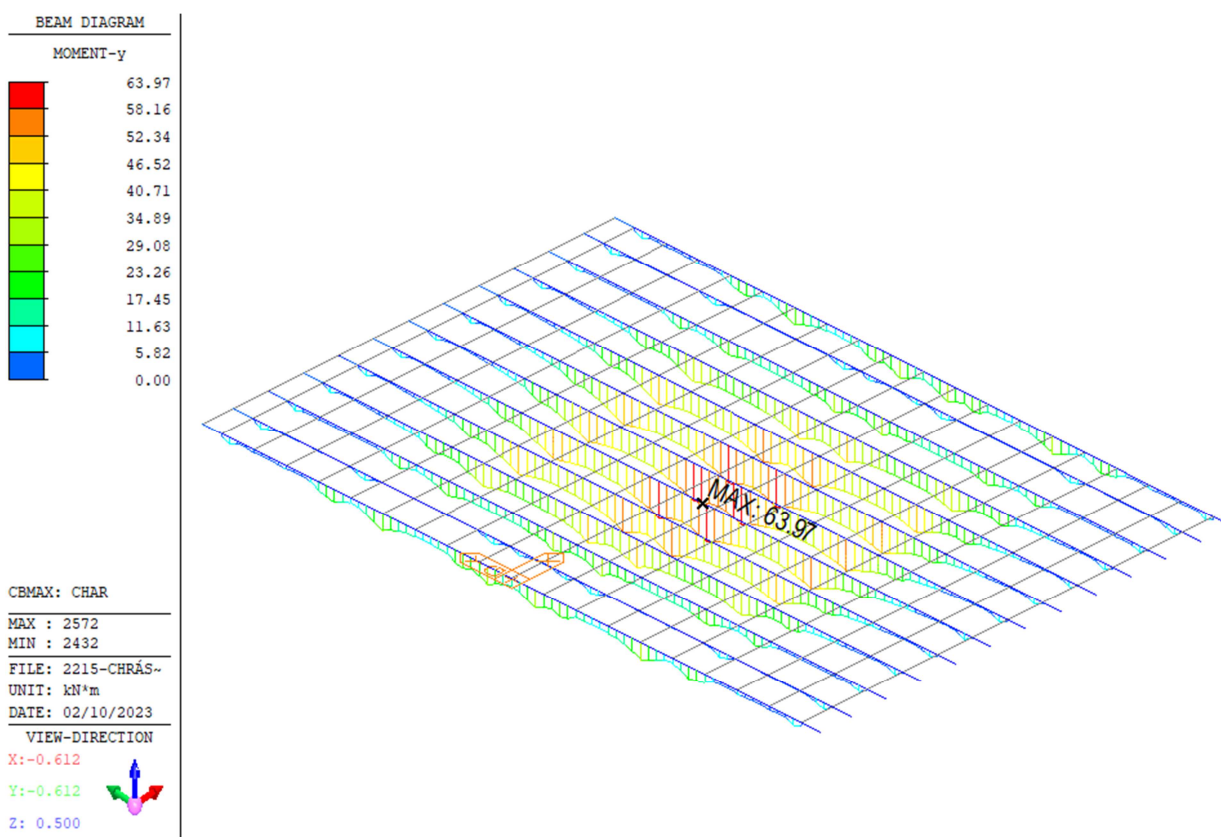
- návrhová kombinace $M_{Ed,max} = 86,36/0,68 = 127,0 \text{ kN}$
 $M_{Ed,min} = -52,25/0,68 = -76,8 \text{ kN}$
- charakteristická kombinace $M_{Ed,max} = 63,97/0,68 = 94,1 \text{ kN}$
 $M_{Ed,min} = -38,70/0,68 = -56,9 \text{ kN}$
- kvazistálá kombinace $M_{Ed,max} = 0,00/0,68 = 0,0 \text{ kN}$
 $M_{Ed,min} = 0,00/0,68 = 0,0 \text{ kN}$



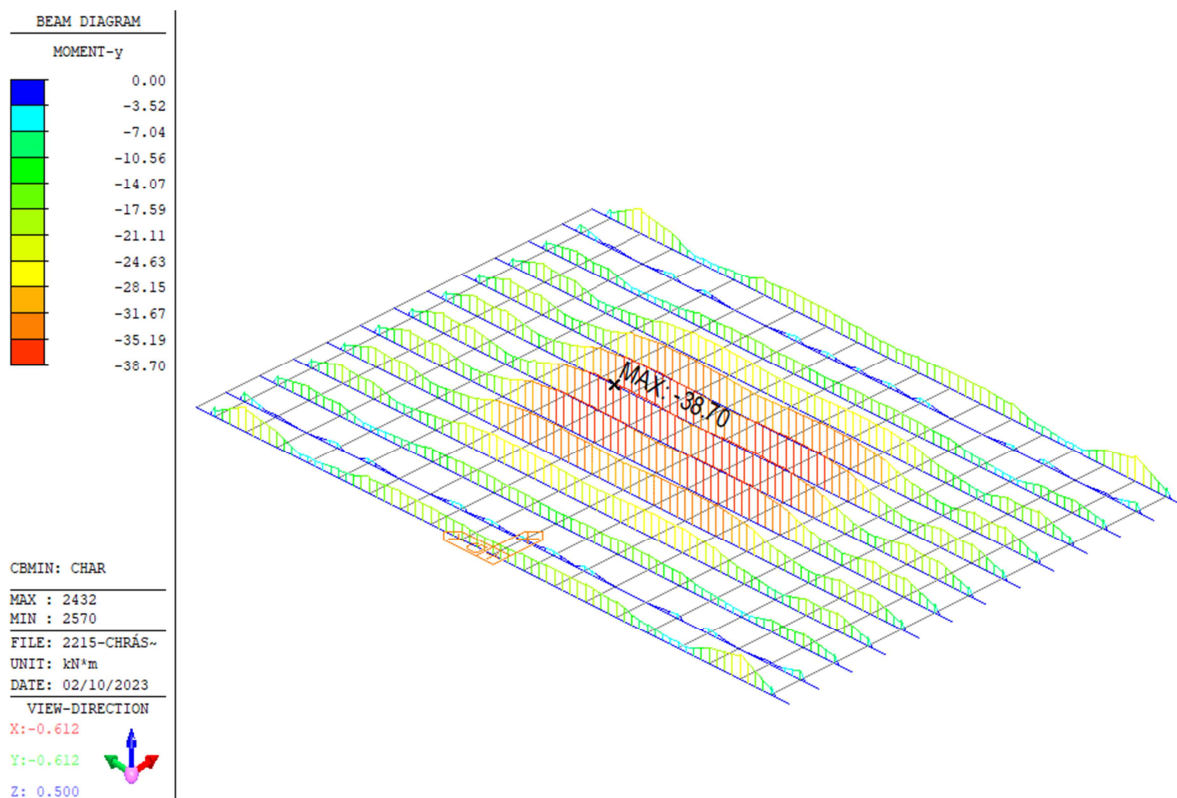
obr. 12 Návrhová kombinace – maximální ohybové momenty v příčném směru konstrukce



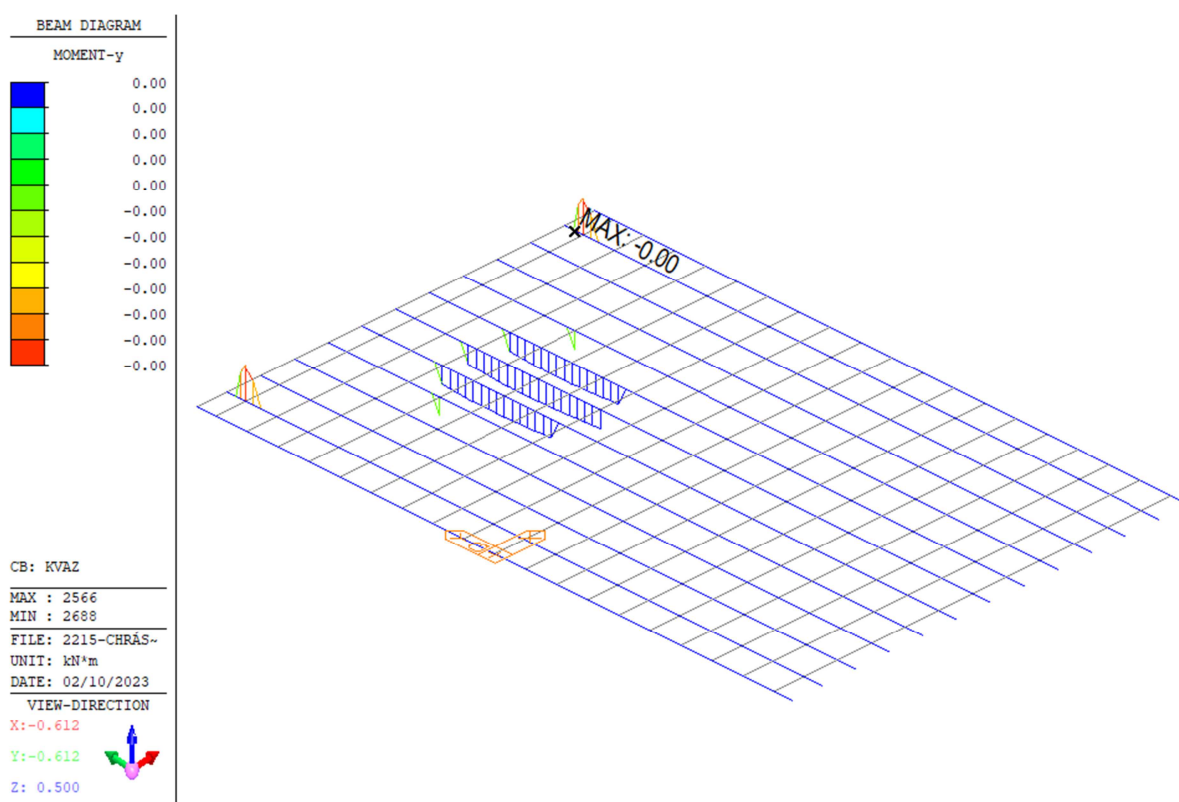
obr. 13 Návrhová kombinace – minimální ohybové momenty v příčném směru konstrukce



obr. 14 Charakteristická kombinace – maximální ohybové momenty v příčném směru konstrukce



obr. 15 Charakteristická kombinace – minimální ohybové momenty v příčném směru konstrukce



obr. 16 Kvazistálá kombinace – maximální a minimální ohybové momenty v příčném směru konstrukce

6.5.2 Parametry posuzovaných průřezů a navržená výztuž

Výztuž			dolní	horní
Průřez	beton	[-]	C30/37	C30/37
	b	[mm]	1000	1000
	h	[mm]	430	430
	h _c	[mm]	385	385
	c	[mm]	55	55
	d ₁	[mm]	63	61
	d	[mm]	322	324
Výztuž	Ø	[mm]	16	12
	s	[mm]	200	200
	n	[ks]	5.000	5.000
	A _s	[mm ²]	1005	565

6.5.3 Mezní stav únosnosti – návrhová kombinace

Výztuž		dolní	horní	Popis
Zatížení		MSÚ	MSÚ	
Zatížení				
N _{Ed}	kN	0	0	norm. síla
M _{Ed}	kNm	127.0	-76.8	oh. moment
Geometrie				
b _w	mm	1000	1000	šířka stojiny T-průřezu nebo šířka obdélníka
h	mm	385	385	výška průřezu
Materiály a součinitele				
beton		C30/37	C30/37	třída betonu
f _{ck}	MPa	30	30	charakteristická pevnost betonu v tlaku
α _{cc}	-	0.85	0.85	dílčí součinitel bezpečnosti
f _{yk}	MPa	500	500	mez kluzu betonářské výztuže
γ _c		1.5	1.5	součinitel materiálu pro beton
γ _s		1.15	1.15	součinitel materiálu pro výztuž (platí i pro předpínací výztuž)
f _{cd}	MPa	17.0	17.0	návrhová pevnost betonu v tlaku
f _{yd}	MPa	435	435	návrhová hodnota meze kluzu v betonářské výztuži
λ	-	0.8	0.8	součinitel účinné výšky
η	-	1.00	1.00	součinitel účinné pevnosti
β	-	1.00	1.00	0.9 pokud se šířka tlač. oblasti zužuje směrem k tlačným vláknům
ε _{cu3}	-	3.50	3.50	
Předpínací a betonářská výztuž				
A _s	mm ²	1005	565	plocha betonářské výztuže A _s
d _s	mm	322	324	vzdálenost betonářské výztuže k tlačným vláknům
Ohybová únosnost				
x	mm	32	18	výška tlačené oblasti
ε _s	‰	31.6	59.2	
kontrola ε _s		OK	OK	kontrola přetvoření v betonářské výztuži
M _{Rd}	kNm	135.1	77.9	návrhový moment únosnosti
M _{Ed} ≤M _{Rd}		OK	OK	posouzení
M _E /M _{Rd}		0.940	0.987	využití průřezu

6.5.4 Mezní stav použitelnosti – omezení napětí – charakteristická kombinace

Výztuž		dolní	horní	Popis
Zatížení		Char	Char	
Zatížení				
M _{Ed}	kNm	94.1	-56.9	ohybový moment od zatížení
Geometrie				
b	mm	1000	1000	šířka tlačené oblasti průřezu
h	mm	385	385	výška průřezu
W _h	m ³	0.0247	0.0247	model průřezu k horním vláknům
W _d	m ³	0.0247	0.0247	model průřezu k dolním vláknům
Materiály a součinitele				
Beton		C30/37	C30/37	třída betonu
Výztuž		B500B	B500B	třída výztuže
f _{ck}	MPa	30.0	30.0	charakteristická pevnost betonu v tlaku
f _{ctm}	MPa	2.9	2.9	střední hodnota pevnosti betonu v tahu
f _{yk}	MPa	500	500	mez kluzu betonářské výztuže
E _{cm}	GPa	33.0	33.0	střední hodnota sečnového modulu pružnosti v 28 dnech
E _{c,eff}	GPa	13.3	13.3	hodnota sečnového modulu použitá pro výpočet pracovního součinitele
E _s	GPa	200.0	200.0	modulu pružnosti betonářské výztuže
α _e	-	15.0	15.0	pracovní součinitel
Napětí v průřezu bez trhliny				
σ _h	MPa	-3.808	2.304	napětí v horních vláknech průřezu
σ _d	MPa	3.808	-2.304	napětí v dolních vláknech průřezu
f _{ctm}	MPa	2.9	2.9	střední hodnota pevnosti betonu v tahu
max(σ _h ,σ _d) ≥ f _{ctm}		ANO	NE	vzniknou v průřezu trhliny?
Napětí v průřezu s trhlinou v tažené části				
d _{s,t}	mm	63	61	vzdálenost těžiště tažené betonářské výztuže k taženým vláknům
d _{s,t}	mm	322	324	vzdálenost těžiště tažené betonářské výztuže k tlačným vláknům
A _s	mm ²	1005	565	plocha tažené betonářské výztuže
d _{s,c}	mm	0	0	vzdálenost tlačené betonářské výztuže k tlačným vláknům
A _{s,c}	mm ²	0	0	plocha tlačené betonářské výztuže
x	mm	84.6	66.1	výška tlačené oblasti
I _i	mm	1.1E+09	6.6E+08	moment setrvačnosti ideálního průřezu
σ _{c,c}	MPa	7.6	5.7	maximální tlakové napětí v betonu
σ _{s,t}	MPa	319	333	maximální tahové napětí v betonářské výztuži
σ _{s,c}	MPa	0	0	maximální tlakové napětí v betonářské výztuži
k ₁ f _{ck}	MPa	18	18	horní mez pro tlakové napětí v betonu
k ₃ f _{yk}	MPa	400	400	horní mez pro tahové napětí ve výztuži
σ _{c,c} ≤k ₁ f _{ck} ;σ _{s,t} ≤k ₃ f _{yk}		OK	OK	posouzení
max σ/k*f		0.796	0.833	využití průřezu

6.5.5 Mezní stav použitelnosti – omezení trhlin – kvazistálá kombinace

Ohybové momenty při kvazistálé kombinaci jsou nulové – není třeba posuzovat.

6.5.6 Posouzení konstrukčních zásad dle ČSN EN 1992

Výztuž		dolní	horní	Popis
Průřez				
b_t	mm	1000	1000	průměrná šířka tahové oblasti průřezu
h	mm	385	385	výška průřezu
Materiály a součinitele				
beton		C30/37	C30/37	třída betonu
f_{ck}	MPa	30	30	charakteristická pevnost betonu v tlaku
f_{ctm}	MPa	2.9	2.9	průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu
f_{yk}	MPa	500	500	mez kluzu betonářské výztuže
Nosná výztuž				
$\emptyset_{s,t}$	mm	16	12	průměr prutů tahové betonářské výztuže
$n_{s,t}$	ks	5.000	5.000	počet prutů tahové betonářské výztuže
$A_{s,t}$	mm ²	1005	565	plocha tahové betonářské výztuže
d_1	mm	63	61	vzdálenost těžiště tahové betonářské výztuže k taženým vláknům
d	mm	322	324	vzdálenost těžiště tahové betonářské výztuže k tlačným vláknům
$\emptyset_{s,c}$	mm	12	16	průměr prutů tlakové betonářské výztuže
$n_{s,c}$	ks	5.000	5.000	počet prutů tlakové betonářské výztuže
$A_{s,c}$	mm ²	565	1005	plocha tlakové betonářské výztuže
d_2	mm	61	63	vzdálenost těžiště tlakové betonářské výztuže k tlačným vláknům
Minimální a maximální plocha nosné výztuže dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 9.2.1.1				
$A_{s,t}$	mm ²	1005	565	plocha tahové výztuže
$A_{s,t,min}$	mm ²	486	489	minimální plocha tahové výztuže
$A_{s,c+t,max}$	mm ²	1571	1571	plocha tahové i tlakové výztuže
$A_{s,c+t,max}$	mm ²	15400	15400	maximální plocha tahové i tlakové výztuže
$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max}$		OK	OK	posouzení

6.5.7 Shrnutí

Výztuž			dolní	horní
Průřez	beton	[-]	C30/37	C30/37
	b	[mm]	1000	1000
	h	[mm]	430	430
	h_c	[mm]	385	385
	c	[mm]	55	55
	d_1	[mm]	63	61
	d	[mm]	322	324
Výztuž	\emptyset	[mm]	16	12
	s	[mm]	200	200
	n	[ks]	5.000	5.000
	A_s	[mm ²]	1005	565
M_{Sd}	MSÚ	[kNm]	127.0	-76.8
	CHAR	[kNm]	94.1	-56.9
	KVAZ	[kNm]	0.0	0.0
Využití průřezu	MSÚ	[kNm]	0.940	0.987
	CHAR	[kNm]	0.796	0.833
	KVAZ	[kNm]	0.000	0.000

7 Závěr

Statickým výpočtem byly navrženy a ověřeny všechny rozhodující prvky mostu (ŽB úložné prahy, ocelobetonová nosná konstrukce).

Na základě výsledků statického výpočtu konstatujeme, že navržená konstrukce mostu vyhovuje všem platným citovaným normám a předpisům.

V Mostě, březen 2023

Ing. Petr Šedivý