



EVROPSKÁ UNIE
Evropské strukturální a investiční fondy
Operační program doprava

Ministerstvo dopravy
Státní fond dopravní
infrastruktury



SO 14-06 ČÁST D


VÝŠKOVÝ SYSTÉM BpV

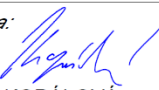

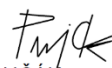

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

Číslo změny:	Obsah změny:	Datum změny:
01	-	-
02	-	-
03	-	-

Objednatel:  SPRÁVA ŽELEZNIC	Správa železnic, státní organizace Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 Stavební správa západ Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9
--	---

Sdružení: „SEU + SP+PROJS_Kyjice-Chomutov_DSP“  SUDOP EU	 SUDOP PRAHA	 PROJEKT servis
--	---	---

Zpracovatel částí:  PROJEKT servis	PROJEKT servis spol. s r.o. U Elektry 830/2b, Praha 9 - Hloubětín 198 00 Tel.: +420 281 090 860 E-mail: firma@projekt-servis.cz	Hlavní inženýr projektu: ING. STANISLAV JAROŠ Garant profese: -
--	--	--

Středisko: MOSTNÍ A POZEMNÍ STAVBY PRAHA			
Vedoucí střediska:  ING. MICHAELA KOPÁLOVÁ	Odpovědný projektant SO, IO, PS:  ING. LUDVÍK KOLPASKÝ	Vypracoval:  BC. JAROSLAV PAJDUČÁK	Kontroloval:  ING. LUDVÍK KOLPASKÝ

Název akce: REKONSTRUKCE TRATI V ÚSEKU KYJICE - CHOMUTOV	Číslo smlouvy: 19-010.640 Projektový stupeň: DSP
Název PS/SO: SO 14-06 Železniční most v km 62,867	Datum: 09 / 2019 Číslo části: D.2.1.4.1.6
Název přílohy: STATICKÝ VÝPOČET	Měřítko: Počet formátů: 156xA4 Číslo přílohy: 14

OBSAH:

1	ÚVODNÍ ÚDAJE	6
1.1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE O STAVBĚ	6
1.2	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE OBJEDNATELE (STAVEBNÍKA)	7
1.3	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE ZPRACOVATELE DOKUMENTACE	7
2	ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTU	8
2.1	ZÁKLADNÍ ÚDAJE	8
2.2	TECHNICKÝ POPIS	8
2.2.1	Nosná konstrukce mostu	8
2.2.2	Opěry	8
2.2.3	Křídla	8
3	TECHNICKÝ POPIS STÁVAJÍCÍHO STAVU OBJEKTU	9
3.1	POPIS JEDNOTLIVÝCH ČÁSTÍ OBJEKTU	9
3.2	VÝSLEDKY PRŮZKUMNÝCH PRACÍ	9
3.3	DOSAVADNÍ INŽENÝRSKÉ SÍTĚ NA MOSTĚ A V JEHO OKOLÍ	9
4	ZDŮVODNĚNÍ NAVRŽENÉHO TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ	9
5	PODKLADY	9
5.1	SMLUVNÍ PODKLADY	9
5.2	ZPRACOVANÉ DOKUMENTACE	9
5.3	GEODETICKÉ PODKLADY	10
5.4	OSTATNÍ POUŽITÉ PODKLADY	10
6	ÚZEMNÍ PODMÍNKY	10
6.1.1	Územní podmínky	10
6.1.2	Geotechnické podmínky	10
6.1.2.1	Úvod	10
6.1.2.2	Psaný geotechnický profil	11
6.1.2.3	Hydrogeologické poměry a agresivita prostředí	12
6.1.2.4	Geotechnická charakteristika základových půd	12
6.1.2.5	Pevnost zdiva	13
6.1.2.6	Podrobná situace	14
6.1.2.7	Inženýrskogeologický vrt J109	15
6.1.2.8	Geotechnická charakteristika původní opěry	16
7	NOVÝ STAV OBJEKTU	17
7.1	ŽELEZNIČNÍ SVRŠEK A SPODEK MOSTNÍHO OBJEKTU	17
7.2	NÁVRHOVÉ ZATÍŽENÍ ŽELEZNIČNÍ DOPRAVOU	17
7.3	PROSTOROVÉ USPOŘÁDÁNÍ NA MOSTNÍM OBJEKTU	17
7.4	KONCEPCE ŘEŠENÍ	17
7.4.1	Demolice	17
7.4.2	Vodorovná nosná konstrukce	18
7.4.3	Založení	18
7.4.4	Mostní římsa	18
7.4.5	Opěry	18
7.4.6	Křídla	18
7.4.7	Ochrana proti zemní vlhkosti	18
7.4.8	Odvodnění	19
7.4.9	Zásypy	19
7.4.10	Letopočet	19
7.4.11	Trakční trolejbusové vedení	19
7.4.12	Zábradlí	19
7.5	VÝPOČETNÍ MODEL A METODIKA VÝPOČTU	20

7.5.1	METODIKA VÝPOČTU.....	20
7.5.2	VÝPOČETNÍ MODEL Y.....	20
7.5.2.1	Prostorový model s deskostěnovými prvky.....	21
7.6	VÝPOČETNÍ POMŮCKY.....	24
7.7	POUŽITÁ LITERATURA, NORMY, PŘEDPISY, VZOROVÉ LISTY.....	24
8	VÝKRESOVÁ ČÁST.....	26
9	ZATÍŽENÍ.....	28
9.1	ROZBOR ZATÍŽENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE.....	28
9.1.1	ZÁKLADNÍ SKUPINY ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ.....	28
9.2	STÁLÉ ZATÍŽENÍ.....	29
9.2.1	MONTÁŽNÍ ZATÍŽENÍ.....	29
9.2.1.1	ZS01 VLASTNÍ TÍHA - ocelová konstrukce.....	29
9.2.1.2	ZS02 VLASTNÍ TÍHA - voda v betonu; montážní užité zatížení.....	29
9.2.2	OSTATNÍ ZATÍŽENÍ Go+R+S.....	30
9.2.2.1	ZS03 VLASTNÍ TÍHA – železniční svršek.....	30
9.2.2.2	ZS04 VLASTNÍ TÍHA – mostní vybavení.....	31
9.2.2.3	ZS05 R – POKLESY PODPOR.....	31
9.2.2.4	ZS6 S – SMRŠŤOVÁNÍ BETONU.....	31
9.3	PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ.....	32
9.3.1	P – SVISLÉ POHYBLIVÉ ZATÍŽENÍ.....	32
9.3.1.1	ZS07 LM71.....	32
9.3.1.2	ZS8 SW/2.....	35
9.3.1.3	ZS9 NEZATÍŽENÝ VLAK.....	35
9.3.2	B, O, W, T VODOROVNÉ A KLIMATICKÉ ZATÍŽENÍ.....	36
9.3.2.1	ZS10 O- Odstředivé síly.....	36
9.3.2.2	ZS11 BOČNÍ RÁZ.....	37
9.3.2.3	ZS12 B-BRZDNÉ A ROZJEZDOVÉ SÍLY.....	38
9.3.2.4	ZS13 V- VÍTR.....	39
9.3.2.5	ZS14 Tr – ROVNOMĚRNÁ ZMĚNA TEPLITY.....	40
9.3.2.6	ZS15 Tn – NEROVNOMĚRNÁ ZMĚNA TEPLITY.....	41
9.3.2.7	ZS16 Zatížení teplotním rozdílem mezi kolejí a nosnou konstrukcí.....	42
9.4	MIMOŘÁDNÉ ZATÍŽENÍ.....	42
9.4.1	ZS017 Zatížení vykolejením vlaku.....	42
10	CHARAKTERISTIKA POUŽITÝCH MATERIÁLŮ.....	43
11	KLASIFIKACE PRŮŘEZU.....	46
11.1	KLASIFIKACE PRŮŘEZU NAD PODPOROU.....	46
11.2	KLASIFIKACE PRŮŘEZU V POLI.....	49
12	POSOUZENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE.....	51
12.1	VNITŘNÍ SÍLY.....	51
12.3	KOMBINACE.....	52
12.3.1	Kombinace pro mezní stav únosnosti.....	52
12.3.1.1	Kombinační vztah 6.10a.....	52
12.3.1.2	Kombinační vztah 6.10b.....	52
12.3.1.1	Kombinační vztah pro mimořádné návrhové situace.....	52
12.3.2	Kombinace pro mezní stav použitelnosti.....	52
12.3.2.1	Kombinační vztah pro charakteristickou kombinaci.....	52
12.3.2.2	Kombinační vztah pro častou kombinaci.....	52
12.3.2.3	Kombinační vztah pro kvazistálou kombinaci.....	52
12.3.3	Součinitele zatížení.....	52
12.4	DIMENZE ROZHODUJÍCÍCH PRŮŘEZŮ.....	53
12.5	MEZNÍ STAVY ÚNOSNOSTI.....	54
12.5.1	MSÚ – Posouzení průřezu v podpoře.....	55
12.5.1.1	Plastická analýza ocelobetonového průřezu.....	55
12.5.1.2	Plastická analýza ocelového průřezu.....	57
12.5.1.3	Stanovení zatížitelnosti.....	58

12.5.1.4	Betonářská výztuž.....	59
12.5.2	<i>MSÚ – Posouzení průřezu v poli.....</i>	<i>61</i>
12.5.2.1	Plastická analýza ocelobetonového průřezu.....	61
12.5.2.2	Plastická analýza ocelového průřezu	62
12.5.2.3	Pružná analýza průřezu	63
12.5.2.4	Stanovení zatížitelnosti	64
12.5.2.5	Betonářská výztuž.....	65
12.5.2.6	Posouzení příčné výztuže v poli	65
12.5.3	<i>MSÚ – Únosnost svarových spojů.....</i>	<i>67</i>
12.5.4	<i>MSÚ – Provádění ZBN.....</i>	<i>69</i>
12.5.5	<i>MSÚ – Desky ztraceného bednění.....</i>	<i>72</i>
12.5.6	<i>MSÚ – Posouzení dalších ŽB průřezů.....</i>	<i>73</i>
12.5.6.1	ŽB křídla.....	73
12.6	MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI.....	78
12.6.1	<i>MSP – Omezení napětí NK od charakteristického zatížení</i>	<i>79</i>
12.6.1.1	Pružný výpočet napětí průřezu v podpoře.....	79
12.6.1.2	2Pružný výpočet napětí průřezu v poli	84
12.6.1.3	Souhrnný výpočet omezení napětí	90
12.6.1.4	Stanovení zatížitelnosti	91
12.6.2	<i>MSP – Únavové zatížení.....</i>	<i>92</i>
12.6.3	<i>MSP - Posouzení průhybu.....</i>	<i>96</i>
12.6.3.1	Nadvýšení	96
12.6.3.2	Svislý průhyb ZBN z hlediska bezpečnosti dopravy	96
12.6.3.3	Stanovení zatížitelnosti	97
12.6.4	<i>MSP – Deformace koncového průřezu ZBN.....</i>	<i>97</i>
12.6.4.1	Stanovení zatížitelnosti	97
12.6.5	<i>MSP – Zkroucení koleje na ZBN.....</i>	<i>97</i>
12.6.5.1	Stanovení zatížitelnosti	98
12.6.6	<i>MSP – Omezení šířky trhlín NK.....</i>	<i>98</i>
12.6.6.1	Průřez v poli	98
12.6.6.1	Stanovení zatížitelnosti	98
12.6.6.2	Průřez v podpoře.....	99
12.6.6.3	Stanovení zatížitelnosti	99
12.6.7	<i>MSP – Posouzení dalších ŽB průřezů</i>	<i>100</i>
12.6.7.1	Kolmá křídla – opěrná stěna	101
12.6.8	<i>MSP – Ověření náchylnosti k rezonancím</i>	<i>103</i>
12.6.8.1	Hmoty	103
12.6.8.2	Vlastní frekvence	103
12.6.8.3	Posouzení vlastní frekvence.....	104
13	POSOUZENÍ SPODNÍ STAVBY	106
13.1	DŘÍK OPĚRY	106
13.1.1	<i>MSÚ</i>	<i>107</i>
13.1.1.1	Průřez v místě uložení ocelového nosníku.....	107
13.1.1.2	Stanovení zatížitelnosti.....	109
13.1.1.3	Průřez v místě základové spáry.....	110
13.1.2	<i>MSP.....</i>	<i>112</i>
13.1.2.1	Průřez v místě uložení ocelového nosníku.....	112
13.1.2.2	Průřez v místě základové spáry.....	114
13.2	MIKROPILOTY	115
13.2.1	<i>Posouzení mikropiloty.....</i>	<i>116</i>
13.2.1.1	Zatížitelnost	117
13.3	PAŽÍČÍ KONSTRUKCE	118
14	ZÁVĚR.....	122
14.1	PŘEHLED ZATÍŽITELNOSTI ČÁSTI MOSTU	122
15	PŘÍLOHA 1 – VNITŘNÍ SÍLY - NK	123
15.1	MONTÁŽNÍ STAV - OCELOVÝ PRŮŘEZ	123

15.2	TRVALÝ STAV – OCELOBETONOVÝ STAV	124
16	PŘÍLOHA 2 – VNITŘNÍ SÍLY – MOSTNÍ OPĚRA.....	131
17	PŘÍLOHA 3 – VNITŘNÍ SÍLY – KŘÍDLA.....	147
17.1	ROVNOBĚŽNÁ KŘÍDLA	147
17.2	KOLMÁ KŘÍDLA (OPĚRNÉ STĚNY)	152

1 ÚVODNÍ ÚDAJE

1.1 Identifikační údaje o stavbě

Zakázkové číslo:	19-010.640
ISPROFIN:	542 352 0019
ISPROFOND:	327 321 4901
Název akce:	Rekonstrukce trati v úseku Kyjice – Chomutov
Kraj:	Ústecký
Katastrální území:	Nové Sedlo nad Bílinou [70 6728] Kyjice [78 6551] Otvice [71 6961] Jirkov [66 0761] Chomutov I [65 2458]
Druh dokumentace:	dokumentace pro stavební povolení
Trat':	504A Ústí nad Labem hl. n. os. n. – Chomutov 504G Odbočka Dolní Rybník – Jirkov
Trat'ový úsek:	0602 žst. Most - žst. Chomutov, západní zhlaví 0633 Dolní Rybník – Jirkov
Definiční úsek:	C5 žst. Kyjice 06 Kyjice – Dolní Rybník D1 Odbočka Dolní Rybník 08 Dolní Rybník – Chomutov město E1 odb. Chomutov město 10 odb. Chomutov město – Chomutov os. n. F1 žst. Chomutov os.n. 02 Dolní Rybník – Jirkov B1 nz. Jirkov
Správce:	Správa železnic, státní organizace Oblastní ředitelství Ústí nad Labem
Popis zadání:	Rekonstrukce trati V daném úseku, která povede ke zlepšení kvalitativních parametrů

1.2 Identifikační údaje objednatele (stavebníka)

Investor a objednatel: Správa železnic, státní organizace
Dlážděná 1003/7
110 00 PRAHA I
IČ: 70 99 42 34
DIČ: CZ 70 99 42 34

Zastoupená Stavební správa západ
Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9

Hlavní inženýr stavby: Ing. Vlastimil Spiegl

1.3 Identifikační údaje zpracovatele dokumentace

Dodavatel dokumentace: Sdružení „SEU + SP + PROJS_Kyjice-Chomutov_DSP“
Členové sdružení: SUDOP EU a. s.
Olšanská 2643/1a 130 80 Praha 3 – Žižkov
IČ: 05 16 50 24
DIČ: CZ 05 16 50 24

SUDOP PRAHA a. s.
Olšanská 2643/1a 130 80 Praha 3 – Žižkov
IČ: 25 79 33 49
DIČ: CZ 25 79 33 49

PROJEKT servis s. r. o.
U Elektry 830/2b
198 21 Praha 9 - Hloubětín
IČ: 49 82 31 41
DIČ: CZ 49 82 31 41

Zpracovatelé dokumentace:
Hlavní inženýr projektu Ing. Stanislav Jaroš SUDOP EU a. s.
Zástupce HIPa Ing. Ivan Grisa SUDOP EU a. s.

2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTU

2.1 Základní údaje

Název mostu:	SO 14–06 Železniční most v km 62,867
Staničení železniční evidenční:	km 62,867
Staničení železniční přesné:	km 62,859 269
TÚ:	0602 žst. Most - žst. Chomutov, západní zhlaví
DÚ:	10 odb. Chomutov město – Chomutov os. n.
Přemostovaná překážka:	místní komunikace
Počet nových kolejí nad mostem:	2
Šírá trať / staniční obvod:	šírá trať
Traťová rychlost v novém stavu:	95 km/hod

2.2 Technický popis

2.2.1 Nosná konstrukce mostu

VMP:	2,5
Druh nosné kce:	Zabetonované ocelové nosníky, vetknuté do dřívku opěry
Statické působení:	Integrovaný rámový most,
Rozpětí nové kce:	16,47 m
Stavební výška:	1,53 m (střed rozpětí), 1,81 m kraj nosníku
Šířka:	11,24 m
Celková délka:	28,610 m
Světlost:	15,20 m
Světlá výška:	4,57 m (střed rozpětí), 2,435 m (kraj)
Počet mostních otvorů:	1
Úhel křížení:	78°
Sklon:	1%

2.2.2 Opěry

Druh konstrukce:	ŽB
Výška:	2,58 m
Šířka:	10 m
Tloušťka:	1,56-2,70 m

2.2.3 Křídla

Druh konstrukce:	ŽB
Výška:	3,140 m
Délka:	5,48 m (křídlo 1, levé), 6,53 m (křídlo 1, pravé), 4,81 m (křídlo 2, levé), 4,86 m (křídlo 2, pravé)
Šikmost:	0° (křídla 1,2 levá), 102° (křídla 1,2, pravá)

3 TECHNICKÝ POPIS STÁVAJÍCÍHO STAVU OBJEKTU

3.1 Popis jednotlivých částí objektu

Mostní objekt pochází z roku 1975. Jedná se o ocelovou konstrukci, hlavní nosnou konstrukci tvoří trámové plnostěnné nosníky, mostovka je zapuštěná, uložení koleje je na mostnicích.

Nosná konstrukce – Hlavní nosníky jsou plnostěnné svařované výšky 1,12 m až 1,22 m s osovou vzdáleností 2,80 m.

Ložiska – konstrukce ložisek je ocelová, vahadlová – stolicové resp. válcové.

Spodní stavba – Jedná se o železobetonovou konstrukci s úložným prahem a dříkem.

3.2 Výsledky průzkumných prací

Stavebně-technický průzkum:

- Dle stavebně technického průzkumu beton opěr vykazuje průměrnou krychelnou pevnost 26MPa. Vizuálně působí beton zachovalým dojmem.
- Hloubka karbonatace byla laboratorně určena na 25 mm.

Geotechnický průzkum:

- Podrobnosti jsou v části projektové dokumentace – J – Průzkumy.

3.3 Dosavadní inženýrské sítě na mostě a v jeho okolí

Na mostním objektu se nacházejí sítě:

Drážní sítě:

ČD Telematika – je vedena podél zábradlí u levé nosné konstrukce

SŽDC SSZT – je vedena podél zábradlí u levé nosné konstrukce

Nové drážní sítě budou vedeny na levé konstrukci podél římsy ve šterkovém loži

Trakční trolejbusové vedení

Mimodrážní sítě:

Vedení kabelu ČEZ – kolmo na kolej podél opěry č. 2

Vodovod a kanalizace – Vedeny pod mostním objektem v pozemních komunikacích

Radiové vedení – Vedené v chodníku pro pěší u opěry č. 1

4 ZDŮVODNĚNÍ NAVRŽENÉHO TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Hodnocený stav dle Oblastního ředitelství Ústí nad Labem: 2/2

Dle místního šetření projektanta vykazuje nosná konstrukce a spodní stavba degradaci materiálu.

Stávající uložení železničního svršku na mostnicích je nevyhovující.

Výstavba nového mostu je součástí rekonstrukce trati v úseku Kyjice – Chomutov.

5 PODKLADY

5.1 Smluvní podklady

Obchodní podmínky zhotovení projektu

Všeobecné technické podmínky

Zvláštní technické podmínky, Projekt stavby “Rekonstrukce trati v úseku Kyjice – Chomutov”

5.2 Zpracované dokumentace

Přípravná dokumentace (zpracovatel PROJEKT servis pol. s.r.o..)

5.3 Geodetické podklady

- /I/ geodetické zaměření stávajícího stavu stavby,
- /II/ kopie katastrálních map ČÚZK,
- /III/ zákres stávajících sítí,
- /IV/ geotechnický průzkum „REKONSTRUKCE TRATI V ÚSEKU KYJICE – CHOMUTOV; GEOTECHNICKÝ PRŮZKUM; MOSTY, PROPUSTY, POZEMNÍ OBJEKTY; SO 14-06 ŽELEZNIČNÍ MOST V EV. KM 62,867“.

5.4 Ostatní použité podklady

- místní šetření a rekognoskace terénu
- fotodokumentace
- výrobní porady

6 Územní podmínky

6.1.1 Územní podmínky

Most se nachází v katastrálním území Chomutov. Trať je umístěna v intravilánu. Přemostuje komunikaci a chodníky pro pěší v ulici Cihlářská.

6.1.2 Geotechnické podmínky

6.1.2.1 Úvod

Geologický profil a přiřazení zemin vyplývá dle geotechnického a stavebnětechnického průzkumu. /IV/

6.1.2.2 Psaný geotechnický profil

Geologické poměry:

- vyhodnocení geologických a geotechnických poměrů bylo provedeno na základě dokumentace nově provedeného jádrového vrtu,
- jádrový vrt svrchu zastihl navážky charakteru místních překopaných písčitohlinitých a hlinitoštěrkovitých zemin se stavebním odpadem a příměsí popela,
- v úrovni 3,90 m za opěrou byl zastižen původní humózní horizont,
- níže byly zastiženy kvartérní fluvialní hlinité a štěrkovité zeminy,
- předkvartérní miocenní podklad byl sondou zastižen v hloubce 7,5 m pod povrchem, jedná se o souvrství hlinitojílovitých zemin s proměnlivou příměsí písčité a štěrkovité složky, u báze pak až charakteru jílovitých písků.

Geotechnický typ:

Kvartér (Q):

Geotechnický typ Y2
úroveň 2,00 – 3,80 m

Navážka charakteru štěrku hlinitého (G4 GMY), středně ulehlého, hnědého, tvořeného valouny a opracovanými úlomky hornin vel. 1-4 cm, netvoří kostru, s hrubozrnnou písčitou výplní, u báze s organickou příměsí; dále charakteru hlíny se střední plasticitou, tuhé až pevné, světle hnědé, šedě smouhované, s hojnými střípky porcelanitu vel. do 0,5 cm a cihel vel. do 1 cm

Geotechnický typ Y3
úroveň 0,00 – 2,00 m

Navážka charakteru hlíny písčité (F3 MSY), pevné, hnědé, rezavě smouhované, s hojnými střípky a opracovanými úlomky hornin vel. 1-2 cm, oj. až 12 cm, oj. s příměsí popela, svrchu s kořínky rostlin a travním drnem

Geotechnický typ H
úroveň 3,80 – 3,90 m

Hlína se střední plasticitou (F5 MIO), tuhá, tmavě hnědá, slabě humózní, s kořínky rostlin

Geotechnický typ F3
úroveň 3,90 – 4,60 m

Hlína se střední plasticitou (F5 MI), pevná (Op=350 kPa), hnědá, slabě písčitá, s oj. valouny vel. do 9 cm

Geotechnický typ F7
úroveň 4,60 – 7,50 m

Štěr s příměsí jemnozrnné zeminy (G3 G-F), středně ulehlý, hnědý, tvořený opracovanými úlomky a valouny vel. 1-8 cm, tvoří kostru, v úrovni od 6 m tvořený balvany čediče vel. 5-20 cm, s hrubozrnnou hlinitopísčitou výplní, u báze charakteru až štěrku hlinitého (G4/GM)

Miocén (M)

Geotechnický typ M1
úroveň 7,50 – 8,50 m

Jíl štěrkovitý (F2 CG), tuhý, světle hnědý, šedě a růžově smouhovaný, s hojnými úlomky zvětralých a kaolinizovaných rul vel. 1-2 cm

Geotechnický typ M2
úroveň 8,50 – 11,90 m
mocnost 1,30 – 1,40 m

Hlína písčitá (F3 MS), tuhá až pevná, světle hnědá, šedě smouhovaná, s hojnými střípky vel. do 1 cm a jíl písčitý (F4 CS), pevný (Op=200-300 kPa), bílošedý, kaolinický, jemnozrnný

Geotechnický typ M3
úroveň 9,80 – 10,50 m

Jíl se střední plasticitou (F6 CI), pevný (Op=200-250 kPa), bílošedý, kaolinický, se slabou písčitou příměsí

Geotechnický typ M6
úroveň 11,90 – 14,50 m

Písek jílovitý (S5 SC), ulehlý, výplň tuhé konzistence (Op=180-220 kPa), bílošedý, jemnozrnný, místy až středně zrnitý, kaolinický, s oj. valouny pískovce vel. do 1 cm

/IV/

6.1.2.3 Hydrogeologické poměry a agresivita prostředí

Agresivita kapalného prostředí Hladina podzemní vody byla nově realizovanou sondou zastižena v úrovni 9,50 m pod terénem.

Dle laboratorního rozboru jsou podzemní vody hodnoceny jako středně agresivní ve stupni **XA2** (z důvodu vysokého obsahu agresivního CO₂) podle ČSN EN 206 a ve stupni I. (pH) a stupni IV. (konduktivita, agresivní oxid uhličitý, chloridy + sírany) dle ČSN 03 8375.

Charakteristika zvodně Hladina podzemní vody se vyskytuje v prostředí kvartérních fluvialních štěrků, kde se jedná o vodní režim průlinový. Hladina podzemní vody je zavěšená.

Agresivita podzemních vod

Vrt	Hloubka odběru (m)	SO ₄ ²⁻ (mg/l)	pH (-)	CO ₂ agr. (mg/l)	NH ₄ ⁺ (mg/l)	Mg ²⁺ (mg/l)	Výsledný stupeň agresivity
J109	9,50	196	6,6	41,8	1,9	42,5	XA2
Limity:		< 200	> 6,5	< 15	< 15	< 300	neagresivní
		200-600	5,5-6,5	15-40	15-30	300-1000	XA1
		600-3000	4,5-5,5	40-100	30-60	1000-3000	XA2
		3000-6000	4,0-4,5	>100	60-100	> 3000	XA3

pozn.: - pokud dva sledované chemické parametry dosáhly stejné hodnotící kategorie, byly zařazeny podle ČSN EN 206 do následujícího vyššího stupně agresivity

/IV/

6.1.2.4 Geotechnická charakteristika základových půd

Geotechnický typ	Geologické stáří	Třída / symbol ČSN P 73 1005	Třídy zemin podle ČSN EN ISO 14689-1	Objemová tíha γ [kN.m ⁻³] ¹⁾	I_c * [1] / I_p ** [%]	E_{def} [MPa]	ν [1]	$\phi_{def} \phi^*$ [°]	c_{def}, c^* [kPa]	ϕ_u [°]	c_u [kPa]	Předpokládaná únosnost R_p [kPa] ²⁾	U_{stab} [kN] ³⁾	Těžištnost ⁴⁾ Vrtitelnost ⁵⁾
Y2	R	(G4) Y	siGr, siSa, saSi	18,0	(50**)	15	0,35	25	8	-	-	175	300	I / II
Y3	R	(F3) Y	saSi, saCl, siSa	18,0	(1,2*)	8	0,37	21	14	2	70	200	450	I / I
H	Q	F5/MI+O	saorSi, siorCl	16,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	I / I
F3	Q	F5/MI	clSi	20,5	1,4*	8	0,40	21	18	5	75	225	650	I / I
F7	Q	G3/G-F	saGr, Gr	19,0	75**	80	0,25	35	0	-	-	700	800	I / II
M1	Mi	F2/CG	sagrCl	19,5	0,7*	18	0,35	29	16	10	65	300	750	I / I
M2	Mi	F3/MS F4/CS	saCl	18,5	0,7-1,2* (0,9*)	9	0,35	26	15	5	70	250	650	I / I
M3	Mi	F6/CI	siCl, Cl	21,0	1,2*	9	0,40	22	20	5	80	225	650	I / I
M6	Mi	S5/SC	clSa	19,0	80**	15	0,35	30	8	-	-	275	550	I / I

/IV/

Vysvětlivky:

γ - objemová tíha zeminy	c_u – totální soudržnost	c – zdánlivá soudržnost (*)
I_c – stupeň konzistence (*)	ϕ_u – totální úhel vnitřního tření	ϕ – zdánlivý úhel vnitřního tření (*)
I_D – relativní ulehlost (**)	c_{ef} – efektivní soudržnost	ν - Poissonovo číslo
E_{def} – modul přetvárnosti	ϕ_{ef} – efektivní úhel vnitřního tření	R_p – předpokládaná únosnost

6.1.2.5 Pevnost zdiva

Pro orientační ověření pevnosti betonu konstrukce byly z diagnostických vrtů odebrány 2 vzorky, na kterých byly provedeny zkoušky prosté pevnosti v jednoosém tlaku.

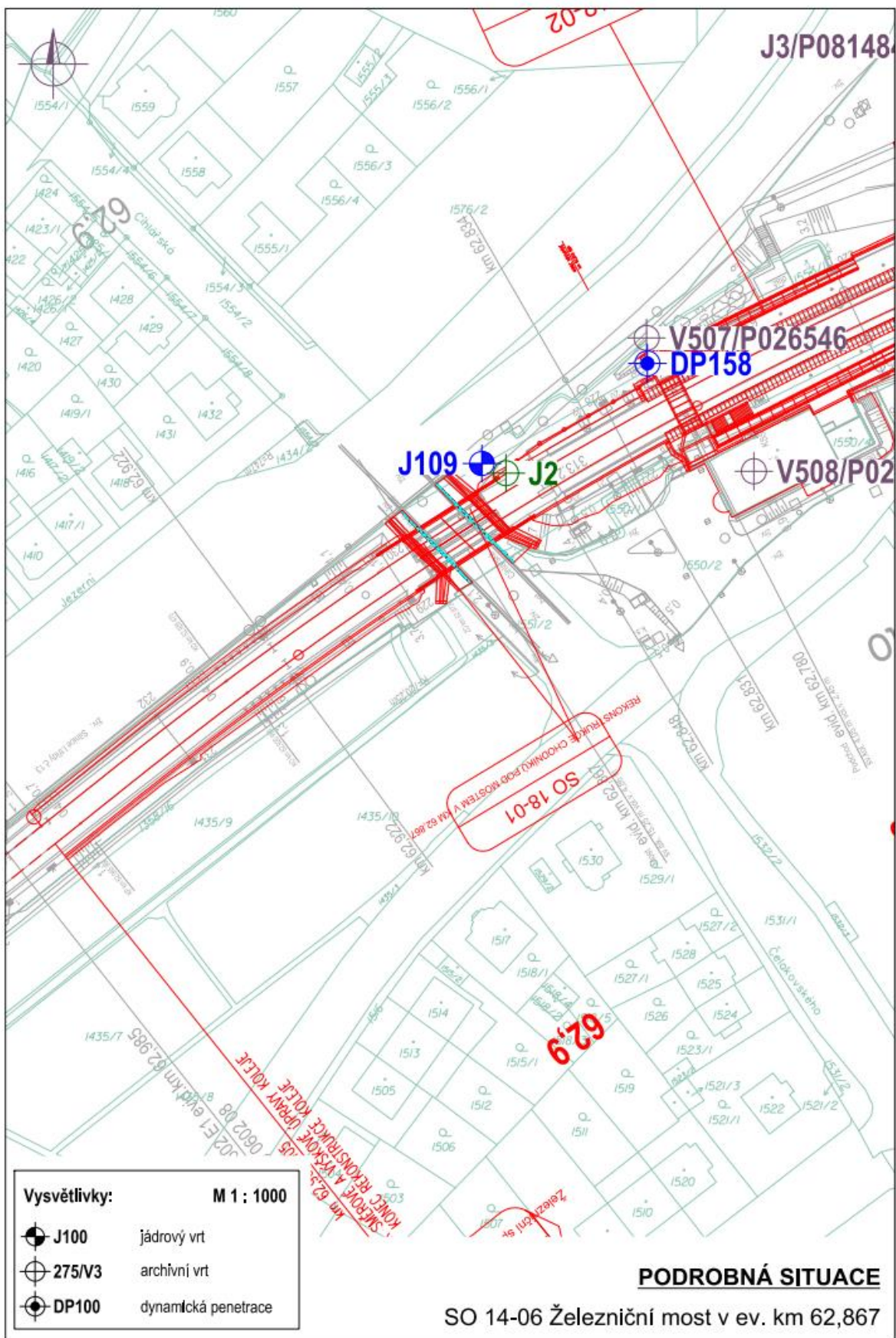
Výsledky zkoušky jsou uvedené v následujících tabulkách:

Vrt	Označení laboratorního vzorku	Průměr d [mm]	Výška po koncování h_k [mm]	$\lambda_{h_k / d}$	Objemová hmotnost m [kg/m ³]	Krychelná pevnost v tlaku $f_{c,cube}$ [MPa]
pevnost betonu chomutovské opěry (ČSN EN 12390-3)						
Š109	2503/p1	61,3	61,6	1,20	2447	17,55
	2503/p2	61,2	64,9	1,18	2324	23,24
	2503/p3	61,2	63,9	1,21	2298	22,26
	2503/p4	61,1	65,0	1,21	2372	21,39
	2503/p5	61,5	65,2	1,14	2381	25,78
Š110	2504/p1	61,3	64,8	1,23	2381	37,43
	2504/p2	61,3	34,8	1,21	2382	34,69
	2504/p3	61,5	64,5	1,23	2372	30,47
	2504/p4	61,2	64,6	1,19	2384	24,07
	2504/p5	61,5	63,4	1,19	2371	23,45
Průměr					2371	26,0
Směrodatná odchylka						6,2
Variační koeficient [%]						24,0

Vzorky betonu chomutovské opěry byly zkoušeny podle ČSN EN 12390-3. Z provedených zkoušek odebraných vzorků vyplývá, že průměrná krychelná pevnost betonu je 26,0 MPa, směrodatná odchylka 6,2 MPa a variační koeficient je 24,0 %.

/IV/

6.1.2.6 Podrobná situace



/IV/

6.1.2.7 Inženýrskogeologický vrt J109

SUDOP PRAHA a.s. Olšanská 1a 130 80 Praha 3		Inženýrskogeologický vrt J109		strana 1 z 1																																				
Zakázka: Rekonstrukce trati v úseku Kyjice - Chomutov																																								
Číslo zakázky: 19-082.207		Souřadnice JTSK (m): X = 990 662,64 Y = 807 836,21																																						
Objednatel: Správa železniční dopravní cesty, s.o.		Nadmořská výška (Bpv): Z = 348,58 m n. m.																																						
Datum provedení: 9 - 10. říjen 2019		Katastrální území: Chomutov I																																						
Dokumentoval: Mgr. Jakub Hruška		Typ soupravy: FRASTE Multidril ML		Vrtmistr: Jiří Černý																																				
Vyhodnotil: Mgr. Jakub Hruška		Vrtný průměr: do 8.50 m / 196 mm, do 9.50 m / 176 mm, do 14.50 m / 156 mm																																						
Odpovědný geolog: Mgr. Jakub Hruška		Technické pažení: do 10.00 m / 216 mm																																						
Stratigrafie	Nad. výška (m n.m.)	Legenda	Hloubka (m)	Voda	Typ vzorku Třída kvality	GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN	Značení ČSN EN ISO 14688-2	Značení ČSN P 731005	Tělnost ČSN 736133	Vrstvnost VC 800-2																														
Recent	346,58		2,00			Navážka - charakteru hlíny písčité, pevné, hnědé, rezavě smouhované, s hojnými střípkami a opracovanými úlomky hornin vel. 1-2 cm, oj. až 12 cm, oj. s příměsí popela, svrchu s kořínky rostlin a travním drem	sagrSi	F3/MSY	I	I																														
	345,08		3,50			Navážka - charakteru štěrku hlinitého, středně ulehého, hnědého, tvořeného valouny a opracovanými úlomky hornin vel. 1-4 cm, tvoří kostru, s hrubozrnnou hlinitopísčitou výplní, u báze s organickou příměsí	siGr	G4/GMY	I	I																														
Kvartér	344,78		3,80			Navážka - charakteru hlíny se střední plasticitou, tuhá až pevná, světle hnědá, šedě smouhovaná, s hojnými střípkami porcelanitu vel. do 0,5 cm a cihel vel. do 1 cm	sacSi	F5/MIY	I	I																														
	344,68		3,90			- navážka	clorSi	F5/MIO	I	I																														
	343,98		4,60			Hlína se střední plasticitou - tuhá, tmavě hnědá, slabě humózní, s kořínky rostlin	saSi	F5/MI	I	I																														
						- pohřbený humózní horizont																																		
						Hlína se střední plasticitou - pevná (Op=350 kPa), hnědá, slabě písčitá, s oj. valouny vel. do 9 cm																																		
Mikocén	341,08		7,50			Štěr s příměsí jemnozrnné zeminy - středně uhlý, hnědý, tvořený opracovanými úlomky a valouny vel. 1-8 cm, tvoří kostru, v úrovni od 6 m tvořený balvany čediče vel. 5-20 cm, s hrubozrnnou hlinitopísčitou výplní, u báze charakteru až štěrku hlinitého (G4/GM)	sasiGr	G3/G-F	I	II																														
						- fluvialní sediment																																		
	340,08		8,50			Jíl štěrkovitý - tuhý, světle hnědý, šedě až růžově smouhovaný, s hojnými úlomky zvětralých a kaolinizovaných rul vel. 1-2 cm	sagrCl	F2/CG	I	I																														
	338,78		9,80			Hlína písčitá - tuhá až pevná, světle hnědá, šedě smouhovaná, s hojnými střípkami vel. do 1 cm	saCl	F3/MS	I	I																														
	338,08		10,50			Jíl se střední plasticitou - pevný (Op=200-250 kPa), bílošedý, kaolinický, se slabou písčitou příměsí	siCl	F6/CI	I	I																														
	336,68		11,90			Jíl písčitý - pevný (Op=200-300 kPa), bílošedý, kaolinický, jemnozrnný	saCl	F4/CS	I	I																														
	334,08		14,50			Písek jílovitý - uhlý, výplň tuhé konzistence (Op=180-220 kPa), bílošedý, jemnozrnný, místy až středně zrnitý, kaolinický, s oj. valouny pískovce vel. do 1 cm	clSa	S5/SC	I	I																														
						- mostecké souvrství, bezuhelný vývoj																																		
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Hladina podzemní vody</th> <th colspan="3">Vzorky</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Naražená</td> <td>Ustálená</td> <td></td> <td>Vysvětlivky:</td> <td colspan="2">Seznam vzorků (lab. číslo):</td> </tr> <tr> <td>Hloubka p.t.</td> <td>Nadm. výška</td> <td></td> <td>P - Poloporušený vzorek</td> <td colspan="2">P: 9.20 - 9.60 m [3041]</td> </tr> <tr> <td>6.80 m</td> <td>341.78 m n.m.</td> <td></td> <td>V - Vzorek vody</td> <td colspan="2">P: 11.50 - 11.70 m [3042]</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td colspan="2">V: 9.50 m [1150]</td> </tr> </tbody> </table>						Hladina podzemní vody			Vzorky			Naražená	Ustálená		Vysvětlivky:	Seznam vzorků (lab. číslo):		Hloubka p.t.	Nadm. výška		P - Poloporušený vzorek	P: 9.20 - 9.60 m [3041]		6.80 m	341.78 m n.m.		V - Vzorek vody	P: 11.50 - 11.70 m [3042]						V: 9.50 m [1150]		Poznámka: Op - měření osobním penetrometrem (kPa)				
Hladina podzemní vody			Vzorky																																					
Naražená	Ustálená		Vysvětlivky:	Seznam vzorků (lab. číslo):																																				
Hloubka p.t.	Nadm. výška		P - Poloporušený vzorek	P: 9.20 - 9.60 m [3041]																																				
6.80 m	341.78 m n.m.		V - Vzorek vody	P: 11.50 - 11.70 m [3042]																																				
				V: 9.50 m [1150]																																				

/IV/

6.1.2.8 Geotechnická charakteristika původní opěry

Dle geotechnického průzkumu „REKONSTRUKCE TRATI V ÚSEKU KYJICE – CHOMUTOV; GEOTECHNICKÝ PRŮZKUM; MOSTY, PROPUSTY, POZEMNÍ OBJEKTY; SO 14-06 ŽELEZNIČNÍ MOST V EV. KM 62,867“ /IV/ vyplývá, že provedené laboratorní zkoušky betonu opěry, vykazují krychlenou pevnost v tlaku 26,0 MPa.

- třída betonu **C25/30**

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0.05} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$\sin \varphi_{kc} = \frac{f_{ck} - f_{ctk,0.05}}{f_{ck} + f_{ctk,0.05}} = \frac{25 - 1,8}{25 + 1,8} = 0,866$$

$$\varphi_{kc} = 1,05 = 59,96^\circ$$

$$c_{kc} = \frac{f_{ctk,0.05}}{2} \cdot \left(\operatorname{tg} \varphi_{kc} + \frac{1}{\cos \varphi_{kc}} \right) = 2,05 \text{ MPa}$$

- dílčí součinitele vlastnosti betonu pro MSÚ

$$\gamma_{\varphi c} = 1,21 \quad - \bullet \text{ Chark. úhel vnitřního tření}$$

$$\gamma_{cc} = 1,25 \quad - \bullet \text{ Chark. soudružnost}$$

- Návrhové parametry betonu

$$\varphi_{dc} = 60,0 / 1,21 = 49,55^\circ$$

$$c_{dc} = 2,05 / 1,25 = 1,64 \text{ MPa}$$

7 NOVÝ STAV OBJEKTU

7.1 Železniční svršek a spodek mostního objektu

Kolej ve sledovaném úseku trati sestává z kolejnic tvaru kolejnic 60 E2 na betonových pražcích délky 2,6 m s pružným upevněním a rozdělením pražců „u“. Kolej je navrhovaná jako bezстыková. Řešený úsek se nachází v oblouku $R=740$ m, maximální návrhová rychlost je 95 km/h. V tomto úseku trať stoupá pod sklonem 5,694 ‰ ve směru staničení.

Kolej: Směrový posun Výškový posun

Kolej č. 1: $P = 130 \text{ mm} + 38 \text{ mm}$

Kolej č. 2: $P = 285 \text{ mm} + 143 \text{ mm}$

7.2 Návrhové zatížení železniční dopravou

Návrhové zatížení je zde pro 1. třídu podle kategorizace trati dle ZTP. Model zatížení LM71 (ČSN EN 1991-2), charakteristická hodnota svislé síly – nápravové zatížení $Q_{vk} = 250 \text{ kN}$, klasifikační součinitel zatížení: $\alpha = 1,21$ (trať 1. třídy). Model zatížení SW/2 (ČSN EN 1991-2), charakteristická hodnota svislého zatížení $q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$. Model zatížení od prázdného vlaku tzv. "Nezatížený vlak", charakteristická hodnota svislého zatížení $q_{nv,k} = 10 \text{ kN/m}$.

7.3 Prostorové uspořádání na mostním objektu

Na mostě bude zajištěna průchodnost VMP 2,5 (kolej s průběžným šterkovým ložem: $2500 \text{ mm} + 125 \text{ mm} = 2,625 \text{ mm}$). Jedná se o přesýpanou konstrukci v širé trati.

7.4 Koncepce řešení

7.4.1 Demolice

Demolice bude provedena po polovinách. V rámci 1. etapy stavby bude provedena demolice pravé poloviny mostu.

Provoz pod mostem v ulici Cihlářská bude omezen po celou dobu rekonstrukce mostu jak pro automobily, tak pro pěší provoz. Zábradlí u veřejného chodníku bude před samotnými pracemi odinstalováno. Po dokončení obou polovin mostu bude zpětně instalováno se sítovou ochranou od trakčního vedení.

Způsob demolice ocelové nosné konstrukce závisí na možnostech vybraného zhotovitele. Předpokládá se, že konstrukce bude snesena po částech rozpalováním na jednotlivé kusy za pomoci dočasných podpor a jeřábů.

Odstranění částí dříků musí probíhat s respektováním k částem dříku, které je potřeba zachovat. A to zejména část opěry levého mostu, po kterém v první etapě bude převeden provoz. Dále pak úroveň, ze které budou vrtány mikropiloty. K odstranění zde budou použity především řezací nástroje např. stěnové pily. Dočištění spáry mezi původním a novým dříkem bude provedeno ručními zbíječkami.

Odstraněné části dříků budou odvezeny na skládku, kde budou recyklovány rozdrcením.

Během výkopových prací za opěrou je nutno provádět pažení zasypu za opěrou, a to jednak proti druhé polovině železničního mostu, která zůstává v provozu, tak i proti sousednímu silničnímu mostu. Předpokládá se záporové pažení s vodorovnou převázkou zajištěnou pramencovými kotvami. Jednotlivé parametry pažení závisí na návrhu a možnostech vybraného zhotovitele dle inventárního materiálu, který bude mít k dispozici. Zhotovitel plně zodpovídá za provedení demolice a stabilitu všech konstrukcí během demolice. Je nutno zabránit všemi dostupnými prostředky pádu nebo vjetí vozidla do prostoru staveniště. V době demolice je nutno zabránit pohybu pracovníků i kohokoli jiného v místech, která by mohla být demolovanými konstrukcemi ohrožena, zejména pod nimi.

7.4.2 Vodorovná nosná konstrukce

Vodorovnou nosnou konstrukcí tvoří zabetonované ocelové nosníky proměnné tloušťky. Celkem se na mostě nachází 2 x 7 svařovaných nosníků. Mezi nosníky jsou umístěny cementotřískové desky, které slouží jako ztracené bednění. Deska je ukončena příčnicí. Je použit beton C35/45.

7.4.3 Založení

Po začištění konstrukcí po odbourání budou z této úrovně vrtány mikropiloty. Navržené rozmístění mikropilot je patrné z příslušné výkresové přílohy. Vnější řady pilot budou provedeny pod úhlem, střední řada pilot bude svislá. Předpokládá se provedení mikropilot do vrtu průměru 200 mm s trubkou profilu TR108/16 mm S355JR. Na hlavy mikropilot bude osazena roznášecí deska 300x300x40mm, která zajistí bezpečný přenos sil z pilot do opěry.

Délka mikropilot se předpokládá 13 m, 3 m v dříku původní opěry a minimálně 10 m pod úroveň základové spáry. Části mikropilot pod úrovní základové spáry se provedou jako proinjektované s průměrem kořene 200 mm. Délka mikropilot je závislá na hloubce založení původní opěry a na geologických podmínkách. Průzkumný vrt byl proveden pouze u opěry O2 do hloubky 6 m pod předpokládanou úroveň základové spáry. **Proto bude proveden na každé opěře první vrt hloubky 20 m, na základě kterého bude projektantem upřesněna délka mikropilot, ta bude odsouhlasena TDI.**

7.4.4 Mostní římsa

Železobetonová římsa C30/37 kopíruje sklon nivelety, je umístěna na desce mostovky a monolitických ŽB křídlech, které slouží k přechodu otevřeného do uzavřeného kolejového lože. Na mostní římse je umístěné svislé dopravní značení (B16 – omezení podjezdné výšky 4,2 m) a vytlačen vlysem rok výstavby.

7.4.5 Opěry

Nově navržené opěry jsou z železobetonu C30/37. Opěry jsou založeny na mikropilotách, zbudovaných na zachovalé části spodní stavby původního objektu. Dřík opěry má náběh v místě uložení ocelových nosníků z 1,56 m na 2,7 m. Za opěrami je zřízena kamenná rovinanina pro zajištění odvedení vody za spodní stavbou

7.4.6 Křídla

Jedná se o monolitická železobetonová křídla z betonu C35/45. Křídla jsou rovnoběžná s mostem a vetknutá do opěr.

Mezi železničním a silničním mostem budou provedeny kolmá křídla – opěrné stěny z betonu C30/37.

7.4.7 Ochrana proti zemní vlhkosti

Specifikace vodotěsné izolace nosné konstrukce je podrobně uvedena v příloze **014 – Systém vodotěsné izolace**. Provedení systému vodotěsné izolace musí odpovídat TKP SŽDC, kap. 22.A a TNŽ 73 6280. Záruční doba systému vodotěsné izolace je 10 let. Izolace musí být provedena odbornou aplikační firmou proškolenou pro daný systém izolace. Aplikační firma zpracuje detailní technologický předpis pro provádění systému vodotěsné izolace pro konkrétní podmínky daného mostního objektu, který bude obsahovat i řešení rozhodujících detailů. Počet vrstev a tloušťka pásové izolace budou v souladu s platným osvědčením a budou stanoveny v TP provádění SVI dokumentace zhotovitele. Technologický předpis (TP) musí být schválen stavebním dozorem a odsouhlasen projektantem. Zhotovitel dále doloží doklad o proškolení k provádění prací v ochranném pásmu dráhy.

Při realizaci budou prováděny kontrolní zkoušky podle TKP SŽDC, kap. 22.A.5 a TNŽ 73 6280.

7.4.8 Odvodnění

Za opěrami a křídlem se vybuduje kameninová rovinanina tl. min 600, která slouží jako drenážní vrstva mostu. Samotné odvodnění je realizováno pomocí plastové trouby DN 200 mm, která je vyvedena skrz dřík opěry s vyústěním v původním odvodňovacím systému.

7.4.9 Zásypy

Zásyp mostu bude proveden po konstrukci železničního spodku, která je součástí SO 12-16-01. Zásyp bude proveden vhodným nenamrzavým materiálem (např. štěrkodrtí 16/32). Část materiálu může být nahrazena vhodným vyzískaným materiálem z výkopů. Vhodnost využití bude přehodnocena při realizaci za účasti geologa stavby a podléhá odsouhlasení TDI. Hutnění bude po vrstvách maximálně 300 mm na $I_d=0,95$. Kontrolní zkoušky budou provedeny v minimálním rozsahu podle TKP, kap. 3 a 6. Na nově budované svahy se umístí zatravnňovací geotextilie

7.4.10 Letopočet

Letopočet výstavby bude proveden vlysem do betonu římsy.

7.4.11 Trakční trolejbusové vedení

Trakční trolejbusové vedení bude před samotnými pracemi odpojeno a odinstalováno. Po dokončení obou polovin mostu bude instalována nová ochrana trakčního vedení pod mostem a bude zpětně nainstalováno trakční vedení.

7.4.12 Zábradlí

Zábradlí je navrženo jako třímadlové úhelníkové zábradlí. Sloupky budou z L80/80/8 a madla z L70/70/6. Výška zábradlí je 1100 mm nad pochozí plochou. Zábradlí bude kotveno pomocí patních plechů 260x200x16 a chemických kotev M16 z oceli 8.8. Podrobněji viz výkresová část – výkres zábradlí.

7.5 VÝPOČETNÍ MODEL A METODIKA VÝPOČTU

7.5.1 METODIKA VÝPOČTU

1. Hlavní nosná konstrukce (hlavní nosníky a spodní stavba (založení) mostu jsou navrženy dle teorie mezních stavů proti překročení 1. mezního stavu únosnosti a 2. mezního stavu použitelnosti. Při posouzení 1. mezního stavu se uvažuje s pružným působením nebo plastickým působením, při posouzení 2. mezního stavu se uvažuje vždy pouze s pružným působením.

1. mezní stav - únosnost:

Stav, který by mohl být dosažen při extrémních podmínkách zatížení a kvality materiálu zcela výjimečně. Stanovení vnitřních sil se provádí z charakteristických hodnot zatížení vynásobených součinitelem zatížení (extrémní návrhové zatížení se součiniteli $\gamma_F \geq 1$). Únosnost průřezu se stanoví z charakteristických hodnot materiálů vydělených součinitelem materiálů (návrhová pevnost se součiniteli $\gamma_M \geq 1$).

2. mezní stav použitelnosti:

Stav, který může být dosažen od maxima běžného provozu. Při dosažení tohoto stavu by měla i „plasticky“ navrhovaná konstrukce zůstat ve všech částech pružná. Stanovení vnitřních sil se provádí z charakteristických hodnot zatížení vynásobených součinitelem zatížení (provozní návrhové zatížení se součiniteli $\gamma_F = 1$). Únosnost průřezu se stanoví z charakteristických hodnot materiálů vydělených součinitelem materiálů ($\gamma_M = 1$).

2. Veškeré zatížení je uvažováno dle platných ČSN EN 1991.

3. Kombinace zatížení dopravou je uvažována dle ČSN EN 1991-2, kombinace s ostatním zatížením dále dle ČSN EN 1990.

4. Most navržen dle ČSN EN 1991-2 na účinky zatěžovacího (LM71, SW/2, “Nezatížený vlak”).

7.5.2 VÝPOČETNÍ MODEL Y

Pro zjištění vnitřních sil bylo vytvořeno několik prostorových výpočetních modelů v programu Scia Engineer 19.1

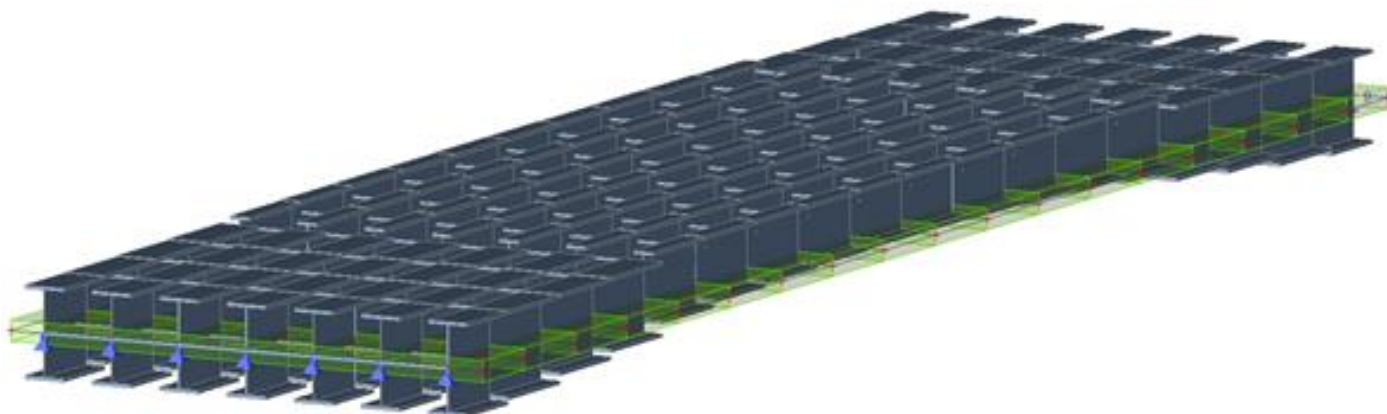
- Prostorový model pro průběh výstavby
- Prostorový model pro výpočet stability
- Prostorový globální model

Tyto modely byly dle potřeby zatíženy veškerým uvažovaným zatížením (krátkodobé i dlouhodobé či stálé zatížení). Vlastnosti zadaných materiálů odpovídají obecně modelu pro výpočet vnitřních sil od krátkodobého zatížení.

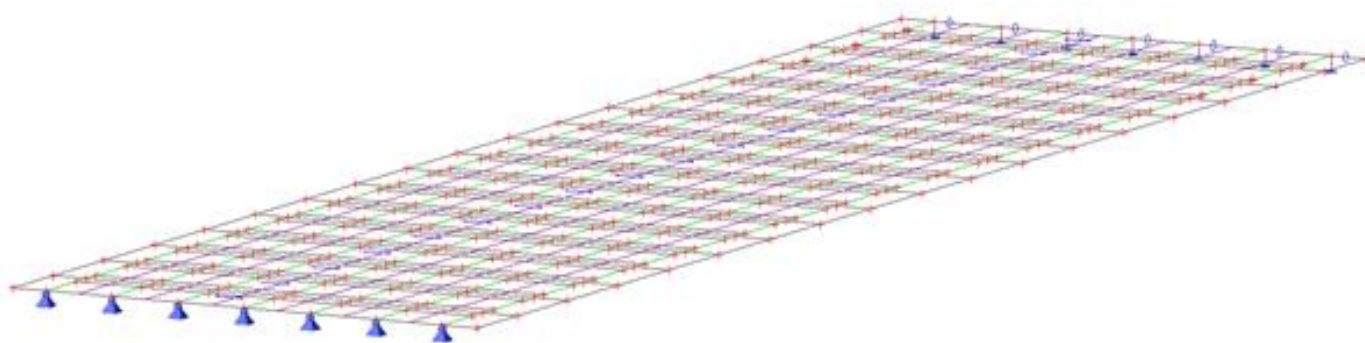
7.5.2.1 Prostorový model s deskostěnovými prvky

Vizualizace modelu pro průběh výstavby:

Pro výpočet účinků zatížení během montáže byl vypracován model jen s ocelovými nosníky, který je zatížen vlastní tíhou, mokrým betonem a betonážním vozíkem. V modelu byly uvažovány hlavní ocelové nosníky jako 1D prvky. Model je podepřen na koncích nosníků na jedné straně pevnými klouby a na straně druhé podélně posuvnými klouby.



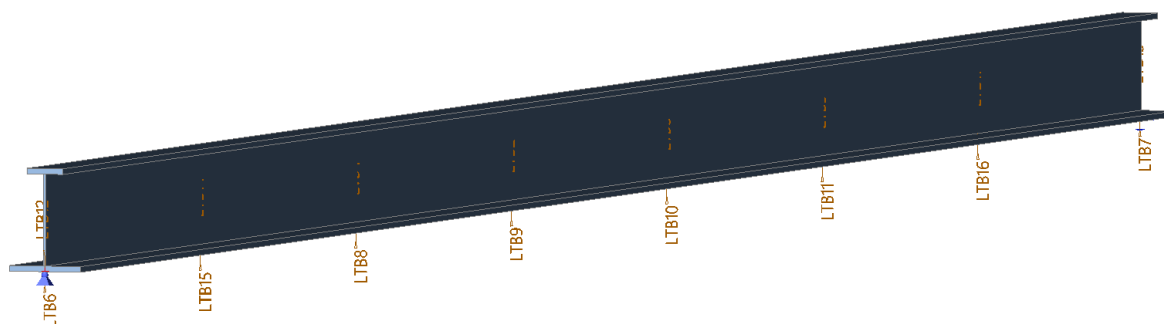
Obr. 1 Renderovaný model pro průběh výstavby



Obr. 2 Čárový model pro průběh výstavby

Vizualizace modelu pro výpočet stability:

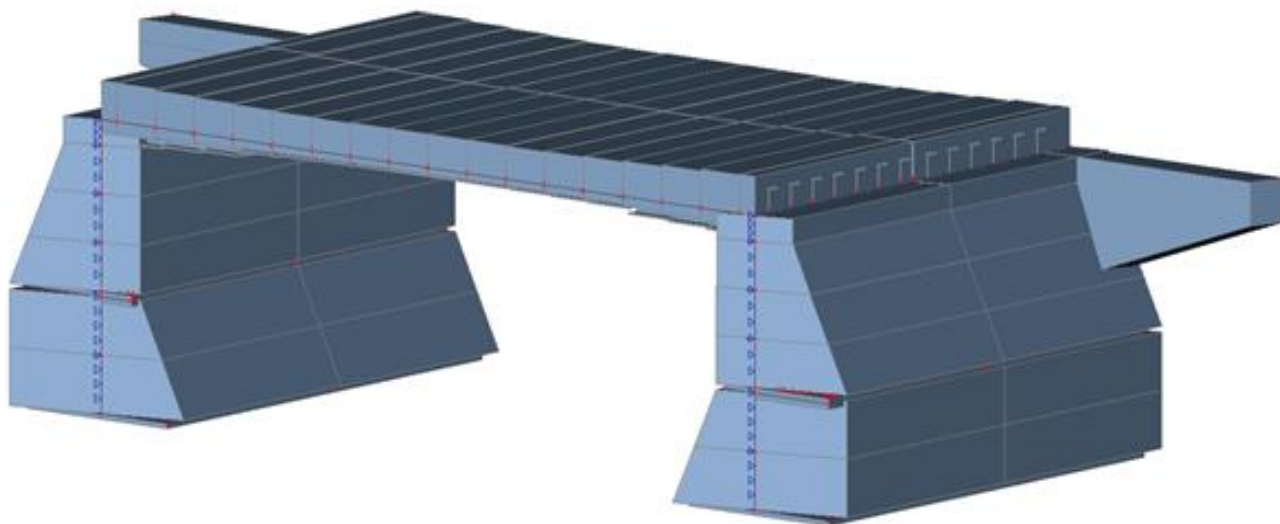
Pro výpočet účinků zatížení během montáže byl vypracován model pro výpočet stability, který je zatížen vlastní tíhou, mokrým betonem a betonážním vozíkem. V modelu byly uvažovány hlavní ocelové nosníky jako 1D prvky. Model je podepřen na koncích nosníků na jedné straně pevným kloubem a na straně druhé podélně posuvným kloubem. Dále model uvažuje zajištění stability v podobě stabilizačních tyčí zabudovaných ve stojině ocelového nosníku. Tyče simulují funkce “Vzpěry bránící klopení” rozmístěné dle výkresové dokumentace.



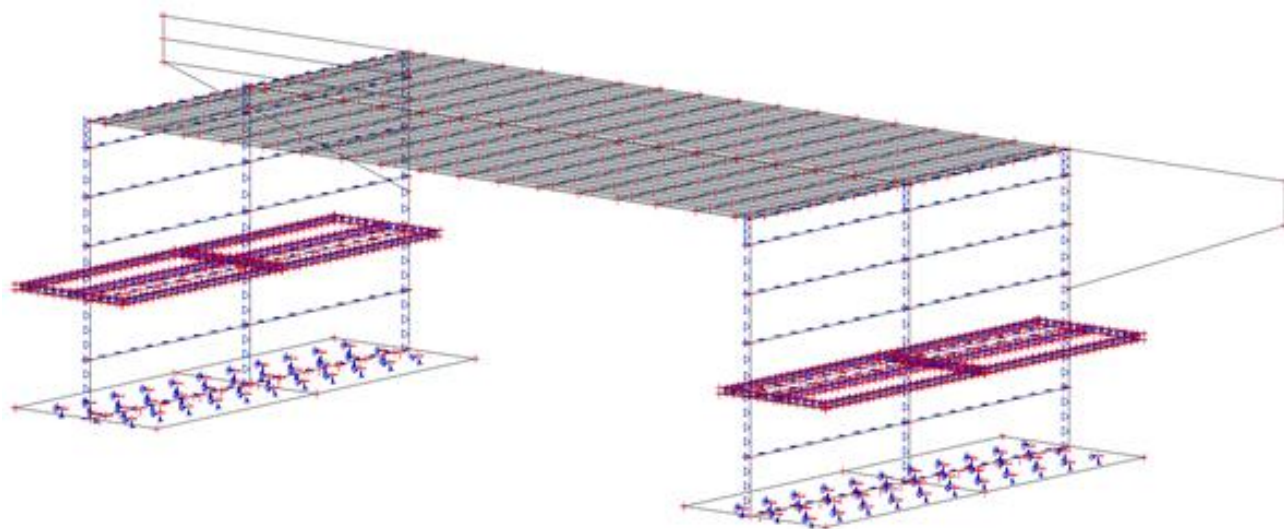
Obr. 3 Model simulující montážní stav nosníku (prostý nosník)

Vizualizace globálního modelu:

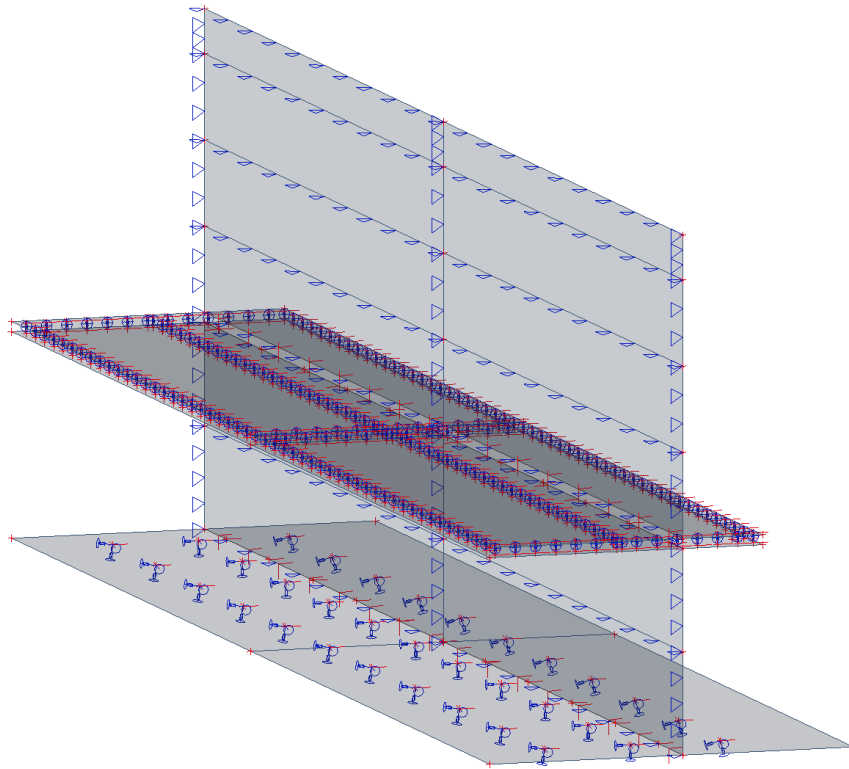
Ve výpočetním modelu byla ŽB deska mostovky modelována deskostěnovými prvky (makra 2D). V modelu byly dále uvažovány hlavní ocelové nosníky jako 1D prvky, působící jako žebra desky. Dřík opěry je modelován pomocí deskostěnových prvků. Do dříku jsou vetknuty ocelové nosníky a betonová deska mostovky. V patě dříku jsou vetknuty mikropiloty a v základové spáře jsou zhotoveny kotevní trny. V místě, kde je proveden zásyp dříku opěry je zadána plošná pružná podpora.



Obr. 4 Globální model - Renderovaný

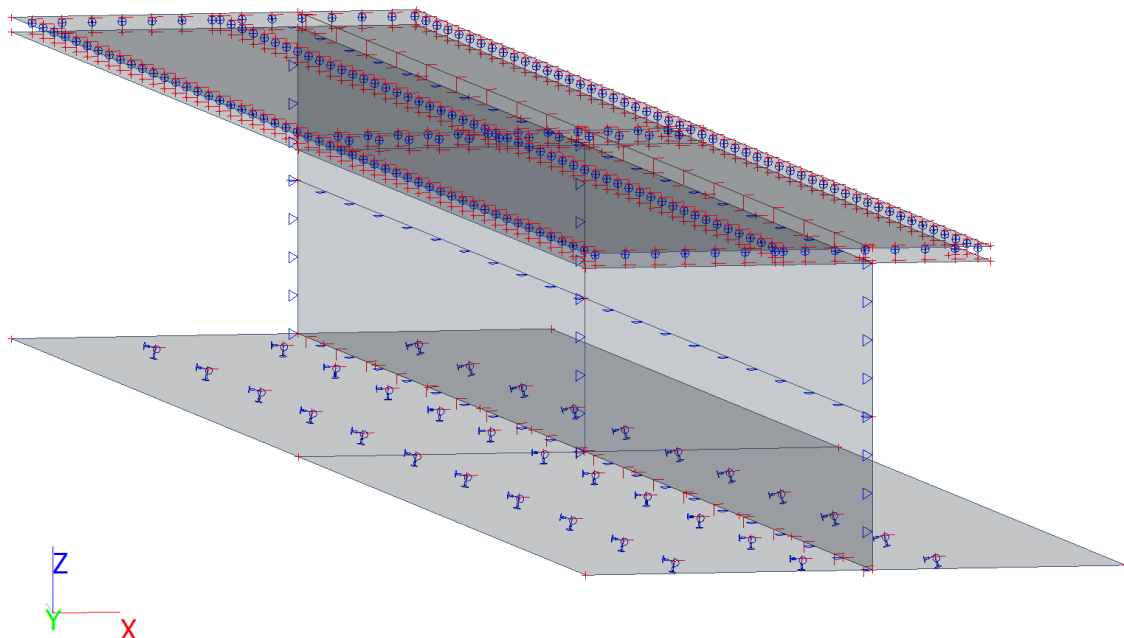


Obr. 5 Globální model – Drátěný



Obr. 6 Globální model – Opěra

Dřík opěry je rozdělen po 0,86 m, tak aby bylo možné po výšce dříku zadat pružné podepření. Tuhosti jsou iterativně spočteny z koncových posunů opěry v programu iBridge s uvažovaným štěrkopískovým zásypem $G2$ s $E_{def} = 90 \text{ MPa}$.



Obr. 7 Globální model – spodní polovina opěry

Na úrovni základové spáry jsou modelovány kotevní trny pomocí 1D prvků, působící jako tuhé rameno, které oddělují za pomoci dvou nekonečně tuhých desek nový a stávající část opěry. Kotevní trny jsou navrženy za účelem přenosu smykových sil působící na základovou spáru.

Mikropiloty byly modelovány pomocí podpory v uzlu se specifikovanou tuhostí, spočítanou viz. Odst. 13.2.

Na všech nosných konstrukcích byla veškerá zatížení stálá, proměnná i mimořádná modelována ve své reálné poloze a přesně dle požadavků ČSN EN 1991. Účinky smršťování byly v modelu navozeny pomocí zatežovací funkce „Přetvoření a zakřivení plochy“.

7.6 VÝPOČETNÍ POMŮCKY

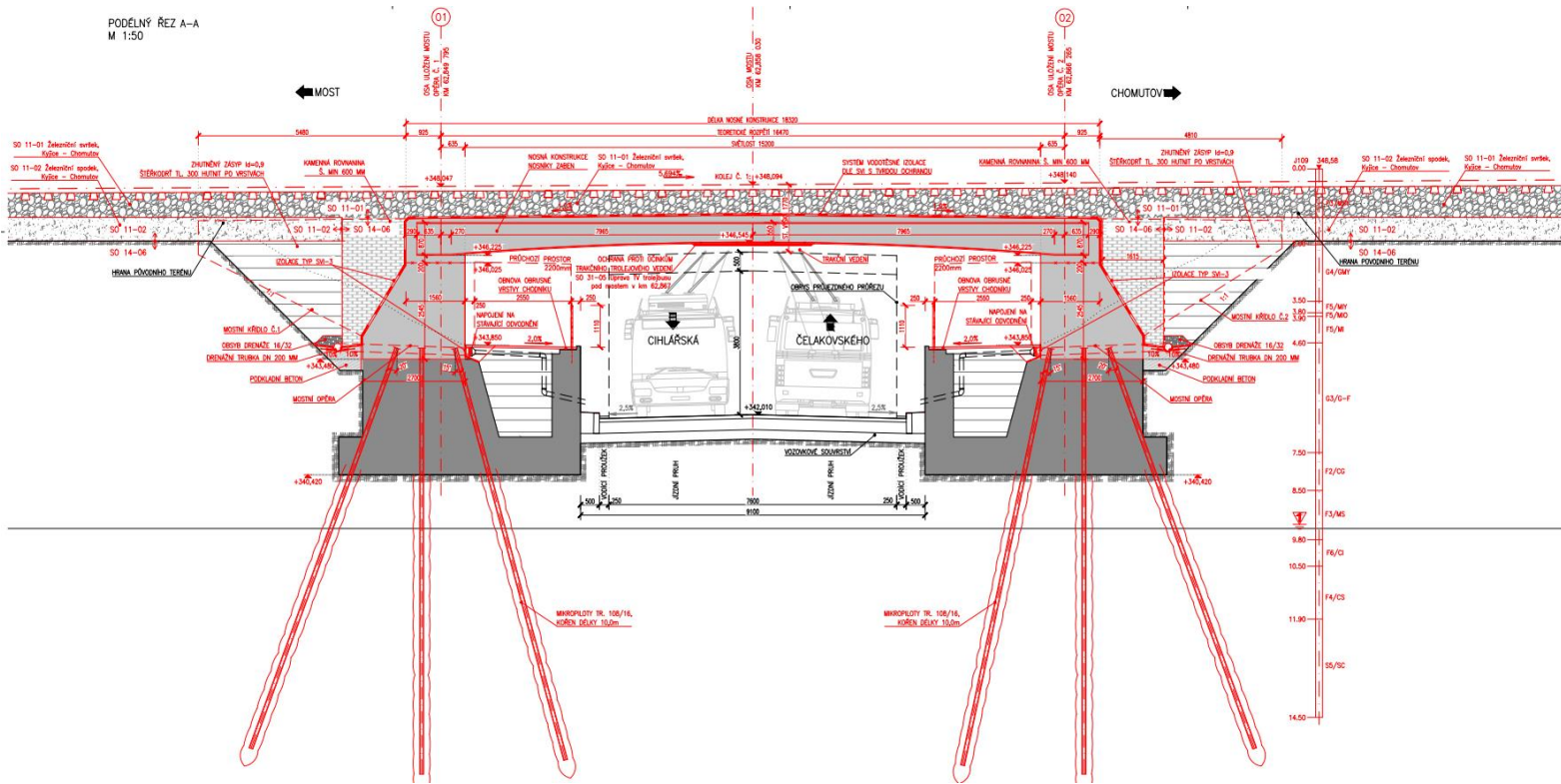
- | | |
|------------------|---|
| 1) MS WORD 2013 | - textová část |
| 2) MS EXCEL 2013 | - tabulkové výpočty (mj. průřezové charakteristiky, kombinace zatížení, stabilita, napětí, podrobné posudky) |
| 3) AUTOCAD 2019 | - grafická část |
| 4) SCIA ENGINEER | - model mostu (výpočty – mj. základní zatěžovací stavy, vnitřní síly, reakce, deformace, příčinkové čáry a plochy, napětí,..) |
| 5) IBRIDGE | - stanovení modulu kh |

7.7 Použitá literatura, normy, předpisy, vzorové listy

- 1) ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí (včetně A2 Příloha pro mosty),
- 2) ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí, Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,
- 3) ČSN EN 1991-1-3 Zatížení konstrukcí, Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem,
- 4) ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí, Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem,
- 5) ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,
- 6) ČSN EN 1991-1-6 Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění,
- 7) ČSN EN 1991-1-7 Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení,
- 8) ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,
- 9) ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- 10) ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady,
- 11) ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- 12) ČSN EN 1993-1-4 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-4: Obecná pravidla - Doplnující pravidla pro korozivzdorné oceli,
- 13) ČSN EN 1993-1-9 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-9: Únava,
- 14) ČSN EN 1993-1-10 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-10: Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou,
- 15) ČSN EN 1993-1-11 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-11: Navrhování ocelových tažených prvků,
- 16) ČSN EN 1993-1-12 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-12: Doplnující pravidla pro oceli vysoké pevnosti do třídy S700,
- 17) ČSN EN 1993-2 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 2: Ocelové mosty,
- 18) ČSN EN 1993-5 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 5: Piloty a štetové stěny, pravidla pro pozemní stavby,
- 19) ČSN EN 1994-1-1 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,

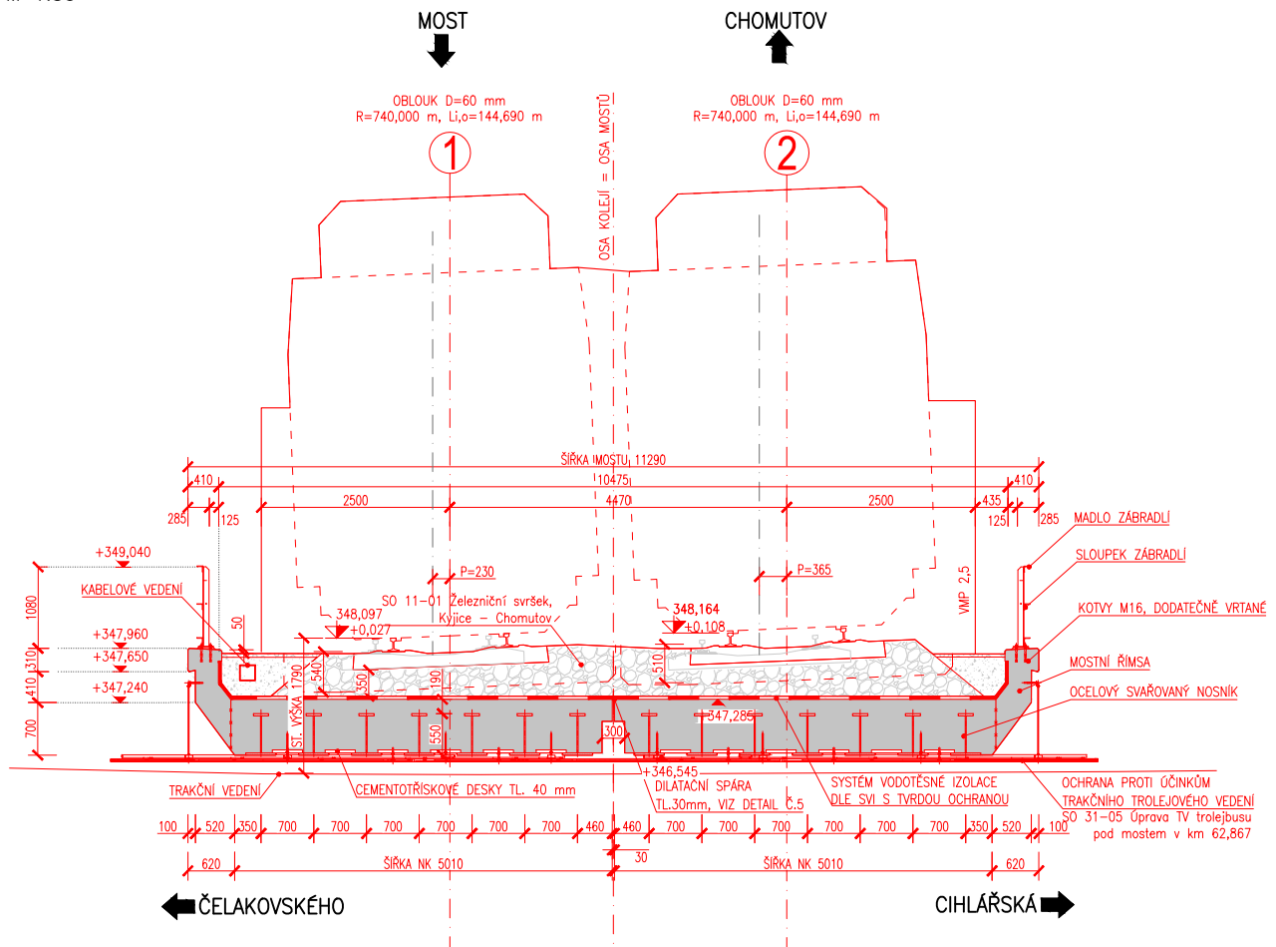
- 20) ČSN EN 1994-2 Navrhování sprážených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty,
- 21) ČSN EN 10025-1 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 1: Všeobecné technické dodací podmínky,
- 22) ČSN EN 10025-2 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 2: Technické dodací podmínky pro nelegované konstrukční oceli,
- 23) ČSN EN 10025-3 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 3: Technické dodací podmínky pro normalizačně žíhané/normalizačně válcované svařitelné jemnozrné konstrukční oceli,
- 24) ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí,
- 25) ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce,
- 26) ČSN 73 1001 Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy,
- 27) ČSN 73 1002 Pilotové základy
- 28) ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí,
- 29) ČSN 73 1206 Sprážené ocelobetonové konstrukce. Základní ustanovení pro navrhování,
- 30) ČSN 73 1401 Navrhování ocelových konstrukcí,
- 31) ČSN 73 6200 Mostní názvosloví,
- 32) ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů,
- 33) ČSN 73 6203 Zatížení mostů,
- 34) ČSN 73 6205 Navrhování ocelových mostních konstrukcí,
- 35) ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí,
- 36) MVL 511
- 37) Pilotové základy - komentář k ČSN 73 1002, Vydavatelství norem, 1989,
- 38) Masopust, J.: Vrtané piloty, Čeněk a Ježek, 1994,
- 39) Ocelové konstrukce 30 - Ocelové mosty - pomůcka pro cvičení" – skriptum ROTTER, STUDNIČKA - ČVUT 1999
- 40) Ocelářské tabulky, skriptum STUDNIČKA, WALD - ČVUT 1997
- 41) Navrhování mostů – textové materiály - ČVUT 08/2008
- 42) Navrhování mostních konstrukcí podle eurokódu – ČKAIT 2010
- 43) Mostní vzorový list MVL511 – Nosné konstrukce železničních mostů se zabetonovanými nosníky

Obr. 8 Pūdorys



Obr. 9 Podélný řez mostu

PŘÍČNÝ ŘEZ C-C
M 1:50



Obr. 10 Příčný řez v poli

9 ZATÍŽENÍ

9.1 ROZBOR ZATÍŽENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

Na 1 m² desky mostovky, popř. 1 m délky prutu - pro zadání v programu SCIA. Průřez hlavního nosníku je spřažený ocelobetonový průřez. Vzhledem k průřezu je nutné počítat samostatně vnitřní síly od montážního zatížení, které přenáší pouze ocelová část průřezu a zvlášť zatížení ostatní, které přenáší ocelobetonový průřez.

Předpoklad výpočtu: Jednotlivé nosníky budou sestaveny, svařeny a bude provedena betonáž monolitické betonové desky. Nosníky budou za pomoci jeřábů uloženy na zbudované zárodky opěr. Betonáž desky bude probíhat v celku bez pomocných pižmo stojek.

9.1.1 ZÁKLADNÍ SKUPINY ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

1) MONTÁŽNÍ ZATÍŽENÍ G_m - stálé

		δ	Y _{G,sup}	Y _{G,inf}
ZS01	M-VLASTNÍ TÍHA - ocelová konstrukce	1,00	1,35	1,00
ZS02	M-VLASTNÍ TÍHA - bednicí vozík, voda v betonu	1,00	1,35	1,00

2) OSTATNÍ ZATÍŽENÍ G_o, R, S - stálé, nahodilé dlouhodobé

		δ	Y _{G,sup}	Y _{G,inf}
ZS03	Go-VLASTNÍ TÍHA – železniční vršek	1,00	1,35	1,00
ZS04	Go-VLASTNÍ TÍHA - mostní vybavení	1,00	1,35	1,00
ZS05	R-POKLESY PODPOR	1,00	1,35	0,00
ZS06	S-SMRŠTĚNÍ	1,00	1,35	0,00

3) NAHODILÉ ZATÍŽENÍ - nahod. krátkod.

A) SVISLÉ POHYBLIVÉ

		δ	Y _{G,sup}	Y _{G,inf}
ZS07	LM 71	1,00	1,45	0,00
ZS08	SW/2	1,00	1,45	0,00
ZS09	Nezatížený vlak	1,00	1,45	0,00

B) VODOROVNÉ, KLIMATICKÉ

ZS10	Odstředivé síly	1,00	1,50	0,00
ZS11	Boční náraz	1,00	1,50	0,00
ZS12	Rozjezdové/brzdové síly	1,00	1,50	0,00
ZS13	F _{wk} ; Vítr	1,00	1,50	0,00
ZS14	Tr; Teplota	1,00	1,50	0,00
ZS15	Tn; Teplota	1,00	1,50	0,00
ZS16	Zatížení teplotním rozdílem	1,00	1,50	0,00

C) MIMOŘÁDNÉ ZATÍŽENÍ

		δ	Y _{G,sup}	Y _{G,inf}
ZS017	Zatížení vykolejením vlaku	1,00	1,40	1,00

9.2 Stálé zatížení

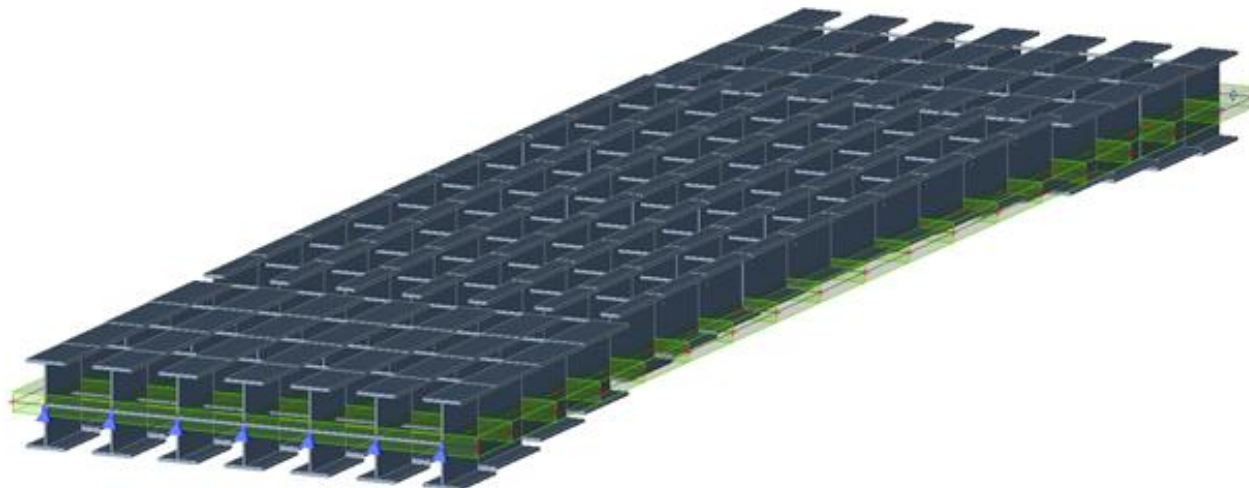
9.2.1 MONTÁŽNÍ ZATÍŽENÍ

-působí na ocelovou konstrukci

9.2.1.1 ZS01 VLASTNÍ TÍHA - ocelová konstrukce

Vlastní tíha prvků ocelové nosné konstrukce zadaných v modelu je generována přímo programem na základě zadané průřezové plochy a měrné hmotnosti oceli.

Objemová tíha oceli v programu **7850 kg/m³**

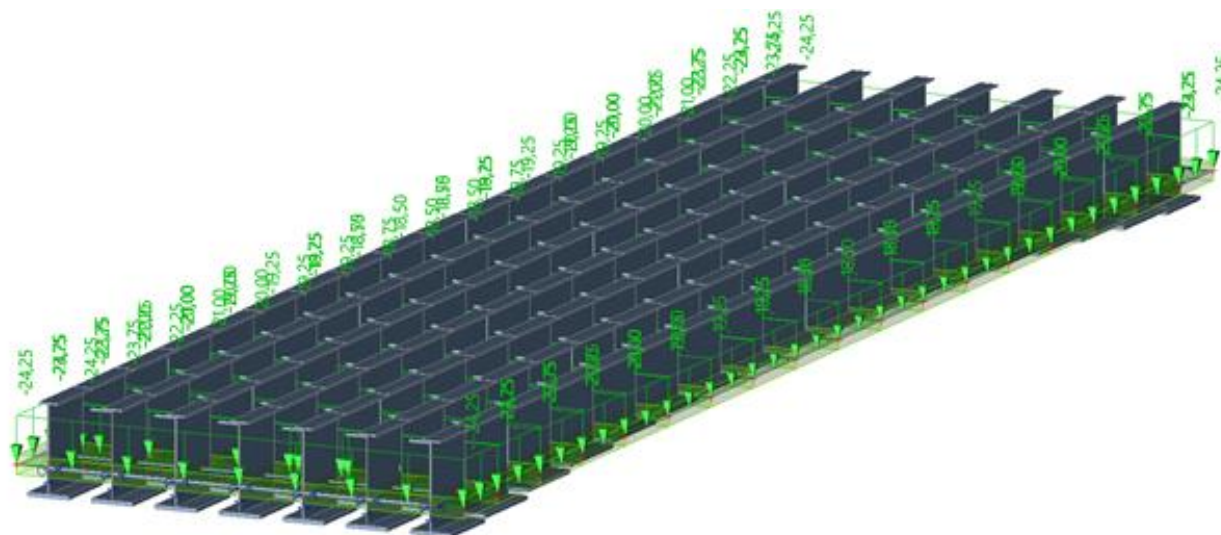


9.2.1.2 ZS02 VLASTNÍ TÍHA - voda v betonu; montážní užité zatížení

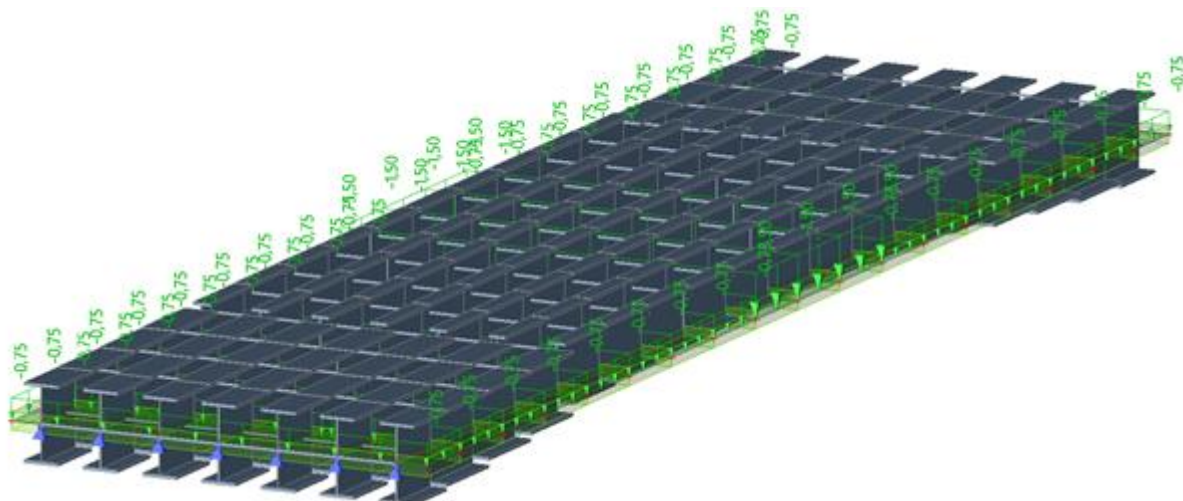
9.2.1.2.1 ZS02a VLASTNÍ TÍHA – voda v betonu

Objemová tíha mokrého betonu v programu **2600 kg/m³**

Přítížení vodou v betonu v montážních stavech je **100 kg/m³**



9.2.1.2.2 ZS02b Montážní užité zatížení



9.2.2 OSTATNÍ ZATÍŽENÍ Go+R+S

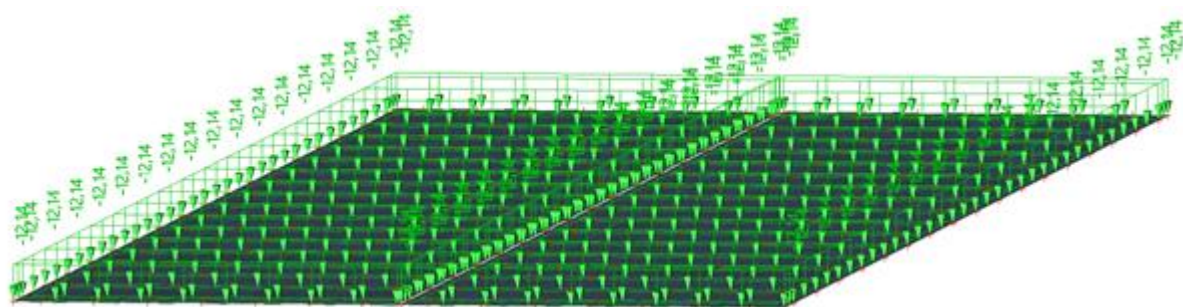
-působí na spřaženou ocelobetonovou kci

9.2.2.1 ZS03 VLASTNÍ TÍHA – železniční svršek

Do modelu zadáno jako rovnoměrné plošné zatížení desky mostovky. Uvažované zatížení kolejnic s upevňovacími na betonových prazích je 2,7 kN/m na kolej. Hydroizolace pod kolejové lože na šířce 5.0 m a tl. 5 mm.

	charakteristické [kN/m ²]	γ_f [-]	návrhové [kN/m ²]
Kolejnice + upevňovací + bet. prazce 2.7 / 4,29	0.63	1,35	0,85
Šterkové lože 0.570*20	11.4	1.35	16,20
Hydroizolace 0.005*23	0.115	1.35	0.155
Celkem	12.145	1.35	14,654

U železničního svršku je dále stanovena odchylka $\pm 30\%$. Ta je do výpočtu dále zahrnuta do součinitele zatížení $\gamma_{fsup}=1.35*1.30=1.755$; $\gamma_{finf}=1.0*0.70=0.70$.



9.2.2.2 ZS04 VLASTNÍ TÍHA – mostní vybavení

- Zatížení od římsy a zábradlí upevněného na římsě:

• Od zábradlí:

$$0,75 \cdot 0,372 = 0,279 \text{ kNm/m}$$

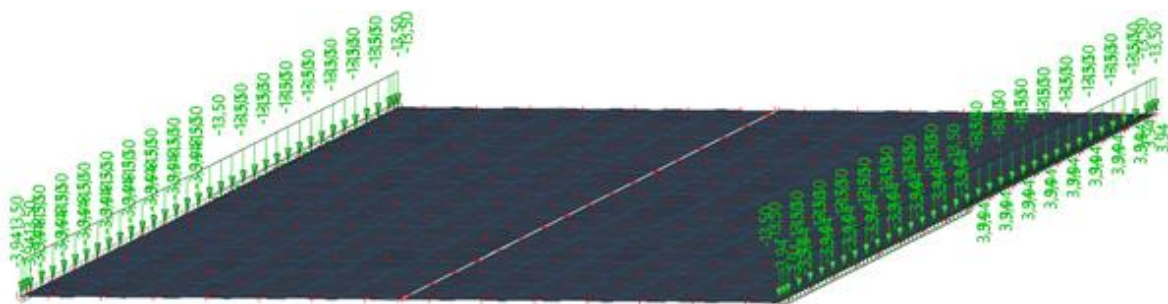
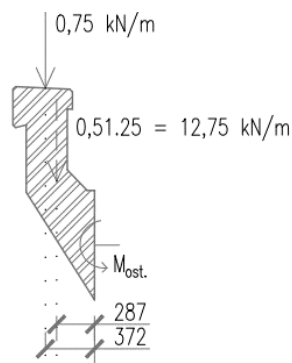
• Od římsy:

$$12,75 \cdot 0,287 = 3,659 \text{ kNm/m}$$

• Celkem:

$$M_{\text{ost.}} = 0,279 + 3,659 = 3,938 \text{ kNm/m}$$

$$F = 0,75 + 12,75 = 13,500 \text{ kN/m}$$



9.2.2.3 ZS05 R – POKLESY PODPOR

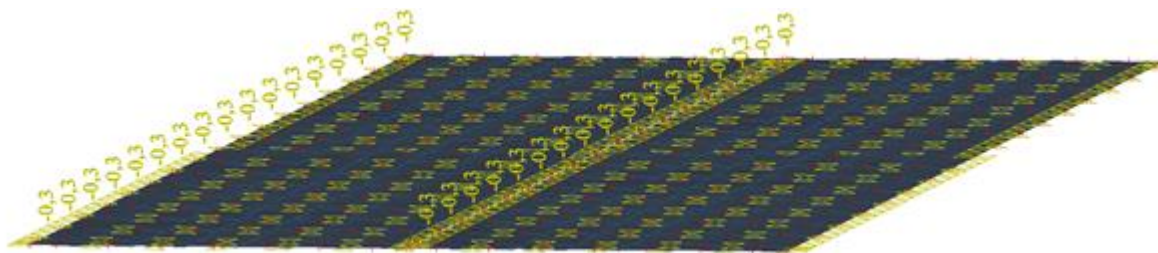
Ve výpočtu budou uvažovány poklesy příčně rovnoměrné jedné podpory (celé opěry) a to vždy na každé podpoře o 20 mm a poklesy.

	Charakteristické [mm]	γ_f [-]	návrhové [mm]
Pokles podpor – příčně rovnoměrný			
20	20.0	1.35	27

9.2.2.4 ZS6 S – SMRŠŤOVÁNÍ BETONU

Uvažováno zjednodušeně dle ČSN EN 1992-1-1 přílohy B

Třída betonu		C35/45	
Relativná vlhkost okolního prostředí	RH	80	[%]
Počáteční relativní vlhkost	RH ₀	100	[%]
Průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku	f _{cm}	43	[MPa]
	f _{cm0}	10	[MPa]
Součinitel, který závisí na druhu cementu	α _{ds1}	4	[-]
Součinitel, který závisí na druhu cementu	α _{ds2}	0,12	[-]
	β _H	0,756	[-]
Základní poměrné přetvoření	ε _{cd,0,n}	0,253	[mm/m]
Poměrné autogenní smršťování	ε _{ca}	0,03	[mm/m]
Celkové smršťování	ε _{cs}	0,279	[mm/m]

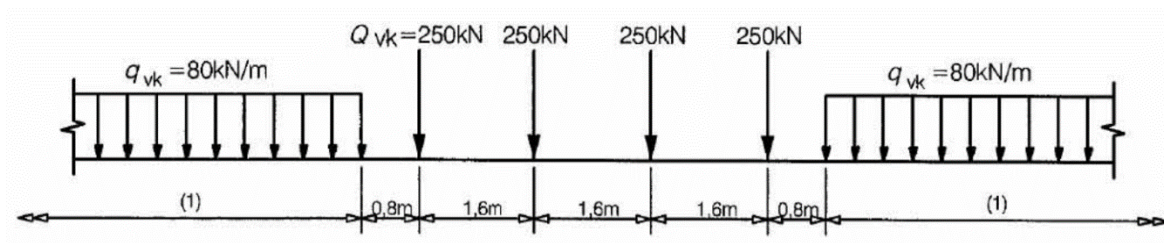


9.3 Proměnné zatížení

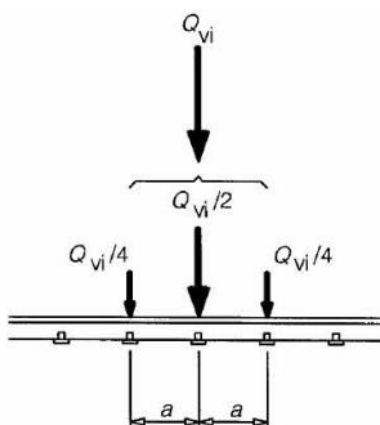
9.3.1 P – SVISLÉ POHYBLIVÉ ZATÍŽENÍ

Proměnné zatížení je uvažováno dle ČSN EN 1991-2.

9.3.1.1 ZS07 LM71



Obr. 11 Model zatížení 71 a charakteristické hodnoty svislých zatížení

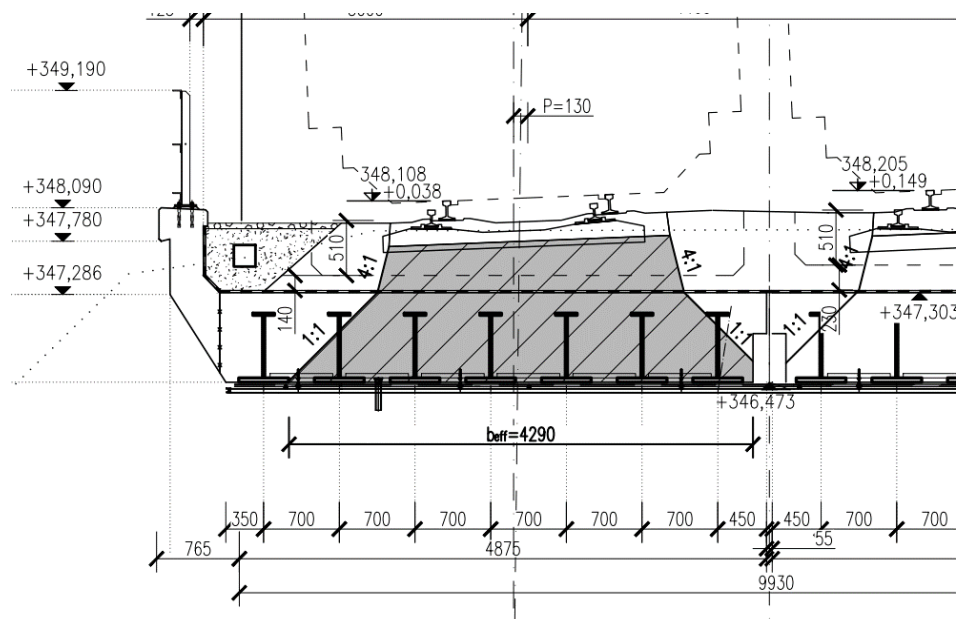


Legenda

Q_{vi} je osamělá síla na každé kolejnici od modelu zatížení 71 nebo kolového zatížení skutečného vlaku podle 6.3.5, vlaku pro únavu nebo HSLM (kromě HSLM-B)

a vzdálenost mezi podporovými body kolejnice

Obr. 12 Podélné rozdělení osamělé síly



Obr. 13 Příčné roznášení zatížení

Třída trati dle předpisu 18/1986-PMK – 1.

Klasifikační součinitel $\alpha = 1,21$ [-]

Je uvažována excentricita zatížení vlivem nerovnoměrného naložení vozů dle ČSN EN 1991-2 o velikosti ± 80 mm.

Dílčí součinitel $\gamma_{FQ} = 1,45$ [-]

Dynamické součinitele se uvažuje pro standardně udržovanou kolej:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_0} - 0,2} + 0,73 \text{ [-]}$$

- Pro hlavní nosnou konstrukci

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{16,47} - 0,2} + 0,73 = 1,29 \text{ [-]}$$

• Charakteristická hodnota nápravové síly:

$$Q_{LM1,TS,k} = \alpha \cdot 250 = 302,5 \text{ kN}$$

• Charakteristická hodnota náhradního rovnoměrného zatížení:

$$q_{LM1,TS,i,k} = 4 \cdot Q_{LM1,v,k} / 6,40 = 4 \cdot 302,5 / 6,4 = 189,1 \text{ kN/m koleje}$$

$$q_{LM1,TS,k} = 189,0625 / 4,29 = 44,07 \text{ kN/m}^2$$

• Charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení:

$$q_{LM1,UDL,i,k} = \alpha \cdot 80 = 96,8 \text{ kN/m kolej}$$

$$q_{LM1,UDL,k} : 96,8 / 4,29 = 22,56 \text{ kN/m}^2$$

9.3.1.1.1 ZS07a gr11 + gr13

- gr11

• Charakteristická hodnota náhradního rovnoměrného zatížení:

$$q_{LM1,TS,i,k} = 4 \cdot Q_{LM1,v,k} / 6,40 = 4 \cdot 302,5 / 6,4 = 189,0625 \text{ kN/m koleje}$$

$$q_{LM1,TS,k} = 189,06 / 4,29 \cdot 1,21 = 53,33 \text{ kN/m}^2$$

• Charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení:

$$q_{LM1,UDL,i,k} = \alpha \cdot 80 = 96,8 \text{ kN/m koleje}$$

$$q_{LM1,UDL,k} = 96,8 / 4,29 \cdot 1,21 = 27,30 \text{ kN/m}^2$$

- gr13

- Charakt. hodnota rozjezdové síly pro hlavní nosník:

$$Q_{lb,LM1,k} = 33,00 \cdot 1,21 \cdot 18,33 \cdot 1 = 731,9 \text{ kN/koleje}$$

- Charakt. hodnota brzdné síly pro hlavní nosník:

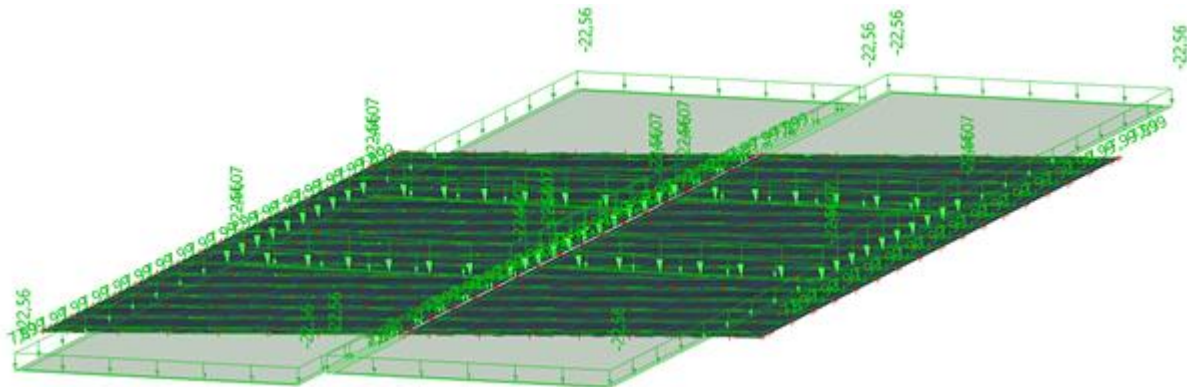
$$Q_{la,LM1,k} = 20,00 \cdot 1,21 \cdot 18,33 \cdot 1 = 443,6 \text{ kN/koleje}$$

- Rozhodující síla pro hlavní nosník:

$$Q_{lb,LM1,k} = 731,9 \text{ kN/koleje}$$

- Zatížení přepočtené na plošné:

$$f = 731,92 / (18,33 \cdot 5,00) = 7,99 \text{ kN/m}^2$$



9.3.1.1.2 ZS07b gr12 + gr14

gr14 $\varphi_3 \cdot$ gr12

$$\sigma_{1 TS} = 17,52 + 1,26 \cdot 44,07 = 73,02 \text{ kN/m}^2$$

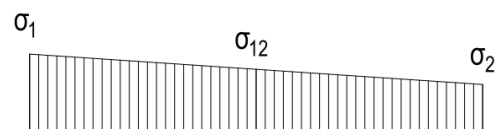
$$\sigma_{12 TS} = 0,00 + 1,26 \cdot 44,07 = 55,50 \text{ kN/m}^2$$

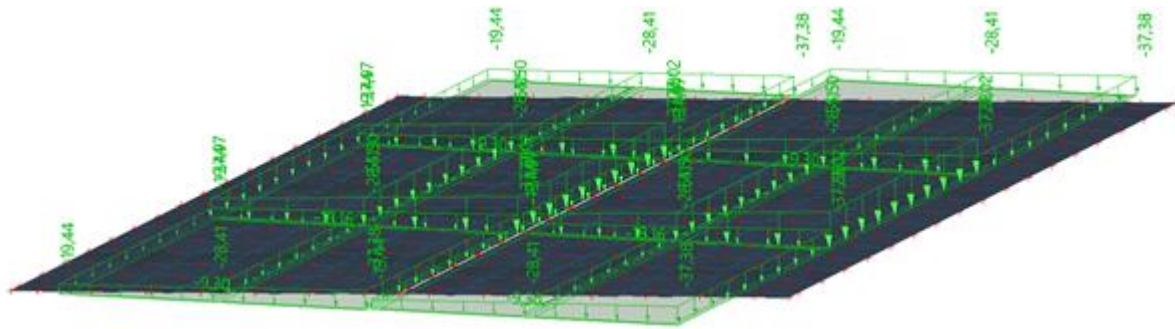
$$\sigma_{2 TS} = -17,52 + 1,26 \cdot 44,07 = 37,98 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{1 UDL} = 8,97 + 1,26 \cdot 22,56 = 37,39 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{12 UDL} = 0,00 + 1,26 \cdot 22,56 = 28,42 \text{ kN/m}^2$$

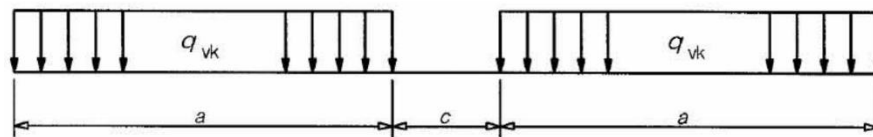
$$\sigma_{2 UDL} = -8,97 + 1,26 \cdot 22,56 = 19,45 \text{ kN/m}^2$$





9.3.1.2 ZS8 SW/2

Model zatížení SW/2 reprezentuje statický účinek svislého zatížení těžkou železniční dopravou.



Obrázek 6.2 – Modely zatížení SW/0 a SW/2

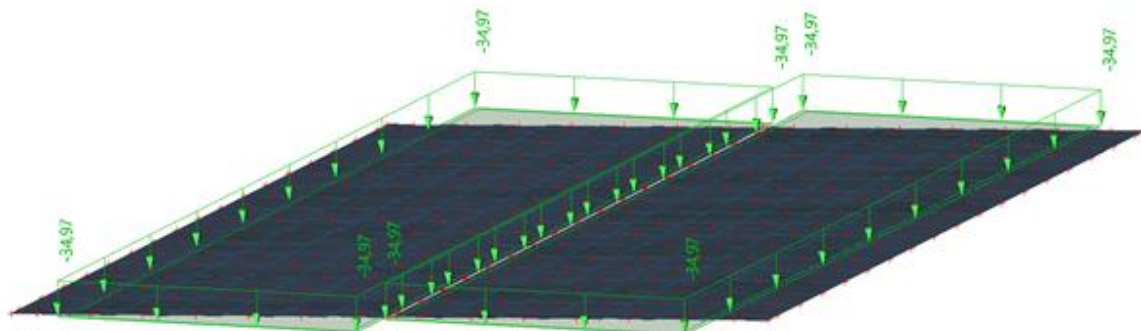
Tabulka 6.1 – Charakteristické hodnoty svislého zatížení pro modely zatížení SW/0 a SW/2

Model zatížení	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

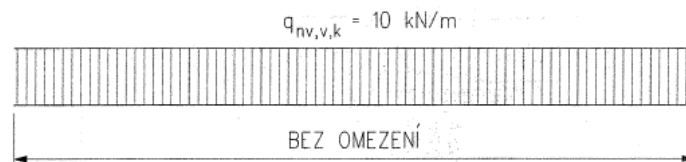
Obr. 14 Zatížení SW/2 dle ČSN 1991-2

- Přepočít na plošně zatížení:

$$q_{vk} = 150 / 4,29 = 34,97 \text{ kN/m}^2$$

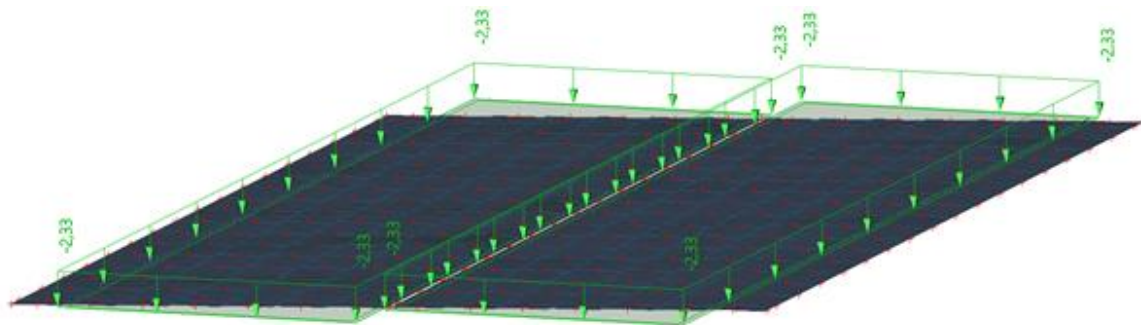


9.3.1.3 ZS9 NEZATÍŽENÝ VLAK



$$q_{nv,v,k} = 10 \text{ kN/m koleje}$$

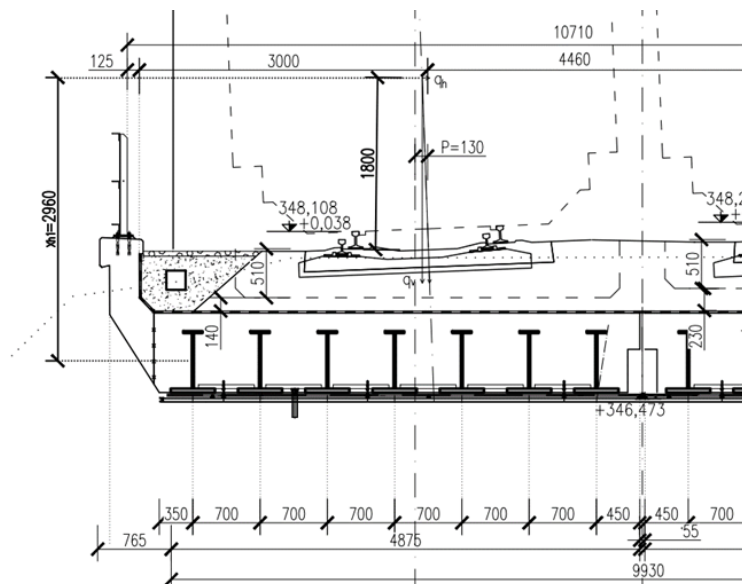
$$q_{nv,k} = 10 / 4,29 = 2,33 \text{ kN/m}^2$$



9.3.2 B, O, W, T VODOROVNÉ A KLIMATICKÉ ZATÍŽENÍ

9.3.2.1 ZS10 O- ODSŤŘEDIVÉ SÍLY

Výška působiště odstředivé síly pro NK	$x_{h,1} =$	2,96 m
Redukční součinitel	$f =$	1 -
Spolupůsobící šířka	$b_{eff} =$	4,29 m
Největší traťová rychlost	$v =$	95 km/hod
Poloměr oblouku	$R =$	740 m



Obr. 15 Odstředivé síly

- Velikost vodorovné složky odstředivých sil

$$q_{ch,h} = q_v \cdot \frac{(v^2 \cdot f)}{127 \cdot R}$$

- Velikost svislé složky odstředivých sil

$$\Delta q_{cf,v} = \frac{(q_{ch,h} \cdot x_{h,1})}{b_{eff} f / 2}$$

- Odstředivé síly od zatěžovacího schématu LM71, skupin dvou náprav

$$q_{cf,LM1,h} = q_{LM1,v,k} \cdot \frac{(v^2 \cdot f)}{127 \cdot R} = 189,1 \cdot 0,0960 = 18,16 \text{ kN/m koleje}$$

$$M_{cf,LM1} = 18,16 \cdot 2,96 = 53,74 \text{ kNm/m koleje}$$

$$W = 0,17 \cdot 1,00 \cdot 4,29^2 = 3,07 \text{ m}^3$$

$$\sigma = 53,74 / 3,07 = 17,52 \text{ kN/m}^2$$

- Odstředivé síly od zatěžovacího schématu LM71, rovnoměrného zatížení

$$q_{cf,LM2,h} = q_{LM2,v,k} \cdot \frac{(v^2 \cdot f)}{127 \cdot R} = 96,80 \cdot 0,0960 = 9,30 \text{ kN/m koleje}$$

$$M_{cf,LM1} = 9,30 \cdot 2,96 = 27,52 \text{ kNm/m koleje}$$

$$W = 0,17 \cdot 1,00 \cdot 4,29^2 = 3,07 \text{ m}^3$$

$$\sigma = 27,52 / 3,07 = 8,97 \text{ kN/m}^2$$

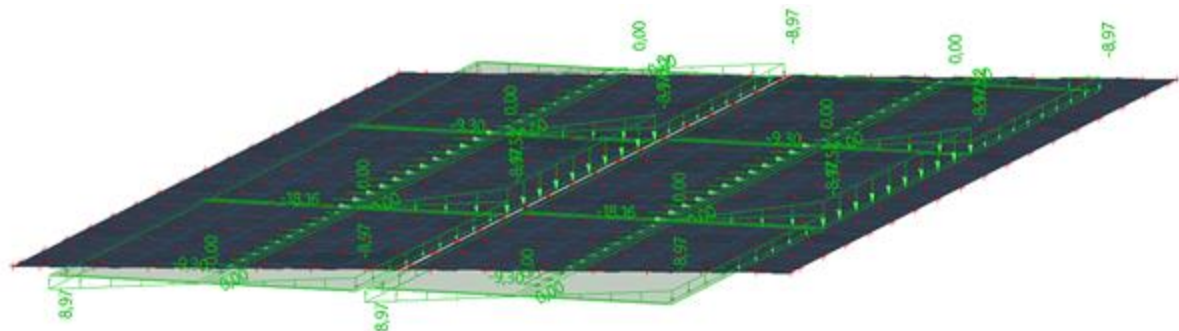
- Odstředivé síly od zatěžovacího schématu "nezatížení vlak"

$$q_{cf,LM2,h} = q_{LM2,v,k} \cdot \frac{(v^2 \cdot f)}{127 \cdot R} = 10,00 \cdot 0,0960 = 0,96 \text{ kN/m koleje}$$

$$M_{cf,LM1} = 0,96 \cdot 2,96 = 2,84 \text{ kNm/m koleje}$$

$$W = 0,17 \cdot 1,00 \cdot 4,29^2 = 3,07 \text{ m}^3$$

$$\sigma = 2,84 / 3,07 = 0,93 \text{ kN/m}^2$$



9.3.2.2 ZS11 BOČNÍ RÁZ

Výška působíště síly pro NK $x_{h,1} = 1,16 \text{ m}$

Charakteristická hodnota bočního rázu $Q_{nf,0,h,k} = 100 \text{ kN}$

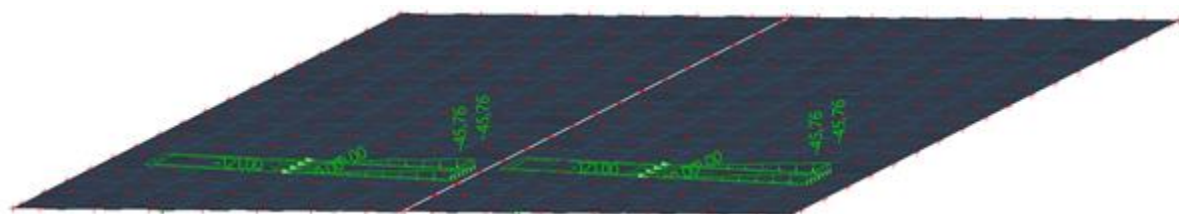
Klasifikační součinitel $\alpha = 1,21$

Klasifikovaná char. hodnota bočního rázu $Q_{nf,h,k} = 121 \text{ kN}$

$$M_{cf,LM1} = 121,00 \cdot 1,16 = 140,36 \text{ kNm}$$

$$W = 0,17 \cdot 1,00 \cdot 4,29^2 = 3,07 \text{ m}^3$$

$$\sigma = 140,36 / 3,07 = 45,76 \text{ kN/m}^2$$



- Ve výpočetním modelu je vytvořena soustava zatěžovacích stavů, kde je boční ráz zohledněn ve všech polohách

9.3.2.3 ZS12 B-BRZDNÉ A ROZJEZDOVÉ SÍLY

Délka nosné konstrukce	L_{nk}	=	18,32 m
Redukční součinitel	ξ	=	1
Rozjezdová síla od LM1	Q_{lbk}	=	33 kN/m
Brzdná síla od LM1	Q_{lak}	=	20 kN/m
Šířka nosné konstrukce	b	=	5 m

Tabulka 6.9 – Redukční součinitel ξ pro stanovení podélných sil v pevných ložiscích jednotlivé nosné konstrukce od rozjezdu a brzdění

Celková délka konstrukce [m]	Redukční součinitel ξ		
	průběžná (bezстыková) kolej	kolejnicové dilatační zařízení na jednom konci nosné konstrukce	kolejnicové dilatační zařízení na obou koncích nosné konstrukce
≤ 40	0,60	0,70	1,00

POZNÁMKA Pro jednoduché rámy a uzavřené rámy nebo komory se doporučuje, aby redukční součinitel ξ se uvažoval rovný jedné. Alternativně lze použít metodu uvedenou v příloze G nebo analýzu podle 6.5.4.2 až 6.5.4.5.

Zatížení rozjezdovými a brzdovými silami pro zatěžovací schéma LM-71

- Charakt. hodnota rozjezdové síly pro hlavní nosník:

$$Q_{lb,LM1,k} = 33,00 \cdot 1,21 \cdot 18,32 \cdot 1 = 731,5 \text{ kN/koleje}$$

- Charakt. hodnota brzdné síly pro hlavní nosník:

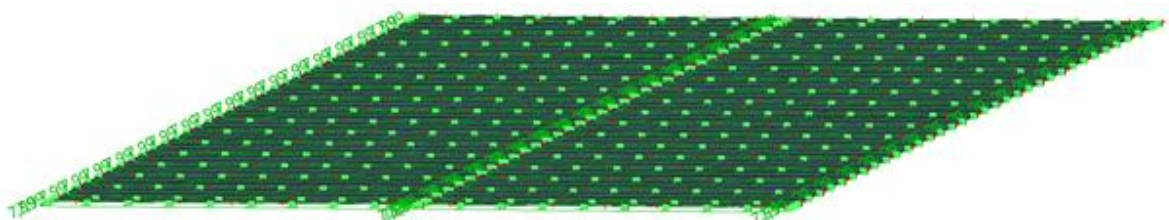
$$Q_{la,LM1,k} = 20,00 \cdot 1,21 \cdot 18,32 \cdot 1 = 443,3 \text{ kN/koleje}$$

- Rozhodující síla pro hlavní nosník:

$$Q_{lb,LM1,k} = 731,5 \text{ kN/kolej}$$

- Zatížení přepočtené na plošné:

$$f = 731,52 / (18,32 \cdot 5,00) = 7,99 \text{ kN/m}^2$$



9.3.2.4 ZS13 V- VÍTR

výška konstrukce	d_{tot}	5,5	[m]
šířka konstrukce	b	11,3	[m]
podíl šířky a výšky	b/d_{tot}	2,0	[-]
součinitel síly	$c_{fx,0}$	2,0	[-]
základní rychlost větru	$v_{b,0}$	25,0	[m/s]
součinitel turbulence	k_1	1,0	[-]
parametr drsnosti terénu	z_0	0,3	[-]
parametr drsnosti terénu, II	$z_{0,II}$	0,1	[-]
průměrná výška konstrukce	z	8,2	m
součinitel orografie	$c_{0(z)}$	1,0	[-]
měrná hmotnost vzduchu	ρ	1,3	[kg/m ³]
Intenzita turbulence	$I_{v(z)}$	0,3	[-]
součinitel terénu	k_r	0,215	[-]
součinitel drsnosti	$c_{r(z)}$	0,711	[-]
součinitel expozice	c_e	1,579	[-]
souč. zatížení větrem	C	3,158	[-]
tlak větru	W_w	1,234	[kN/m ²]

- Linové zatížení na hlavní nosnou konstrukci:

$$f_{v,k} = 1,23 \cdot 1,39 = 1,71 \text{ kN/m}$$

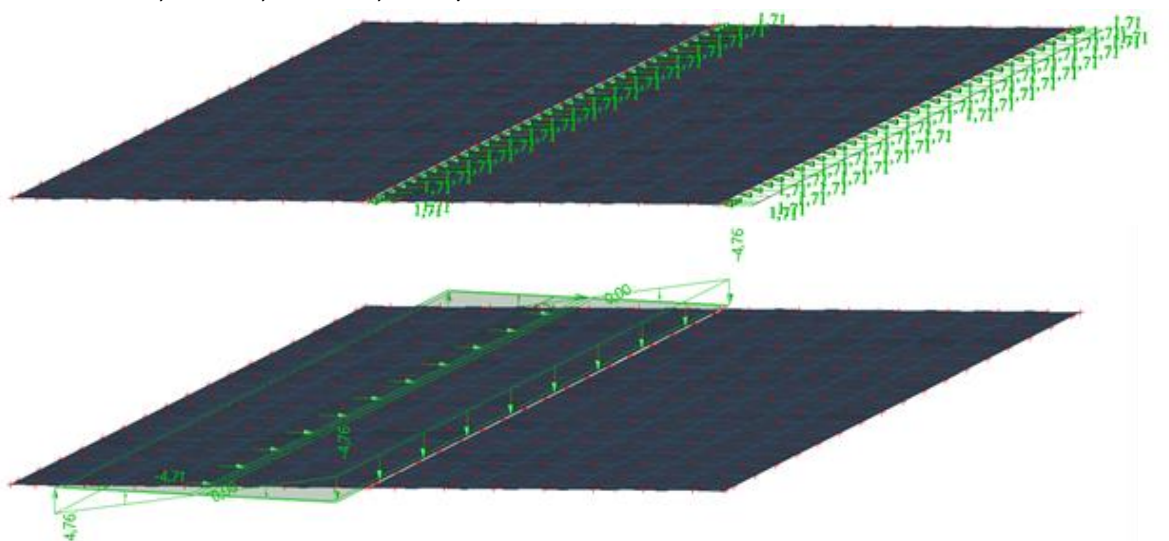
- Plošné zatížení větrem na mostovku:

$$f_{v,k} = 1,23 \cdot 4,00 = 4,93 \text{ kN/m}$$

$$M_v = 4,93 \cdot 2,96 = 14,60 \text{ kNm/m koleje}$$

$$W = 0,17 \cdot 1,00 \cdot 4,29^2 = 3,07 \text{ m}^3$$

$$\sigma = 14,60 / 3,07 = 4,76 \text{ kN/m}^2$$



9.3.2.5 ZS14 Tr – ROVNOMĚRNÁ ZMĚNA TEPLOTY

Rovnoměrná teplota E

Extrémní hodnoty teplot ve stínu pro danou lokalitu dle map v ČSN EN 1991-1-5:

$$T_{\min} = -32^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max} = 40^{\circ}\text{C}$$

Hodnoty rovnoměrné složky teploty mostu pro 3. typ – betonová deska:

$$T_{e,\min} = -32 + 8,0 = -24,0^{\circ}\text{C}$$

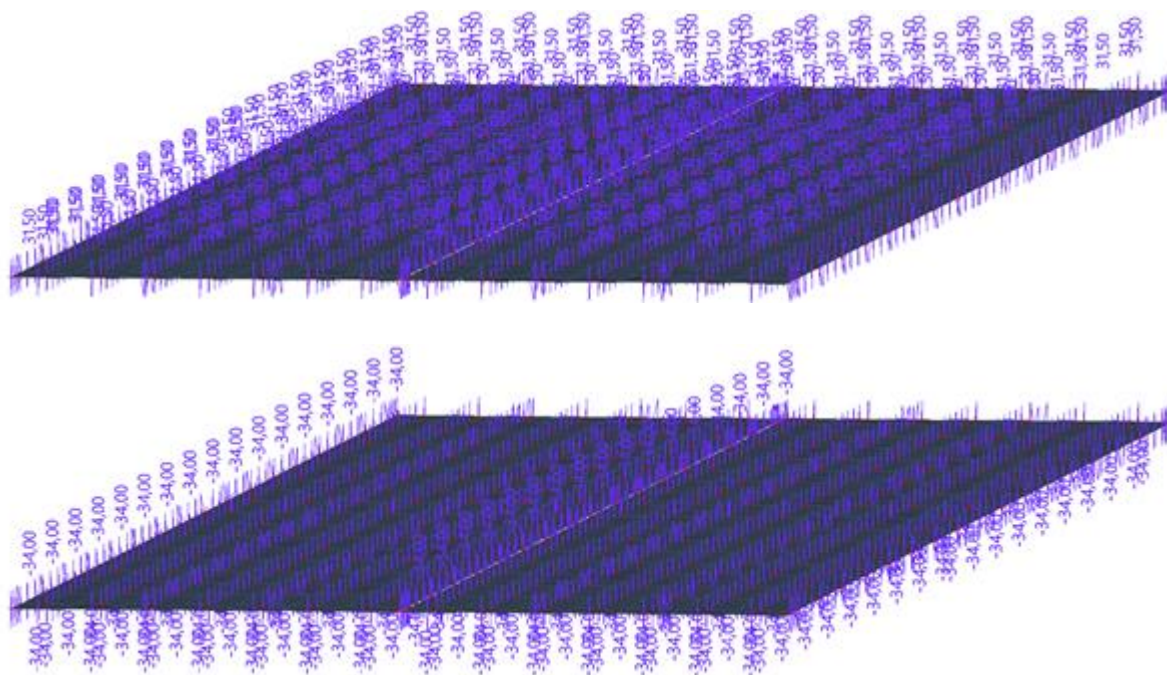
$$T_{e,\max} = 40 + 1,5 = 41,5^{\circ}\text{C}$$

Výchozí teplota mostu v době osazení $T_0 = 10^{\circ}\text{C}$.

Rovnoměrná složka pro zkrácení $\Delta T_{N,\text{con}} = -(10 - (-24,0)) = -34,0^{\circ}\text{C}$

Rovnoměrná složka pro prodloužení $\Delta T_{N,\text{exp}} = 41,5 - 10 = 31,5^{\circ}\text{C}$

Součinitel teplotní roztažnosti pro ocelové kce $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^{\circ}\text{C}$



9.3.2.6 ZS15 Tn – NEROVNOMĚRNÁ ZMĚNA TEPLOTY

Hodnoty nerovnoměrné složky teploty mostu pro 3. typ – betonová deska:

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

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

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

Obr. 16 Doporučené hodnoty lineárních teplotních rozdílů pro různé typy nosných konstrukcí (ČSN EN 1991-1-5)

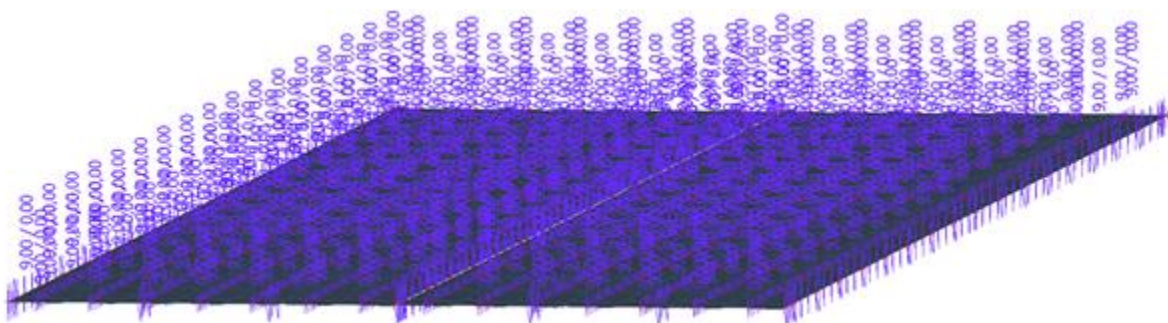
Mosty pozemních komunikací, lávky pro chodce a mosty drážních komunikací						
Tloušťka mostního svršku	1. typ		2. typ		3. typ	
	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch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

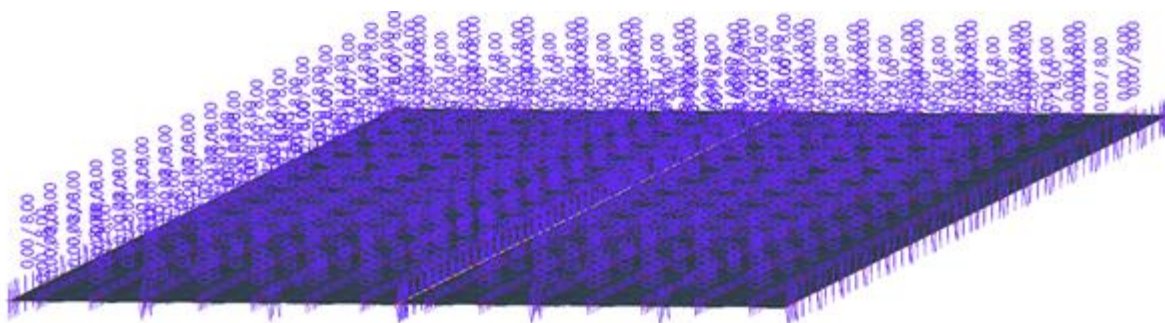
¹⁾ Tyto hodnoty představují horní mezní hodnoty pro tmavé barvy.

Obr. 17 Doporučené hodnoty součinitele k_{sur} (ČSN EN 1991-1-5)

Nerovnoměrná složka pro zkrácení $\Delta T_{M,cool} = 8 \cdot 1,0 = 8,0 ^{\circ}C$

Nerovnoměrná složka pro prodloužení $\Delta T_{M,heat} = 15 \cdot 0,6 = 9,0 ^{\circ}C$





9.3.2.7 ZS16 Zatížení teplotním rozdílem mezi kolejí a nosnou konstrukcí

Dilatační délka nosné konstrukce	L_T	=	18,3 m
Odpor železničního svršku pro nezatíženou kolej	k_1	=	20 kN/m koleje
Odpor železničního svršku pro zatíženou kolej	k_1	=	60 kN/m koleje

- Účinek teplotního rozdílu mezi kolejí a nosnou konstrukcí pro kolej nezatíženou

$$Q_{t,l,k} = 0,60 \cdot 20,00 \cdot 18,33 = 220,0 \text{ kNm/m koleje}$$

- Účinek teplotního rozdílu mezi kolejí a nosnou konstrukcí pro kolej zatíženou

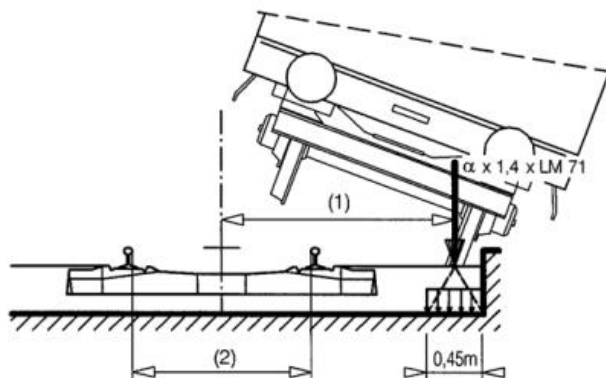
$$Q_{t,l,k} = 0,60 \cdot 60,00 \cdot 18,33 = 660 \text{ kNm/m koleje}$$

- Účinek teplotního rozdílu bude pro posouzení nosné konstrukce zanedbán a uplatní se pro posouzení uložení a spodní stavby

9.4 Mimořádné zatížení

9.4.1 ZS017 Zatížení vykolejením vlaku

Z dispozice nosné konstrukce vyplývá, že rozhoduje výhradně návrhová situace II (viz obr.)



Legenda

- (1) zatížení působící na okraji konstrukce
- (2) rozchod koleje s

Obr. 18 Návrhová situace II – ekvivalentní zatížení q_{A2d} (ČSN EN 1991-2)

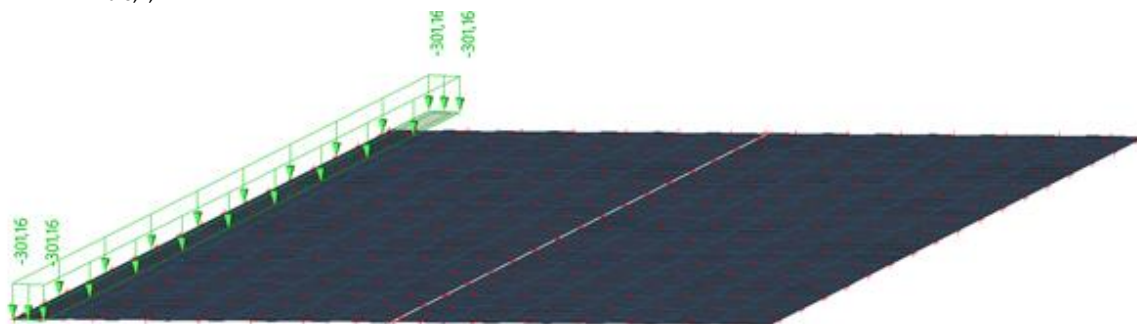
Klasifikační součinitel	α	= 1,21 -
Součinitel působení	k	= 1,4 -
Roznášecí šířka	$b_{l,dr}$	= 0,45 m

Rovnoměrné liniové zatížení:

$$q_{dr,v,k} = 1,21 \cdot 1,40 \cdot 80 = 136 \text{ kN/m koleje}$$

Rovnoměrné plošné zatížení:

$$q_{dr0,v,k} = 136 / 0,45 = 301,16 \text{ kN/m}^2$$



10 CHARAKTERISTIKA POUŽITÝCH MATERIÁLŮ

A. betonářská výztuž – B500B

mez kluzu charakteristická	$f_{y,s,k}$	=	500 MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_S = 1.15$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,s,d}$	=	434,8 MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_S = 1.00$ – mimořádná návrhová situace	$f_{y,s,d}$	=	500 MPa
únavová pevnost charakteristická	$f_{y,s,fat,k}$	=	300 MPa
únavová pevnost návrhová - $\gamma_{S,fat} = 1.00$	$f_{y,s,fat,d}$	=	300 MPa
modul pružnosti v tahu a tlaku	E_s	=	200000 MPa
modul pružnosti ve smyku	G_s	=	81000 MPa
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel)	ν_s	=	0,3
součinitel tepelné roztažnosti	α_s	=	0,000012
objemová tíha	ρ_s	=	78,500 kN/m ³

B. beton – C35/45

pevnost v tlaku charakteristická	$f_{c,k}$	=	35 MPa
redukční součinitel pevnosti bet. v tlaku (neuplatní se při pružném výpočtu)	α_{cc}	=	0,85
pevnost v tlaku návrhová – základní kombinace zatížení - $\gamma_C = 1.50$	$f_{c,d}$	=	23,3 MPa
pevnost v tlaku návrhová – mimořádná kombinace zatížení - $\gamma_C = 1.20$	$f_{c,d}$	=	29,2 MPa
únavová pevnost v tlaku návrhová - $\gamma_{C,fat} = 1,50$	$f_{c,tat,d}$	=	23,2 MPa
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 95% kvantil	$f_{ctk,0.95}$	=	4,2 MPa
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 5% kvantil	$f_{ctk,0.05}$	=	2,2 MPa
pevnost v tahu, střední hodnota	f_{ctm}	=	3,2 MPa
modul pružnosti - krátkodobé zatížení	E_{cm}	=	34000 MPa

pracovní součinitel	n_o	=	6,176
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel) - bez trhlin	ν_c	=	0,2
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel) - s trhlami	ν_c	=	0,000
součinitel tepelné roztažnosti	α_c	=	0,000012
objemová tíha	ρ_c	=	25 kN/m ³

B. beton – C30/37

pevnost v tlaku charakteristická	$f_{c,k}$	=	30 MPa
redukční součinitel pevnosti bet. v tlaku (neuplatní se při pružném výpočtu)	α_{cc}	=	0,85
pevnost v tlaku návrhová – základní kombinace zatížení - $\gamma_C = 1.50$	$f_{c,d}$	=	20 MPa
pevnost v tlaku návrhová – mimořádná kombinace zatížení - $\gamma_C = 1.20$	$f_{c,d}$	=	25 MPa
únavová pevnost v tlaku návrhová - $\gamma_{C,fat} = 1,50$	$f_{c,tat,d}$	=	20,0 MPa
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 95% kvantil	$f_{ctk,0.95}$	=	3,8 MPa
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 5% kvantil	$f_{ctk,0.05}$	=	2 MPa
pevnost v tahu, střední hodnota	f_{ctm}	=	2,9 MPa
modul pružnosti - krátkodobé zatížení	E_{cm}	=	32000 MPa
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel) - bez trhlin	ν_c	=	0,2
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel) - s trhlami	ν_c	=	0,000
součinitel tepelné roztažnosti	α_c	=	0,000012
objemová tíha	ρ_c	=	25 kN/m ³

D. konstrukční ocel – S355+M,N

mez kluzu charakteristická $t \leq 16\text{mm}$	$f_{y,a,k}$	=	355 MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M0} = 1.0$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,a,d}$	=	355 MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M1} = 1.1$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,a,d}$	=	322,7 MPa
mez kluzu charakteristická $16 < t \leq 40\text{mm}$	$f_{y,a,k}$	=	345 MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M0} = 1.0$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,a,d}$	=	345 MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M1} = 1.1$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,a,d}$	=	313,6 MPa
mez kluzu charakteristická $40 < t \leq 63\text{mm}$	$f_{y,a,k}$	=	335 MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M0} = 1.0$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,a,d}$	=	335 MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M1} = 1.1$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,a,d}$	=	304,5 MPa
mez kluzu charakteristická $63 < t \leq 80\text{mm}$	$f_{y,a,k}$	=	325 MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M0} = 1.0$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,a,d}$	=	325 MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M1} = 1.1$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,a,d}$	=	295,5 MPa
modul pružnosti v tahu a tlaku	E_a	=	210000 MPa
modul pružnosti ve smyku	G_a	=	810000 MPa
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel)	ν_a	=	0,3
součinitel tepelné roztažnosti	α_a	=	0,000012
objemová tíha	ρ_a	=	78,500 kN/m ³

Pracovní součinitele						
	Průřez v poli					
	Krátkodobé	Stálé zatížení	Stálé zatížení	Smršťování	Smršťování	
		začátek životnosti	konec životnosti	začátek životnosti	konec životnosti	
Ea	210000	210000	210000	210000	210000	MPa
Ec	34000	34000	34000	34000	34000	MPa
f _{ck}	35	35	35	35	35	MPa
n ₀	6,18	6,18	6,18	6,18	6,18	-
ψ _L	0	1,1	1,1	0,55	0,55	-
A _c	518000	518000	518000	518000	518000	mm ²
u	1000	1000	1000	1000	1000	mm
h ₀	1036	1036	1036	1036	1036	mm
t	1	90	36500	90	36500	den
t ₀	1	30	30	30	30	den
RH	80	80	80	80	80	%
β _H	1779,55	1779,55	1779,55	1779,55	1779,55	-
β _c	0,000	0,358	0,986	0,358	0,986	-
Φ _{RH}	1,124	1,124	1,124	1,124	1,124	-
f _{cm}	43	43	43	43	43	MPa
β(f _{cm})	2,562	2,562	2,562	2,562	2,562	-
β(t ₀)	0,909	0,482	0,482	0,482	0,482	-
Φ ₀	2,618	1,388	1,388	1,388	1,388	-
Φ _t	0	0,497	1,368	0,497	1,368	-
n _L	6,18	9,55	15,47	7,87	10,82	-

Pracovní součinitele						
	Průřez v podpoře					
	Krátkodobé	Stálé zatížení	Stálé zatížení	Smršťování	Smršťování	
		začátek životnosti	konec životnosti	začátek životnosti	konec životnosti	
Ea	210000	210000	210000	210000	210000	MPa
Ec	34000	34000	34000	34000	34000	MPa
f _{ck}	35	35	35	35	35	MPa
n ₀	6,18	6,18	6,18	6,18	6,18	-
ψ _L	0	1,1	1,1	0,55	0,55	-
A _c	644000	644000	644000	644000	644000	mm ²
u	1000	1000	1000	1000	1000	mm
h ₀	1288	1288	1288	1288	1288	mm
t	1	90	36500	90	36500	den
t ₀	1	30	30	30	30	den
RH	80	80	80	80	80	%
β _H	2157,55	2157,55	2157,55	2157,55	2157,55	-
β _c	0,000	0,339	0,983	0,339	0,983	-
Φ _{RH}	1,112	1,112	1,112	1,112	1,112	-
f _{cm}	43	43	43	43	43	MPa
β(f _{cm})	2,562	2,562	2,562	2,562	2,562	-
β(t ₀)	0,909	0,482	0,482	0,482	0,482	-
Φ ₀	2,591	1,374	1,374	1,374	1,374	-
Φ _t	0	0,465	1,350	0,465	1,350	-
n _L	6,18	9,34	15,35	7,76	10,76	-

11 Klasifikace průřezu

PRŮŘEZ V POLI

část nosníku	PRŮŘEZ		
	Ocelový	Ocelobetonový	
Horní pásnice	1	TŘÍDA	1
Stojina	3	TŘÍDA	1
Dolní pásnice	1	TŘÍDA	1
CELEK	3	TŘÍDA	1

PRŮŘEZ V PODPOŘE

část nosníku	PRŮŘEZ		
	Ocelový	Ocelobetonový	
Horní pásnice	1	TŘÍDA	1
Stojina	1	TŘÍDA	2
Dolní pásnice	1	TŘÍDA	1
CELEK	1	TŘÍDA	2

11.1 Klasifikace průřezu nad podporou

Klasifikace horní pásnice při namáhání tlakovou silou

přečnívací část pásnice	$c =$	187,34 mm
štíhlost přečnívací části	$c / t_{f1} =$	6,2448 -
mez kluzu oceli	$f_{yk,S} =$	345 MPa
vliv meze kluzu	$\epsilon =$	0,825 -

Limitní hodnoty štíhlosti horní pásnice pro průřez ocelový (montážní stav)

třída průřezu	pro svař. Nosník	
1	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 9 =$	7,43
2	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 10 =$	8,25
3	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 14 =$	11,55

→ třída průřezu tlacené pásnice ocelového průřezu (pro montážní stav):

$$c / t_{f1} < \beta_{lim} \quad 6,24 < 7,43 \quad \textbf{TŘÍDA 1}$$

Limitní hodnoty štíhlosti horní pásnice pro průřez ocelobetonový

třída průřezu	pro svař. nosník	
1	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 9 =$	7,43
2	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 14 =$	11,55
3	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 20 =$	16,51

→ třída průřezu tlacené pásnice ocelobetonového průřezu:

$$c / t_{f1} < \beta_{lim} \quad 6,24 < 7,43 \quad \textbf{TŘÍDA 1}$$

Klasifikace stojiny při namáhání ohybem

rozhodující výška stojiny $d = 748,7 \text{ mm}$
 štíhlost stojiny $d / t_w = 53,5 \text{ -}$
 vliv meze kluzu oceli $\varepsilon = 0,814 \text{ -}$
 - Limitní hodnoty štíhlosti stojiny pro průřez **ocelový (montážní stav)**

poloha plastické neutrální osy $z_{g,pl} = 410,0 \text{ mm}$
 stojina v tlaku $\alpha_{pl} d = 380,0 \text{ mm}$
 koeficient α_{pl} v intervalu $<0;1>$ $\alpha_{pl} = 0,508 \text{ -}$
 poloha pružné neutrální osy - pro $I_{1,i}$ $z_{g,el} = 410,0 \text{ mm}$
 stojina v tlaku $\alpha_{el} d = 380,0 \text{ mm}$
 koeficient α_{el} v intervalu $<0;1>$ $\alpha_{el} = 0,508 \text{ -}$

α	třída	α	Limitní hodnoty β_{lim}	
pl	1	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 36 / \alpha_{pl} =$	57,7
pl	1	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 396 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	57,6
pl	1			57,6
pl	2	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 41,5 / \alpha_{pl} =$	66,5
pl	2	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 456 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	66,3
pl	2			66,3
el	3	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 62 \cdot (1 - \alpha_{el}) / \alpha_{el}^2 =$	96,4
el	3	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 42 \cdot 3 \cdot \alpha_{el} / (3 \cdot \alpha_{el} - 1) =$	99,6
el	3			99,6

→ třída průřezu pro stojinu ocelového průřezu:

$d / t_w < \beta_{lim}$ 53,48 < 57,55 **TŘÍDA 1**

- Limitní hodnoty štíhlosti stojiny pro průřez **ocelobetonový**

poloha plastické neutální osy	$z_{g,pl} =$	205,7 mm
stojina v tlaku	$\alpha_{pl} d =$	584,3 mm
koeficient α_{pl} v intervalu <0;1>	$\alpha_{pl} =$	0,780 -
poloha pružné neutální osy - pro $l_{1,i}$	$z_{g,el} =$	329,2 mm
stojina v tlaku	$\alpha_{el} d =$	460,8 mm
koeficient α_{el} v intervalu <0;1>	$\alpha_{el} =$	0,615 -

α	třída	α	Limitní hodnoty β_{lim}	
pl	1	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 36 / \alpha_{pl} =$	37,5
pl	1	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 396 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	35,2
pl	1			35,2
pl	2	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 41,5 / \alpha_{pl} =$	43,3
pl	2	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 456 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	40,6
pl	2			40,6
el	3	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 62 \cdot (1 - \alpha_{el}) / \alpha_{el}^2 =$	51,2
el	3	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 42 \cdot 3 \cdot \alpha_{el} / (3 \cdot \alpha_{el} - 1) =$	74,5
el	3			74,5

→ třída průřezu pro stojinu ocelobetonového průřezu:

$d / t_w < \beta_{lim}$ 53,48 < 74,55 **TŘÍDA 3**

→ Pro ZBN lze obetonované stojiny ZBN TŘÍDY 3 považovat za stojiny TŘÍDY 2:

Výsledná třída: **TŘÍDA 2**

Klasifikace dolní pásnice při namáhání tlakovou silou

přechýlující část pásnice	$c =$	187,34 mm
štíhlost přechýlující části	$c / t_{f2} =$	6,24 -
mez kluzu oceli	$f_{yk,S} =$	345 MPa
vliv meze kluzu	$\epsilon =$	0,83 -

Limitní hodnoty štíhlosti horní pásnice pro průřez ocelový (montážní stav)

třída průřezu	pro svař. Nosník	
1	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 9 =$	7,43
2	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 10 =$	8,25
3	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 14 =$	11,55

→ třída průřezu tlacené pásnice ocelového průřezu (pro montážní stav):

$c / t_{f1} < \beta_{lim}$ 6,24 < 7,43 **TŘÍDA 1**

Limitní hodnoty štíhlosti horní pásnice pro průřez ocelobetonový

třída průřezu	pro svař. Nosník	
1	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 9 =$	7,43
2	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 14 =$	11,55
3	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 20 =$	16,51

→ třída průřezu tlacené pásnice ocelobetonového průřezu:

$c / t_{f1} < \beta_{lim}$ 6,24 < 7,43 **TŘÍDA 1**

11.2 Klasifikace průřezu v poli

Klasifikace horní pásnice při namáhání tlakovou silou

přečnívací část pásnice	$c =$	87,34315 mm
štíhlost přečnívací části	$c / t_{f1} =$	2,911438 -
mez kluzu oceli	$f_{yk,S} =$	345 MPa
vliv meze kluzu	$\epsilon =$	0,83 -

Limitní hodnoty štíhlosti horní pásnice pro průřez ocelový (montážní stav)

třída průřezu	pro svař. Nosník	
1	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 9 =$	7,43
2	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 10 =$	8,25
3	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 14 =$	11,55

→ třída průřezu tlacené pásnice ocelového průřezu (pro montážní stav):

$$c / t_{f1} < \beta_{lim} \quad 2,91 < 7,43 \quad \text{TŘÍDA 1}$$

Limitní hodnoty štíhlosti horní pásnice pro průřez ocelobetonový

třída průřezu	pro svař. Nosník	
1	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 9 =$	7,43
2	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 14 =$	11,55
3	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 20 =$	16,51

→ třída průřezu tlacené pásnice ocelobetonového průřezu:

$$c / t_{f1} < \beta_{lim} \quad 2,91 < 7,43 \quad \text{TŘÍDA 1}$$

Klasifikace stojiny při namáhání ohybem

rozhodující výška stojiny	$d =$	478,7 mm
štíhlost stojiny	$d / t_w =$	34,2 -
vliv meze kluzu oceli	$\epsilon =$	0,814 -

- Limitní hodnoty štíhlosti stojiny pro průřez ocelový (montážní stav)

poloha plastické neutální osy	$z_{g,pl} =$	67,8 mm
stojina v tlaku	$\alpha_{pl} d =$	452,2 mm
koeficient α_{pl} v intervalu <0;1>	$\alpha_{pl} =$	0,94 -
poloha pružné neutální osy - pro $I_{1,i}$	$z_{g,el} =$	212,2 mm
stojina v tlaku	$\alpha_{el} d =$	307,8 mm
koeficient α_{el} v intervalu <0;1>	$\alpha_{el} =$	0,643 -

α	třída	α	Limitní hodnoty β_{lim}	
pl	1	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 36 / \alpha_{pl} =$	31,0
pl	1	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 396 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	28,6
pl	1			28,6
pl	2	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 41,5 / \alpha_{pl} =$	35,7
pl	2	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 456 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	32,9
pl	2			32,9
el	3	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 62 \cdot (1 - \alpha_{el}) / \alpha_{el}^2 =$	43,6
el	3	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 42 \cdot 3 \cdot \alpha_{el} / (3 \cdot \alpha_{el} - 1) =$	71,0
el	3			71,0

→ třída průřezu pro stojinu ocelového průřezu:

$$d / t_w < \beta_{lim} \quad 34,19 < 70,97 \quad \text{TŘÍDA 3}$$

- Limitní hodnoty štíhlosti stojiny pro průřez **ocelobetonový**

poloha plastické neutrální osy	$z_{g,pl} =$	479,5 mm
stojina v tlaku	$\alpha_{pl} d =$	40,5 mm
koeficient α_{pl} v intervalu <0;1>	$\alpha_{pl} =$	0,085 -
poloha pružné neutrální osy - pro $l_{1,i}$	$z_{g,el} =$	430,5 mm
stojina v tlaku	$\alpha_{el} d =$	89,5 mm
koeficient α_{el} v intervalu <0;1>	$\alpha_{el} =$	0,187 -

α	třída	α	Limitní hodnoty β_{lim}	
pl	1	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 36 / \alpha_{pl} =$	345,8
pl	1	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 396 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	3188,0
pl	1			345,8
pl	2	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 41,5 / \alpha_{pl} =$	398,7
pl	2	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 456 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	3671,0
pl	2			398,7
el	3	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 62 \cdot (1 - \alpha_{el}) / \alpha_{el}^2 =$	1174,4
el	3	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 42 \cdot 3 \cdot \alpha_{el} / (3 \cdot \alpha_{el} - 1) =$	-43,6
el	3			1174,4

→ třída průřezu pro stojinu ocelobetonového průřezu:

$$d / t_w < \beta_{lim} \quad 34,19 < 345,82 \quad \textbf{TŘÍDA 1}$$

→ Pro ZBN lze obetonované stojiny ZBN TŘÍDY 3 považovat za stojiny TŘÍDY 2:

Výsledná třída: **TŘÍDA 1**
Klasifikace dolní pásnice při namáhání tlakovou silou

přečnívající část pásnice	$c =$	187,3 mm
štíhlost přečnívající části	$c / t_{f2} =$	6,24 -
mez kluzu oceli	$f_{yk,s} =$	345 MPa
vliv meze kluzu	$\epsilon =$	0,825 -

Limitní hodnoty štíhlosti horní pásnice pro průřez ocelový (montážní stav)

třída průřezu	pro svař. Nosník	
1	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 9 =$	7,43
2	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 10 =$	8,25
3	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 14 =$	11,55

→ třída průřezu tlačené pásnice ocelového průřezu (pro montážní stav):

$$c / t_{f1} < \beta_{lim} \quad 6,24 < 7,43 \quad \textbf{TŘÍDA 1}$$

Limitní hodnoty štíhlosti horní pásnice pro průřez ocelobetonový

třída průřezu	pro svař. Nosník	
1	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 9 =$	7,43
2	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 14 =$	11,55
3	$\beta_{lim} = \epsilon \cdot 20 =$	16,51

→ třída průřezu tlačené pásnice ocelobetonového průřezu:

$$c / t_{f1} < \beta_{lim} \quad 6,24 < 7,43 \quad \textbf{TŘÍDA 1}$$

12 POSOUZENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

12.1 Vnitřní síly

		Stálé zatížení - bez uvážení postupu výstavby				
		ZS1 - G	ZS3 - G _o	ZS4 - G _{o2}	ZS5 - R	ZS6 - S
POLE	M _y	167,0	99,4	13,2	149,4	18,6
	N _{Ed} - tlak	-113,8	-56,5	-4,9	-12,6	0,0
	N _{Ed} + tah	0,0	0,0	4,0	0,0	263,7
PODPORA	M _y	-407,4	-233,1	-25,9	-521,2	-289,0
	N _{Ed} - tlak	-143,6	-80,7	0,0	-69,1	0,0
	N _{Ed} + tah	85,0	0,0	8,7	109,4	547,7
	V _z	184,4	104,2	26,4	101,4	62,5

		Stálé zatížení - s uvážení postupu výstavby						
		ZS1 - G	ZS2a	ZS2b	ZS3 - G _o	ZS4 - G _{o2}	ZS5 - R	ZS6 - S
POLE	M _y	82,1	539,2	27,0	99,4	13,2	149,4	18,6
	N _{Ed} - tlak	0,0	0,0	0,0	-56,5	-4,9	-12,6	0,0
	N _{Ed} + tah	0,0	0,0	0,0	0,0	4,0	0,0	263,7
PODPORA	M _y	0,0	0,0	0,0	-233,1	-25,9	-521,2	-289,0
	N _{Ed} - tlak	0,0	0,0	0,0	-80,7	0,0	-69,1	0,0
	N _{Ed} + tah	0,0	0,0	0,0	0,0	8,7	109,4	547,7
	V _z	20,2	129,7	5,5	104,2	26,4	101,4	62,5

		Nahodilé zatížení								
		ZS7 - LM71	ZS8 - SW/2	ZS9 - Nezatížený vlak	ZS10 - Odstředivá síla	ZS11 - Boční ráz	ZS12 - Rozjezdové síly	ZS13 - Fwk	ZS14 - Tr	ZS15 - Tn
POLE	M _y	383,07	266,77	20,57	15,37	12,75	26,37	4,58	232,44	181,53
	N _{Ed} - tlak	-219,03	-154,39	-10,29	0	-10,52	-15,4	-12,98	-248,2	-78,28
	N _{Ed} + tah	0	0	0	29,1	42,59	15,4	12,95	628,7	16,76
PODPORA	M _y	-836,35	-611,85	-38,57	-51,66	-19,87	-99,31	-19,08	-213,27	-242,66
	N _{Ed} - tlak	-284,68	-205,52	-2,61	-61,05	-62,9	-61,28	-21,83	-714,82	-123,31
	N _{Ed} + tah	64,49	0	0	0	43,42	61,28	23,55	1285,03	116,15
	V _z	493,57	331,65	22,1	60,37	0	19,77	23,67	172,75	234,68

12.3 Kombinace

12.3.1 Kombinace pro mezní stav únosnosti

12.3.1.1 Kombinační vztah 6.10a

Vztah je dán rovnicí:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

12.3.1.2 Kombinační vztah 6.10b

Vztah je dán rovnicí:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

12.3.1.1 Kombinační vztah pro mimořádné návrhové situace

Vztah je dán rovnicí:

$$\Sigma G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) Q_{k1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{ki}$$

12.3.2 Kombinace pro mezní stav použitelnosti

12.3.2.1 Kombinační vztah pro charakteristickou kombinaci

Vztah je dán rovnicí:

$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

12.3.2.2 Kombinační vztah pro častou kombinaci

Vztah je dán rovnicí:

$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

12.3.2.3 Kombinační vztah pro kvazistálou kombinaci

Vztah je dán rovnicí:

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

12.3.3 Součinitele zatížení

Kombinace a použité součinitele zatížení jsou v souladu s ČSN EN 1990

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

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

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

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

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ ¹⁾

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

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

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

$\gamma_Q = 1,20$, pokud Q reprezentuje nepříznivé 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 $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).

$\gamma_{G,set} = 1,20$ v případě pružné lineární analýzy a $\gamma_{G,set} = 1,35$ 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.

Obr. 19 ČSN EN 1990_zm.A1_2007, (odst. A2.3) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (soubor B)

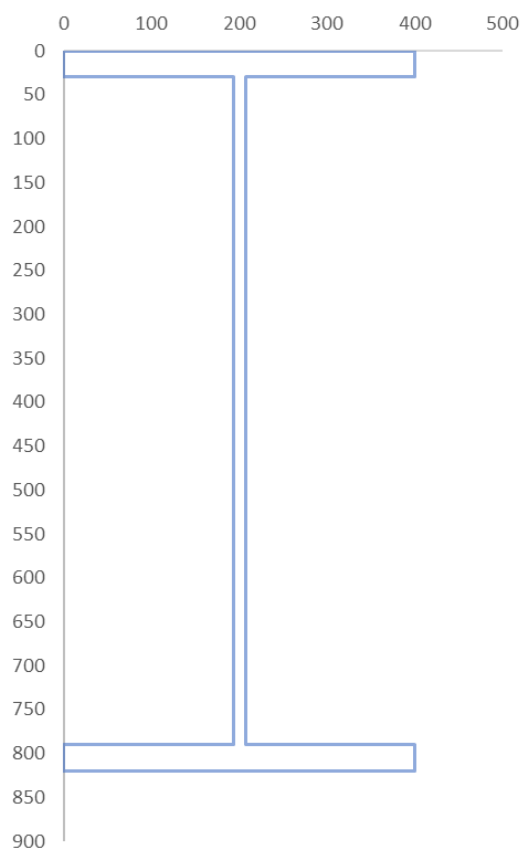
12.4 Dimenze rozhodujících průřezů

PRŮŘEZ V PODPOŘE

celková výška nosníku	h	920	mm
výška ocelového nosníku	h_{st}	820	mm
výška betonové části	h_c	890	mm
výška desky nad nosníkem	c_n	100	mm
šířka horní pásnice	b_{f1}	400	mm
tloušťka horní pásnice	t_{f1}	30	mm
šířka dolní pásnice	b_{f2}	400	mm
tloušťka dolní pásnice	t_{f2}	30	mm
tloušťka stojiny	t_w	14	mm
výška stojiny	h_w	760	mm
zatěžovací šířka	b_c	700	mm
tloušťka bednění	t_{fw}	40	mm

horní bet. výztuž:

podélná horní výztuž	\emptyset_h	22	mm
osová vzdálenost prutů	s	125	mm
plocha horní výztuže	A_s	2129	mm ²
vzd. osy horní výzt. k hornímu kraji nosníku	c_{st}	81	mm

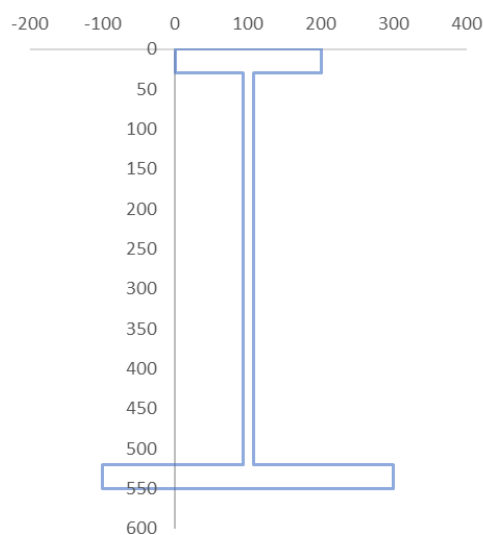


PRŮŘEZ V POLI

celková výška nosníku	h	740	mm
výška ocelového nosníku	h_{st}	550	mm
výška betonové části	h_c	710	mm
výška desky nad nosníkem	c_n	190	mm
šířka horní pásnice	b_{f1}	200	mm
tloušťka horní pásnice	t_{f1}	30	mm
šířka dolní pásnice	b_{f2}	400	mm
tloušťka dolní pásnice	t_{f2}	30	mm
tloušťka stojiny	t_w	14	mm
výška stojiny	h_w	490	mm
zatěžovací šířka	b_c	700	mm
tloušťka bednění	t_{fw}	40	mm

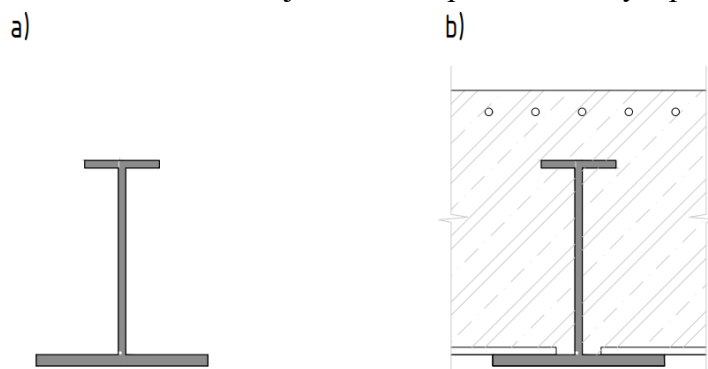
horní bet. výztuž:

podélná horní výztuž	\emptyset_h	12	mm
osová vzdálenost prutů	s	125	mm
plocha horní výztuže	A_s	633,3451	mm ²
vzd. osy horní výzt. k hornímu kraji nosníku	c_{st}	80	mm



12.5 Mezní stavy únosnosti

V rámci posouzení mezního stavu únosnosti je uvažován průřez ocelový a průřez ocelobetonový.



Pozn. průřez ocelového nosníku je naznačen pouze orientačně

- a) Ocelový průřez – Průřez zastupující montážní stav nosné konstrukce (nosník bez betonu);
- b) Ocelobetonový průřez – Průřez zastupující konečný stav nosné konstrukce (nosník s betonem)

Ocelobetonová konstrukce je posouzena dle normy ČSN EN 1994-2 za předpokladu plastického působení v mezním stavu únosnosti. Ocelové části průřezů byly posouzeny u průřezů třídy 3 dle ČSN EN 1993-2 a ČSN EN 1993-1-1 za předpokladu pružného působení v mezním stavu únosnosti. Železobetonové části průřezů a výztuž byly posouzeny dle ČSN EN 1992-2.

Beton v tahu je zanedbán a s tahovým zpevněním není uvažováno.

Ocelové části jsou posouzeny na únavu dle metodiky ekvivalentního napětí dle požadavků ČSN EN 1993-2 a ČSN EN 1993-1-9.

Hodnoty meze kluzu jsou uvažovány dle dodacích norem v souladu s ČSN EN 1993-2/Z1. Mez kluzu oceli f_y dle dodacích norem ČSN EN 10025-2 a ČSN EN 10025-3.

Ocel	$f_{y,st,k}$ [Mpa]		
	$16 > t$	$16 \leq t \leq 40 \text{ mm}$	$40 \text{ mm} < t \leq 63 \text{ mm}$
S355	355	345	335

- Rozhodující kombinace pro $M_{y,Ed}$ v podpoře:

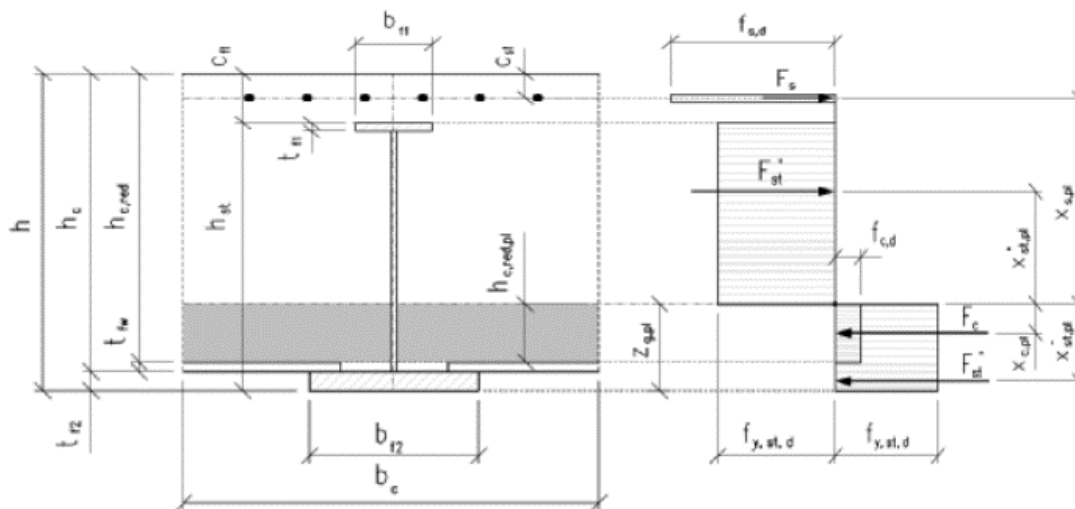
Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
6.10a_MSÚ	Lineární - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,35
		ZS3 - Vlastní tíha - Železniční svršek	1,75
		ZS4 - Vlastní tíha - Mostní vybavení	1,35
		ZS5 - Poklesy podpor	1,35
		ZS6 - Smršťování	1,35
		ZS7	1,16
		ZS13c	1,13
		ZS14a	0,90
		ZS15b	0,68

- Rozhodující kombinace pro $M_{y,Ed}$ v poli:

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
6.10b_MSÚ	Lineární - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,15
		ZS3 - Vlastní tíha - Železniční svršek	1,49
		ZS4 - Vlastní tíha - Mostní vybavení	1,15
		ZS5 - Poklesy podpor	1,15
		ZS7	1,16
		ZS13c	1,13
		ZS13a	1,13
		ZS14b	1,50
		ZS15a	1,13

12.5.1 MSÚ – Posouzení průřezu v podpoře

12.5.1.1 Plastická analýza ocelobetonového průřezu



Mezní únosnost průřezu ve svislém smyku

šťíhlost stojiny ocelového nosníku	$d / t_w =$	53,07	-
vliv meze kluzu oceli	$\epsilon =$	0,814	-

- Posouzení stability neobetonované stojiny bez výztuh (stavební stav):

$d / t_w < 72 \cdot \epsilon$	53,07	<	58,58 [-]	→ stojina nevybočí
-------------------------------	-------	---	-----------	--------------------

- Posouzení stability obetonované stojiny bez výztuh (provozní stav):

$d / t_w < 124 \cdot \epsilon$	53,07	<	100,89 [-]	→ stojina nevybočí
--------------------------------	-------	---	------------	--------------------

plocha stojiny	$A_w =$	10640 mm ²
plocha otvoru pro příčnou výztuž	$A_{o3} =$	1400 mm ²
smyková plocha	$A_{w,net} =$	9240 mm ²
návrhová smyková pevnost stojiny	$f_{y,st,d} / \sqrt{3} =$	204,96 MPa
	$V_{Rd} = f_{y,st,d} / \sqrt{3} \cdot A_{w,net}$	
mezní únosnost průřezu ve svislém smyku	$V_{Rd} =$	1893,8 kN

- Klasifikace ocelobetonového průřezu jako celku

→ **TŘÍDA 2** - VYHOVUJE

vzdálenost neutrálné osy od dolních vláken průřezu $z_{g,pl} = 177,3$ mm

→ neutrální osa prochází stojinou ocelového průřezu

Návrhová únosnost ve svislém smyku	$V_{pl,Rd} =$	1893,8 kN
Svislá smyková síla v rozhodující návrhové hodnotě	$V_{z,d} =$	1575,3 kN

Podmínka posouzení interakce smyku s ohybem:

$$V_{z,d} = 1575 < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 947 \quad [\text{kN}]$$

→ je nutno redukovat momentovou únosnost

Výsledné posouzení průřezu ve svislém smyku:

$$V_{Ed} = 1575 \leq V_{pl,Rd} = 1894 \quad [\text{kN}] ; \text{využití } 83\% \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- Redukce mezního plastického momentu únosnosti ocelobetonového průřezu

součinitel ρ - redukce využití stojiny

$$\rho = 0,44$$

redukována mez kluzu:

	$f_{yk,S}$	$f_{yd,S}$	$f_{u,st,k}$
	mez kluzu oceli		mez pev.
Horní pásnice	345	345	490
Stojina	199	199	274
Dolní pásnice	345	345	490

• Mezní normálové síly v jednotlivých částech plně zplastizovaného průřezu

síla v betonu nad horní pásnicí ocelového nosníku	$F_{c,1} =$	1633,3 kN
síla v betonu vedle horní pásnice ocelového nosníku	$F_{c,2} =$	210,0 kN
síla v betonu vedle stojiny ocelového nosníku	$F_{c,3} =$	12165,1 kN
síla v horní pásnici ocelového nosníku	$F_{st,f1} =$	4140,0 kN
síla ve stojině ocelového nosníku	$F_{st,w} =$	2113,6 kN
síla v dolní pásnici ocelového nosníku	$F_{st,f2} =$	4140,0 kN
síla v horní výztuži	$F_s =$	1064,4 kN

• Poloha neutrální osy:

- Pokud je neutr. Osa nad dolní pásnicí, platí:

$$4140,0 < 7318,0 \quad [\text{kN}]$$

- Pokud je neutr. Osa v horní pásnici, platí:

$$18418,7 < 5204,4 \quad [\text{kN}]$$

→ Neutr. osa ve stojině

• Výpočet polohy neutrální osy:

$$\Sigma F^+ = \Sigma F^-$$

$$z_i = (F_i^+ - F_i^-) / (2y_{st,i} \cdot f_{y,st,d,i} + y_{c,i} \cdot f_{c,d,i})$$

- normálová tahová síla v průřezu včetně celé i-t= vrstvy průřezu, ve které je neutrální osa

$$F_i^+ = F_{st,w} + F_{st,f2} + F_{c,3} = 18418,7 \quad \text{N}$$

- normálová tlaková síla v průřezu včetně celé i-t= vrstvy průřezu, ve které je neutrální osa

$$F_i^- = F_s + F_{st,f1} = 5204,372 \quad \text{N}$$

$$y_{c,i} = 686 \quad \text{mm} \quad \text{- šířka betonu v i-té vrstvě}$$

$$f_{cd,i} = 23,3 \quad \text{MPa}$$

$$y_{st,i} = 14 \quad \text{mm} \quad \text{- šířka oceli v i-té vrstvě}$$

$$f_{yd,i} = 199 \quad \text{MPa}$$

$$z = 612,7 \quad \text{mm} \quad \text{- vzdálenost neutrální osy od horní hrany vrstvi i}$$

$$z_{g,pl} = 177,3 \quad \text{mm} \quad \text{- vzdálenost neutrální osy od dolních vláken průřezu}$$

$$h_{c,pl} = 742,7 \quad \text{mm} \quad \text{- vzdálenost tlačené oblasti od horního kraje nosníku}$$

- Plastický výpočet momentu únosnosti M_{Rd}

	výpočet platí když:	A	$f_{yd,i}$	N	x_i	M_i	M_{Rd}
	$z_{g,pl} < h_{st} - t_{f1}$	[mm ²]	[MPa]	[kN]	[mm]	[kNm]	[kNm]
TAŽENÁ ČÁST	tažená výztuž:	2129	500	1 064	661,7	704,3	4700,7
	tažená část pásnice:	12000	345	4 140	627,7	2598,5	
	tažená část stojiny:	8577	199	1 704	306,3	521,9	
TLAČENÁ ČÁST	tlačená část betonu:	101076	23,3	2 358	73,7	173,7	
	tlačená stojina:	2063	199	410	73,7	30,2	
	dolní pásnice:	12000	345	4 140	162,3	672,1	

- Výsledné posouzení:

$$M_{y,Ed} = 3206,1 \leq M_{pl,Rd} = 4700,7 \quad [\text{kNm}] \quad ; \quad \text{využití } 68\% \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

12.5.1.2 Plastická analýza ocelového průřezu

Při montáži ocelový průřez v podpoře není namáhán ohybem. Smykové namáhání průřezu je posouzeno níže.

12.5.1.3 Stanovení zatížitelnosti

Stanovení zatížitelnosti

$$Z_{LM71} = \left(R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed},$$

- Zatížitelnost ocelobetonového průřezu ZBN nad podporou pro zatížení ohybovým momentem (případně v interakci smykovou silou)

- Návrhová hodnota únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu	$R_d =$	4700,7 kNm
- Návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou	$E_{rs,Ed} =$	2273,0 kNm
- Návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou	$E_{LM71,Ed} =$	933,0 kNm
- Stanovení zatížitelnosti prvku pro daný účinek		

$$Z_{LM71} = (4700,7 - 2273,0) / 933 = 2,602$$

- Zatížitelnost ocelobetonového průřezu ZBN nad podporou pro zatížení smykovou silou

- Návrhová hodnota únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu	$R_d =$	1893,8 kN
- Návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou	$E_{rs,Ed} =$	1002,8 kN
- Návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou	$E_{LM71,Ed} =$	572,5 kN
- Stanovení zatížitelnosti prvku pro daný účinek		

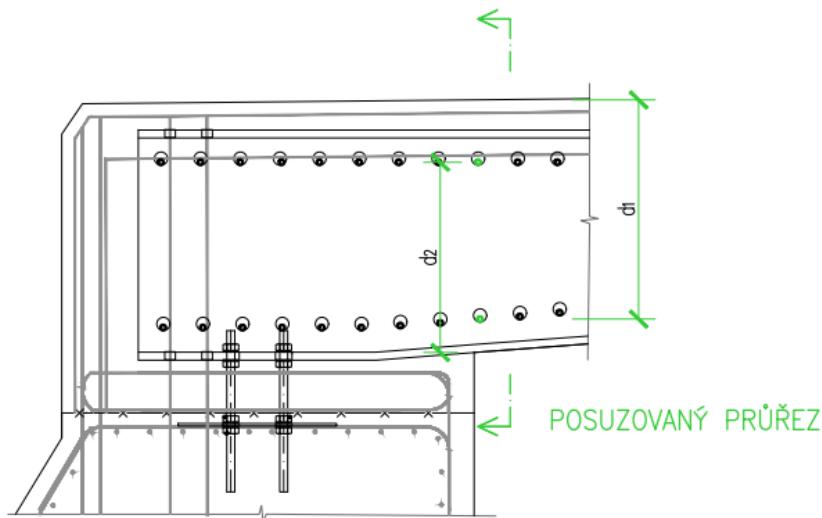
$$Z_{LM71} = (1893,8 - 1002,8) / 572,5 = 1,556$$

• Zatížitelnost prvku	$Z_{LM71} =$	1,556
------------------------------	--------------------------------	--------------

12.5.1.4 Betonářská výztuž

12.5.1.4.1 Posouzení příčné výztuže průřezu u podpory

Všechny posudky jsou v souladu s ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2.



Jednotlivé pevnosti materiálů byly ve výpočtu uvažovány následujícím způsobem:

Beton C35/45:	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$	mez pevnosti v tlaku
	$f_{ctk} = 2,2 \text{ MPa}$	mez pevnosti v tahu
Ocel B500B	$f_y = 500 \text{ MPa}$	

Součinitele spolehlivosti materiálů betonu a výztuže dle ČSN EN 1992-2 čl. 2.4.2.4:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\alpha_{cc} = 0,85 \text{ (pro tlak v mezní stavu únosnosti)}$$

$$\alpha_{cc} = 1,00 \text{ (pro tah)}$$

Použité vzorce ve výpočtu

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$A_{s1, req} = \frac{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$x = \frac{a_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} \quad \xi_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} \quad \xi = \frac{x}{d} \quad \varepsilon_{cu3} = 3,5$$

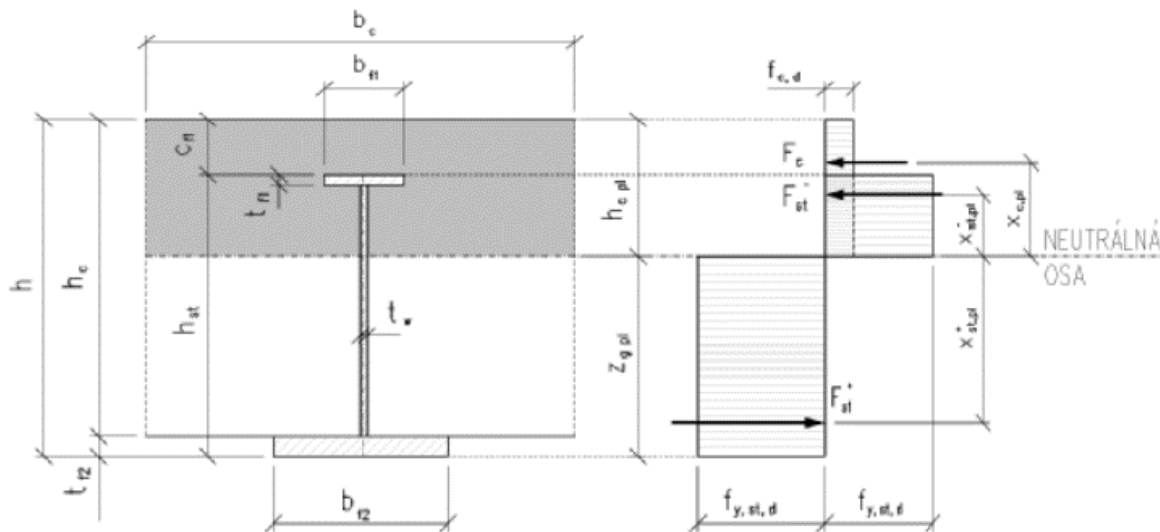
$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x)$$

ohybová únosnost			Mx -	Mx+
charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	35	35
součinitel spolehlivosti pro beton	γ_c	[-]	1,5	1,5
návrhová pevnost betonu	f_{cd}	[MPa]	23,3	23,3
	λ	[-]	1	1
		[-]	0,8	0,8
charakteristická mez kluzu výztuže	f_{yk}	[MPa]	500	500
součinitel spolehlivosti pro výztuž	γ_s	[-]	1,15	1,15
návrhová mez kluzu výztuže	f_{yd}	[MPa]	434,8	434,8
modul pružnosti výztuže	E_s	[GPa]	200	200
návrhové mezní protažení výztuže	ε_{yd}	[-]	2,174	2,174
tloušťka desky	h	[mm]	950	950
šířka desky	b	[mm]	700	700
krytí	c	[mm]	50	50
průměr prutu	ϕ	[mm]	20	20
rozteč výztuže		[mm]	150	150
počet prutů	n	[ks]	4,67	4,67
návrhový ohybový moment	m_{Ed}	[kNm/m]	230,15	444,84
	$A_{s,req}$	[mm ² /m]	656,5	1200,8
plocha prutu	$A_{s,1}$	[mm ² /m]	314,2	314,2
plocha výztuže	A_s	[mm ² /m]	1466,1	1466,1
	x	[mm]	48,8	48,8
	$\xi_{bal,1}$	[-]	0,617	0,617
	ξ	[-]	0,060	0,056
účinná výška průřezu	d	[mm]	815	868
návrhový moment únosnosti	m_{Rd}	[kNm/m]	507,1	540,8
využití		[%]	45,4%	82,2%

→ Posouzení příčné výztuže průřezu u podpory **VYHOVUJE**

12.5.2 MSÚ – Posouzení průřezu v poli

12.5.2.1 Plastická analýza ocelobetonového průřezu



	$f_{yk,s}$	$f_{yd,s}$	$f_{u,st,k}$
	mez kluzu oceli		mez pev.
Horní pásnice	345	345	490
Stojina	355	355	490
Dolní pásnice	345	345	490

- Mezní normálové síly v jednotlivých částech plně zplastizovaného průřezu

síla v betonu nad horní pásnicí ocelového nosníku	$F_{c,1} =$	3103,3 kN
síla v betonu vedle horní pásnice ocelového nosníku	$F_{c,2} =$	350,0 kN
síla v betonu vedle stojiny ocelového nosníku	$F_{c,3} =$	7843,3 kN
síla v horní pásnici ocelového nosníku	$F_{st,f1} =$	2070,0 kN
síla ve stojině ocelového nosníku	$F_{st,w} =$	2435,3 kN
síla v dolní pásnici ocelového nosníku	$F_{st,f2} =$	4140,0 kN

- Poloha neutrální osy:

- Pokud je neutr. Osa v ocelovém průřezu platí:

$$3103,3 < 8645,3 \text{ [kN]}$$

- Pokud je neutr. Osa pod horní pásnicí platí:

$$5523,3 < 6575,3 \text{ [kN]}$$

- Pokud je neutr. Osa v dolní pásnici platí:

$$15801,9 < 4140,0 \text{ [kN]}$$

→ Neutr. osa ve stojině

- Výpočet polohy neutrální osy:

$$\Sigma F^+ = \Sigma F^-$$

$$F_i^+ - z_i \cdot y_{st,i} \cdot f_{y,st,d,i} = F_i^- + z_i \cdot (y_{st,i} \cdot f_{y,st,d,i} + y_{c,i} \cdot f_{c,d,i})$$

$$z_i = (F_i^+ - F_i^-) / (2y_{st,i} \cdot f_{y,st,d,i} + y_{c,i} \cdot f_{c,d,i})$$

- normálová tahová síla v průřezu včetně celé i-t= vrstvy průřezu, ve které je neutrální osa

$$F_i^+ = F_{st,w} + F_{st,f2} = 6575,3 \text{ N}$$

- normálová tlaková síla v průřezu včetně celé i-t= vrstvy průřezu, ve které je neutrální osa

$$F_i^- = F_{c1} + F_{c2} + F_{st,f1} = 5523,3 \text{ N}$$

$$y_{c,i} = 686 \text{ mm} - \text{šířka betonu v i-té vrstvě}$$

$$f_{cd,i} = 23,3 \text{ MPa}$$

$$y_{st,i} = 14 \text{ mm} - \text{šířka oceli v i-té vrstvě}$$

$$f_{yd,i} = 355 \text{ MPa}$$

$$z = 40,5 \text{ mm} - \text{vzdálenost neutrální osy od horní hrany vrstvi i}$$

$$z_{g,pl} = 479,5 \text{ mm} - \text{vzdálenost neutrální osy od dolních vláken průřezu}$$

$$h_{c,pl} = 260,5 \text{ mm} - \text{vzdálenost tlačené oblasti od horního kraje nosníku}$$

- Plastický výpočet momentu únosnosti M_{Rd}

	výpočet platí když: $z_{g,pl} < h_{st} - t_{f1}$	f_{id}	A	N	z_i	M_i	M_{Rd}
		[MPa]	[mm ²]	[kN]	[mm]	[kNm]	[kNm]
TLAČENÁ ČÁST	beton:	$F_{c,1} =$	23,3	133000	3 103	165,5	513,7
		$F_{c,2} =$	23,3	15000	350	55,5	19,4
		$F_{c,3} =$	23,3	27813	649	20,3	13,2
	horní pásnice:		345	6000	2 070	55,5	115,0
	tlačená stojina:		355	568	202	20,3	4,1
TAŽENÁ ČÁST	tažená část stojiny:		355	6292	2 234	224,7	502,0
	tažená část pásnice:		345	12000	4 140	464,5	1922,9
							3090,2

- Výsledné posouzení:

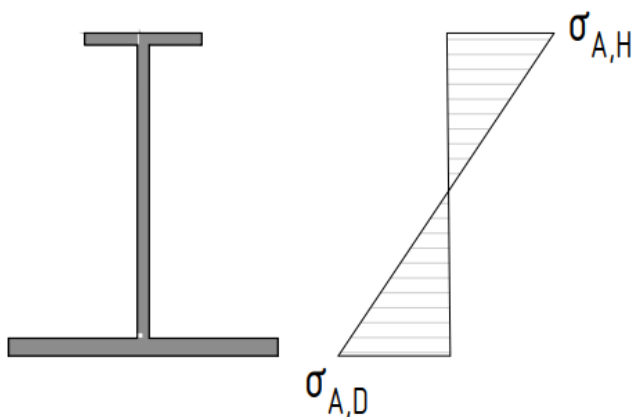
$$M_{y,Ed} = 1380,6 \leq M_{pl,Rd} = 3090,2 \text{ [kNm]} ; \text{využití } 45\% \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

12.5.2.2 Plastická analýza ocelového průřezu

Ocelový průřez v poli spadá do 3 třídy → nutné provést pružnou analýzu průřezu.

12.5.2.3 Pružná analýza průřezu

Redukční součinitel je stanoven programem SCIA viz kap. 12.4.5 “Provádění ZBN”



		MONTÁŽNÍ STAV				POSUDEK			
		krátkodobé	dlouhodobé	smrštění	celkem	maximální napětí σ	návrhová pevnost	redukční součinitel	využití
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
PRŮŘEZ V POLI	$\sigma_{C,H}$	-	-	-	-	-	-	-	-
	$\sigma_{S,H}$	-	-	-	-	-	-	-	-
	$\sigma_{a,H}$	0,0	-237,8	0,0	-237,8	-237,8	345,0	0,93	74%
	$\sigma_{a,D}$	0,0	152,0	0,0	152,0	152,0	345,0		47%
	$\sigma_{C,D}$	-	-	-	-	-	-	-	-

→ Pružný výpočet ocelového průřezu v poli VYHOVUJE

Vnitřní síly viz kap. č. 15 – “PŘÍLOHA 1 – VNITŘNÍ SÍLY - NK”

12.5.2.4 Stanovení zatížitelnosti

Stanovení zatížitelnosti

$$Z_{LM71} = \left(R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Stanovení zatížitelnosti

- Zatížitelnost ocelobetonového průřezu ZBN v poli pro zatížení ohybovým momentem (případně v interakci smykovou silou)

- Návrhová hodnota únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu	$R_d =$	3090,2 kNm
- Návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou	$E_{rs,Ed} =$	936,3 kNm
- Návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou	$E_{LM71,Ed} =$	444,4 kNm

- Stanovení zatížitelnosti prvku pro daný účinek

$$Z_{LM71} = (3090,2 - 936,3) / 444 = 4,847$$

- Zatížitelnost ocelobetonového průřezu ZBN nad poli pro zatížení smykovou silou

- Mezní hodnota posuzovaného účinku	$R_d =$	- kN
- Mezní hodnota posuzovaného účinku od všech ostatních zatížení, včetně součinitelů kombinace zatížení	$E_{rs,Ed} =$	0,0 kN
- Rozhodující hodnota posuzovaného účinku od sestavy železniční dopravou, včetně součinitelů kombinace zatížení	$E_{LM71,Ed} =$	0,0 kN

- Stanovení zatížitelnosti prvku pro daný účinek

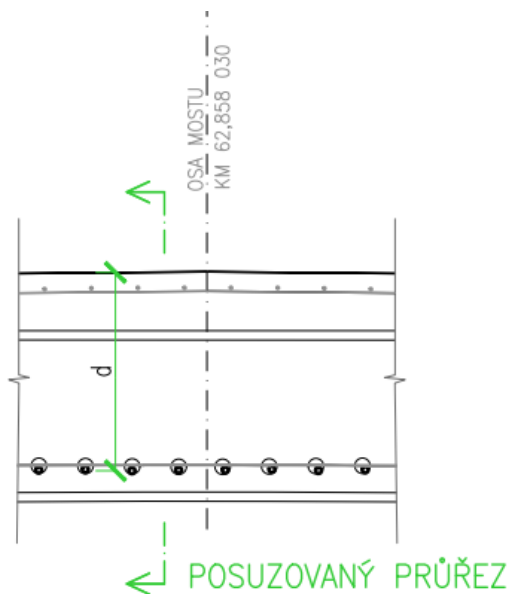
$$Z_{LM71} = \text{NEROZHODUJE}$$

- Zatížitelnost prvku

$$Z_{LM71} = 4,847$$

12.5.2.5 Betonářská výztuž

12.5.2.6 Posouzení příčné výztuže v poli



Jednotlivé pevnosti materiálů byly ve výpočtu uvažovány následujícím způsobem:

Beton C35/45:	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$	mez pevnosti v tlaku
	$f_{ctk} = 2,2 \text{ MPa}$	mez pevnosti v tahu
Ocel B500B	$f_y = 500 \text{ MPa}$	

Součinitele spolehlivosti materiálů betonu a výztuže dle ČSN EN 1992-2 čl. 2.4.2.4:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\alpha_{cc} = 0,85 \text{ (pro tlak v mezní stavu únosnosti)}$$

$$\alpha_{cc} = 1,00 \text{ (pro tah)}$$

Použité vzorce ve výpočtu

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$A_{s1, req} = \frac{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$x = \frac{a_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} \quad \xi_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} \quad \xi = \frac{x}{d} \quad \varepsilon_{cu3} = 3,5$$

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x)$$

ohybová únosnost

charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	35
součinitel spolehlivosti pro beton	γ_c	[-]	1,5
návrhová pevnost betonu	f_{cd}	[MPa]	23,3
	λ	[-]	1
		[-]	0,8
charakteristická mez kluzu výztuže	f_{yk}	[MPa]	500
součinitel spolehlivosti pro výztuž	γ_s	[-]	1,15
návrhová mez kluzu výztuže	f_{yd}	[MPa]	434,8
modul pružnosti výztuže	E_s	[GPa]	200
návrhové mezní protažení výztuže	ϵ_{yd}	[-]	2,174
tloušťka desky	h	[mm]	740
šířka desky	b	[mm]	700
krytí	c	[mm]	50
průměr prutu	ϕ	[mm]	16
rozteč výztuže		[mm]	150
počet prutů	n	[ks]	4,67
návrhový ohybový moment	m_{Ed}	[kNm/m]	137,9
	$A_{s,req}$	[mm ² /m]	530,4
plocha prutu	$A_{s,1}$	[mm ² /m]	201,1
plocha výztuže	A_s	[mm ² /m]	938,3
	x	[mm]	31,2
	$\xi_{bal,1}$	[-]	0,617
	ξ	[-]	0,052
účinná výška průřezu	d	[mm]	605
návrhový moment únosnosti	m_{Rd}	[kNm/m]	241,7
využití		[%]	57,1%

→ Posouzení příčné výztuže průřezu v poli VYHOVUJE

12.5.3 MSÚ – Únosnost svarových spojů

krční svary horní	$a_1 =$	6 mm
krční svary dolní	$a_2 =$	6 mm
těžiště nosníku od horního okraje	$a_g =$	410,0 mm

KRČNÍ SVARY HORNÍ

Zatížení	t mm	I_y mm ⁴	S_y mm ³	V_z kN	$\tau_{II,d}$ MPa
Stálé na ocelový průřez	12	4,204E+09	4740000	179	16,8
Stálé na ocelobetonový průřez	12	8,97E+09	8189083	322	24,5
Zatížení krátkodobá	12	1,12E+10	9928997	1016	74,9
smykové napětí					$\tau_{II,d} =$ 116,2
mez pevnosti základního materiálu					$f_u =$ 490 MPa
součinitel materiálu pro svarové spoje					$\gamma_{M2} =$ 1,25 -
korekční faktor					$\beta =$ 0,9 -
únosnost ve smyku					$f_{vw,d} =$ 251,5 MPa

$$\tau_{II,d} = \mathbf{116,2} \leq f_{vw,d} = \mathbf{251,5} \text{ [MPa]} ; \text{využití } \mathbf{46\%} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

ZATÍŽITELNOST HORNÍCH KRČNÍCH SVARŮ

- Zatížitelnost ocelobetonového průřezu ZBN nad podporou pro zatížení ohybovým momentem (případně v interakci smykovou silou)

- Mezní hodnota posuzovaného účinku	$U_{lim} =$	251,5 MPa
- Mezní hodnota posuzovaného účinku od všech ostatních zatížení, včetně součinitelů kombinace zatížení	$U_{rsgr} =$	74,9 MPa
- Rozhodující hodnota posuzovaného účinku od sestavy železniční dopravou, včetně součinitelů kombinace zatížení	$U_{gr} =$	74,9 MPa
- Stanovení zatížitelnosti prvku pro daný účinek		

$$Z_{UIC,2} = (251,5 - 74,9) / 75 = \mathbf{2,358}$$

$$Z_{UIC,2} = \mathbf{2,358}$$

KRČNÍ SVARY DOLNÍ

Zatížení	t	I_y	S_y	V_z	$\tau_{II,d}$
	mm	mm ⁴	mm ³	kN	MPa
Stálé na ocelový průřez	12	4,204E+09	4740000	179	16,8
Stálé na ocelobetonový průřez	12	8,974E+09	5164063	322	15,5
Zatížení krátkodobá	12	1,123E+10	5383915	1016	40,6
smykové napětí				$\tau_{II,d} =$	72,8
mez pevnosti základního materiálu				$f_u =$	490 MPa
součinitel materiálu pro svarové spoje				$\gamma_{M2} =$	1,25 -
korekční faktor				$\beta =$	0,9 -
únosnost ve smyku				$f_{vw,d} =$	251,5 MPa

$$\tau_{II,d} = 72,8 \leq f_{vw,d} = 251,5 \text{ [MPa]} ; \text{využití } 29\% \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

ZATÍŽITELNOST DOLNÍCH KRČNÍCH SVARŮ

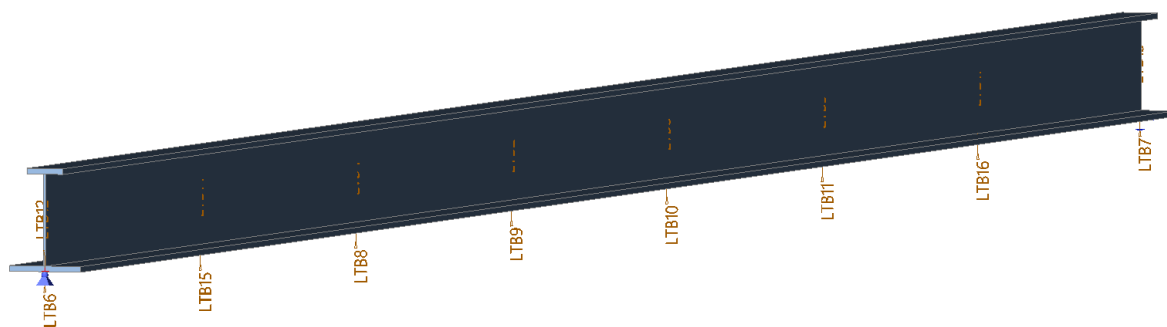
- Zatížitelnost ocelobetonového průřezu ZBN nad podporou pro zatížení smykovou silou
 - Mezní hodnota posuzovaného účinku $U_{lim} = 251,5 \text{ MPa}$
 - Mezní hodnota posuzovaného účinku od všech ostatních zatížení, včetně součinitelů kombinace zatížení $U_{rsgr} = 32,2 \text{ MPa}$
 - Rozhodující hodnota posuzovaného účinku od sestavy železniční dopravy, včetně součinitelů kombinace zatížení $U_{gr} = 40,6 \text{ MPa}$
 - Stanovení zatížitelnosti prvku pro daný účinek $Z_{UIC,2} = (251,5 - 32,2) / 40,6 = 5,399$

TUPÉ SVARY OCELOVÉHO NOSNÍKU

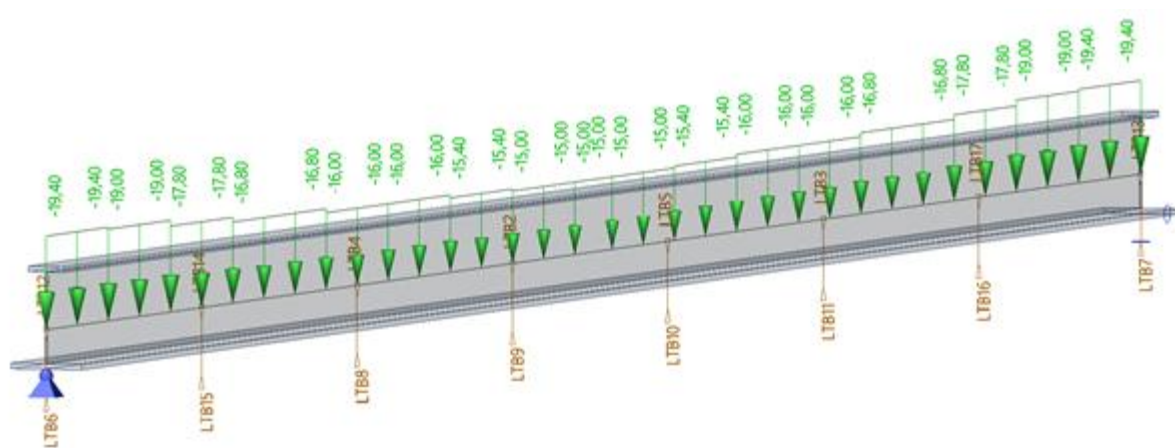
- předmětem posouzení je stanovení minimálního rozsahu kontroly svarů
poloha neutrální osy ocelobetonového průřezu u osy nosné konstrukce při plastickém působení
- kontrola svarů: $z_{g,pl} = 479,5 \text{ mm}$
- v dolní pásnici v celém průřezu
- ve stěně do výšky od dolní pásnice
 - teoreticky 479,5 mm
 - zaokrouhleně **480,0 mm**

12.5.4 MSÚ – Provádění ZBN

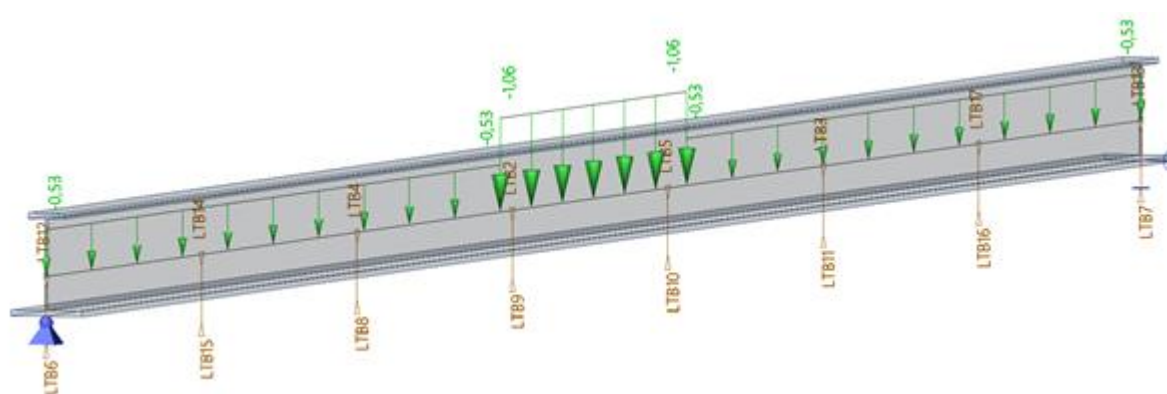
Nosníky budou osazeny na rektifikační šrouby. Stabilitu nosníku zajišťují stabilizační tyče viz. výkres č.07 “Ocelový nosník”. Ocelové části průřezů spadají do třídy 3. Byly posouzeny dle ČSN EN 1993-2 a ČSN EN 1993-1-1 za předpokladu pružného působení.



Obr. 20 Model simulující montážní stav nosníku (prostý nosník)



Obr. 21 ZSa



Obr. 22 ZS2b

- Rozhodující kombinace pro montážní stav nosníku:

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
6.10b_MSÚ	Lineární - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,35
		ZS2a - Vlastní tíha – Mokrá beton	1,35
		ZS2b – Montážní užité zatížení	1,50

Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ - MONTÁŽ
Souřadný systém: Hlavní
Extrém 1D: Globální
Výběr: Vše

Posudek EN 1993-1-1
Národní příloha: Norma EN

Dílec B270	8,800 / 17,600 m	Iwn (550; 14; 200; 30; 400; 30; 490; 0)	S 355	MSÚ - MONTÁŽ	0,80 -
-------------------	-------------------------	--	--------------	---------------------	---------------

Klíč kombinace
MSÚ - MONTÁŽ / 1.35*ZS1 + 1.50*ZS2b + 1.35*ZS2a

Dílčí souč. spolehlivosti	
γ_{M0} pro únosnost průřezu	1,00
γ_{M1} pro stabilitu	1,00
γ_{M2} pro únosnost čistého průřezu	1,25

Materiál			
Mez kluzu	f_y	355,0	MPa
Pevnost v tahu	f_u	490,0	MPa
Výroba		Svařované	

....:POSUDEK ÚNOSNOSTI:....

Kritický posudek je na pozici 8,800 m

Vnitřní síly		Vypočtené	Jednotka
Osová síla	N_{Ed}	0,00	kN
Smyková síla	$V_{y,Ed}$	0,00	kN
Smyková síla	$V_{z,Ed}$	0,00	kN
Kroucení	T_{Ed}	0,00	kNm
Ohybový moment	$M_{y,Ed}$	977,54	kNm
Ohybový moment	$M_{z,Ed}$	0,00	kNm

Posudek ohybového momentu pro M_y
Podle EN 1993-1-1 článku 6.2.5 a rovnice (6.12), (6.14)

Pružný modul průřezu	$W_{el,y,min}$	3,7232e-03	m ³
Pružný ohybový moment	$M_{el,y,Rd}$	1321,73	kNm
Jedn. posudek		0,74	-

$$M_{el,y,Rd} = \frac{W_{el,y,min} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3,7232 \cdot 10^{-3} [m^3] \times 355,0 [MPa]}{1,00} = 1321,73 [kNm]$$

$$\text{Jedn. posudek} = \frac{|M_{y,Ed}|}{M_{el,y,Rd}} = \frac{|977,54 [kNm]|}{1321,73 [kNm]} = 0,74 \leq 1,00$$

Prvek splňuje podmínky posudku průřezu.

Posudek klopení

Podle EN 1993-1-1 článku 6.3.2.1 & 6.3.2.3 a rovnice (6.54)

Parametry klopení			
Metoda pro křivku klopení		Alternativní případ	
Pružný modul průřezu	$W_{el,y}$	3,7232e-03	m ³
Pružný kritický moment	M_{cr}	4645,44	kNm
Poměrná štíhlost	$\lambda_{rel,LT}$	0,53	
Mezní štíhlost	$\lambda_{rel,LT,0}$	0,40	
Křivka klopení		c	
Imperfekce	a_{LT}	0,49	
Součinitel klopení	β	0,75	
Redukční součinitel	χ_{LT}	0,92	
Opravný součinitel	k_c	1,00	
Opravný součinitel	f	1,00	
Modifikovaný redukční součinitel	$\chi_{LT,mod}$	0,93	
Návrhová únosnost na vzpěr	$M_{b,Rd}$	1223,33	kNm
Jedn. posudek		0,80	-

Parametry M_{cr}			
Délka klopení	l_{LT}	2,499	m
Vliv pozice zatížení		bez vlivu	
Opravný součinitel	k	1,00	
Opravný součinitel	k_w	1,00	
Součinitel momentu na klopení	C_1	1,00	
Součinitel momentu na klopení	C_2	0,01	
Součinitel momentu na klopení	C_3	1,00	
Vzdálenost středu smyku	d_z	-141	mm
Vzdálenost polohy zatížení	z_g	0	mm
Konstanta monosymetrie	β_y	370	mm
Konstanta monosymetrie	z_j	-185	mm

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{I_{LT}^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right] = 1,00$$

$$\times \frac{\pi^2 \times 210000,0[\text{MPa}] \times 1,8011 \cdot 10^{-4}[\text{m}^4]}{2,499[\text{m}]^2}$$

$$\times \left[\sqrt{\left(\frac{1,00}{1,00} \right)^2 \times \frac{4,8071 \cdot 10^{-6}[\text{m}^6]}{1,8011 \cdot 10^{-4}[\text{m}^4]} + \frac{2,499[\text{m}]^2 \times 80769,2[\text{MPa}] \times 5,8756 \cdot 10^{-6}[\text{m}^4]}{\pi^2 \times 210000,0[\text{MPa}] \times 1,8011 \cdot 10^{-4}[\text{m}^4]} + (0,01 \times 0[\text{mm}] - 1,00 \times -185[\text{mm}])^2 - (0,01 \times 0[\text{mm}] - 1,00 \times -185[\text{mm}])} \right]$$

$$= 4645,44[\text{kNm}]$$

$$\lambda_{rel,LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,7232 \cdot 10^{-3}[\text{m}^3] \times 355,0[\text{MPa}]}{4645,44[\text{kNm}]} = 0,53}$$

$$\beta = 0,75$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \beta \times \lambda_{rel,LT}^2}}, \frac{1}{\lambda_{rel,LT}^2}, 1 \right) = \min \left(\frac{1}{0,64 + \sqrt{0,64^2 - 0,75 \times 0,53^2}}, \frac{1}{0,53^2}, 1 \right) = \min(0,92, 3,51, 1) = 0,92$$

$$f = \min \left\{ 1 - 0,5 \times (1 - k_c) \times \left[1 - 2 \times (\lambda_{rel,LT} - 0,8)^2 \right], 1 \right\} = \min \left\{ 1 - 0,5 \times (1 - 1,00) \times \left[1 - 2 \times (0,53 - 0,8)^2 \right], 1 \right\} = \min \{1,00, 1\} = 1,00$$

$$\chi_{LT,mod} = \min \left(\frac{\chi_{LT}}{f}, 1 \right) = \min \left(\frac{0,92}{1,00}, 1 \right) = \min(0,93, 1) = 0,93$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} \times W_{el,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,93 \times 3,7232 \cdot 10^{-3}[\text{m}^3] \times \frac{355,0[\text{MPa}]}{1,00} = 1223,33[\text{kNm}]$$

$$\text{Jedn. posudek} = \frac{|M_{y,Ed}|}{M_{b,Rd}} = \frac{977,54[\text{kNm}]}{1223,33[\text{kNm}]} = 0,80 \leq 1,00$$

Poznámka: Parametry C se určí podle ECCS 119 2006 / Galea 2002

Poznámka: Opravný součinitel k_c se určí podle C1.

Prvek splňuje podmínky stabilitního posudku.

12.5.5 MSÚ – Desky ztraceného bednění

Desky ztraceného bednění jsou posouzeny na tíhu od mokrého betonu v místě u podpory, vlastní tíhu a na zatížení osamělou silou od provozního zatížení.

Návrhová pevnost v tahu za ohybu	$f_{wd} =$	3,6 MPa
Modul pružnosti	$E_{fw} =$	4500 MPa
Objemová tíha	$\rho =$	15 kNm ⁻³
Tloušťka desky	$t_{fw} =$	40 mm
Moment setrvačnosti průřezu	$I_{y, fw} =$	5333333 mm ⁴
Průřezový modul	$W_{y, fw} =$	266667 mm ³
Teoretické rozpětí desky	$L =$	0,35 m
Objemová tíha betonu	$\rho_c =$	26 kNm ⁻³
Výška betonu nad deskou	$h_c =$	955 mm

Zatížení od betonu	$q_{k1} =$	24,8 kN/m
zatížení od vlastní tíhy desky	$q_{k2} =$	0,6 kN/m
zatížení celkem	$q_k =$	25,4 kN/m

Ohybový moment od spojitého zatížení	$M_f =$	0,39 kNm
--------------------------------------	---------	----------

Zatížení osamělou silou od provozního zatížení	$P =$	1,00 kN
Ohybový moment od provozního zatížení	$M_f =$	0,09 kNm

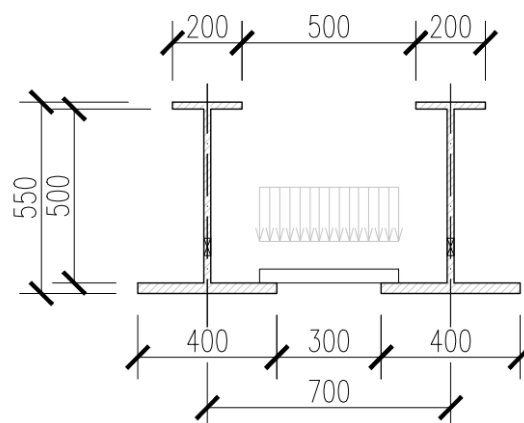
MSÚ:

Celkový návrhový ohybový moment	$M_{Ed} =$	0,66 kNm
---------------------------------	------------	----------

Napětí	$\sigma_{fw,d} =$	2464 < 3600 [kPa] VYHOVUJE
--------	-------------------	----------------------------

MSP:

Podmínka průhybu	$\delta =$	0,21 < 1,17 [mm] VYHOVUJE
------------------	------------	---------------------------



12.5.6 MSÚ – Posouzení dalších ŽB průřezů

12.5.6.1 ŽB křídla

ŽB křídla jsou posouzeny na zatížení od vlastní tíhy, zatížení od tlaku zeminy a zatížení od vykolejení vlaku.

Opěry byly posuzovány za předpokladu:

- Charakteristické hodnoty zeminy za rubem

Měrná tíha	$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Modul přetvárnosti	$E_{\text{def}} = 90,0 \text{ MPa}$
Úhel vnitřního tření	$\varphi_{\text{ef}} = 30,0^\circ$
Soudržnost	$c_{\text{ef}} = 0,0 \text{ KPa}$
- Za rubem působí zemní tlak v klidu. Součinitel zemního tlaku v klidu byl zvolen – $K_{0k} = K_{0d} = 0,50$.

Všechny posudky jsou v souladu s ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2.

Jednotlivé pevnosti materiálu byly ve výpočtu uvažovány následujícím způsobem:

Beton C35/45:	$f_{\text{ck}} = 35 \text{ MPa}$	mez pevnosti v tlaku
	$f_{\text{ctk}} = 2,2 \text{ MPa}$	mez pevnosti v tahu
Ocel B500B	$f_y = 500 \text{ MPa}$	

Součinitele spolehlivosti materiálu betonu a výztuže dle ČSN EN 1992-2 čl. 2.4.2.4:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\alpha_{\text{cc}} = 0,85 \text{ (pro tlak v mezní stavu únosnosti)}$$

$$\alpha_{\text{cc}} = 1,00 \text{ (pro tah)}$$

Použité vzorce ve výpočtu

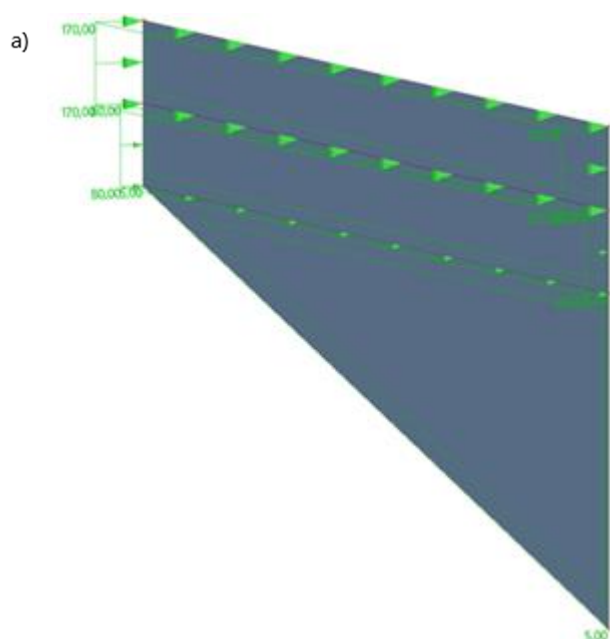
$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$A_{s1, \text{req}} = \frac{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right)$$

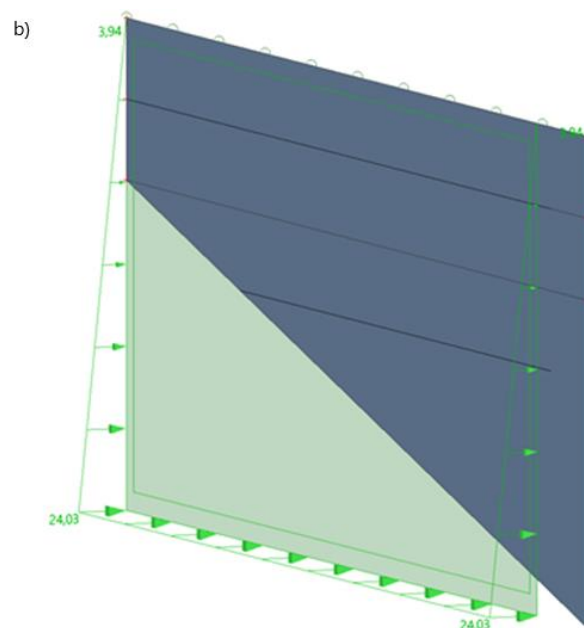
$$x = \frac{a_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} \quad \xi_{\text{bal},1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} \quad \xi = \frac{x}{d} \quad \varepsilon_{cu3} = 3,5$$

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x)$$

12.5.6.1.1 Rovnoběžná křídla vetknutá do dříku opěry



Obr. 23 a) Zatížení od mimořádného zatížení;



b) Zatížení od zeminy

- ŽB křídlo je dimenzováno na mimořádné zatížení

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
Mimořádné zatížení	Lineární - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,35
		Zatížení od zeminy	1,35
		ZS17	1,40

Vnitřní síly viz kap. č. 17 – “PŘÍLOHA 3 – VNITŘNÍ SÍLY - KŘÍDLA”

ohybová únosnost

charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	35
součinitel spolehlivosti pro beton	γ_c	[-]	1,5
návrhová pevnost betonu	f_{cd}	[MPa]	23,3
	λ	[-]	1
		[-]	0,8
charakteristická mez kluzu výztuže	f_{yk}	[MPa]	500
součinitel spolehlivosti pro výztuž	γ_s	[-]	1,15
návrhová mez kluzu výztuže	f_{yd}	[MPa]	434,8
modul pružnosti výztuže	E_s	[GPa]	200
návrhové mezní protažení výztuže	ϵ_{yd}	[-]	2,174
tloušťka desky	h	[mm]	900
šířka desky	b	[mm]	800
krytí	c	[mm]	55
průměr prutu	ϕ	[mm]	22
rozteč výztuže		[mm]	125
počet prutů	n	[ks]	6,40
návrhový ohybový moment	m_{Ed}	[kNm/m]	757,35
	$A_{s,req}$	[mm ² /m]	2153,4
plocha prutu	$A_{s,1}$	[mm ² /m]	380,1
plocha výztuže	A_s	[mm ² /m]	2432,8
	x	[mm]	70,8
	$\xi_{bal,1}$	[-]	0,617
	ξ	[-]	0,085
účinná výška průřezu	d	[mm]	834
návrhový moment únosnosti	m_{Rd}	[kNm/m]	852,2
využití		[%]	88,9%

→ **PRŮŘEZ VYHOVUJE**

smyková únosnost betonu

součinitel ...	$C_{Rd,c}$	[-]	0,12
součinitel výšky průřezu	k	[-]	1,490
stupeň vyztužení	ρ_1	[-]	0,00338
	v_{min}		0,376
	$\min V_{rc}$		251,19
smyková únosnost betonu	$V_{Rd,c}$	[kN/m]	271,74
návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN/m]	430
využití		[%]	158,2%

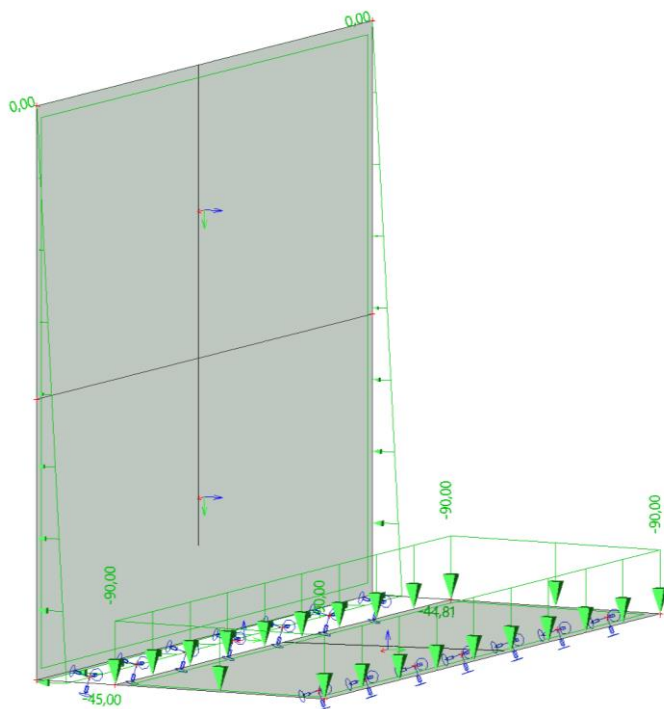
→ **SMYKOVÁ ÚNOSNOST BETONU NEVYHOVUJE, JE POTŘEBNÝ NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE**

smyková únosnost spon

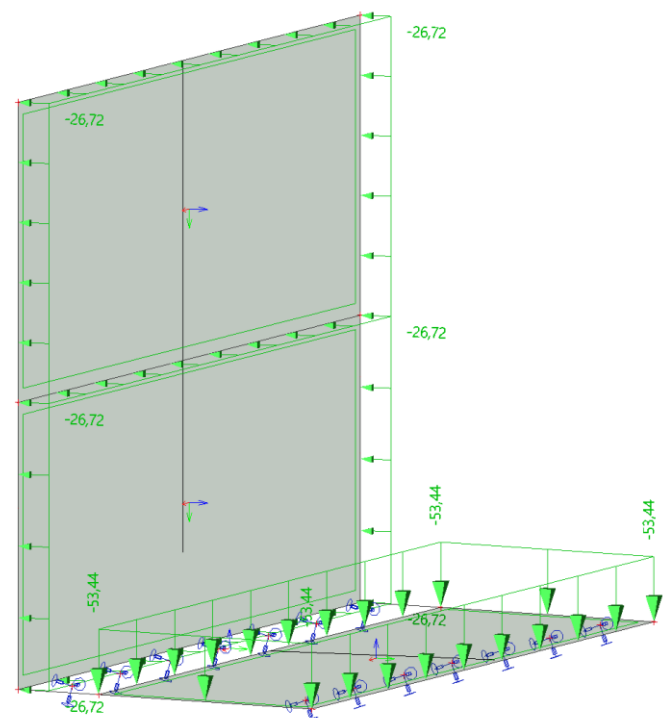
průměr spon	$\Phi_{sw,s}$	[mm]	8
rozteč spon - příčný směr	s	[mm]	250
rozteč spon - podélný směr			300
sklon spon	α_s	[°]	90
počet spon na metr	n	[ks]	4,0
plocha výztuže spon	$A_{sw,s}$	[mm ² /m]	201,1
	ρ_w		0,000838
	z	[mm]	750,6
	$\rho_{w,max}$		0,516
	$V_{Rd,max}$	[kN/m]	2493,0
	$V_{Rd,s}$	[kN/m]	546,8
smyková únosnost spon		$\min(V_{Rd,max}, V_{Rd,s})$	[kN/m]
			546,80
využití		[%]	78,6%

→ **SMYKOVÁ ÚNOSNOST SPON VYHOVUJE**

12.5.6.1.2 Kolmá křídla – opěrná stěna



Obr. 24 Zatížení od zeminy



Obr. 25 ZS17 - Zatížení od mimořádného zatížení

ohybová únosnost

charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	30
součinitel spolehlivosti pro beton	γ_c	[-]	1,5
návrhová pevnost betonu	f_{cd}	[MPa]	20,0
	λ	[-]	1
		[-]	0,8
charakteristická mez kluzu výztuže	f_{yk}	[MPa]	500
součinitel spolehlivosti pro výztuž	γ_s	[-]	1,15
návrhová mez kluzu výztuže	f_{yd}	[MPa]	434,8
modul pružnosti výztuže	E_s	[GPa]	200
návrhové mezní protažení výztuže	ϵ_{yd}	[-]	2,174
tloušťka desky	h	[mm]	770
šířka desky	b	[mm]	1000
krytí	c	[mm]	60
průměr prutu	ϕ	[mm]	16
rozteč výztuže		[mm]	100
počet prutů	n	[ks]	10,00
návrhový ohybový moment	m_{Ed}	[kNm/m]	420,77
	$A_{s,req}$	[mm ² /m]	1409,3
plocha prutu	$A_{s,1}$	[mm ² /m]	201,1
plocha výztuže	A_s	[mm ² /m]	2010,6
	x	[mm]	54,6
	$\xi_{bal,1}$	[-]	0,617
	ξ	[-]	0,078
účinná výška průřezu	d	[mm]	702
návrhový moment únosnosti	m_{Rd}	[kNm/m]	594,6
využití		[%]	70,8%

→ PRŮŘEZ VYHOVUJE

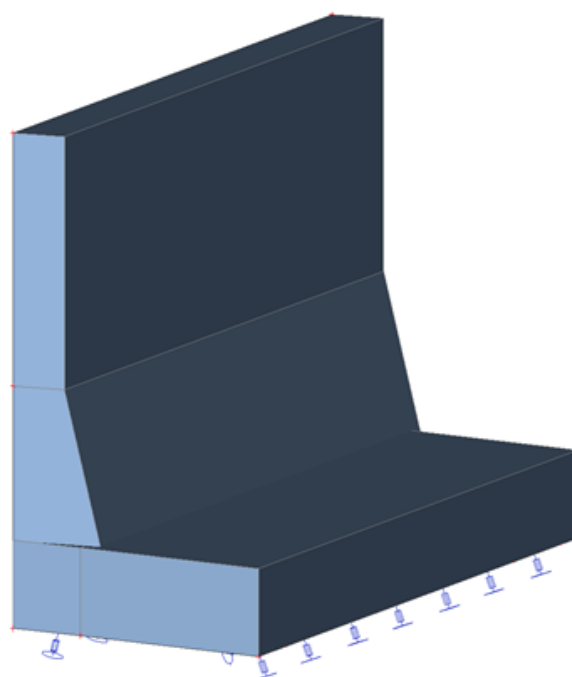
smyková únosnost betonu

součinitel ...	$C_{Rd,c}$	[-]	0,12
součinitel výšky průřezu	k	[-]	1,534
stupeň vyztužení	ρ_1	[-]	0,00261
	v_{min}		0,364
	$\min V_{rc}$		255,62
smyková únosnost betonu	$V_{Rd,c}$	[kN/m]	256,60
návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN/m]	251
využití		[%]	97,8%

→ PRŮŘEZ VYHOVUJE

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
Mimořádné zatížení	Lineární - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,35
		Zatížení od zeminy	1,35
		ZS17	1,40

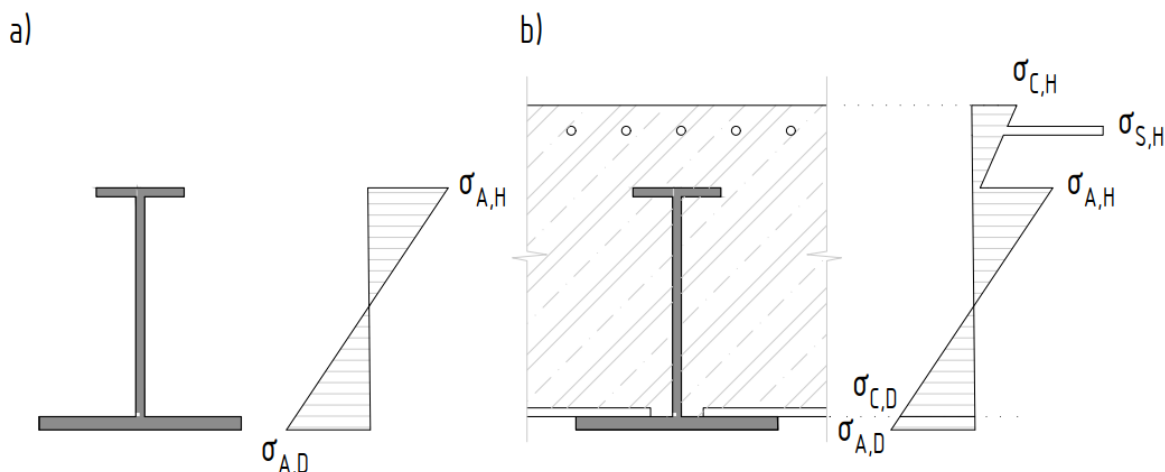
Vnitřní síly viz kap. č. 17 – “PŘÍLOHA 3 – VNITŘNÍ SÍLY - KŘÍDLA”



Obr. 26 Model opěrné stěny

12.6 Mezní stavy použitelnosti

V rámci posouzení mezního stavu použitelnosti je uvažován průřez ocelový a průřez ocelobetonový.



Pozn. průřez ocelového nosníku a vykreslené napětí jsou naznačeny pouze orientačně

- a) Ocelový průřez – Průřez zastupující montážní stav nosné konstrukce (nosník bez betonu);
- b) Ocelobetonový průřez – Průřez zastupující konečný stav nosné konstrukce (nosník s betonem)

Ocelobetonová konstrukce je posouzena dle normy ČSN EN 1994-2 za předpokladu pružného působení v mezním stavu použitelnosti. Ocelové části průřezů byly posouzeny u průřezů třídy 3 dle ČSN EN 1993-2 a ČSN EN 1993-1-1 za předpokladu pružného působení v mezním stavu použitelnosti. Železobetonové části průřezů a výztuž byly posouzeny dle ČSN EN 1992-2.

Beton v tahu je zanedbán a s tahovým zpevněním není uvažováno.

Ocelové části jsou posouzeny na únavu dle metodiky ekvivalentního napětí dle požadavků ČSN EN 1993-2 a ČSN EN 1993-1-9.

Hodnoty meze kluzu jsou uvažovány dle dodacích norem v souladu s ČSN EN 1993-2/Z1. Mez kluzu oceli f_y dle dodacích norem ČSN EN 10025-2 a ČSN EN 10025-3

Ocel	$f_{y,st,k}$ [Mpa]		
	$16 > t$	$16 \leq t \leq 40\text{mm}$	$40\text{mm} < t \leq 63\text{mm}$
S355	355	345	335

Součinitele spolehlivosti materiálu oceli dle ČSN EN 1993-2 čl. 6.1.

Součinitele spolehlivosti materiálu betonu a výztuže dle ČSN EN 1992-2 čl. 2.4.2.4.

12.6.1 MSP – Omezení napětí NK od charakteristického zatížení

12.6.1.1 Pružný výpočet napětí průřezu v podpoře

Beton v tahu je zanedbáván a s tahovým zpevněním není uvažováno. Oslabení otvory ve stojině jsou zohledněny ve výpočtu. Navržené dimence průřezu viz kap. 13.4.

12.6.1.1.1 Ocelobetonový průřez pro krátkodobé zatížení

poloha neutrální osy:

$$z_{g,el,2} = t_{f2} + t_{fw} - \frac{n}{(b_c - t_w)} (A_{st} + A_s) + \sqrt{\frac{2 \cdot n}{(b_c - t_w)} [A_{st} \cdot (z_{st} - t_{fw} - t_{f2}) + A_s \cdot (z_s - t_{fw} - t_{f2})] + \left[\frac{n}{(b_c - t_w)} (A_{st} + A_s) \right]^2}$$

$$z_{g,el,2} = 331,5 \text{ mm}$$

$$z_{w,d} = 30 < z_{g,el,2} = 331,5316 < z_{w,h} = 790$$

PRAVDA

h =	920 mm	• celková výška ocelobetonového průřezu
n _s =	6,2	• pracovní součinitel
A _{st} =	34640 mm ²	• plocha ocelového průřezu
b _c =	700 mm	• spolupůsobící šířka nosníku
z _{st} =	410 mm	• vzdálenost těžiště ocelového průřezu od dolních vláken průřezu
z _{w,h} =	790 mm	
z _{w,d} =	30 mm	

Výpočet průřezových charakteristik:

Část průřezu	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	n [-]	t _i [mm]	I _y /n [mm ⁴]	A/n [mm ²]	A/n*t _i [mm ³]	A/n*(z _d -t _i) [mm ⁴]	I _y [mm ⁴]
horní podél. výztuž	0	0	2129	1,0	839	0,00E+00	2,13E+03	1,79E+06	5,44E+08	
Horní pásnice	400	30	12000	1,0	805	9,00E+05	1,20E+04	9,66E+06	2,67E+09	
stojina	14	630	8820	1,0	475	2,92E+08	8,82E+03	4,19E+06	1,76E+08	
otvor	-	50	-	-	-	-	-	-	-	
stojina	14	80	1120	1,0	70	5,97E+05	1,12E+03	7,84E+04	7,78E+07	
Beton vedle stojiny	686	261,5	179410,7	6,2	201	1,66E+08	2,90E+04	5,83E+06	5,13E+08	
Spodní pásnice	400	30	12000	1,0	15	9,00E+05	1,20E+04	1,80E+05	1,22E+09	
dolní vlákna betonu				6,2						
celý nosník		820				4,60E+08	6,51E+04	2,17E+07	5,20E+09	5,65E+09

Výpočet napětí:

Část průřezu	x _i [mm]	+N _{Ed} /A [MPa]	-N _{Ed} /A [MPa]	M _{y,Ed} /I _y · x [MPa]	σ [MPa]
horní podél. výztuž	-505,4	13,0	-5,2	84,0	97,1
Horní pásnice	-486,4	13,0	-5,2	80,9	93,9
stojina	-456,4	13,0	-5,2	75,9	88,9
otvor					
stojina	303,6	13,0	-5,2	-50,5	-55,7
Beton vedle stojiny					
Spodní pásnice	333,6	13,0	-5,2	-55,5	-60,7
dolní vlákna betonu	303,6	2,1	-0,8	-8,2	-9,0
celý nosník	333,6				

Vnitřní síly:

		MONTÁŽ	KRÁTK.	DLOUH.	SMRŠTĚNÍ
POLE	M _y	-			
	N _{Ed} + tlak	-			
	N _{Ed} + tah	-			
PODPORA	M _y	-	-940,25	-854,97	288,96
	N _{Ed} + tlak	-	-341,83	-181,19	-141,89
	N _{Ed} + tah	-	470,09	54,52	547,53
	V _z				

12.6.1.1.2 Ocelobetonový průřez pro dlouhodobé zatížení – na začátku životnosti

Poloha neutrální osy:

$$z_{g,el,2} = t_{f2} + t_{fw} - \frac{n}{(b_c - t_w)} (A_{st} + A_s) + \sqrt{\frac{2 \cdot n}{(b_c - t_w)} [A_{st} \cdot (z_{st} - t_{fw} - t_{f2}) + A_s \cdot (z_s - t_{fw} - t_{f2})] + \left[\frac{n}{(b_c - t_w)} (A_{st} + A_s) \right]^2}$$

$$z_{g,el,2} = 354,2 \text{ mm}$$

$$z_{w,d} = 30 < z_{g,el,2} = 354,162 < z_{w,h} = 790$$

PRAVDA

$h = 920 \text{ mm}$ • celková výška ocelobetonového průřezu

$n_s = 9,3$ - • pracovní součinitel

$A_{st} = 34640 \text{ mm}^2$ • plocha ocelového průřezu

$b_c = 700 \text{ mm}$ • spolupůsobící šířka nosníku

$z_{st} = 410 \text{ mm}$ • vzdálenost těžiště ocelového průřezu od dolních vláken průřezu

$z_{w,h} = 790 \text{ mm}$

$z_{w,d} = 30 \text{ mm}$

Výpočet průřezových charakteristik:

Část průřezu	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	n [-]	t _i [mm]	I _y /n [mm ⁴]	A/n [mm ²]	A/n*t _i [mm ³]	A/n*(z _d -t _i) [mm ⁴]	I _y [mm ⁴]
horní podél. výztuž	0	0	2129	1,0	839	0,00E+00	2,13E+03	1,79E+06	4,95E+08	
Horní pásnice	400	30	12000	1,0	805	9,00E+05	1,20E+04	9,66E+06	2,41E+09	
stojina	14	630	8820	1,0	475	2,92E+08	8,82E+03	4,19E+06	1,23E+08	
otvor	-	50	-	-	-	-	-	-	-	
stojina	14	80	1120	1,0	70	5,97E+05	1,12E+03	7,84E+04	9,22E+07	
Beton vedle stojiny	686	284,2	194935,4	9,3	212	1,40E+08	2,09E+04	4,43E+06	4,38E+08	
Spodní pásnice	400	30	12000	1,0	15	9,00E+05	1,20E+04	1,80E+05	1,40E+09	
dolní vlákna betonu				9,3						
celý nosník		820				4,35E+08	5,69E+04	2,03E+07	4,96E+09	5,39E+09

Výpočet napětí:

Část průřezu	x _i [mm]	+N _{Ed} /A [MPa]	-N _{Ed} /A [MPa]	M _{y,Ed} /I _y · x [MPa]	σ [MPa]
horní podél. výztuž	-482,1	1,5	-3,2	76,4	77,9
Horní pásnice	-463,1	1,5	-3,2	73,4	74,9
stojina	-433,1	1,5	-3,2	68,6	70,2
otvor					
stojina	326,9	1,5	-3,2	-51,8	-55,0
Beton vedle stojiny					
Spodní pásnice	356,9	1,5	-3,2	-56,6	-59,7
dolní vlákna betonu	326,9	0,2	-0,3	-5,5	-5,9
celý nosník	356,9				

Vnitřní síly:

		MONTÁŽ	KRÁTK.	DLOUH.	SMRŠTĚNÍ
POLE	M _y	-			
	N _{Ed} + tlak	-			
	N _{Ed} + tah	-			
PODPORA	M _y	-	-940,25	-854,97	288,96
	N _{Ed} + tlak	-	-341,83	-181,19	-141,89
	N _{Ed} + tah	-	470,09	54,52	547,53
	V _z				

12.6.1.1.3 Ocelobetonový průřez pro dlouhodobé zatížení – na začátku životnosti

Poloha neutrální osy:

$$z_{g,el,2} = t_{f2} + t_{fw} - \frac{n}{(b_c - t_w)} (A_{st} + A_s) + \sqrt{\frac{2 \cdot n}{(b_c - t_w)} [A_{st} \cdot (z_{st} - t_{fw} - t_{f2}) + A_s \cdot (z_s - t_{fw} - t_{f2})] + \left[\frac{n}{(b_c - t_w)} (A_{st} + A_s) \right]^2}$$

$$z_{g,el,2} = 377,4 \text{ mm}$$

$$z_{w,d} = 30 < z_{g,el,2} = 377,411 < z_{w,h} = 790$$

PRAVDA

$h = 920 \text{ mm}$ • celková výška ocelobetonového průřezu

$n_s = 15,4$ - • pracovní součinitel

$A_{st} = 34640 \text{ mm}^2$ • plocha ocelového průřezu

$b_c = 700 \text{ mm}$ • spolupůsobící šířka nosníku

$z_{st} = 410 \text{ mm}$ • vzdálenost těžiště ocelového průřezu od dolních vláken průřezu

$z_{w,h} = 790 \text{ mm}$

$z_{w,d} = 30 \text{ mm}$

Výpočet průřezových charakteristik:

Část průřezu	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	n	t _i [mm]	I _y /n [mm ⁴]	A/n [mm ²]	A/n*t _i [mm ³]	A/n*(z _d -t _i) [mm ⁴]
horní podél. výztuž	0	0	2129	1,0	839	0,00E+00	2,13E+03	1,79E+06	4,47E+08
Horní pásnice	400	30	12000	1,0	805	9,00E+05	1,20E+04	9,66E+06	2,16E+09
stojina	14	630	8820	1,0	475	2,92E+08	8,82E+03	4,19E+06	7,82E+07
otvor	-	50	-	-	-	-	-	-	-
stojina	14	80	1120	1,0	70	5,97E+05	1,12E+03	7,84E+04	1,08E+08
Beton vedle stojiny	686	307,4	210884	15,4	224	1,08E+08	1,37E+04	3,07E+06	3,39E+08
Spodní pásnice	400	30	12000	1,0	15	9,00E+05	1,20E+04	1,80E+05	1,61E+09
dolní vlákna betonu				15,4					
celý nosník		820				4,02E+08	4,98E+04	1,90E+07	4,74E+09

Výpočet napětí:

Část průřezu	x _i [mm]	+N _{Ed} /A [MPa]	-N _{Ed} /A [MPa]	M _{y,Ed} /I _y · x [MPa]	σ [MPa]
horní podél. výztuž	-458,2	1,5	-3,6	76,2	77,7
Horní pásnice	-439,2	1,5	-3,6	73,1	74,6
stojina	-409,2	1,5	-3,6	68,1	69,6
otvor					
stojina	350,8	1,5	-3,6	-58,4	-62,0
Beton vedle stojiny					
Spodní pásnice	380,8	1,5	-3,6	-63,3	-67,0
dolní vlákna betonu	350,8	0,1	-0,2	-3,8	-4,0
celý nosník	380,8				

Vnitřní síly:

		MONTÁŽ	KRÁTK.	DLOUH.	SMRŠTĚNÍ
POLE	M _y	-			
	N _{Ed} + tlak	-			
	N _{Ed} + tah	-			
PODPORA	M _y	-	-940,25	-854,97	288,96
	N _{Ed} + tlak	-	-341,83	-181,19	-141,89
	N _{Ed} + tah	-	470,09	54,52	547,53
	V _z				

12.6.1.1.4 Ocelobetonový průřez – smrštění

Poloha neutrální osy:

$$z_{g,el,2} = t_{f2} + t_{fw} - \frac{n}{(b_c - t_w)} (A_{st} + A_s) + \sqrt{\frac{2 \cdot n}{(b_c - t_w)} [A_{st} \cdot (z_{st} - t_{fw} - t_{f2}) + A_s \cdot (z_s - t_{fw} - t_{f2})] + \left[\frac{n}{(b_c - t_w)} (A_{st} + A_s) \right]^2},$$

$$z_{g,el,2} = 361,3 \text{ mm}$$

$$z_{w,d} = 30 < z_{g,el,2} = 361,298 < z_{w,h} = 790$$

PRAVDA

$h = 920 \text{ mm}$ • celková výška ocelobetonového průřezu

$n_s = 10,8$ - • pracovní součinitel

$A_{st} = 34640 \text{ mm}^2$ • plocha ocelového průřezu

$b_c = 700 \text{ mm}$ • spolupůsobící šířka nosníku

$z_{st} = 410 \text{ mm}$ • vzdálenost těžiště ocelového průřezu od dolních vláken průřezu

$z_{w,h} = 790 \text{ mm}$

$z_{w,d} = 30 \text{ mm}$

Výpočet průřezových charakteristik:

Část průřezu	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	n	t _i [mm]	I _y /n [mm ⁴]	A/n [mm ²]	A/n*t _i [mm ³]	A/n*(z _d -t _i) [mm ⁴]	I _y [mm ⁴]
horní podél. výztuž	0	0	2129	1,0	839	0,00E+00	2,13E+03	1,79E+06	4,80E+08	
Horní pásnice	400	30	12000	1,0	805	9,00E+05	1,20E+04	9,66E+06	2,33E+09	
stojina	14	630	8820	1,0	475	2,92E+08	8,82E+03	4,19E+06	1,08E+08	
otvor	-	50	-	-	-	-	-	-	-	
stojina	14	80	1120	1,0	70	5,97E+05	1,12E+03	7,84E+04	9,69E+07	
Beton vedle stojiny	686	291	199830	10,8	216	1,31E+08	1,86E+04	4,00E+06	4,10E+08	
Spodní pásnice	400	30	12000	1,0	15	9,00E+05	1,20E+04	1,80E+05	1,46E+09	
dolní vlákna betonu				10,8						
celý nosník		820				4,25E+08	5,46E+04	1,99E+07	4,89E+09	5,32E+09

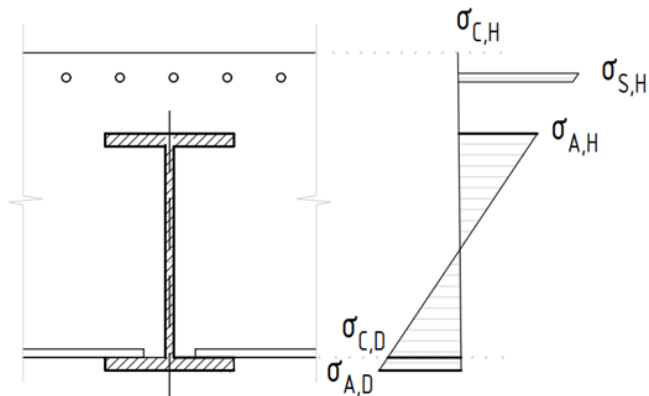
Výpočet napětí:

Část průřezu	x _i [mm]	+N _{Ed} /A [MPa]	-N _{Ed} /A [MPa]	M _{y,Ed} /I _y · x [MPa]	σ [MPa]
horní podél. výztuž	-474,8	15,2	-2,6	-25,8	-28,4
Horní pásnice	-455,8	15,2	-2,6	-24,8	-27,4
stojina	-425,8	15,2	-2,6	-23,1	-25,7
otvor					
stojina	334,2	15,2	-2,6	18,2	33,3
Beton vedle stojiny					
Spodní pásnice	364,2	15,2	-2,6	19,8	35,0
dolní vlákna betonu	334,2	1,4	-0,2	1,7	3,1
celý nosník	364,2				

Vnitřní síly:

		MONTÁŽ	KRÁTK.	DLOUH.	SMRŠTĚNÍ
POLE	M _y	-			
	N _{Ed} + tlak	-			
	N _{Ed} + tah	-			
PODPORA	M _y	-	-940,25	-854,97	288,96
	N _{Ed} + tlak	-	-341,83	-181,19	-141,89
	N _{Ed} + tah	-	470,09	54,52	547,53
	V _z				

12.6.1.1.5 Souhrnný výpočet napětí



průřez			ocelový	ocelobetonový			
oslabení průřezu otvory			oslabený	oslabený			
klasifikace průřezu			TŘÍDA 1	TŘÍDA 2			
zatížení			-	krátkodobé	dlouhodobé ZŽ	dlouhodobé KŽ	smrštění
pracovní součinitel	n	mm	-	6,2	9,3	15,4	10,8
moment setrvačnosti	I_y	mm	4,20E+09	5,65E+09	5,39E+09	5,14E+09	5,32E+09
vzdál. těžiště průřezu od dolních vláken	a_g	mm	415,7	333,6	356,9	380,8	364,2
horní vlákna betonu:							
excentricita od neutrální osy	$e_{el,st,1}$	mm	-	-	-	-	-
napětí	$\sigma_{C,H}$	MPa	-	-	-	-	-
horní podélná výztuž:							
excentricita od neutrální osy	$e_{el,st,2}$	mm	-	-505,4	-482,1	-458,2	-474,8
napětí	$\sigma_{S,H}$	MPa	-	97,1	77,9	77,7	-28,4
horní pásnice ocelového nosníku:							
excentricita od neutrální osy	$e_{el,st,3}$	mm	-	-486,4	-463,1	-439,2	-455,8
napětí	$\sigma_{a,H}$	MPa	-	93,9	74,9	74,6	-27,4
dolní pásnice ocelového nosníku:							
excentricita od neutrální osy	$e_{el,st,4}$	mm	-	333,6	356,9	380,8	364,2
napětí	$\sigma_{a,D}$	MPa	-	-60,7	-59,7	-67,0	35,0
dolní vlákna betonu:							
excentricita od neutrální osy	$e_{el,st,4}$	mm	-	303,6	326,9	350,8	334,2
napětí	$\sigma_{C,D}$	MPa	-	-9,0	-5,9	-4,0	3,1

Interakce smyku a ohybu:

		ZAČÁTEK ŽIVOTNOSTI celkové napětí σ [MPa]	KONEC ŽIVOTNOSTI celkové napětí σ [MPa]	MAXIMÁLNÍ napětí σ [MPa]	$k_i \cdot f_{ik}$ [MPa]	využití [%]
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
PRŮŘEZ V PODPOŘE	$\sigma_{C,H}$	-	-	-	-	
	$\sigma_{S,H}$	175,0	174,8	175,0	400,0	44%
	$\sigma_{a,H}$	168,8	168,5	168,8	345,0	49%
	$\sigma_{a,D}$	-120,5	-127,7	-127,7	345,0	37%
	$\sigma_{C,D}$	-14,9	-13,1	-14,9	21,0	71%

OBLAST	NORMÁLOVÉ NAPĚTÍ	SMYKOVÉ NAPĚTÍ	KOMBINACE	MEZNÍ NAPĚTÍ	VYUŽITÍ [%]
	σ [MPa]	τ [MPa]	$\sqrt{\sigma^2 + (\sqrt{3} \cdot \tau)^2}$	$k_i \cdot f_{ik}$ [MPa]	
horní pásnice/stojina	159,1	86,4	218,4	355	62%
dolní pásnice/stojina	-117,7	73,1	172,9	355	49%

→ PRŮŘEZ VYHOVUJE

Smykové napětí ve stojině:

V MÍSTĚ HORNÍ PÁSNICE/STOJINY

Zatížení	t	I_y	S_y	V_z	$\tau_{II,d}$
	mm	mm ⁴	mm ³	kN	MPa
Stálé na ocelový průřez	14	4,20E+09	4740000	155	12,5
Stálé na ocelobetonový průřez	14	5,39E+09	5715352	294	22,3
Zatížení krátkodobá	14	5,65E+09	5815772	703	51,6
smykové napětí					$\tau_{II,d} =$ 86,4

V MÍSTĚ DOLNÍ PÁSNICE/STOJINY

Zatížení	t	I_y	S_y	V_z	$\tau_{II,d}$
	mm	mm ⁴	mm ³	kN	MPa
Stálé na ocelový průřez	14	4,20E+09	4740000	155	12,5
Stálé na ocelobetonový průřez	14	5,39E+09	4740000	294	18,5
Zatížení krátkodobá	14	5,65E+09	4740000	703	42,1
smykové napětí					$\tau_{II,d} =$ 73,1

12.6.1.2 2Pružný výpočet napětí průřezu v poli

Beton v tahu je zanedbán a s tahovým zpevněním není uvažováno. Oslabení otvory ve stojině jsou zohledněny ve výpočtu. Navržené dimence průřezu viz kap. 13.4.

12.6.1.2.1 Ocelový průřez pro montážní stav

Výpočet průřezových charakteristik:

Část průřezu	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	n [-]	t _i [mm]	I_y/n [mm ⁴]	A/n [mm ²]	A/n*t _i [mm ³]	A/n*(z _d -t _i) ² [mm ⁴]	I_y [mm ⁴]
betonová deska	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
horní podél. výztuž	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
horní pásnice	200	30	6000	1	535	4,50E+05	6,00E+03	3,21E+06	6,16E+08	
stojina	14	360	5040	1	340	5,44E+07	5,04E+03	1,71E+06	7,94E+07	
otvor	-	50	-	-	-	-	-	-	-	
stojina	14	80	1120	1	70	5,97E+05	1,12E+03	7,84E+04	2,34E+07	
Spodní pásnice	400	30	12000	1	15	9,00E+05	1,20E+04	1,80E+05	4,78E+08	
celý nosník		550	24160			5,64E+07	2,42E+04	5,18E+06	1,20E+09	1,25E+09

Výpočet napětí:

Část průřezu	x_i [mm]	+N _{Ed} /A [MPa]	-N _{Ed} /A [MPa]	M _{y,Ed} /I _y · x [MPa]	σ [MPa]
betonová deska	-	-	-	-	-
horní podél. výztuž	-	-	-	-	-
horní pásnice	-335,5	0,0	0,0	-173,4	-173,43
stojina					
otvor					
stojina					
Spodní pásnice	214,5	0,0	0,0	110,9	110,87
celý nosník	214,5				

Vnitřní síly:

		MONTÁŽ	KRÁTK.	DLOUH.	SMRŠTĚNÍ
POLE	M _y	648,3	667,7	248,6	0,0
	N _{Ed} + tlak	-	-834,1	-91,6	0,0
	N _{Ed} + tah	-	1182,0	0,0	263,7
PODPORA	M _y	-			
	N _{Ed} + tlak	-			
	N _{Ed} + tah	-			
	V _z				

12.6.1.2.2 Ocelobetonový průřez pro krátkodobé zatížení

- Vzdálenost neutrální osy od dolních vláken průřezu

$$z_{g,el,2} = h + \frac{n \cdot A_{st}}{b_c} \left[1 - \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_c \cdot (h - z_{st})}{n \cdot A_{st}}} \right]$$

$$z_{g,el,2} = 430,53978 \text{ mm}$$

$$z_{w,d} = 30 < z_{g,el,2} = 430,5 < z_{w,h} = 520$$

PRAVDA

h =	740 mm	• celková výška ocelobetonového průřezu
$n_s =$	6,2	• pracovní součinitel
$A_{st} =$	24860 mm ²	• plocha ocelového průřezu
$b_c =$	700 mm	• spolupůsobící šířka nosníku
$z_{st} =$	212,249 mm	• vzdálenost těžiště ocelového průřezu od dolních vláken průřezu
$z_{w,h} =$	520 mm	
$z_{w,d} =$	30 mm	

Výpočet průřezových charakteristik:

Část průřezu	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	n	t _i [mm]	I_y/n [mm ⁴]	A/n [mm ²]	$A/n \cdot t_i$ [mm ³]	$A/n \cdot (z_d - t_i)$ [mm ⁴]	I_y [mm ⁴]
Beton nad HP	700	190	133000	6,2	645	6,48E+07	2,15E+04	1,39E+07	9,53E+08	
Beton vedle HP	500	30	15000	6,2	535	1,82E+05	2,43E+03	1,30E+06	2,45E+07	
Beton vedle stojiny	686	89	61370	6,2	475	6,63E+06	9,94E+03	4,72E+06	1,64E+07	
horní podél. výztuž	0	0	633	1,0	660	0,00E+00	6,33E+02	4,18E+05	3,22E+07	
Horní pásnice	200	30	6000	1,0	535	4,50E+05	6,00E+03	3,21E+06	6,04E+07	
stojina	14	360	5040	1,0	340	5,44E+07	5,04E+03	1,71E+06	4,52E+07	
otvor	-	50	-	-	-	-	-	-	-	
stojina	14	80	1120	1,0	70	5,97E+05	1,12E+03	7,84E+04	1,49E+08	
Spodní pásnice	400	30	12000	1,0	15	9,00E+05	1,20E+04	1,80E+05	2,11E+09	
celý nosník		740	234163			1,28E+08	5,87E+04	2,55E+07	3,39E+09	3,52E+09

Výpočet napětí:

Část průřezu	x_i [mm]	$+N_{Ed}/A$ [MPa]	$-N_{Ed}/A$ [MPa]	$M_{y,Ed}/I_y \cdot x$ [MPa]	σ [MPa]
Beton nad HP	-309,5	7,7	-2,3	-9,5	-11,80
Beton vedle HP					
Beton vedle stojiny					
horní podél. výztuž	-225,3	47,7	-14,2	-42,7	-56,94
Horní pásnice	-115,3	47,7	-14,2	-21,9	-36,08
stojina					
otvor	304,7	47,7	-14,2	57,8	105,44
stojina	404,7	47,7	-14,2	76,7	124,40
Spodní pásnice	434,7	47,7	-14,2	82,4	130,09
celý nosník	434,7				

Vnitřní síly:

		MONTÁŽ	KRÁTK.	DLOUH.	SMRŠTĚNÍ
POLE	M_y	648,3	667,7	248,6	0,0
	$N_{Ed} + \text{tlak}$	-	-834,1	-91,6	0,0
	$N_{Ed} + \text{tah}$	-	1182,0	0,0	263,7
PODPORA	M_y	-			
	$N_{Ed} + \text{tlak}$	-			
	$N_{Ed} + \text{tah}$	-			
	V_z				

12.6.1.2.3 Ocelobetonový průřez pro dlouhodobé zatížení – na začátku životnosti

Poloha neutrální osy:

$$z_{g,el,2} = h + \frac{n \cdot A_{st}}{b_c} \left[1 - \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_c \cdot (h - z_{st})}{n \cdot A_{st}}} \right]$$

$$z_{g,el,2} = 391,36374 \text{ mm}$$

$$z_{w,d} = 30 < z_{g,el,2} \quad 391,4 < z_{w,h} = 520$$

PRAVDA

h =	740 mm	• celková výška ocelobetonového průřezu
n _s =	9,6 -	• pracovní součinitel
A _{st} =	24860 mm ²	• plocha ocelového průřezu
b _c =	700 mm	• spolupůsobící šířka nosníku
z _{st} =	212,249 mm	• vzdálenost těžiště ocelového průřezu od dolních vláken průřezu
z _{w,h} =	520 mm	
z _{w,d} =	30 mm	

Výpočet průřezových charakteristik:

Část průřezu	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	n	t _i [mm]	I _y /n [mm ⁴]	A/n [mm ²]	A/n*t _i [mm ³]	A/n*(z _d -t _i) [mm ⁴]	I _y [mm ⁴]
Beton nad HP	700	190	133000	9,6	645	4,19E+07	1,39E+04	8,98E+06	8,96E+08	
Beton vedle HP	500	30	15000	9,6	535	1,18E+05	1,57E+03	8,40E+05	3,24E+07	
Beton vedle stojiny	686	129	88244	9,6	456	1,27E+07	9,24E+03	4,21E+06	3,82E+07	
horní podél. výztuž	0	0	633	1,0	660	0,00E+00	6,33E+02	4,18E+05	4,57E+07	
Horní pásnice	200	30	6000	1,0	535	4,50E+05	6,00E+03	3,21E+06	1,24E+08	
stojina	14	360	5040	1,0	340	5,44E+07	5,04E+03	1,71E+06	1,33E+07	
otvor	-	50	-	-	-	-	-	-	-	
stojina	14	80	1120	1,0	70	5,97E+05	1,12E+03	7,84E+04	1,16E+08	
Spodní pásnice	400	30	12000	1,0	15	9,00E+05	1,20E+04	1,80E+05	1,70E+09	
celý nosník		740	261038			1,11E+08	4,95E+04	1,96E+07	2,96E+09	3,08E+09

Výpočet napětí:

Část průřezu	x _i [mm]	+N _{Ed} /A [MPa]	-N _{Ed} /A [MPa]	M _{y,Ed} /I _y · x [MPa]	σ [MPa]
Beton nad HP	-348,6	0,0	-0,2	-2,9	-3,14
Beton vedle HP					
Beton vedle stojiny					
horní podél. výztuž	-268,6	0,0	-1,9	-21,7	-23,57
Horní pásnice	-158,6	0,0	-1,9	-12,8	-14,67
stojina					
otvor					
stojina	361,4	0,0	-1,9	29,2	29,21
Spodní pásnice	391,4	0,0	-1,9	31,6	31,64
celý nosník	391,4				

Vnitřní síly:

		MONTÁŽ	KRÁTK.	DLOUH.	SMRŠTĚNÍ
POLE	M _y	648,3	667,7	248,6	0,0
	N _{Ed} + tlak	-	-834,1	-91,6	0,0
	N _{Ed} + tah	-	1182,0	0,0	263,7
PODPORA	M _y	-			
	N _{Ed} + tlak	-			
	N _{Ed} + tah	-			
	V _z				

12.6.1.2.4 Ocelobetonový průřez pro dlouhodobé zatížení – na konci životnosti

Poloha neutrální osy:

$$z_{g,el,2} = h + \frac{n \cdot A_{st}}{b_c} \left[1 - \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_c \cdot (h - z_{st})}{n \cdot A_{st}}} \right]$$

$$z_{g,el,2} = 350,3741 \text{ mm}$$

$$z_{w,d} = 30 < z_{g,el,2} \quad 350,4 < z_{w,h} = 520$$

PRAVDA

h =	740 mm	• celková výška ocelobetonového průřezu
n_s =	15,5 -	• pracovní součinitel
A_{st} =	24860 mm ²	• plocha ocelového průřezu
b_c =	700 mm	• spolupůsobící šířka nosníku
z_{st} =	212,249 mm	• vzdálenost těžiště ocelového průřezu od dolních vláken průřezu
$z_{w,h}$ =	520 mm	
$z_{w,d}$ =	30 mm	

Výpočet průřezových charakteristik:

Část průřezu	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	n	t _i [mm]	I_y/n [mm ⁴]	A/n [mm ²]	$A/n \cdot t_i$ [mm ³]	$A/n \cdot (z_d - t_i)$ [mm ⁴]	I_y [mm ⁴]
Beton nad HP	700	190	133000	15,5	645	2,59E+07	8,60E+03	5,54E+06	7,46E+08	
Beton vedle HP	500	30	15000	15,5	535	7,27E+04	9,69E+02	5,19E+05	3,30E+07	
Beton vedle stojiny	686	170	116363	15,5	435	1,80E+07	7,52E+03	3,27E+06	5,41E+07	
horní podél. výztuž	0	0	633	1,0	660	0,00E+00	6,33E+02	4,18E+05	6,07E+07	
Horní pásnice	200	30	6000	1,0	535	4,50E+05	6,00E+03	3,21E+06	2,05E+08	
stojina	14	360	5040	1,0	340	5,44E+07	5,04E+03	1,71E+06	5,42E+05	
otvor	-	50	-	-	-	-	-	-	-	
stojina	14	80	1120	1,0	70	5,97E+05	1,12E+03	7,84E+04	8,80E+07	
Spodní pásnice	400	30	12000	1,0	15	9,00E+05	1,20E+04	1,80E+05	1,35E+09	
celý nosník		740	289157			1,00E+08	4,19E+04	1,49E+07	2,54E+09	2,64E+09

Výpočet napětí:

Část průřezu	x_i [mm]	$+N_{Ed}/A$ [MPa]	$-N_{Ed}/A$ [MPa]	$M_{y,Ed}/I_y \cdot x$ [MPa]	σ [MPa]
Beton nad HP	-389,6	0,0	-0,1	-2,4	-2,52
Beton vedle HP					
Beton vedle stojiny					
horní podél. výztuž	-309,6	0,0	-2,2	-29,2	-31,38
Horní pásnice	-199,6	0,0	-2,2	-18,8	-21,01
stojina					
otvor	220,4	0,0	-2,2	20,8	20,78
stojina	320,4	0,0	-2,2	30,2	30,20
Spodní pásnice	350,4	0,0	-2,2	33,0	33,03
celý nosník	350,4				

Vnitřní síly:

		MONTÁŽ	KRÁTK.	DLOUH.	SMRŠTĚNÍ
POLE	M_y	648,3	667,7	248,6	0,0
	$N_{Ed} + \text{tlak}$	-	-834,1	-91,6	0,0
	$N_{Ed} + \text{tah}$	-	1182,0	0,0	263,7
PODPORA	M_y	-			
	$N_{Ed} + \text{tlak}$	-			
	$N_{Ed} + \text{tah}$	-			
	V_z				

12.6.1.2.5 Ocelobetonový průřez – smrštění

Poloha neutrální osy:

$$z'_{g,el,2} = h + \frac{n \cdot A_{st}}{b_c} \left[1 - \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_c \cdot (h - z_{st})}{n \cdot A_{st}}} \right]$$

$$z_{g,el,2} = 380,41568 \text{ mm}$$

$$z_{w,d} = 30 < z_{g,el,2} \quad 380,4 < z_{w,h} = 520$$

PRAVDA

h =	740 mm	• celková výška ocelobetonového průřezu
n _s =	10,8	• pracovní součinitel
A _{st} =	24860 mm ²	• plocha ocelového průřezu
b _c =	700 mm	• spolupůsobící šířka nosníku
z _{st} =	212,249 mm	• vzdálenost těžiště ocelového průřezu od dolních vláken průřezu
z _{w,h} =	520 mm	
z _{w,d} =	30 mm	

Výpočet průřezových charakteristik:

Část průřezu	b [mm]	h [mm]	A [mm ²]	n [-]	t _i [mm]	I _y /n [mm ⁴]	A/n [mm ²]	A/n*t _i [mm ³]	A/n*(z _d -t _i) [mm ⁴]	I _y [mm ⁴]
Beton nad HP	700	190	133000	10,8	645	3,70E+07	1,23E+04	7,92E+06	8,60E+08	
Beton vedle HP	500	30	15000	10,8	535	1,04E+05	1,39E+03	7,41E+05	3,31E+07	
Beton vedle stojiny	686	140	95755	10,8	450	1,44E+07	8,85E+03	3,98E+06	4,31E+07	
horní podél. výztuž	0	0	633	1,0	660	0,00E+00	6,33E+02	4,18E+05	4,95E+07	
Horní pásnice	200	30	6000	1,0	535	4,50E+05	6,00E+03	3,21E+06	1,43E+08	
stojina	14	360	5040	1,0	340	5,44E+07	5,04E+03	1,71E+06	8,23E+06	
otvor	-	50	-	-	-	-	-	-	-	
stojina	14	80	1120	1,0	70	5,97E+05	1,12E+03	7,84E+04	1,08E+08	
Spodní pásnice	400	30	12000	1,0	15	9,00E+05	1,20E+04	1,80E+05	1,60E+09	
celý nosník		740	268548			1,08E+08	4,73E+04	1,82E+07	2,85E+09	2,96E+09

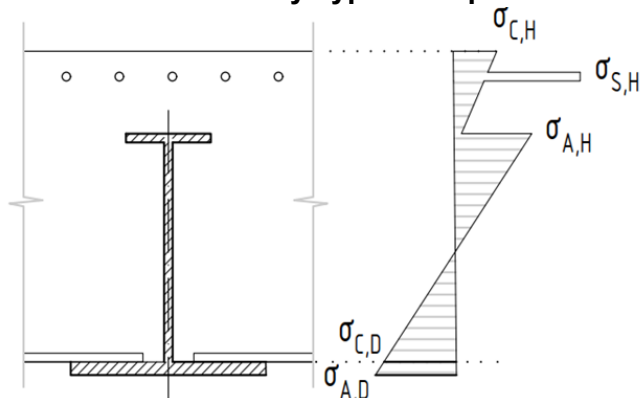
Výpočet napětí:

Část průřezu	x _i [mm]	+N _{Ed} /A [MPa]	-N _{Ed} /A [MPa]	M _{y,Ed} /I _y · x [MPa]	σ [MPa]
Beton nad HP	-359,6	1,0	0,0	0,0	0,98
Beton vedle HP					
Beton vedle stojiny					
horní podél. výztuž	-279,6	10,6	0,0	0,0	10,64
Horní pásnice	-169,6	10,6	0,0	0,0	10,64
stojina					
otvor					
stojina	350,4	10,6	0,0	0,0	10,64
Spodní pásnice	380,4	10,6	0,0	0,0	10,64
celý nosník	380,4				

Vnitřní síly:

		MONTÁŽ	KRÁTK.	DLOUH.	SMRŠTĚNÍ
POLE	M _y	648,3	667,7	248,6	0,0
	N _{Ed} +tlak	-	-834,1	-91,6	0,0
	N _{Ed} +tah	-	1182,0	0,0	263,7
PODPORA	M _y	-			
	N _{Ed} +tlak	-			
	N _{Ed} +tah	-			
	V _z				

12.6.1.2.6 Souhrnný výpočet napětí



průřez			ocelový	ocelobetonový			
oslabení průřezu otvory			oslabený	oslabený			
klasifikace průřezu			TŘÍDA 3	TŘÍDA 1			
zatížení			-	krátkodobé	dlouhodobé ZŽ	dlouhodobé KŽ	smrštění
pracovní součinitel	n	mm	-	6,2	9,6	15,5	10,8
moment setrvačnosti	I_y	mm	1,25E+09	3,52E+09	3,08E+09	2,64E+09	2,96E+09
vzdál. těžiště průřezu od dolních vláken	a_g	mm	214,5	430,5	391,4	350,4	380,4
horní vlákna betonu:							
excentricita od neutrální osy	$e_{el,st,1}$	mm	-	-309,5	-348,6	-389,6	-359,6
napětí	$\sigma_{C,H}$	MPa	0	-11,8	-3,1	-2,5	1,0
horní podélná výztuž:							
excentricita od neutrální osy	$e_{el,st,2}$	mm	-	-225,3	-268,6	-309,6	-279,6
napětí	$\sigma_{S,H}$	MPa	0	-56,9	-23,6	-31,4	10,6
horní pásnice ocelového nosníku:							
excentricita od neutrální osy	$e_{el,st,3}$	mm	-335,5	-115,3	-158,6	-199,6	-169,6
napětí	$\sigma_{a,H}$	MPa	-173,59	-36,1	-14,7	-21,0	10,6
dolní pásnice ocelového nosníku:							
excentricita od neutrální osy	$e_{el,st,4}$	mm	214,5	434,7	391,4	350,4	380,4
napětí	$\sigma_{a,D}$	MPa	110,98	130,1	31,6	33,0	10,6
dolní vlákna betonu:							
excentricita od neutrální osy	$e_{el,st,4}$	mm	-	434,7	391,4	320,4	320,4
napětí	$\sigma_{C,D}$	MPa	-	-	-	-	-

		ZAČÁTEK ŽIVOTNOSTI celkové napětí σ [MPa]	KONEC ŽIVOTNOSTI celkové napětí σ [MPa]	MAXIMÁLNÍ napětí σ [MPa]	k_i . fik [MPa]	využití [%]
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
PRŮŘEZ V POLI	$\sigma_{C,H}$	-14,9	-14,3	-14,9	21,0	71%
	$\sigma_{S,H}$	-80,5	-88,3	-88,3	400,0	22%
	$\sigma_{a,H}$	-224,4	-230,7	-230,7	345,0	67%
	$\sigma_{a,D}$	283,3	284,7	284,7	345,0	83%
	$\sigma_{C,D}$	-	-	-	-	-

→ PRŮŘEZ VYHOVUJE

12.6.1.3 Souhrnný výpočet omezení napětí

MSP_Elastická analýza průřezu

		ZAČÁTEK ŽIVOTNOSTI				KONEC ŽIVOTNOSTI				POSUDEK		
		krátkodobé	dlouhodobé	smrštění	celkem	krátkodobé	dlouhodobé	smrštění	celkem	maximální napětí σ	návrhová pevnost	využití
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
PRŮŘEZ V POLI	$\sigma_{c,H}$	-11,8	-3,1	1,0	-14,9	-11,8	-2,5	1,0	-14,3	-14,9	21,0	71%
	$\sigma_{s,H}$	-56,9	-23,6	10,6	-80,5	-56,9	-31,4	10,6	-88,3	-88,3	400,0	22%
	$\sigma_{a,H}$	-36,1	-188,3	10,6	-224,4	-36,1	-194,6	10,6	-230,7	-230,7	345,0	67%
	$\sigma_{a,D}$	130,1	142,6	10,6	283,3	130,1	144,0	10,6	284,7	284,7	345,0	83%
	$\sigma_{c,D}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PRŮŘEZ V PODPOŘE	$\sigma_{c,H}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	$\sigma_{s,H}$	97,1	77,9	-28,4	175,0	97,1	77,7	-28,4	174,8	175,0	400,0	44%
	$\sigma_{a,H}$	93,9	74,9	-27,4	168,8	93,9	74,6	-27,4	168,5	168,8	345,0	49%
	$\sigma_{a,D}$	-60,7	-59,7	35,0	-120,5	-60,7	-67,0	35,0	-127,7	-127,7	345,0	37%
	$\sigma_{c,D}$	-9,0	-5,9	3,1	-14,9	-9,0	-4,0	3,1	-13,1	-14,9	21,0	71%

OBLAST	NORMÁLOVÉ NAPĚTÍ	SMYKOVÉ NAPĚTÍ	KOMBINACE	MEZNÍ NAPĚTÍ	VYUŽITÍ [%]
	σ [MPa]	τ [MPa]	$\sqrt{\sigma^2 + (\sqrt{3} \cdot \tau)^2}$	$k_i \cdot f_{ik}$ [MPa]	
horní pásnice/stojina	159,1	86,4	218,4	355	62%
dolní pásnice/stojina	-117,7	73,1	172,9	355	49%

- Rozhodující kombinace pro $M_{y,Ed}$ v podpoře:

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
Charakteristická - Dlouhodobá	Lineární - únosnost	ZS3 – Vlastní tíha – železniční svršek	1,30
		ZS4 – Vlastní tíha – mostní vybavení	1,00
		ZS5 – poklesy	1,00
Charakteristická Krátkodobá		ZS7	1,00
		ZS13b	0,75
		ZS13c	0,75
		ZS14a	0,60
		ZS15b	0,45

- Rozhodující kombinace pro $M_{y,Ed}$ v poli:

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
Charakteristická - Dlouhodobá	Lineární - únosnost	ZS3 – Vlastní tíha – železniční svršek	1,30
		ZS4 – Vlastní tíha – mostní vybavení	1,00
		ZS5 – poklesy	1,00
Charakteristická Krátkodobá		ZS7	0,80
		ZS13a	0,75
		ZS13c	0,75
		ZS14b	1,00
		ZS15a	0,75

- Rozhodující kombinace pro montážní stav

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
Charakteristická - Dlouhodobá	Lineární - únosnost	ZS1 – Vlastní tíha	1,00
		ZS2 – Vlastní tíha – voda v betonu, m.	1,00

12.6.1.4 Stanovení zatížitelnosti

Zatížitelnost Z_{LM71} prvku mostního objektu se pak stanoví podle obecného vztahu

$$Z_{LM71} = \left(R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

kde R_d je návrhová hodnota únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu,

$E_{LM71,Ed}$ je návrhová hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických vlivů,

$\sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i}$ jsou návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

PRŮŘEZ V POLI

průřez			ocelový	ocelobetonový					$E_{LM71,Ed}$ [MPa]	$E_{rs,Ed}$ [MPa]	R_d [MPa]	Z_{LM71}
zatížení			-	krátk.	LM71	G - ZŽ	G - KŽ	S				
horní vlákna betonu:	$\sigma_{C,H}$	MPa	-	-5,7	-6,1	-3,1	-2,5	1,0	6,1	8,9	21,0	2,0
horní podélná výztuž:	$\sigma_{S,H}$	MPa	-	-28,7	-28,2	-23,6	-31,4	10,6	28,2	60,1	400,0	12,0
horní pásnice ocelového nosníku:	$\sigma_{a,H}$	MPa	-173,59	-19,8	-16,3	-14,7	-21,0	10,6	16,3	214,4	345,0	8,0
dolní pásnice ocelového nosníku:	$\sigma_{a,D}$	MPa	110,98	82,8	47,3	31,6	33,0	10,6	47,3	237,5	345,0	2,3
dolní vlákna betonu:	$\sigma_{C,D}$	MPa	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
											MIN	2,0

PRŮŘEZ V PODPOŘE:

průřez			ocelový	ocelobetonový					$E_{LM71,Ed}$	$E_{rs,Ed}$	R_d	Z_{LM71}
zatížení			-	krátk.	LM71	G - ZŽ	G - KŽ	S	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
horní vlákna betonu:	$\sigma_{C,H}$	MPa	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
horní podélná výztuž:	$\sigma_{S,H}$	MPa	-	20,5	76,5	74,9	74,7	41,0	76,5	136,4	400,0	3,4
horní pásnice ocelového nosníku:	$\sigma_{a,H}$	MPa	-	20,2	73,7	71,9	71,5	40,0	73,7	132,0	345,0	2,9
dolní pásnice ocelového nosníku:	$\sigma_{a,D}$	MPa	-	-7,0	-53,7	-59,7	-67,0	-4,6	53,7	78,6	345,0	5,0
dolní vlákna betonu:	$\sigma_{C,D}$	MPa	-	-1,0	-8,0	-5,9	-4,0	-0,3	8,0	7,2	21,0	1,7
											MIN	1,7

12.6.2 MSP – Únavové zatížení

Ocelové části jsou posouzeny na únavu dle metodiky ekvivalentního napětí dle požadavků ČSN EN 1993-2 a ČSN EN 1993-1-9.

Obecné údaje

- Zatížení železničním provozem

- roční tonáž dopravy
- návrhová provozní životnost 100 let
- součinitel spolehlivosti únavového zatížení $\gamma_{Ff} = 1,0$

- Specifikace průřezu

- dílčí součinitel spolehlivosti únavového zatížení $\gamma_{Mf} = 1,15$
- rozpětí $L = 16,47$ m
- náhradní délka $L_d = 16,47$ m
- dynamický součinitel $\phi_2 = 1,29$

→ Součinitel ekvivalentního poškození

- součinitel tvaru příčinkové čáry $\lambda_1 = 1,00$
- součinitel objemu dopravy $\lambda_2 = 1,15$
- součinitel návrhové doby života mostu $\lambda_3 = 1,00$
- součinitel vlivu současného zatížení prvku z více ko $\lambda_4 = 1,00$
- $\lambda = 1,15$

Základní materiál ocelového nosníku ZBN

- Charakteristika detailu

- kategorie detailu $\Delta\sigma_c = 140$ MPa

- Referenční rozkmit napětí v poli

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$$

$$\sigma_{p,max,k} = 47,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,min,k} = 0,0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p,k,pole} = 47,3 \text{ MPa}$$

- Referenční rozkmit napětí v podpoře

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$$

$$\sigma_{p,max,k} = 76,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,min,k} = 0,0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p,k,podpora} = 76,5 \text{ MPa}$$

→ maximální referenční rozkmit napětí

$$\Delta\sigma_{p,k} = 76,5 \text{ MPa}$$



$$\Delta\sigma_p = \max(\Delta\sigma_{p,k,pole}; \Delta\sigma_{p,k,podpora})$$

- Ekvivalentní rozkmit napětí

$$\sigma_{E,2} = 113,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{p,k}$$

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} = 113,5 < \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 121,7 \quad [\text{MPa}] \quad \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

140		<u>Stříhané nebo kyslíkem řezané plochy:</u> 4) Stříhaný nebo strojně kyslíkem řezaný materiál s následnou úpravou. 5) Materiál se strojně kyslíkem řezanými hranami s mělkými a pravidelnými stopami po řezání nebo ručně kyslíkem řezaný materiál s následnou úpravou všech nepravidelností na pálených hranách. Kvalita strojního řezání kyslíkem podle EN 1090.	4) Všechny viditelné nerovnosti hrany se odstraní. Řezané plochy se opracují nebo obrousí a všechny oděpy se odstraní. Všechny rýhy po opracování – např. po broušení – mohou být pouze ve směru namáhání. <u>Detaily 4) a 5):</u> Vystupující hrany se upraví broušením (sklon $\leq 1/4$) nebo uváží pomocí vhodného součinitele koncentrace napětí. Opravy pomocí vyplnění svařem nejsou přípustné.
125			

Krční svary ocelového nosníku ZBN

- Charakteristika detailu

- kategorie detailu

$$\Delta\sigma_c = 125 \text{ MPa}$$

- Referenční rozkmit napětí v poli

$$\sigma_{p,max,k} = 44,0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$$

$$\sigma_{p,min,k} = 0,0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p,k,pole} = 44,0 \text{ MPa}$$

- Referenční rozkmit napětí v podpoře

$$\sigma_{p,max,k} = 69,3 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$$

$$\sigma_{p,min,k} = 0,0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p,k,podpora} = 69,3 \text{ MPa}$$

→ maximální referenční rozkmit napětí



$$\Delta\sigma_{p,k} = 69,3 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = \max(\Delta\sigma_{p,k,pole}; \Delta\sigma_{p,k,podpora})$$

- Ekvivalentní rozkmit napětí

$$\sigma_{E,2} = 102,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{p,k}$$

$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} = 102,8 < \Delta\sigma_{Cf} / \gamma_{Mf} = 108,7$			[MPa]	→ VYHOVUJE
Kategorie detailu	Konstrukční detail	Popis	Požadavky	
125	 	<u>Nepřerušované podélné svary:</u> 1) Automatové oboustranné tupé svary. 2) Automatové koutové svary. Konce krycích desek se kontrolují jako detail 6) nebo 7) v tabulce 8.5.	<u>Detaily 1) a 2):</u> Nejsou povolena žádná přerušování svařování s výjimkou oprav provedených specialistou, u kterých kontrola potvrdí správnost provedení opravy.	

Otvory ve stojně ocelového nosníku ZBN

- Charakteristika detailu

- otvory pro prostup betonářské výztuže
- kategorie detailu

$D = 50 \text{ mm}$

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

- Referenční rozkmit napětí v poli

$$\Delta\sigma_P = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$$

$\sigma_{p,max,k} = 35,3 \text{ MPa}$

$\sigma_{p,min,k} = 0,0 \text{ MPa}$

$\Delta\sigma_{p,k,pole} = 35,3 \text{ MPa}$

- Referenční rozkmit napětí v podpoře

$$\Delta\sigma_P = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$$

$\sigma_{p,max,k} = 0,0 \text{ MPa}$

$\sigma_{p,min,k} = -37,4 \text{ MPa}$

$\Delta\sigma_{p,k,podpora} = 37,4 \text{ MPa}$

→ maximální referenční rozkmit napětí

$\Delta\sigma_{p,k} = 37,4 \text{ MPa}$

$$\Delta\sigma_P = \max(\Delta\sigma_{p,k,pole}; \Delta\sigma_{p,k,podpora})$$

- Ekvivalentní rozkmit napětí

$\sigma_{E,2} = 55,5 \text{ MPa}$

$$\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{p,k}$$

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} = 55,5 < \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} = 78,3 \quad [\text{MPa}]$$

→ VYHOVUJE

Tupé svary ocelového nosníku ZBN

- Charakteristika detailu

- kategorie detailu

$\Delta\sigma_C = 112 \text{ MPa}$

- Referenční rozkmit napětí v místě montážního styku

$$\Delta\sigma_P = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$$

$\sigma_{p,max,k} = 0,0 \text{ MPa}$

$\sigma_{p,min,k} = -31,5 \text{ MPa}$

$\Delta\sigma_{p,k} = 31,5 \text{ MPa}$

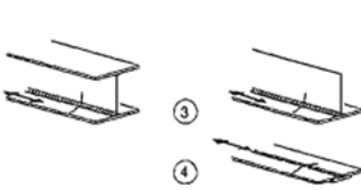
- Ekvivalentní rozkmit napětí

$\sigma_{E,2} = 46,8 \text{ MPa}$

$$\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{p,k}$$

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} = 46,8 < \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} = 97,4 \quad [\text{MPa}]$$

→ VYHOVUJE

112		<p>3) Automatové oboustranné koutové nebo tupé svary s místy přerušeni svařování.</p> <p>4) Automatové jednostranné svary provedené na spojitě podložce bez míst přerušeni svařování.</p>	<p>4) Jestliže tento detail obsahuje místa přerušeni svařování, použije se kategorie detailu 100.</p>
-----	---	---	---

Montážní příčný svar ocelového nosníku ZBN

- Charakteristika detailu

- kategorie detailu

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

- Referenční rozkmit napětí v místě montážního styku

$$\sigma_{p,max,k} = 0,0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_P = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$$

$$\sigma_{p,min,k} = -31,5 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p,k,pole} = 31,5 \text{ MPa}$$

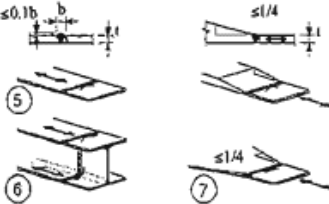
- Ekvivalentní rozkmit napětí

$$\sigma_{E,2} = 46,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{p,k}$$

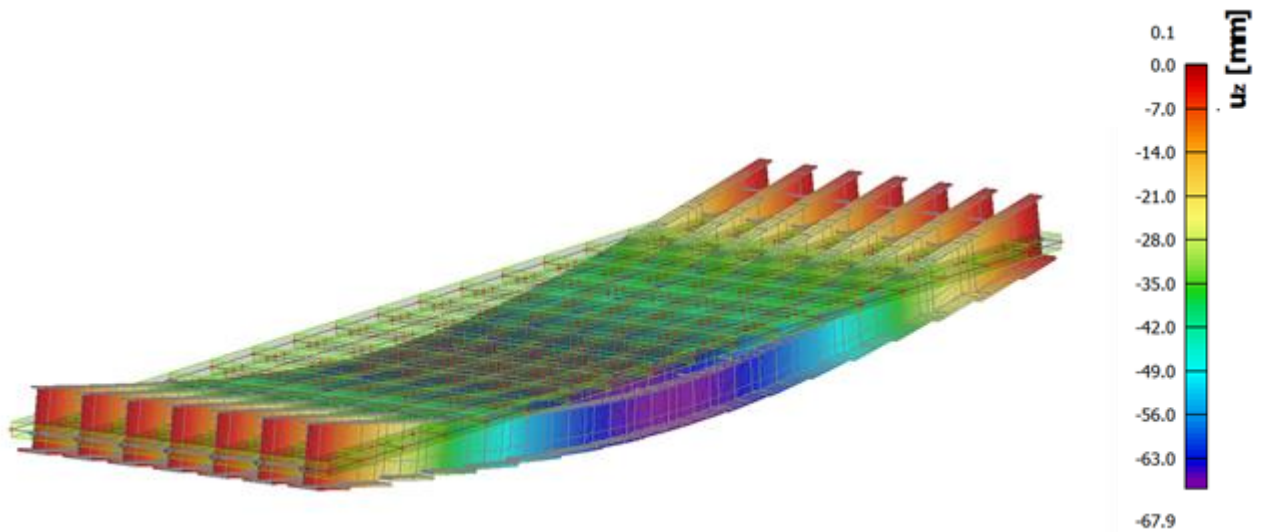
$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} = 46,8 < \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} = 78,3 \text{ [MPa]}$$

→ VYHOVUJE

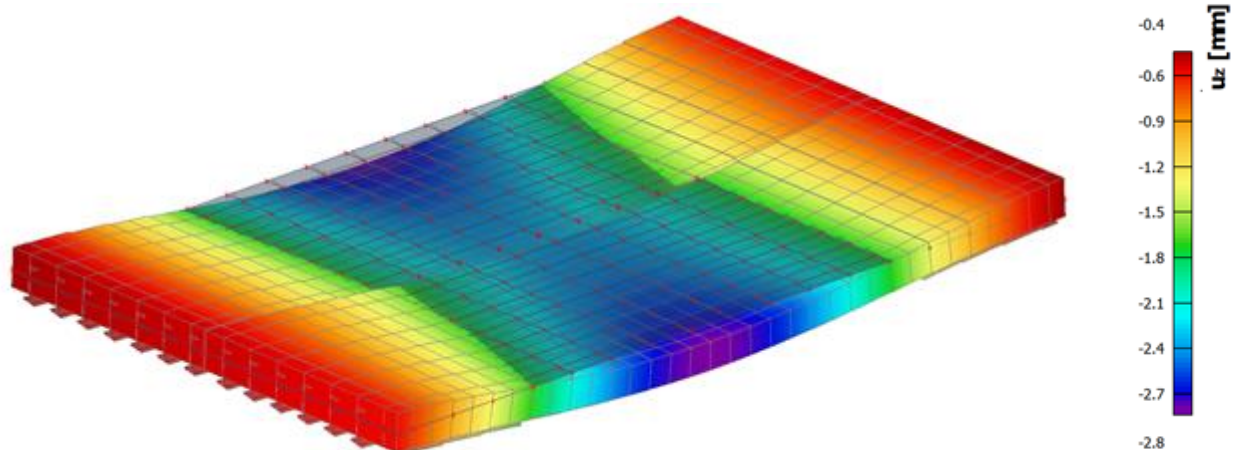
90	součinitel velikosti pro $t > 25\text{mm}$: $k_s = (25/t)^{0,2}$		<p>5) Příčné styky plechů nebo pásů.</p> <p>6) Tupé svary ve styku celého řezu válcovaného průřezu bez výřezů ve svarech.</p> <p>7) Příčné styky plechů a pásů proměnné šířky nebo tloušťky se sklonem $\leq 1/4$. Přechody svarů bezvrubě opracovat.</p>	<p>Převýšení svaru není větší než 10% šířky svaru při hladkém přechodu svaru do roviny základního materiálu.</p> <p>Je potřebné použít a odborně odstranit příložky pro začátek a výběh svaru, hrany plechu se obrousí ve směru namáhání.</p> <p>Svařovat z obou stran, kontrola NDT.</p> <p><u>Detaily 5 a 7:</u> Svařovat v poloze shora.</p>
----	--	--	--	---

12.6.3 MSP - Posouzení průhybu

12.6.3.1 Nadvýšení

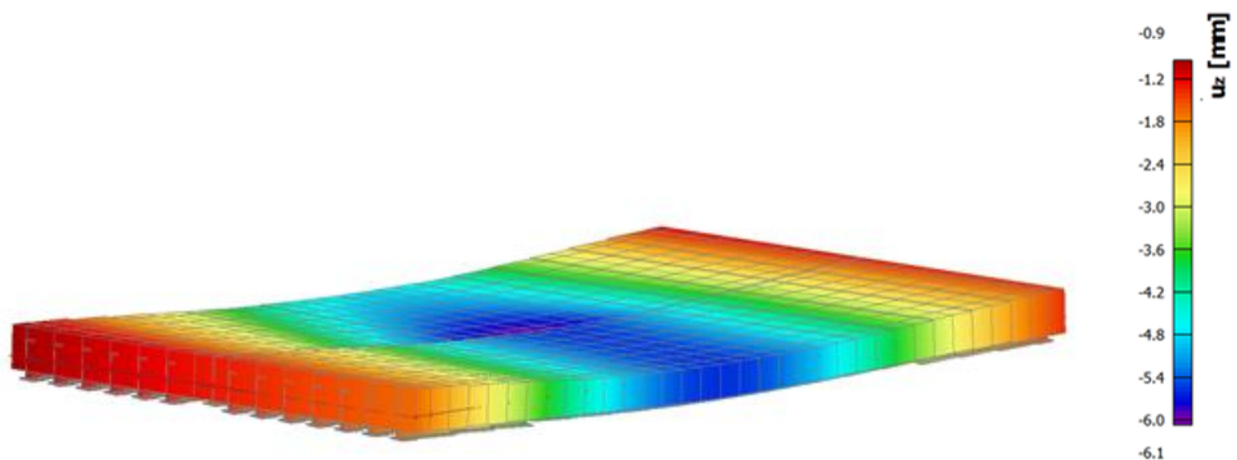


Obr. 27 Průhyb v montážním stavu od ZS1 + ZS2a+ZS2b



Obr. 28 Průhyb charakteristické kombinace od dlouhodobého zatížení

12.6.3.2 Svislý průhyb ZBN z hlediska bezpečnosti dopravy



Obr. 29 Průhyb od sestavy zatížení gr12+gr14

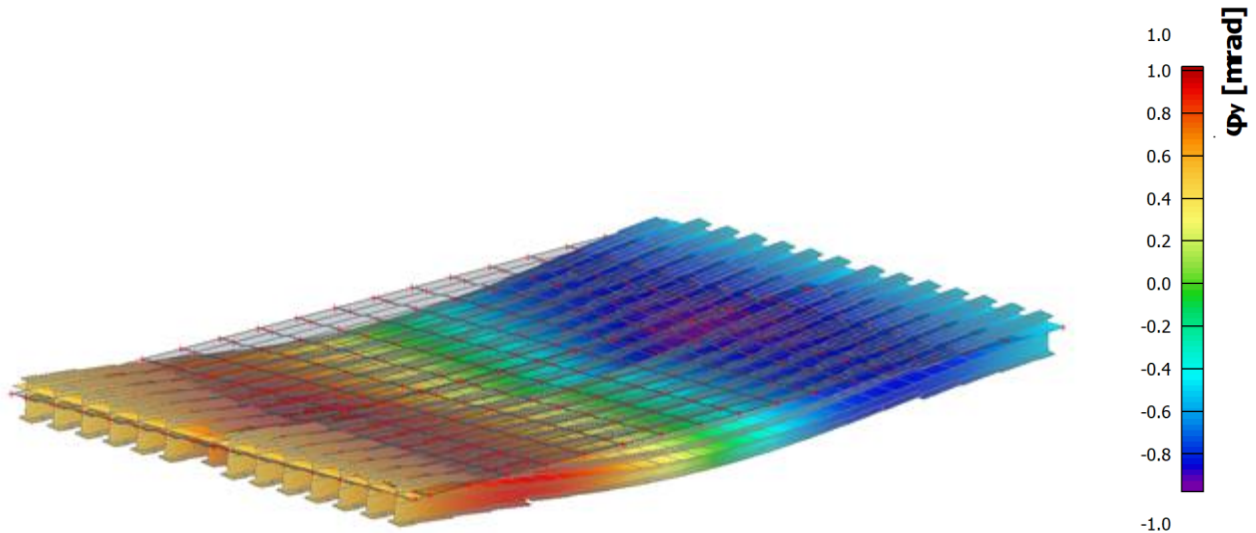
$$u_z = 7,4 \text{ mm} < u_{z,\text{lim}} = L/600 = 16470/600 = 27,45 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

12.6.3.3 Stanovení zatížitelnosti

$$Z_{LM71,k} = u_z / \alpha = 6,1 / 1,21 = 5,04 \text{ mm}$$

$$Z_{LM71,1} = u_{z,lim} / Z_{LM71,k} = 27,45 / 5,04 = 5,45$$

12.6.4 MSP – Deformace koncového průřezu ZBN



Obr. 30 Pootočení od sestavy zatížení gr12+gr14

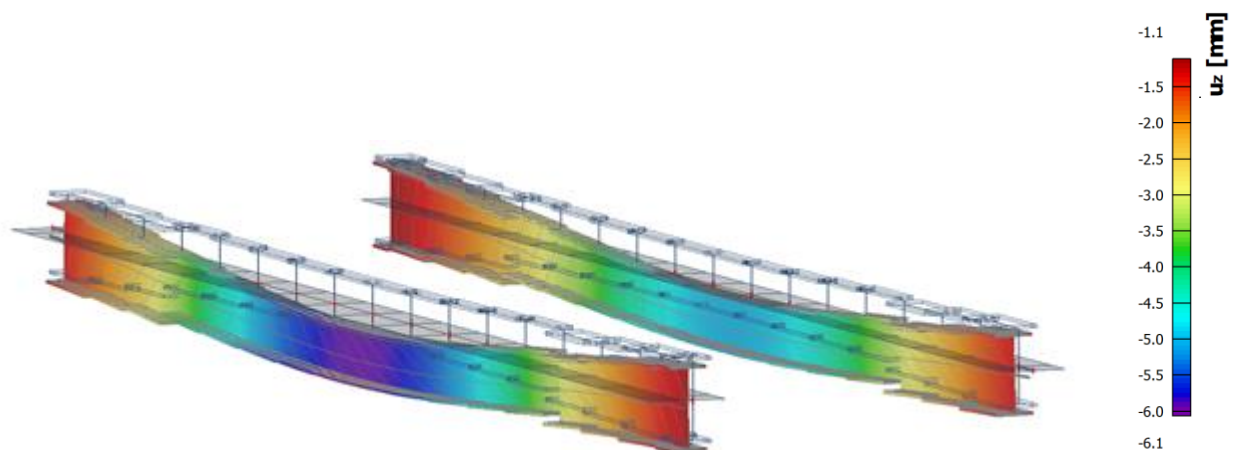
- $\Phi = 0,4 \text{ mrad} < 6,5 \text{ mrad} \rightarrow$ Pootočení koncového průřezu VYHOVUJE

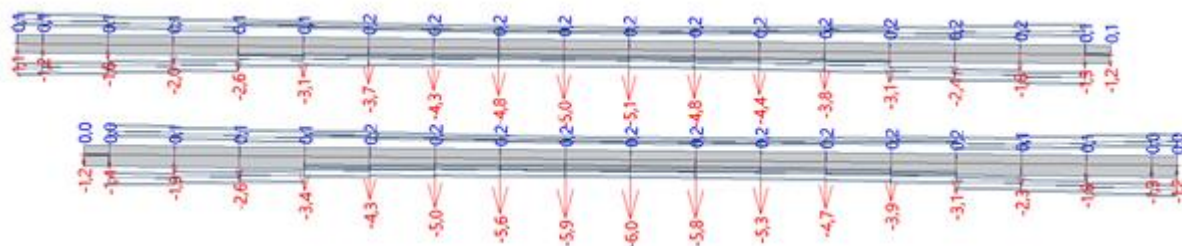
12.6.4.1 Stanovení zatížitelnosti

$$Z_{LM71} = \Phi_{LIM} / (\Phi/\alpha) = 6,5 / 0,4 / 1,21 = 13,4$$

12.6.5 MSP – Zkroucení koleje na ZBN

- Svislé zatížení železniční dopravou včetně odstředivých sil, klasifikačních součinitelů a dynamických součinitelů, hodnoty jsou charakteristické.





Nosník číslo 1: $\delta_1 = 4,8 \text{ mm}$
 Nosník číslo 7: $\delta_2 = 5,8 \text{ mm}$
 Rozdíl průhybů posuzovaných nosníků: $\delta = 1 \text{ mm} < \delta_{\text{lim}} = 4,5 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$

12.6.5.1 Stanovení zatížitelnosti

$$Z_{\text{LM71,1}} = \delta_{\text{lim}} / (\delta / \alpha) = 4,5 / 1 / 1,21 = 3,7$$

12.6.6 MSP – Omezení šířky trhlin NK

beton	C30/37	C35/45
střední hodnota pevnosti betonu v tahu f_{ctm} [MPa]	2,9	3,2
největší průměr prutu výztuže Φ_s [mm]	mezí napětí ve výztuži $\sigma_{s,\text{lim}}$ [MPa]	mezí napětí ve výztuži $\sigma_{s,\text{lim}}$ [MPa]
40	151	158
32	172	181
25	215	226
20	258	272
16	302	317
12	345	362
10	388	407

Obr. 31 Omezení napětí v betonářské výztuži ZBN v závislosti na největším průměru prutu

napětí ve výztuži σ_s [MPa]	maximální vzdálenost prutů výztuže s_{max} [mm]
160	200
200	150
240	125
280	75

Obr. 32 Mezní vzdálenost betonářské výztuže

12.6.6.1 Průřez v poli

$\sigma_{s,\text{max}} = 141,0 \text{ MPa}$ při $d_s = 20 \text{ mm}$ a počtem kusů 3
 $\rightarrow d_s = 20 \text{ mm} < d_{s,\text{lim}} = 40 \text{ mm}$
 $\rightarrow s = 125 \text{ mm} < s_{\text{lim}} = 200 \text{ mm}$

\rightarrow OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN VYHOVUJE

12.6.6.1 Stanovení zatížitelnosti

$$Z_{\text{LM71}} = (R_d - E_{\text{rs,Ed}}) / E_{\text{LM71,Ed}} = (272 - 105,7) / 35,3 = 4,711$$

12.6.6.2 Průřez v podpoře

$\sigma_{s, \max} = 213 \text{ MPa}$ při $d_s = 22 \text{ mm}$ a osově vzdálenosti $s = 125 \text{ mm}$

→ $d_s = 22 \text{ mm} < d_{s, \lim} = 32 \text{ mm}$

→ $s = 125 \text{ mm} < s_{\lim} = 180 \text{ mm}$

→ OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN VYHOVUJE

12.6.6.3 Stanovení zatížitelnosti

$$Z_{LM71} = (R_d - E_{rs,Ed}) / E_{LM71,Ed} = (400 - 136,4) / 76,5 = 3,445$$

12.6.7 MSP – Posouzení dalších ŽB průřezů

ŽB křídla jsou posouzeny na zatížení od vlastní tíhy, zatížení od tlaku zeminy a zatížení od vykolejení vlaku.

Opěry byly posuzovány za předpokladu:

- Charakteristické hodnoty zeminy za rubem

Měrná tíha	$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Modul přetvárnosti	$E_{\text{def}} = 90,0 \text{ MPa}$
Úhel vnitřního tření	$\varphi_{\text{ef}} = 30,0^\circ$
Soudržnost	$c_{\text{ef}} = 0,0 \text{ KPa}$
- Za rubem působí zemní tlak v klidu. Součinitel zemního tlaku v klidu byl zvolen – $K_{0k} = K_{0d} = 0,50$.

Všechny posudky jsou v souladu s ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2.

Jednotlivé pevnosti materiálů byly ve výpočtu uvažovány následujícím způsobem:

Beton C35/45:	$f_{\text{ck}} = 35 \text{ MPa}$	mez pevnosti v tlaku
	$f_{\text{ctk}} = 2,2 \text{ MPa}$	mez pevnosti v tahu
Ocel B500B	$f_y = 500 \text{ MPa}$	

Součinitele spolehlivosti materiálů betonu a výztuže dle ČSN EN 1992-2 čl. 2.4.2.4:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\alpha_{\text{CC}} = 0,85 \text{ (pro tlak v mezní stavu únosnosti)}$$

$$\alpha_{\text{CC}} = 1,00 \text{ (pro tah)}$$

Použité vzorce pro ověření šířky trhlin:

$$A_i = A_c + \alpha_e \cdot A_{s1} \quad a_c = \frac{A_i}{2 \cdot b} \quad a_{gi} = \frac{A_c \cdot a_c + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot d}{A_i}$$

$$I_i = I_c + A_c \cdot (A_{gi} - a_c)^2 + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - a_{gi})^2$$

$$M_{cr,lt} = f_{ctm} \cdot \frac{I_i}{h - a_{gi}}$$

$$x = \frac{\alpha_e}{b} \cdot A_{s1} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_{s1}}} \right)$$

$$I_{ir} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x^3 + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2$$

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot \frac{M_{kd}}{I_{ir}} \cdot (d - x)$$

$$h_{c1} = 2,5 \cdot (h - d) \quad h_{c2} = \frac{h - x}{3} \quad h_{c3} = \frac{h}{2} \quad \rho_{p,eff} = \frac{A_s}{b \cdot h_{c,eff}}$$

$$w_k = (k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}) \cdot \frac{1}{E_s} \cdot (\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}))$$

12.6.7.1 Kolmá křídla – opěrná stěna

šířka trhlin

charakteristický ohybový moment	m_{Ek}	[kNm/m]	89,34
modul pružnosti betonu	E_{cm}	[GPa]	32
pracovní součinitel	α_e	[-]	6,250
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	2,9
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	782566
	a_c	[mm]	391,3
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	a_{gi}	[mm]	396,3
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	3,92E+10
ohybový moment při vzniku trhliny	$M_{cr,it}$	[kNm/m]	304,5
trhliny			bez trhlin

Omezení napětí v betonu a ve výztuži

Průřez bez trhliny

Normálová síla	N	[kN]	70,2
charakteristický ohybový moment	M_{kdi}	[kNm]	89,3
plocha prutu	A_s	[mm ² /m]	2010,6
pracovní součinitel	α_e	[-]	6,25
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	782566,4
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	x_i	[mm]	389,2869
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	3,91E+10
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	2,9
Napětí horních vláken betonu	σ_{c2}	[MPa]	-0,80
Napětí dolních vláken betonu	σ_{c1}	[MPa]	0,96
	$\max(\sigma_{c1} ; \sigma_{c2})$		1,0
trhlina $\rightarrow \max(\sigma_{c1} ; \sigma_{c2}) \geq f_{ctm}$; zároveň $\sigma_{ci} > 0$			ne

→ PRŮŘEZ VYHOVUJE

12.6.7.1.1 Rovnoběžná křídla vetknutá do dřívku opěry

šířka trhlin

charakteristický ohybový moment	m_{Ek}	[kNm/m]	267,6
modul pružnosti betonu	E_{cm}	[GPa]	34
pracovní součinitel	α_e	[-]	5,882
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	3,2
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	734311
	a_c	[mm]	458,9
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	a_{gi}	[mm]	466,3
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	5,06E+10
ohybový moment při vzniku trhliny	$M_{cr,it}$	[kNm/m]	373,1
trhliny			bez trhlin

Omezení napětí v betonu a ve výztuži

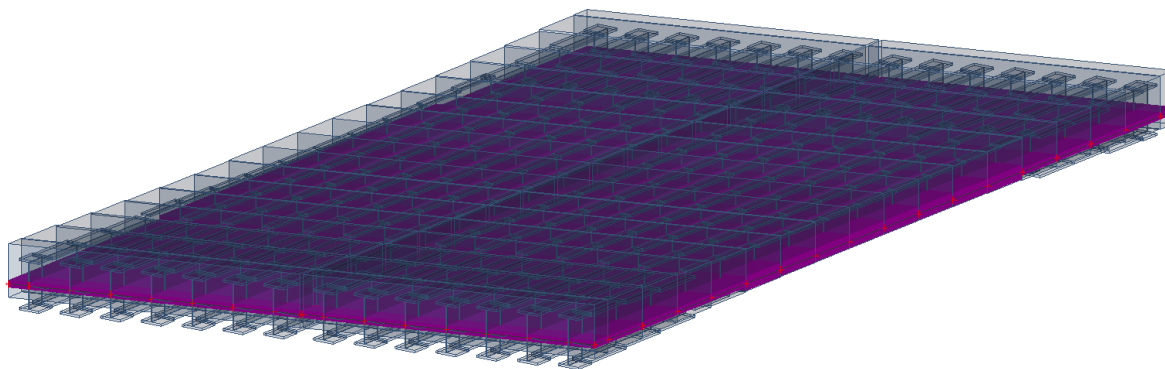
Průřez bez trhliny

Normálová síla	N	[kN]	0,0
charakteristický ohybový moment	M_{kdi}	[kNm]	267,6
plocha prutu	A_s	[mm ² /m]	2432,8
pracovní součinitel	α_e	[-]	5,882353
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	734310,9
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	x_i	[mm]	456,2321
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	5,03E+10
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	3,2
Napětí horních vláken betonu	σ_{c2}	[MPa]	-2,43
Napětí dolních vláken betonu	σ_{c1}	[MPa]	2,36
	$\max(\sigma_{c1} ; \sigma_{c2})$		2,4
	$\text{trhlina} \rightarrow \max(\sigma_{c1} ; \sigma_{c2}) \geq f_{ctm}; \text{zároveň } \sigma_{ci} > 0$		ne

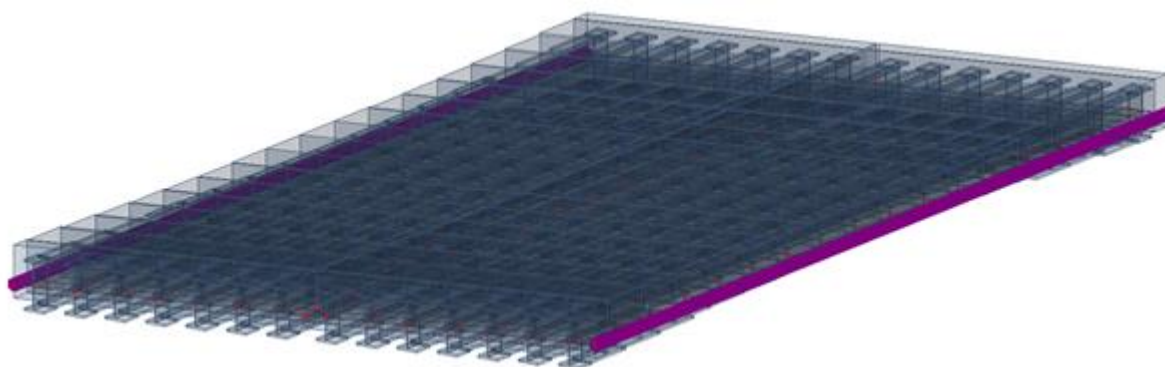
→ PRŮŘEZ VYHOVUJE

12.6.8 MSP – Ověření náchylnosti k rezonancím

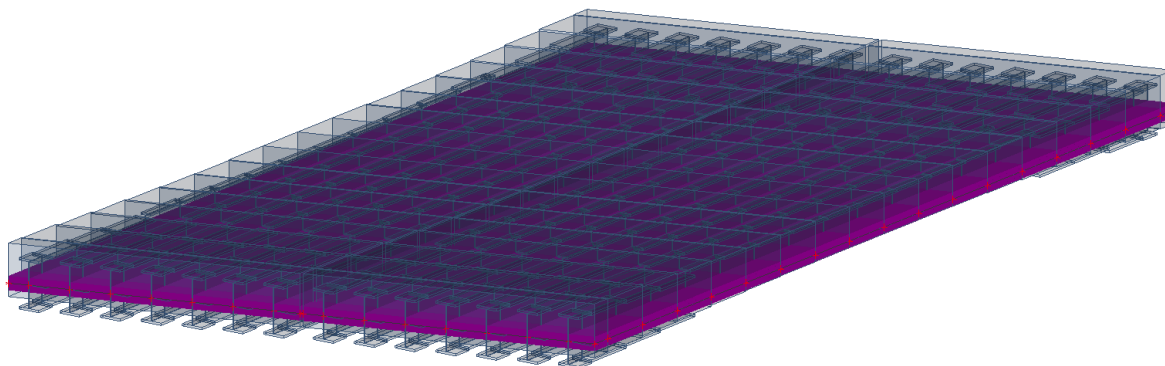
12.6.8.1 Hmoty



Obr. 33 MG1 – ZS – železniční svršek

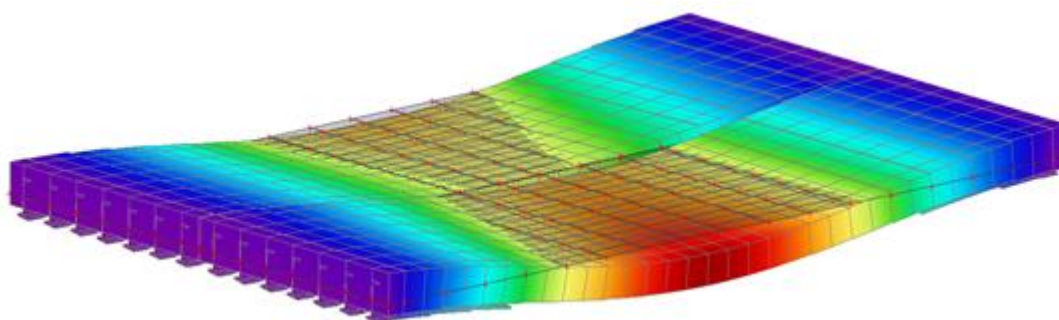


Obr. 34 MG2 – ZS -mostní vybavení

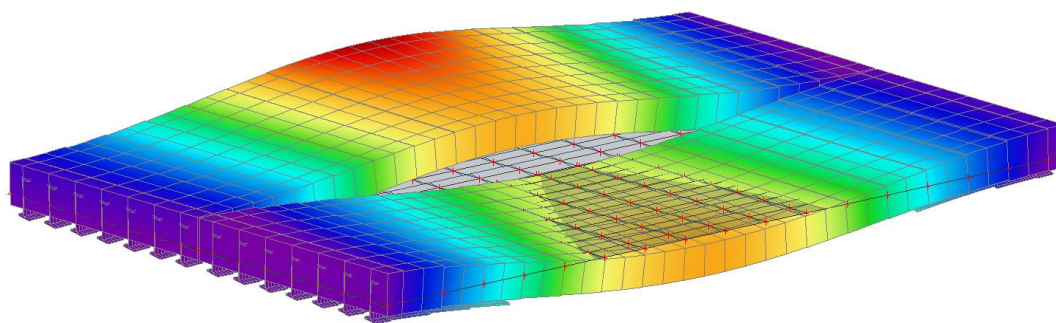


Obr. 35 MG3 – ZS -LM71

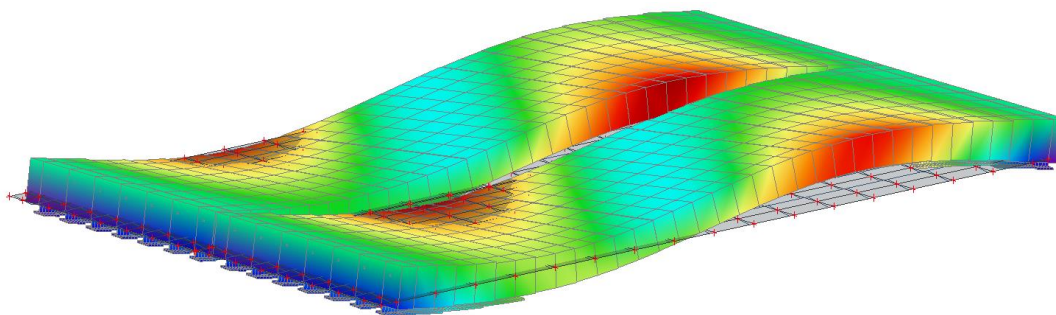
12.6.8.2 Vlastní frekvence



Obr. 36 tvar 1. vlastní frekvence



Obr. 37 tvar 2. vlastní frekvence

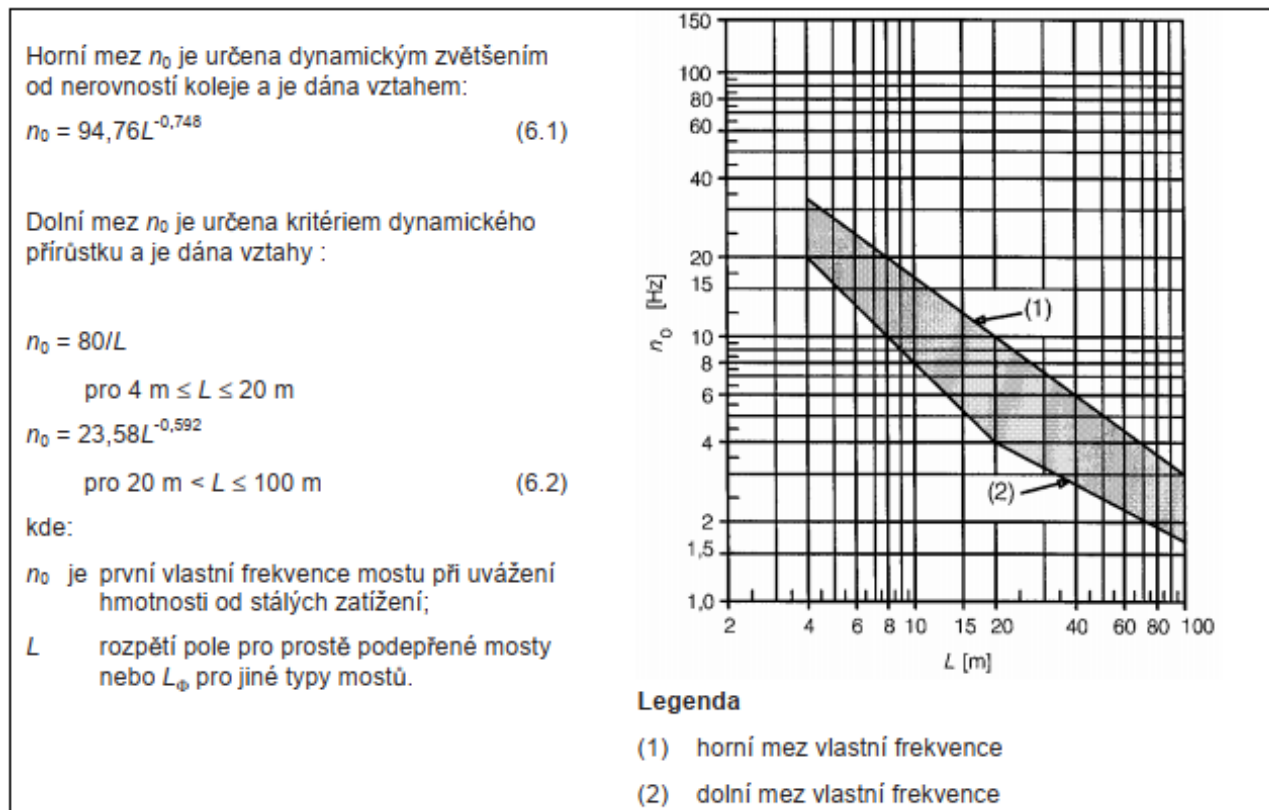


Obr. 38 tvar 3. vlastní frekvence

12.6.8.3 Posouzení vlastní frekvence

Případ	Nosný prvek	Náhradní délka L_{Φ}								
Hlavní nosníky										
5.1	prostě podepřené nosníky a desky (včetně zabetonovaných ocelových nosníků)	rozpětí ve směru hlavních nosníků								
5.2	spojité nosníky a desky o n polích s $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$ (6.6)	$L_{\Phi} = k \times L_m$, (6.7) ale ne méně než $\max L_i (i = 1, \dots, n)$ <table><tr><td>$n = 2$</td><td>3</td><td>4</td><td>≥ 5</td></tr><tr><td>$k = 1,2$</td><td>1,3</td><td>1,4</td><td>1,5</td></tr></table>	$n = 2$	3	4	≥ 5	$k = 1,2$	1,3	1,4	1,5
$n = 2$	3	4	≥ 5							
$k = 1,2$	1,3	1,4	1,5							
5.3	jednoduché rámy a uzavřené rámy nebo komory: jednopolový rám vícepolový (sdružený) rám	uvažuje se jako spojitý nosník o třech polích (použije se 5.2, se svislými a vodorovnými délkami prvků rámu nebo komor) uvažuje se jako spojitý nosník o více polích (použije se 5.2, s délkami koncových svislých prvků a vodorovných prvků)								
5.4	jednotlivá klenba, oblouk, obloukové žebro, ztužující nosníky Langerova trámu	polovina rozpětí								
5.5	klenba, řada kleneb s čelními (parapetními) zdmi zadržujícími přesypávku	dvojnásobek světlosti otvoru								
5.6	závěsy (ve spojení s výztužnými nosníky)	čtyřnásobek vzdálenosti závěsů v podélném směru								
Podpěry konstrukce										
6	pilíře, podpěry, ložiska, klouby, tahová kotvení a pro výpočet soustředěných tlaků pod ložisky.	náhradní délky podporovaných prvků								

Obr. 39 ČSN EN 1991-2; odst. 6.4.5.3, tab. 6.2



Obr. 40 ČSN EN 1991-2; odst. 6.4.5.3, obr. 6.10

Dle ČSN EN 1991-2 se náhradní délka uvažuje jako pro spojitý nosník o třech polích
Výsledky vlastních frekvencí z programu SCIA:

N	f [Hz]	ω [1/s]	ω^2 [1/s ²]	T [s]
Kombinace hmot : CM1				
1	9,39	59,00	3480,91	0,11
2	10,16	63,82	4073,40	0,10
3	10,22	64,23	4125,91	0,10
4	17,24	108,30	11729,12	0,06
5	17,92	112,59	12675,69	0,06
6	20,82	130,81	17111,25	0,05
7	24,23	152,26	23183,15	0,04
8	24,91	156,52	24498,24	0,04
9	27,57	173,22	30004,07	0,04
10	35,77	224,74	50508,50	0,03

$$L_{\phi} = 1,3 \cdot (1/3 \cdot (16,470 + 2,80 + 2,80)) = 9,546 \text{ m}$$

$$\text{Dolní mez: } n_0 = 80/9,546 = 8,38$$

$$\text{Horní mez: } n_0 = 94,76 \cdot 9,546^{-0,748} = 17,53$$

$$\rightarrow n_0 = 8,38 < f = 9,39 < n_0 = 17,53 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

\rightarrow FREKVENCE JE V MEZÍCH GRAFU (Obr. 39) – DYNAMICKÁ ANALÝZA NENÍ POŽADOVÁNA

13 POSOUZENÍ SPODNÍ STAVBY

Opěry mostu jsou založeny na mikropilotách, které jsou zbudovány na části stávající opěry původního mostu.

13.1 Dřík opěry

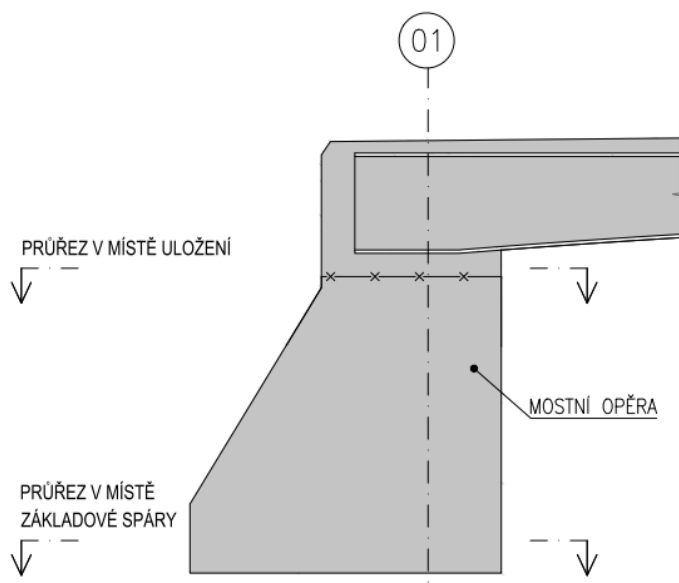
Jednotlivé konstrukční části opěr O1 a O2 byly posouzeny za pomoci tabulkového editoru Microsoft EXCEL 2013.

Opěry byly posuzovány za předpokladu:

- Charakteristické hodnoty zeminy za rubem
Měrná tíha $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 90,0 \text{ MPa}$
Úhel vnitřního tření $\varphi_{\text{ef}} = 30,0^\circ$
Soudržnost $c_{\text{ef}} = 0,0 \text{ KPa}$
- Za rubem působí zemní tlak v klidu. Součinitel zemního tlaku v klidu byl zvolen – $K_{0k} = K_{0d} = 0,50$.

Všechny posudky jsou v souladu s ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2.

Jednotlivé výpočty jsou obsahem následujících stránek. Posuzovány byly tyto průřezy:



Všechny posuzované průřezy vyhovují požadavkům ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2.

Jednotlivé pevnosti materiálů byly ve výpočtu uvažovány následujícím způsobem:

Beton C35/45:	$f_{\text{ck}} = 35 \text{ MPa}$	mez pevnosti v tlaku
	$f_{\text{ctk}} = 2,2 \text{ MPa}$	mez pevnosti v tahu
Ocel B500B	$f_y = 500 \text{ MPa}$	

Vnitřní síly viz kap. č. 16 – “PŘÍLOHA 2 – VNITŘNÍ SÍLY - MOSTNÍ OPĚRA”

13.1.1 MSÚ

Železobetonová konstrukce je posouzena dle normy ČSN EN 1992-2.

13.1.1.1 Průřez v místě uložení ocelového nosníku

ohybová únosnost

charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	35
součinitel spolehlivosti pro beton	γ_c	[-]	1,5
návrhová pevnost betonu	f_{cd}	[MPa]	23,3
	λ	[-]	1
		[-]	0,8
charakteristická mez kluzu výztuže	f_{yk}	[MPa]	500
součinitel spolehlivosti pro výztuž	γ_s	[-]	1,15
návrhová mez kluzu výztuže	f_{yd}	[MPa]	434,8
modul pružnosti výztuže	E_s	[GPa]	200
návrhové mezní protažení výztuže	ε_{yd}	[-]	2,174
tloušťka desky	h	[mm]	1560
šířka desky	b	[mm]	725
krytí	c	[mm]	50

	d_s [mm]	s [mm]	n_s	x_i [mm]	A [mm ²]
1 VRSTVA	25	125	5,80	1497,5	2847,1
2 VRSTVA	25	125	5,80	1442,5	2847,1
3 VRSTVA	20		2,00	1150,0	628,3
4 VRSTVA	20		2,00	960	628,3
5 VRSTVA					

návrhový ohybový moment	m_{Ed}	[kNm/m]	3321,51
	$A_{s,req}$	[mm ² /m]	5784,7
plocha výztuže	A_s	[mm ² /m]	6950,8
	x	[mm]	223,3
	$\xi_{bal,1}$	[-]	0,617
účinná výška průřezu	d	[mm]	1394,972
	ξ	[-]	0,160
návrhový moment únosnosti	m_{Rd}	[kNm/m]	3945,8
využití		[%]	84,2%

→ **PRŮŘEZ VYHOVUJE**

smyková únosnost betonu

součinitel ...	$C_{Rd,c}$	[-]	0,12
součinitel výšky průřezu	k	[-]	1,379
stupeň vyztužení	ρ_1	[-]	0,00615
	v_{min}		0,335
	min Vrc		338,99
smyková únosnost betonu	$V_{Rd,c}$	[kN/m]	465,32
návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN/m]	2167
využití		[%]	465,7%

→ **SMYKOVÁ ÚNOSNOST BETONU NEVYHOVUJE, JE POTŘEBNÝ NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE**

smyková únosnost spon

průměr spon	$\Phi_{sw,s}$	[mm]	16
rozteč spon - příčný směr	s	[mm]	125
rozteč spon - podélný směr			500
sklon spon	α_s	[°]	90
počet spon na metr	n	[ks]	8,0
plocha výztuže spon	$A_{sw,s}$	[mm ² /m]	1608,5
	ρ_w		0,004437
	z	[mm]	1255,475
	$\rho_{w,max}$		0,516
	$V_{Rd,max}$	[kN/m]	3779,0
smyková únosnost spon	$V_{Rd,s}$	[kN/m]	4390,1
	$\min(V_{Rd,max}; V_{Rd,s})$	[kN/m]	3778,98
využití		[%]	57,3%

→ **SMYKOVÁ ÚNOSNOST SPON VYHOVUJE**

13.1.1.2 Stanovení zatížitelnosti

Stanovení zatížitelnosti

$$Z_{LM71} = \left(R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

Stanovení zatížitelnosti pro průřez v podpoře v místě uložení

- Zatížitelnost ocelobetonového průřezu ZBN v místě uložení ocelového nosníku pro zatížení ohybovým momentem (případně v interakci smykovou silou)

- Návrhová hodnota únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu	$R_d =$	3945,8 kNm
- Návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou	$E_{rs,Ed} =$	2615,5 kNm
- Návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou	$E_{LM71,Ed} =$	964,5 kNm

- Stanovení zatížitelnosti prvku pro daný účinek

$$Z_{LM71} = (3945,8 - 2615,5) / 964,5 = 1,379$$

- Zatížitelnost ocelobetonového průřezu ZBN v místě uložení ocelového nosníku pro zat. smykovou silou

- Návrhová hodnota únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu	$R_d =$	3500,3 kN
- Návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou	$E_{rs,Ed} =$	760,6 kN
- Návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou	$E_{LM71,Ed} =$	331,8 kN

- Stanovení zatížitelnosti prvku pro daný účinek

$$Z_{LM71} = (3500,3 - 760,6) / 331,8 = 8,258$$

- Zatížitelnost prvku

$$Z_{LM71} = 1,379$$

13.1.1.3 Průřez v místě základové spáry

ohybová únosnost

charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	35
součinitel spolehlivosti pro beton	γ_c	[-]	1,5
návrhová pevnost betonu	f_{cd}	[MPa]	23,3
	λ	[-]	1
		[-]	0,8
charakteristická mez kluzu výztuže	f_{yk}	[MPa]	500
součinitel spolehlivosti pro výztuž	γ_s	[-]	1,15
návrhová mez kluzu výztuže	f_{yd}	[MPa]	434,8
modul pružnosti výztuže	E_s	[GPa]	200
návrhové mezní protažení výztuže	ε_{yd}	[-]	2,174
tloušťka desky	h	[mm]	2700
šířka desky	b	[mm]	725
krytí	c	[mm]	60
průměr prutu	ϕ	[mm]	22
rozteč výztuže		[mm]	125
počet prutů	n	[ks]	5,80
návrhový ohybový moment	m_{Ed}	[kNm/m]	1894
	$A_{s,req}$	[mm ² /m]	1670,6
plocha prutu	$A_{s,1}$	[mm ² /m]	380,1
plocha výztuže	A_s	[mm ² /m]	2204,8
	x	[mm]	70,8
	$\xi_{bal,1}$	[-]	0,617
	ξ	[-]	0,027
účinná výška průřezu	d	[mm]	2629
návrhový moment únosnosti	m_{Rd}	[kNm/m]	2493,0
využití		[%]	76,0%

→ **PRŮŘEZ VYHOVUJE**

smysková únosnost betonu

součinitel ...	$C_{Rd,c}$	[-]	0,12
součinitel výšky průřezu	k	[-]	1,276
stupeň vyztužení	ρ_1	[-]	0,00113
	v_{min}		0,298
	$\min V_{rc}$		569,64
smysková únosnost betonu	$V_{Rd,c}$	[kN/m]	461,75
návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN/m]	1915,64
využití		[%]	414,9%

→ **SMYKOVÁ ÚNOSNOST BETONU NEVYHOVUJE, JE POTŘEBNÝ NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE**

smyková únosnost spon

průměr spon	$\Phi_{sw,s}$	[mm]	16
rozteč spon - příčný směr	s	[mm]	125
rozteč spon - podélný směr			500
sklon spon	α_s	[°]	90
počet spon na metr	n	[ks]	8,0
plocha výztuže spon	$A_{sw,s}$	[mm ² /m]	1608,5
	ρ_w		0,004437
	z	[mm]	2366,1
	$\rho_{w,max}$		0,516
	$V_{Rd,max}$	[kN/m]	7122,0
smyková únosnost spon	$V_{Rd,s}$	[kN/m]	8273,6
	$\min(V_{Rd,max}; V_{Rd,s})$	[kN/m]	7121,96
využití		[%]	26,9%

→ **SMYKOVÁ ÚNOSNOST SPON VYHOVUJE**

13.1.2 MSP

V rámci posouzení mezního stavu použitelnosti je ověřena podmínka splnění limitní šířky trhlin a limitního napětí ve výztuži a betonu.

13.1.2.1 Průřez v místě uložení ocelového nosníku

Šířka trhlin

kvazi-stálý ohybový moment	m_{Ek}	[kNm/m]	1765
modul pružnosti betonu	E_{cm}	[GPa]	34
pracovní součinitel	α_e	[-]	5,882
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	3,2
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	1171887
	a_c	[mm]	808,2
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	a_{gi}	[mm]	828,7
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	2,43E+11
ohybový moment při vzniku trhliny	$M_{cr,it}$	[kNm/m]	1063,1
trhliny			ano
vzdálenost NO od tlačného kraje	x	[mm]	344,3
moment setrvačnosti	I_{ir}	[mm ⁴]	5,50E+10
napětí ve výztuži	σ_a	[MPa]	217,7
součinitel soudržnosti	k_1	[-]	0,8
součinitel rozdělení poměrného pětvoření	k_2	[-]	0,5
	k_3	[-]	3,4
	k_4	[-]	0,425
součinitel doby trvání zatížení	k_t	[-]	0,4
	h_{c1}	[mm]	156,3
	h_{c2}	[mm]	405,2
	h_{c3}	[mm]	780,0
	$h_{c,eff}$		156,3
	$\rho_{p,eff}$		0,0614
šířka trhlin	w_k	[mm]	0,226
limitní šířka trhlin	w_{lim}	[mm]	0,3
využití		[%]	75%

→ **PRŮŘEZ VYHOVUJE**

Omezení napětí v betonu a ve výztuži

Průřez bez trhliny

Normálová síla	N	[kN]	1500,0
charakteristický ohybový moment	M_{kdi}	[kNm]	2443,0
plocha prutu	A_s	[mm ² /m]	6950,8
pracovní součinitel	α_e	[-]	5,882353
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	1171887
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	x_i	[mm]	797,9149
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	2,42E+11
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	3,2
Napětí horních vláken betonu	σ_{c2}	[MPa]	-6,78
Napětí dolních vláken betonu	σ_{c1}	[MPa]	8,98

$$\max(\sigma_{c1}; \sigma_{c1})$$

9,0

$$\text{trhlina} \rightarrow \max(\sigma_{c1}; \sigma_{c2}) \geq f_{ctm}; \text{zároveň } \sigma_{ci} > 0$$

ano

Průřez s trhlinou

vzd. težiště průř. s trhlinou od horního okraje	x_{ir}	[mm]	317,5869
rameno vnitřních sil	z	[mm]	1289,109
moment setr. Ideál. průřezu s trhlinou k težišť. ose	I_{ir}	[mm]	5,52E+10
plocha tlačené části betonu s trhlinou	A_{cc}	[mm ²]	230250,5
plocha ideálního průřezu s trhlinou	A_{ir}	[mm ²]	271137,4
charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	35
charakteristická pevnost oceli	f_{yk}	[MPa]	500

Napětí vláken betonu

σ_{cc}

[MPa]

15,33527

Napětí oceli

σ_s

[MPa]

280,4781

$$|\sigma_c| \leq 0,60 \cdot f_{ck}$$

vyhovuje

$$|\sigma_s| \leq 0,80 \cdot f_{yk}$$

vyhovuje

[%]

73%

→ **PRŮŘEZ VYHOVUJE**

13.1.2.2 Průřez v místě základové spáry

Šířka trhlín

kvazi-stálý ohybový moment	m_{Ek}	[kNm/m]	1159,4
modul pružnosti betonu	E_{cm}	[GPa]	34
pracovní součinitel	α_e	[-]	5,882
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	3,2
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	1970469
	a_c	[mm]	1358,9
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	a_{gi}	[mm]	1367,3
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	1,21E+12
ohybový moment při vzniku trhliny	$M_{cr,it}$	[kNm/m]	2905,3
trhliny			bez trhlín

Omezení napětí v betonu a ve výztuži

Průřez bez trhlín

Normálová síla	N	[kN]	8900,0
charakteristický ohybový moment	M_{kdi}	[kNm]	1570,0
plocha prutu	A_s	[mm ² /m]	2204,8
pracovní součinitel	α_e	[-]	5,882353
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	1970469
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	x_i	[mm]	1356,995
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	1,21E+12
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	3,2
Napětí horních vláken betonu	σ_{c2}	[MPa]	2,75
Napětí dolních vláken betonu	σ_{c1}	[MPa]	6,26

$$\max(\sigma_{c1}; \sigma_{c1})$$

$$\text{trhlina} \rightarrow \max(\sigma_{c1}; \sigma_{c2}) \geq f_{ctm}; \text{zároveň } \sigma_{ci} > 0$$

6,3

ano

Průřez s trhlinou

vzd. težiště průř. s trhlinou od horního okraje	x_{ir}	[mm]	264,9538
rameno vnitřních sil	z	[mm]	2540,682
moment setr. Ideál. průřezu s trhlinou k těžišť. ose	I_{ir}	[mm]	7,7E+10
plocha tlačené části betonu s trhlinou	A_{cc}	[mm ²]	192091,5
plocha ideálního průřezu s trhlinou	A_{ir}	[mm ²]	205060,7
charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	35
charakteristická pevnost oceli	f_{yk}	[MPa]	500
Napětí vláken betonu	σ_{cc}	[MPa]	9,920658
Napětí oceli	σ_s	[MPa]	283,6283
$ \sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$			vyhovuje
$ \sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk}$			vyhovuje
		[%]	70,9%

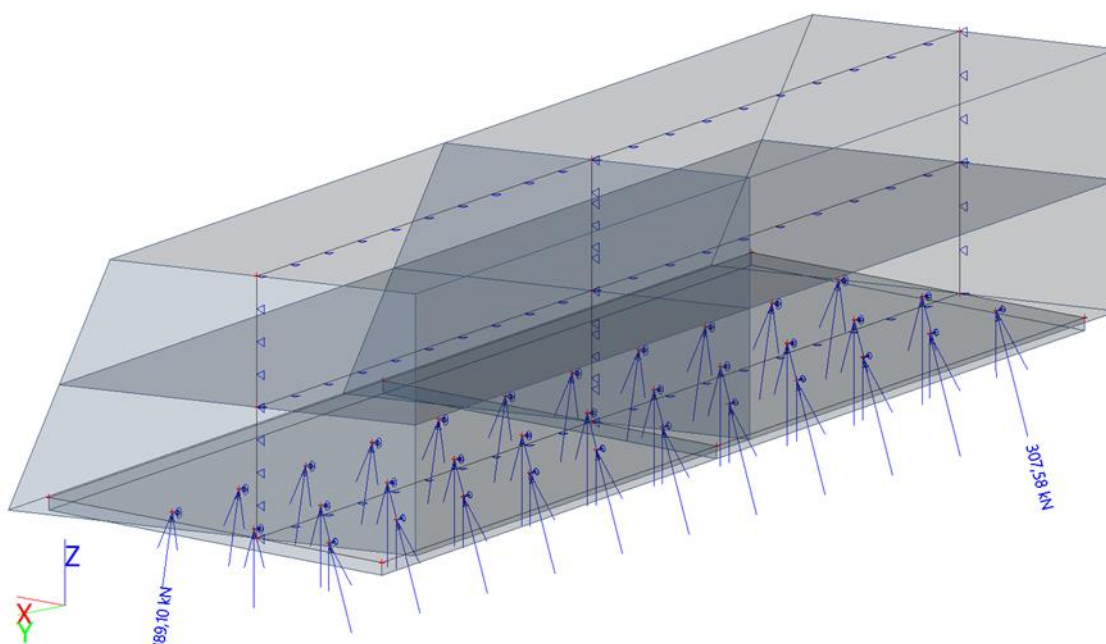
→ **PRŮŘEZ VYHOVUJE**

13.2 Mikropiloty

Mikropiloty byly modelovány pomocí podpory v uzlu se specifikovanou tuhostí, spočítanou a převzatou z programu GEO5 - Pilota.



Obr. 41 Globální moment



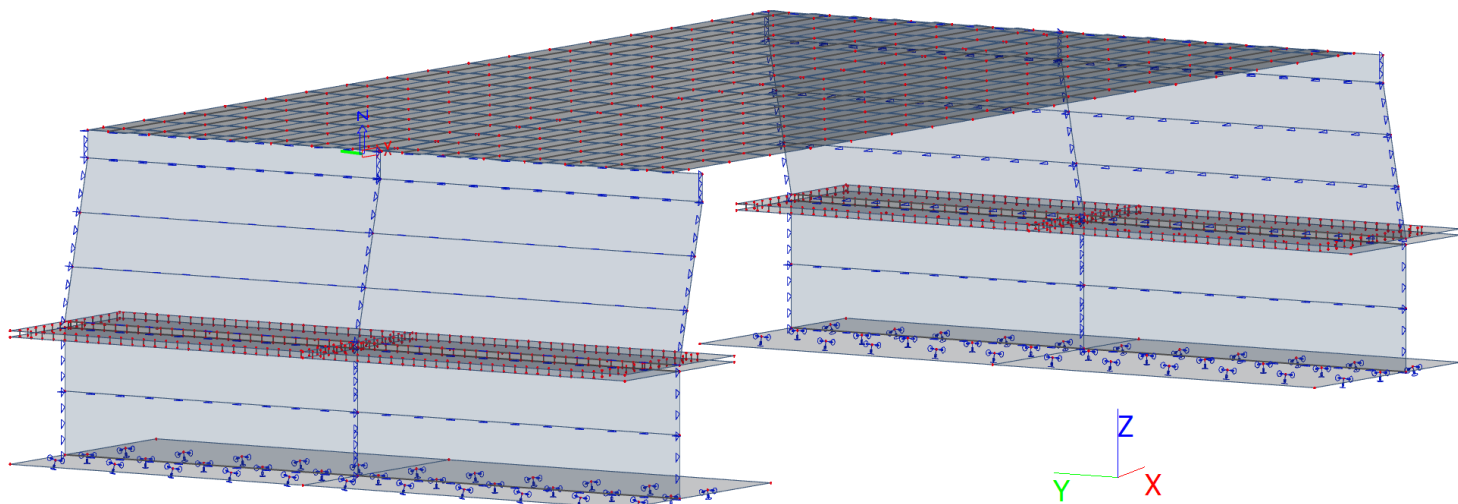
Obr. 42 Výsledné reakce od charakteristické kombinace

- Rozhodující kombinace pro Rz

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
Charakteristická komb.	Lineární - únosnost	ZS1	1,00
		ZS3	1,30
		ZS4	1,00
		ZS6	1,00
		ZS7	1,00
		ZS13c	0,75
		ZS13b	0,75
		ZS14a	0,60
		ZS15b	0,45

13.2.1 Posouzení mikropiloty

Vzhledem k absenci hodnotám ze statické zkoušky a zkoušky samotné, byl výpočet tuhosti mikropiloty stanoven dle doporučených hodnot přípustného plášťového tření v příslušné hornině.



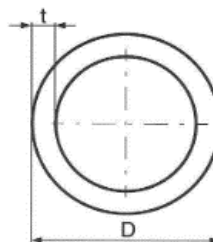
Obr. 43 Orientace os x,y a z

Geologický profil a přiřazení zemin:

Číslo	Tloušťka vrstvy [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina
1.	3,3	0 — 3,3	C24
2.	0,42	3,3 — 0,42	F2/CG
3.	1,3	0,42 — 1,3	F3/MS
4.	0,7	1,3 — 0,7	F6/CI
5.	1,4	0,7 — 1,4	F4/CS
6.	6,18	1,4 — 6,18	S5/SC

Průřez mikropiloty:

t =	16 mm	$I_{\text{trubky}} =$	0,000005041 m ⁴
D =	108 mm	$I_{\text{betonu}} =$	1,63766E-06 m ⁴
L =	13,3 m	$A_{\text{trubky}} =$	0,004624424 m ²
d =	0,2 m	$A_{\text{betonu}} =$	0,00453646 m ²



a) Vnější únosnost osamělé mikropiloty U_{mv}

$$U_{mv} = U_{ms} + U_{mp}$$

- U_{mp} - únosnost na patě tlačené mikropiloty (pouze horniny R1 až R3, v ostatních případech se zanedbává)

$$U_{mp} = \pi \cdot d^2 / 4 \cdot R_d \quad R_d = 0 \text{ MPa}$$

$$U_{mp} = 0 \text{ kN} \quad d = 0,2 \text{ m}$$

de d je průměr mikropiloty (průměr vrtu opatřeného výztuží a zálivkou)

R_d je únosnost na patě pro skalní horniny R1 – R3 stanovená dle čl. 97 ČSN 73 1001

- U_{ms} - únosnost na plášti kořene mikropiloty

$$U_{ms} = \pi \cdot d \cdot \sum L_{ti} \cdot \tau_i \cdot m_z$$

vrstva	třída	L _{ti} [m]	τ ₁ [MPa]	m _z [-]	U _{ms} [kN]
1.	C24	3,3	0	1	0
2.	F2/CG	0,42	0,065	1	17,153
3.	F3/MS	1,3	0,07	1	57,177
4.	F6/CI	0,7	0,08	1	35,186
5.	F4/CS	1,4	0,08	1	70,372
6.	S5/SC	6,18	0,135	1	524,21
		Σ 13,3		Σ	704,09

$$U_{mv} = 704,0937 \text{ kN}$$

τ_i je velikost přípustného plášťového tření v příslušné hornině

L_{ti} je délka kořenové části mikropiloty v příslušné únosné i-té vrstvě

m_z je koeficient, jež závisí na druhu zatížení (pro tlak m_z = 1,0, pro tah m_z = 0,8).

- Tuhost mikropiloty:

$$k = U_{ms} \cdot \delta \cdot k_r \quad 0,70 / 0,01 \cdot 0,7 = 49,29 \text{ MN/m}$$

k_r - Součinitel zohledňující efekt skupiny mikropilot

U_{ms} - Únosnost na plášti kořene mikropiloty

δ - Sednutí mikropiloty

- Závěr výpočtu:

$$\delta_{lim} < \delta = R_z / k$$

$$\delta_{lim} = 15 > 0,31 / 49,29 \cdot 1000 = 6,24 \text{ [mm]} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

R_z - Reakce od charakteristické kombinace

- Vnitřní únosnost mikropiloty není nutno posuzovat

- **Vodorovná tuhost mikropiloty**

Vzhledem ke geometrickým proporci dřiku opěry a kotvením trny do stávající opěry se předpokládá tuhost ve směrech x a y následující:

Směr y: Tuhý

Směr x: 7,2MN/m

13.2.1.1 Zatížitelnost

$$Z_{LM71} = (R_d - E_{rs,Ed}) / E_{LM71,Ed} = (15 - 3,509) / 2,73 = 4,209$$

13.3 Pažící konstrukce

Výpočet přetížení proveden v kap. ZS07a.

Materiály a normy

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

Výpočet tlaků

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

Součinitele redukce zatížení (F)			
Dočasná návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,45 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

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

Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

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

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 6,50 m

Název průřezu : I-průřez : HE 260 B; a = 1,60 m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,56

Plocha průřezu A = 7,40E-03 m²/m

Moment setrvačnosti I = 9,32E-05 m⁴/m

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Průřezový modul W = 7,173E-04 m³/m

Plastický průřezový modul W_{pl} = 8,019E-04 m³/m

Materiál konstrukce

Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 235

Mez kluzu f_y = 235,00 MPa

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ _{ef} [°]	c _{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ _{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G3, středně ulehlá		32,50	0,00	19,00	9,00	15,00

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

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	v [-]	E _{oed} [MPa]	E _{def} [MPa]
1	Třída G3, středně ulehlá		0,25	-	85,00

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přetížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	53,33		0,00	4,30	na terénu

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	0,80	Kotva č. : 1 (uživatelská)		100,00
2	Ano	2,50	Kotva č. : 2 (uživatelská)		100,00
3	Ano	4,00	Kotva č. : 3 (uživatelská)		120,00

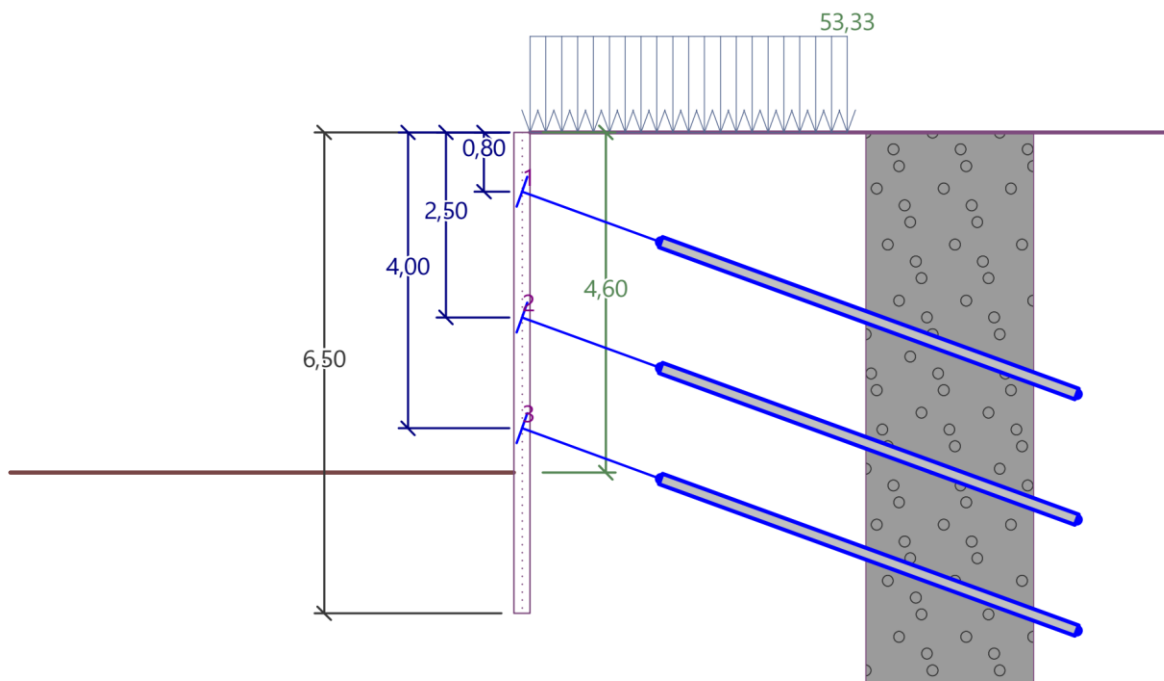
Typ kotvy : pramencová
Výrobní řada : uživatelská

Volná délka : $l = 2,00 \text{ m}$
Délka kořene : $l_k = 6,00 \text{ m}$
Sklon : $\alpha = 20,00^\circ$
Vzd. mezi : $b = 1,60 \text{ m}$
Plocha pramence : $A_1 = 150,00 \text{ mm}^2$
Počet pramenců : $n = 4$
Modul pružnosti : $E = 210000,00 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost materiálu : $f_u = 1570,00 \text{ MPa}$
Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření
Průměr kořene : $d = 150,0 \text{ mm}$
Plášťové tření : $f = 150,00 \text{ kPa}$
Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu
Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)
Pevnost betonu v tlaku : $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
Součinitel soudržnosti : $\eta_1 = 0,70$

Název : Kotvy

Fáze - výpočet : 1 - 0



Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = $-0,2 \text{ mm}$
Minimální deformace = $0,0 \text{ mm}$
Maximální ohybový moment = $9,83 \text{ kNm/m}$
Minimální ohybový moment = $-4,22 \text{ kNm/m}$
Maximální posouvající síla = $35,90 \text{ kN/m}$

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
Výpočtový součinitel namáhání průřezu = $1,00$

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 15,74 \text{ kNm}$; $Q = 57,43 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 57,43 \text{ kN}$; $M = 15,74 \text{ kNm}$

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	100,00	111,64	Vyhovuje
2	100,00	188,53	Vyhovuje
3	120,00	228,36	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 111,64 \text{ kN} > 100,00 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

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

Posouzení ohybu:

$$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,058 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q/V_{c,Rd} = 0,182 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 11,86 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 21,24 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,027 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

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

Posouzení ohybu:

$$M/M_{c,Rd} = 0,058 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení smyku:

$$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,182 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Posouzení rovinné napjatosti:

$$\text{Normálové napětí } \sigma_{x,Ed} = 11,86 \text{ MPa}$$

$$\text{Smykové napětí } \tau_{Ed} = 21,24 \text{ MPa}$$

$$\text{Posudek: } (\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,027 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$$

Průřez VYHOVUJE

Celkové posouzení únosnosti kotev

Maximálně využita je kotva č. 3.

Využití je 38,20 %

Únosnost kotev VYHOVUJE

Číslo	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R_t [kN]	Vytržení ze zeminy R_e [kN]	Vytržení ze zálivky R_c [kN]	Posouzení
1	0,80	100,00	697,78	314,16	438,18	Vyhovuje
2	2,50	100,00	697,78	314,16	438,18	Vyhovuje
3	4,00	120,00	697,78	314,16	438,18	Vyhovuje

14 ZÁVĚR

14.1 Přehled zatížitelnosti části mostu

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): 0602žst. Most-žst. Chomutov, západní zhlaví DÚ: 10 odb. Chomutov město – Chomutov os. n.
km: 62,867

B. Identifikace části mostu

Část mostu: nosná konstrukce / opěra / pilíř poř. číslo 1 pod kolejí č. 1,2
(ve směru staničení)

C. Doplňující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C

Výpočtový model: Prostorový deskostěnový výpočetní model

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	740 [m]	740 [m]	740 [m]
převýšení koleje	60 [mm]	60 [mm]	60 [mm]
excentricita osy koleje	0,3 vpravo [m]	0,3 vpravo [m]	0,3 vpravo [m]

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

Nejsou

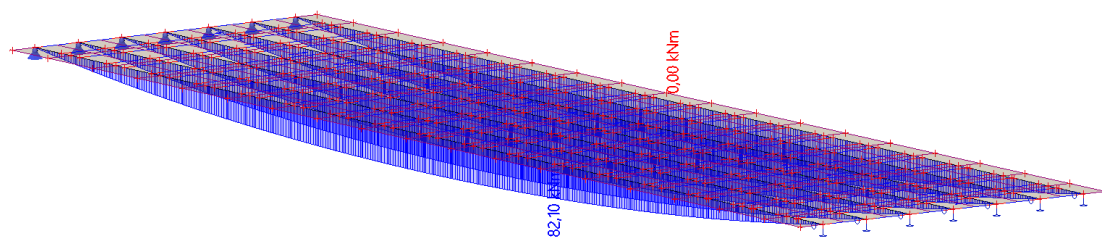
Datum zjištění technického stavu mostu: SŽDC, s.o.:
zpracovatel přepočtu:

Poznámka k části mostu: Přepočet je proveden pro novou konstrukci.

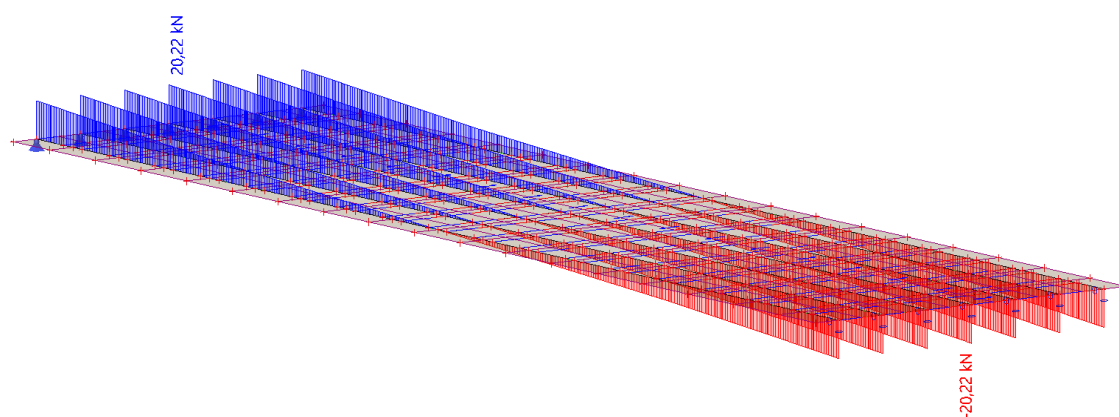
Poř. číslo	Prvek	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p [m]	ϕ_i	L_ϕ [m]	$\gamma_{F,LM71}$	$\gamma_{F,LM71,E}$	viz str.	Poznámky	Z_{UIC}	$Z_{UIC,E}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
MEZNÍ STAVY ÚNOSNOSTI														
1	ocelobetonový průřez ZBN - únosnost v 1/2 rozpětí	krajní nosník	σ	-	M	16,47	1,29	16,47	1,45	-	63	-	4,847	-
2	ocelobetonový průřez ZBN - únosnost v podpoře	krajní nosník	τ	-	Q	16,47	1,29	16,47	1,45	-	57	-	1,556	-
3	horní krční svar ocelového nosníku nad podporou	krajní nosník	τ	-	Q	16,47	1,29	16,47	1,45	-	70	-	2,358	-
4	dolní krční svar ocelového nosníku nad podporou	krajní nosník	τ	-	Q	16,47	1,29	16,47	1,45	-	70	-	5,399	-
5	dřík opěry - ŽB průřez v místě uložení ocelového nosníku	pod krajním nosníkem	σ	-	M	16,47	1,29	16,47	1,45	-	109	-	1,379	-
6	mikropilota	-	σ	-	Rz	13,3	1,29	13,3	1	-	117	-	4,209	-
MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI														
7	ocelobetonový průřez ZBN - omezení napětí v 1/2 rozpětí	krajní nosník	σ	-	M	16,47	1,29	16,47	1	-	86	-	2,000	-
8	ocelobetonový průřez ZBN - omezení napětí v podpoře	krajní nosník	σ	-	M	16,47	1,29	16,47	1	-	81	-	1,728	-
9	ZBN - svislý průhyb v 1/2 rozpětí	krajní nosník	σ	-	M	16,47	1,29	16,47	1	-	98	-	5,450	-
10	ZBN - zkroucení koleje	-	k	-	M	16,47	1,29	16,47	1	-	99	-	3,700	-
11	ZBN - deformace koncového průřezu	-	σ	-	M	16,47	1,29	16,47	1	-	99	-	13,400	-

15 PŘÍLOHA 1 – VNITŘNÍ SÍLY - NK

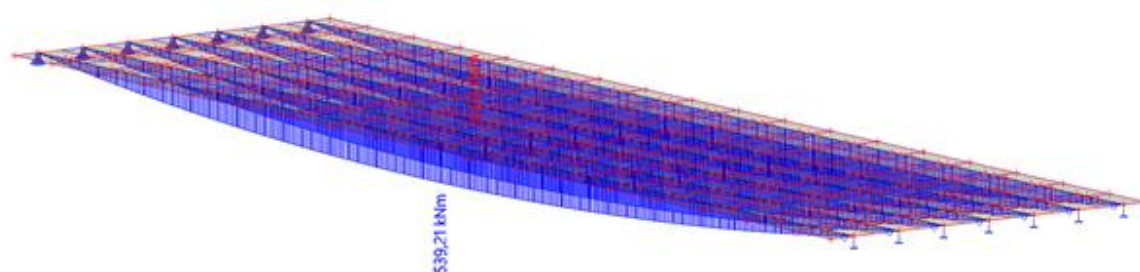
15.1 Montážní stav - ocelový průřez



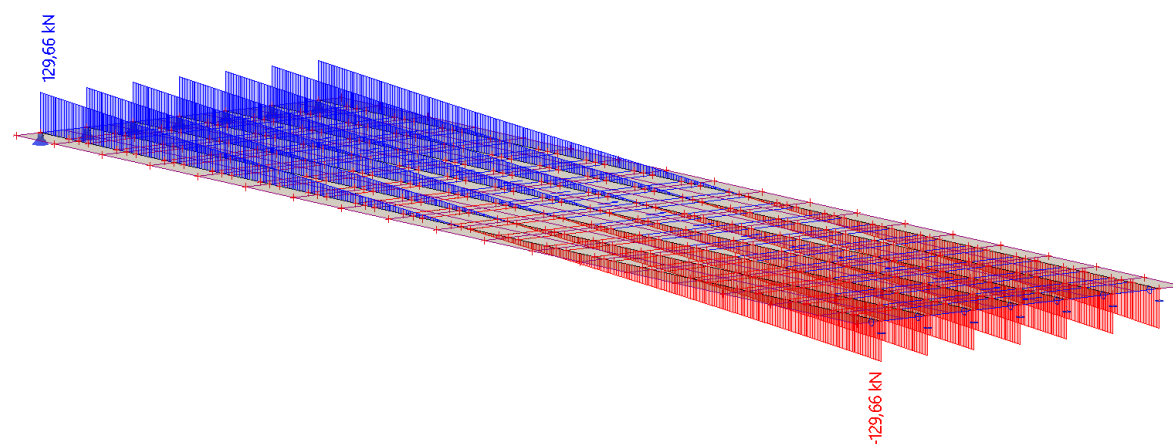
Obr. 44 ZS1; M_y



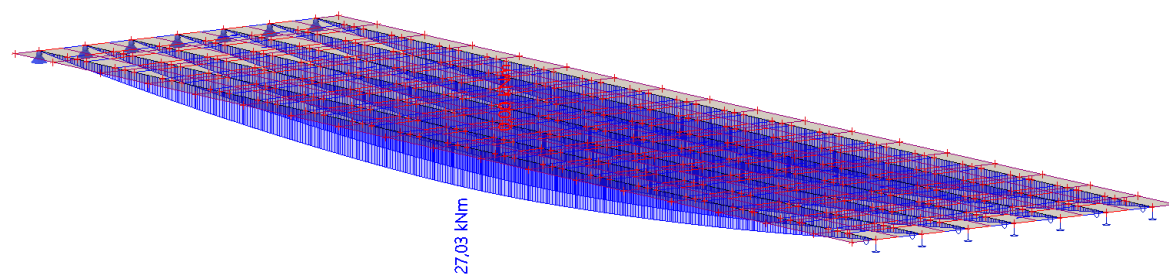
Obr. 45 ZS1; V_z



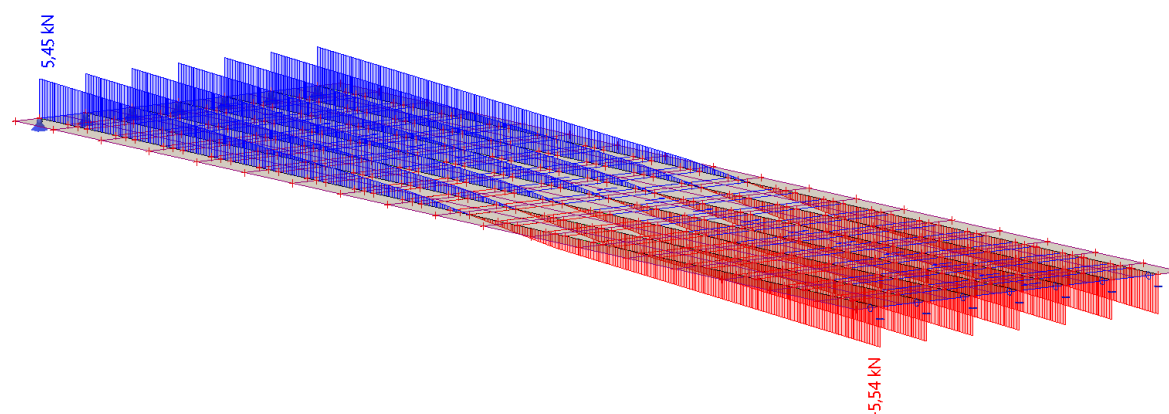
Obr. 46 ZS2a; M_y



Obr. 47 ZS2a; V_z

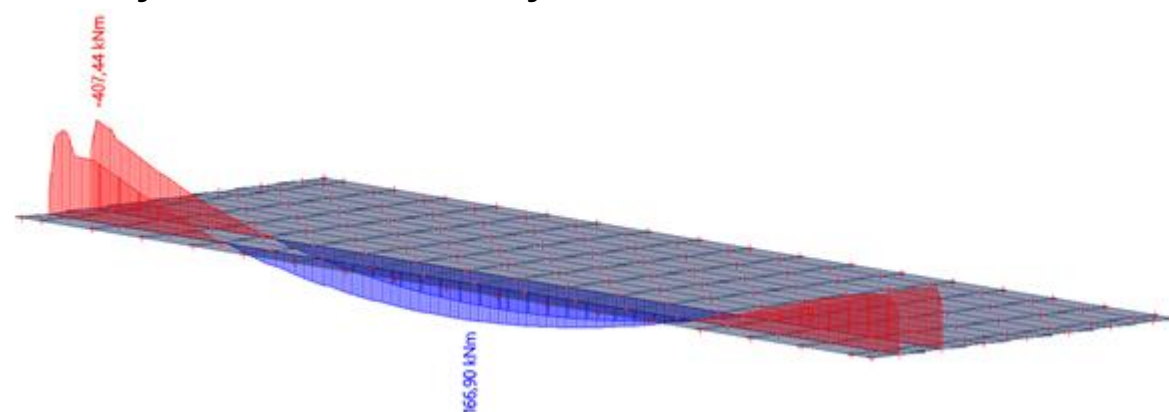


Obr. 48 ZS2b; M_y

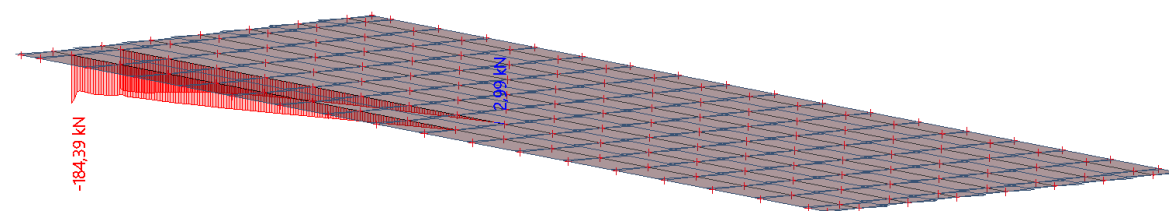


Obr. 49 ZS2b; V_z

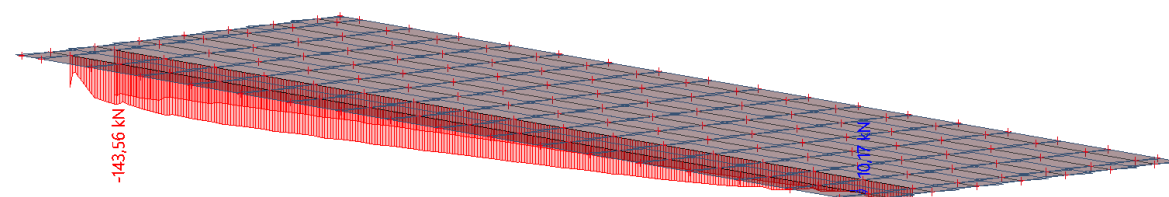
15.2 Trvalý stav – ocelobetonový stav



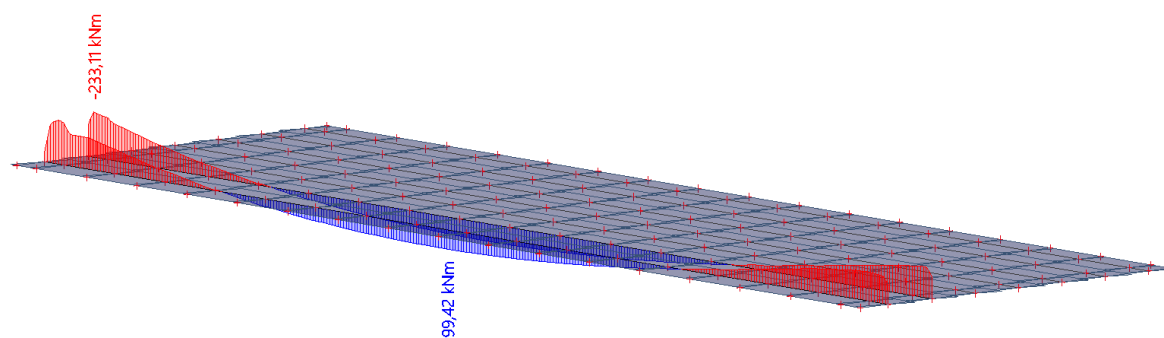
Obr. 50 ZS1; M_y



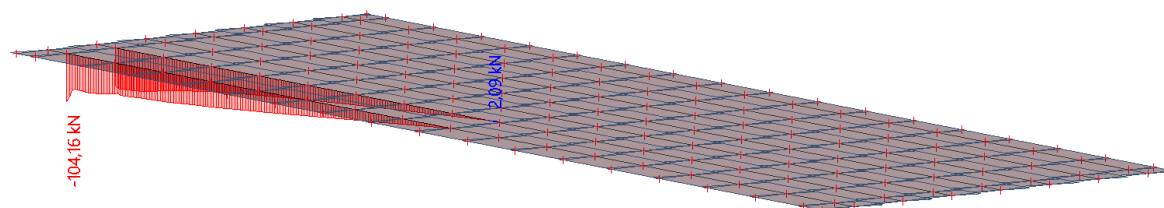
Obr. 51 ZS1; V_z



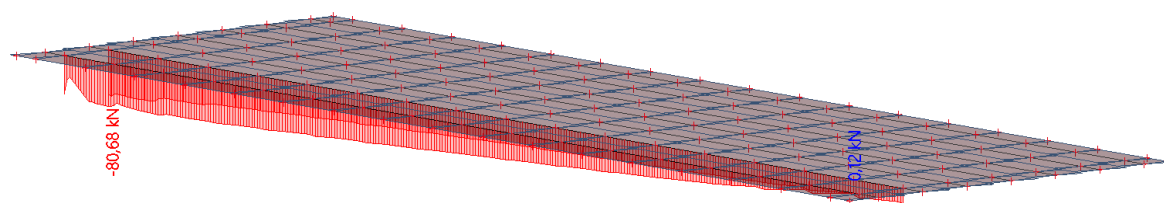
Obr. 52 ZS1; N



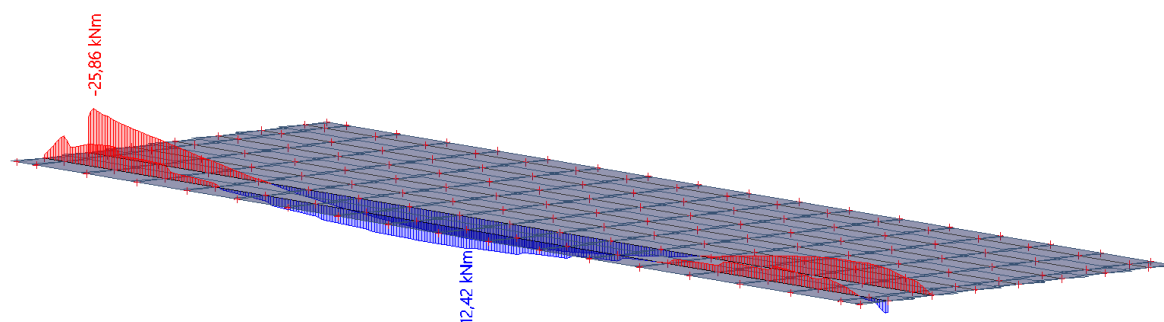
Obr. 53 ZS3; M_y



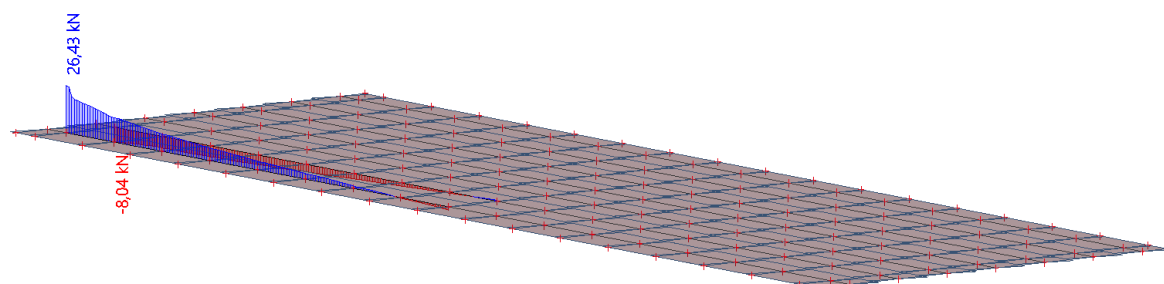
Obr. 54 ZS3; V_z



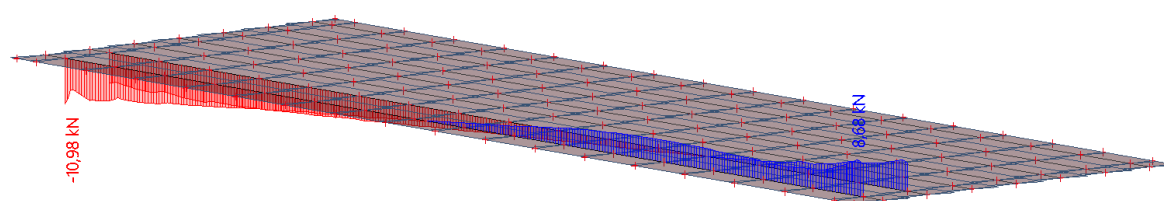
Obr. 55 ZS3; N



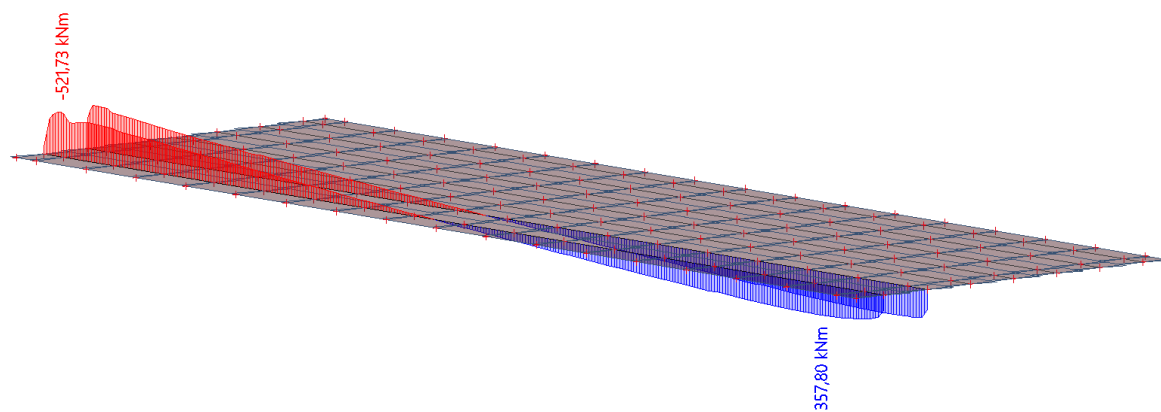
Obr. 56 ZS4; M_y



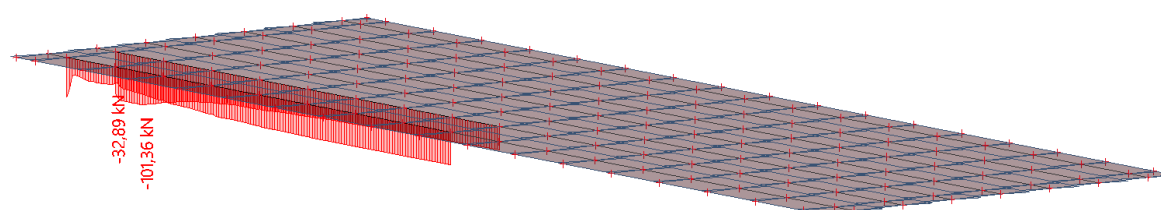
Obr. 57 ZS4; V_z



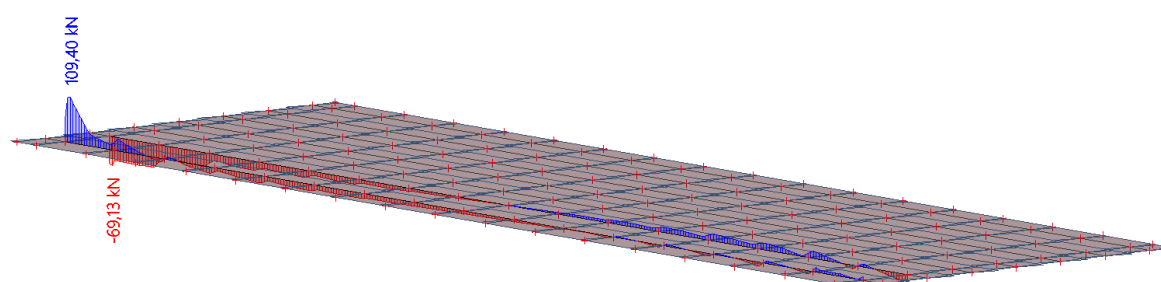
Obr. 58 ZS4; N



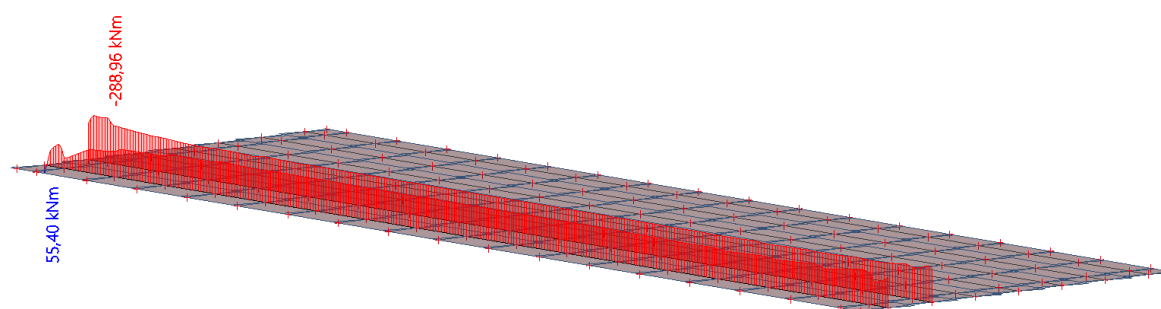
Obr. 59 ZS5; M_y



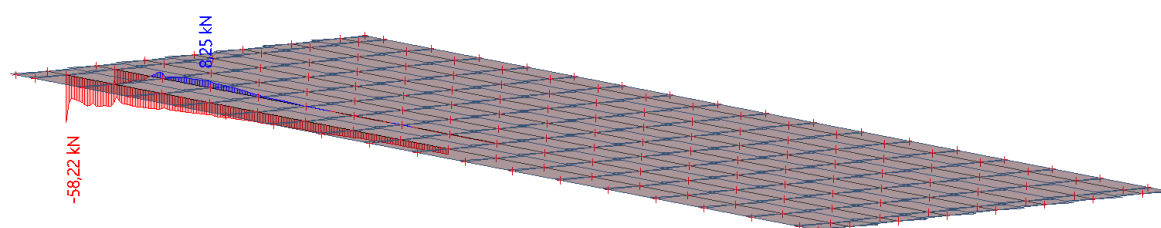
Obr. 60 ZS5; V_z



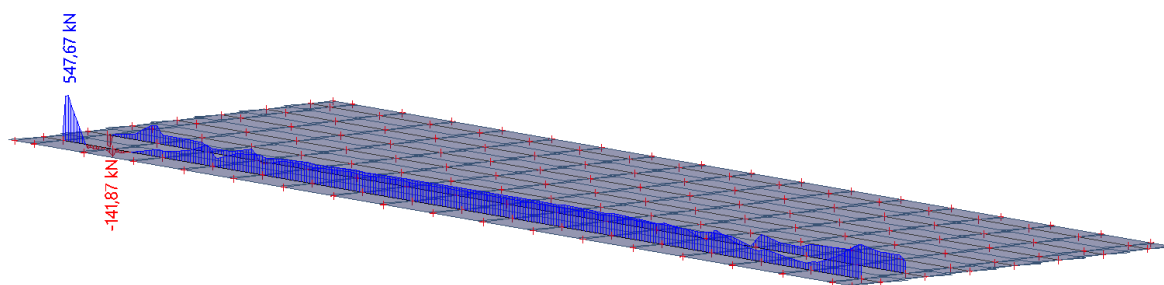
Obr. 61 ZS5; N



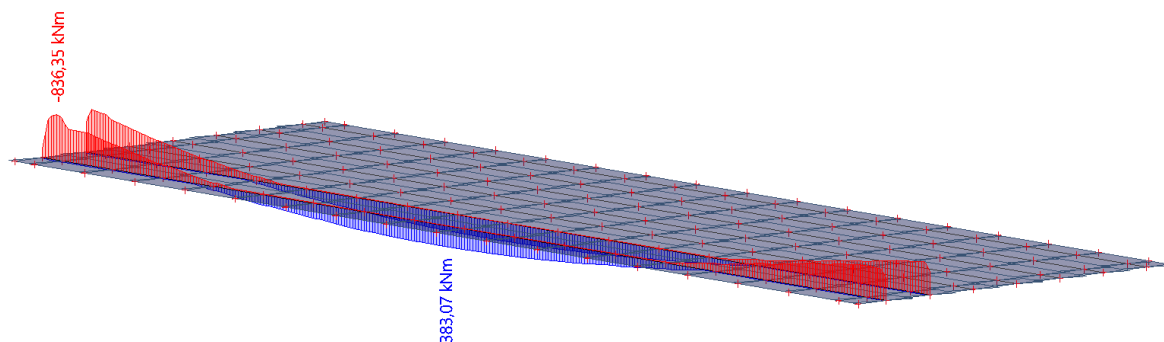
Obr. 62 ZS6; M_y



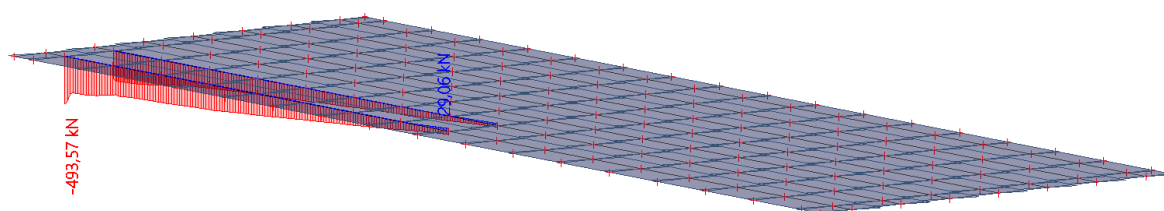
Obr. 63 ZS6; V_z



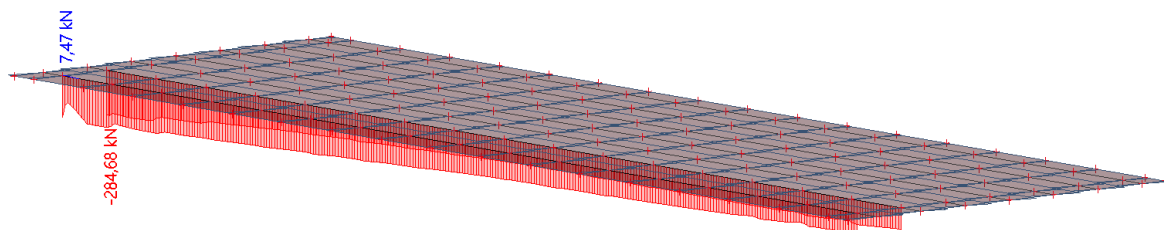
Obr. 64 ZS6; N



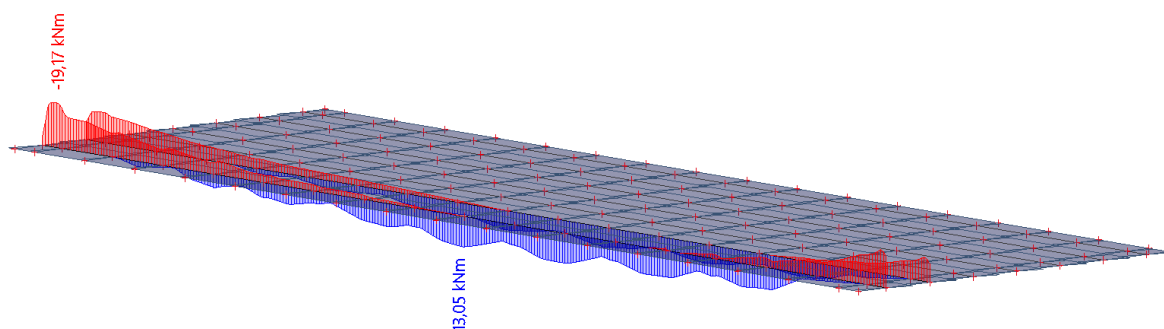
Obr. 65 ZS7; M_y



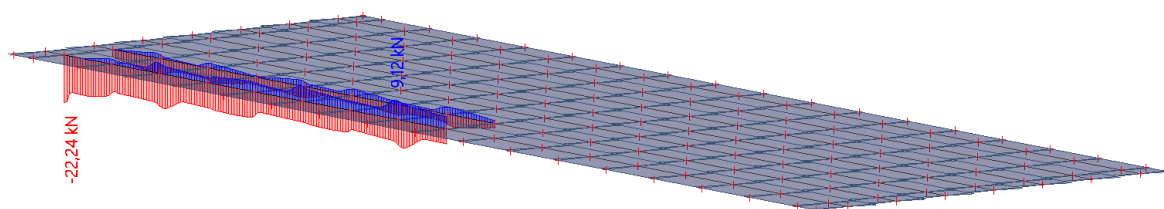
Obr. 66 ZS7; V_z



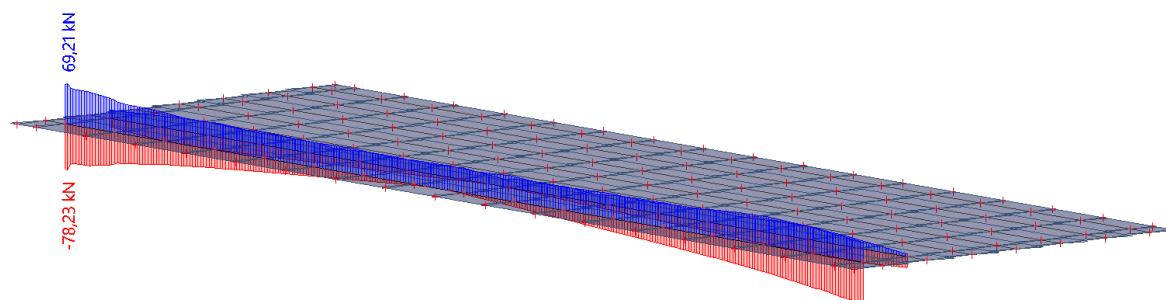
Obr. 67 ZS7; N



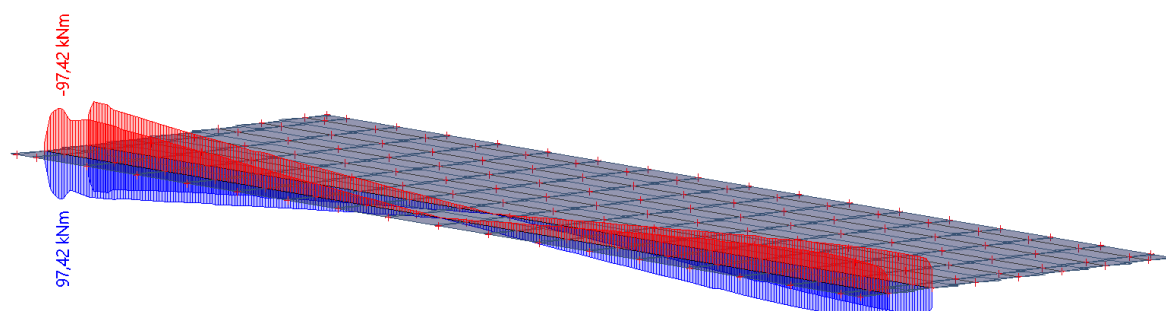
Obr. 68 ZS11; M_y



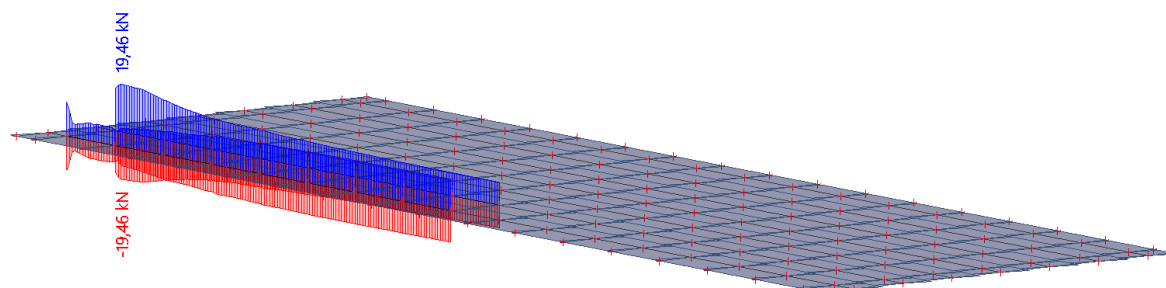
Obr. 69 ZS11; V_z



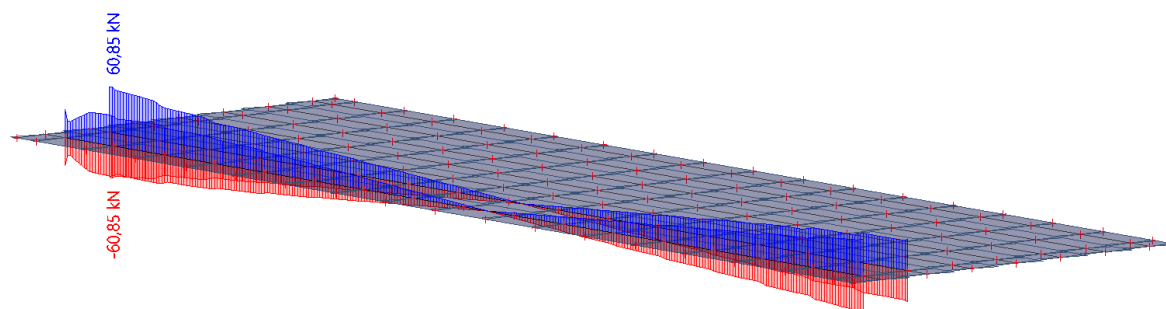
Obr. 70 ZS11; N



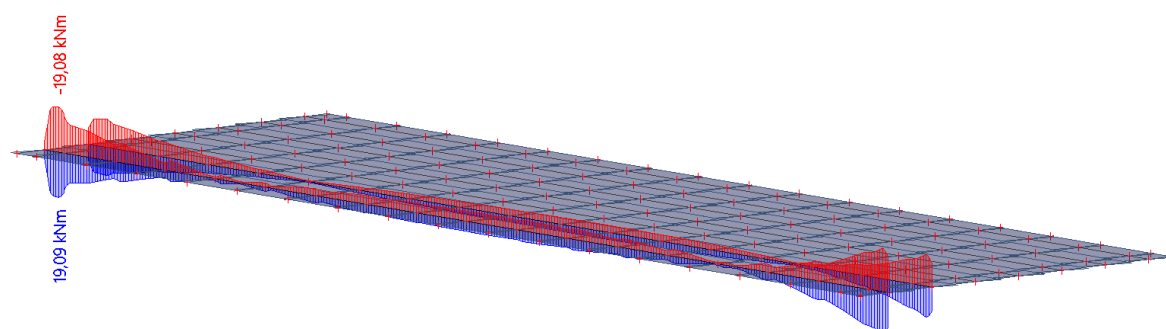
Obr. 71 ZS12; My



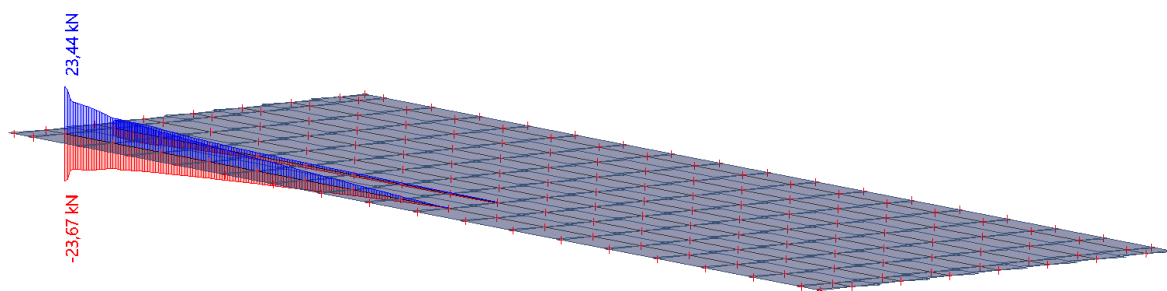
Obr. 72 ZS12; Vz



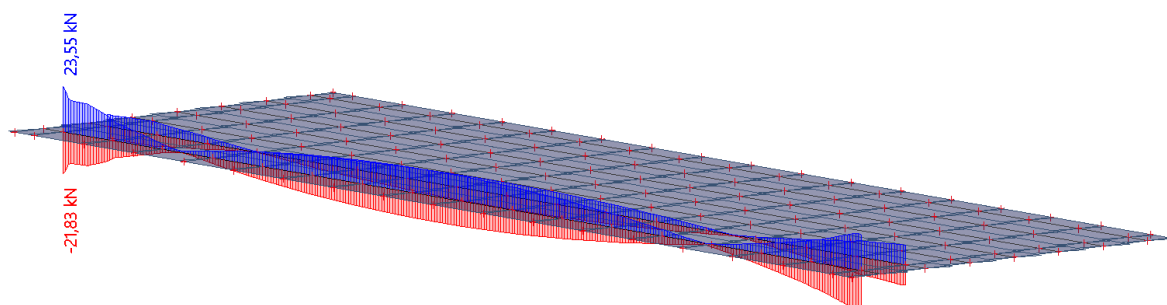
Obr. 73 ZS12; N



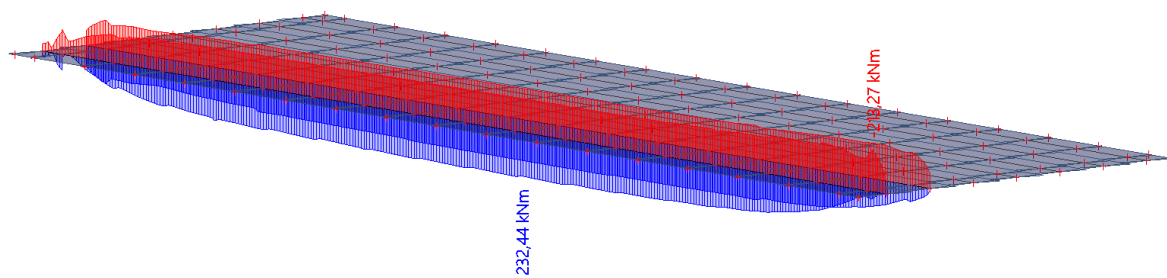
Obr. 74 ZS13; My



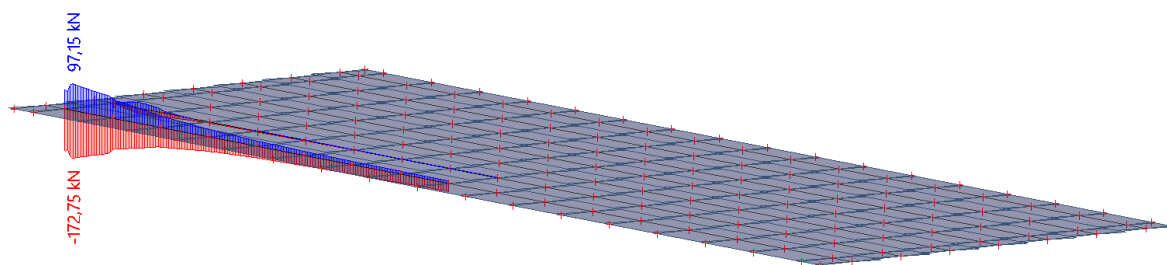
Obr. 75 ZS13; Vz



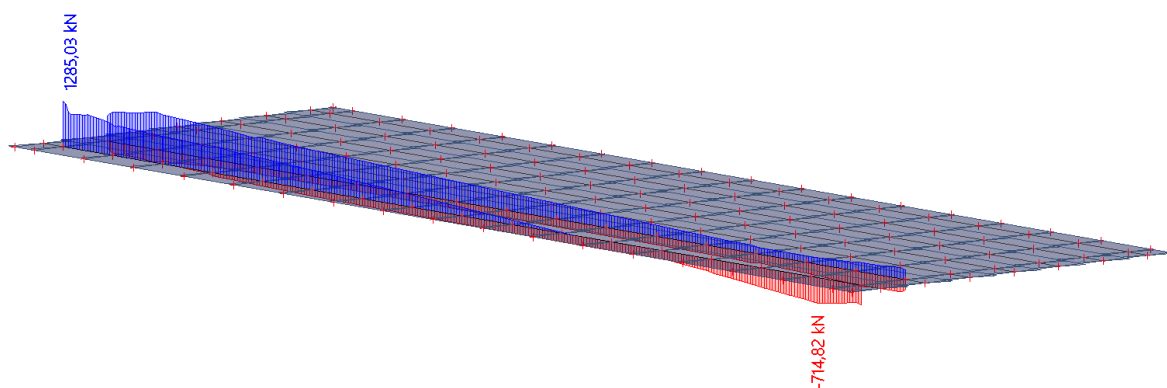
Obr. 76 ZS13; N



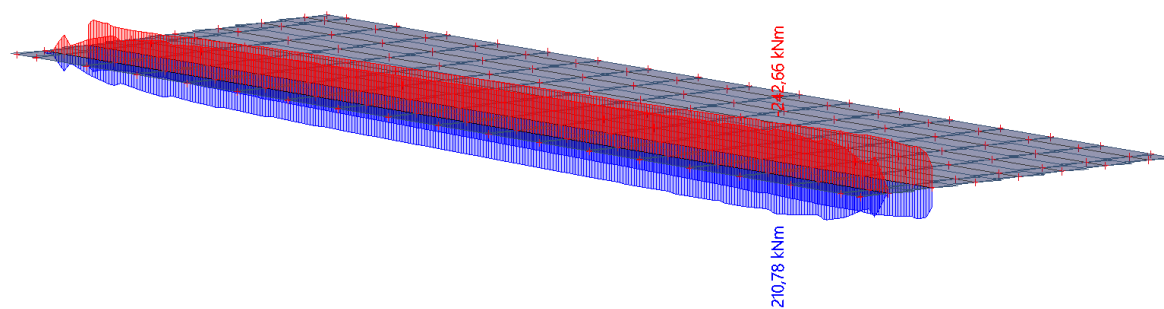
Obr. 77 ZS14; My



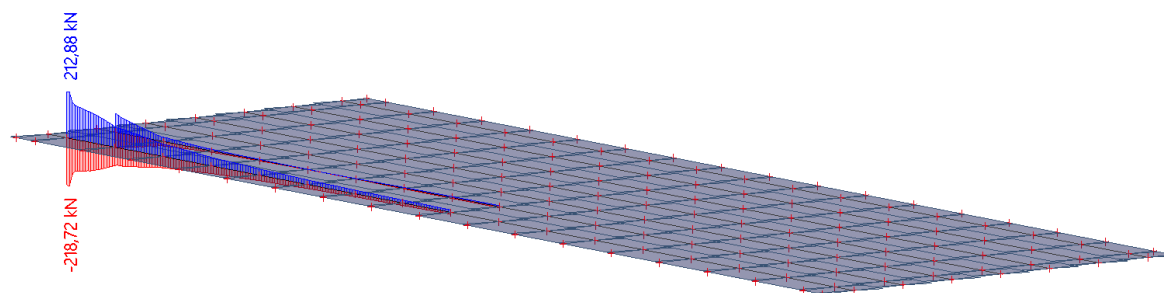
Obr. 78 ZS14; Vz



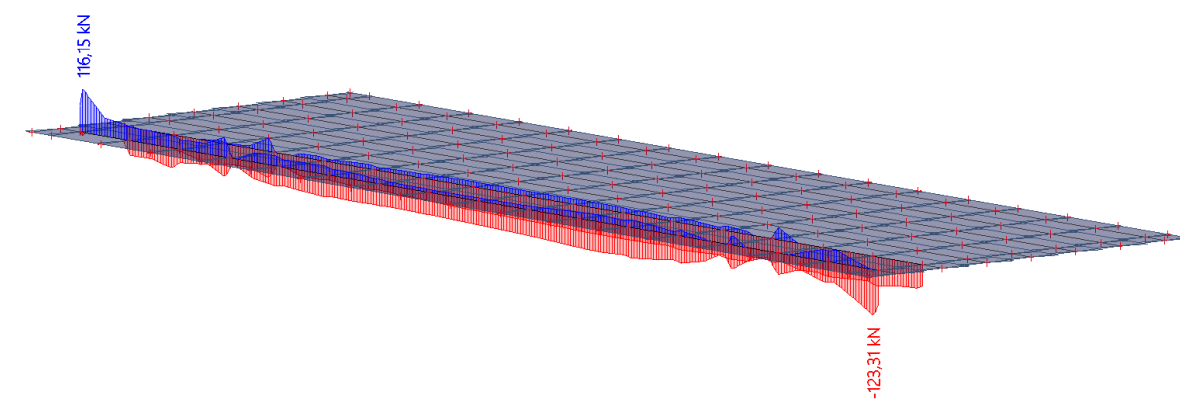
Obr. 79 ZS14; N



Obr. 80 ZS15; M_y

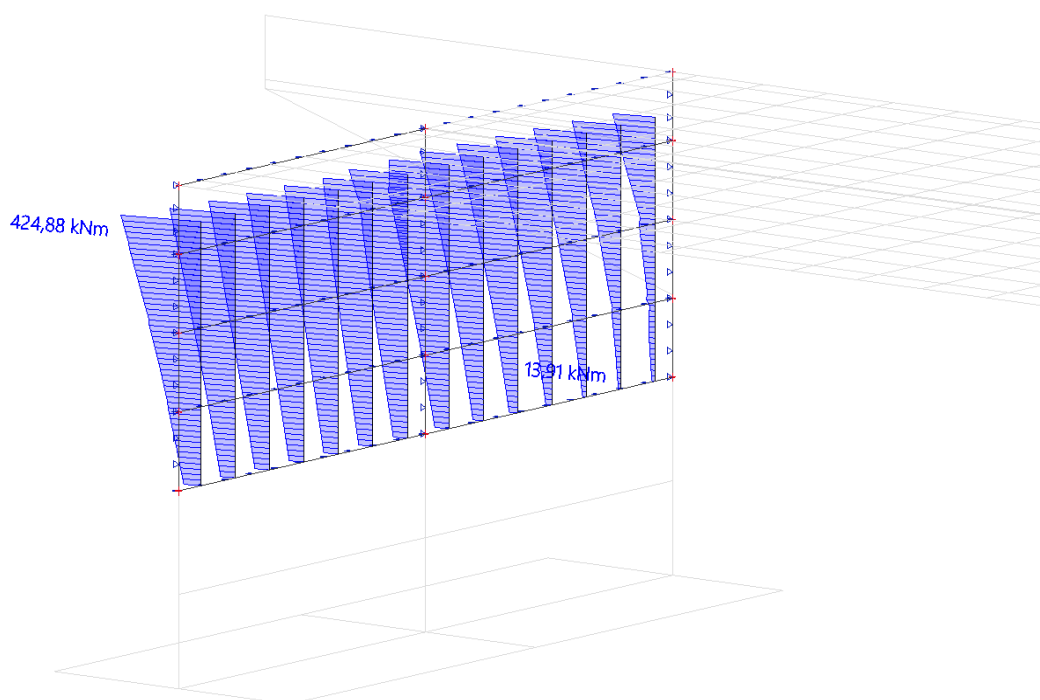


V Obr. 81 ZS15; V_z

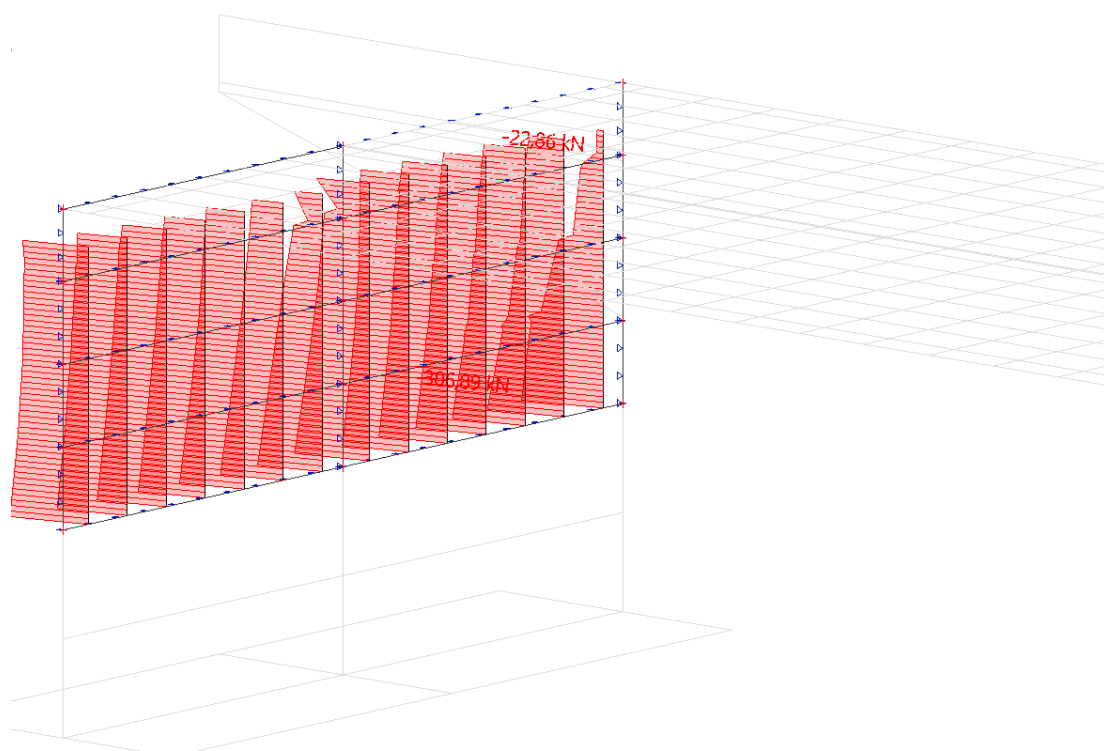


Obr. 82 ZS15; N

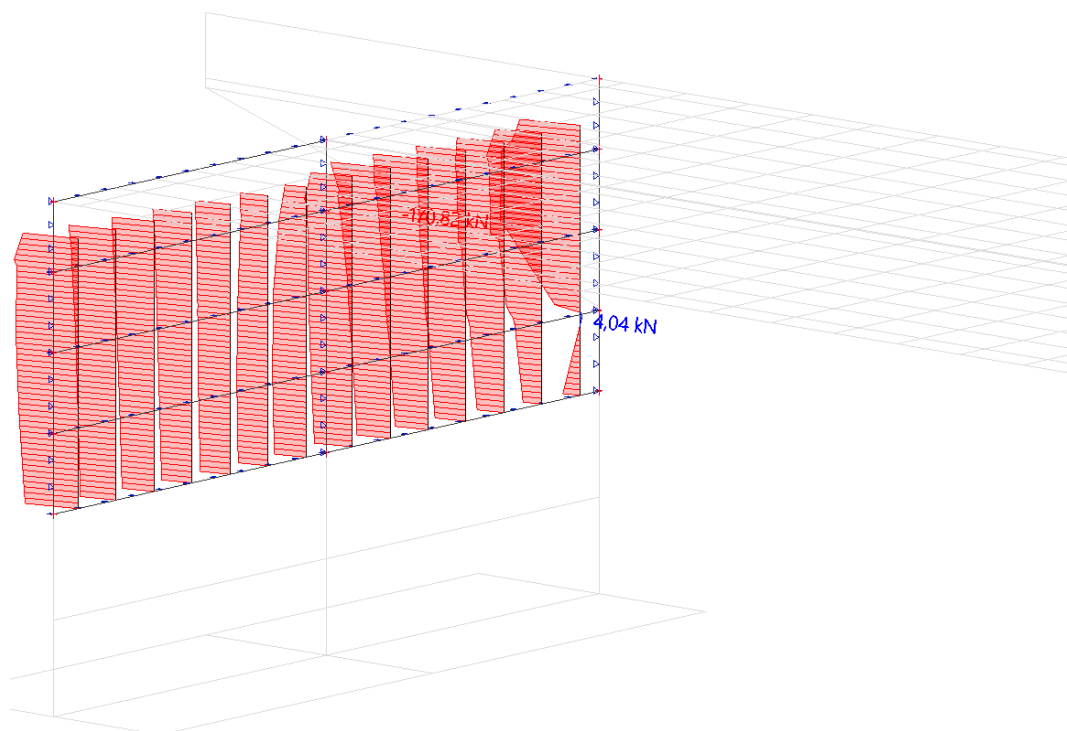
16 PŘÍLOHA 2 – VNITŘNÍ SÍLY – Mostní opěra



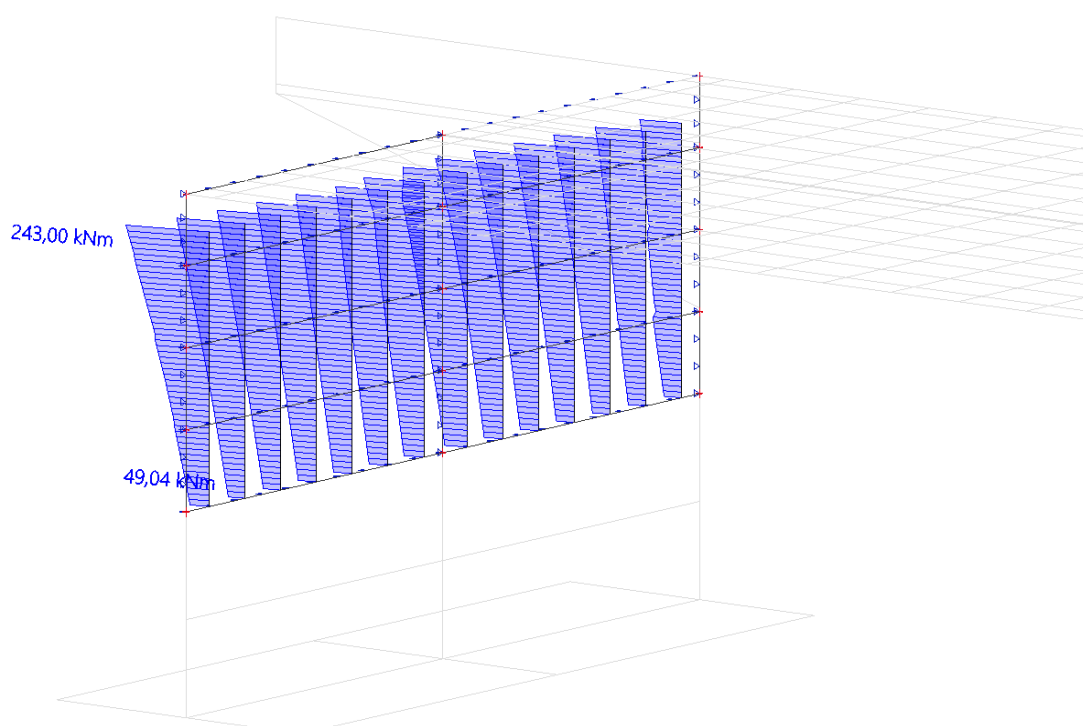
Obr. 83 ZS1; M_y



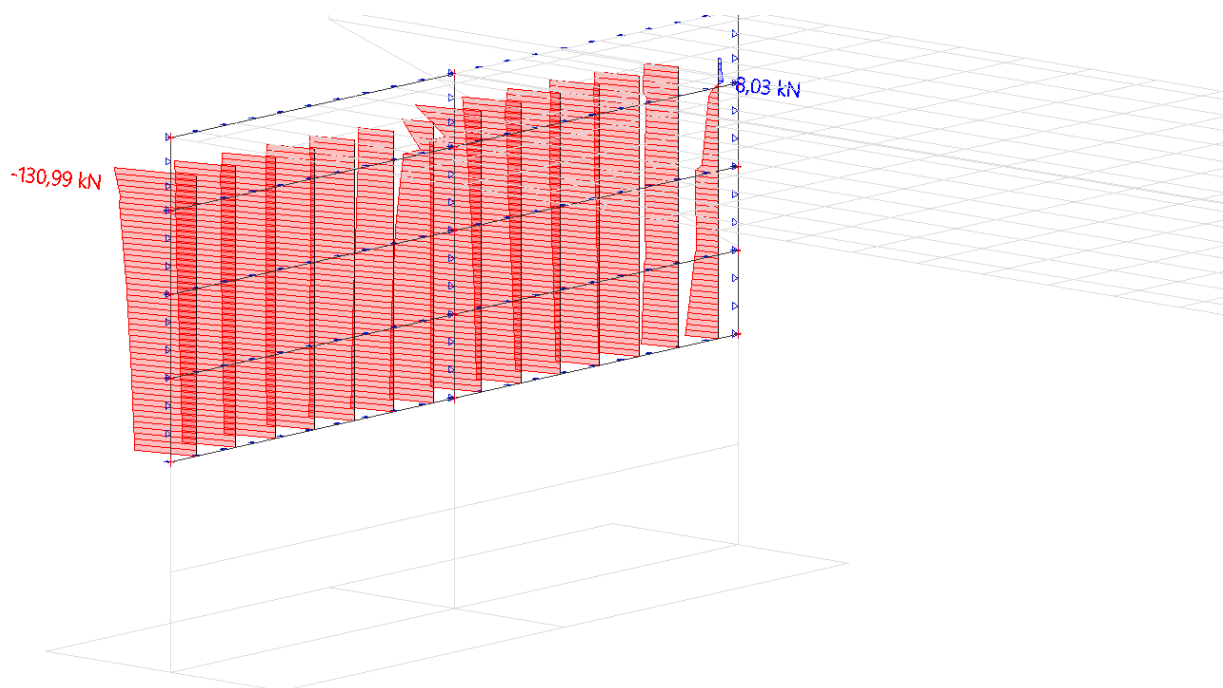
Obr. 84 ZS1; N



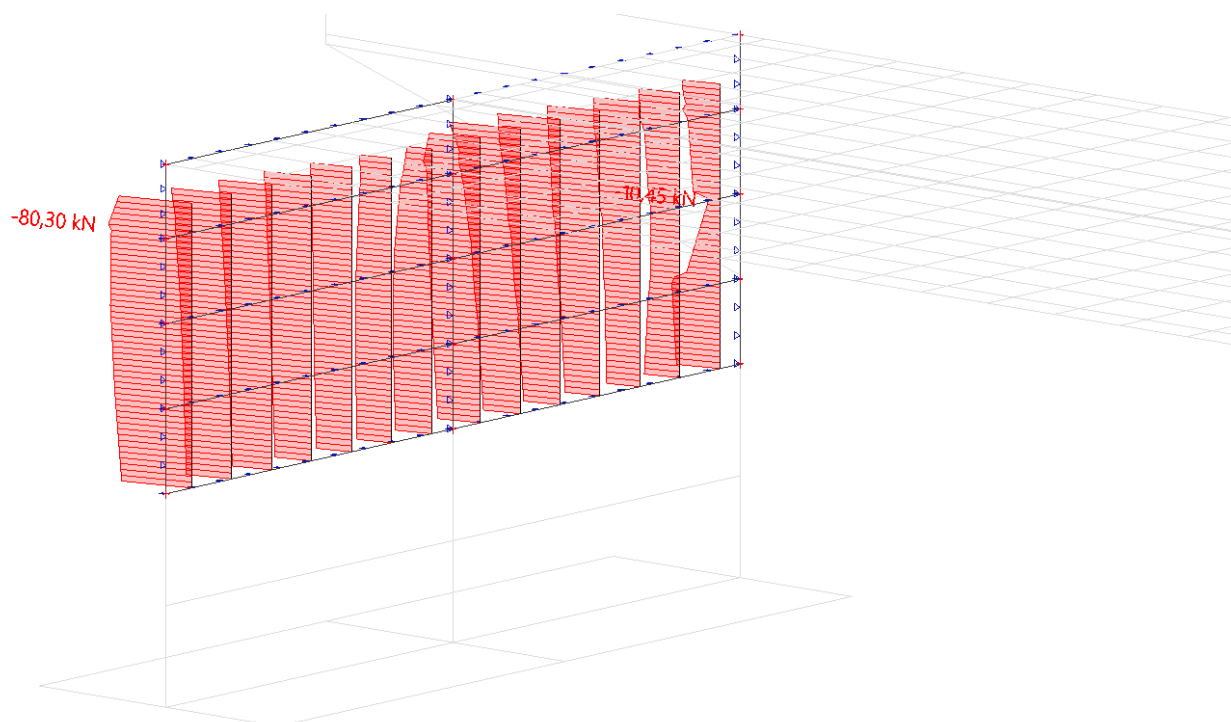
Obr. 85 ZS1; V_z



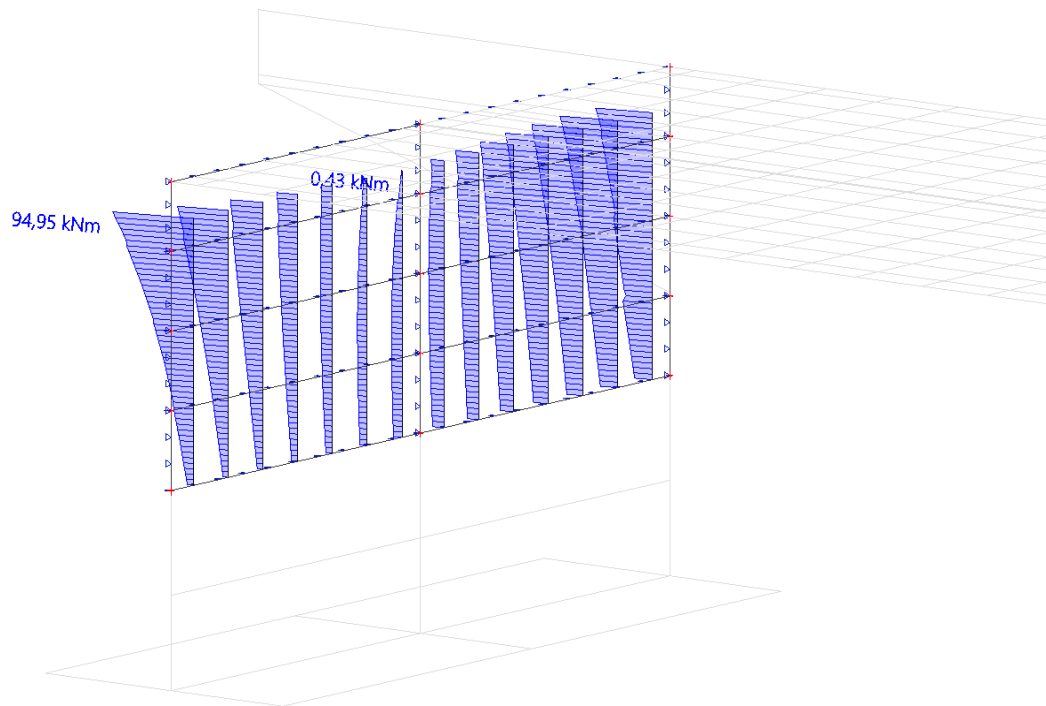
Obr. 86 ZS3; M_y



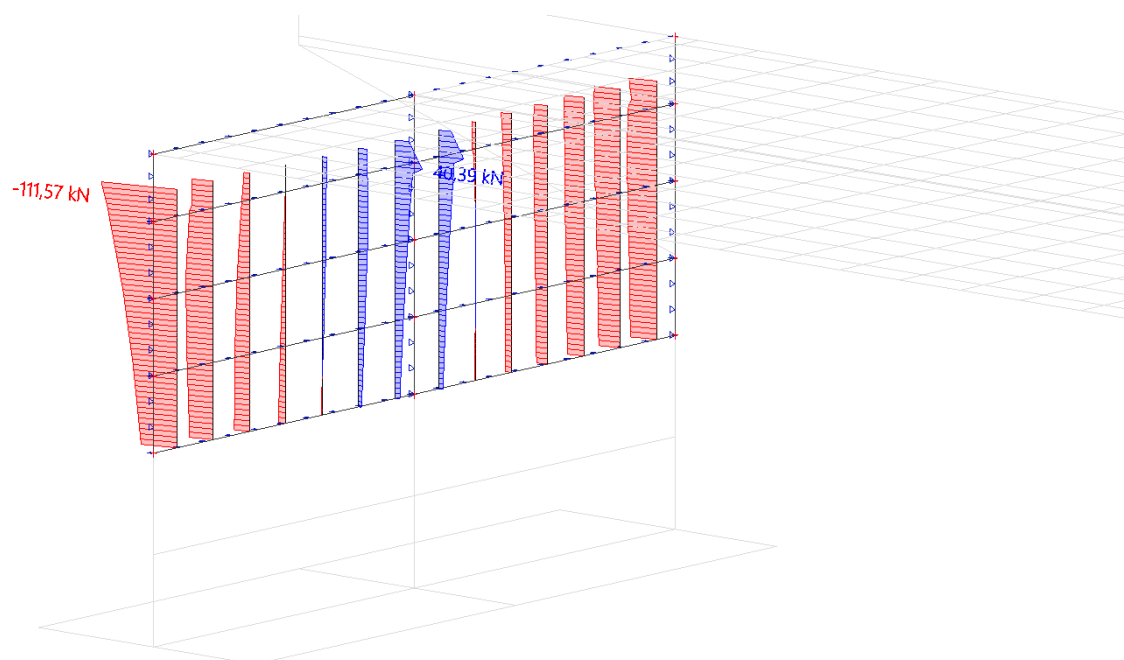
Obr. 87 ZS3; N



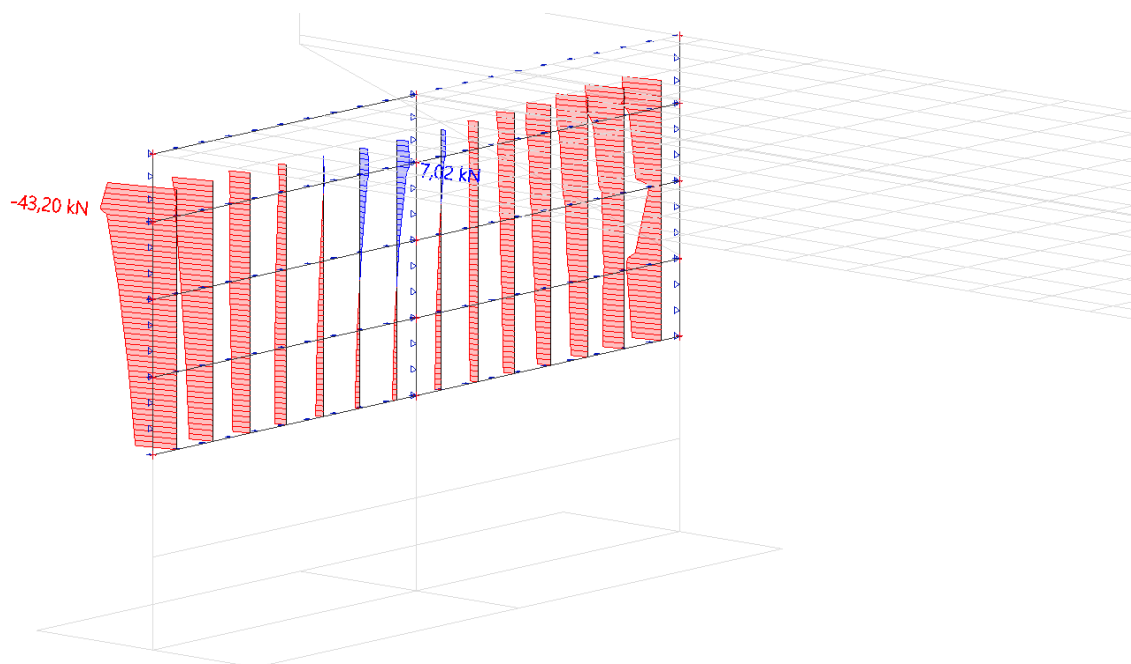
Obr. 88 ZS3; Vz



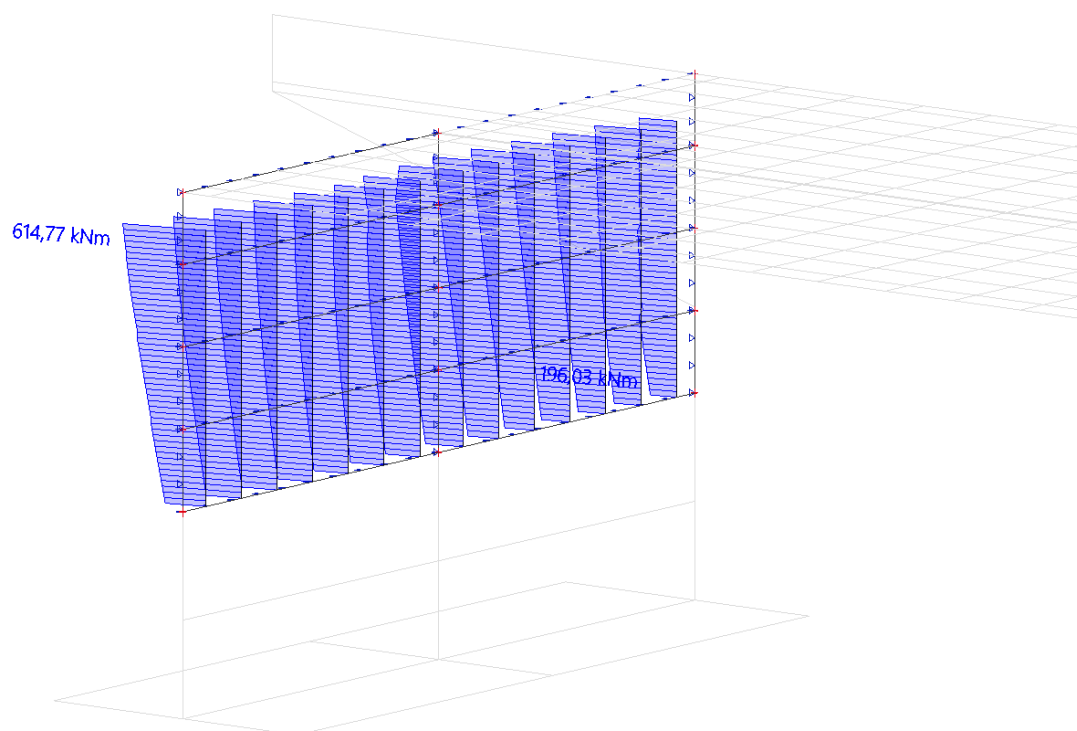
Obr. 89 ZS4; M_y



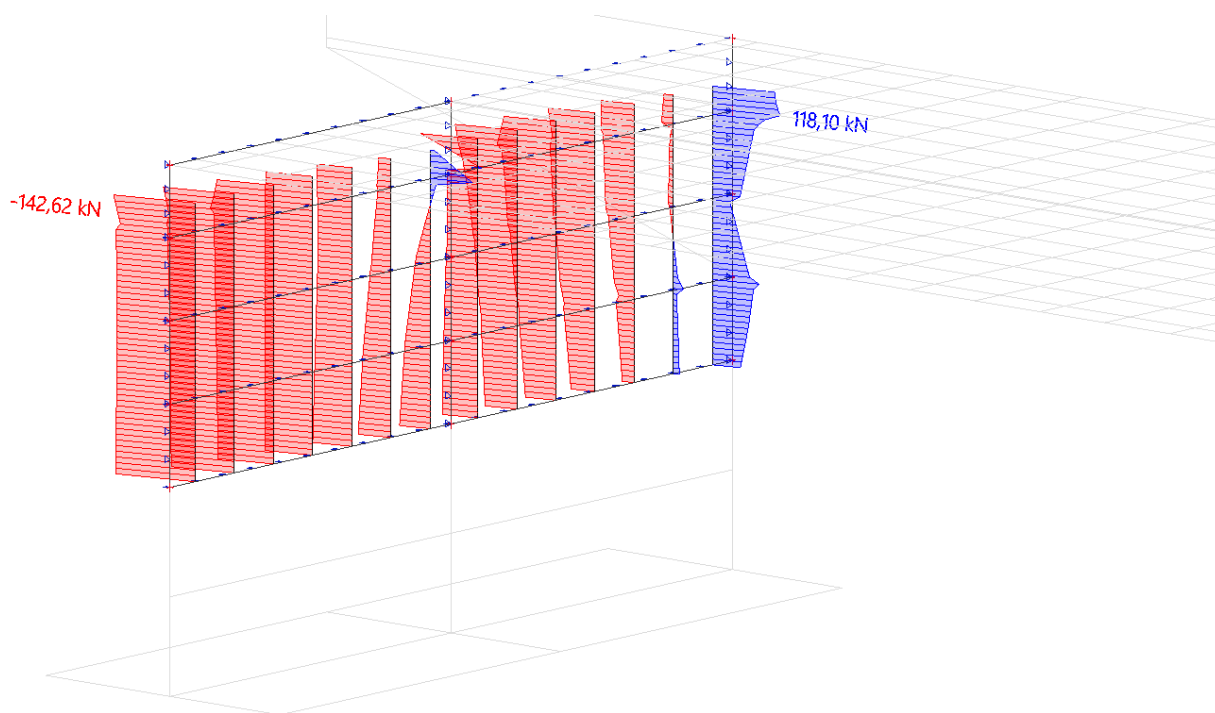
Obr. 90 ZS4; N



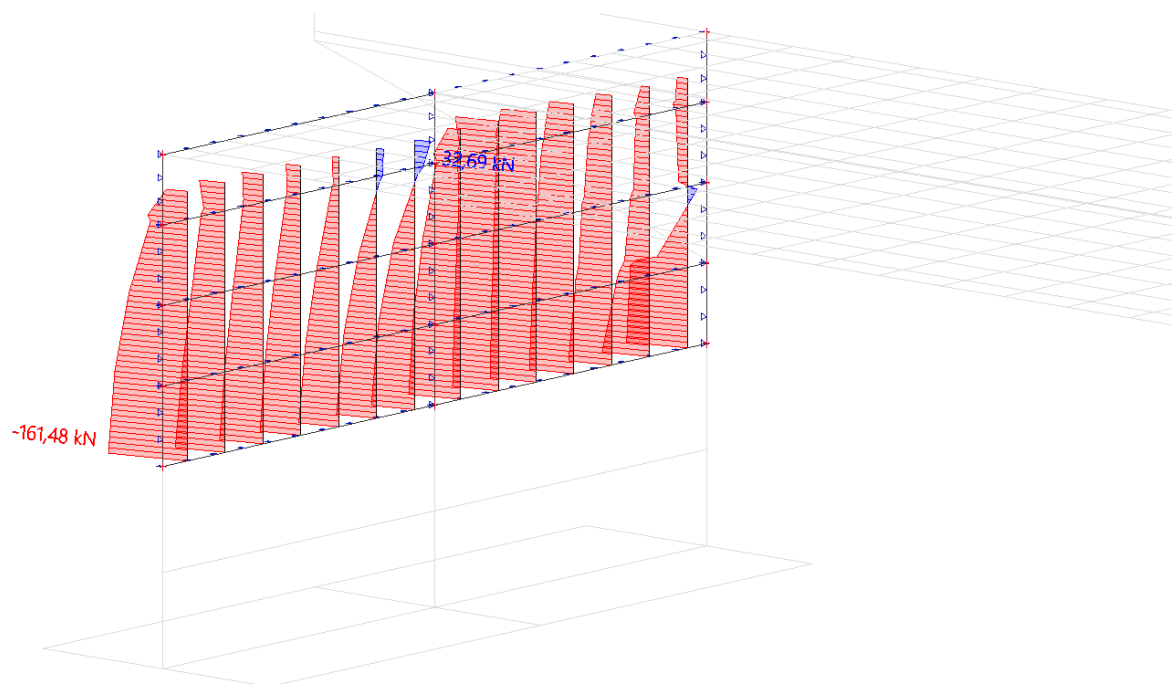
Obr. 91 ZS4; Vz



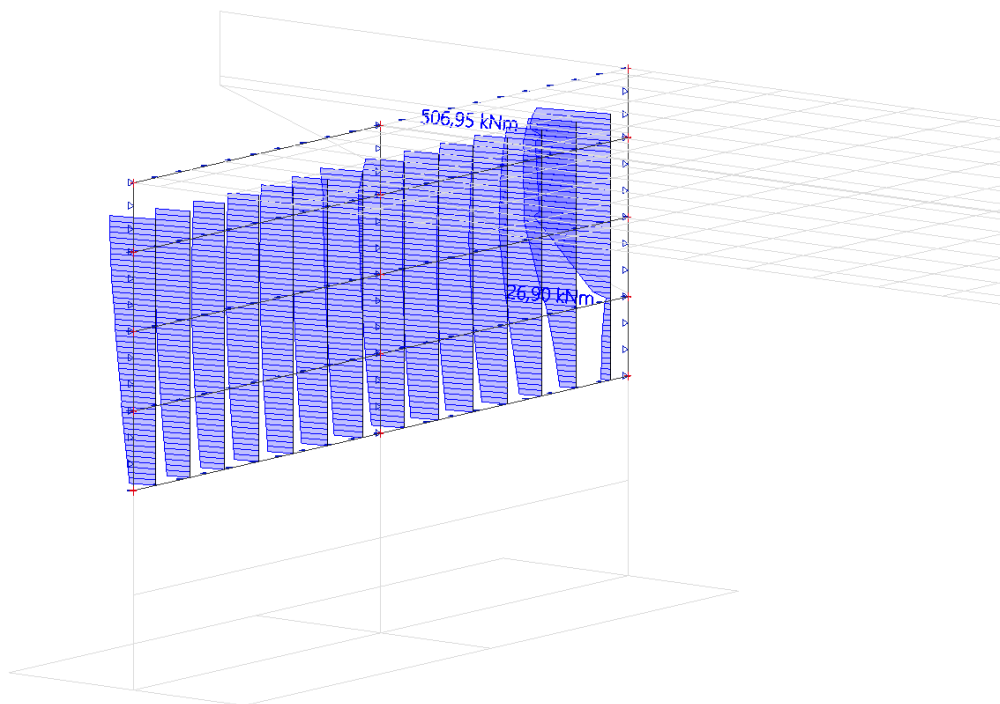
Obr. 92 ZS5; My



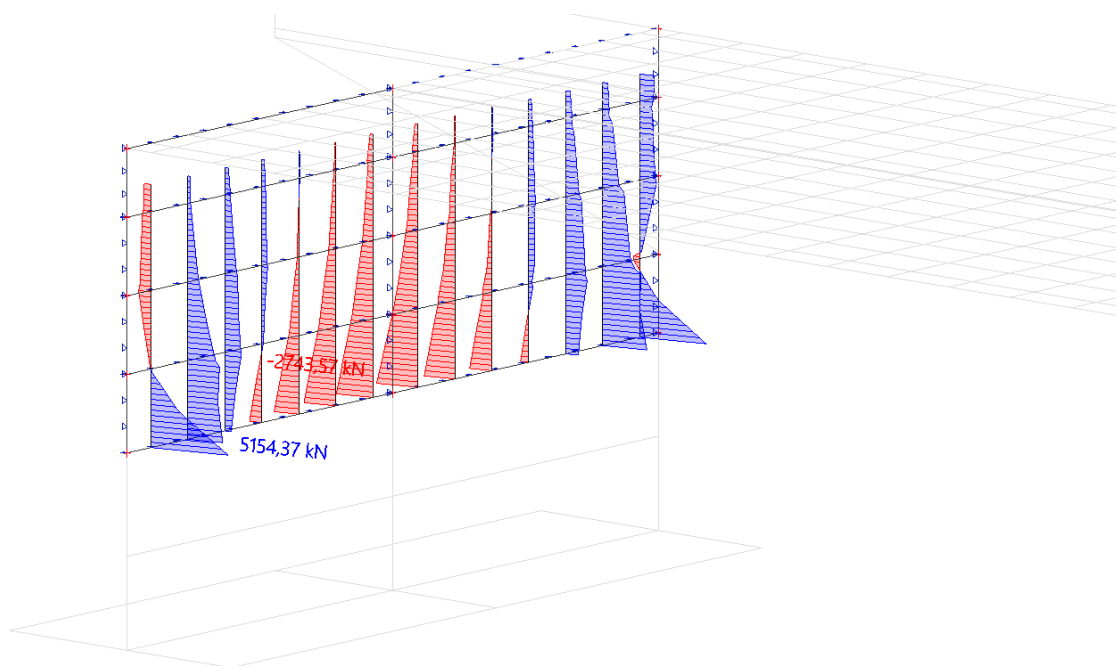
Obr. 93 ZS5; N



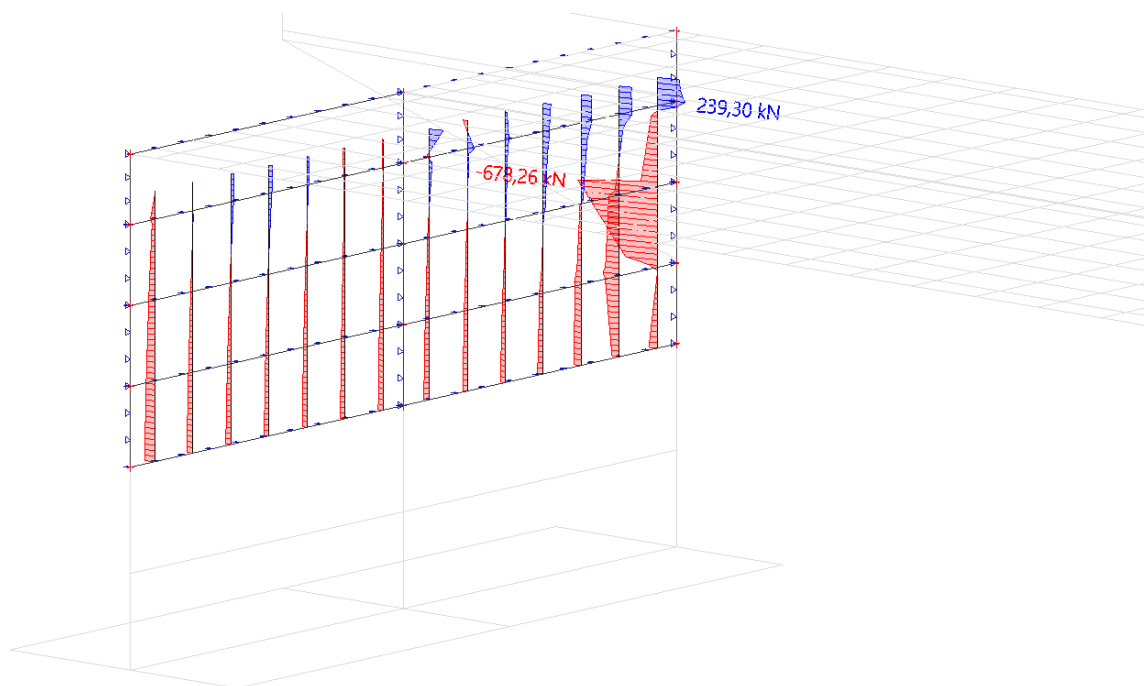
Obr. 94 ZS5; Vz



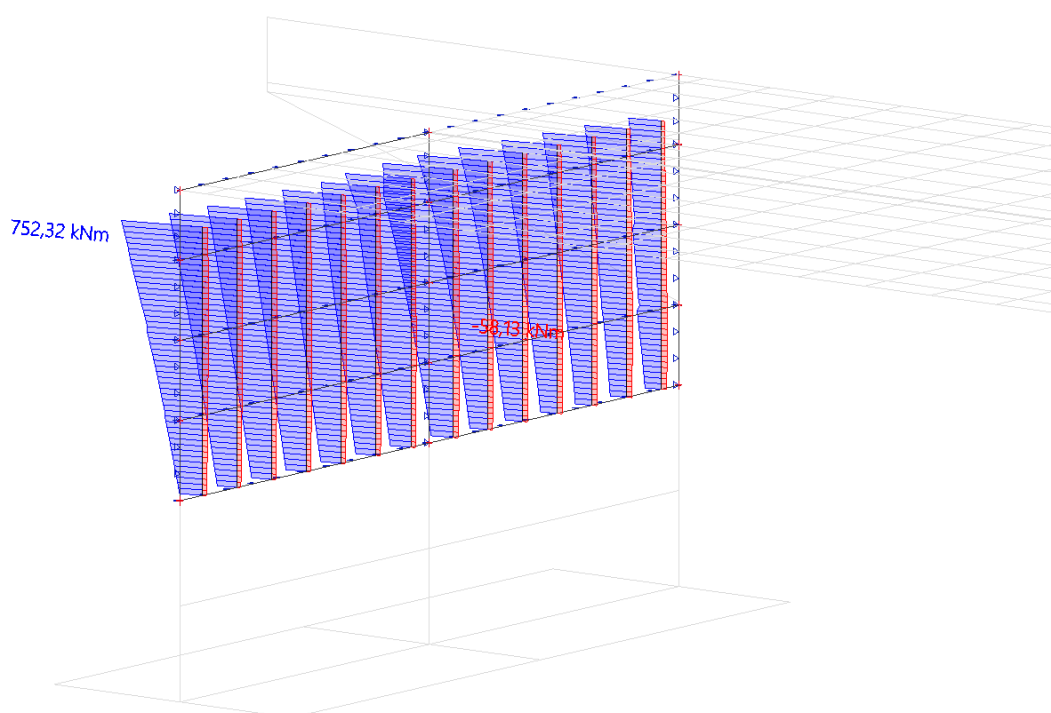
Obr. 95 ZS6; M_y



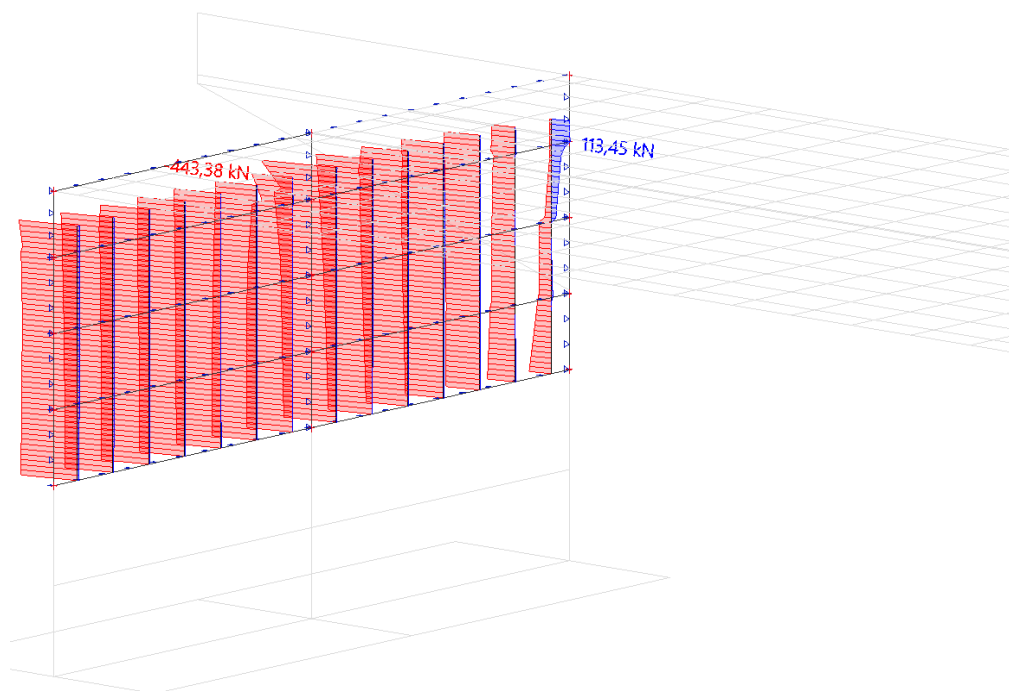
Obr. 96 ZS6; N



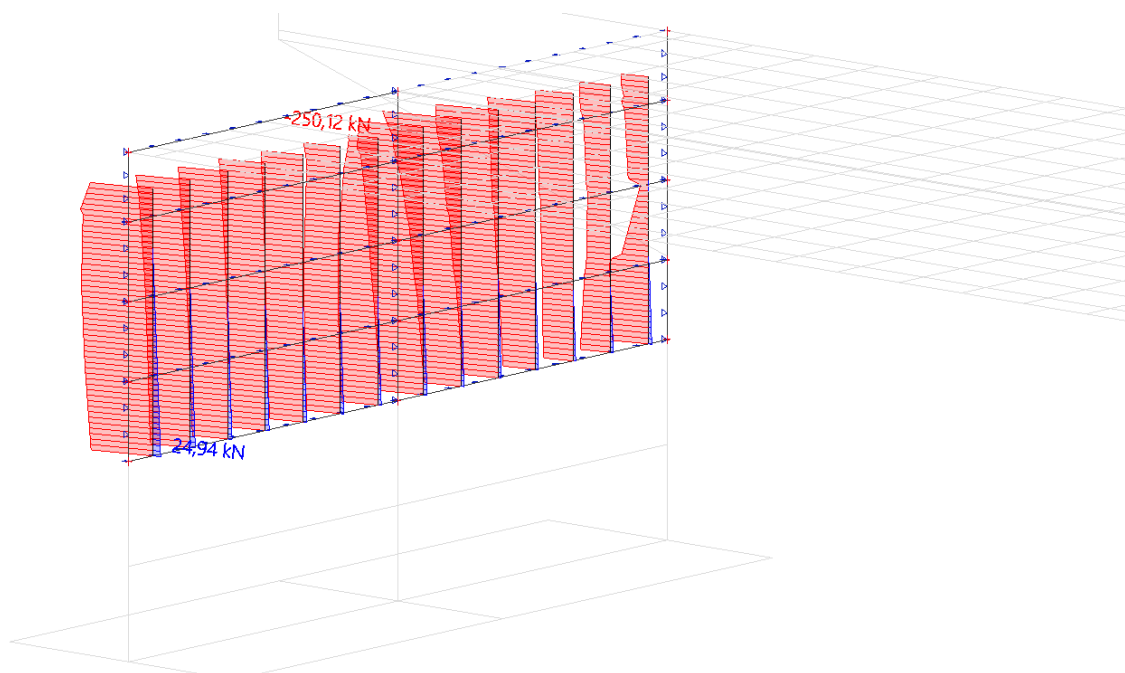
Obr. 97 ZS6; Vz



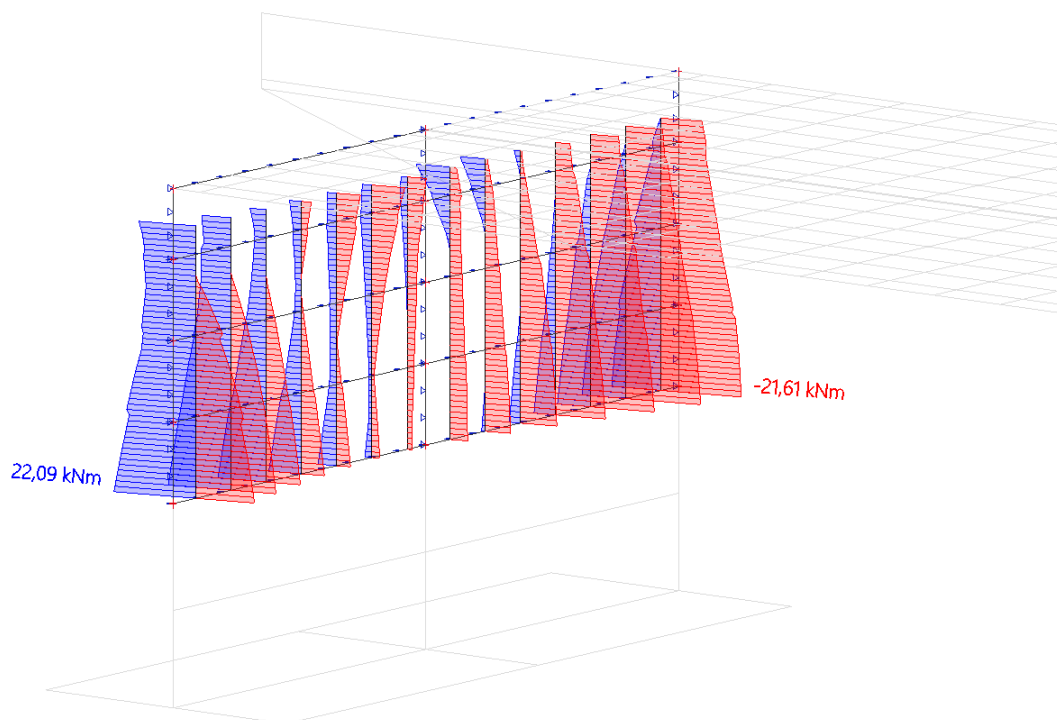
Obr. 98 ZS7; My



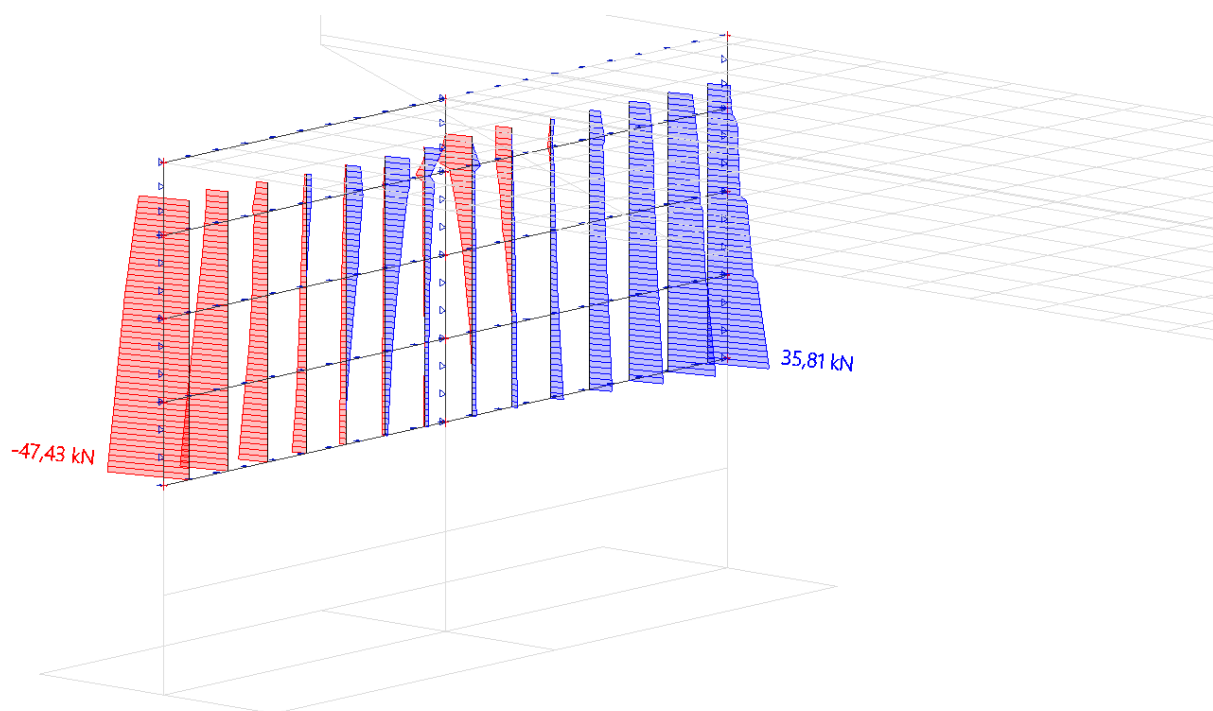
Obr. 99 ZS7; N



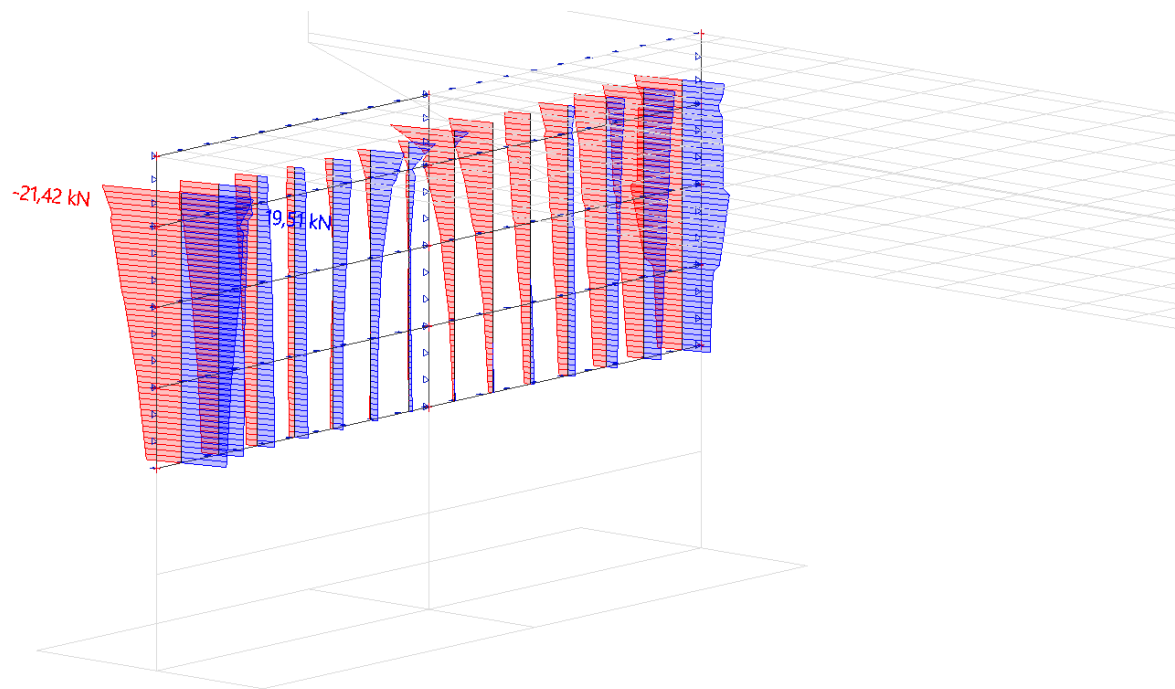
Obr. 100 ZS7; Vz



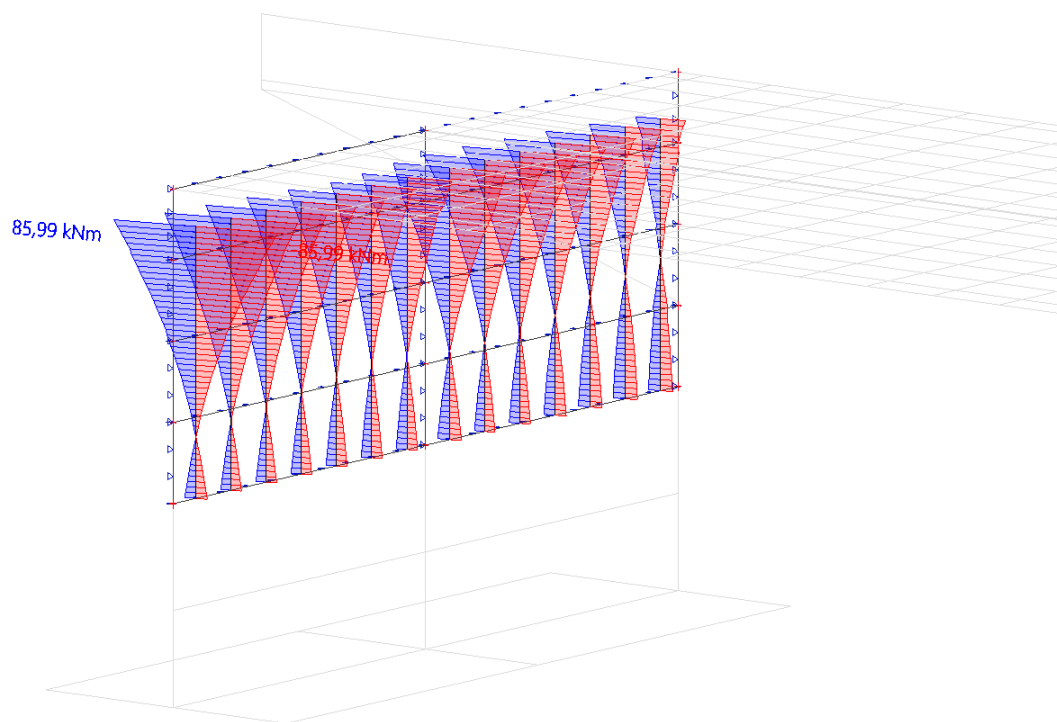
Obr. 101 ZS11; M_y



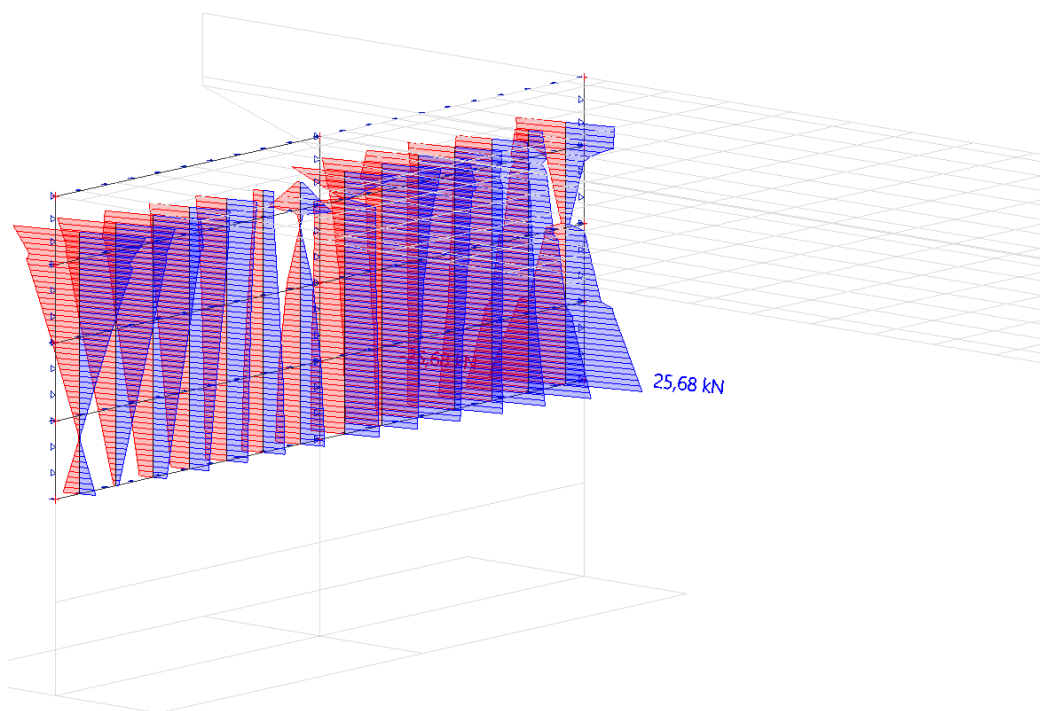
Obr. 102 ZS11; N



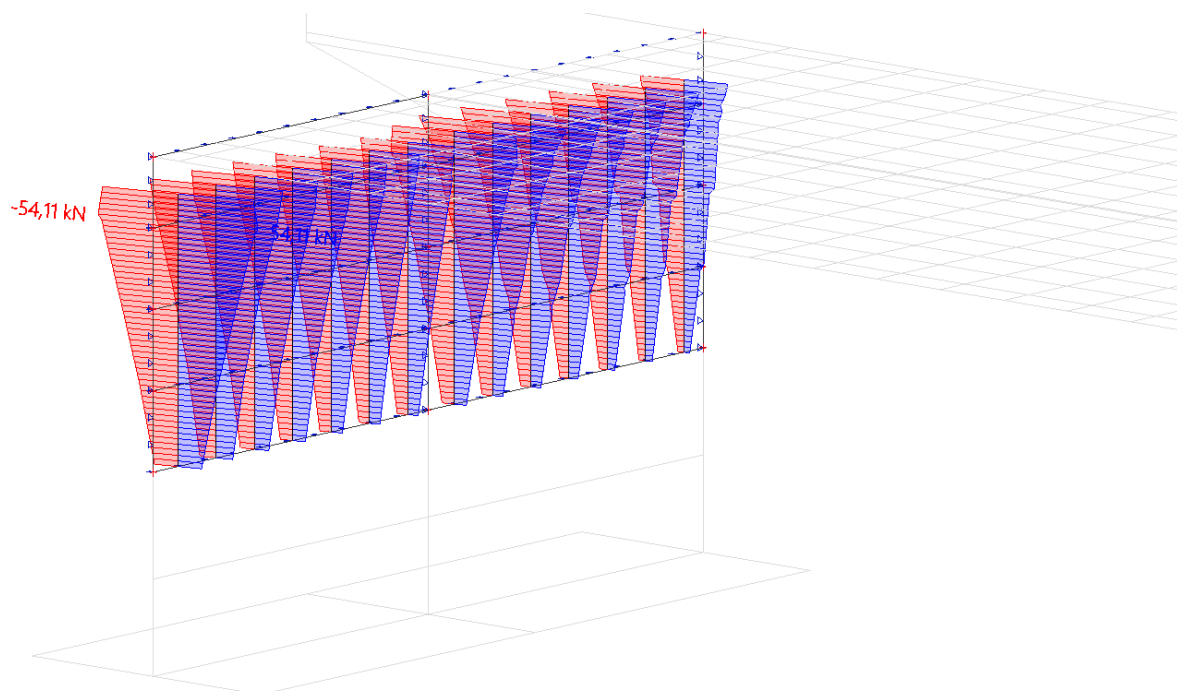
Obr. 103 ZS11; Vz



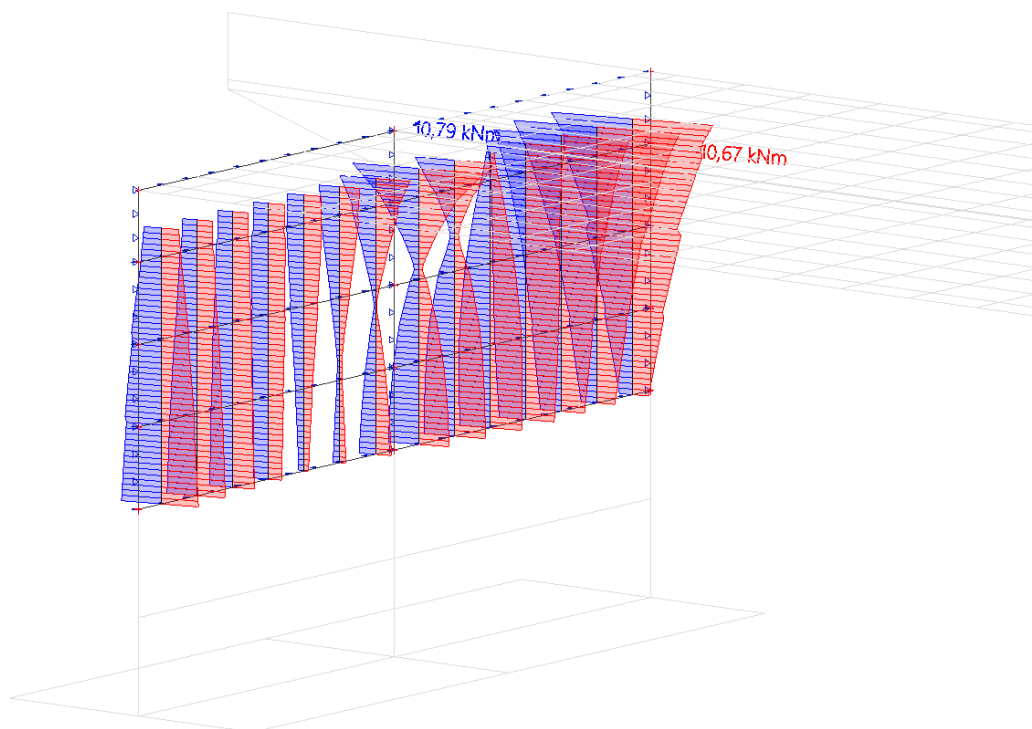
Obr. 104 ZS12; My



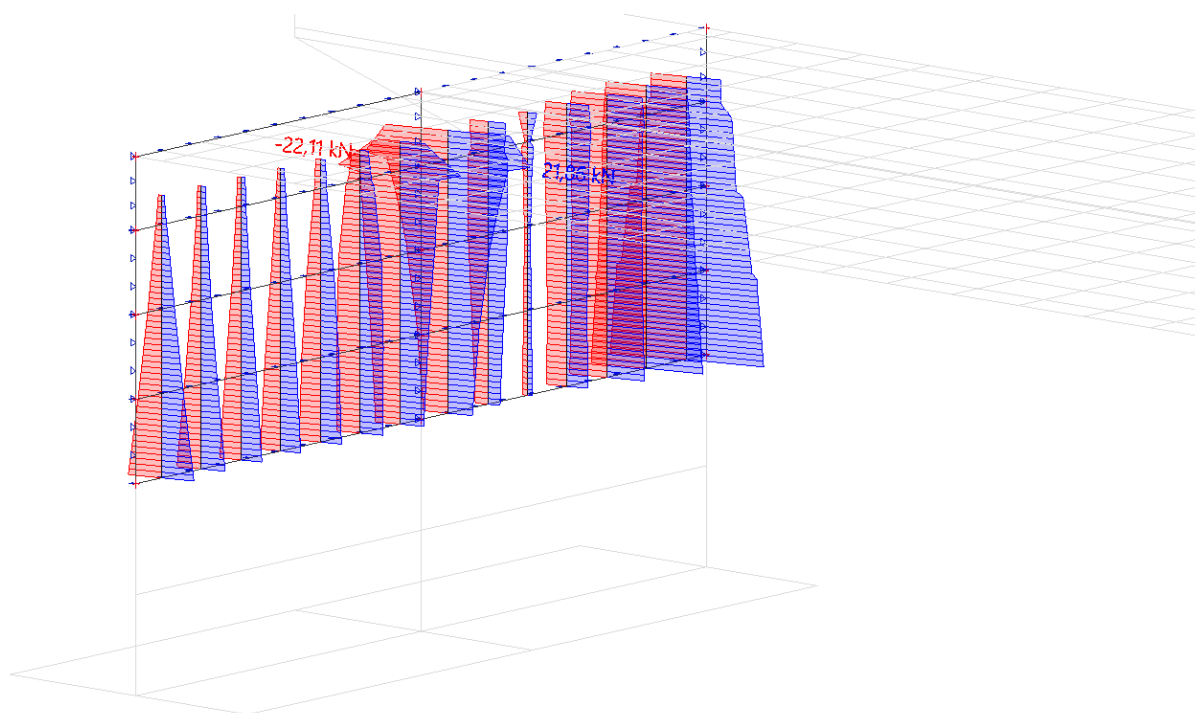
Obr. 105 ZS12; N



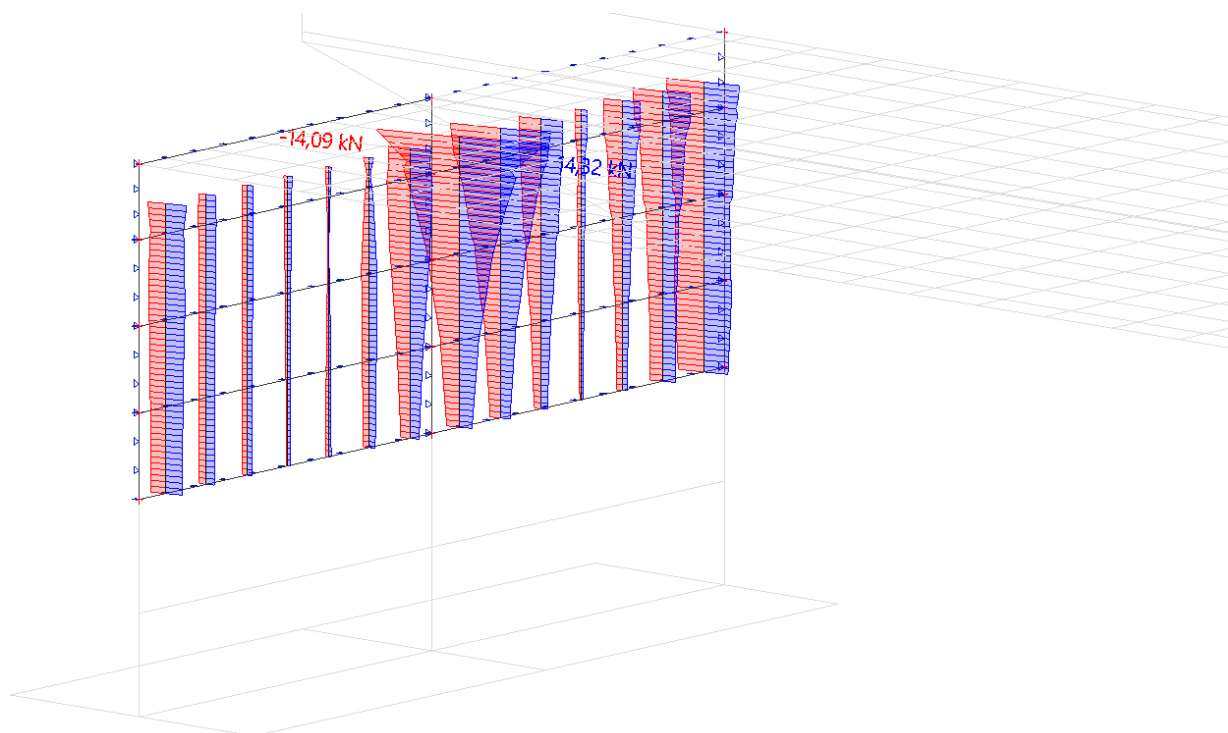
Obr. 106 ZS12; Vz



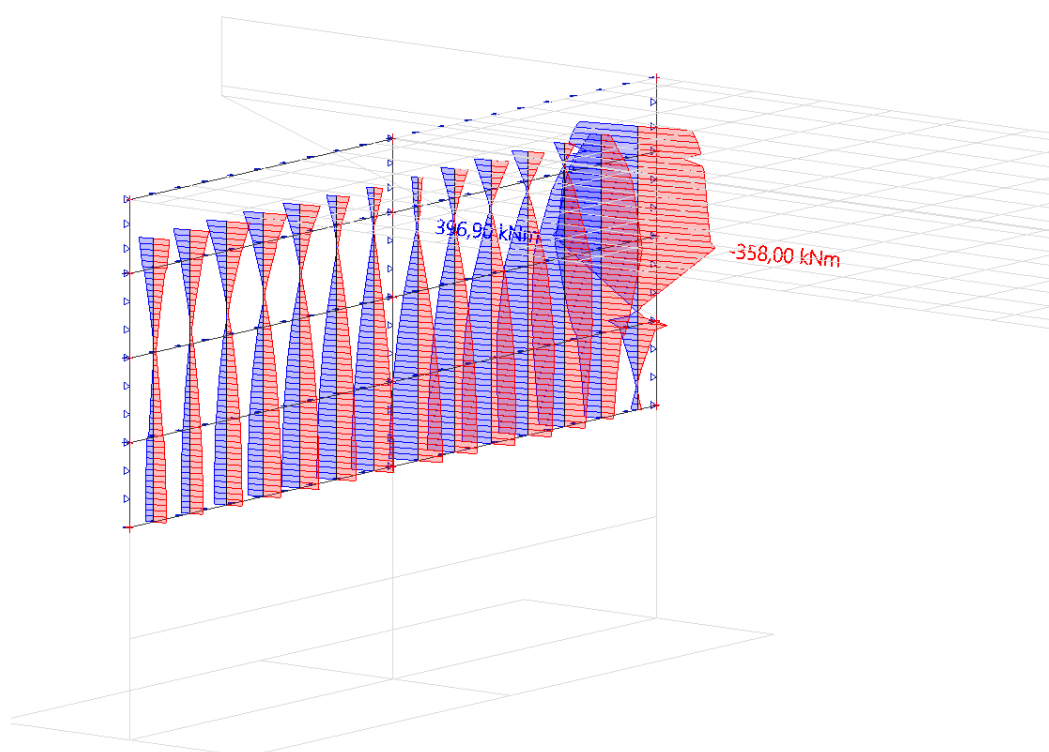
Obr. 107 ZS13; M_y



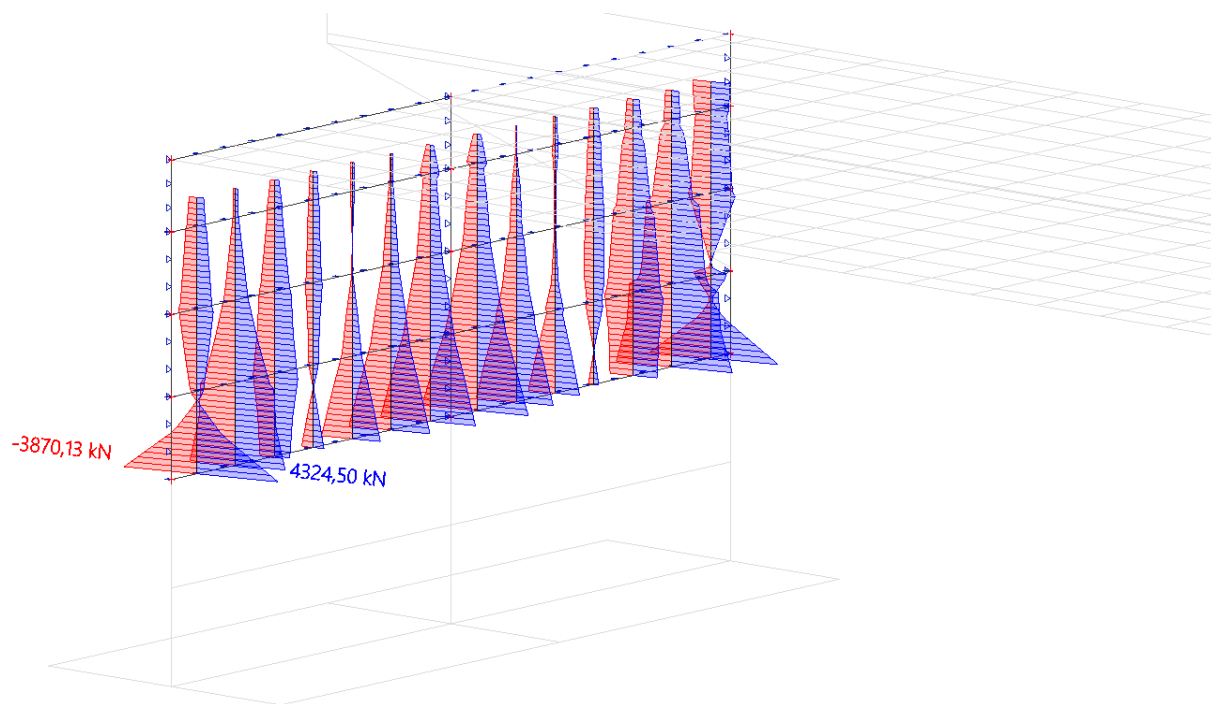
Obr. 108 ZS13; N



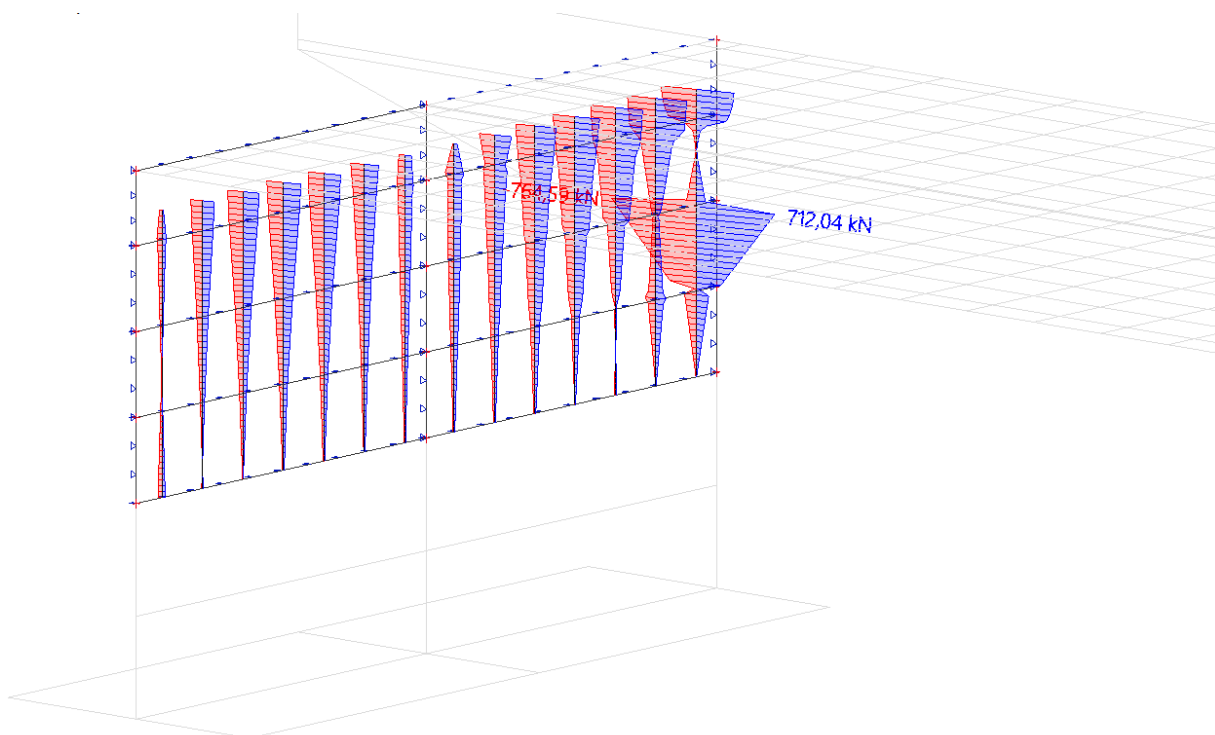
Obr. 109 ZS13; Vz



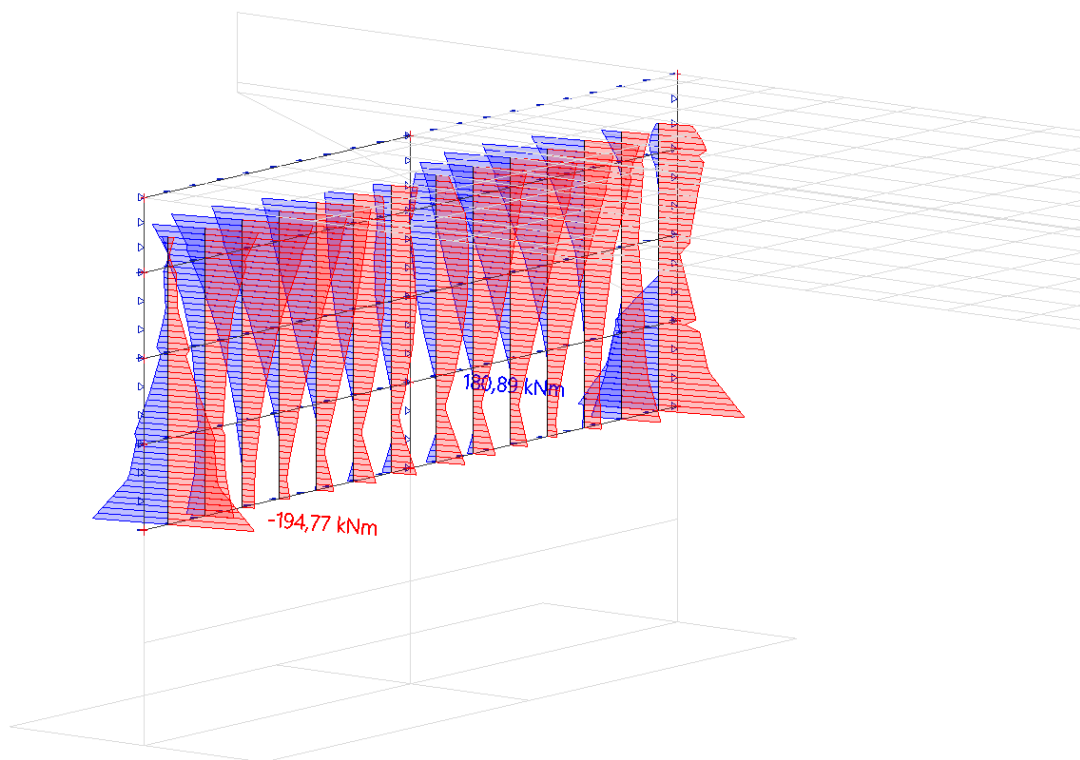
Obr. 110 ZS14; My



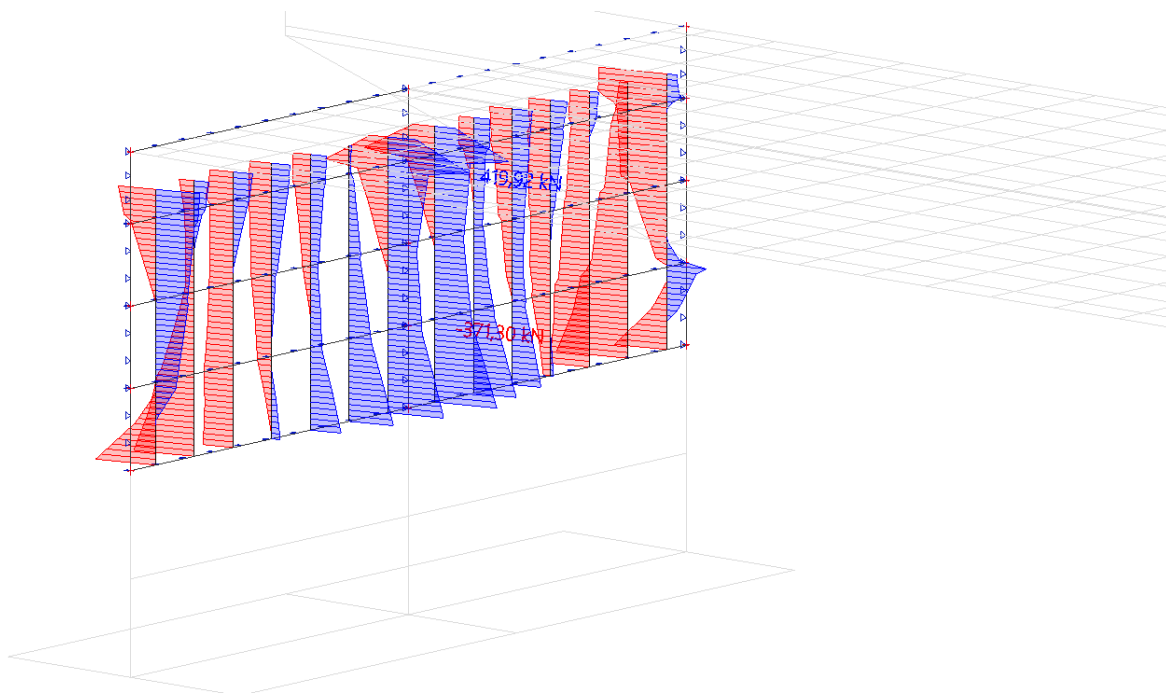
Obr. 111 ZS14; N



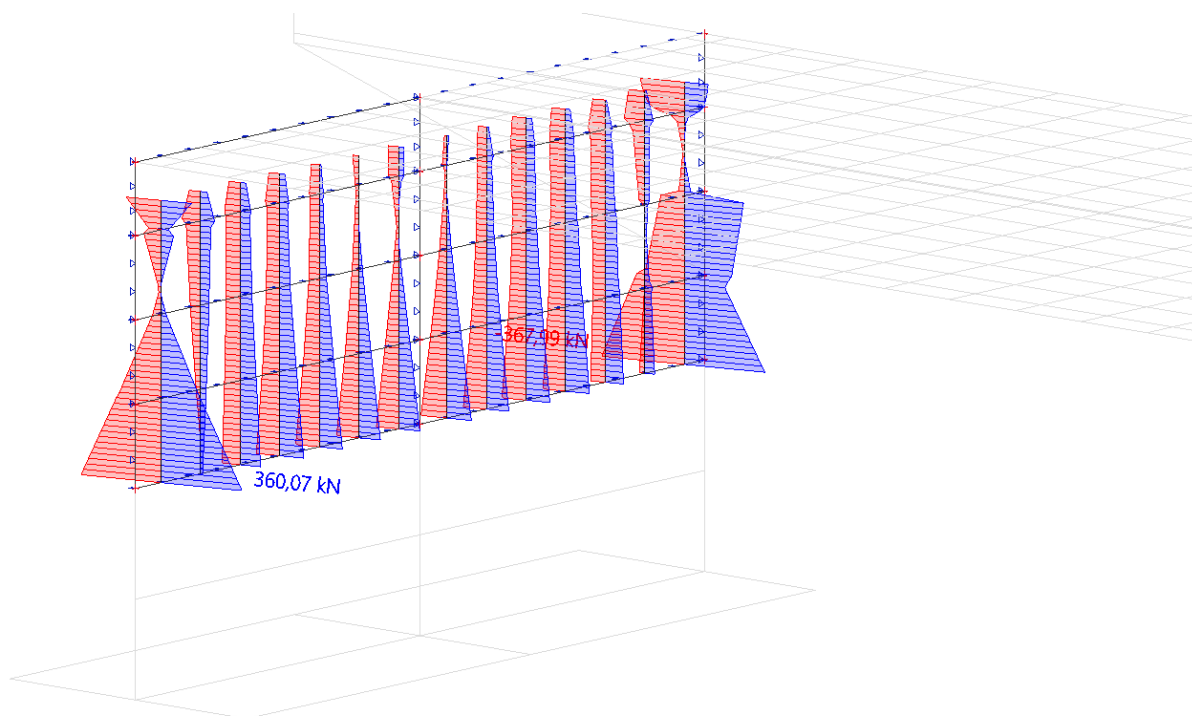
Obr. 112 ZS14; V_z



Obr. 113 ZS15; M_y



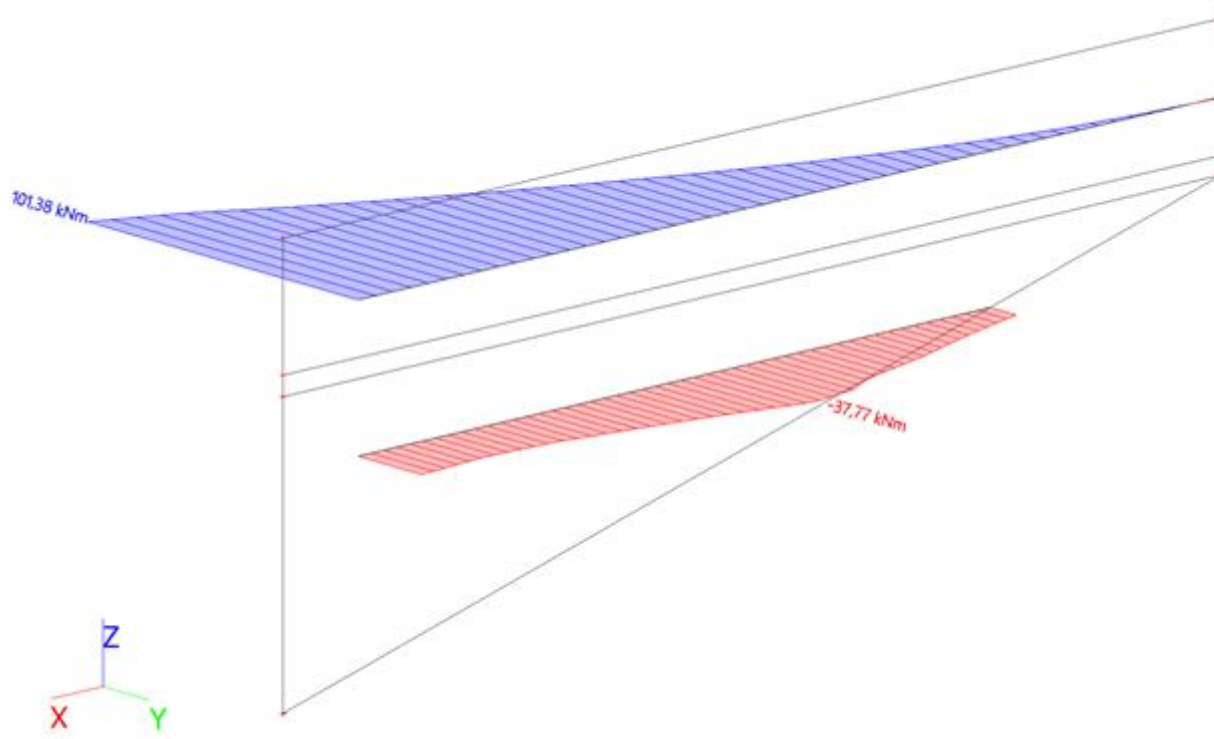
Obr. 114 ZS15; N



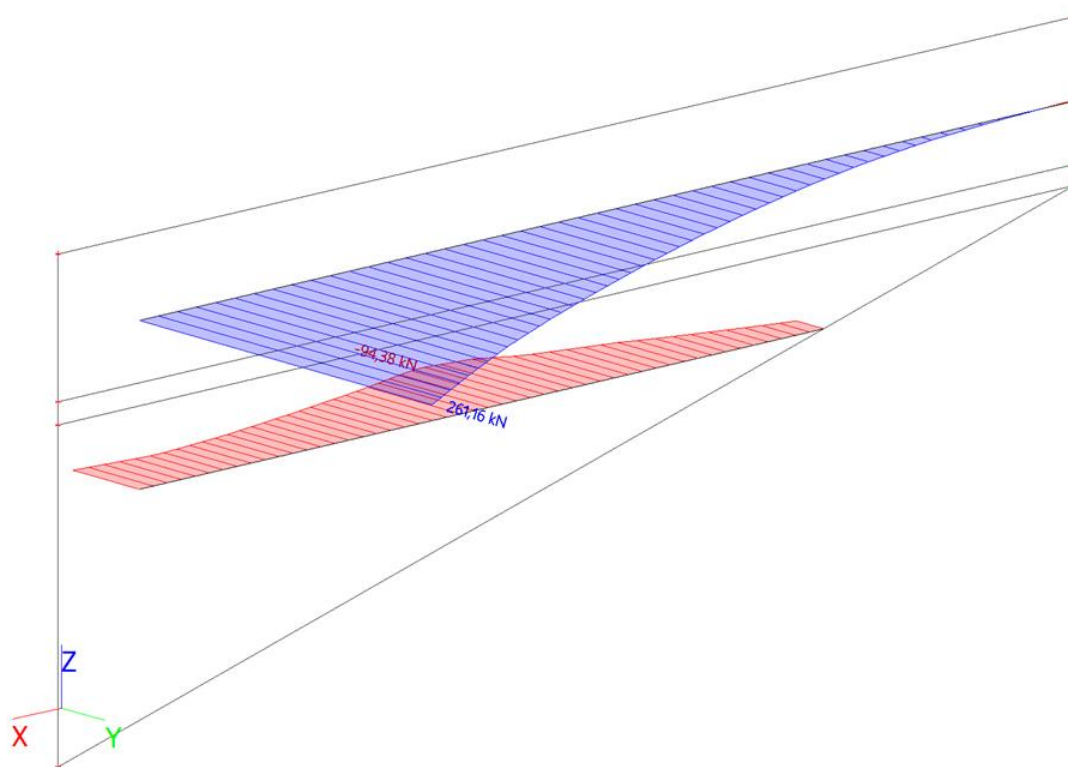
Obr. 115 ZS15; Vz

17 PŘÍLOHA 3 – VNITŘNÍ SÍLY – Křídla

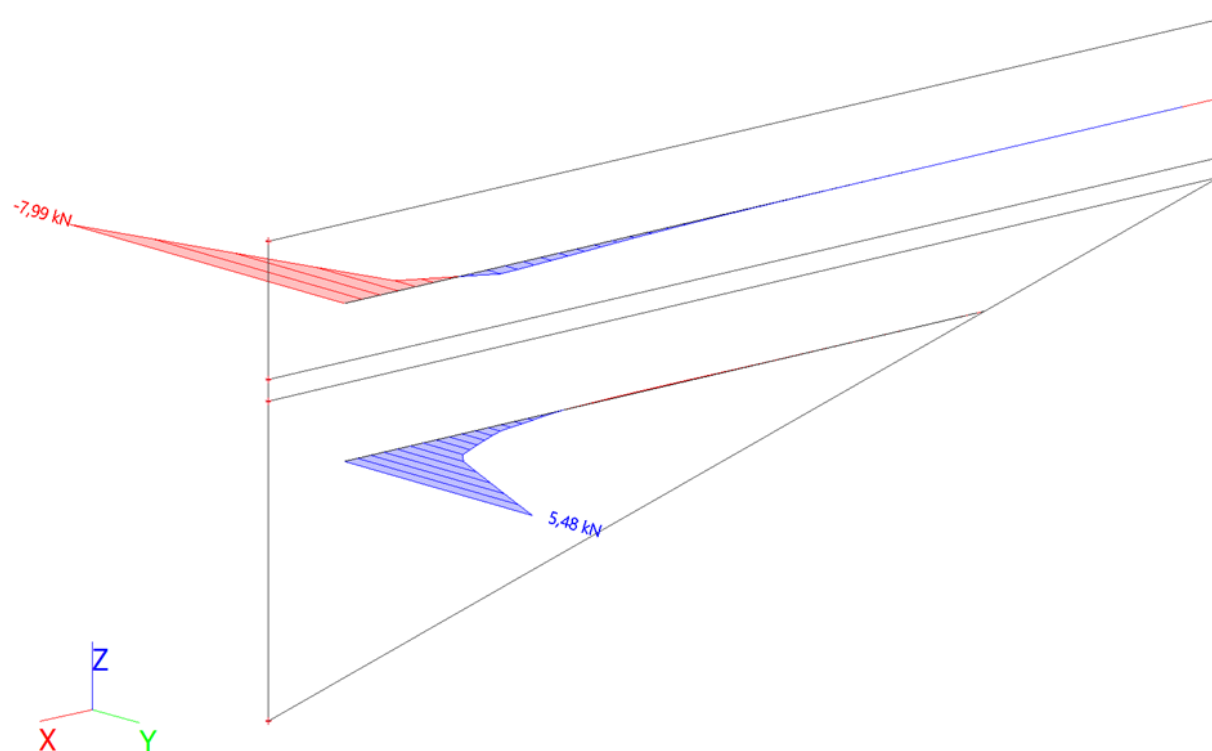
17.1 Rovnoběžná křídla



Obr. 116 ZS1; My

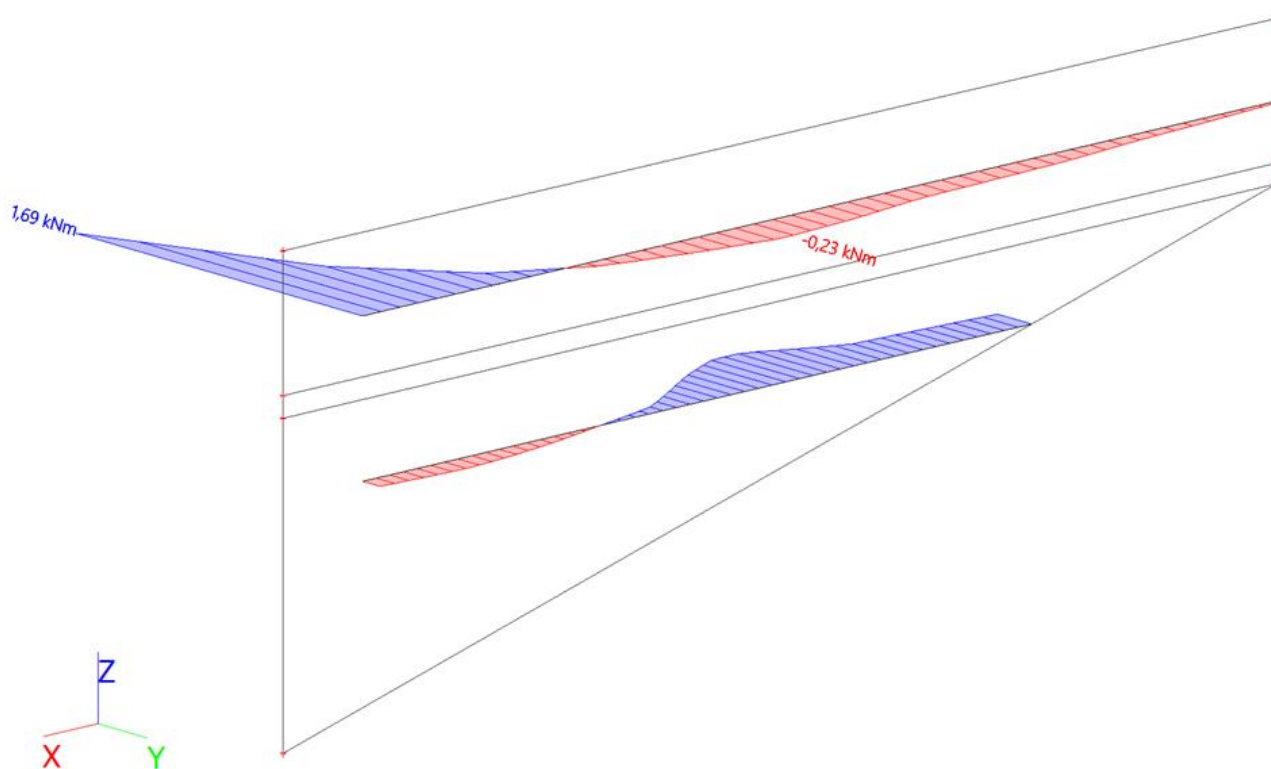


Obr. 117 ZS1; N

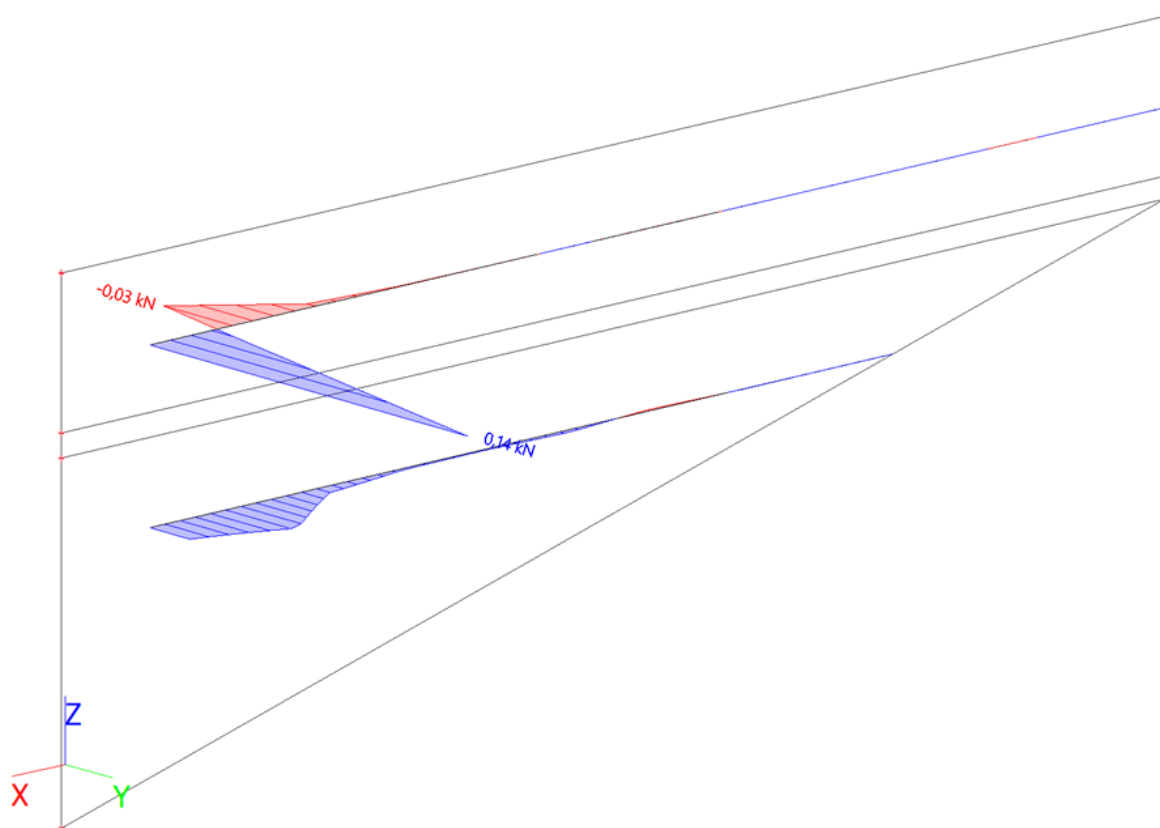


118 ZS1; V_z

Obr.

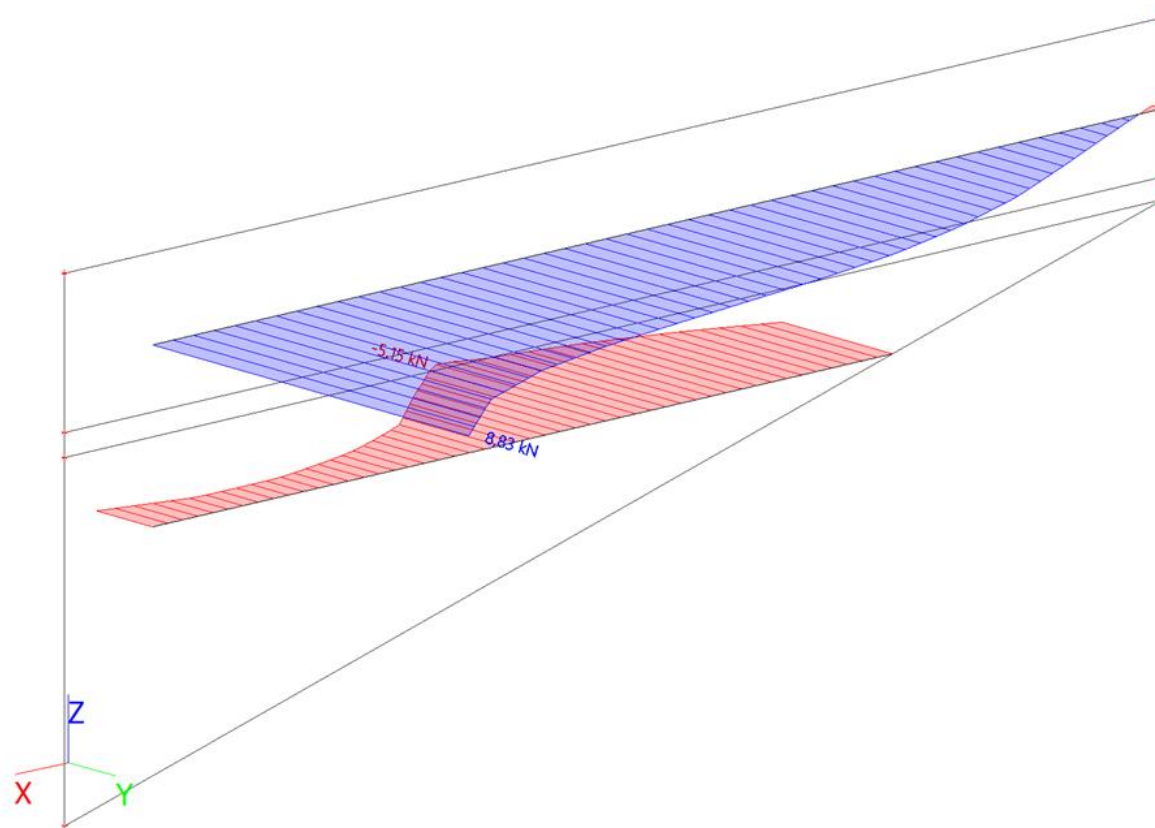


Obr. 119 Zatížení od zeminy; M_y



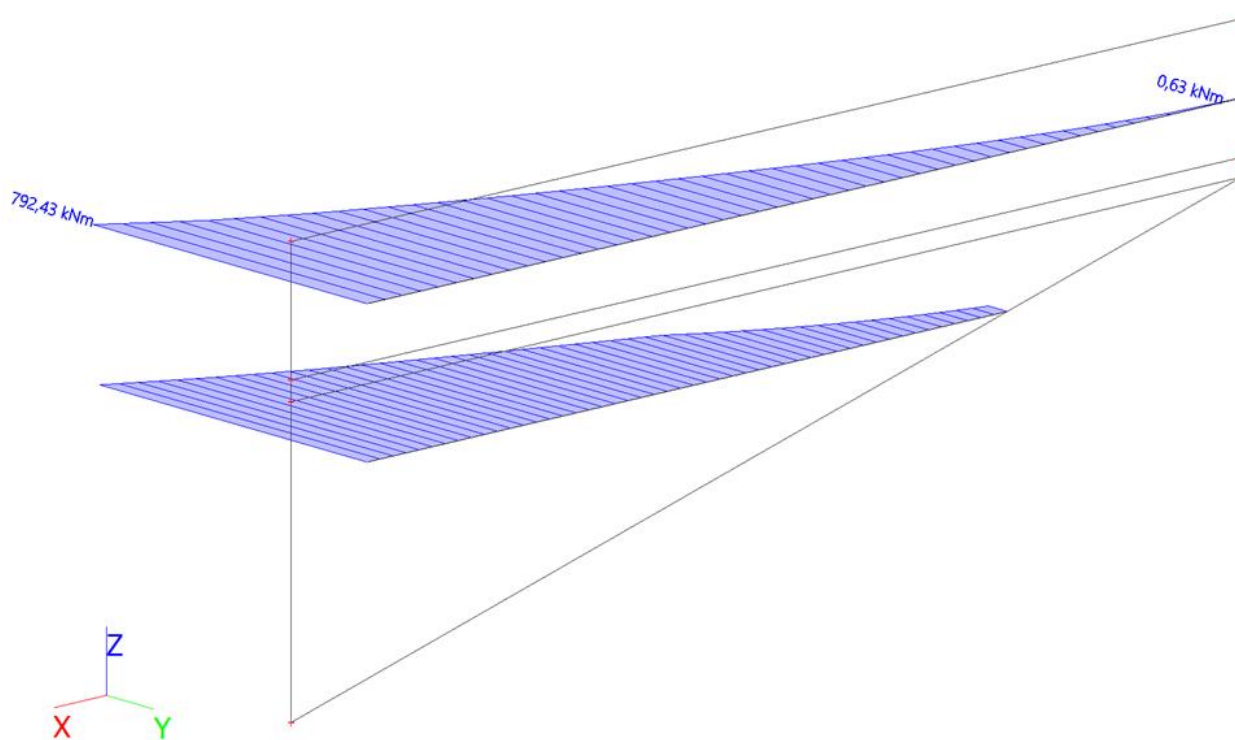
120 Zatížení od zeminy; N

Obr.



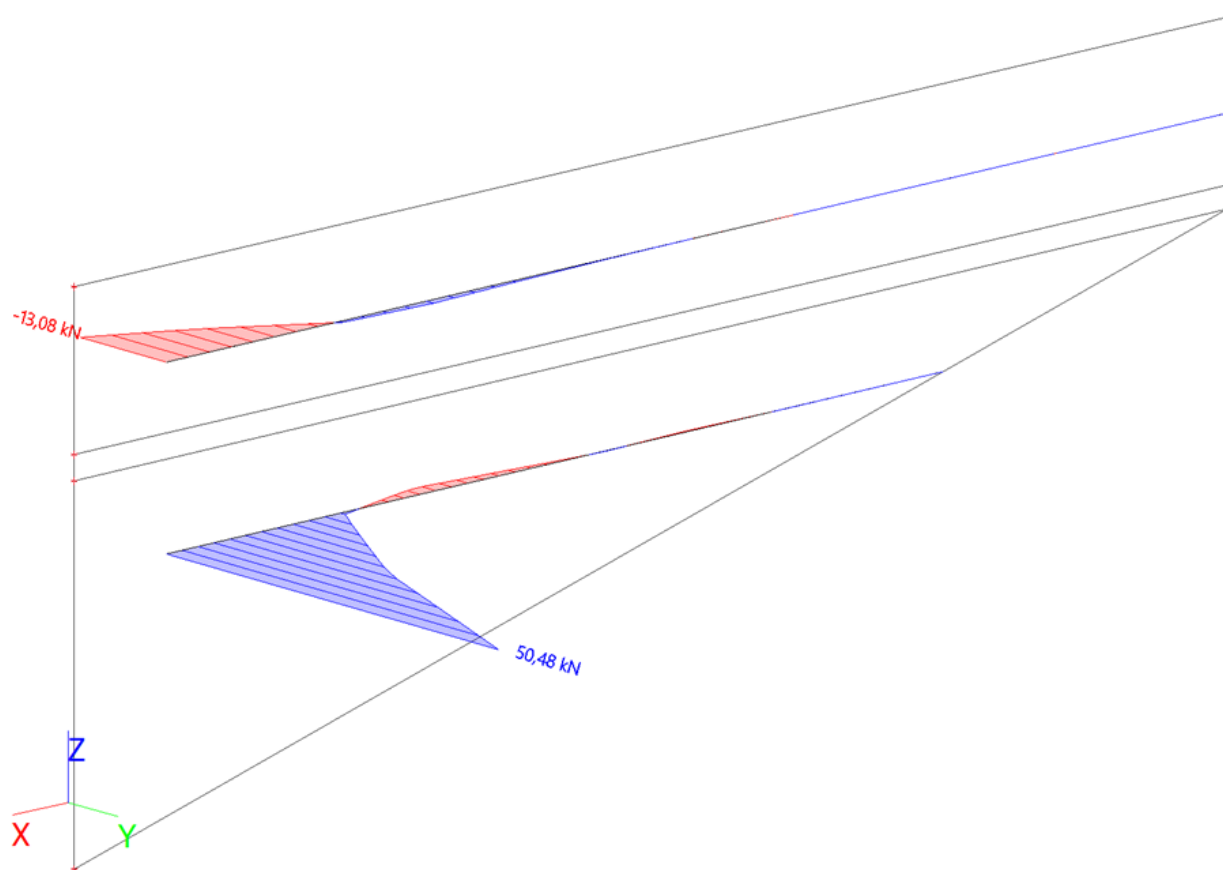
Zatížení od zeminy; V_z

Obr. 121



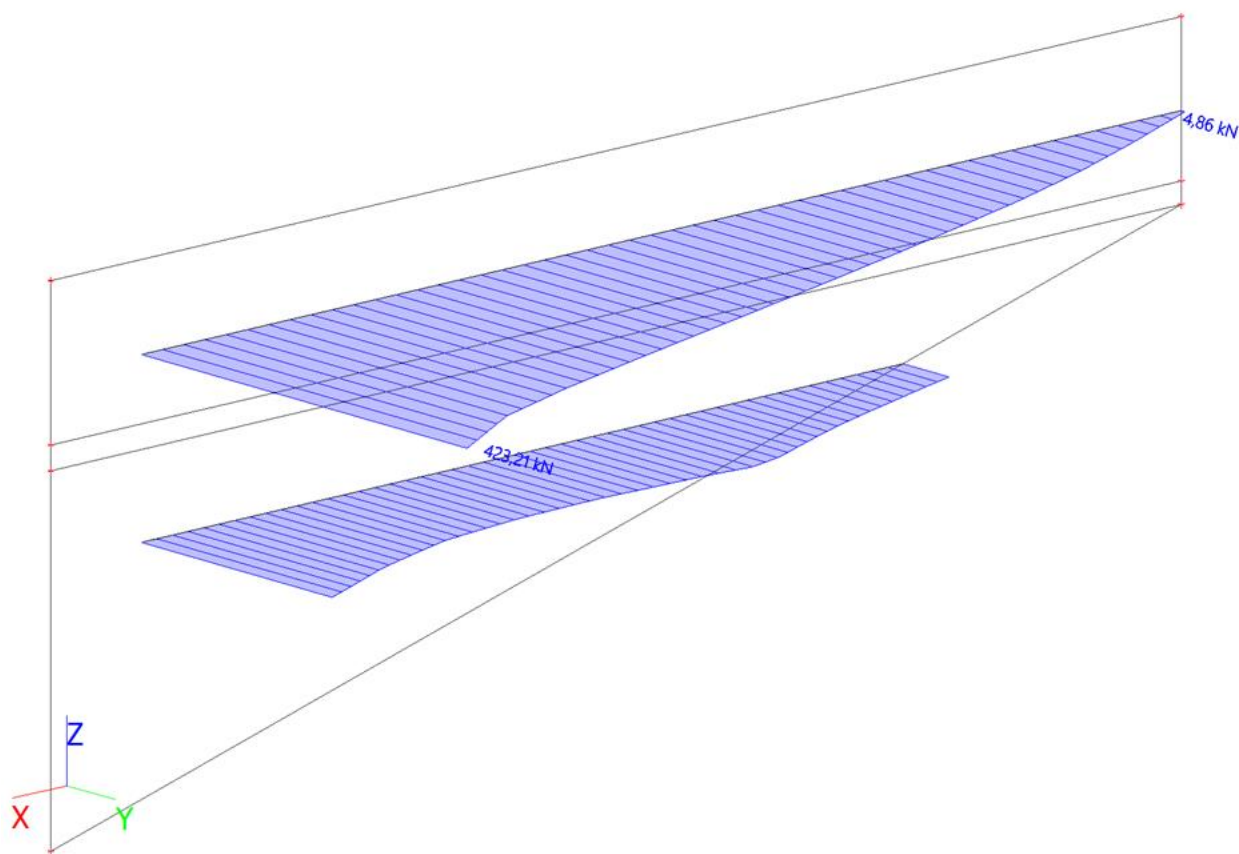
122 ZS17; M_y

Obr.



123 ZS17; N

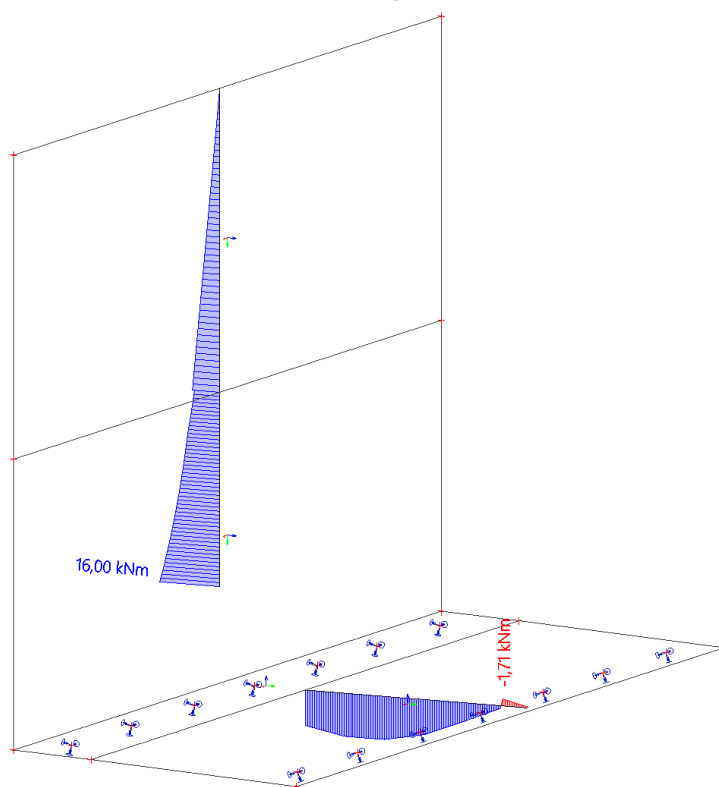
Obr.



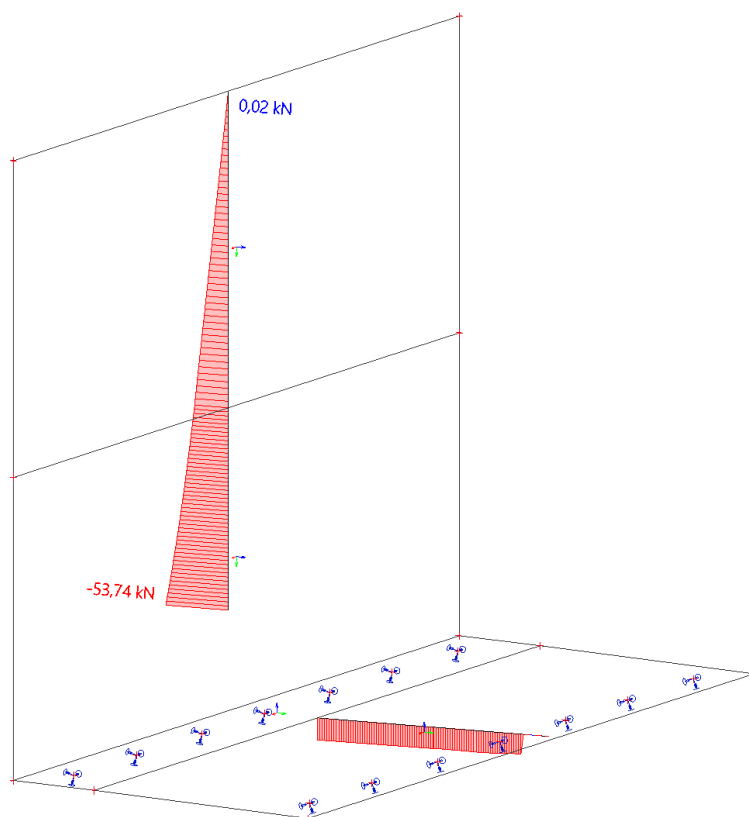
124 ZS17; Vz

Obr.

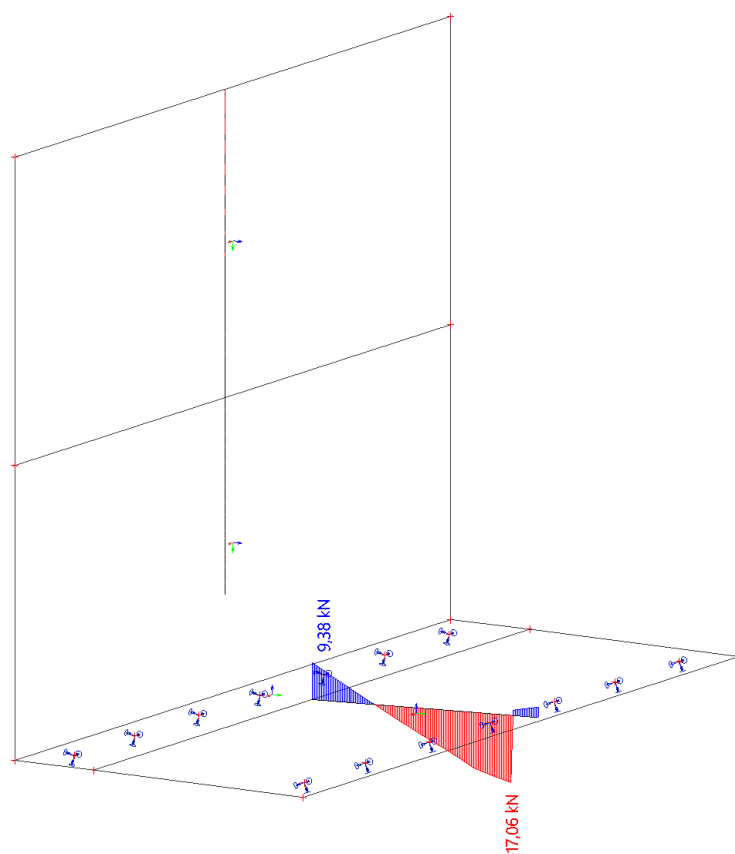
17.2 Kolmá křídla (opěrné stěny)



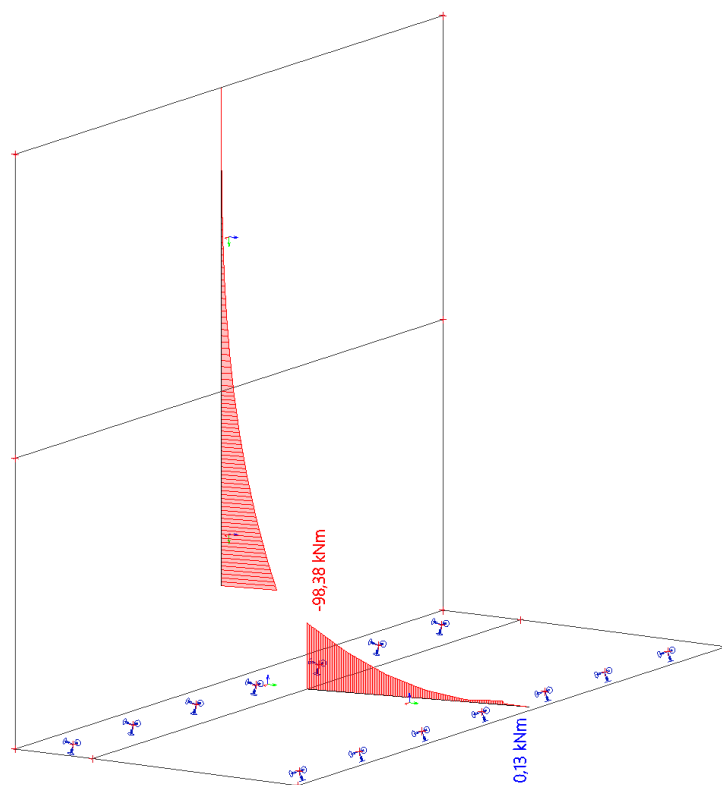
Obr. 125 ZS1; M_y



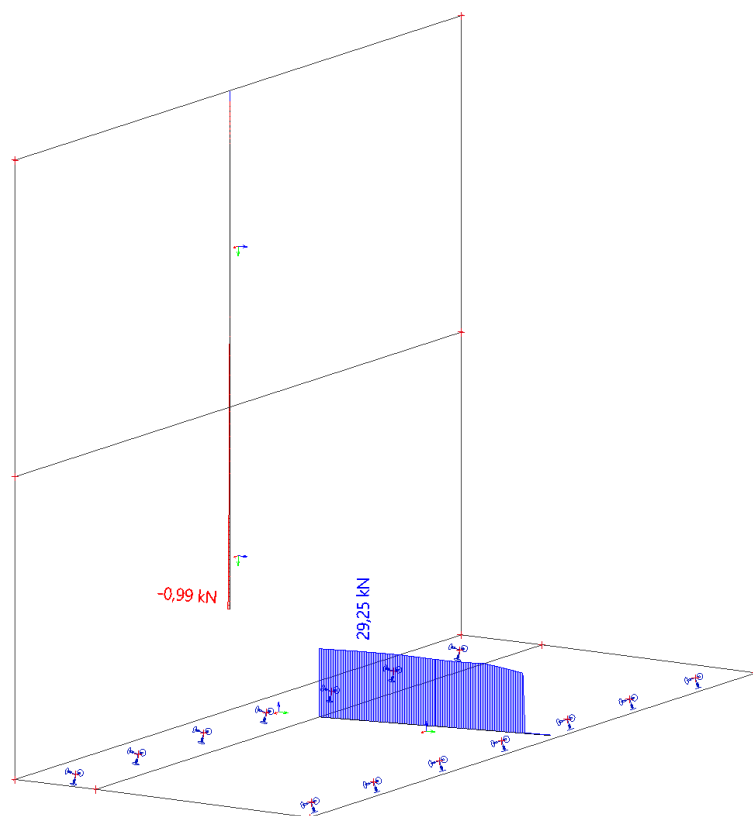
Obr. 126 ZS1; N



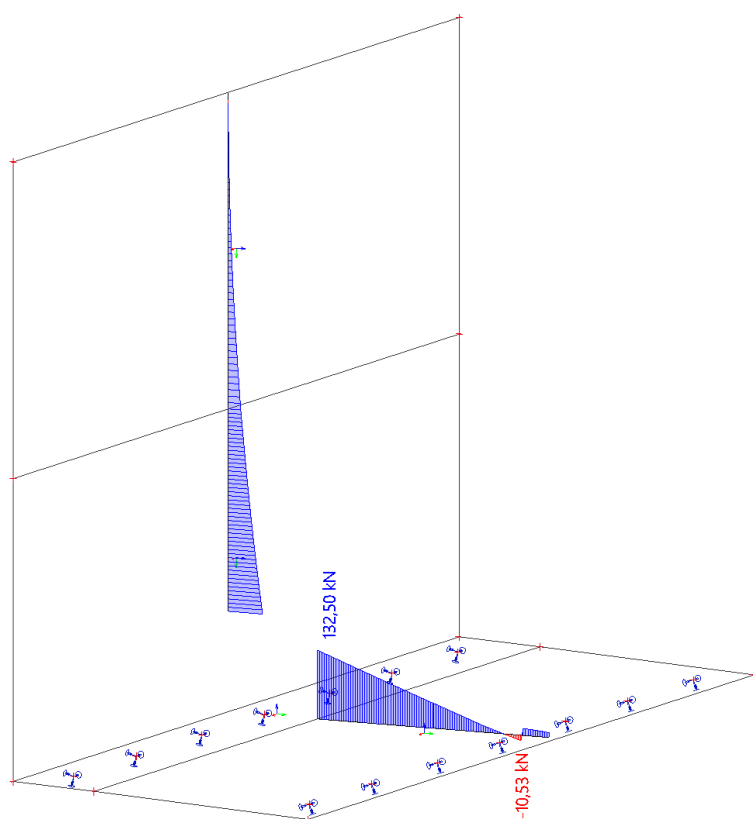
Obr. 127 ZS1; Vz



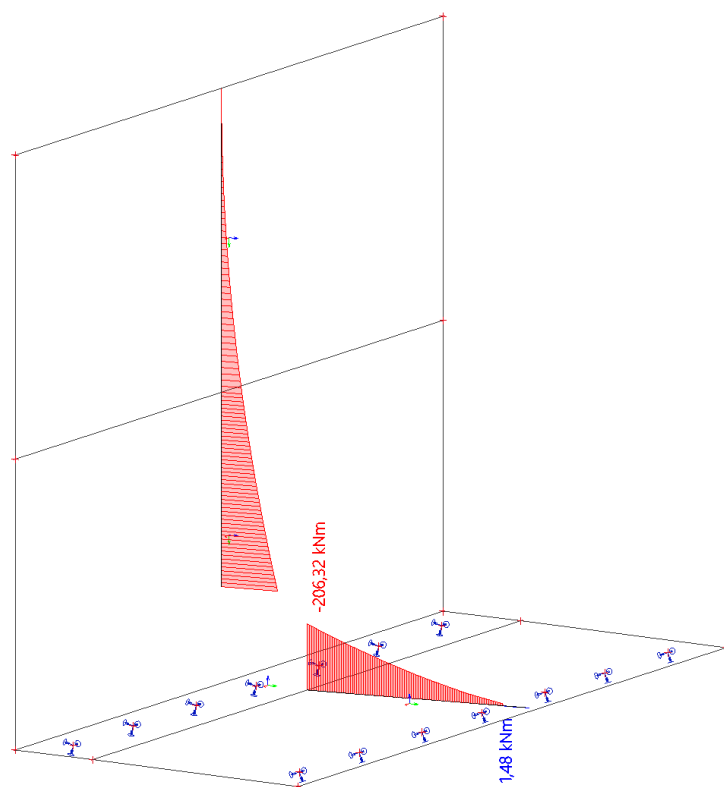
Obr. 128 Zatížení od zeminy; My



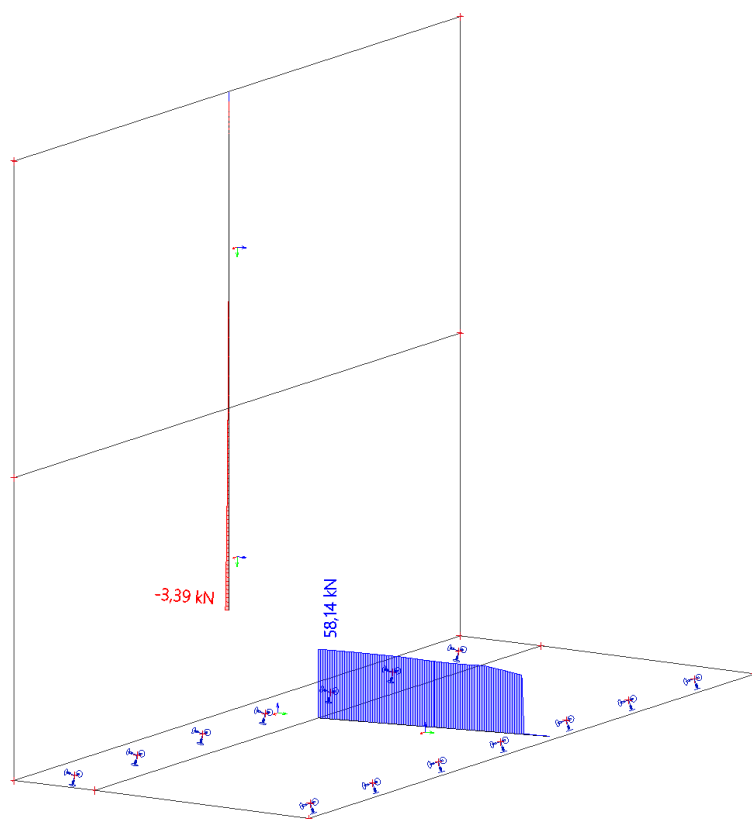
Obr. 129 Zatížení od zeminy; N



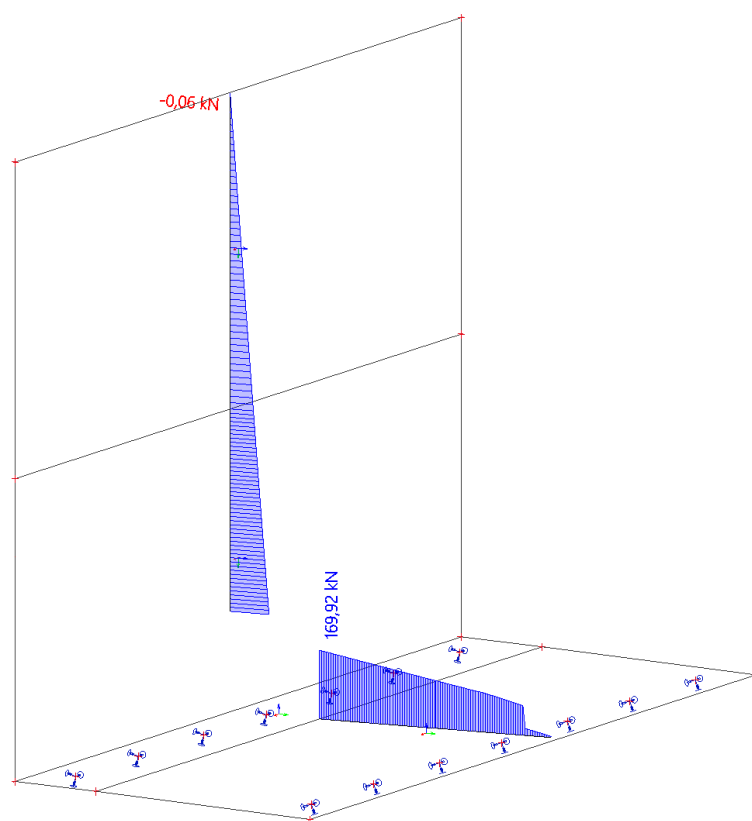
Obr. 130 Zatížení od zeminy; Vz



Obr. 131 ZS17; M_y



Obr. 132 ZS17; N



Obr. 133 ZS17; Vz