

České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Rekonstrukce železničního mostu v Chomutově The reconstruction of the railway bridge in Chomutov


Vypracoval: Jaroslav Pajdučák

Vedoucí práce: doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha: 2019/2020

ZPRACOVAL JAROSLAV PAJDUČÁK	VEDOUcí BAKALÁŘSKÉ PRÁCE DOC. ING. PAVEL RYJÁČEK, Ph.D.	ŠKOLNÍ ROK 2019–2020		ČVUT ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
OBOR: KONSTRUKCE A DOPRAVNÍ STAVBY				
PŘEDMĚT: 124BAPC				
TÉMA BAKALÁŘSKO PRÁCE: REKONSTRUKCE ŽELEZNIČNÍHO MOSTU V CHOMUTOVĚ		DATUM: KVĚTEN 2020		
PŘÍLOHA: STATICKÝ VÝPOČET		MĚŘÍTKO:	FORMÁT: A4	ČÍSLO PŘÍLOHY: 2

OBSAH:

1	ÚVOD	7
2	ÚVODNÍ ÚDAJE	8
2.1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE O STAVBĚ	8
3	ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTU	9
3.1	ZÁKLADNÍ ÚDAJE	9
3.2	TECHNICKÝ POPIS	9
3.2.1	<i>Nosná konstrukce mostu</i>	9
3.2.2	<i>Opěry</i>	9
3.2.3	<i>Křídla</i>	9
4	TECHNICKÝ POPIS STÁVAJÍCÍHO STAVU OBJEKTU	10
4.1	POPIS JEDNOTLIVÝCH ČÁSTÍ OBJEKTU	10
4.2	VÝSLEDKY PRŮZKUMNÝCH PRACÍ.....	10
4.3	DOSAVADNÍ INŽENÝRSKÉ SÍTĚ NA MOSTĚ A V JEHO OKOLÍ.....	10
5	ZDŮVODNĚNÍ NAVRŽENÉHO TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ	10
6	PODKLADY	10
6.1	SMLUVNÍ PODKLADY.....	10
6.2	ZPRACOVANÉ DOKUMENTACE.....	10
6.3	GEODETICKÉ PODKLADY	11
6.4	OSTATNÍ POUŽITÉ PODKLADY	11
7	ÚZEMNÍ PODMÍNKY	12
7.1.1	<i>Územní podmínky</i>	12
7.1.2	<i>Geotechnické podmínky</i>	12
7.1.2.1	<i>Úvod</i>	12
7.1.2.2	<i>Psaný geotechnický profil</i>	13
7.1.2.3	<i>Hydrogeologické poměry a agresivita prostředí</i>	14
7.1.2.4	<i>Geotechnická charakteristika základových půd</i>	14
7.1.2.5	<i>Pevnost zdiva</i>	15
7.1.2.6	<i>Podrobná situace</i>	16
7.1.2.7	<i>Inženýrskogeologický vrt J109</i>	17
7.1.2.8	<i>Geotechnická charakteristika původní opěry</i>	18
8	NOVÝ STAV OBJEKTU	19
8.1	ŽELEZNIČNÍ SVRŠEK A SPODEK MOSTNÍHO OBJEKTU	19
8.2	NÁVRHOVÉ ZATÍŽENÍ ŽELEZNIČNÍ DOPRAVOU	19
8.3	PROSTOROVÉ USPOŘÁDÁNÍ NA MOSTNÍM OBJEKTU	19
8.4	KONCEPCE ŘEŠENÍ.....	19
8.4.1	<i>Demolice</i>	19
8.4.2	<i>Vodorovná nosná konstrukce</i>	20
8.4.3	<i>Založení</i>	20
8.4.4	<i>Mostní římsa</i>	20
8.4.5	<i>Opěry</i>	20
8.4.6	<i>Křídla</i>	20
8.4.7	<i>Ochrana proti zemní vlhkosti</i>	20
8.4.8	<i>Odvodnění</i>	21
8.4.9	<i>Zásypy</i>	21
8.4.10	<i>Letopočet</i>	21
8.4.11	<i>Trakční trolejbusové vedení</i>	21
8.4.12	<i>Zábradlí</i>	21
8.5	VÝPOČETNÍ MODEL A METODIKA VÝPOČTU	22
8.5.1	<i>METODIKA VÝPOČTU</i>	22
8.5.2	<i>VÝPOČETNÍ MODEL Y</i>	22



8.5.2.1	Prostorový model s deskostěnovými prvky.....	23
8.6	VÝPOČETNÍ POMŮCKY	27
8.7	POUŽITÁ LITERATURA, NORMY, PŘEDPISY, VZOROVÉ LISTY	27
9	VÝKRESOVÁ ČÁST.....	29
10	ZATÍŽENÍ.....	31
10.1	ROZBOR ZATÍŽENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE.....	31
10.1.1	ZÁKLADNÍ SKUPINY ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ	31
10.2	STÁLÉ ZATÍŽENÍ	32
10.2.1	MONTÁŽNÍ ZATÍŽENÍ.....	32
10.2.1.1	ZS01 VLASTNÍ TÍHA - ocelová konstrukce	32
10.2.1.2	ZS02 VLASTNÍ TÍHA - voda v betonu; montážní užité zatížení.....	32
10.2.2	OSTATNÍ ZATÍŽENÍ Go+R+S	33
10.2.2.1	ZS03 VLASTNÍ TÍHA – železniční svršek	33
10.2.2.2	ZS04 VLASTNÍ TÍHA – mostní vybavení.....	34
10.2.2.3	ZS05 R – POKLESY PODPOR	34
10.2.2.4	ZS6 S – SMRŠŤOVÁNÍ BETONU.....	34
10.3	PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ.....	35
10.3.1	P – SVISLÉ POHYBLIVÉ ZATÍŽENÍ.....	35
10.3.1.1	ZS07 LM71	35
10.3.1.2	ZS8 SW/2	38
10.3.1.3	ZS9 NEZATÍŽENÝ VLAK.....	38
10.3.2	B, O, W, T VODOROVNÉ A KLIMATICKÉ ZATÍŽENÍ.....	39
10.3.2.1	ZS10 O- ODSTŘEDIVÉ SÍLY	39
10.3.2.2	ZS11 BOČNÍ RÁZ	40
10.3.2.3	ZS12 B-BRZDNÉ A ROZJEZDOVÉ SÍLY	41
10.3.2.4	ZS13 V- VÍTR.....	42
10.3.2.5	ZS14 Tr – ROVNOMĚRNÁ ZMĚNA TEPLoty	43
10.3.2.6	ZS15 Tn – NEROVNOMĚRNÁ ZMĚNA TEPLoty	44
10.3.2.7	ZS16 Zatížení teplotním rozdílem mezi kolejí a nosnou konstrukcí	45
10.4	MIMOŘÁDNÉ ZATÍŽENÍ	45
10.4.1	ZS017 Zatížení vykolejením vlaku	45
11	CHARAKTERISTIKA POUŽITÝCH MATERIÁLŮ	46
12	KLASIFIKACE PRŮŘEZU.....	49
12.1	KLASIFIKACE PRŮŘEZU NAD PODPOROU	49
12.2	KLASIFIKACE PRŮŘEZU V POLI	52
13	POSOUZENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	54
13.1	VNITŘNÍ SÍLY.....	54
13.3	KOMBINACE	55
13.3.1	Kombinace pro mezní stav únosnosti	55
13.3.1.1	Kombinační vztah 6.10a	55
13.3.1.2	Kombinační vztah 6.10b	55
13.3.1.3	Kombinační vztah pro mimořádné návrhové situace	55
13.3.2	Kombinace pro mezní stav použitelnosti	55
13.3.2.1	Kombinační vztah pro charakteristickou kombinaci.....	55
13.3.2.2	Kombinační vztah pro častou kombinaci.....	55
13.3.2.3	Kombinační vztah pro kvazistálou kombinaci	55
13.3.2.4	Součinitele zatížení.....	55
13.4	DIMENZE ROZHODUJÍCÍCH PRŮŘEZŮ.....	56
13.5	MEZNÍ STAVY ÚNOSNOSTI	57
13.5.1	MSÚ – Posouzení průřezu v podpoře.....	58
13.5.1.1	Plastická analýza ocelobetonového průřezu.....	58
13.5.1.2	Plastická analýza ocelového průřezu	60
13.5.1.3	Stanovení zatížitelnosti.....	61
13.5.1.4	Betonářská výztuž.....	62
13.5.2	MSÚ – Posouzení průřezu v poli.....	64



13.5.2.1	Plastická analýza ocelobetonového průřezu.....	64
13.5.2.2	Plastická analýza ocelového průřezu	65
13.5.2.3	Pružná analýza ocelového průřezu.....	66
13.5.2.4	Stanovení zatížitelnosti	67
13.5.2.5	Betonářská výztuž.....	68
13.5.3	<i>MSÚ – Únosnost svarových spojů.....</i>	<i>70</i>
13.5.4	<i>MSÚ – Provádění ZBN.....</i>	<i>72</i>
13.5.5	<i>MSÚ – Desky ztraceného bednění.....</i>	<i>75</i>
13.5.6	<i>MSÚ – Posouzení dalších ŽB průřezů.....</i>	<i>76</i>
13.5.6.1	ŽB křídla.....	76
13.6	MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI.....	80
13.6.1	<i>MSP – Omezení napětí NK od charakteristického zatížení</i>	<i>81</i>
13.6.1.1	Pružný výpočet napětí průřezu v podpoře.....	81
13.6.1.2	2Pružný výpočet napětí průřezu v poli	86
13.6.1.3	Souhrnný výpočet omezení napětí	92
13.6.1.1	Stanovení zatížitelnosti	93
13.6.2	<i>MSP – Únavové zatížení.....</i>	<i>94</i>
13.6.3	<i>MSP - Posouzení průhybu.....</i>	<i>98</i>
13.6.3.1	Nadvýšení	98
13.6.3.2	Svislý průhyb ZBN z hlediska bezpečnosti dopravy	98
13.6.3.3	Stanovení zatížitelnosti	99
13.6.4	<i>MSP – Deformace koncového průřezu ZBN.....</i>	<i>99</i>
13.6.4.1	Stanovení zatížitelnosti	99
13.6.5	<i>MSP – Zkroucení koleje na ZBN.....</i>	<i>99</i>
13.6.5.1	Stanovení zatížitelnosti	100
13.6.6	<i>MSP – Omezení šířky trhlin NK.....</i>	<i>100</i>
13.6.6.1	Průřez v poli	100
13.6.6.2	Stanovení zatížitelnosti.....	100
13.6.6.3	Průřez v podpoře.....	101
13.6.6.4	Stanovení zatížitelnosti.....	101
13.6.7	<i>MSP – Posouzení dalších ŽB průřezů</i>	<i>102</i>
13.6.7.1	ŽB křídla.....	102
13.6.8	<i>MSP – Ověření náchylnosti k rezonancím</i>	<i>104</i>
13.6.8.1	Hmoty	104
13.6.8.2	Vlastní frekvence.....	104
13.6.8.3	Posouzení vlastní frekvence.....	105
14	POSOUZENÍ SPODNÍ STAVBY	107
14.1	DŘÍK OPĚRY	107
14.1.1	<i>MSÚ</i>	<i>108</i>
14.1.1.1	Průřez v místě uložení ocelového nosníku.....	108
14.1.1.2	Průřez v místě základové spáry.....	111
14.1.2	<i>MSP.....</i>	<i>113</i>
14.1.2.1	Průřez v místě základové spáry.....	115
14.2	MIKROPILOTY	116
14.2.1	<i>Posouzení mikropiloty.....</i>	<i>117</i>
15	ZÁVĚR.....	119
16	PŘÍLOHA 1 – VNITŘNÍ SÍLY - NK	120
16.1	MONTÁŽNÍ STAV - OCELOVÝ PRŮŘEZ	120
16.2	TRVALÝ STAV – OCELOBETONOVÝ STAV	121
17	PŘÍLOHA 2 – VNITŘNÍ SÍLY – MOSTNÍ OPĚRA.....	128
18	PŘÍLOHA 3 – VNITŘNÍ SÍLY – KŘÍDLA.....	144
18.1	ROVNOBĚŽNÁ KŘÍDLA.....	144
19	PŘÍLOHA 4 – VÝPOČET NAPĚTÍ PRO ZATÍŽITELNOST.....	149
19.1	PRŮŘEZ V PODPOŘE.....	149



19.1.1	<i>Vnitřní síly</i>	149
19.1.2	<i>Výpočet napětí</i>	149
19.2	PRŮŘEZ V POLI	151
19.2.1	<i>Vnitřní síly</i>	151
19.2.2	<i>Výpočet napětí</i>	151
20	PŘÍLOHA 5 – VÝPOČET NAPĚTÍ PRO POSOUZENÍ ÚNAVY	154



1 ÚVOD

Tato práce se zabývá návrhem a výpočtem integrovaného ocelobetonového železničního mostu. Začátek práce stručně představuje železniční most nacházející se v obci Chomutov, který tvoří zabetonované ocelové nosníky proměnné výšky. Poté jsou zpracovány základní údaje o stávajícím objektu a následně objektu novém, jež je předmětem této práce.

Základním krokem k posouzení konstrukce je vytvoření funkčního a spolehlivého statického modelu. K modelování tohoto modelu byl využit softwarový produkt SCIA Engineer. O modelu podrobněji pojednává odstavec 8.5. Dále jsou pak definovány důležité zatěžovací stavy, součinitele ovlivňující jejich hodnoty a kombinace vyjadřující jejich současné působení. Dalším krokem byly uvedeny základní geometrické parametry objektu, materiálové vlastnosti a průřezy jednotlivých prvků. U nejvíce namáhaných prvků hlavní nosné konstrukce je uvedené posouzení MSÚ a MSP a je vypočtena jejich zatížitelnost.

Mezní stav únosnosti posuzuje nejvíce namáhané průřezy pomocí plastické analýzy, dále je zmíněna únosnost svarových spojů, provádění ZBN včetně posouzení ztraceného bednění v podobě cementotřískových desek.

U mezního stavu použitelnosti je zmíněno pružné chování konstrukce, dále je zjištěna její svislá deformace, zkroucení koleje, natočení podporových průřezů, první vlastní frekvence a úroveň pohody cestujících.

Závěrem je věnovaná kapitola posouzení spodní stavby, u které je taktéž uvedené posouzení MSU a MSP.



2 ÚVODNÍ ÚDAJE

2.1 Identifikační údaje o stavbě

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':	Trat' 130 Ústí nad Labem – Klášterec nad Ohří (dle SJŘ) Trat' 133 Odbočka Dolní Rybník – Jirkov (dle SJŘ) Trat' 504A Ústí nad Labem – Kadaň - Prunéřov (dle TTP)
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.



3 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTU

3.1 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

3.2 Technický popis

3.2.1 Nosná konstrukce mostu

VMP:	2,5
Druh nosné kce:	Zabetonované ocelové nosníky, vetknuté do dříku 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%

3.2.2 Opěry

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

3.2.3 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)



4 TECHNICKÝ POPIS STÁVAJÍCÍHO STAVU OBJEKTU

4.1 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.

4.2 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.

4.3 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 – vedeno v chodníku pro pěší u opěry č. 1

5 ZDŮVODNĚNÍ NAVRŽENÉHO TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Hodnocení 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.

6 PODKLADY

6.1 Smluvní podklady

Obchodní podmínky zhotovení projektu,

Všeobecné technické podmínky,

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

6.2 Zpracované dokumentace

Přípravná dokumentace.



6.3 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“.

6.4 Ostatní použité podklady

místní šetření a rekognoskace terénu,

fotodokumentace,

výrobní porady.



7 Územní podmínky

7.1.1 Územní podmínky

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

7.1.2 Geotechnické podmínky

7.1.2.1 Úvod

Geologický profil a přiřazení zemin vyplývá dle geotechnického a stavebně - technického průzkumu. /IV/



7.1.2.2 Psaný geotechnický profil

Geologické poměry:	<ul style="list-style-type: none">- 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, hnědé, 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	Štěrka 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 jílem písčitého (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/



7.1.2.3 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/

7.1.2.4 Geotechnická charakteristika základových půd

Geotechnický typ	Geologické stáří	Třída / symbol ČSN P 73 1005	Třída zemin podle ČSN EN ISO 14689-1	Objemová tíha γ [kN.m ⁻³] ¹⁾	I_c * [1] / I_o ** [%]	E_{def} [MPa]	v [1]	$\phi_{def} \phi^*$ [°]	c_{def}, c^* [kPa]	ϕ_u [°]	c_u [kPa]	Předpokládaná únosnost R_p [kPa] 2)	U_{wab} [kN] 3)	Těžitelnost 4) Vrtatelnost 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



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

/IV/

7.1.2.5 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:

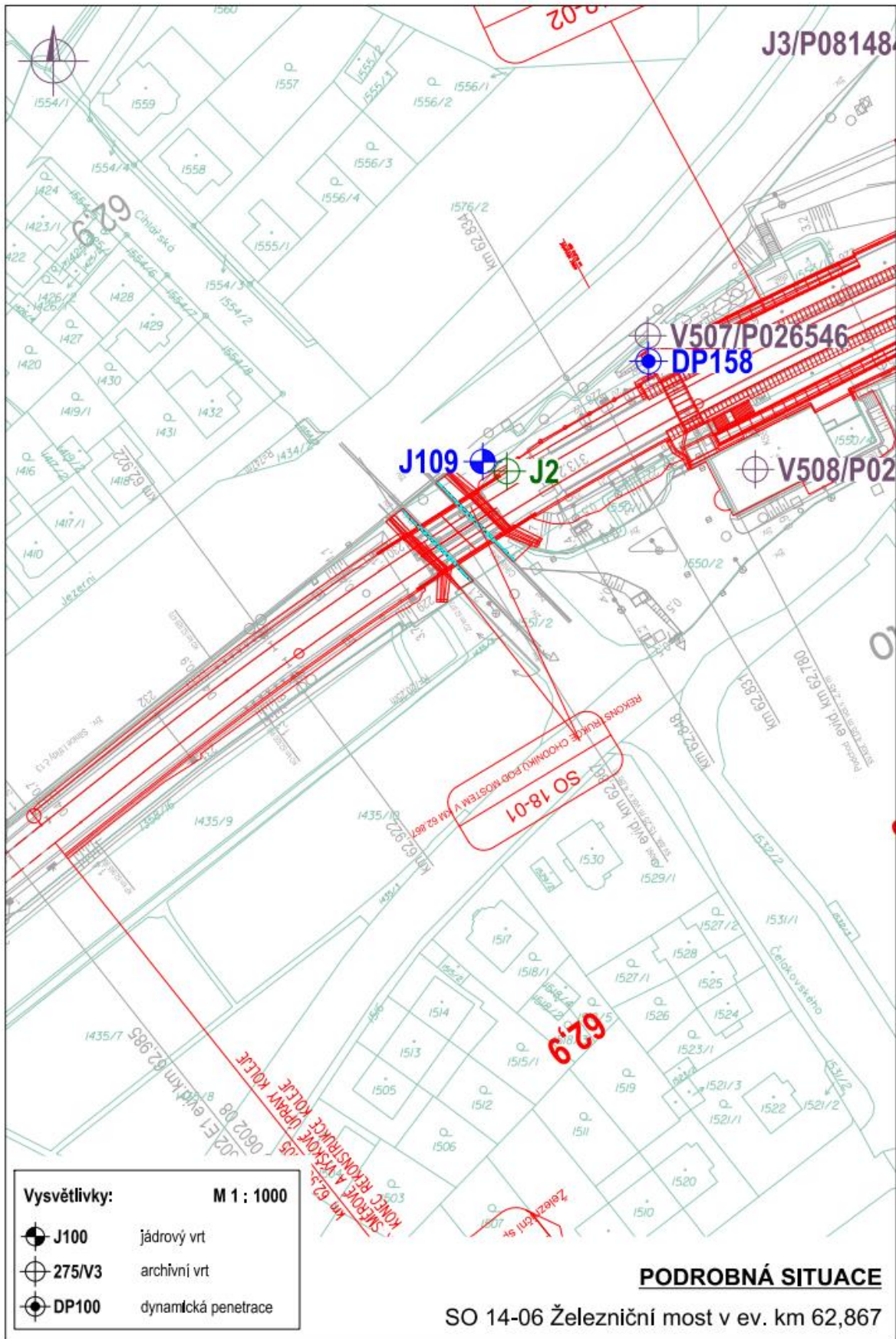
Vrt	Označení laboratorního vzorku	Průměr d [mm]	Výška po koncování h_k [mm]	λ h_k / d	Objemová hmotnost m [kg/m ³]	Krychelná pevnost v tlaku $f_{c,cube}$ [MPa]
pevnost betonu chomutovské opěry (ČSN EN 12390-3)						
Š109	2503/p1	61,3	61,6	1,20	2447	17,55
	2503/p2	61,2	64,9	1,18	2324	23,24
	2503/p3	61,2	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/



7.1.2.6 Podrobná situace





7.1.2.7 Inženýrskogeologický vrt J109

SUDOP PRAHA a.s. Olšanská 1a 130 80 Praha 3		Inženýrskogeologický vrt J109										
Zakázka: Rekonstrukce trati v úseku Kyjice - Chomutov		strana 1 z 1										
Číslo zakázky: 19-082.207	Souřadnice JTSK (m): X = 990 662,64 Y = 807 836,21											
Objednatel: Správa železniční dopravní cesty, s.o.	Nadmožská 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 (Mocnost) (m)	Voda	Typ vzorku Třída kvality	GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN		Zařadí ČSN EN ISO 14688-2	Zařadí ČSN P 731005	Tělnost ČSN 736133	Věrohodnost VC 800-2	
Recent	346,58		2,00			Navážka - charakteru hlíny písčité, 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 dremem		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, netvoří kostru, s hrubozrnnou hlinitopísčitou výplní, u báze s organickou příměsí		siGr	G4/GMY	I	I	
Kvanér	344,78		3,80			Navážka - charakteru hlíny se střední plasticitou, tuhá až pevná, světle hnědá, šedě smouhovaná, s hojnými střípky porcelanitů vel. do 0,5 cm a cihel vel. do 1 cm		sacSi	F5/MIY	I	I	
	344,68		3,90			Hlina se střední plasticitou - tuhá, tmavě hnědá, slabě humózní, s kořínky rostlin - navážka		clorSi	F5/MIO	I	I	
	343,98		4,60			Hlina se střední plasticitou - tuhá, tmavě hnědá, slabě humózní, s kořínky rostlin - pohřbený humózní horizont		saSi	F5MI	I	I	
							Hlina se střední plasticitou - pevná (Op=350 kPa), hnědá, slabě písčitá, s oj. valouny vel. do 9 cm					
							Štěr s příměsí jemnozrnné zeminy - středně ulehlý, hnědý, tvořený opracovanými úlomky a valouny vel. 1-8cm, tvoří kostru, v úrovni od 6 m tvořený balvaný čediče vel. 5-20 cm, s hrubozrnnou hlinitopísčitou výplní, u báze charakteru až štěrku hlinitého (G4/GM)		sasiGr	G3/G-F	I	II
Měsočin	341,08		7,50			- fluvialní sediment						
						Jíl štěrkovitý - tuhý, světle hnědý, šedě a růžově smouhovaný, s hojnými úlomky zvětralých a kaolinizovaných rul vel. 1-2 cm		sagrCl	F2/CG	I	I	
	340,08		8,50			Hlina písčitá - tuhá až pevná, světle hnědá, šedě smouhovaná, s hojnými střípky vel. do 1 cm		saCl	F3/MS	I	I	
	338,78		9,80			Jíl se střední plasticitou - pevný (Op=200-250 kPa), bíložedý, kaolinický, se slabou písčitou příměsí		siCl	F6/CI	I	I	
	338,08		10,50			Jíl písčité - pevný (Op=200-300 kPa), bíložedý, kaolinický, jemnozrnný		saCl	F4/CS	I	I	
	336,68		11,90			Písek jílovitý - ulehlý, výplň tuhé konzistence (Op=180-220 kPa), bíložedý, jemnozrnný, místy až středně zrnitý, kaolinický, s oj. valouny pískovce vel. do 1 cm		clSa	SS/SC	I	I	
	334,08		14,50			- mostecké souvrství, bezuhelný vývoj						
Hladina podzemní vody						Vzorky						
Hloubka p.t.	Naražená Nadm. výška	Poznámka	Hloubka p.t.	Ustálená Nadm. výška	Datum	Vysvětlivky:		Seznam vzorků [tab. číslo]:				
6.80 m	341.78 m n. m.		9.50 m	339.08 m n. m.	11.10.2019	P - Poloporušený vzorek V - Vzorek vody		P: 9.20 - 9.60 m [3041] P: 11.50 - 11.70 m [3042] V: 9.50 m [1150]				
Poznámka: Op - měření osobním penetrometrem (kPa)												

Vytvořeno v programu gINT 10.00.01.07. Projekt: Rekonstrukce tratí v úseku Kyjice - Chomutov



7.1.2.8 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

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

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



8 NOVÝ STAV OBJEKTU

8.1 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: $P = 285 \text{ mm} + 143 \text{ mm}$

8.2 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 $q_{nv,k} = 10 \text{ kN/m}$.

8.3 Prostorové uspořádání na mostním objektu

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

8.4 Koncepce řešení

8.4.1 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 dřívků musí probíhat s respektováním k částem dřívku, 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 dřívkem bude provedeno ručními zbíječkami.

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

Během výkopových prací za opěrou je nutno provádět pažení zásypu za opěrou, a to jednak proti druhé polovině železničního mostu, která zůstává v provozu, tak i proti sousednímu silničnímu mostu. Předpokládá se záporové pažení 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 demolovalými konstrukcemi ohrožena, zejména pod nimi.



8.4.2 Vodorovná nosná konstrukce

Vodorovnou nosnou konstrukci 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 příčníky. Je použit beton C35/45.

8.4.3 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 dířku 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.**

8.4.4 Mostní římsa

Železobetonová římsa C35/45 kopíruje sklon nivelety, je umístěna na desce mostovky a monolitických ŽB křídlech, které slouží k přechodu otevřeného do uzavřeného kolejového lože. Na mostní římsě je umístěné svislé dopravní značení (B16 – omezení podjezdné výšky 4,2 m) a vytlačen vlysem rok výstavby.

8.4.5 Opěry

Nově navržené opěry jsou z železobetonu C35/45. Opěry jsou založeny na mikropilotách, zbudovaných na zachovalé části spodní stavby původního objektu. Dířek opěry má náběh v místě uložení ocelových nosníků z 1,56 m na 2,7 m. Za opěrami je zřízena kamenná rovnanina pro zajištění odvedení vody za spodní stavbou

8.4.6 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.

8.4.7 Ochrana proti zemní vlhkosti

Specifikace vodotěsné izolace nosné konstrukce je podrobně uvedena v příloze č. 11 – **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.

8.4.8 Odvodnění

Za opěrami a křídlem se vybuduje kameninová rovnanina 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.

8.4.9 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.

8.4.10 Letopočet

Letopočet výstavby bude proveden vlysem do betonu římsy.

8.4.11 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.

8.4.12 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.



8.5 VÝPOČETNÍ MODEL A METODIKA VÝPOČTU

8.5.1 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:

1. Stav, který může být dosažen od maxima běžného provozu. Při dosažení tohoto stavu by měla i „plasticky“ navržená 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 dle ČSN EN 1990.

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

8.5.2 VÝPOČETNÍ MODEL Y

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

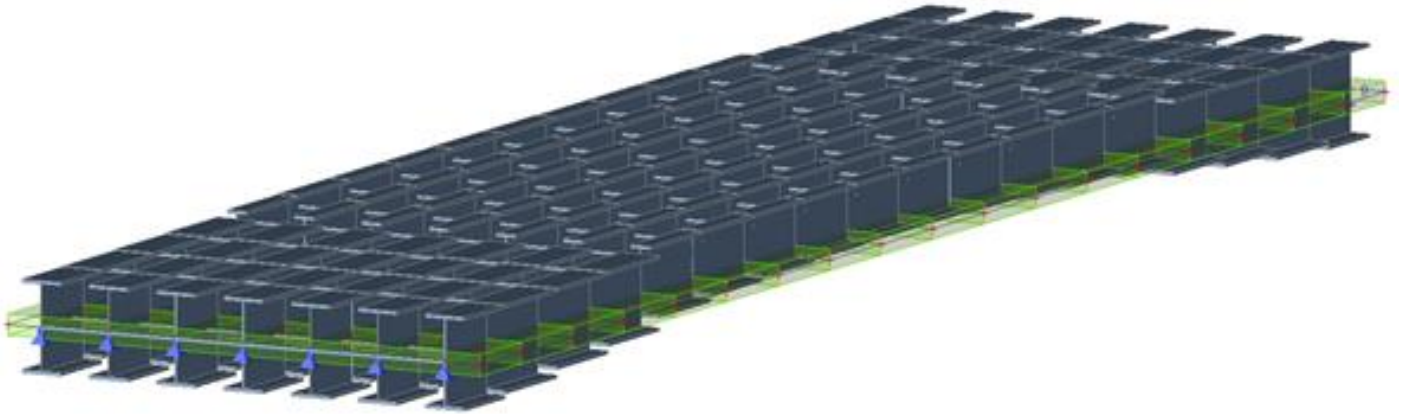
- Prostorový model pro průběh výstavby
- Prostorový model pro výpočet stability
- Prostorový globální model

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.

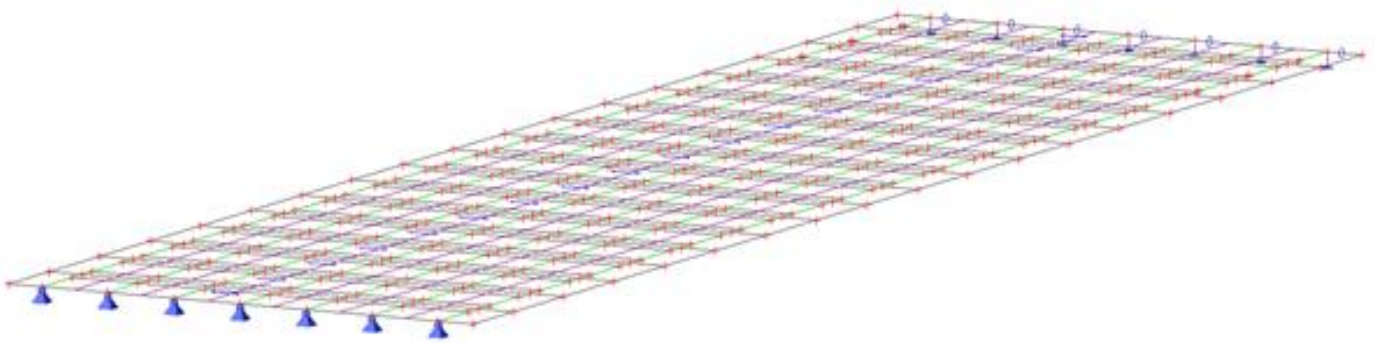
8.5.2.1 Prostorový model s deskostěnovými prvky

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.



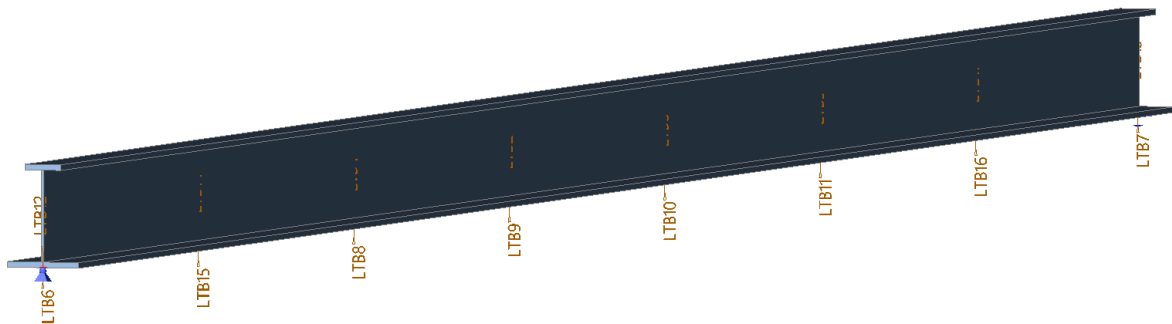
Obr. 1 Renderovaný model pro průběh výstavby



Obr. 2 Čárový model pro průběh výstavby

Vizualizace modelu pro výpočet stability:

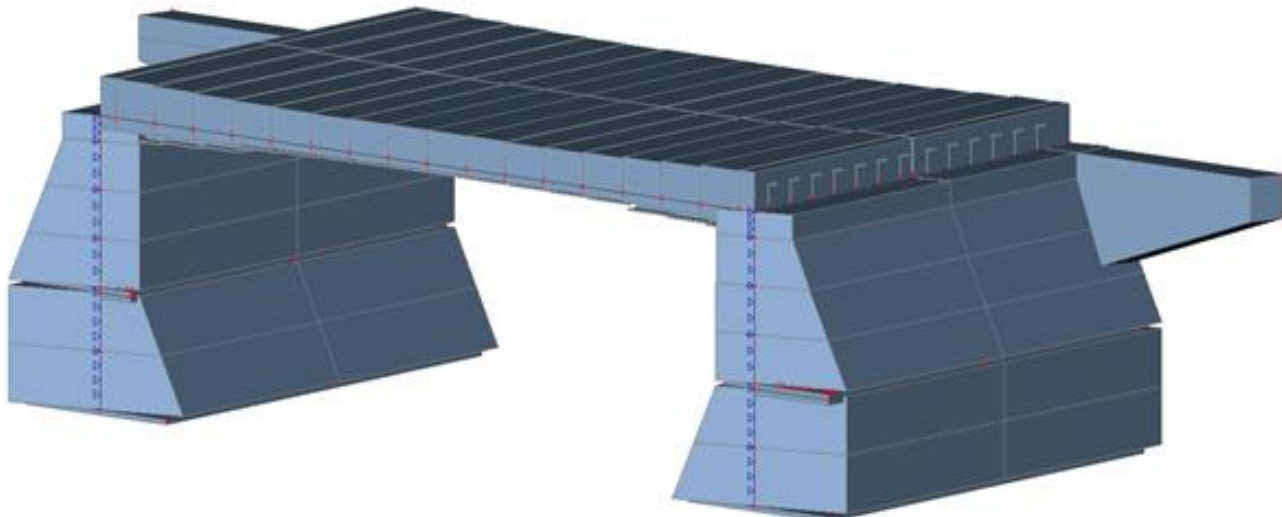
Pro výpočet účinků zatížení během montáže byl vypracován model pro výpočet stability, který je zatížen vlastní tíhou, mokrým betonem a betonážním vozíkem. V modelu byly uvažovány hlavní ocelové nosníky jako 1D prvky. Model je podepřen na koncích nosníků na jedné straně pevným kloubem a na straně druhé 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.



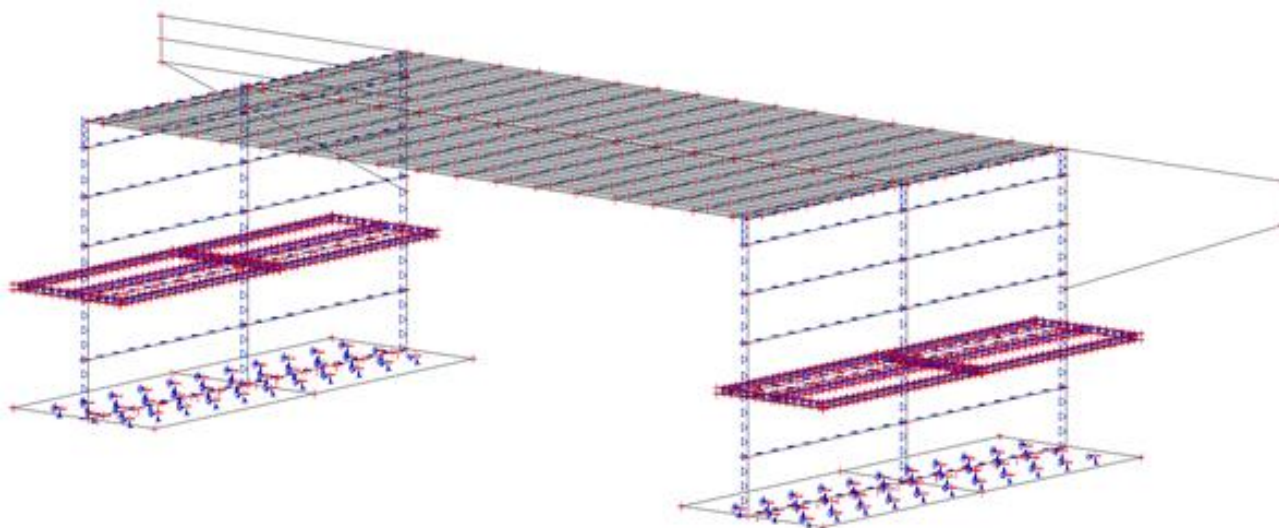
Obr. 3 Model simulující montážní stav nosníku (prostý nosník)

Vizualizace globálního modelu:

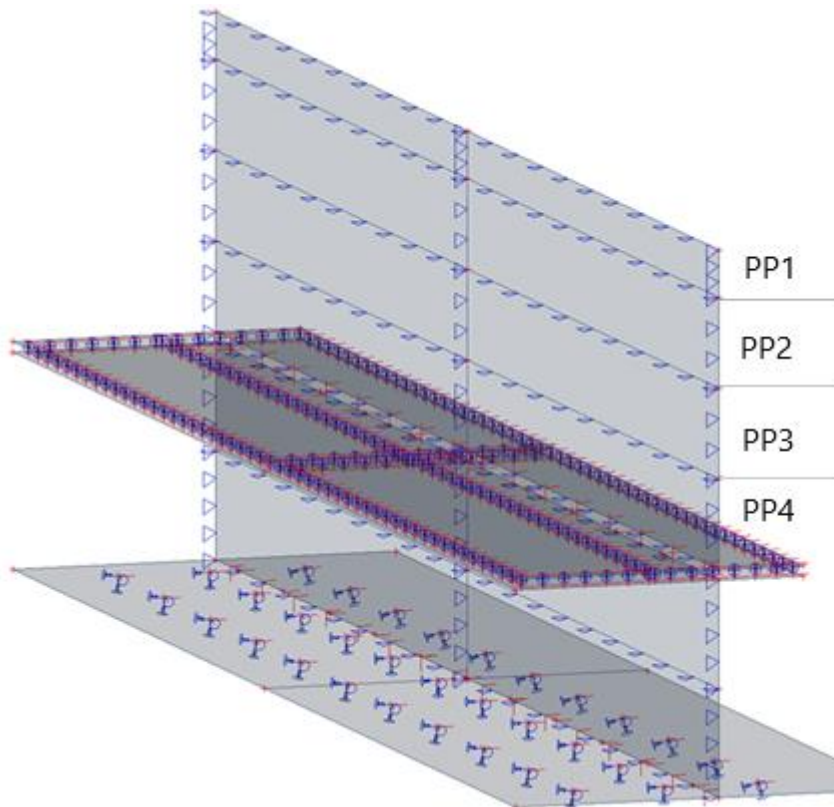
Ve výpočetním modelu byla ŽB deska mostovky modelována deskostěnovými prvky (makra 2D). V modelu byly dále uvažovány hlavní ocelové nosníky jako 1D prvky, působící jako žebra desky. Dřík opěry je modelován pomocí deskostěnových prvků. Do dříku jsou vetknuty ocelové nosníky a betonová deska mostovky. 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 – Čárový



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 šterkopískovým zásypem G2 s $E_{def} = 90 \text{ MPa}$.

Průběh modulů reakce na opěře

Projekt: tuhost zásypové zeminy
Opěra: podpora

Údaje o opěře

Výška opěry: $H_a = 3.350 \text{ m}$
Posun nahoře: $U_t = 1.6 \text{ mm}$
Posun dole: $U_b = 0 \text{ mm}$

Zásyp

Typ zeminy: Štěrka
Deformační modul: $E_{ref} = 90.000 \text{ MPa}$

Součinitele A, B, C, D

Bod	A	B	C	D
1	-10.820	4.130	-8.230	3.515
2R	-57.675	23.015	2.525	6.620
z2	-0.030	0.100	2.665	0.600

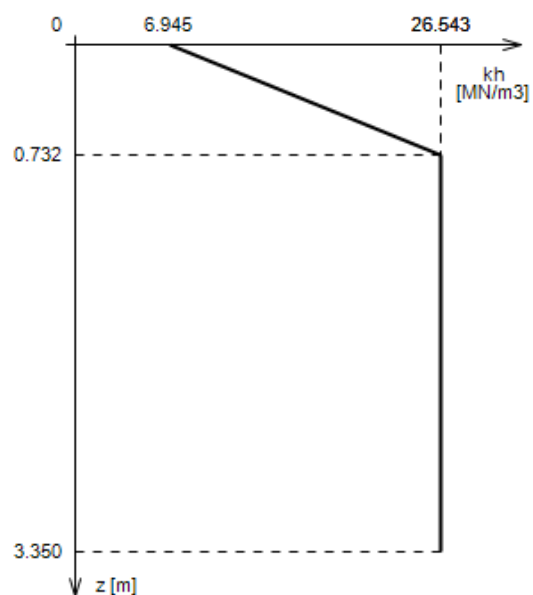
Moduly kh [MN/m³]

Bod	kh
1	6.945
2R	26.543
3R	26.543

Hloubka $z2$ 0.732 m

Průběh modulů kh - Křivka R (Rotace)

Bod	kh [MN/m ³]	z [m]
1	6.945	0.000
2	26.543	0.732
3	26.543	3.350



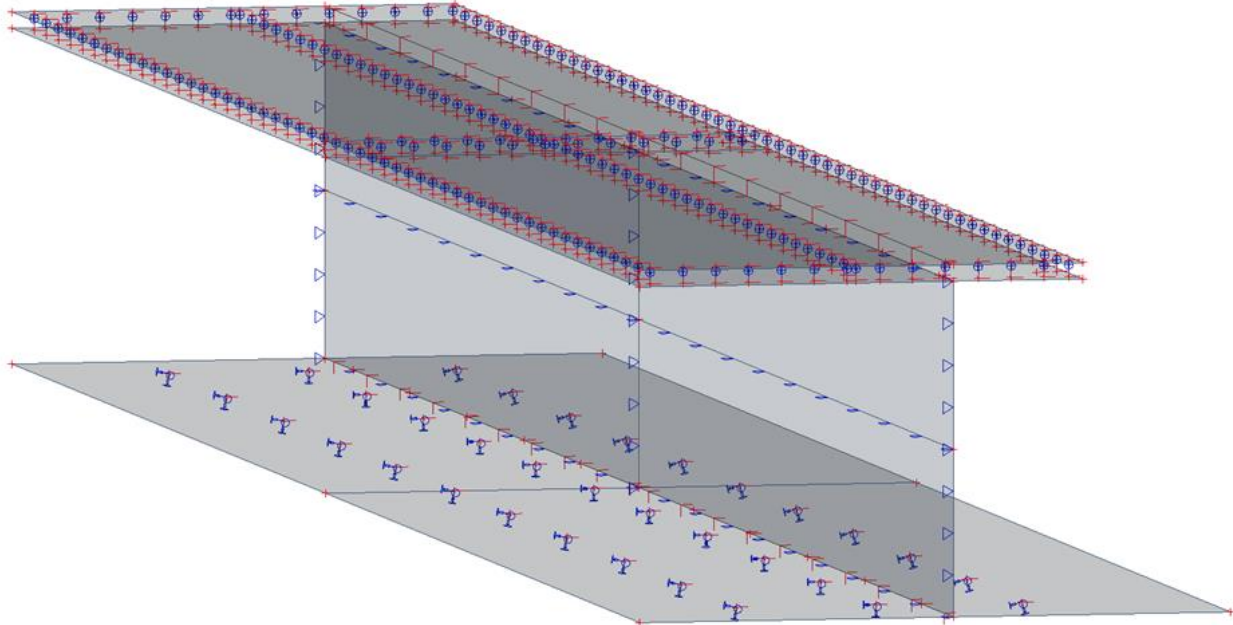
Obr. 7 Výstup z programu iBridge 1.0



TUHOST	PP1	PP2	PP3	PP4
	[MN/m ³]	[MN/m ³]	[MN/m ³]	[MN/m ³]
C _{1z}	10,000	25,332	26,543	26,543

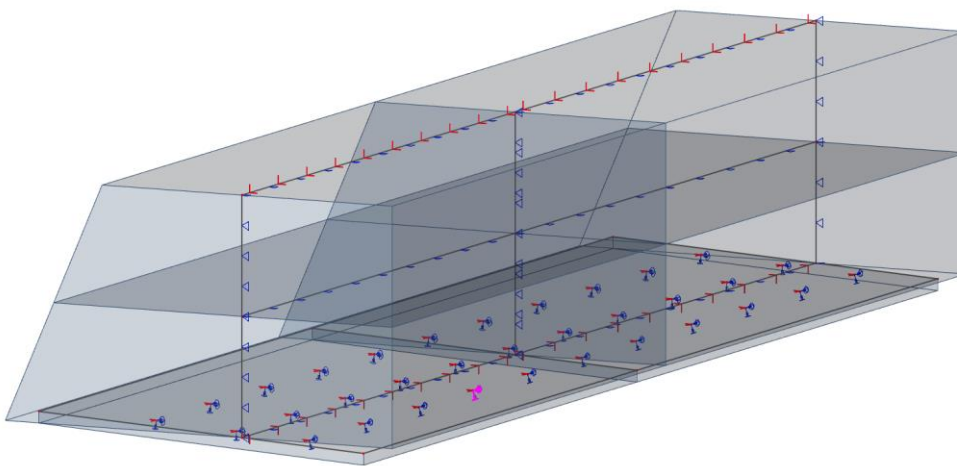
PP – plošná podpora

C_{1z} – tuhost podpory ve směru kolmém ke dřívku opěry



Obr. 8 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 novou a stávající část opěry. Kotevní trny jsou navrženy za účelem přenosu smykových sil působících na základovou spáru.



Jméno	Sn217
Typ	Standard
Úhel [deg]	,Ry20.00
Omezující podmí...	Uživatelská
X	Pružný
Tuhost X [MN/m]	7,2000e+00
Y	Tuhý
Z	Pružný
Tuhost Z [MN/m]	4,9290e+01
Rx	Volný
Ry	Volný
Rz	Volný
Standardní veliko...	0,200
Uzel	N1365

Obr. 9 Globální model – spodní polovina opěry – nastavení podpor simulující mikropiloty

Mikropiloty byly modelovány pomocí podpory v uzlu se specifikovanou tuhostí, spočítanou viz. Odst. 14.2.

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“.



8.6 VÝPOČETNÍ POMŮCKY

- 1) MS WORD - textová část
- 2) MS EXCEL - tabulkové výpočty (mj. průřezové charakteristiky, kombinace zatížení, stabilita, napětí, podrobné posudky)
- 3) AUTOCAD - 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

8.7 Použitá literatura, normy, předpisy, vzorové listy

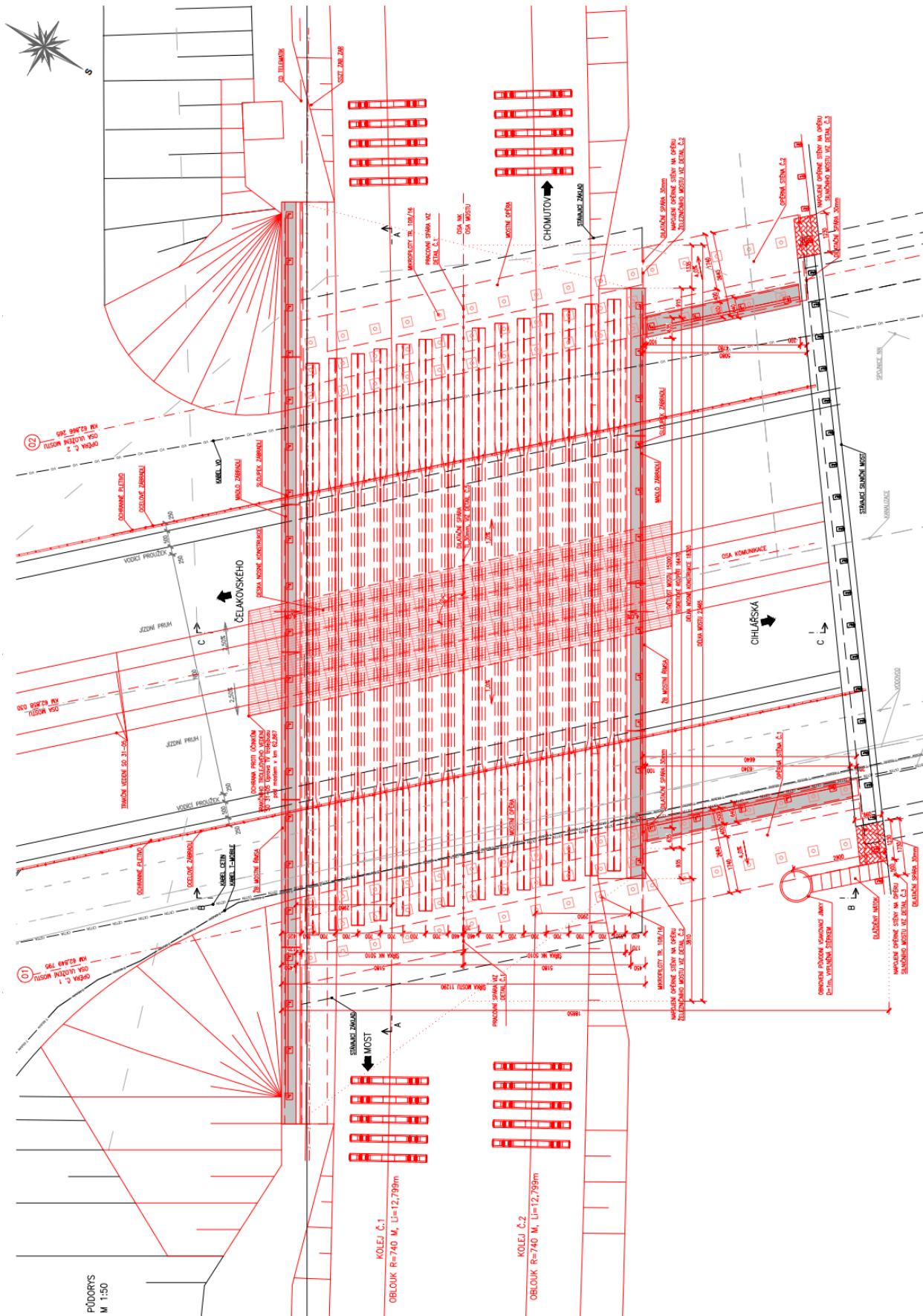
- 1) ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí (včetně A2 Příloha pro mosty),
- 2) ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí, Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,
- 3) ČSN EN 1991-1-3 Zatížení konstrukcí, Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem,
- 4) 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 štětové 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 spřažených 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 Spřážené 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



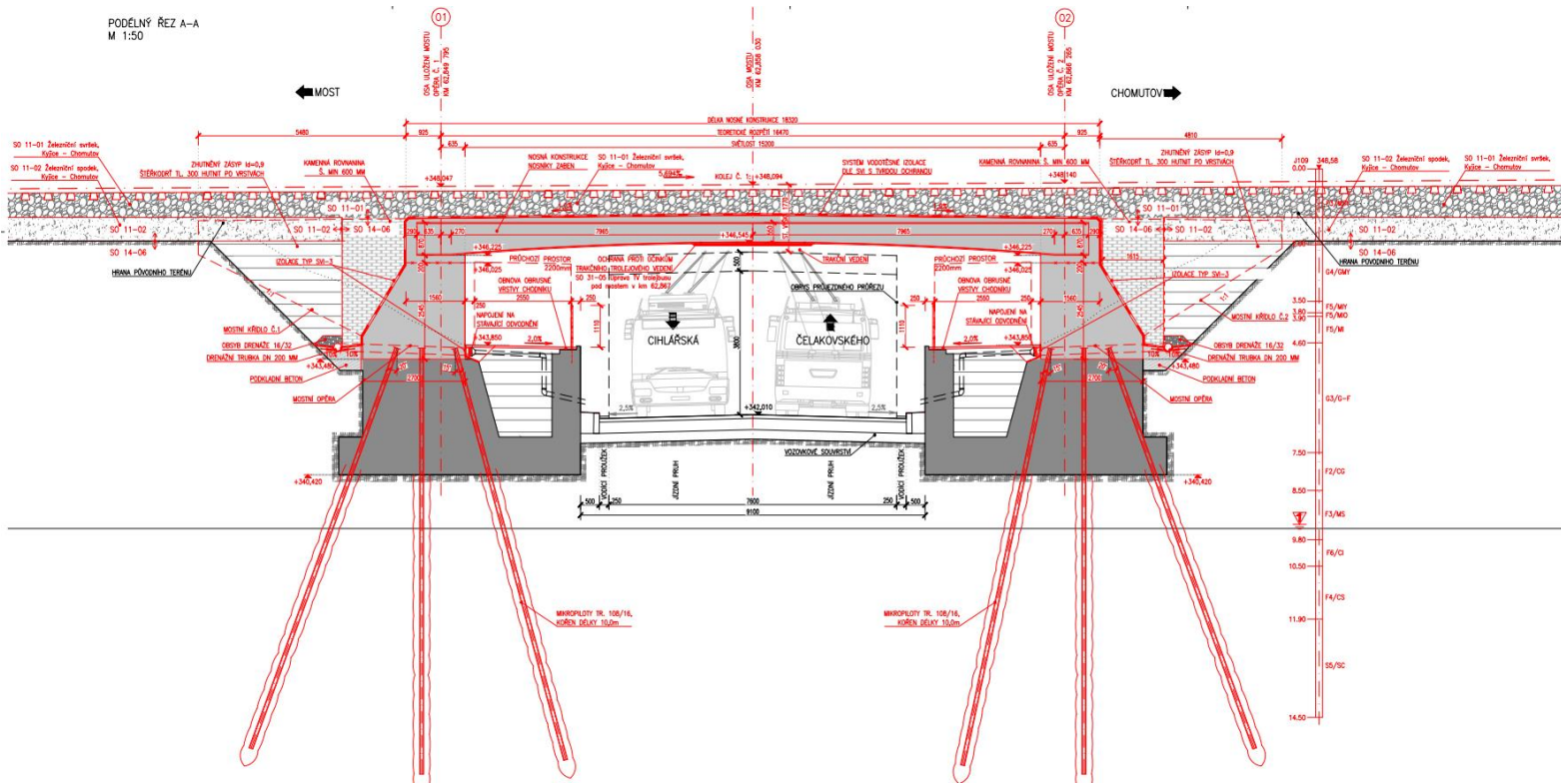
9 VÝKRESOVÁ ČÁST



Obr. 10 Půdorys

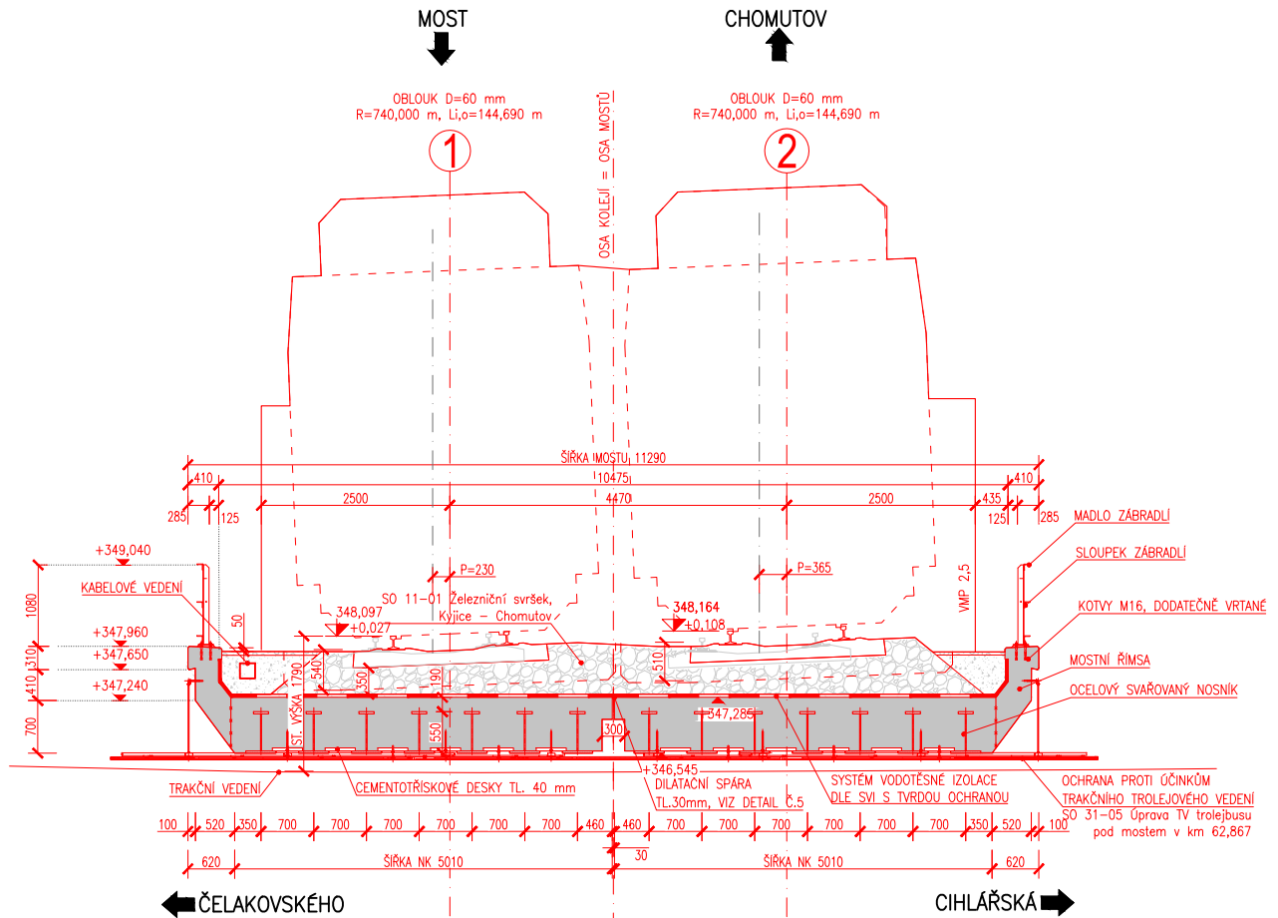


PODÉLNÝ ŘEZ A-A
M 1:50



Obr. 11 Podélný řez mostu

PŘÍČNÝ ŘEZ C-C
M 1:50



Obr. 12 Příčný řez v poli



10 ZATÍŽENÍ

10.1 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.

10.1.1 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/brzděné síly	1,00	1,50	0,00
ZS13	F _{wk} ; Vítr	1,00	1,50	0,00
ZS14	Tr; Teplora	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

10.2 Stálé zatížení

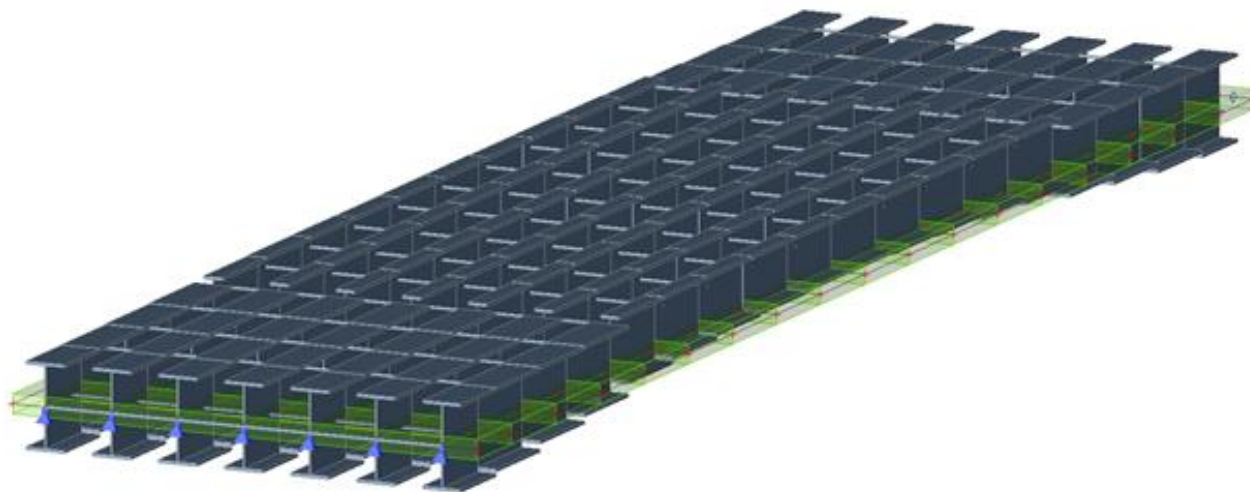
10.2.1 MONTÁŽNÍ ZATÍŽENÍ

-působí na ocelovou konstrukci

10.2.1.1 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**



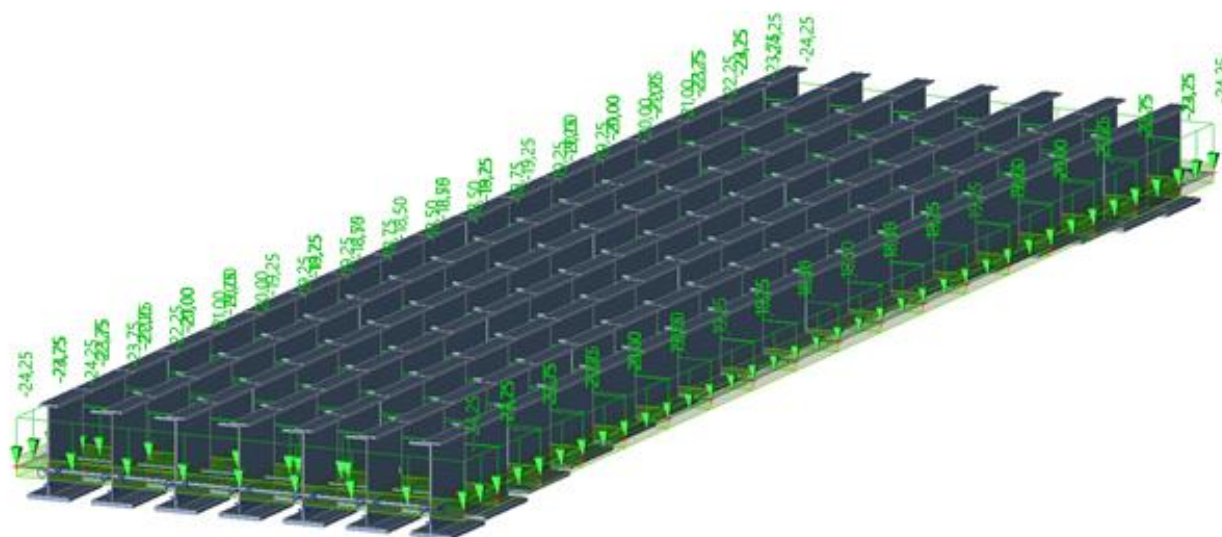
Obr. 13 ZS01

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

10.2.1.2.1 ZS02a VLASTNÍ TÍHA – voda v betonu

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

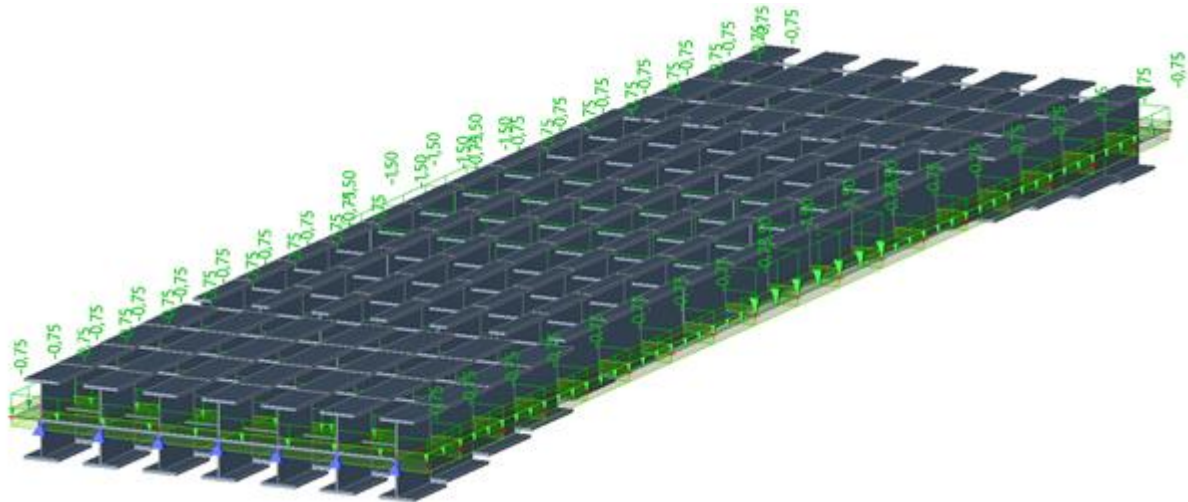
Přetížení vodou v betonu v montážních stavech je **100 kg/m³**



Obr. 14 ZS02a



10.2.1.2.2 ZS02b Montážní užité zatížení



Obr. 15 ZS02b

10.2.2 OSTATNÍ ZATÍŽENÍ Go+R+S

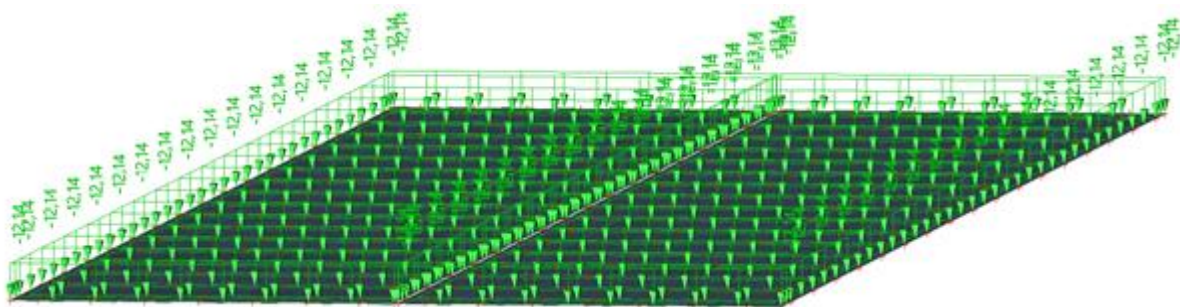
-působí na spráženou ocelobetonovou konstrukci

10.2.2.1 ZS03 VLASTNÍ TÍHA – železniční svršek

Do modelu zadáno jako rovnoměrné plošné zatížení desky mostovky. Uvažované zatížení kolejnic s upevňovacími na betonových prázcích 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. pražce 2.7 / 4,29	0.63	1,35	0,85
Štěrkové 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 $\gamma_{fsup}=1.35*1.30=1.755$; $\gamma_{finf}=1.0*0.70=0.70$.



Obr. 16 ZS03



10.2.2.2 ZS04 VLASTNÍ TÍHA – mostní vybavení

- Zatížení od římsy a zábradlí upevněného na římsy:

• Od zábradlí:

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

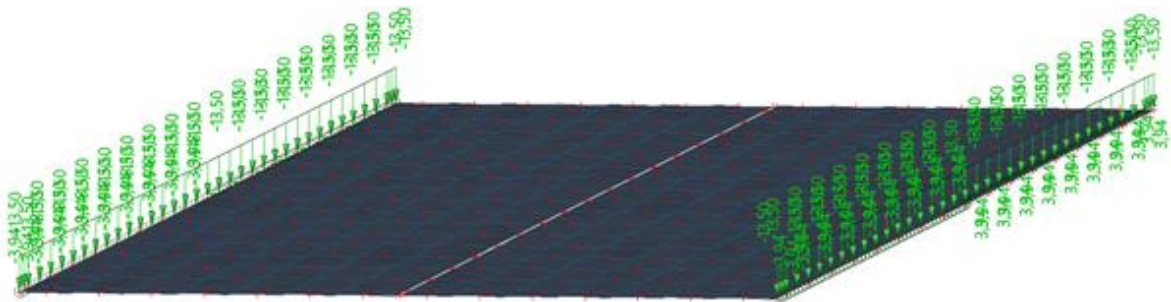
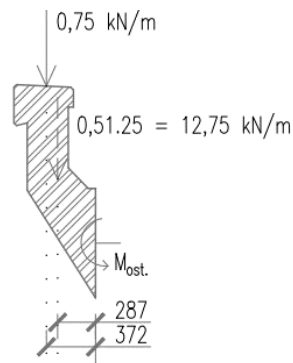
• Od římsy:

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

• Celkem:

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

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



Obr. 17 ZS04

10.2.2.3 ZS05 R – POKLESY PODPOR

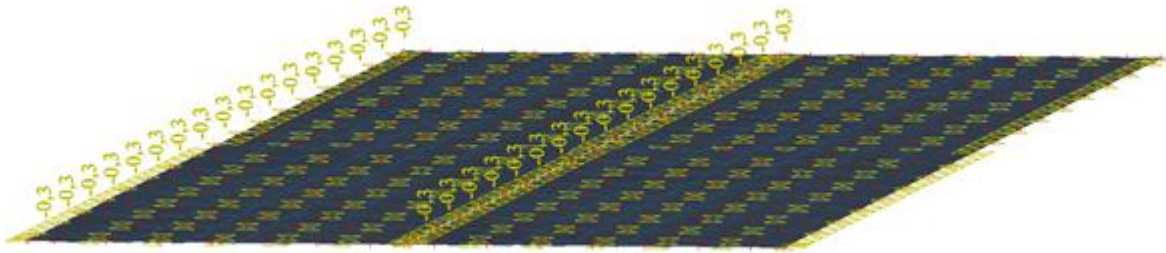
Ve výpočtu budou uvažovány poklesy příčně rovnoměrné jedné podpory (celé opěry) a to vždy na každé podpoře o 20 mm a poklesy.

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

10.2.2.4 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	$\epsilon_{cd,0,n}$	0,253	[mm/m]
Poměrné autogenní smršťování	ϵ_{ca}	0,03	[mm/m]
Celkové smršťování	ϵ_{cs}	0,279	[mm/m]



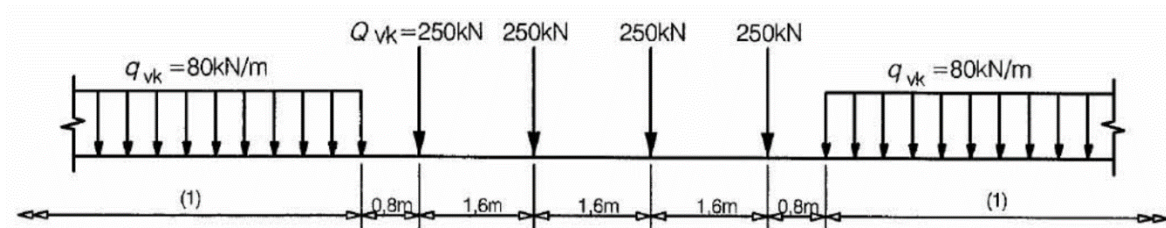
Obr. 18 ZS05

10.3 Proměnné zatížení

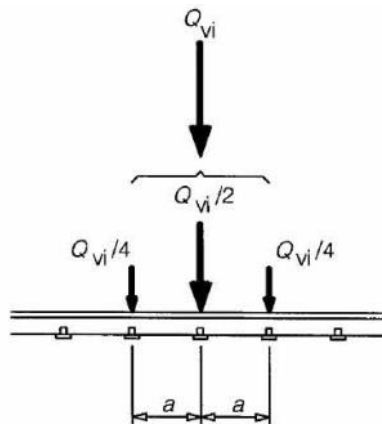
10.3.1 P – SVISLÉ POHYBLIVÉ ZATÍŽENÍ

Proměnné zatížení je uvažováno dle ČSN EN 1991-2.

10.3.1.1 ZS07 LM71



Obr. 19 Model zatížení 71 a charakteristické hodnoty svislých zatížení

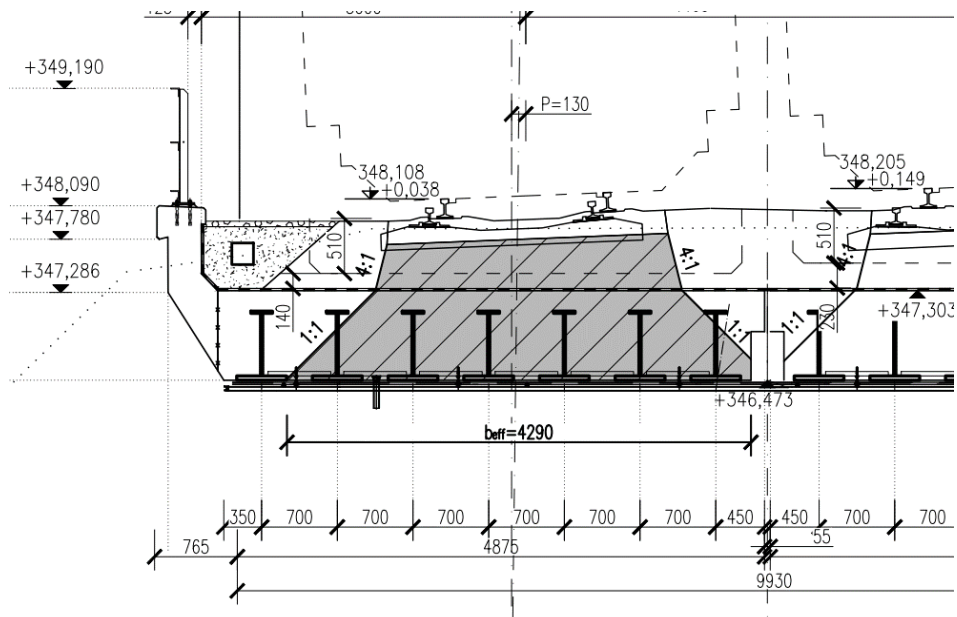


Legenda

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. 20 Podélné rozdělení osamělé síly



Obr. 21 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:

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

- 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:

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

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



10.3.1.1.1 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:

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

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

- 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:

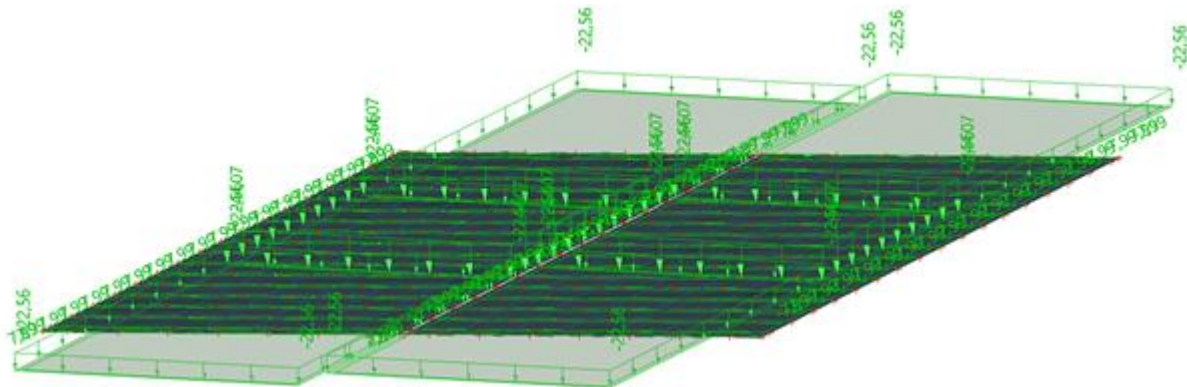
$$Q_{la,LM1,k} = 20,00 \cdot 1,21 \cdot 18,33 \cdot 1 = 443,6 \text{ kN/koleje}$$

- Rozhodující síla pro hlavní nosník:

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

- Zatížení přepočtené na plošné:

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



Obr. 22 ZS07

10.3.1.1.2 ZS07b gr12 + gr14

gr14 $\varphi_3 \cdot$ gr12

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

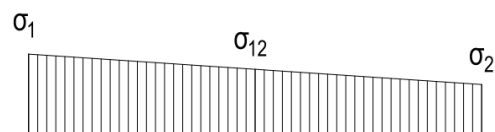
$$\sigma_{12 TS} = 0,00 + 1,26 \cdot 44,07 = 55,50 \text{ kN/m}^2$$

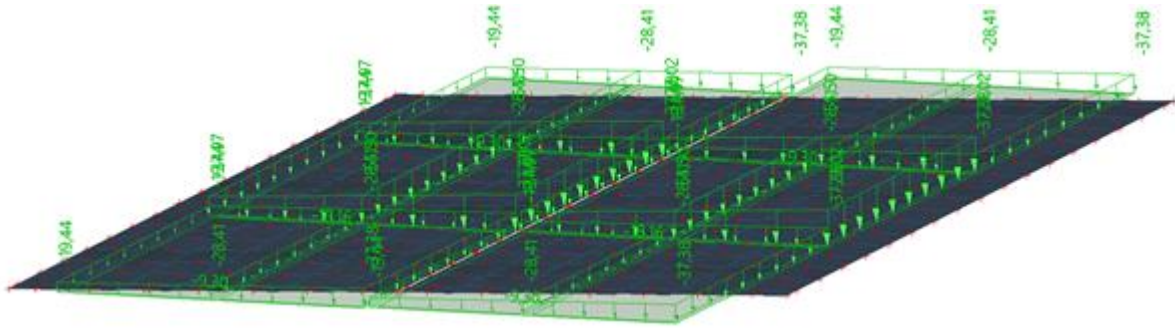
$$\sigma_{2 TS} = -17,52 + 1,26 \cdot 44,07 = 37,98 \text{ kN/m}^2$$

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

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

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

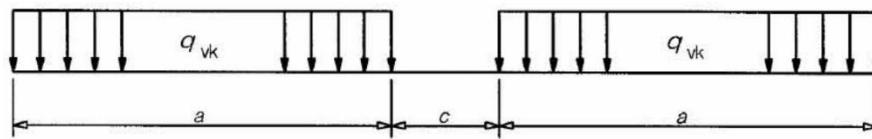




Obr. 23 ZS07

10.3.1.2 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

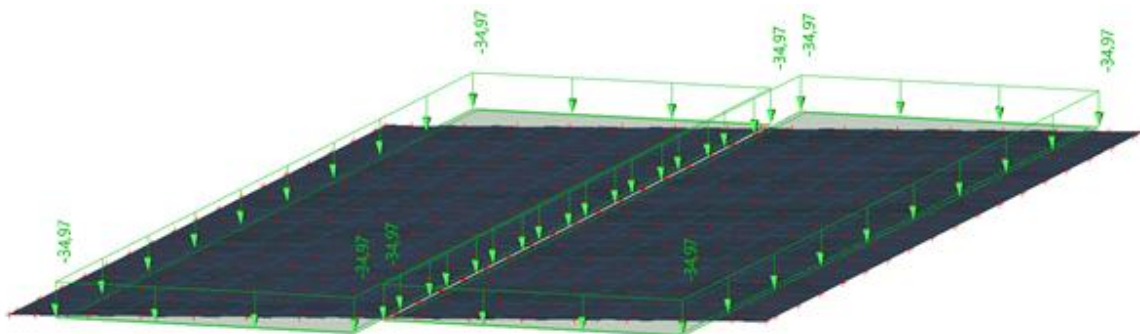
Tabulka 6.1 – Charakteristické hodnoty svislého zatížení pro modely zatížení SW/0 a SW/2

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. 24 Zatížení SW/2 dle ČSN 1991-2

- Přepočítání na plošné zatížení:

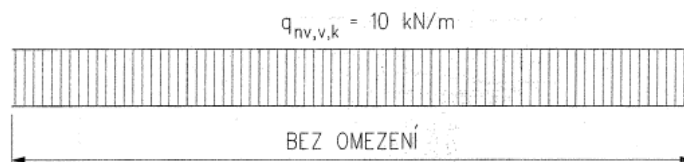
$$q_{vk} = 150 / 4,29 = 34,97 \text{ kN/m}^2$$



25 ZS08

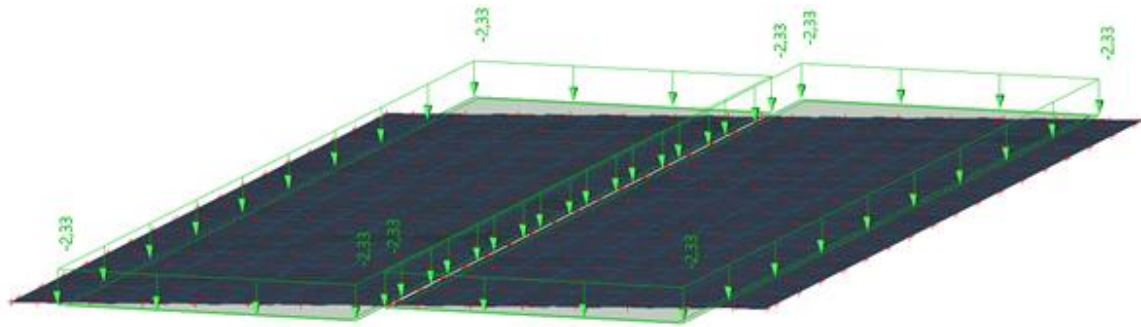
Obr.

10.3.1.3 ZS9 NEZATÍŽENÝ VLAK



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

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

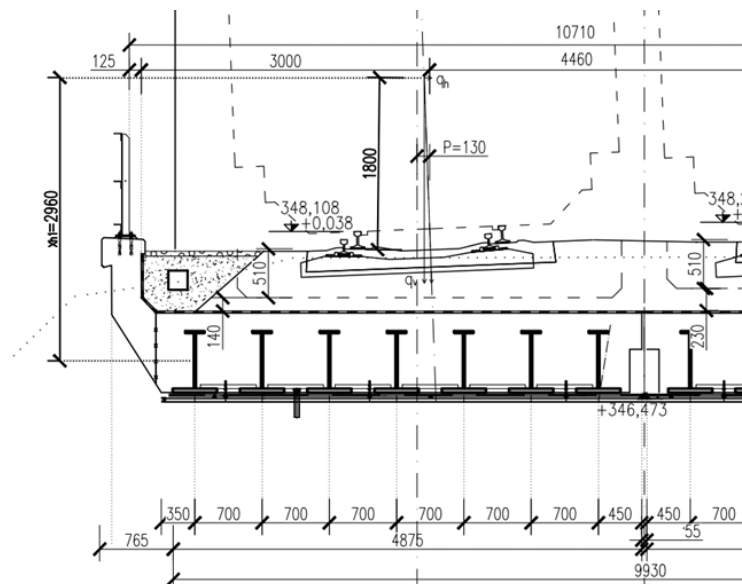


Obr. 26 ZS09

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

10.3.2.1 ZS10 O- Odstředivé síly

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



Obr. 27 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

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

- 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

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

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

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

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

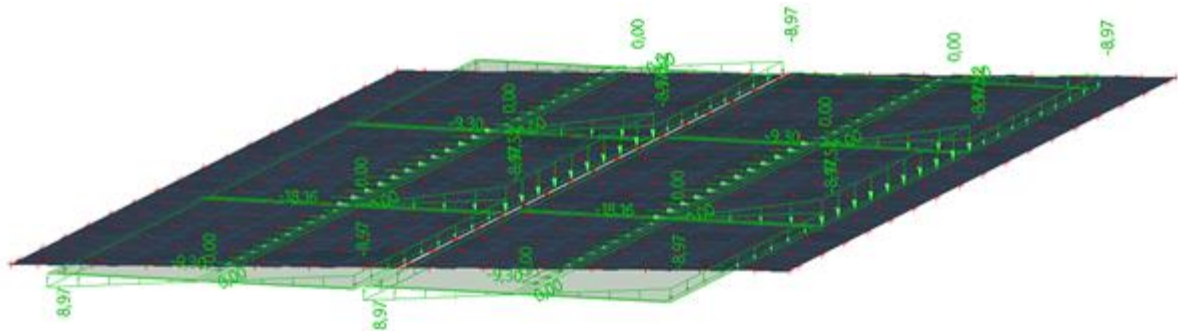
- Odstředivé síly od zatěžovacího schématu "nezatížení vlak"

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

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

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

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



Obr. 28 ZS10

10.3.2.2 ZS11 BOČNÍ RÁZ

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

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

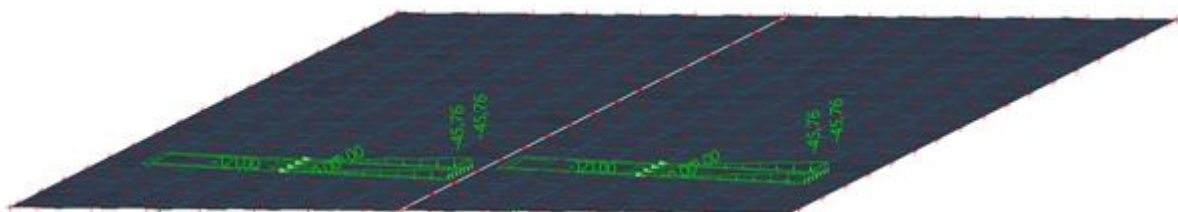
Klasifikační součinitel $\alpha = 1,21$

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

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

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

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



Obr. 29 ZS011

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



10.3.2.3 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 brzdnými 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:

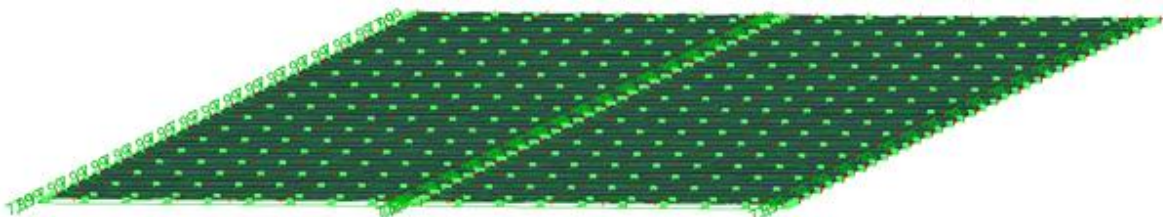
$$Q_{la,LM1,k} = 20,00 \cdot 1,21 \cdot 18,32 \cdot 1 = 443,3 \text{ kN/koleje}$$

- Rozhodující síla pro hlavní nosník:

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

- Zatížení přepočtené na plošné:

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



Obr.



10.3.2.4 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:

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

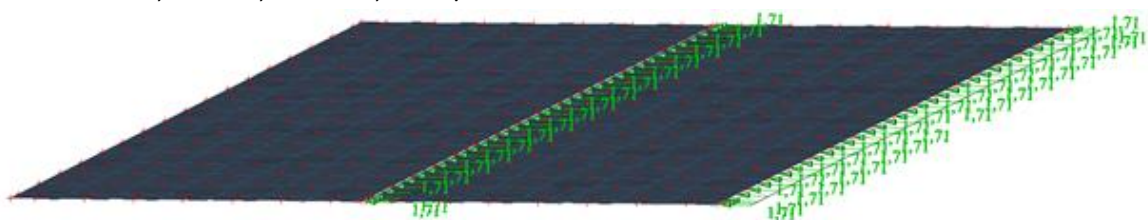
- Plošné zatížení větrem na mostovku:

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

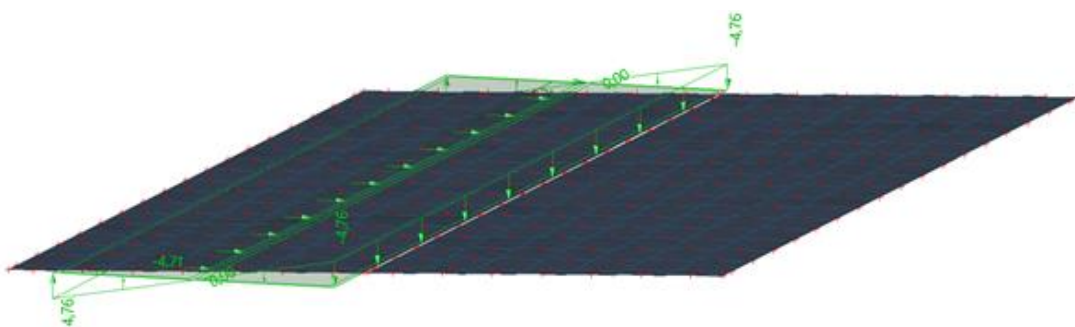
$$M_v = 4,93 \cdot 2,96 = 14,60 \text{ kNm/m koleje}$$

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

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



Obr. 31 ZS013



ZS013

Obr. 32



10.3.2.5 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:

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

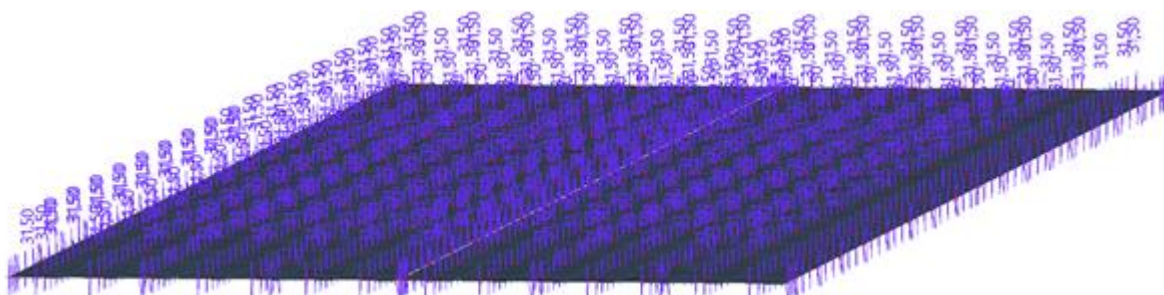
$$T_{e,\max} = 40 + 1,5 = 41,5^{\circ}\text{C}$$

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

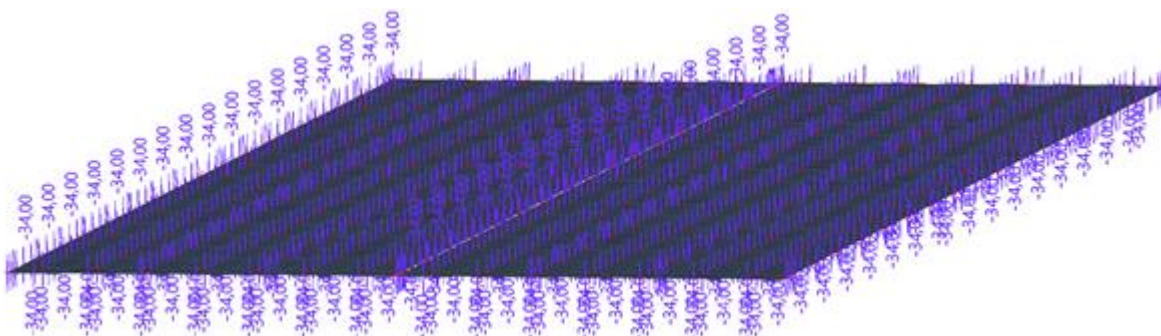
Rovnoměrná složka pro zkrácení $\Delta T_{N,\text{con}} = -(10 - (-24,0)) = -34,0^{\circ}\text{C}$

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

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



Obr. 33 ZS014



Obr. 34 ZS014



10.3.2.6 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. 35 Doporučené hodnoty lineárních teplotních rozdílů pro různé typy nosných konstrukcí (ČSN EN 1991-1-5)

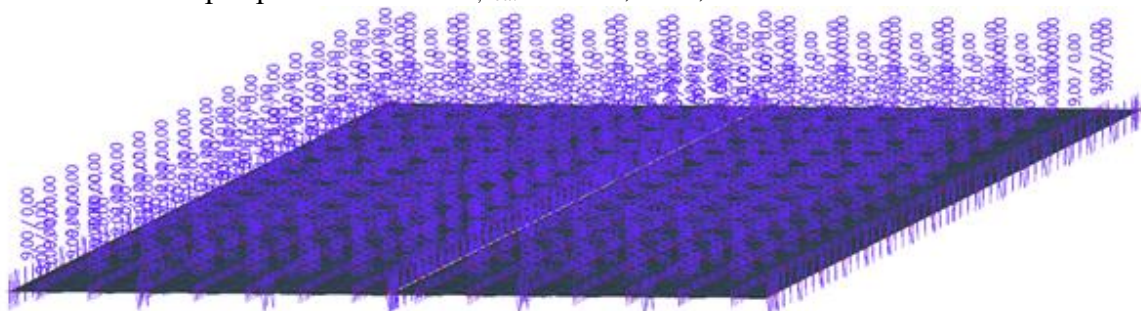
Mosty pozemních komunikací, lávky pro chodce a mosty drážních komunikací						
Tloušťka mostního svršku	1. typ		2. typ		3. typ	
	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch 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.

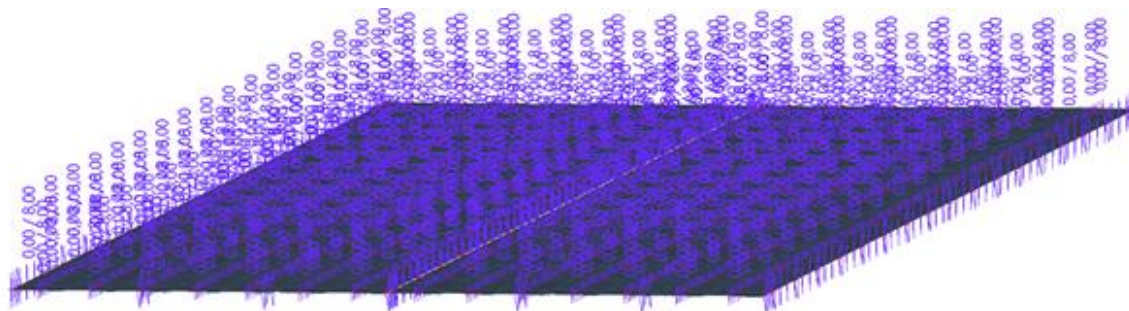
Obr. 36 Doporučené hodnoty součinitele k_{sur} (ČSN EN 1991-1-5)

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

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



Obr. 37 ZS015



Obr. 38 ZS015

10.3.2.7 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 kolej
Odpor železničního svršku pro zatíženou kolej	k_1	=	60 kN/m kolej

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

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

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

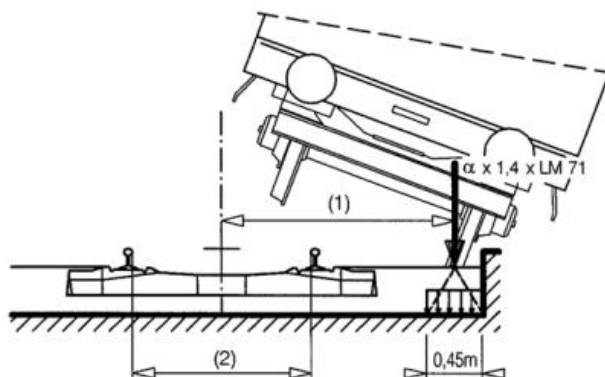
$$Q_{t,l,k} = 0,60 \cdot 60,00 \cdot 18,33 = 660 \text{ kNm/m kolej}$$

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

10.4 Mimořádné zatížení

10.4.1 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. 39 Návrhová situace II – ekvivalentní zatížení q_{A2d} (ČSN EN 1991-2)



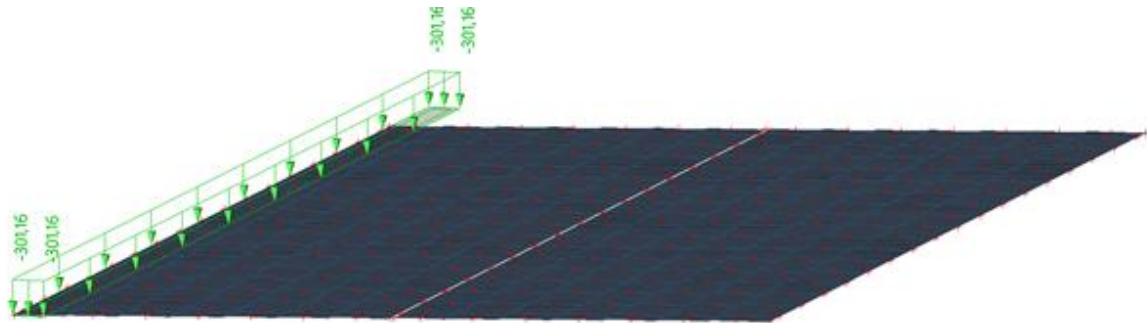
Klasifikační součinitel	α	= 1,21 -
Součinitel působení	k	= 1,4 -
Roznášecí šířka	$b_{l,dr}$	= 0,45 m

Rovnoměrné liniové zatížení:

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

Rovnoměrné plošné zatížení:

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



Obr. 40 ZS017

11 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 trhlinami	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 trhlinami	ν_c	=	0,000	
součinitel tepelné roztažnosti	α_c	=	0,000012	
objemová tíha	ρ_c	=	25	kN/m^3

D. konstrukční ocel – S355+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 _o	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 _o	1036	1036	1036	1036	1036	mm
t	1	90	36500	90	36500	den
t _o	1	30	30	30	30	den
R _H	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 _o)	0,909	0,482	0,482	0,482	0,482	-
Φ _o	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 _o	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 _o	1288	1288	1288	1288	1288	mm
t	1	90	36500	90	36500	den
t _o	1	30	30	30	30	den
R _H	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 _o)	0,909	0,482	0,482	0,482	0,482	-
Φ _o	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	-



12 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

12.1 Klasifikace průřezu nad podporou

Klasifikace horní pásnice při namáhání tlakovou silou

přečnívající část pásnice	$c =$	187,34 mm
štíhlost přečnívající 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 tlačené pásnice ocelového průřezu (pro montážní stav):

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

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 tlačené pásnice ocelobetonového průřezu:

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



Klasifikace stojiny při namáhání ohybem

rozhodující výška stojiny	$d =$	748,7 mm
štíhlost stojiny	$d / t_w =$	53,5 -
vliv meze kluzu oceli	$\epsilon =$	0,814 -

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

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

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

→ třída průřezu pro stojinu ocelového průřezu:

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

- 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:

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

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

$$\text{Výsledná třída:} \quad \text{TŘÍDA 2}$$



Klasifikace dolní pásnice při namáhání tlakovou silou

přečnívající část pásnice	$c =$	187,34 mm
štíhlost přečnívající 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 tlačené pásnice ocelového průřezu (pro montážní stav):

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

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 tlačené pásnice ocelobetonového průřezu:

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



12.2 Klasifikace průřezu v poli

Klasifikace horní pásnice při namáhání tlakovou silou

přečnávající část pásnice	$c =$	87,34315 mm
štíhlost přečnávající 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 tlačené 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 tlačené 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 neutální 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 neutální 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:

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

→ 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):

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

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 tlačené pásnice ocelobetonového průřezu:

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



13 POSOUZENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

13.1 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 uvážením 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 - Odstrědivá 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



13.3 Kombinace

13.3.1 Kombinace pro mezní stav únosnosti

13.3.1.1 Kombinační vztah 6.10a

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

13.3.1.2 Kombinační vztah 6.10b

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

13.3.1.3 Kombinační vztah pro mimořádné návrhové situace

Vztah je dán rovnicí:
$$\Sigma G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

13.3.2 Kombinace pro mezní stav použitelnosti

13.3.2.1 Kombinační vztah pro charakteristickou kombinaci

Vztah je dán rovnicí:
$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

13.3.2.2 Kombinační vztah pro častou kombinaci

Vztah je dán rovnicí:
$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

13.3.2.3 Kombinační vztah pro kvazistálou kombinaci

Vztah je dán rovnicí:
$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

13.3.2.4 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))	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	(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.

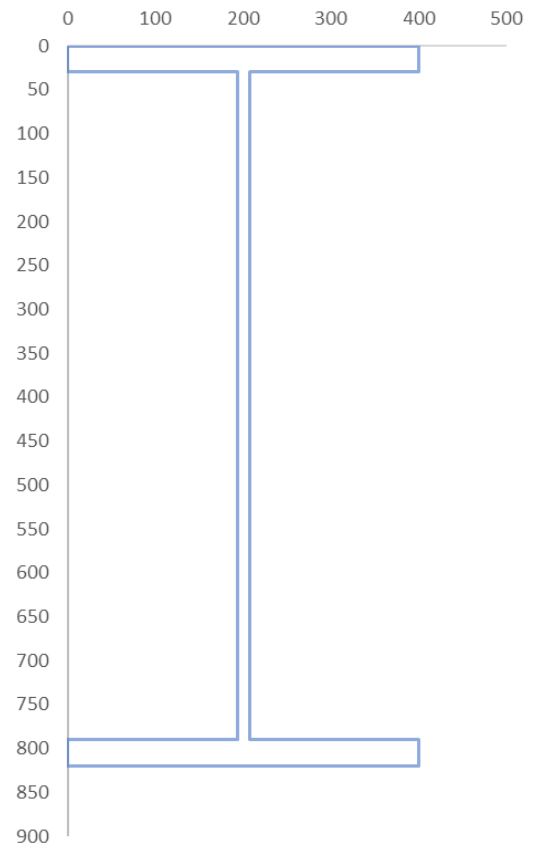
Obr. 41 ČSN EN 1990_zm.A1_2007, (odst. A2.3) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (soubor B)



13.4 Dimenze rozhodujících průřezů

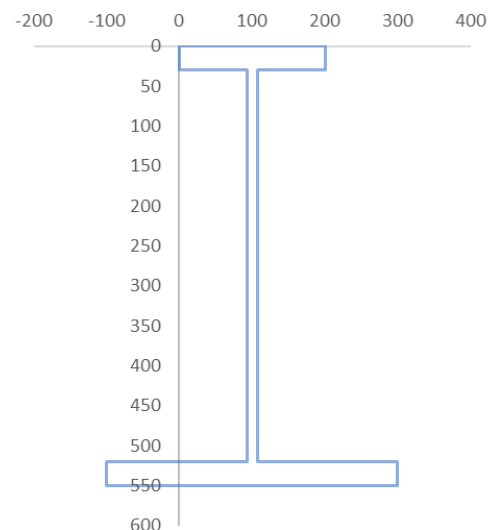
PRŮŘEZ V PODPOŘE

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	\varnothing_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

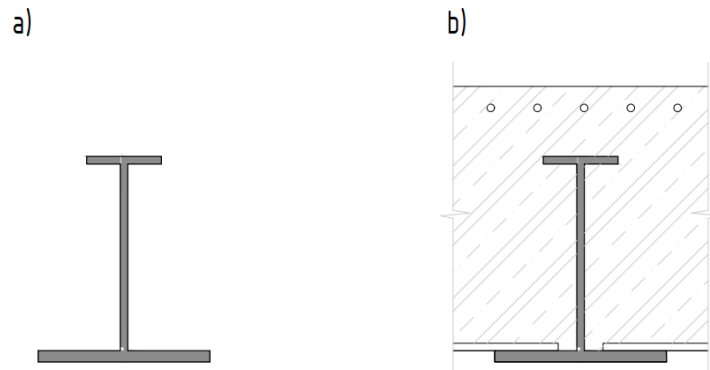
celková výška nosníku	h	740	mm
výška ocelového nosníku	h_{st}	550	mm
výška betonové části	h_c	710	mm
výška desky nad nosníkem	c_n	190	mm
šířka horní pásnice	b_{f1}	200	mm
tloušťka horní pásnice	t_{f1}	30	mm
šířka dolní pásnice	b_{f2}	400	mm
tloušťka dolní pásnice	t_{f2}	30	mm
tloušťka stojiny	t_w	14	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	\varnothing_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





13.5 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

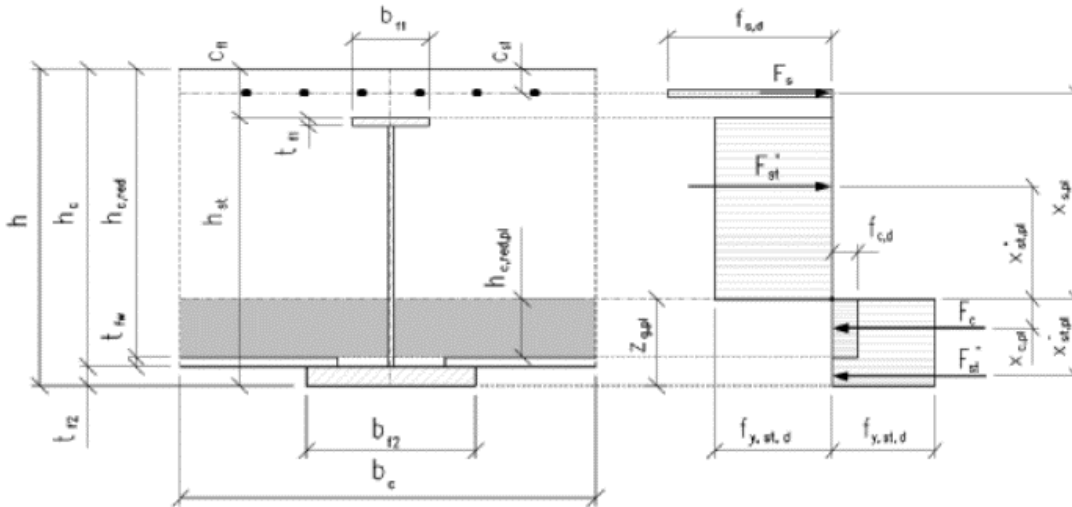
- Rozhodující kombinace pro $M_{y,Ed}$ v poli:

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



13.5.1 MSÚ – Posouzení průřezu v podpoře

13.5.1.1 Plastická analýza ocelobetonového průřezu



Mezní únosnost průřezu ve svislém smyku

štíhlost 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

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

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

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

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

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

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

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

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

- 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:

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

13.5.1.2 Plastická analýza ocelového průřezu

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



13.5.1.3 Stanovení zatížitelnosti

Stanovení zatížitelnosti

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

- Mezní hodnota posuzovaného účinku	$U_{lim} =$	4700,7 kNm
- Mezní hodnota posuzovaného účinku od všech ostatních zatížení, včetně součinitelů kombinace zatížení	$U_{rsg} =$	2273,0 kNm
- Rozhodující hodnota posuzovaného účinku od sestavy železniční dopravy, včetně součinitelů kombinace zatížení	$U_{gr} =$	933,0 kNm

- Stanovení zatížitelnosti prvku pro daný účinek

$$Z_{UIC,1} = (4700,7 - 2273,0) / 933 = 2,602$$

- Zatížitelnost ocelobetonového průřezu ZBN nad podporou pro zatížení smykovou silou

- Mezní hodnota posuzovaného účinku	$U_{lim} =$	1893,8 kN
- Mezní hodnota posuzovaného účinku od všech ostatních zatížení, včetně součinitelů kombinace zatížení	$U_{rsg} =$	1002,8 kN
- Rozhodující hodnota posuzovaného účinku od sestavy železniční dopravy, včetně součinitelů kombinace zatížení	$U_{gr} =$	572,5 kN

- Stanovení zatížitelnosti prvku pro daný účinek

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

- Zatížitelnost prvku

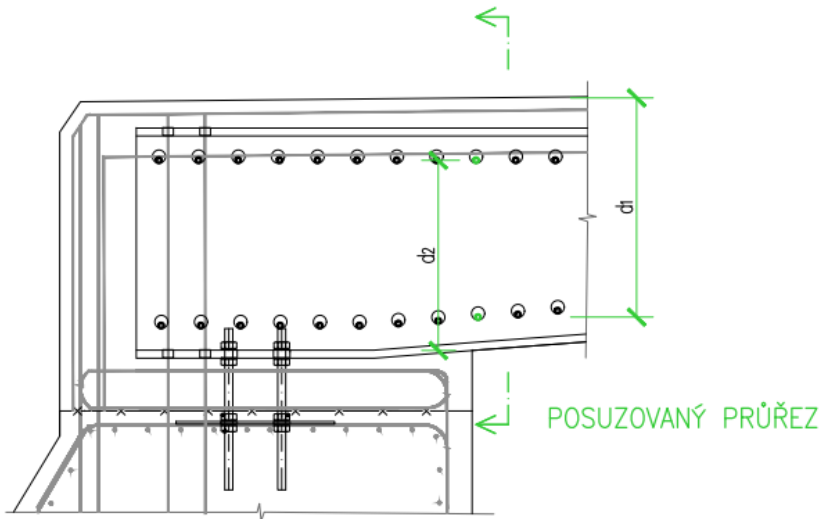
$$Z_{UIC} = 1,556$$



13.5.1.4 Betonářská výztuž

13.5.1.4.1 Posouzení příčné výztuže průřezu u podpory

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



Jednotlivé pevnosti materiálu 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 materiálu 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

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

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

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

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



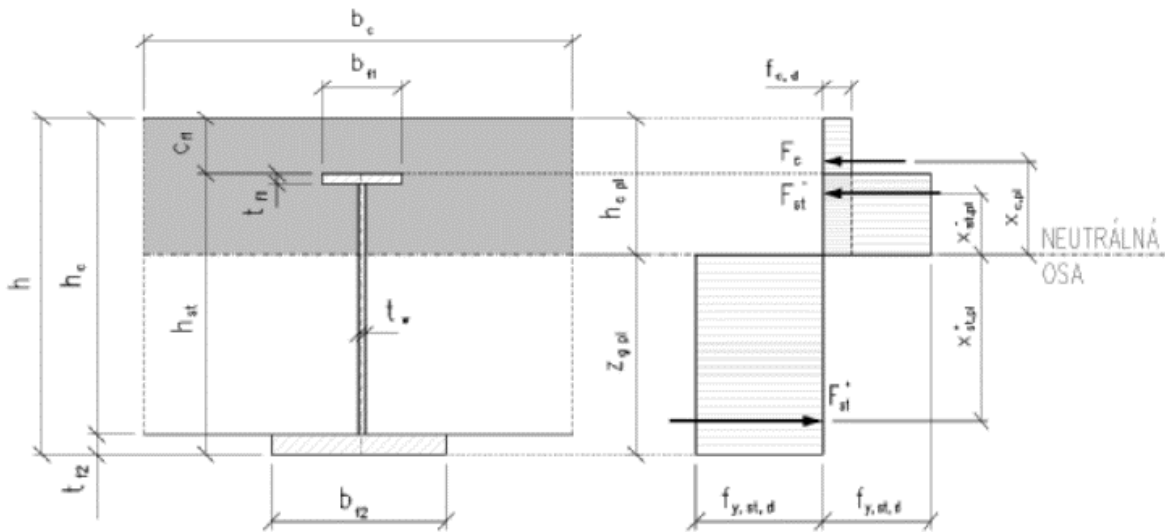
ohybová únosnost			Mx -	Mx+
charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	35	35
součinitel spolehlivosti pro beton	γ_c	[-]	1,5	1,5
návrhová pevnost betonu	f_{cd}	[MPa]	23,3	23,3
	λ	[-]	1	1
		[-]	0,8	0,8
charakteristická mez kluzu výztuže	f_{yk}	[MPa]	500	500
součinitel spolehlivosti pro výztuž	γ_s	[-]	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



13.5.2 MSÚ – Posouzení průřezu v poli

13.5.2.1 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

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

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

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

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

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

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

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

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

- Plastický výpočet momentu únosnosti M_{Rd}

výpočet platí když:		f_{id}	A	N	z_i	M_i	M_{Rd}	
$z_{g,pl} < h_{st} - t_{f1}$		[MPa]	[mm ²]	[kN]	[mm]	[kNm]	[kNm]	
TLAČENÁ ČÁST	beton:	$F_{c,1} =$	23,3	133000	3 103	165,5	513,7	3090,2
		$F_{c,2} =$	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	

- Výsledné posouzení:

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

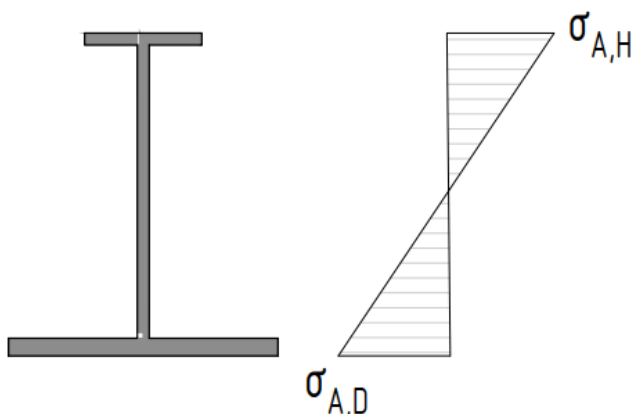
13.5.2.2 Plastická analýza ocelového průřezu

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



13.5.2.3 Pružná analýza ocelového průřezu

Redukční součinitel je stanoven programem SCIA viz kap. 13.5.4 “Provádění ZBN”



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 v průřezu:

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	-237,8	-237,76
stojina					
otvor					
stojina					
Spodní pásnice	214,5	0,0	0,0	152,0	152,00
celý nosník	214,5				

Vnitřní síly:

		MONTÁŽ
POLE	M _y	888
	N _{Ed} + tlak	-
	N _{Ed} + tah	-
PODPORA	M _y	-
	N _{Ed} + tlak	-
	N _{Ed} + tah	-
	V _z	



Výsledné posouzení průřezu:

		MONTÁŽNÍ STAV				POSUDEK			
		krátkodobé	dlouhodobé	smrštění	celkem	maximální napětí σ	mez kluzu	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”

13.5.2.4 Stanovení zatížitelnosti

Stanovení zatížitelnosti

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

- Mezní hodnota posuzovaného účinku $U_{lim} = 3090,2$ kNm

- Mezní hodnota posuzovaného účinku od všech ostatních zatížení, včetně součinitelů kombinace zatížení $U_{rsgr} = 936,3$ kNm

- Rozhodující hodnota posuzovaného účinku od sestavy železniční dopravy, včetně součinitelů kombinace zatížení $U_{gr} = 444,4$ kNm

- **Stanovení zatížitelnosti prvku pro daný účinek**

$$Z_{UIC,1} = (3090,2 - 936,3) / 444 = 4,847$$

- Zatížitelnost ocelobetonového průřezu ZBN nad poli pro zatížení smykovou silou

- Mezní hodnota posuzovaného účinku $U_{lim} = -$ kN

- Mezní hodnota posuzovaného účinku od všech ostatních zatížení, včetně součinitelů kombinace zatížení $U_{rsgr} = 0,0$ kN

- Rozhodující hodnota posuzovaného účinku od sestavy železniční dopravy, včetně součinitelů kombinace zatížení $U_{gr} = 0,0$ kN

- **Stanovení zatížitelnosti prvku pro daný účinek**

$$Z_{UIC,1} = \text{NEROZHODUJE}$$

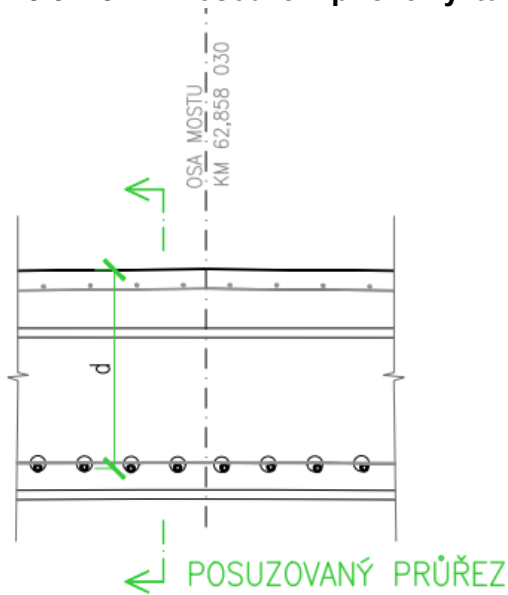
- **Zatížitelnost prvku**

$$Z_{UIC} = \underline{\underline{4,847}}$$



13.5.2.5 Betonářská výztuž

13.5.2.5.1 Posouzení příčné výztuže v poli



Jednotlivé pevnosti materiálu 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 materiálu betonu a výztuže dle ČSN EN 1992-2 čl. 2.4.2.4:

$\gamma_c = 1,50$
$\gamma_s = 1,15$
$\alpha_{cc} = 0,85$ (pro tlak v mezní stavu únosnosti)
$\alpha_{cc} = 1,00$ (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**



13.5.3 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	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	8,97E+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

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

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	$U_{rsg} =$	74,9 MPa
- Rozhodující hodnota posuzovaného účinku od sestavy železniční dopravy, včetně součinitelů kombinace zatížení	$U_{gr} =$	74,9 MPa
- Stanovení zatížitelnosti prvku pro daný účinek		
$Z_{UIC,2} = (251,5 - 74,9) / 75 = 2,358$	$Z_{UIC,2} =$	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

$$f_u = 490 \text{ MPa}$$

součinitel materiálu pro svarové spoje

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ -}$$

korekční faktor

$$\beta = 0,9 \text{ -}$$

únosnost ve smyku

$$f_{vw,d} = 251,5 \text{ MPa}$$

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

$$Z_{UIC,2} = (251,5 - 32,2) / 40,6 = 5,399$$

$$Z_{UIC,2} = 5,399$$

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

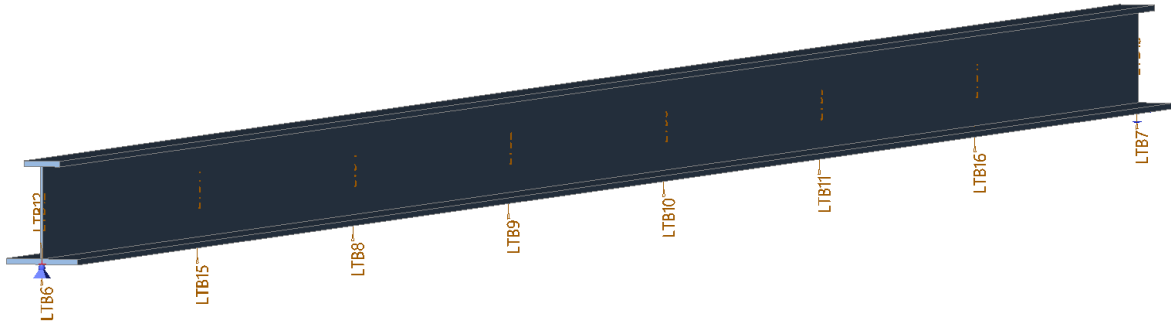
- ve stěně do výšky od dolní pásnice

teoreticky 479,5 mm

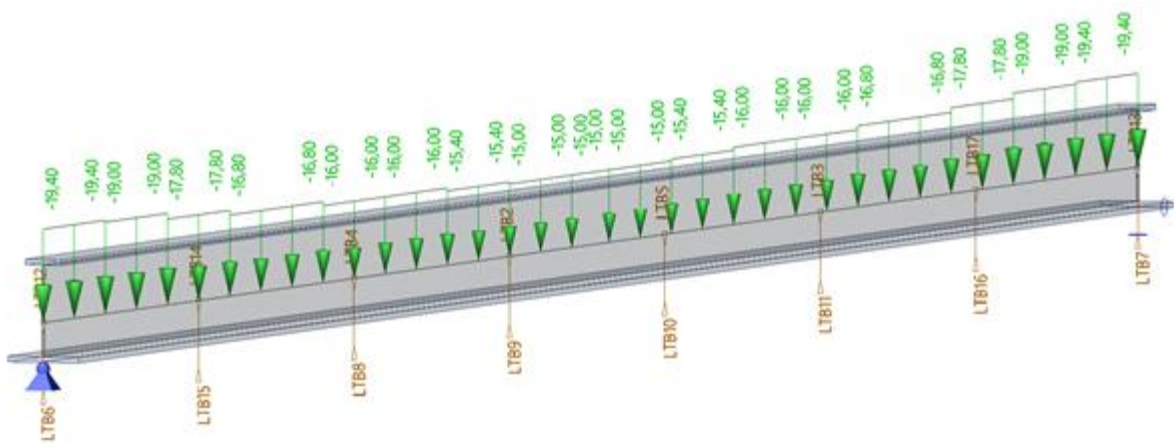
zaokrouhleně **480,0 mm**

13.5.4 MSÚ – Provádění ZBN

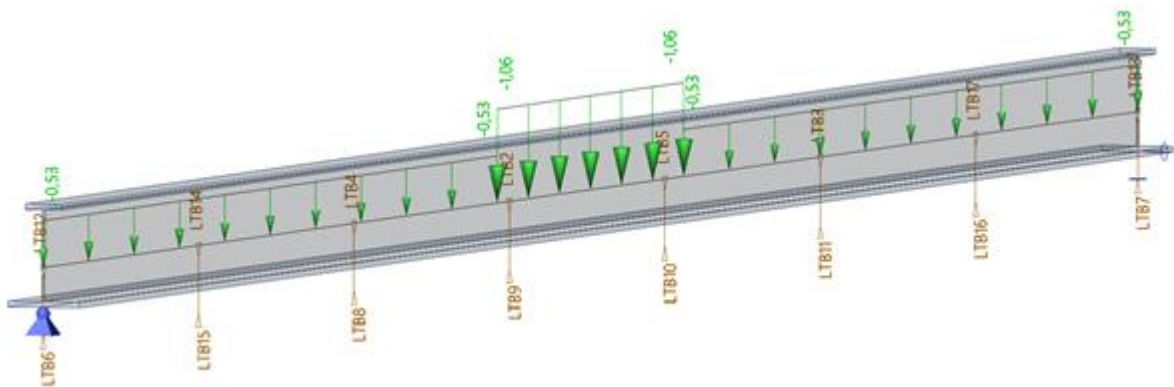
Nosníky budou osazeny na rektifikační šrouby. Stabilitu nosníku zajišťují stabilizační tyče viz. příloha č.03.5 “Ocelový nosník”. Ocelové části průřezů spadají do třídy 3. Byly posouzeny dle ČSN EN 1993-2 a ČSN EN 1993-1-1 za předpokladu pružného působení.



Obr. 42 Model simulující montážní stav nosníku (prostý nosník)



Obr. 43 ZS2a



Obr. 44 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 – Mokvý beton	1,35
		ZS2b – Montážní užité zátížení	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	α_{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_i	-185	mm

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

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

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

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

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

$$\beta = 0,75$$

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

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

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

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

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

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

Poznámka: Opravný součinitel k_c se určí podle C1.

Prvek splňuje podmínky stabilního posudku.



13.5.5 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

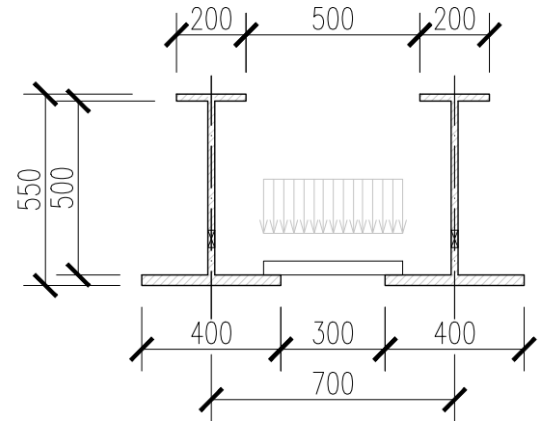
MSÚ:

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
------------------	------------	-------------------------------------





13.5.6 MSÚ – Posouzení dalších ŽB průřezů

13.5.6.1 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	$\varphi_{\text{ef}} = 30,0^\circ$
Soudružnost	$c_{\text{ef}} = 0,0 \text{ KPa}$
- 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:

$$\begin{aligned} \gamma_c &= \mathbf{1,50} \\ \gamma_s &= \mathbf{1,15} \\ \alpha_{\text{CC}} &= 0,85 \text{ (pro tlak v mezní stavu únosnosti)} \\ \alpha_{\text{CC}} &= 1,00 \text{ (pro tah)} \end{aligned}$$

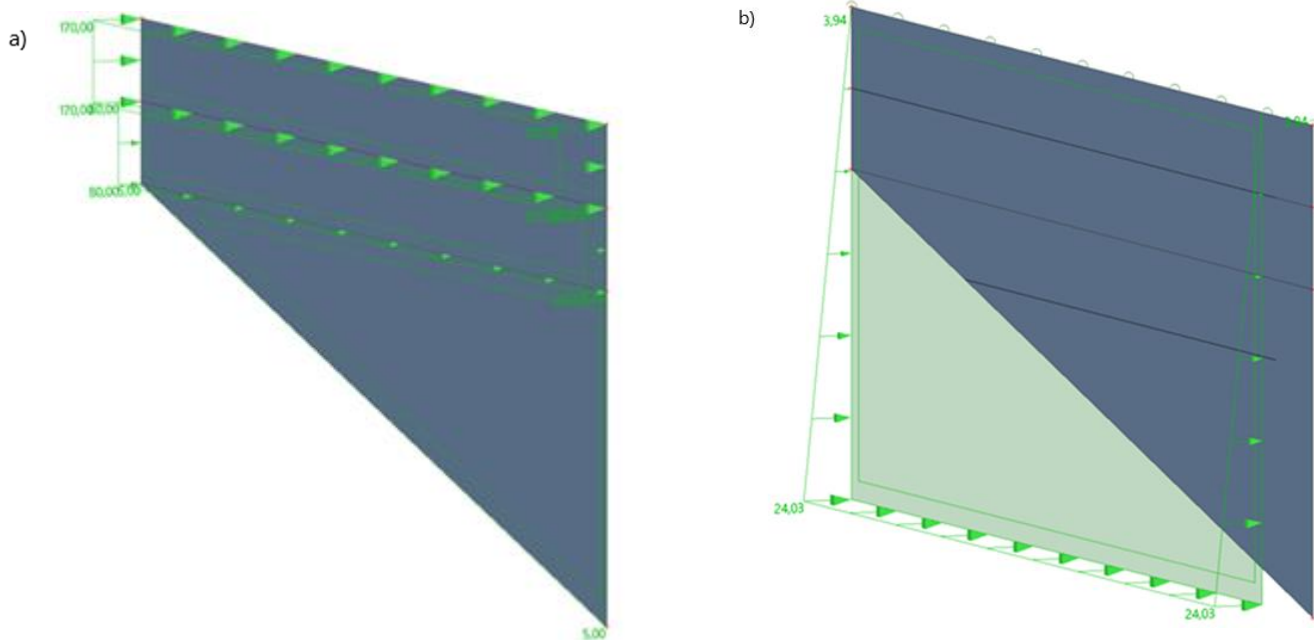
Použité vzorce ve výpočtu

$$\begin{aligned} \varepsilon_{yd} &= \frac{f_{yd}}{E_s} \\ A_{s1,req} &= \frac{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right) \\ x &= \frac{a_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} \quad \xi_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} \quad \xi = \frac{x}{d} \quad \varepsilon_{cu3} = \mathbf{3,5} \end{aligned}$$

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



13.5.6.1.1 Rovnoběžná křídla vetknutá do dřívku opěry



Obr. 45 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. 18 – “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]	480
využití		[%]	176,6%

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



smyková únosnost spon

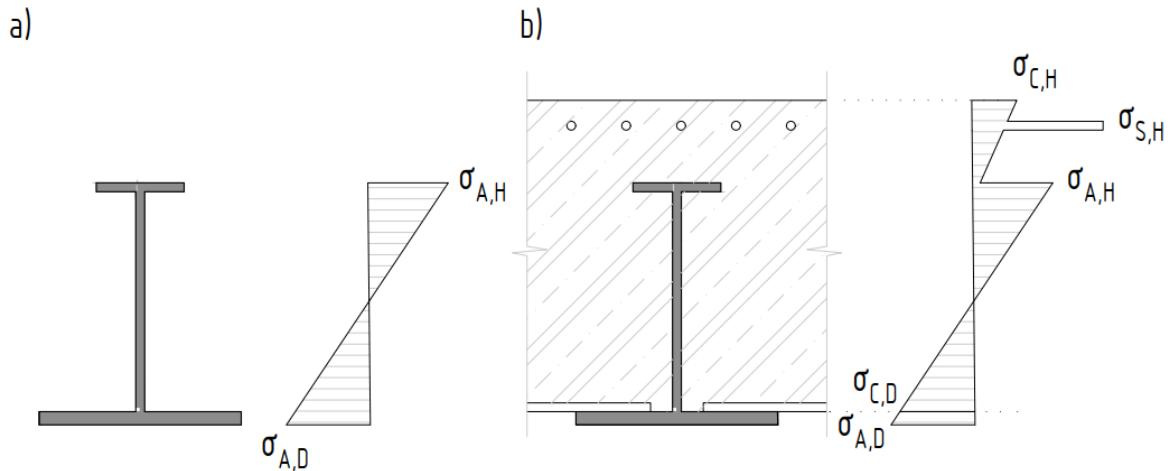
průměr spon	$\Phi_{sw,s}$	[mm]	8
rozteč spon - příčný směr	s	[mm]	250
rozteč spon - podélný směr			300
sklon spon	α_s	[°]	90
počet spon na metr	n	[ks]	4,0
plocha výztuže spon	$A_{sw,s}$	[mm ² /m]	201,1
	ρ_w		0,000838
	z	[mm]	750,6
	$\rho_{w,max}$		0,516
smyková únosnost spon	$V_{Rd,max}$	[kN/m]	2493,0
	$V_{Rd,s}$	[kN/m]	546,8
	$\min(V_{Rd,max}; V_{Rd,s})$	[kN/m]	546,80
využití		[%]	87,8%

→ **SMYKOVÁ ÚNOSNOST SPON VYHOVUJE**



13.6 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.



13.6.1 MSP – Omezení napětí NK od charakteristického zatížení

13.6.1.1 Pružný výpočet napětí průřezu v podpoře

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.

13.6.1.1.1 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

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

$n_s = 6,2$ - • 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	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				



13.6.1.1.2 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				



13.6.1.1.3 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				



13.6.1.1.4 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:

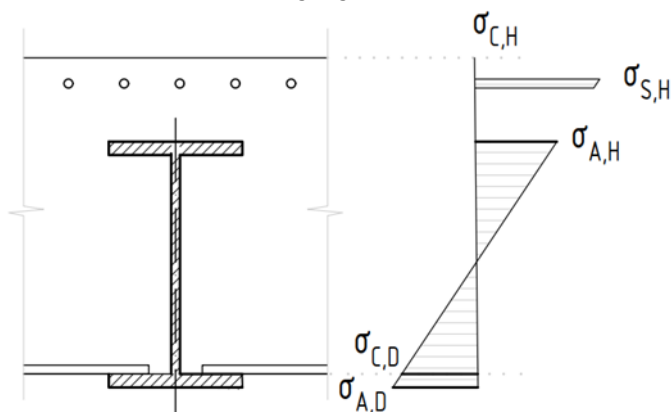
Část průřezu	x _i [mm]	+N _{Ed} /A [MPa]	-N _{Ed} /A [MPa]	M _{y,Ed} /I _y · x [MPa]	σ [MPa]
horní podél. výztuž	-474,8	15,2	-2,6	-25,8	-28,4
Horní pásnice	-455,8	15,2	-2,6	-24,8	-27,4
stojina	-425,8	15,2	-2,6	-23,1	-25,7
otvor					
stojina	334,2	15,2	-2,6	18,2	33,3
Beton vedle stojiny					
Spodní pásnice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



13.6.1.1.5 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

		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%

Interakce smyku a ohybu:

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

13.6.1.2 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.

13.6.1.2.1 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				



13.6.1.2.2 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*t _i [mm ³]	A/n*(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 · 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} + 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				



13.6.1.2.3 Ocelobetonový průřez pro dlouhodobé zatížení – na začátku životnosti

Poloha neutrální osy:

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

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

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



13.6.1.2.1 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*t _i [mm ³]	A/n*(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 · 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} + 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				



13.6.1.2.2 Ocelobetonový průřez – smršťení

Poloha neutrální osy:

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

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

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

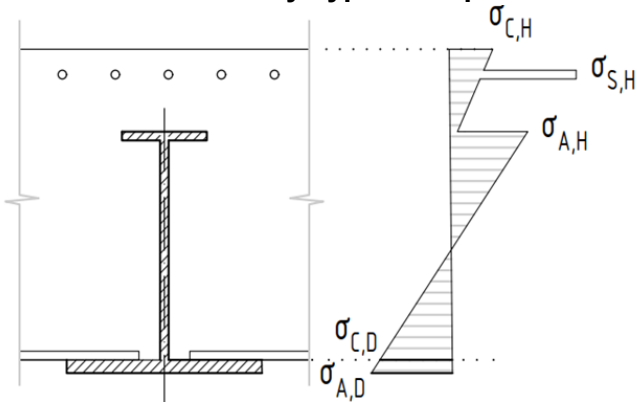
Část průřezu	x _i [mm]	+N _{Ed} /A [MPa]	-N _{Ed} /A [MPa]	M _{y,Ed} /I _y · x [MPa]	σ [MPa]
Beton nad HP	-359,6	1,0	0,0	0,0	0,98
Beton vedle HP					
Beton vedle stojiny					
horní podél. výztuž	-279,6	10,6	0,0	0,0	10,64
Horní pásnice	-169,6	10,6	0,0	0,0	10,64
stojina					
otvor					
stojina	350,4	10,6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



13.6.1.2.3 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	σ _{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	σ _{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	σ _{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	σ _{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	σ _{C,D}	MPa	-	-	-	-	-

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

→ PRŮŘEZ VYHOVUJE



13.6.1.3 Souhrný 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
Charakteristická Krátkodobá		ZS5 – poklesy	1,00
		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
Charakteristická Krátkodobá		ZS5 – poklesy	1,00
		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



13.6.1.1 Stanovení zatížitelnosti

PRŮŘEZ V PODPOŘE:

průřez			ocelový	ocelobetonový				U _{LM71} [MPa]	U _{rsgr} [MPa]	U _{lim} [MPa]	Z _{uic,1}
zatížení			-	krátk.	LM71	G - ZŽ	G - KŽ				
horní vlákna betonu:	$\sigma_{C,H}$	MPa	-	-	-	-	-	-	-	-	-
horní podélná výztuž:	$\sigma_{S,H}$	MPa	-	20,5	76,5	74,9	74,7	76,5	95,4	400,0	4,0
horní pásnice ocelového nosníku:	$\sigma_{a,H}$	MPa	-	20,2	73,7	71,9	71,5	73,7	92,1	345,0	3,4
dolní pásnice ocelového nosníku:	$\sigma_{a,D}$	MPa	-	-7,0	-53,7	-59,7	-67,0	53,7	74,0	345,0	5,0
dolní vlákna betonu:	$\sigma_{C,D}$	MPa	-	-1,0	-8,0	-5,9	-4,0	8,0	6,9	21,0	1,8
										MIN	1,8

PRŮŘEZ V POLI

průřez			ocelový	ocelobetonový				U _{LM71} [MPa]	U _{rsgr} [MPa]	U _{lim} [MPa]	Z _{uic,1}
zatížení			-	krátk.	LM71	G - ZŽ	G - KŽ				
horní vlákna betonu:	$\sigma_{C,H}$	MPa	-	-5,7	-6,1	-3,1	-2,5	6,1	8,9	21,0	2,0
horní podélná výztuž:	$\sigma_{S,H}$	MPa	-	-28,7	-28,2	-23,6	-31,4	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	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	47,3	226,8	345,0	2,5
dolní vlákna betonu:	$\sigma_{C,D}$	MPa	-	-	-	-	-	-	-	-	-
										MIN	2,0

Podrobné stanovení zatížitelnosti viz "PŘÍLOHA 4 – Výpočet napětí pro zatížitelnost



13.6.2 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.

Výpočet napětí od LM71 – “PŘÍLOHA 5 – VÝPOČET NAPĚTÍ PRO POSOUZENÍ ÚNAVY.

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

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

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

$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} = 113,5 < \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} = 121,7$ [MPa]	→ VYHOVUJE
---	------------



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

Krční svary ocelového nosníku ZBN

- Charakteristika detailu

- kategorie detailu

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

- Referenční rozkmit napětí v poli

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

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

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

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

- Referenční rozkmit napětí v podpoře

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

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

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

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

→ 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

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

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

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} = 102,8 < \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} = 108,7 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Kategorie detailu	Konstrukční detail	Popis	Požadavky
125		<p><u>Nepřerušované podélné svary:</u></p> <p>1) Automatové oboustranné tupé svary.</p> <p>2) Automatové koutové svary. Konce krycích desek se kontrolují jako detail 6) nebo 7) v tabulce 8.5.</p>	<p><u>Detaily 1) a 2):</u></p> <p>Nejsou povolena žádná přerušování svařování s výjimkou oprav provedených specialistou, u kterých kontrola potvrdí správnost provedení opravy.</p>



Otvory ve stojně ocelového nosníku ZBN

- Charakteristika detailu

- otvory pro vstup 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

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

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

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

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

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

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

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

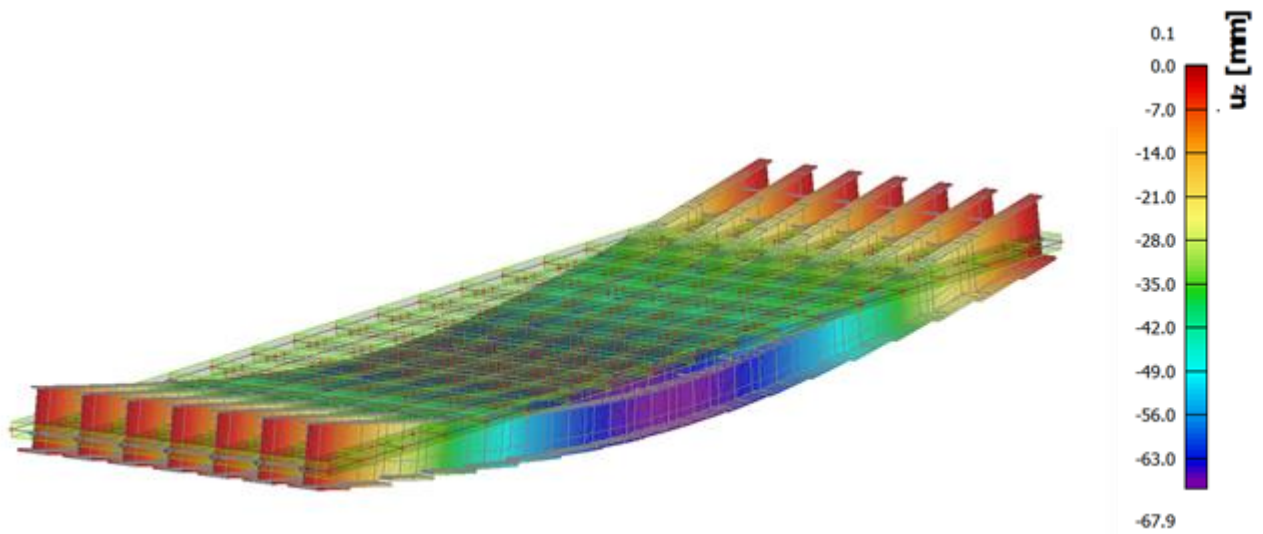
$$\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{p,k}$$

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

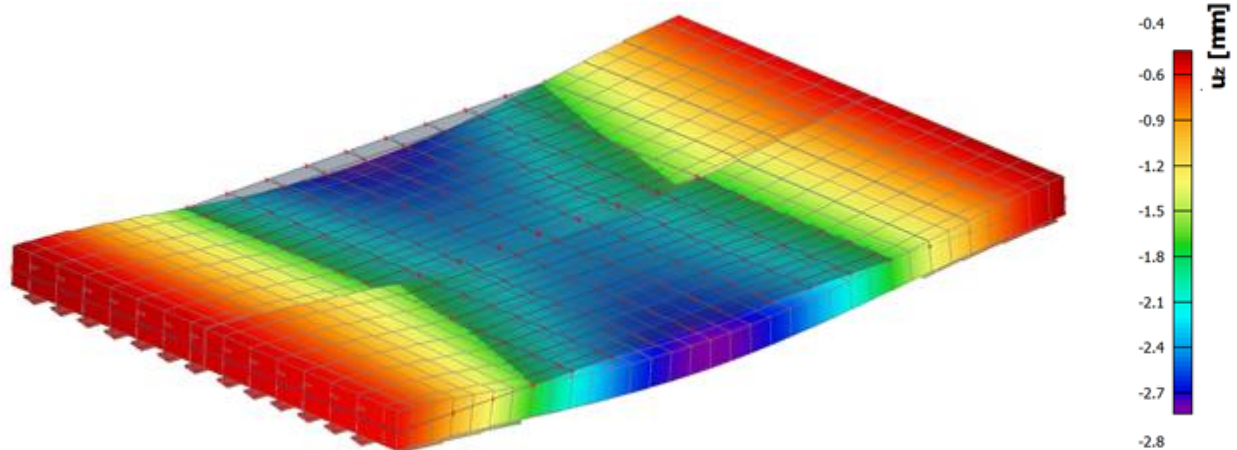
90	součinitel velikosti pro $t > 25\text{mm}$: $k_s = (25/t)^{0,2}$		<p>5) Příčné styky plechů nebo pásů.</p> <p>6) Tupé svary ve styku celého řezu válcovaného průřezu bez výřezů ve svarech.</p> <p>7) Příčné styky plechů a pásů proměnné šířky nebo tloušťky se sklonem $\leq 1/4$. Přechody svarů bezrubě 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>
----	--	--	---	---

13.6.3 MSP - Posouzení průhybu

13.6.3.1 Nadvýšení

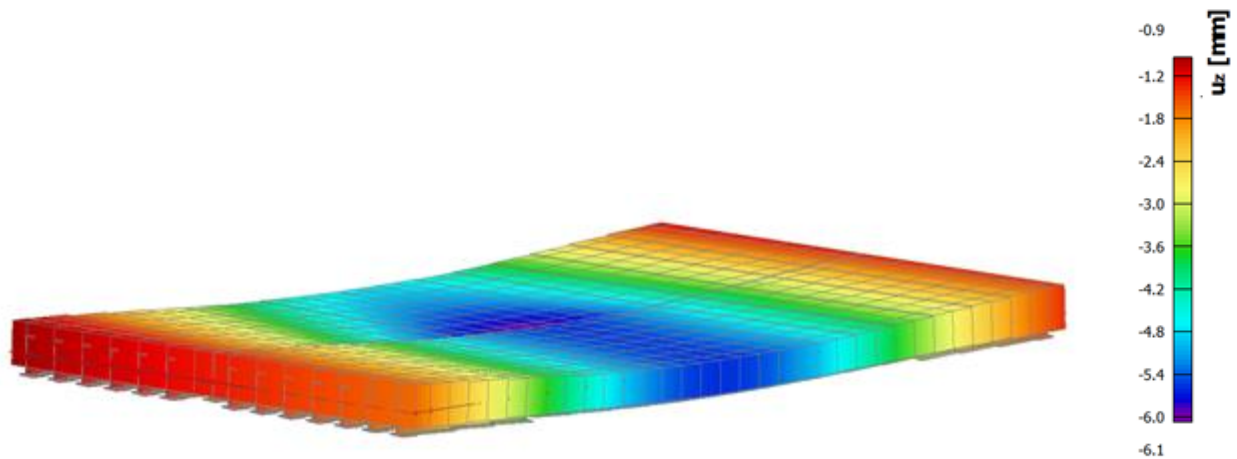


Obr. 46 Průhyb v montážním stavu od ZS1 + ZS2a+ZS2b



Obr. 47 Průhyb charakteristické kombinace od dlouhodobého zatížení

13.6.3.2 Svislý průhyb ZBN z hlediska bezpečnosti dopravy



Obr. 48 Průhyb od sestavy zatížení gr12+gr14

$u_z = 6,1 \text{ mm} < u_{z,\text{lim}} = L/600 = 16470/600 = 27,45 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$

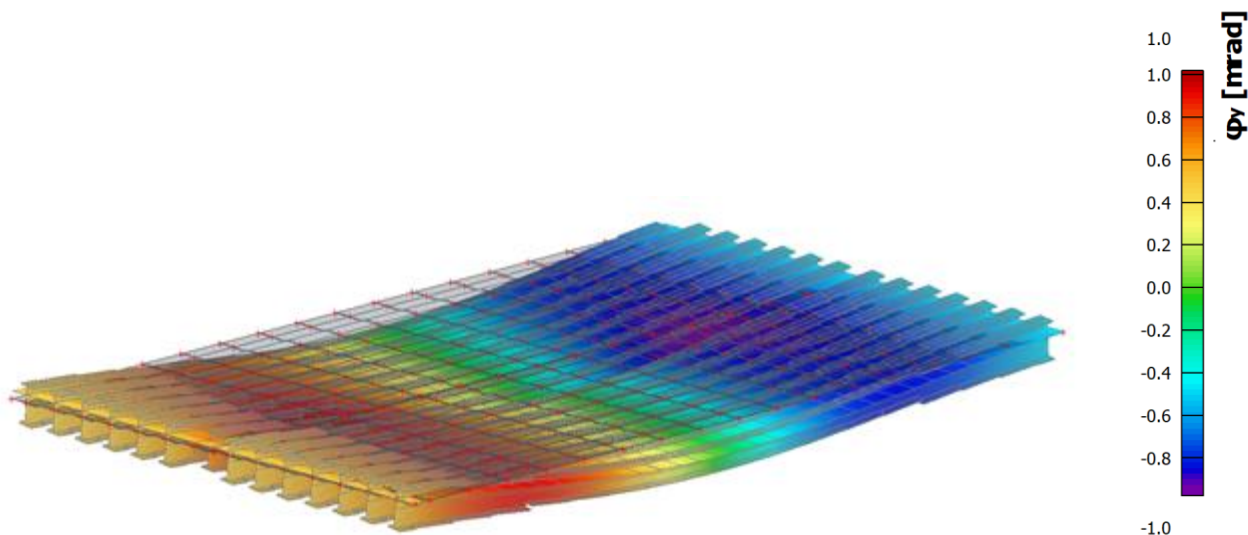


13.6.3.3 Stanovení zatížitelnosti

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

$$Z_{UIC,l} = u_{z,lim} / Z_{UIC,k} = 27,45 / 5,04 = 5,45$$

13.6.4 MSP – Deformace koncového průřezu ZBN



Obr. 49 Pootočení od sestavy zatížení gr12+gr14

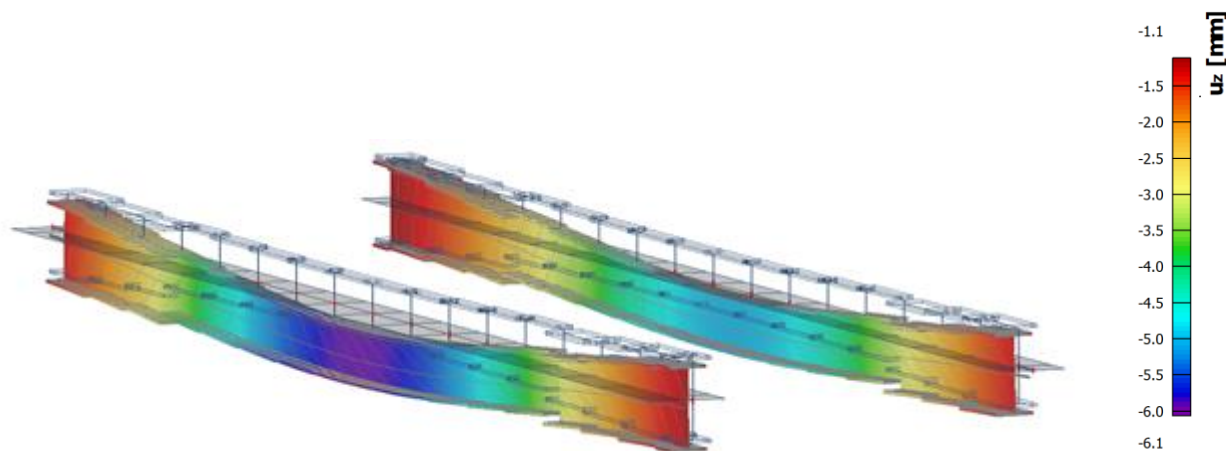
- $\Phi = 0,4 \text{ mrad} < 6,5 \text{ mrad} \rightarrow$ Pootočení koncového průřezu VYHOVUJE

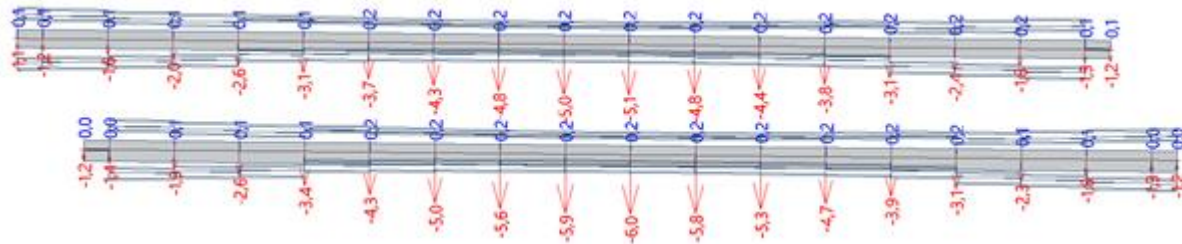
13.6.4.1 Stanovení zatížitelnosti

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

13.6.5 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: $\delta = 1 \text{ mm} < \delta_{\text{lim}} = 4,5 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$

13.6.5.1 Stanovení zatížitelnosti

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

13.6.6 MSP – Omezení šířky trhlin NK

Výpočet potřebných hodnot napětí pro stanovení zatížitelnosti viz “PŘÍLOHA 4 – Výpočet napětí pro zatížitelnost

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]	mezní napětí ve výztuži $\sigma_{s,\text{lim}}$ [MPa]	mezní 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. 50 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. 51 Mezní vzdálenost betonářské výztuže

13.6.6.1 Průřez v poli

Napětí v části průřezu otvor viz “PŘÍLOHA 4 – Výpočet napětí pro zatížitelnost

$$\sigma_{s, \text{max}} = 141,0 \text{ MPa při } d_s = 20 \text{ mm a počtem kusů 3}$$

$$\rightarrow d_s = 20 \text{ mm} < d_{s,\text{lim}} = 40 \text{ mm}$$

$$\rightarrow s = 125 \text{ mm} < s_{\text{lim}} = 200 \text{ mm}$$

\rightarrow OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN VYHOVUJE

13.6.6.2 Stanovení zatížitelnosti

$$Z_{\text{UIC}} = (U_{\text{lim}} - U_{\text{rsgr}}) / U_{\text{gr}} = (272 - 105,7) / 35,3 = 4,711$$



13.6.6.3 Průřez v podpoře

Napětí v části průřezu horní podélná výztuž viz "PŘÍLOHA 4 – Výpočet napětí pro zatížitelnost

$\sigma_{s, \max} = 213 \text{ MPa}$ 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

13.6.6.4 Stanovení zatížitelnosti

$Z_{UIC} = (U_{\lim} - U_{rsg}) / U_{gr} = (400 - 136,4) / 76,5 = 3,445$



13.6.7 MSP – Posouzení dalších ŽB průřezů

13.6.7.1 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	$\varphi_{\text{ef}} = 30,0^\circ$
Soudružnost	$c_{\text{ef}} = 0,0 \text{ KPa}$
- 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 pro ověření šířky trhlín:

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

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

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

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

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

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

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

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



13.6.7.1.1 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

→ **PRŮŘEZ VYHOVUJE**

Omezení napětí v betonu a ve výztuží

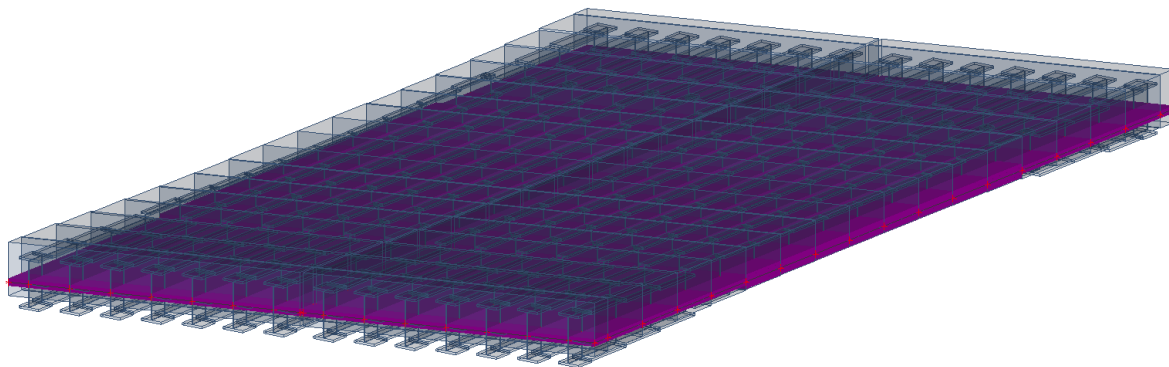
Průřez bez trhliny

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

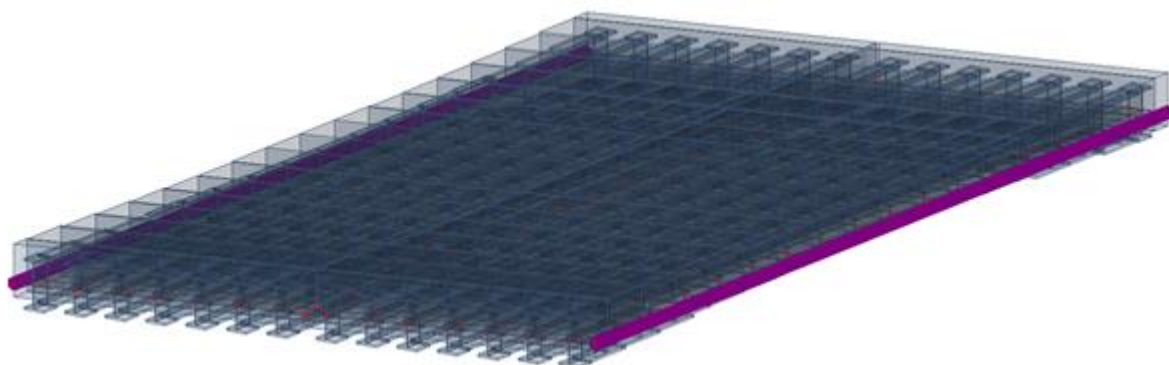
→ **PRŮŘEZ VYHOVUJE**

13.6.8 MSP – Ověření náchylnosti k rezonancím

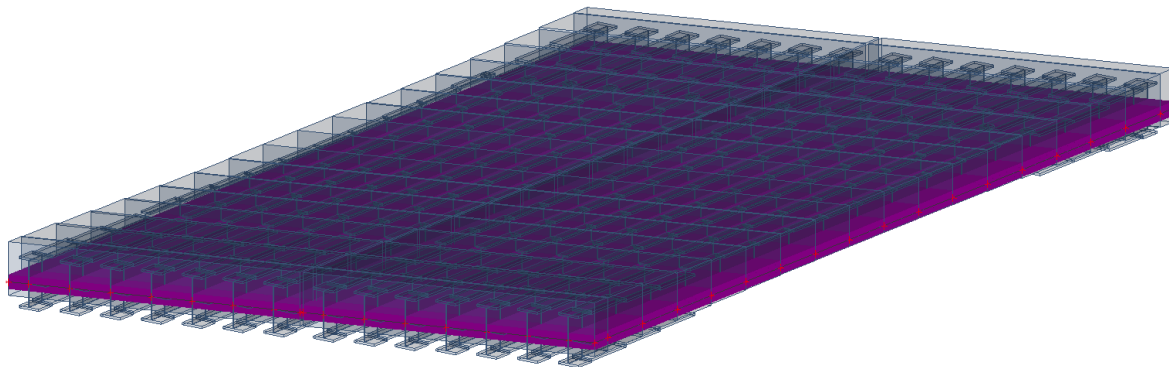
13.6.8.1 Hmoty



Obr. 52 MG1 – ZS – železniční svršek

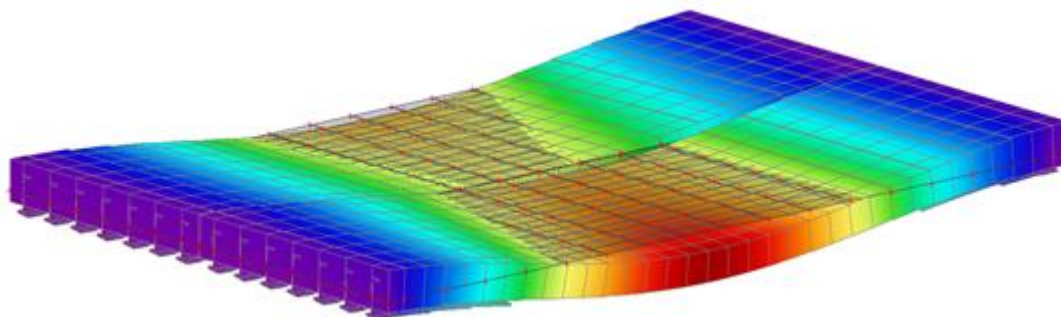


Obr. 53 MG2 – ZS -mostní vybavení

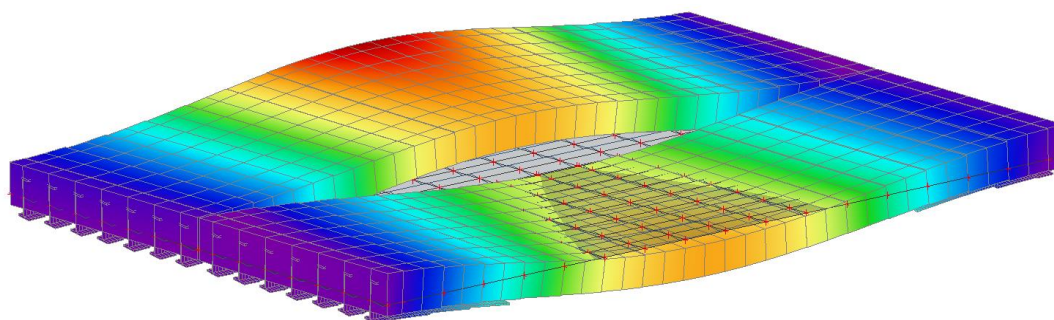


Obr. 54 MG3 – ZS -LM71

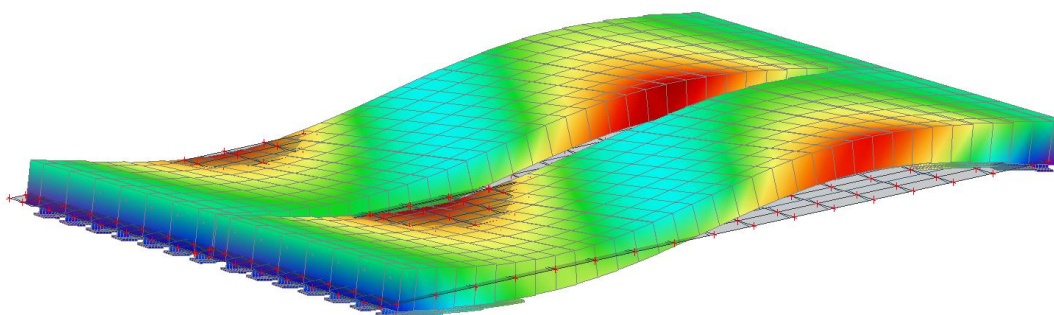
13.6.8.2 Vlastní frekvence



Obr. 55 tvar 1. vlastní frekvence



Obr. 56 tvar 2. vlastní frekvence

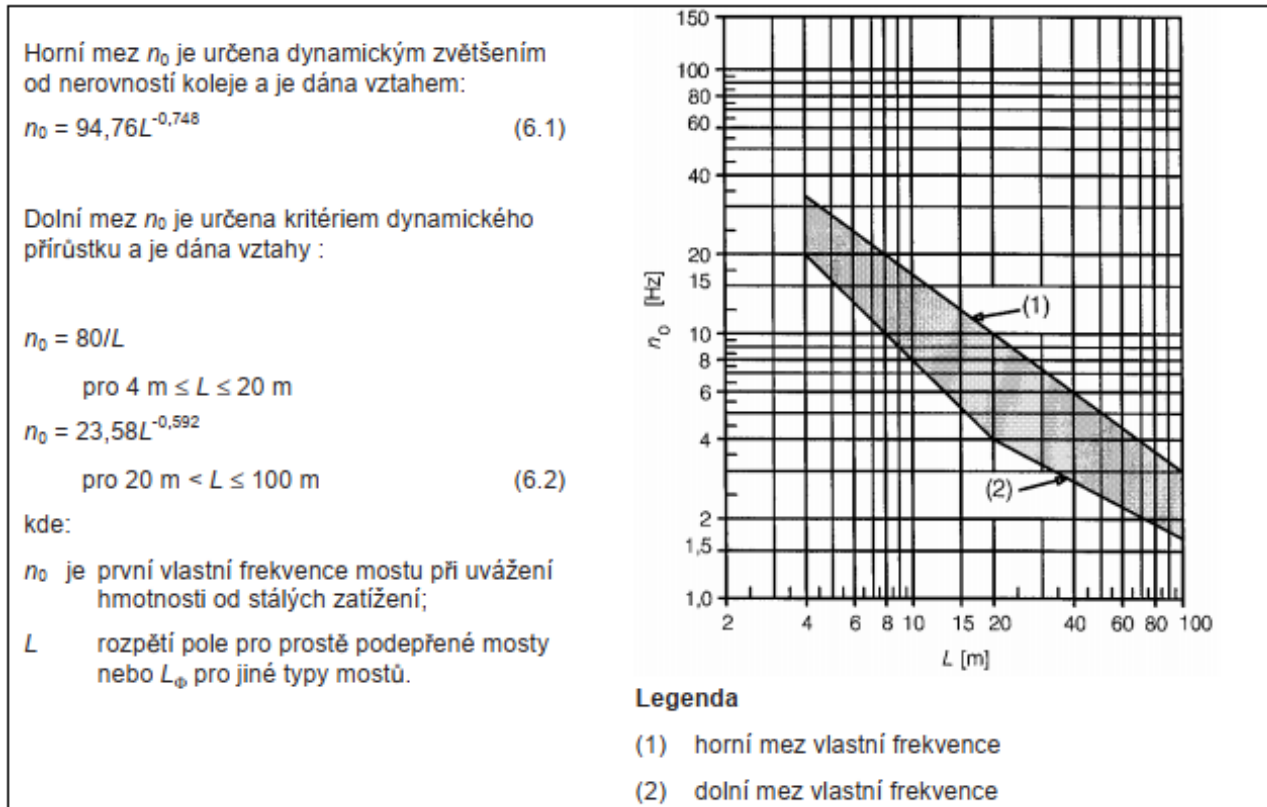


Obr. 57 tvar 3. vlastní frekvence

13.6.8.3 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 $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_{\Phi} = k \times L_m$, ale ne méně než $\max L_i (i = 1, \dots, n)$ $\begin{array}{cccc} n = 2 & 3 & 4 & \geq 5 \\ k = 1,2 & 1,3 & 1,4 & 1,5 \end{array}$
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 přesypávkou	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. 58 ČSN EN 1991-2; odst. 6.4.5.3, tab. 6.2



Obr. 59 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

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

Dolní mez: $n_0 = 80/9,546 = 8,38$

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

→ $n_0 = 8,38 < f = 9,39 < n_0 = 17,53$ → VYHOVUJE

→ FREKVENCE JE V MEZÍCH GRAFU (Obr. 42) – DYNAMICKÁ ANALÝZA NENÍ POŽADOVÁNA

14 POSOUZENÍ SPODNÍ STAVBY

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

14.1 Dřík opěry

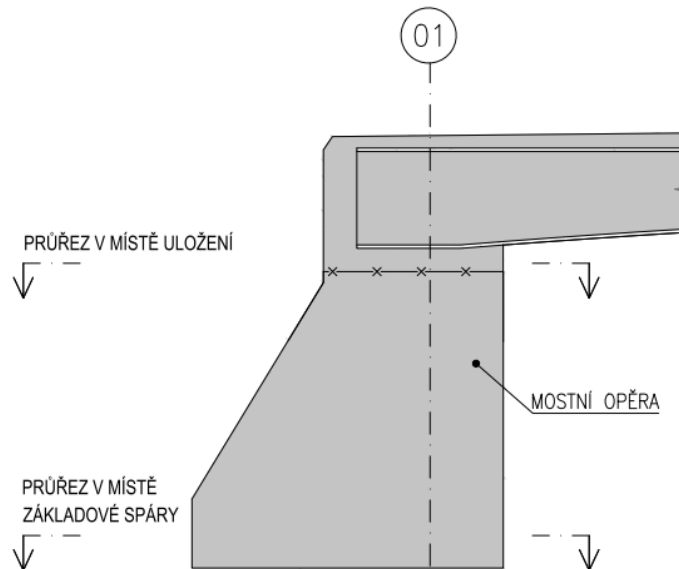
Jednotlivé konstrukční části opěr O1 a O2 byly posouzeny za pomoci tabulkového editoru Microsoft EXCEL 2013.

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 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:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

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

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

Vnitřní síly viz kap. č. 17 – “PŘÍLOHA 2 – VNITŘNÍ SÍLY - MOSTNÍ OPĚRA”



14.1.1 MSÚ

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

Použité vzorce ve výpočtu:

$$\bar{\varepsilon}_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

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

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

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

14.1.1.1 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 V_{rc}		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
smyková únosnost spon	$V_{Rd,max}$	[kN/m]	3779,0
	$V_{Rd,s}$	[kN/m]	4390,1
	$\min(V_{Rd,max}; V_{Rd,s})$	[kN/m]	3778,98
využití		[%]	57,3%

→ **SMYKOVÁ ÚNOSNOST SPON VYHOVUJE**



14.1.1.1.1 Stanovení zatížitelnosti

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)

- Mezní hodnota posuzovaného účinku $U_{lim} = 3945,8 \text{ kNm}$

- Mezní hodnota posuzovaného účinku od všech ostatních zatížení, včetně součinitelů kombinace zatížení $U_{rsgr} = 2615,5 \text{ kNm}$

- Rozhodující hodnota posuzovaného účinku od sestavy železniční dopravy, včetně součinitelů kombinace zatížení $U_{gr} = 964,5 \text{ kNm}$

- **Stanovení zatížitelnosti prvku pro daný účinek**

$$Z_{UIC,1} = (3945,8 - 2615,5) / 965 = 1,379$$

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

- Mezní hodnota posuzovaného účinku $U_{lim} = 3500,3 \text{ kN}$

- Mezní hodnota posuzovaného účinku od všech ostatních zatížení, včetně součinitelů kombinace zatížení $U_{rsgr} = 760,6 \text{ kN}$

- Rozhodující hodnota posuzovaného účinku od sestavy železniční dopravy, včetně součinitelů kombinace zatížení $U_{gr} = 331,8 \text{ kN}$

- **Stanovení zatížitelnosti prvku pro daný účinek**

$$Z_{UIC,1} = (3500,3 - 760,6) / 331,8 = 8,258$$

- **Zatížitelnost prvku**

$$Z_{UIC} = \underline{\underline{1,379}}$$



14.1.1.2 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**

smyková 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
smyková 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
smyková únosnost spon	$V_{Rd,max}$	[kN/m]	7122,0
	$V_{Rd,s}$	[kN/m]	8273,6
	$\min(V_{Rd,max}; V_{Rd,s})$	[kN/m]	7121,96
využití		[%]	26,9%

→ **SMYKOVÁ ÚNOSNOST SPON VYHOVUJE**



14.1.2 MSP

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

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 tlačeneho 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 přtvorení	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**



14.1.2.1 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 trhliny

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

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

6,3

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

ano

Průřez s trhlinou

vzd. težiště průř. s trhlinou od horního okraje	x_{ir}	[mm]	264,9538
rameno vnitřních sil	z	[mm]	2540,682
moment setr. Ideál. průřezu s trhlinou k težišť. ose	I_{ir}	[mm ⁴]	7,7E+10
plocha tláčené 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

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

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

vyhovuje

vyhovuje

[%]

70,9%

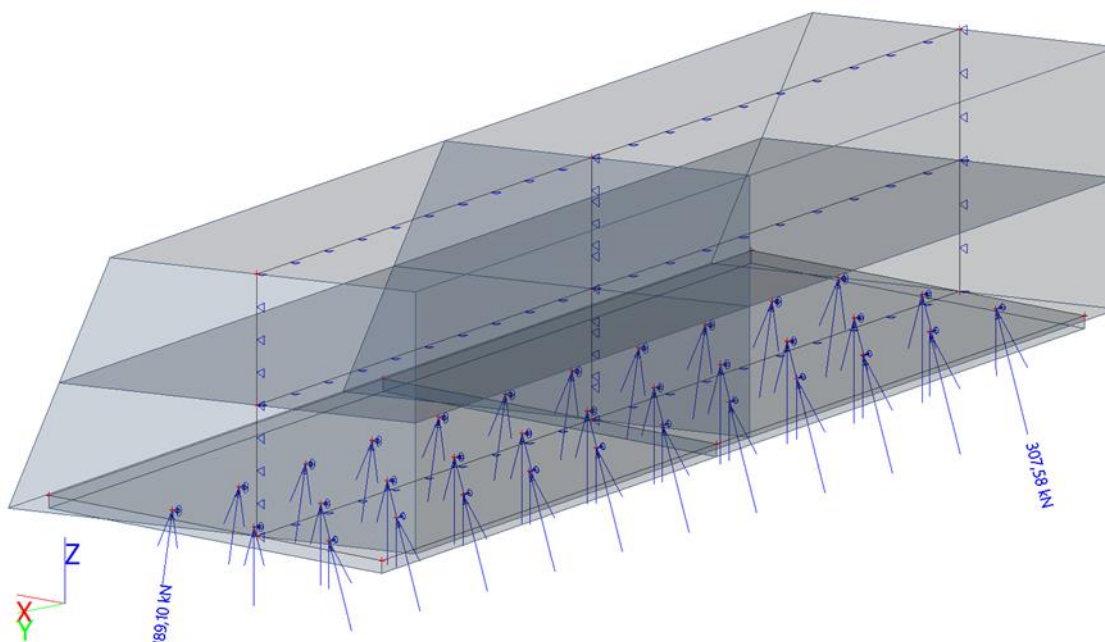
→ **PRŮŘEZ VYHOVUJE**

14.2 Mikropiloty

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



Obr. 60 Globální moment



Obr. 61 Výsledné reakce od charakteristické kombinace

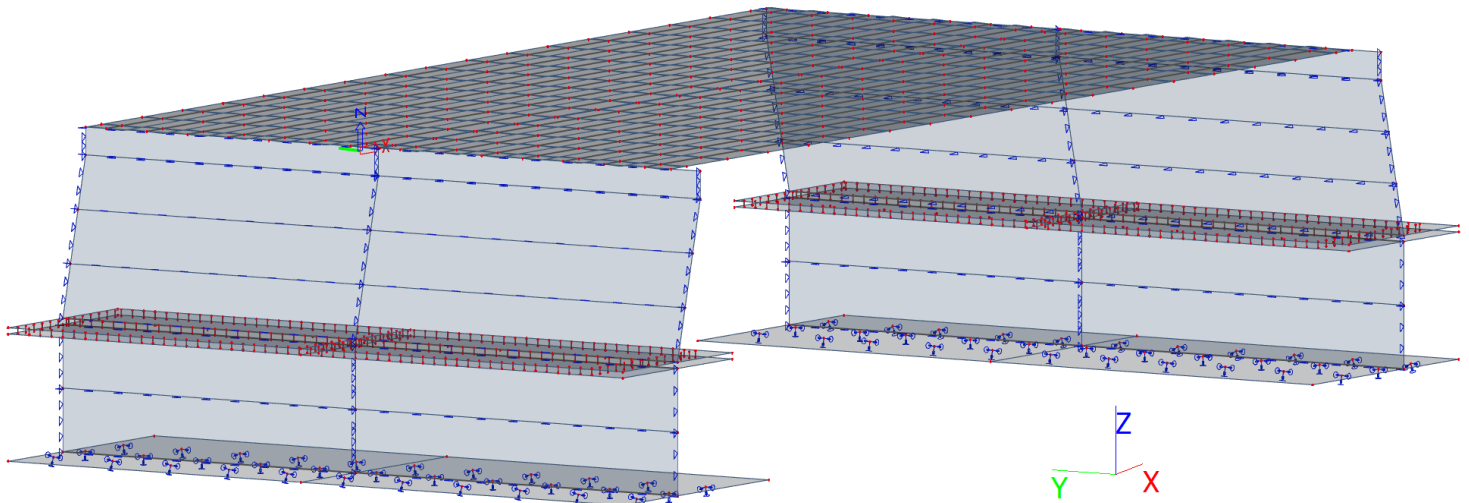
- Rozhodující kombinace pro Rz

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



14.2.1 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.



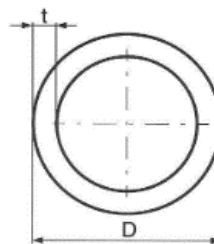
Obr. 62 Orientace os x,y a z

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 proporcím dřívku opěry a kotvením trny do stávající opěry se předpokládá tuhost ve směrech x a y následující:

Směr y: Tuhý

Směr x: 7,2MN/m



15 ZÁVĚR

- Zatížitelnost

č.	Prvek (včetně umístění)	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p [m]	δ	L_ϕ [m]	$\gamma_{Q,1,LM7,1}$	$\gamma_{Q,1,LM7,1,E}$	viz str.	Z_{UIC}	$Z_{UIC,E}$	Poznámky
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	ŽB průřez v místě uložení ocelového nosníku	krajní nosník	σ	-	M	16,47	1,29	16,47	1,45	-	109	1,379	-	-
MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI														
6	ocelobetonový průřez ZBN - omezení napětí v 1/2 rozpětí	krajní nosník	σ	-	M	16,47	1,29	16,47	1,45	-	86	2,000	-	-
7	ocelobetonový průřez ZBN - omezení napětí v podpoře	krajní nosník	σ	-	M	16,47	1,29	16,47	1,45	-	81	1,763	-	-
8	ZBN - svislý průhyb v 1/2 rozpětí	krajní nosník	σ	-	M	16,47	1,29	16,47	1,45	-	98	5,450	-	-
9	ZBN - zkroucení koleje	-	k	-	M	16,47	1,29	16,47	1,45	-	99	3,700	-	-
10	ZBN - deformace koncového průřezu	-	σ	-	M	16,47	1,29	16,47	1,45	-	99	13,400	-	-

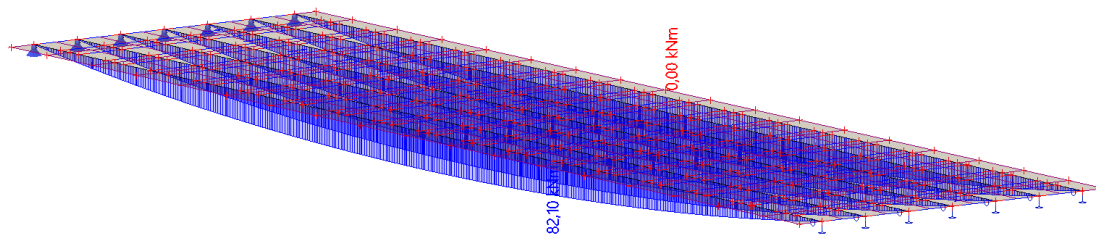
V Praze 20.05.2020

Jaroslav Pajdučák

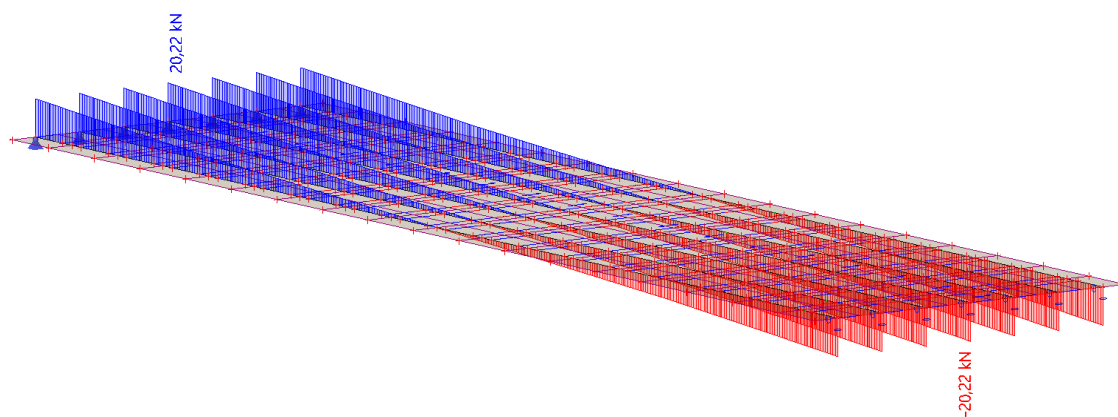


16 PŘÍLOHA 1 – VNITŘNÍ SÍLY - NK

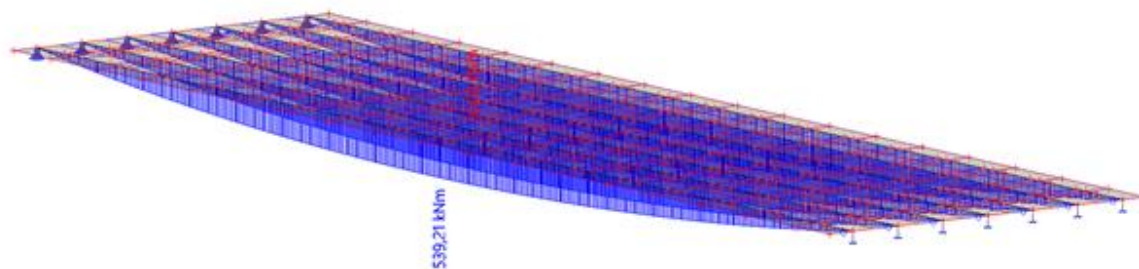
16.1 Montážní stav - ocelový průřez



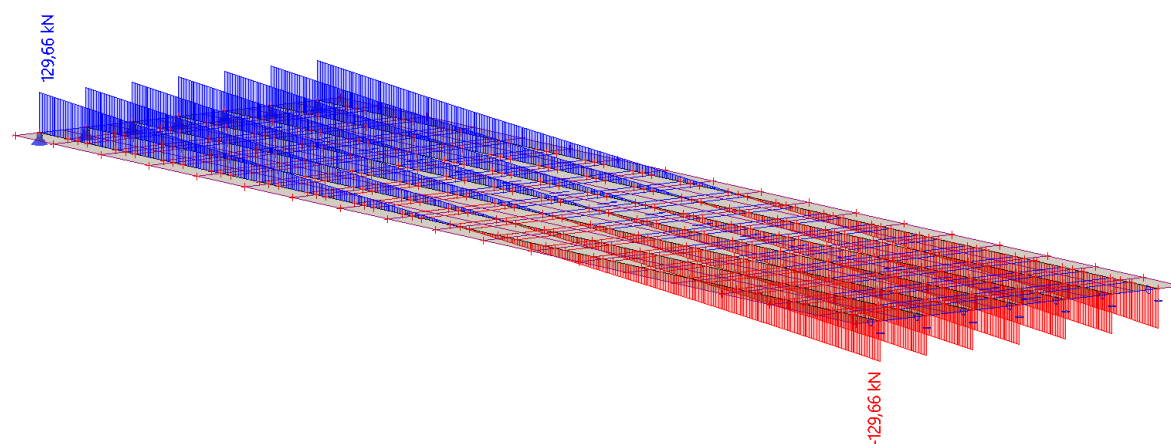
Obr. 63 ZS1; My



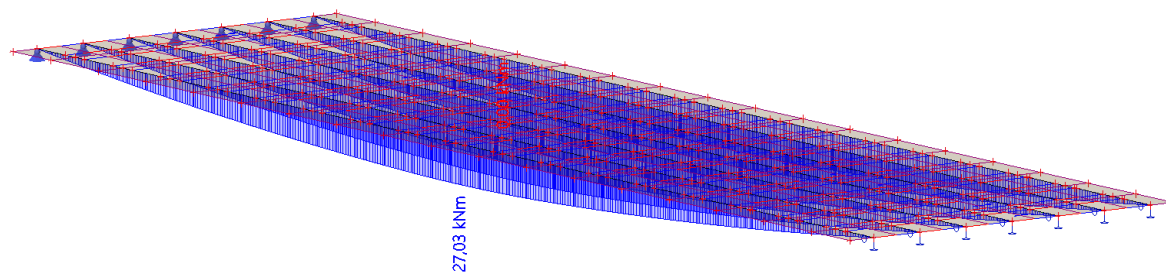
Obr. 64 ZS1; Vz



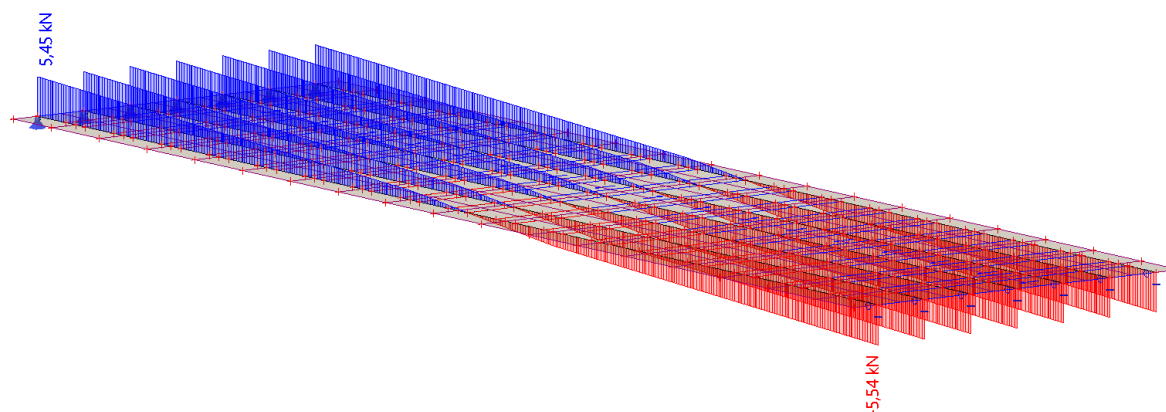
Obr. 65 ZS2a; My



Obr. 66 ZS2a; Vz

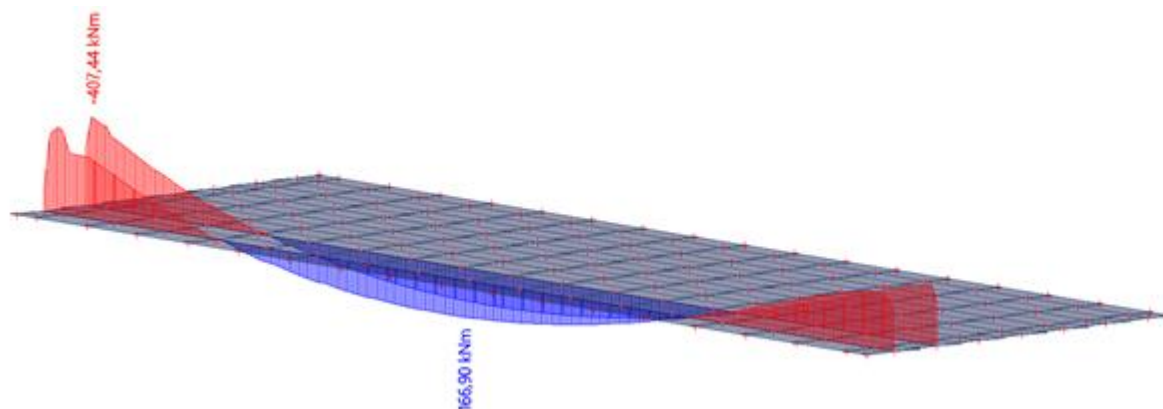


Obr. 67 ZS2b; My

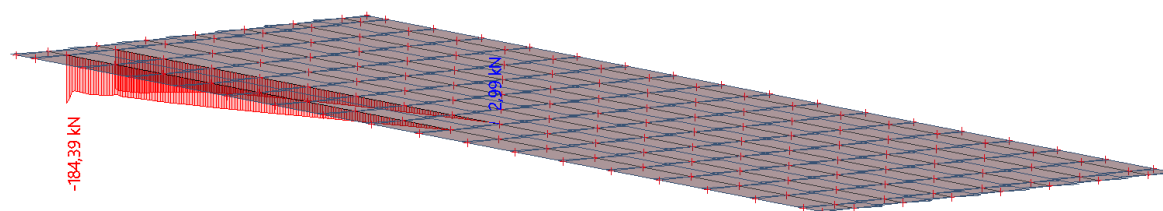


Obr. 68 ZS2b; Vz

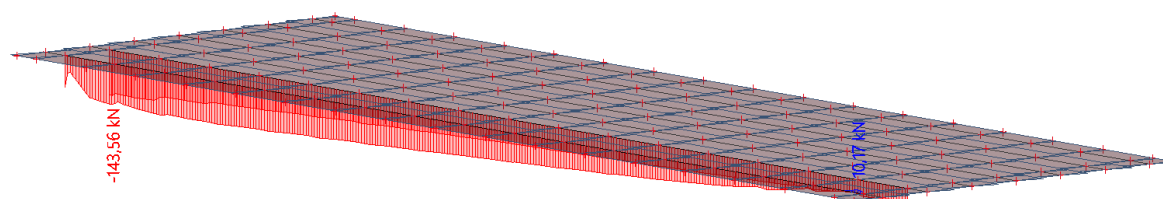
16.2 Trvalý stav – ocelobetonový stav



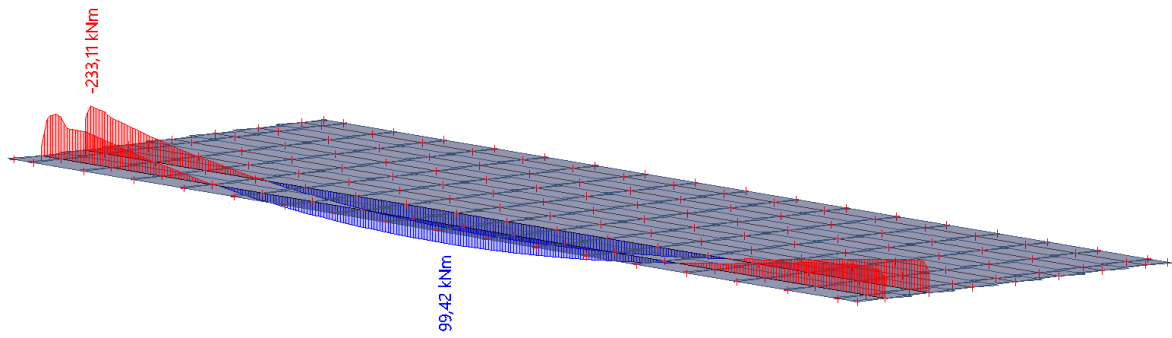
Obr. 69 ZS1; My



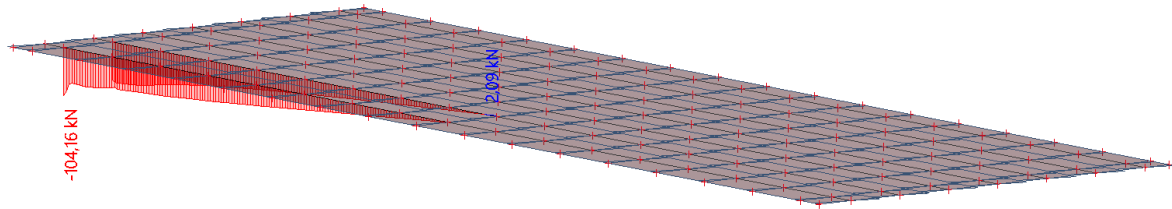
Obr. 70 ZS1; Vz



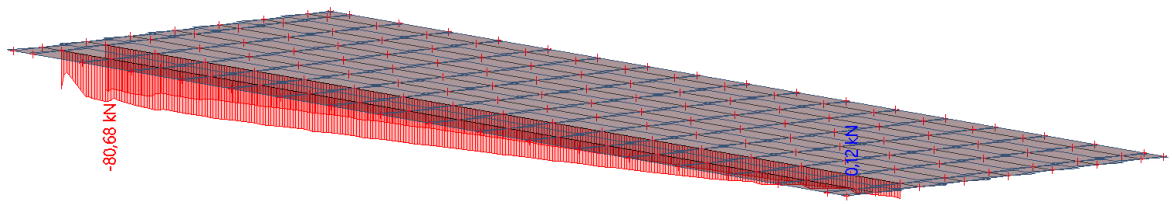
Obr. 71 ZS1; N



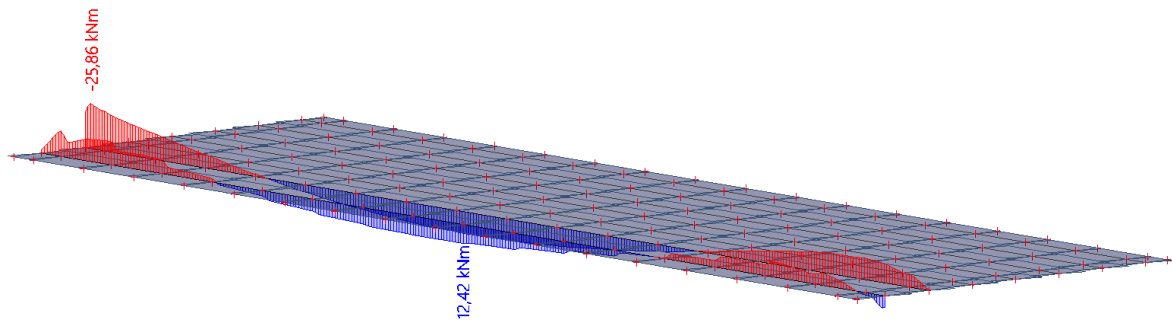
Obr. 72 ZS3; My



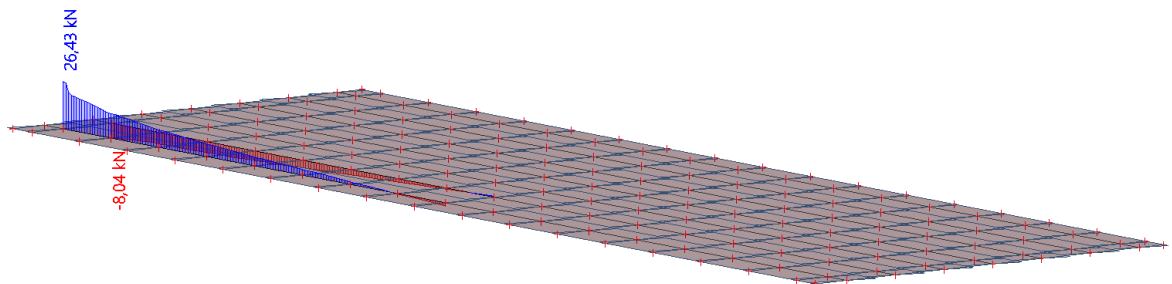
Obr. 73 ZS3; Vz



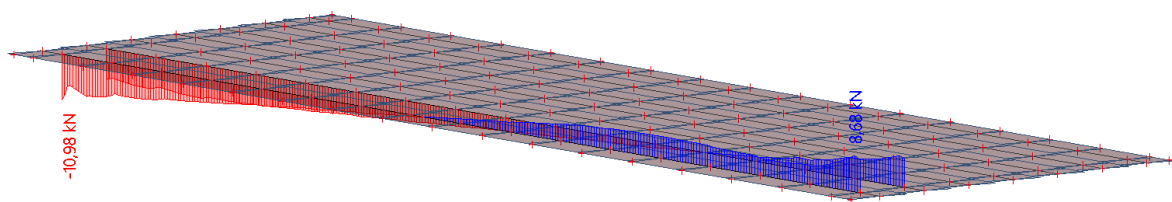
Obr. 74 ZS3; N



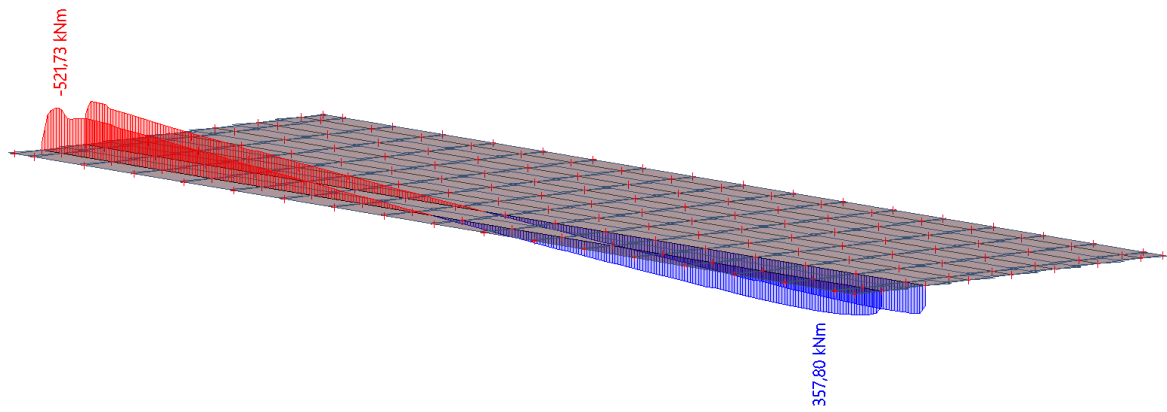
Obr. 75 ZS4; My



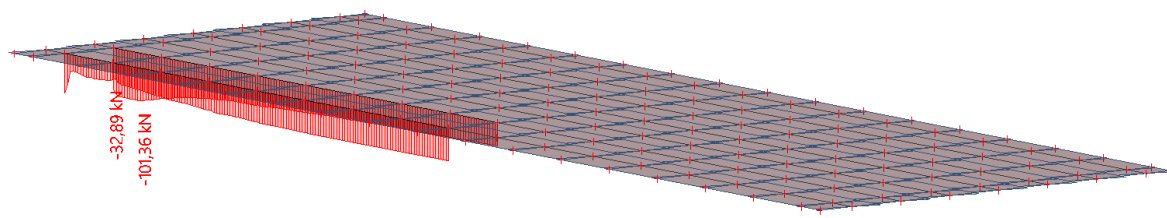
Obr. 76 ZS4; Vz



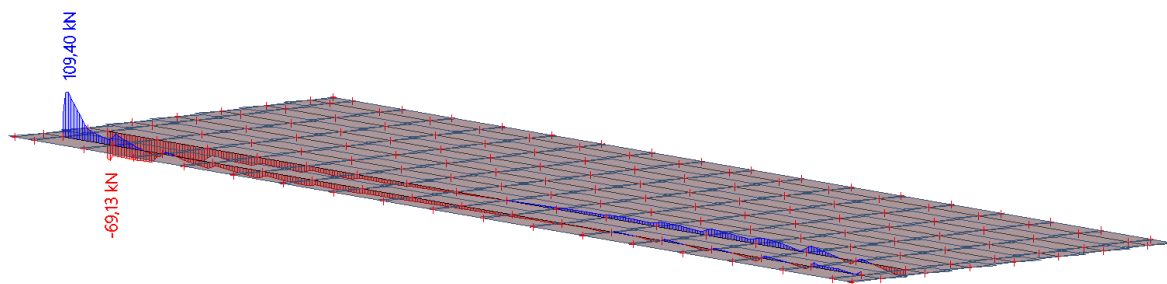
Obr. 77 ZS4; N



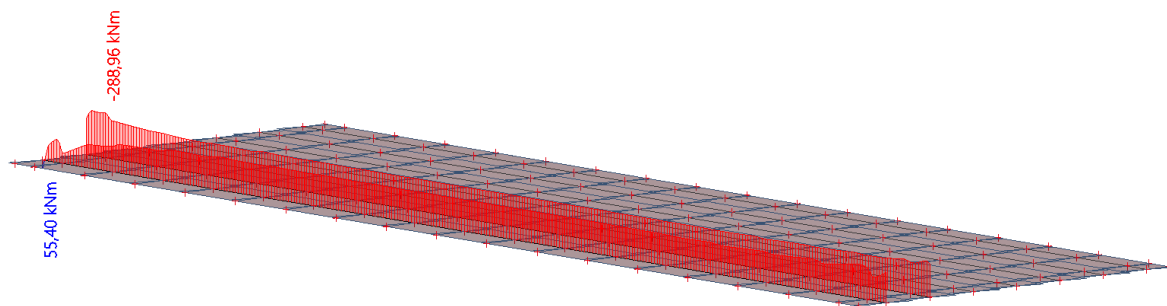
Obr. 78 ZS5; My



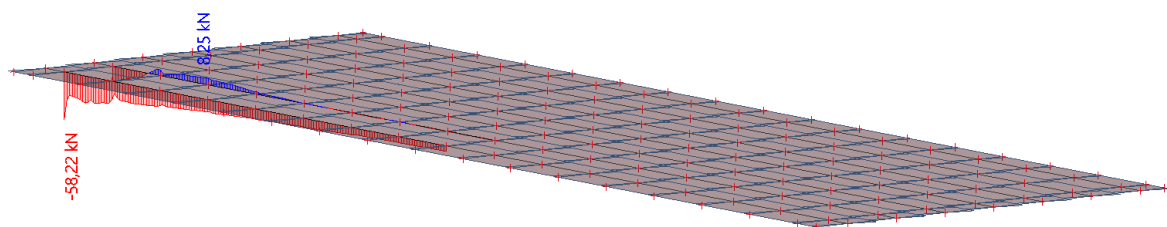
Obr. 79 ZS5; Vz



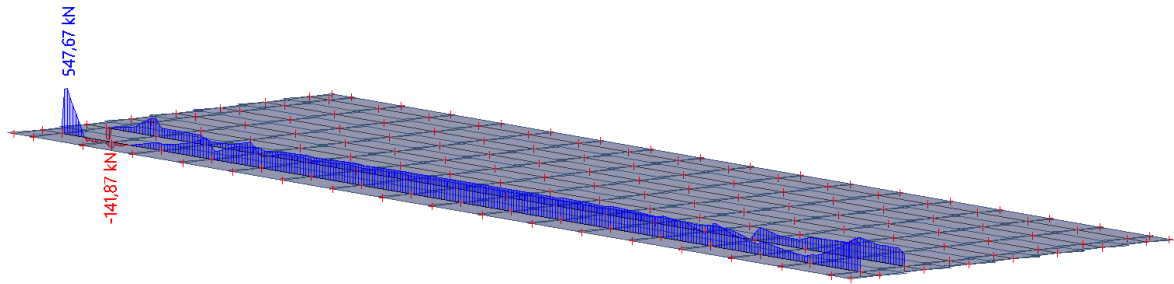
Obr. 80 ZS5; N



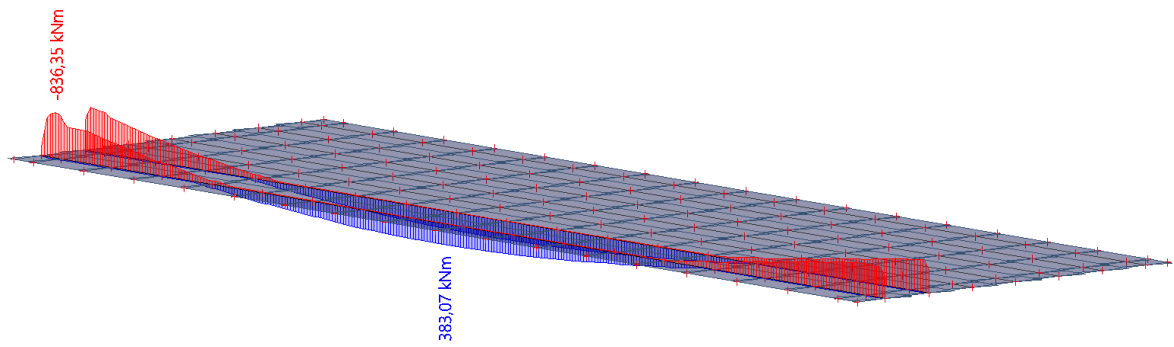
Obr. 81 ZS6; My



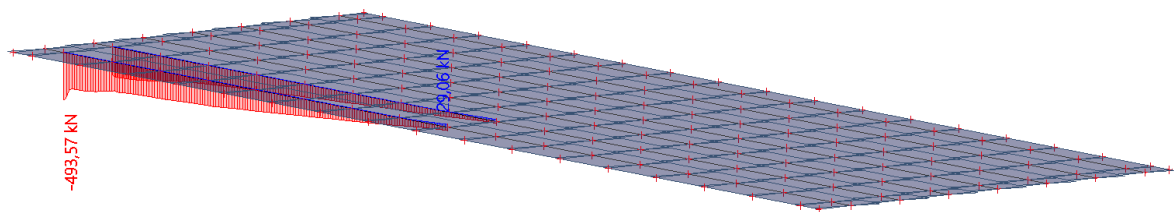
Obr. 82 ZS6; Vz



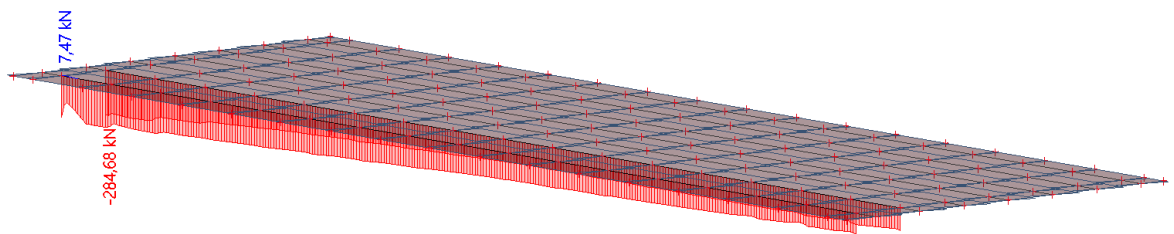
Obr. 83 ZS6; N



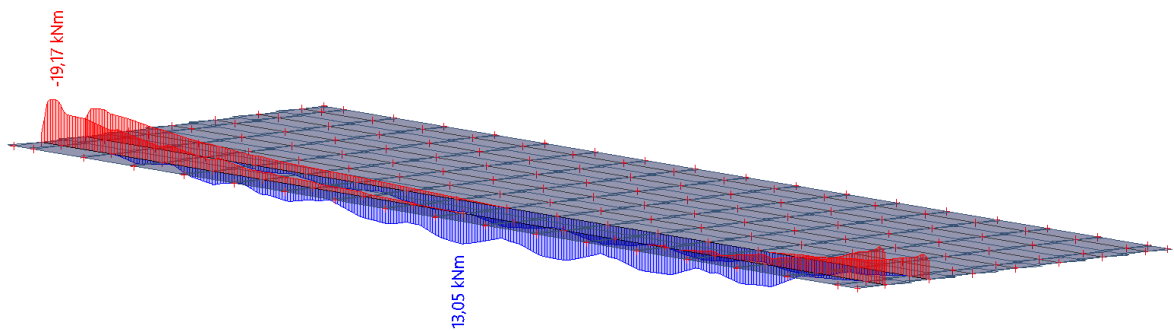
Obr. 84 ZS7; My



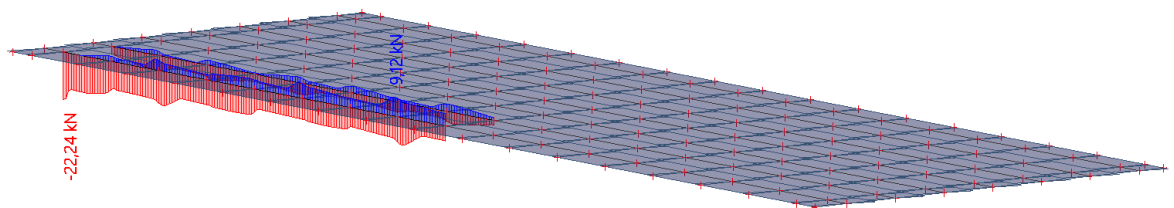
Obr. 85 ZS7; Vz



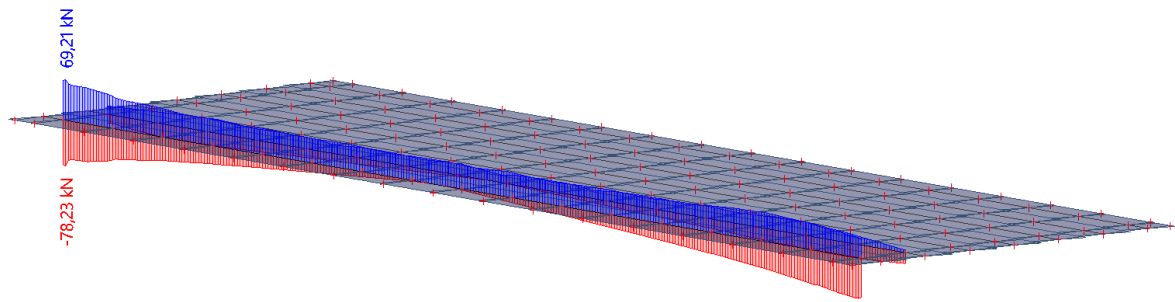
Obr. 86 ZS7; N



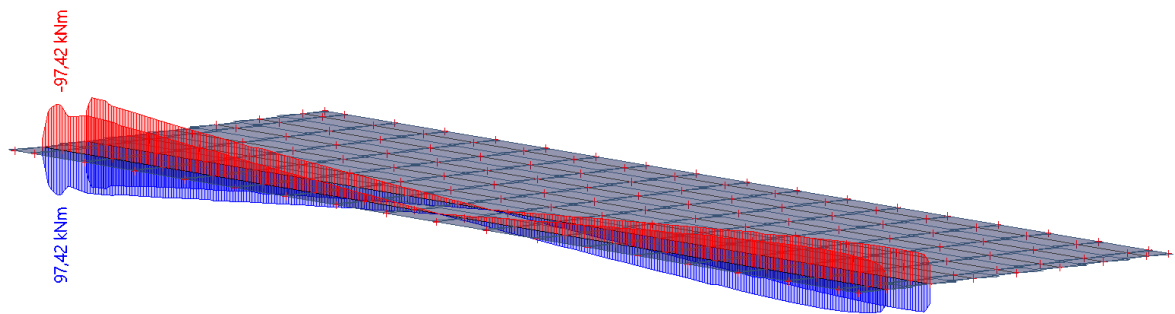
Obr. 87 ZS11; My



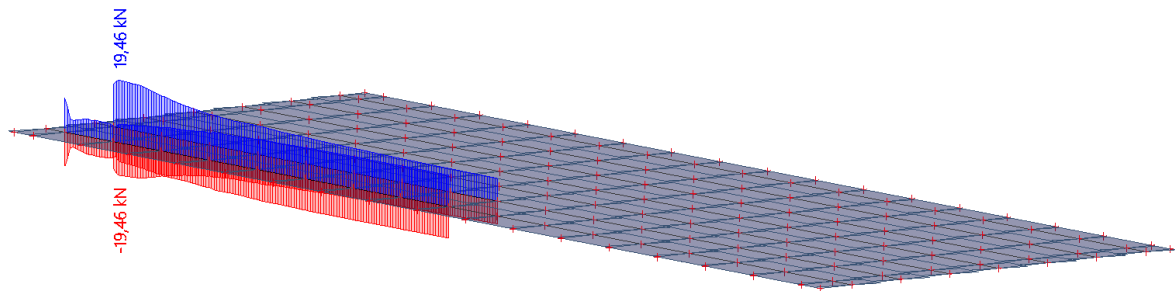
Obr. 88 ZS11; Vz



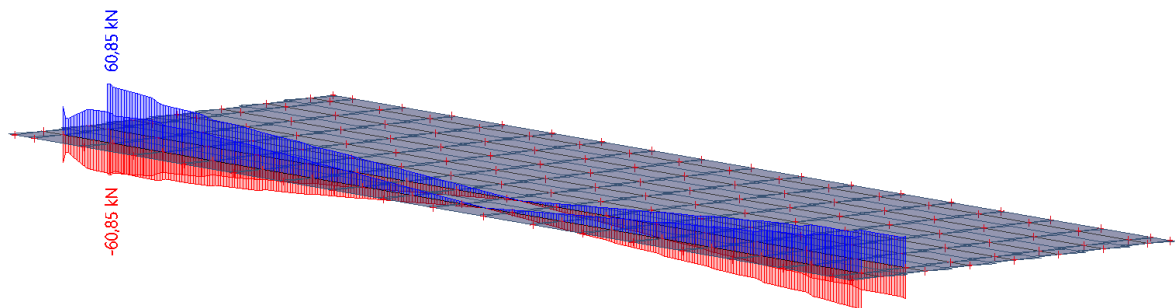
Obr. 89 ZS11; N



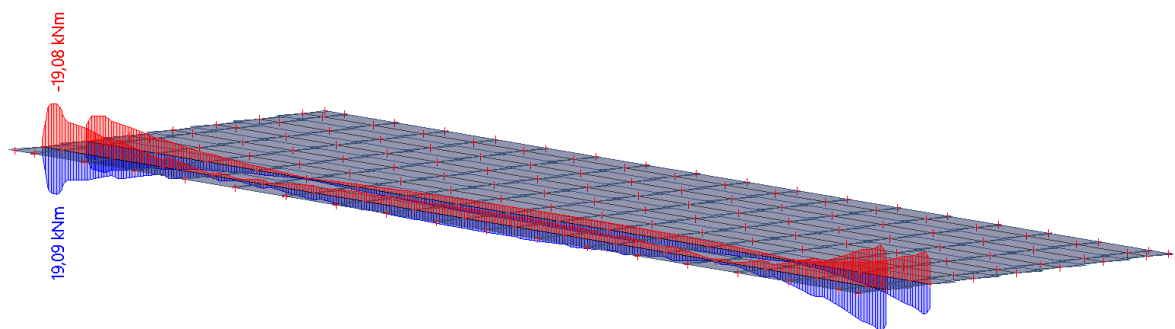
Obr. 90 ZS12; My



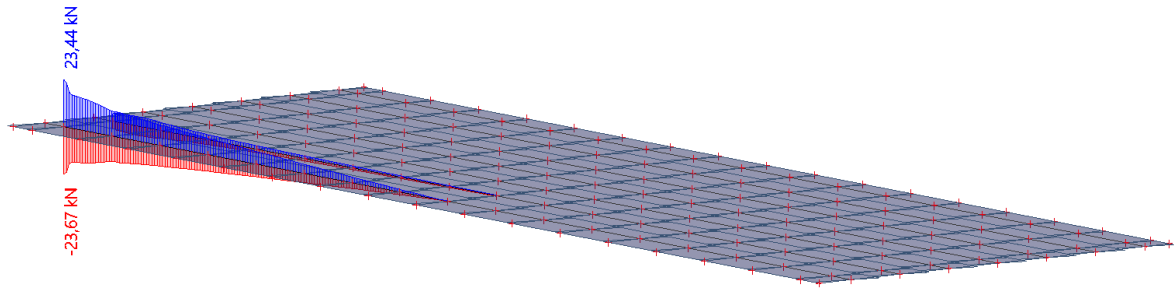
Obr. 91 ZS12; Vz



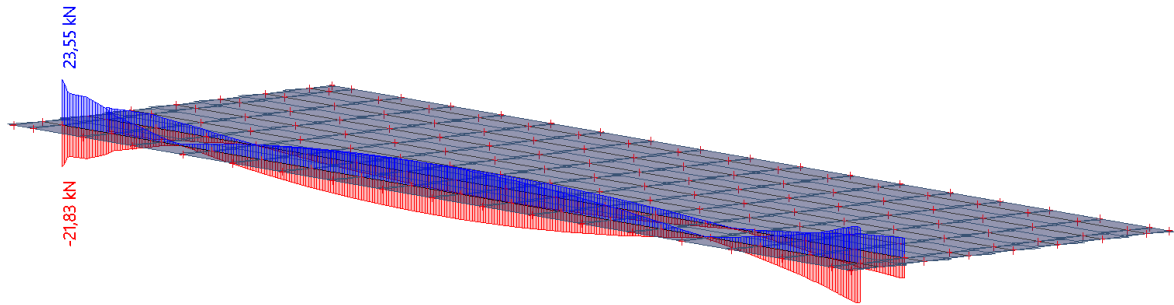
Obr. 92 ZS12; N



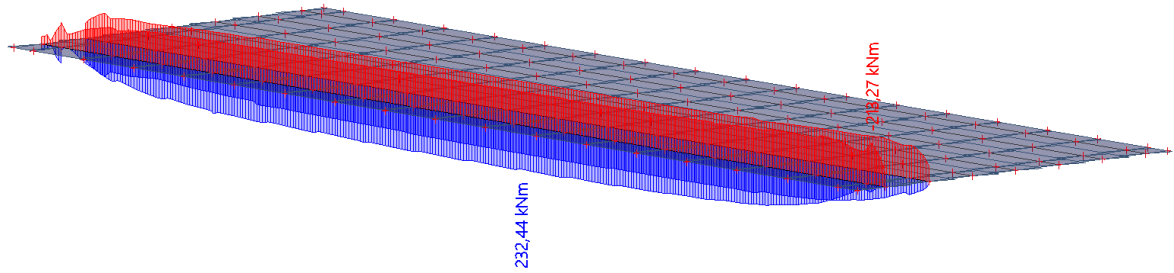
Obr. 93 ZS13; My



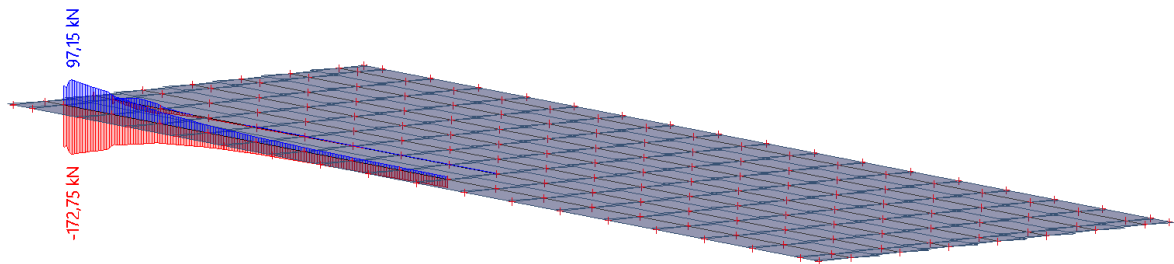
Obr. 94 ZS13; Vz



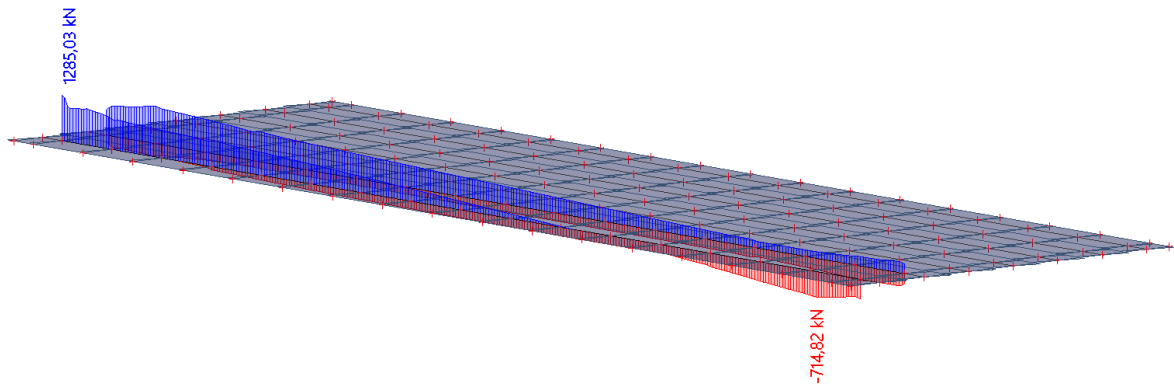
Obr. 95 ZS13; N



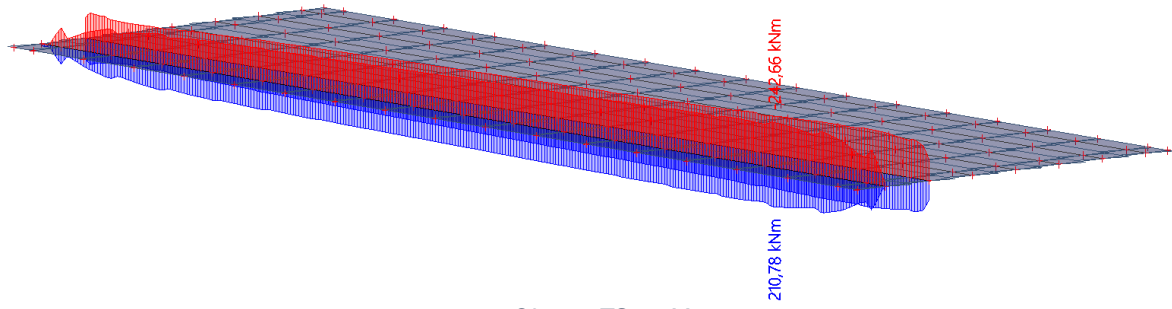
Obr. 96 ZS14; My



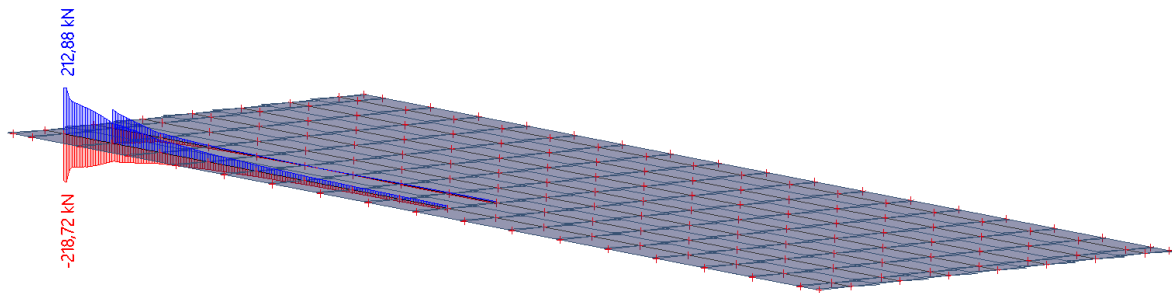
Obr. 97 ZS14; Vz



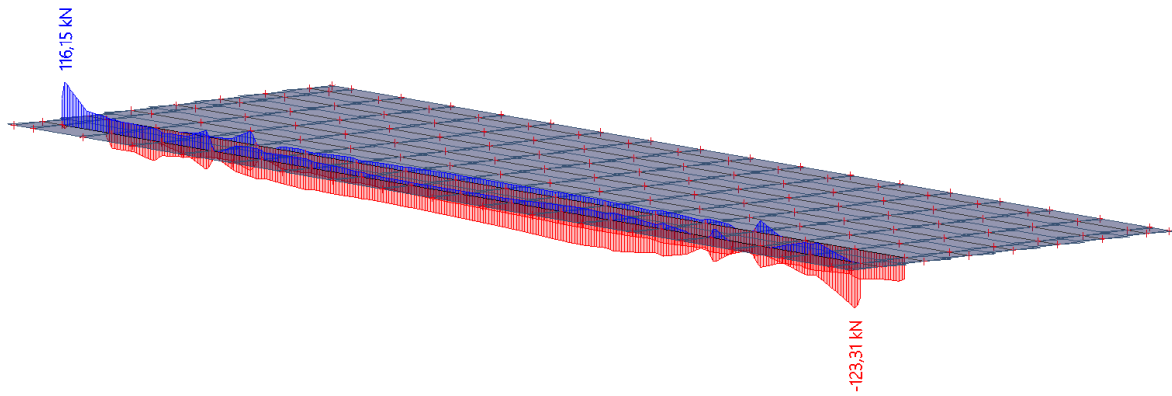
Obr. 98 ZS14; N



Obr. 99 ZS15; My

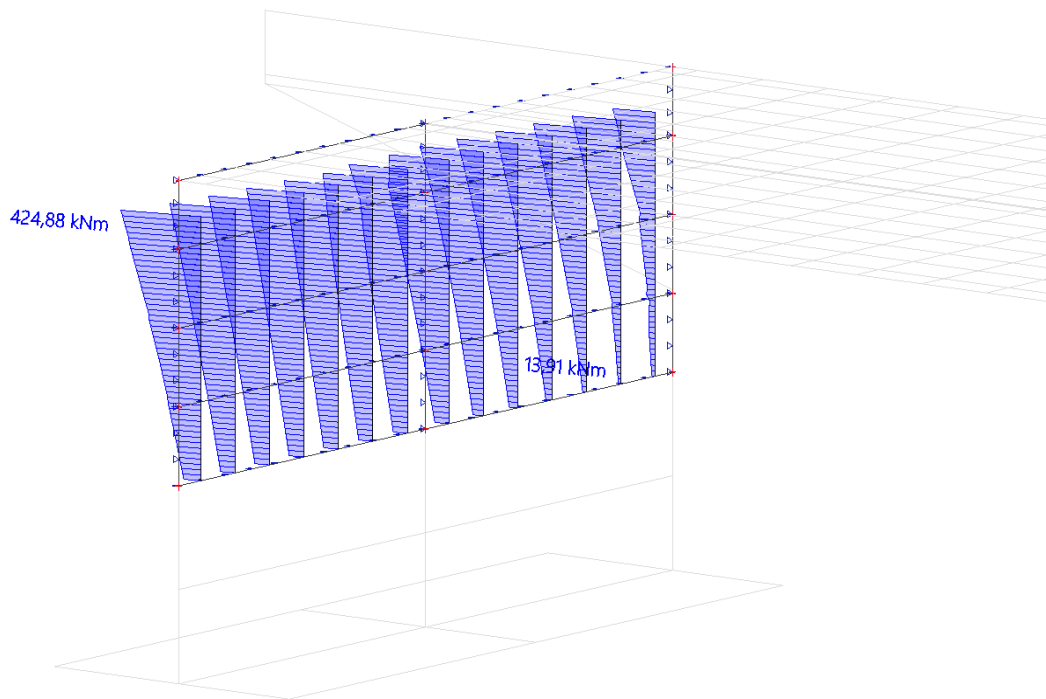


V Obr. 100 ZS15; Vz

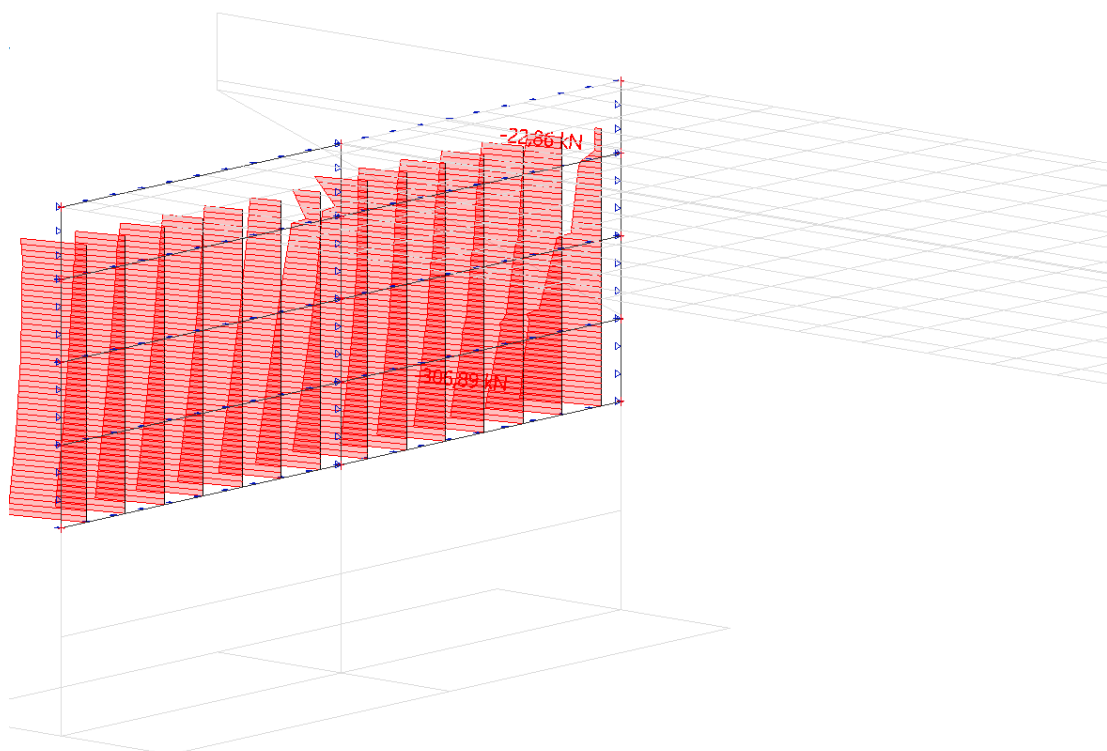


Obr. 101 ZS15; N

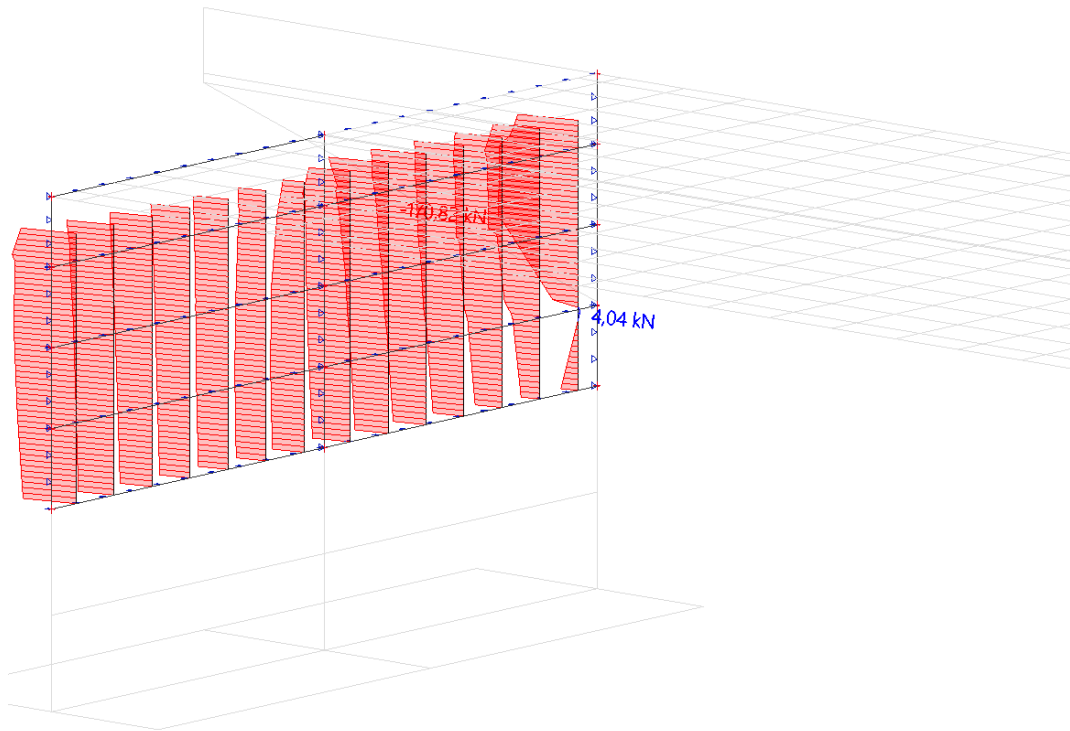
17 PŘÍLOHA 2 – VNITŘNÍ SÍLY – Mostní opěra



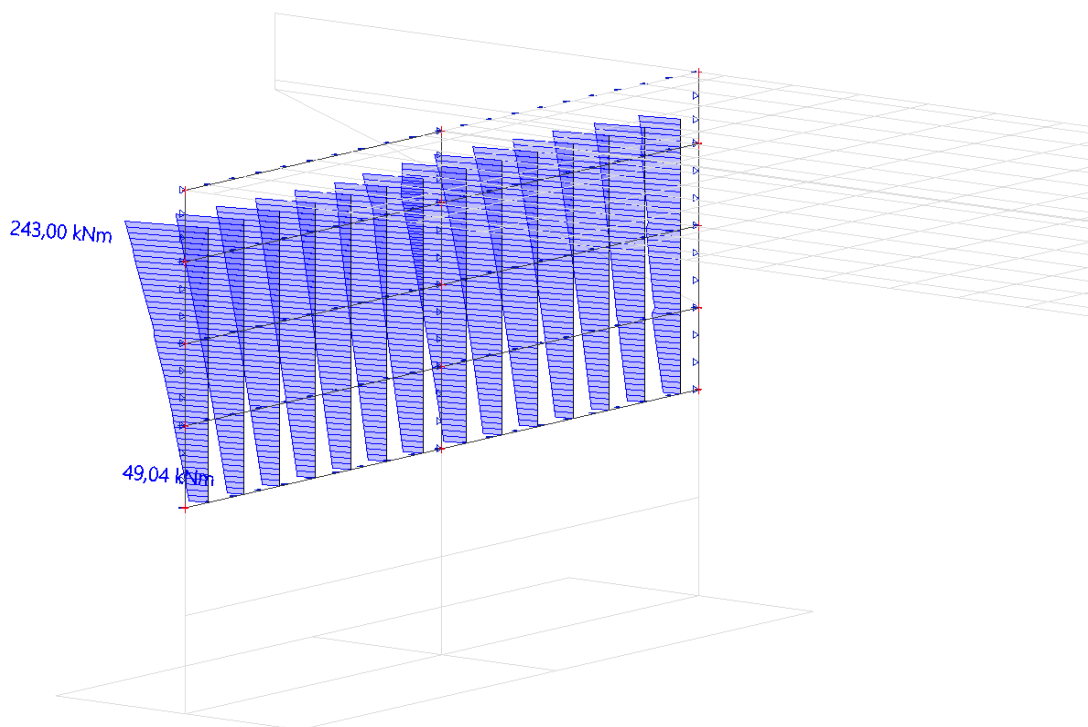
Obr. 102 ZS1; M_y



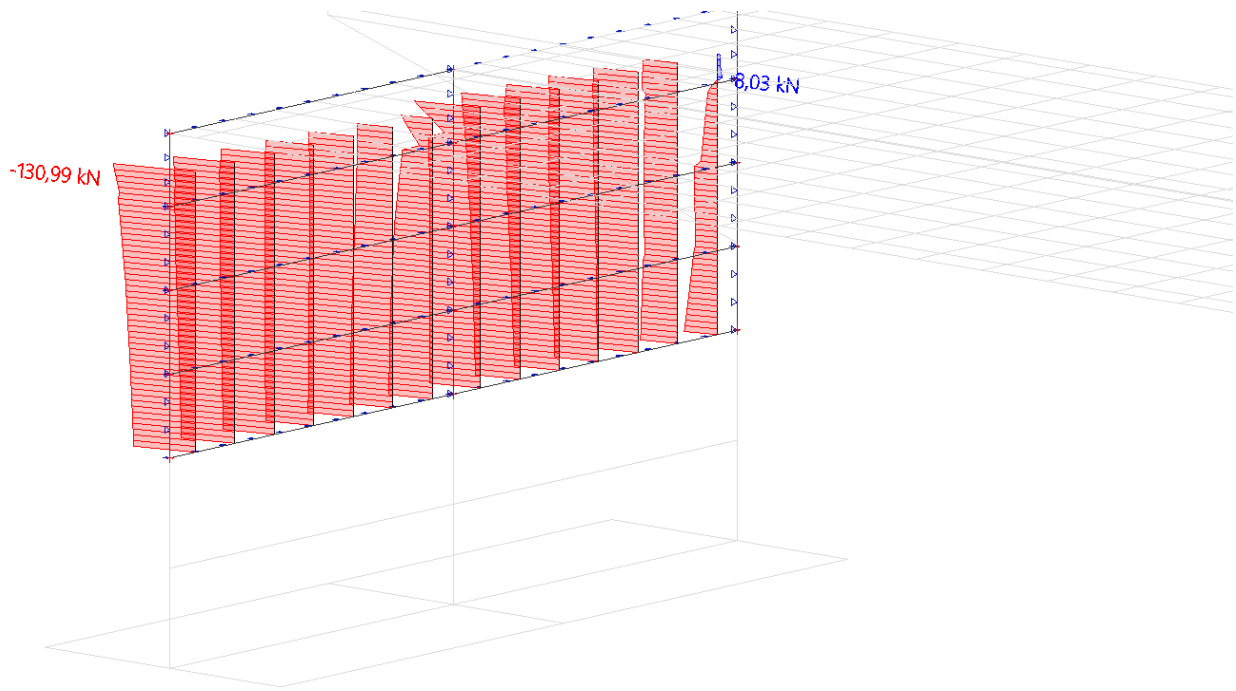
Obr. 103 ZS1; N



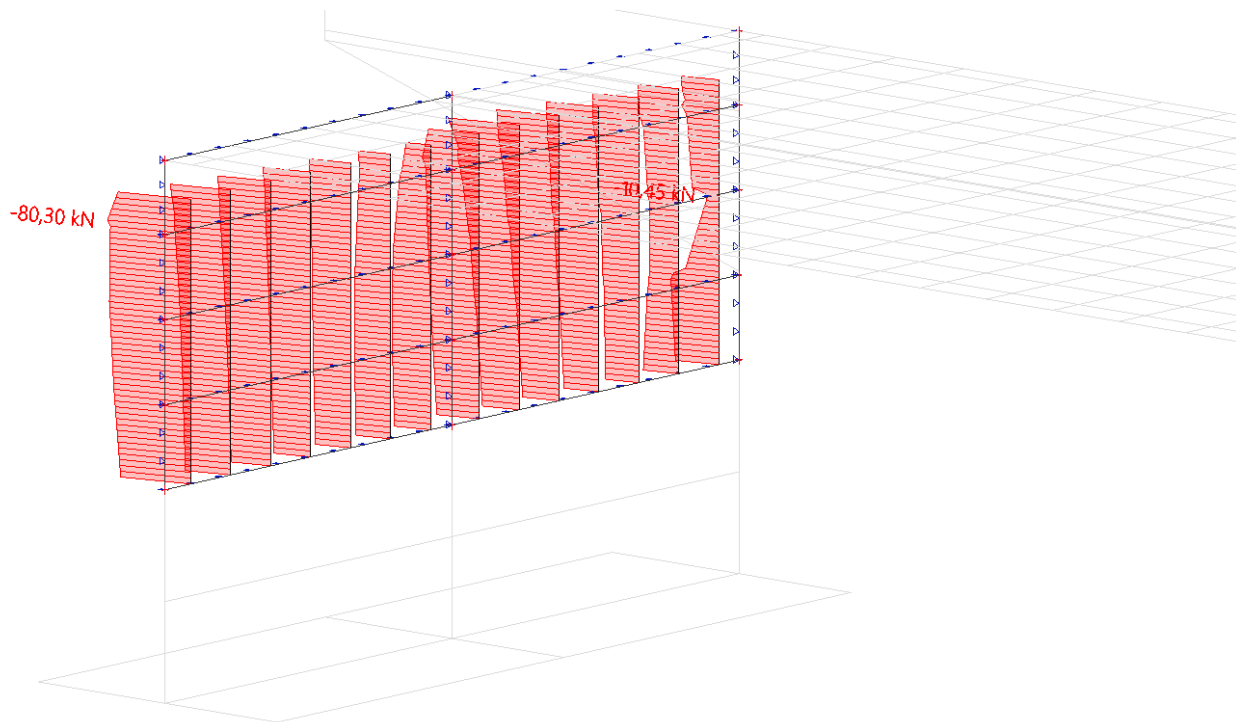
Obr. 104 ZS1; Vz



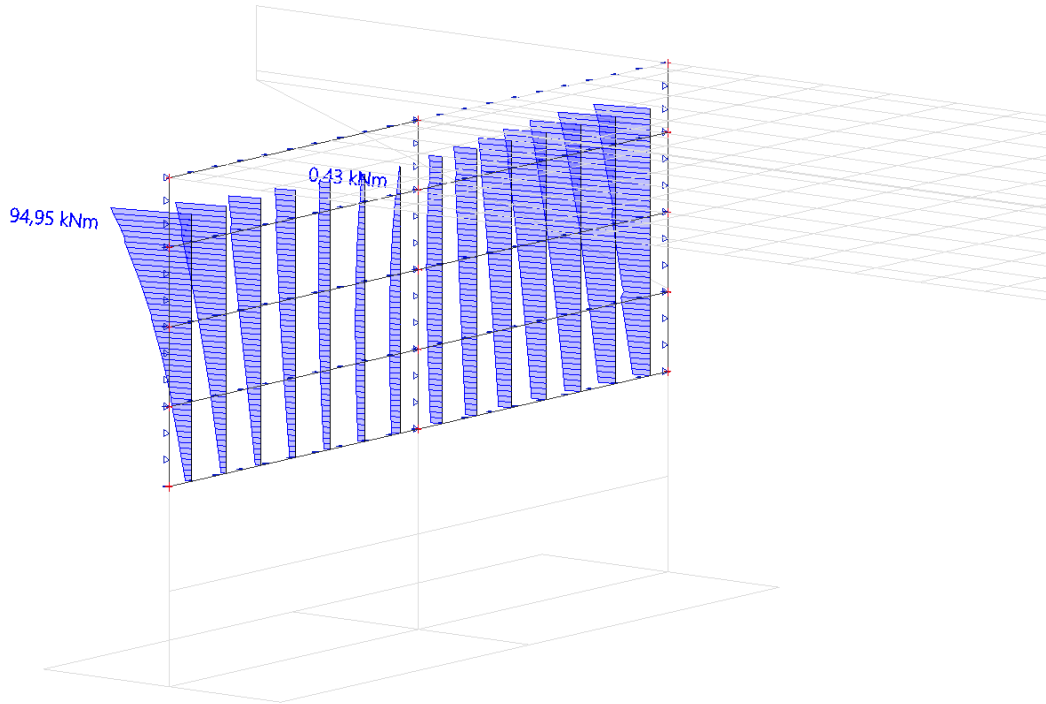
Obr. 105 ZS3; My



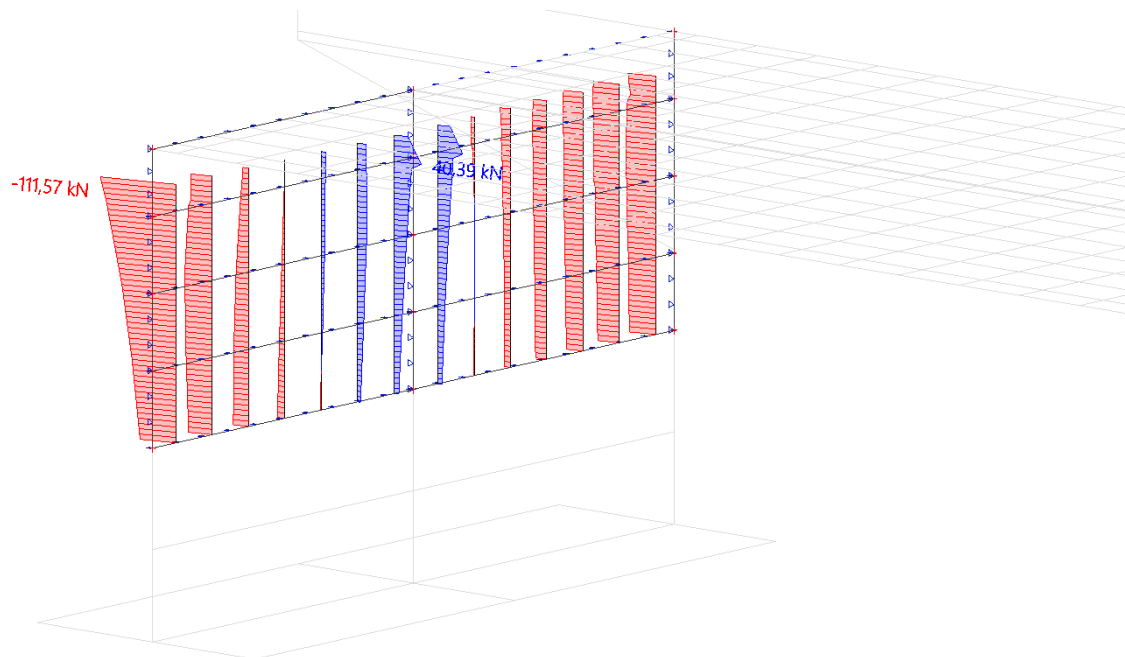
Obr. 106 ZS3; N



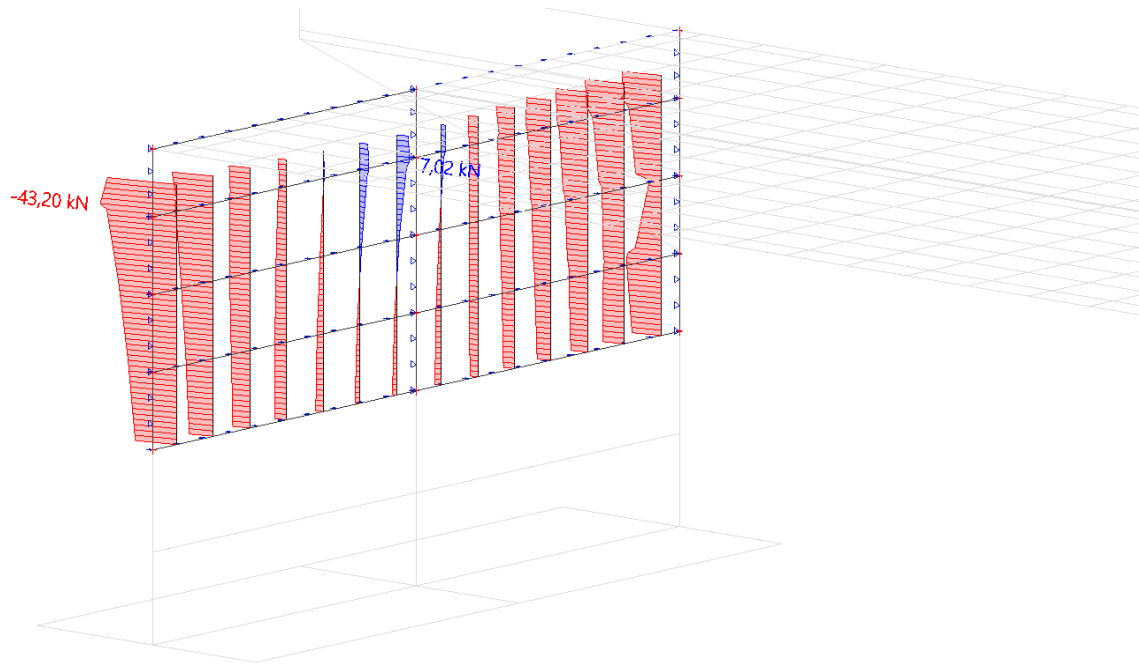
Obr. 107 ZS3; Vz



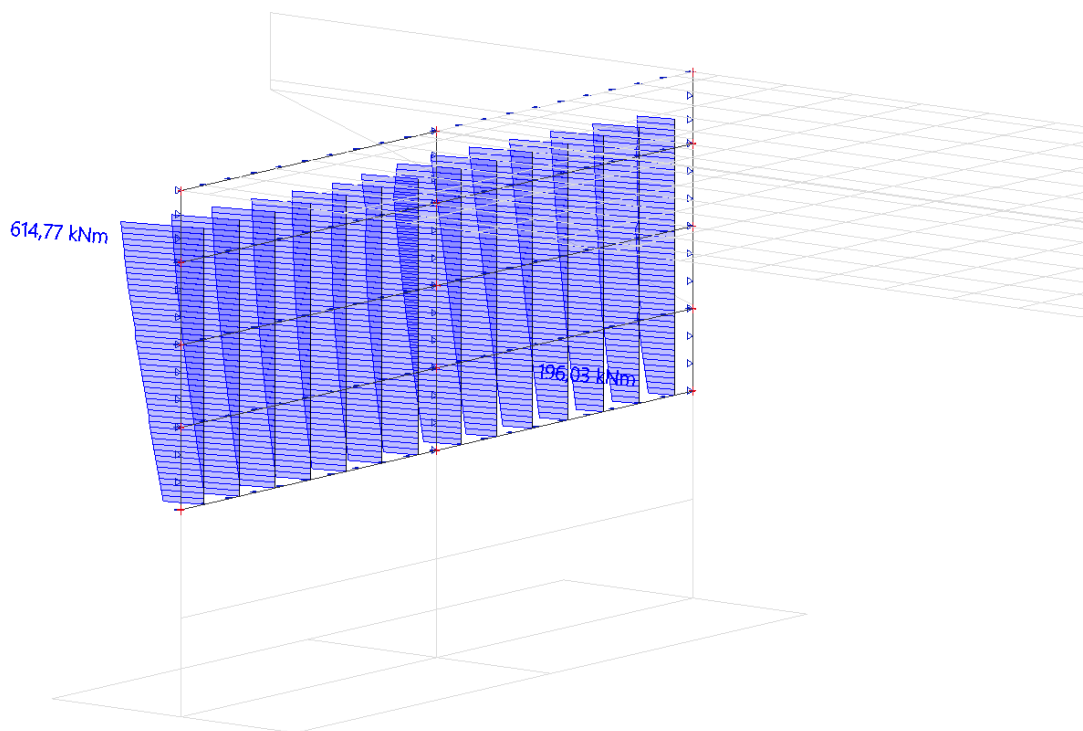
Obr. 108 ZS4; M_y



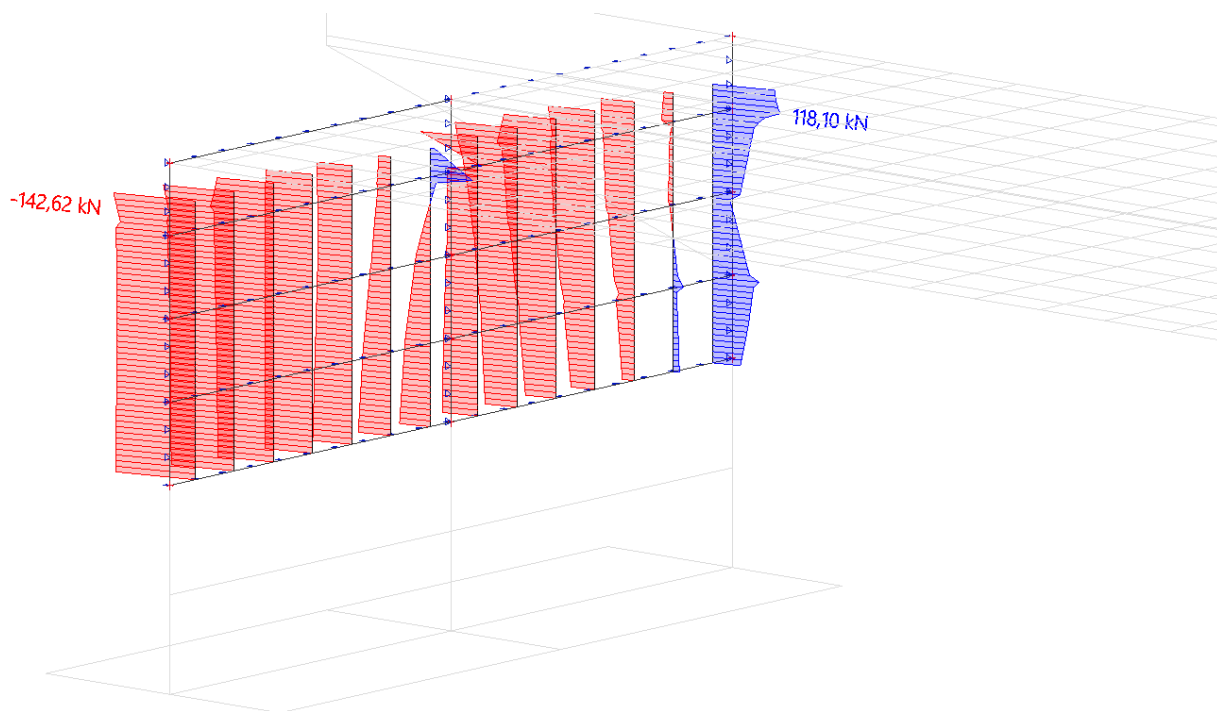
Obr. 109 ZS4; N



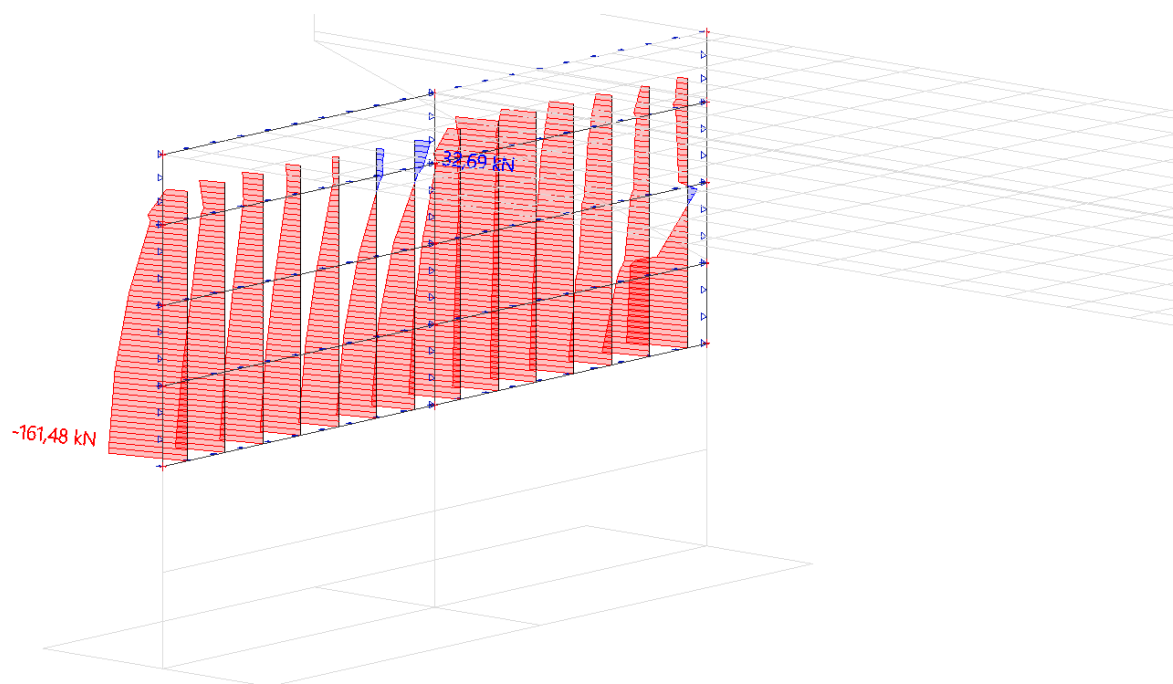
Obr. 110 ZS4; Vz



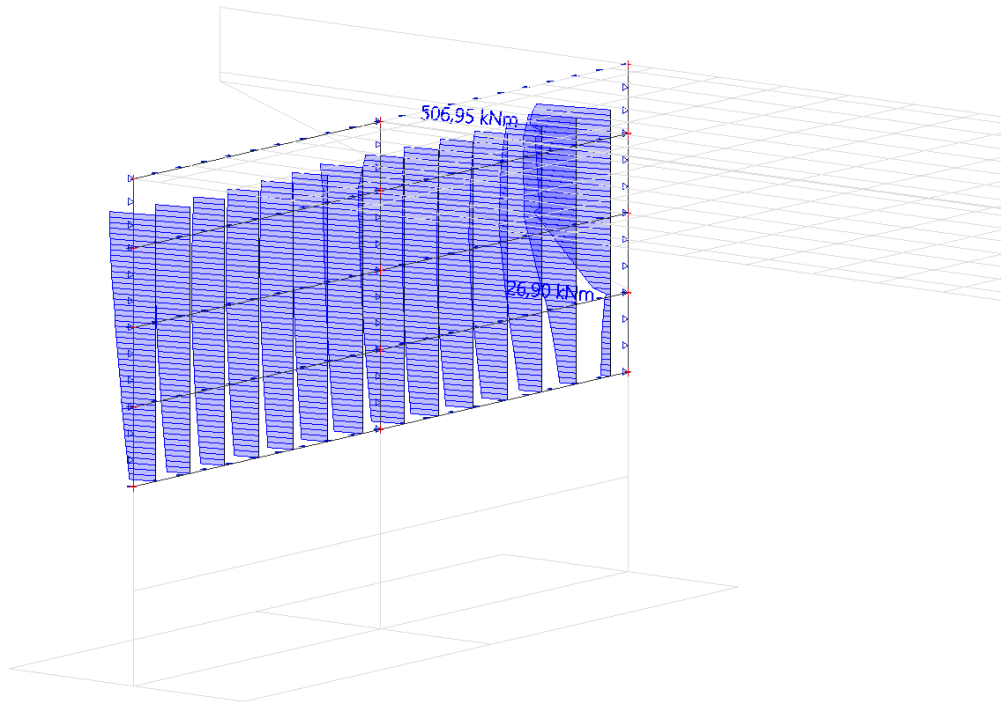
Obr. 111 ZS5; My



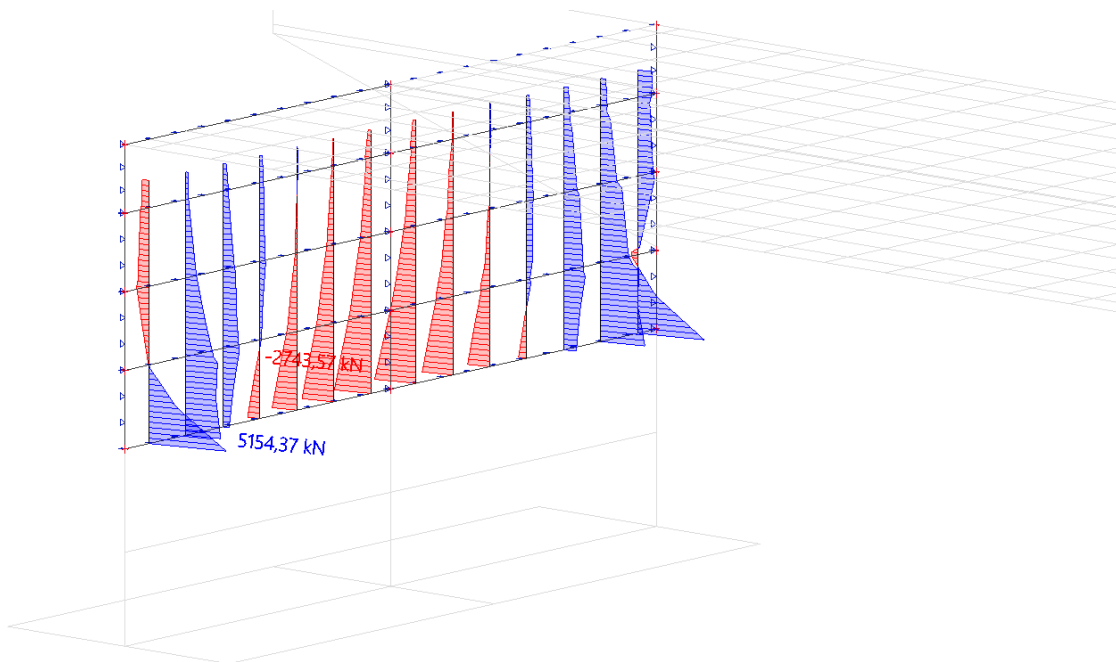
Obr. 112 ZS5; N



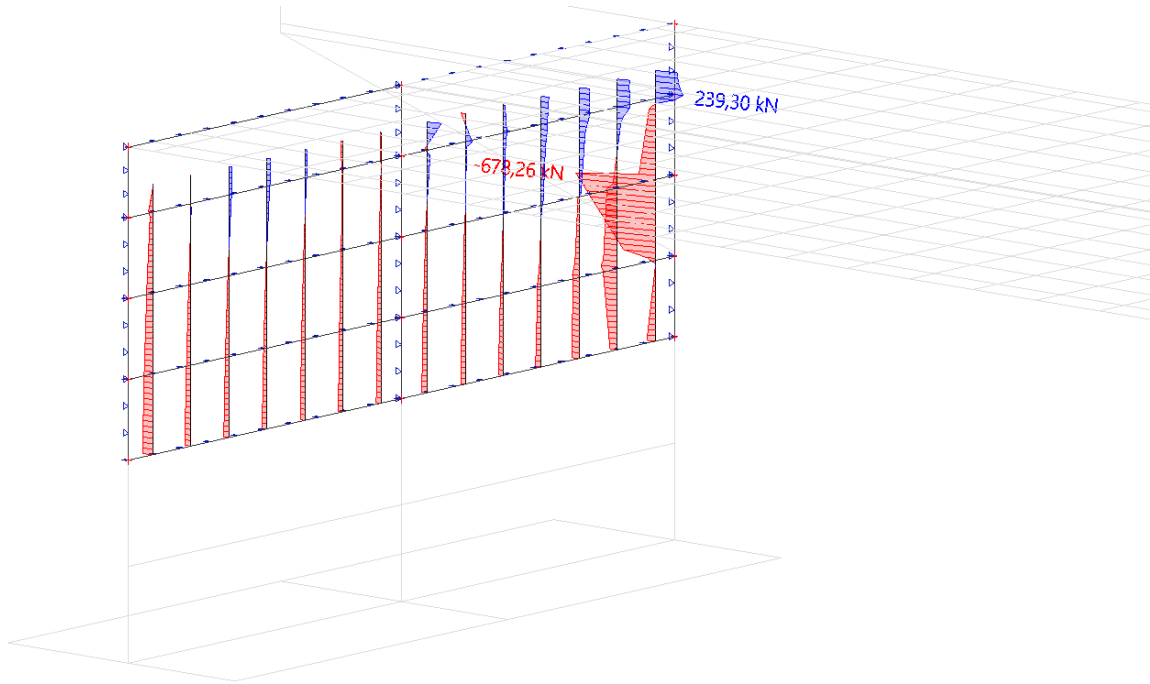
Obr. 113 ZS5; Vz



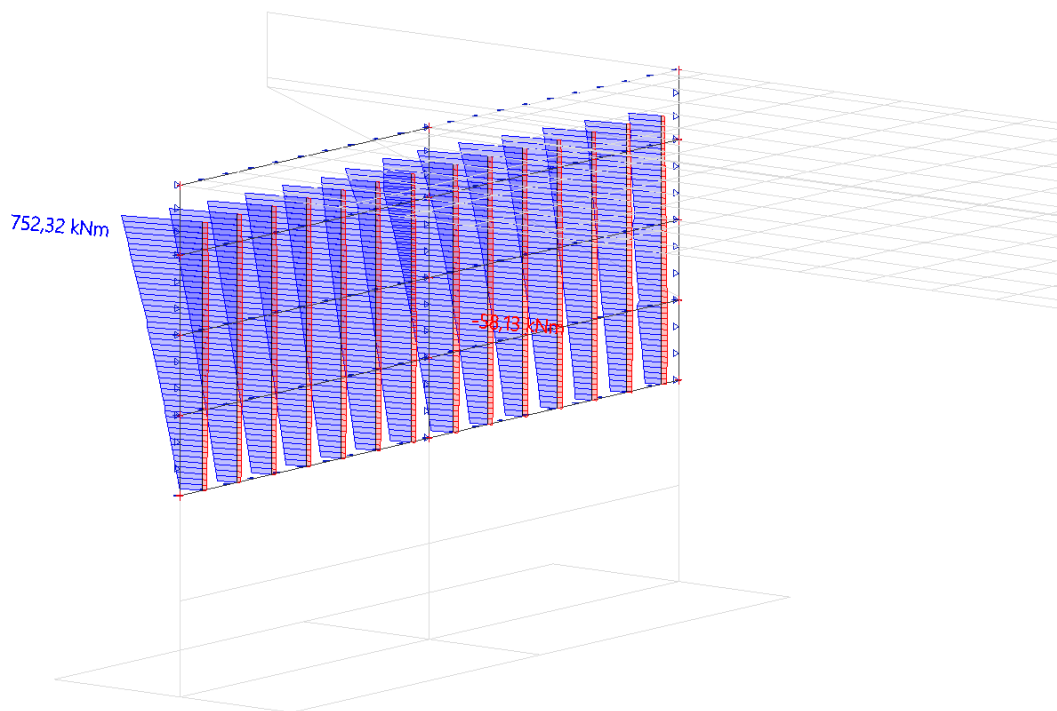
Obr. 114 ZS6; My



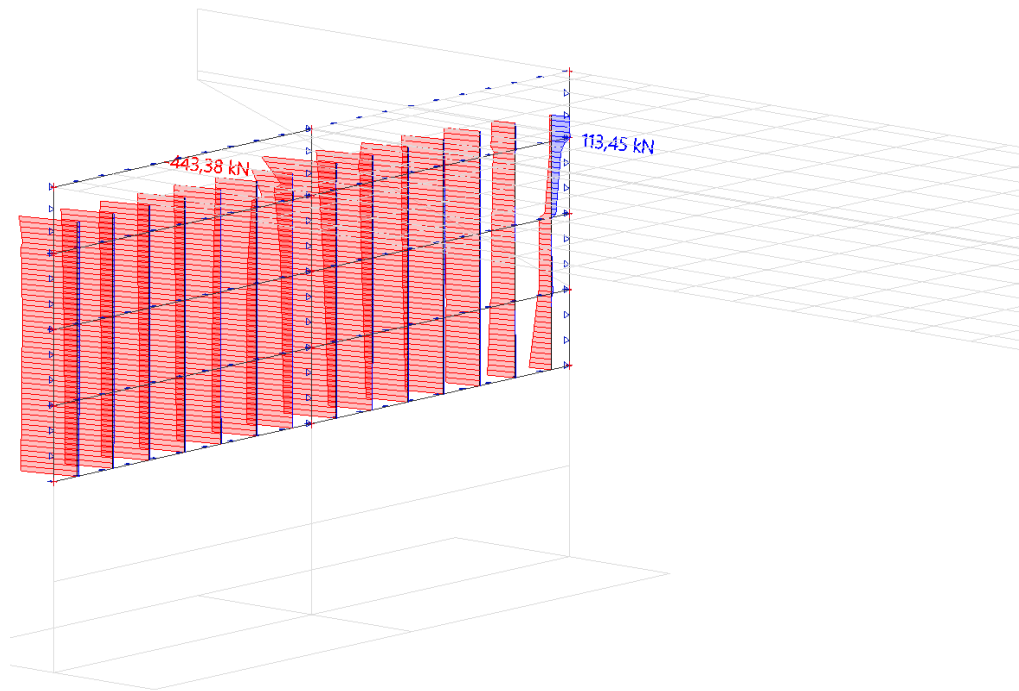
Obr. 115 ZS6; N



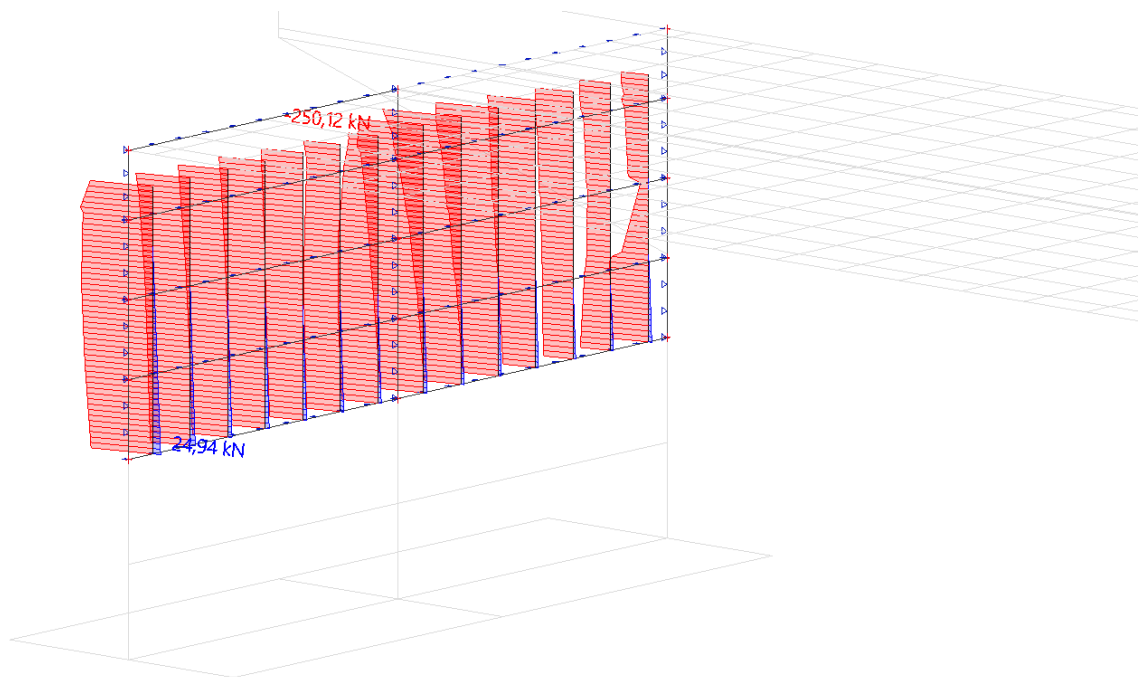
Obr. 116 ZS6; Vz



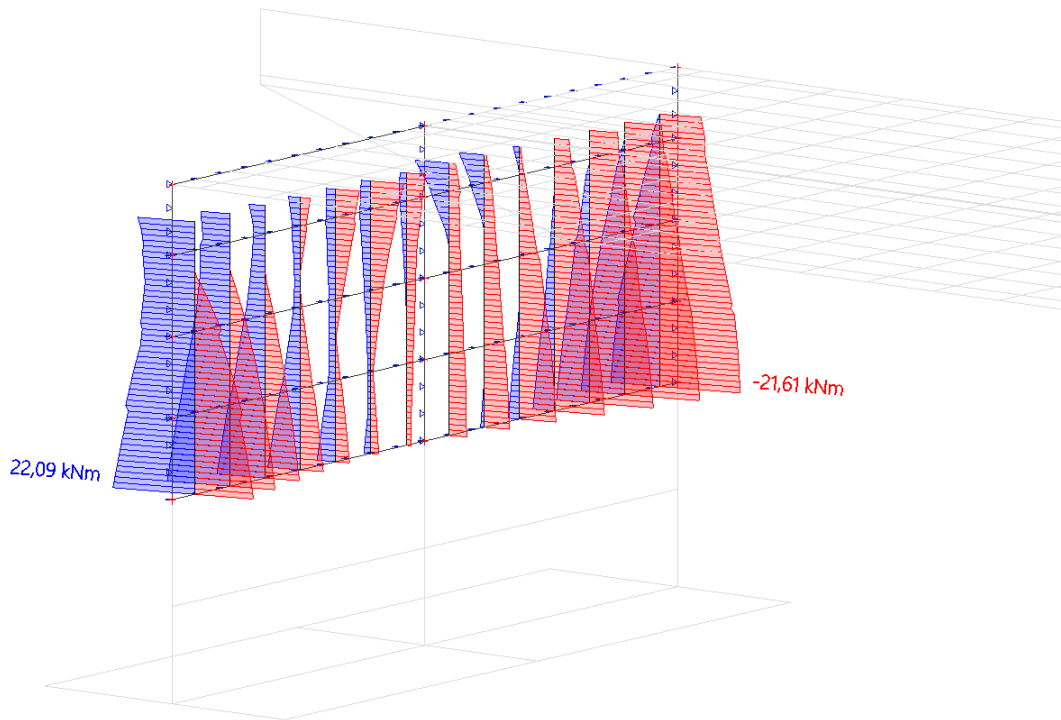
Obr. 117 ZS7; My



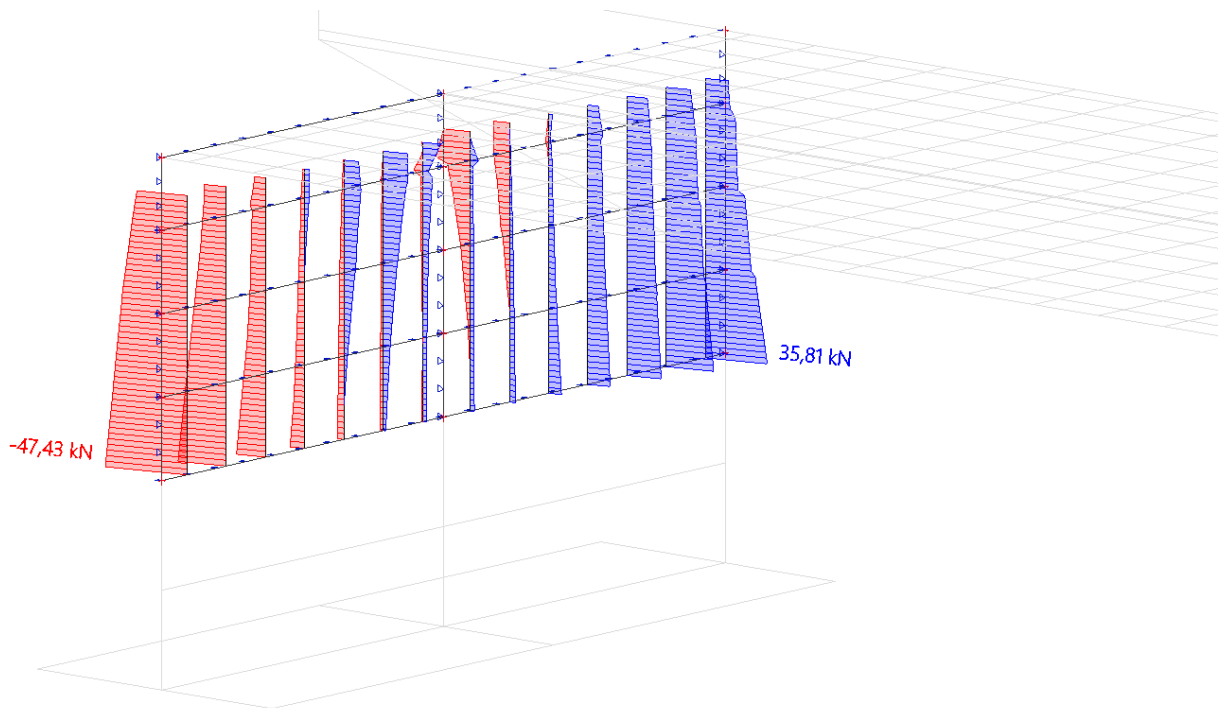
Obr. 118 ZS7; N



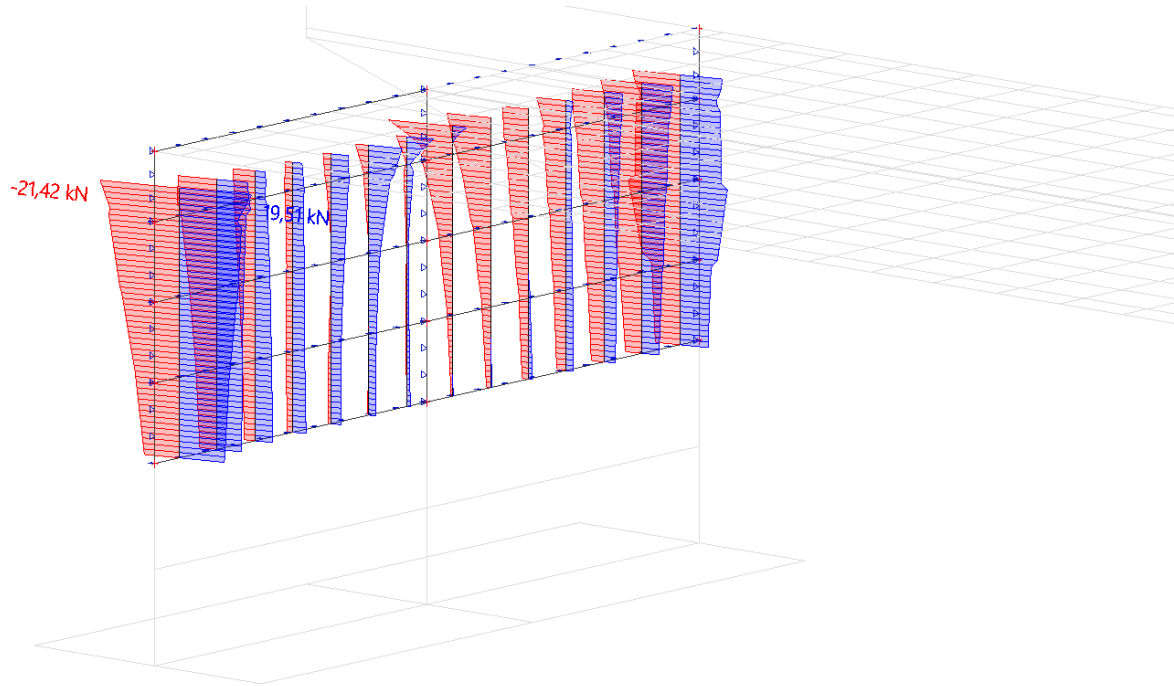
Obr. 119 ZS7; Vz



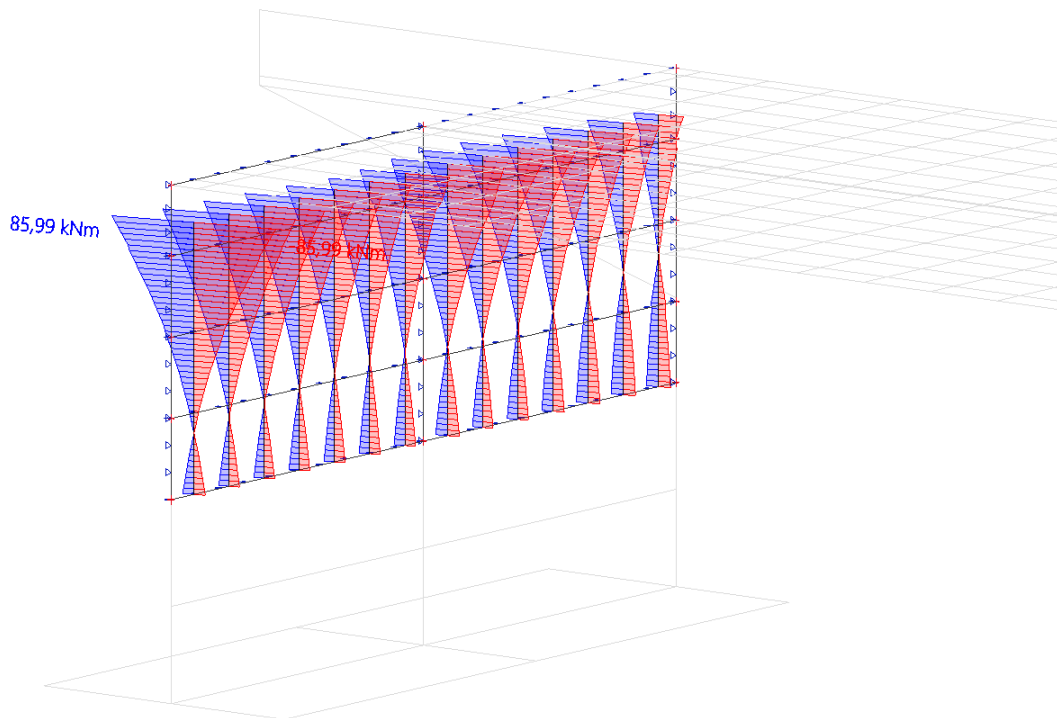
Obr. 120 ZS11; M_y



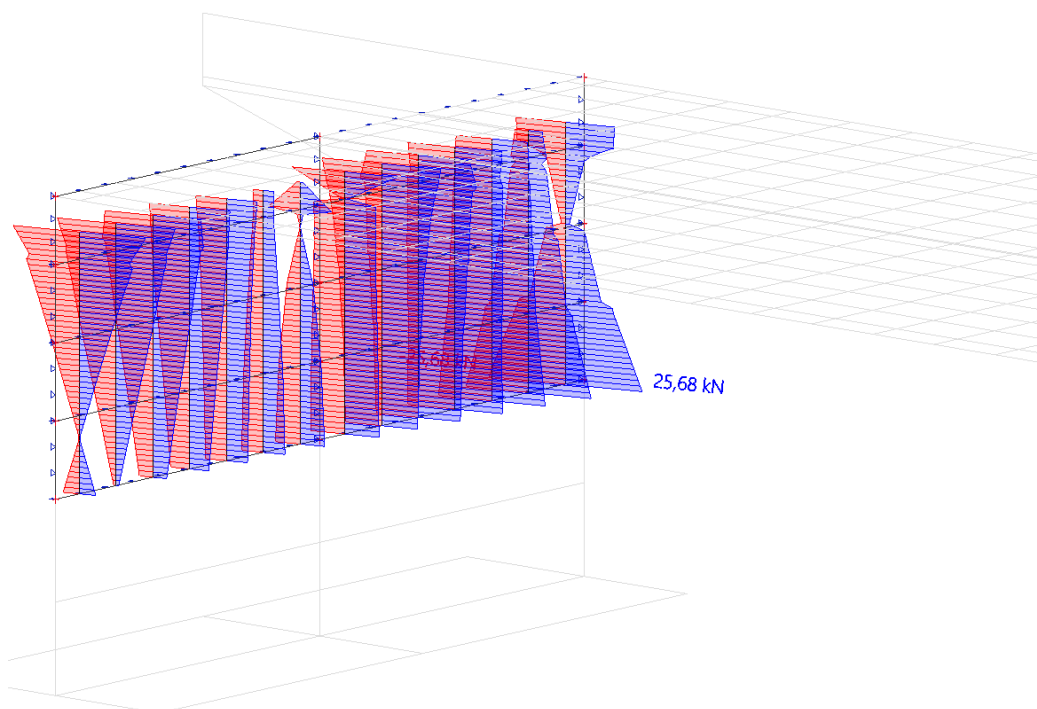
Obr. 121 ZS11; N



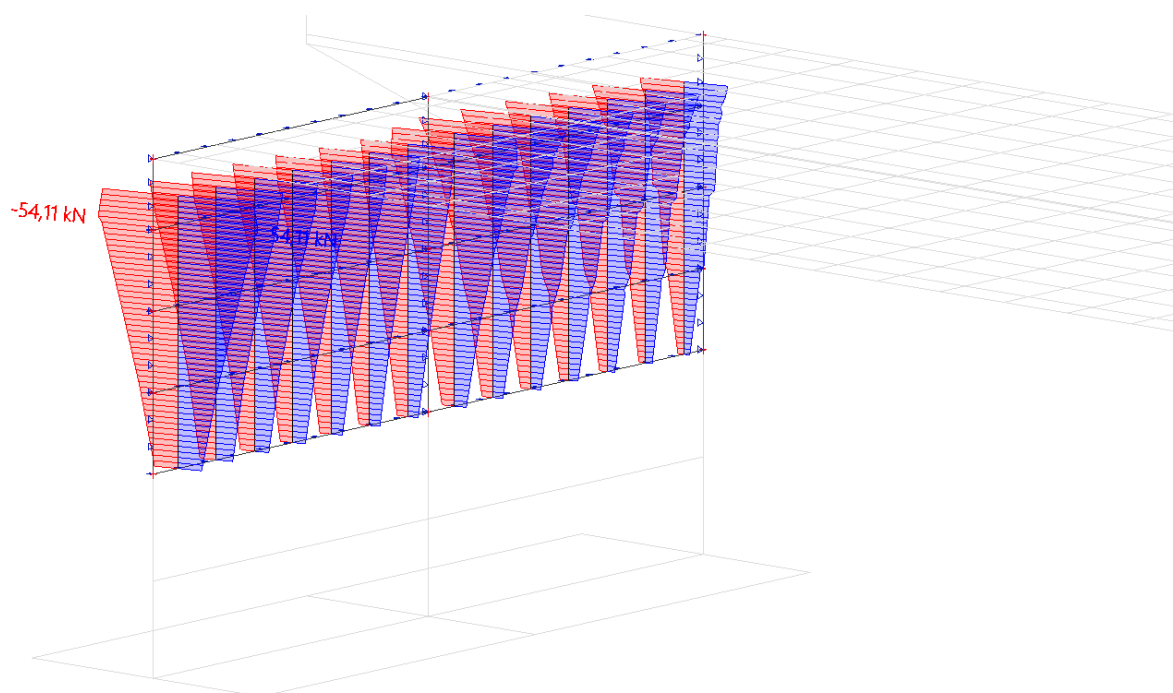
Obr. 122 ZS11; Vz



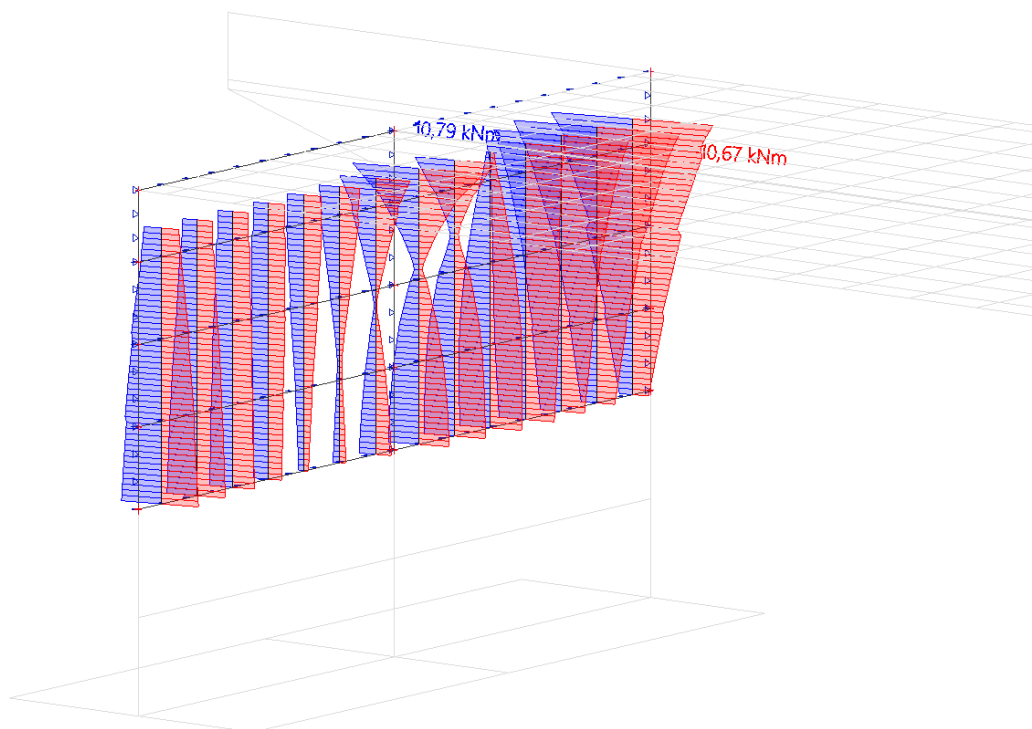
Obr. 123 ZS12; My



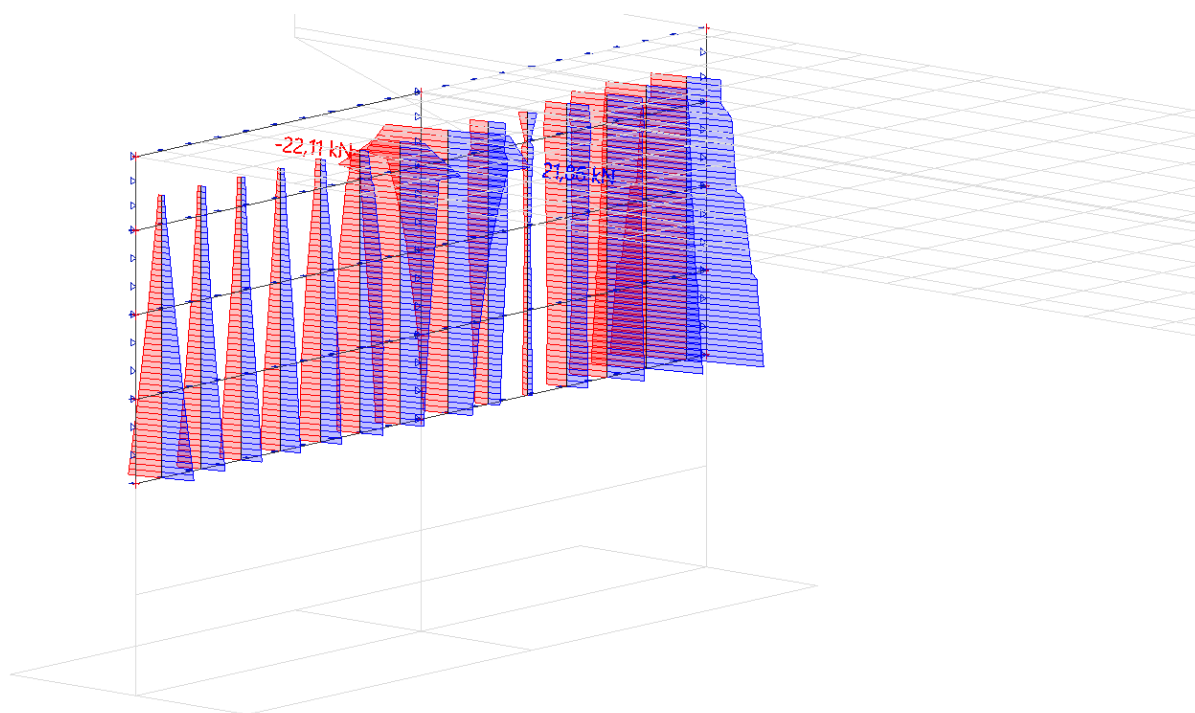
Obr. 124 ZS12; N



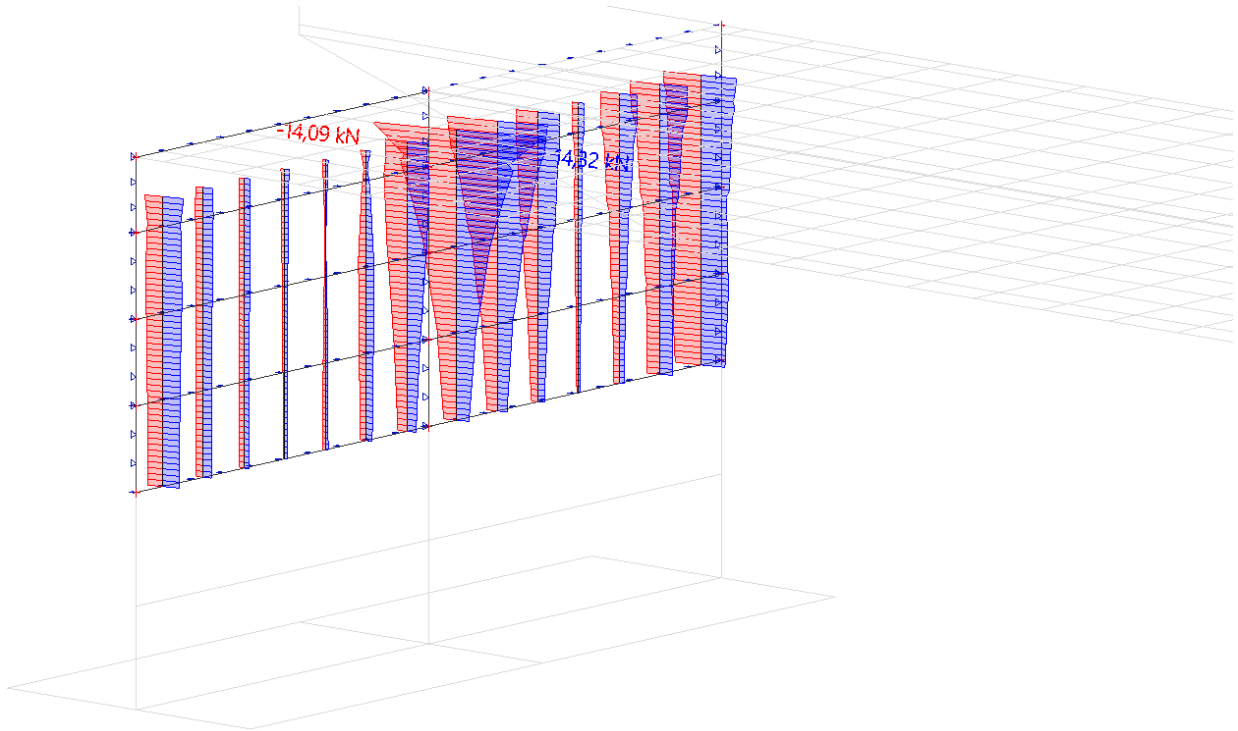
Obr. 125 ZS12; Vz



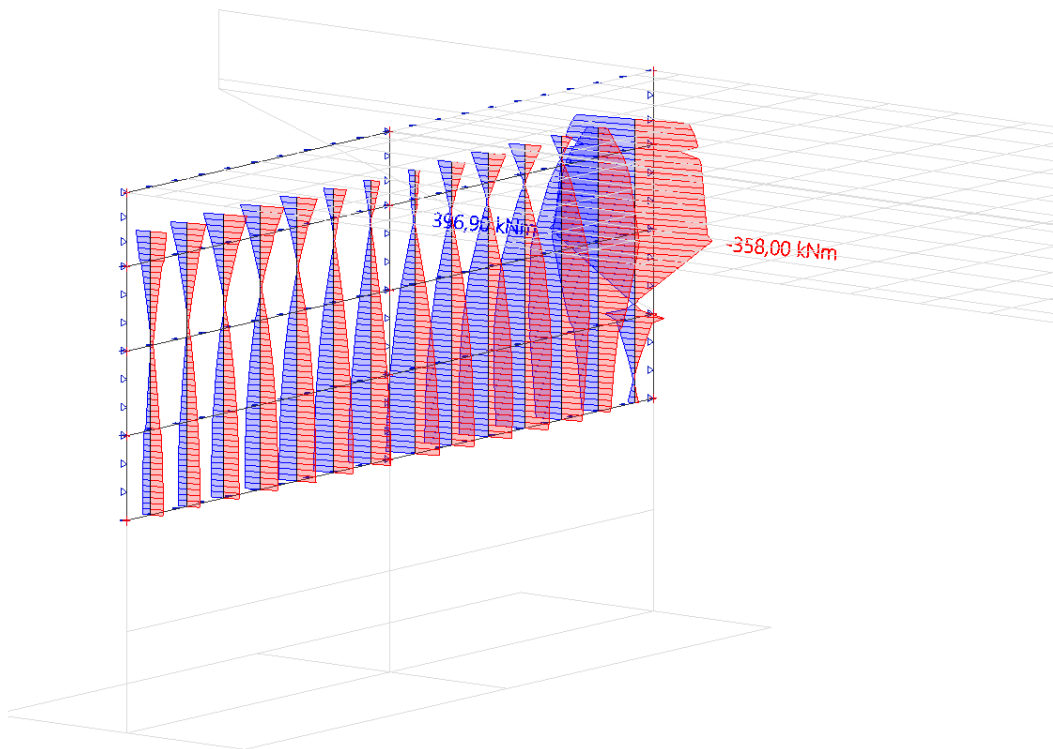
Obr. 126 ZS13; M_y



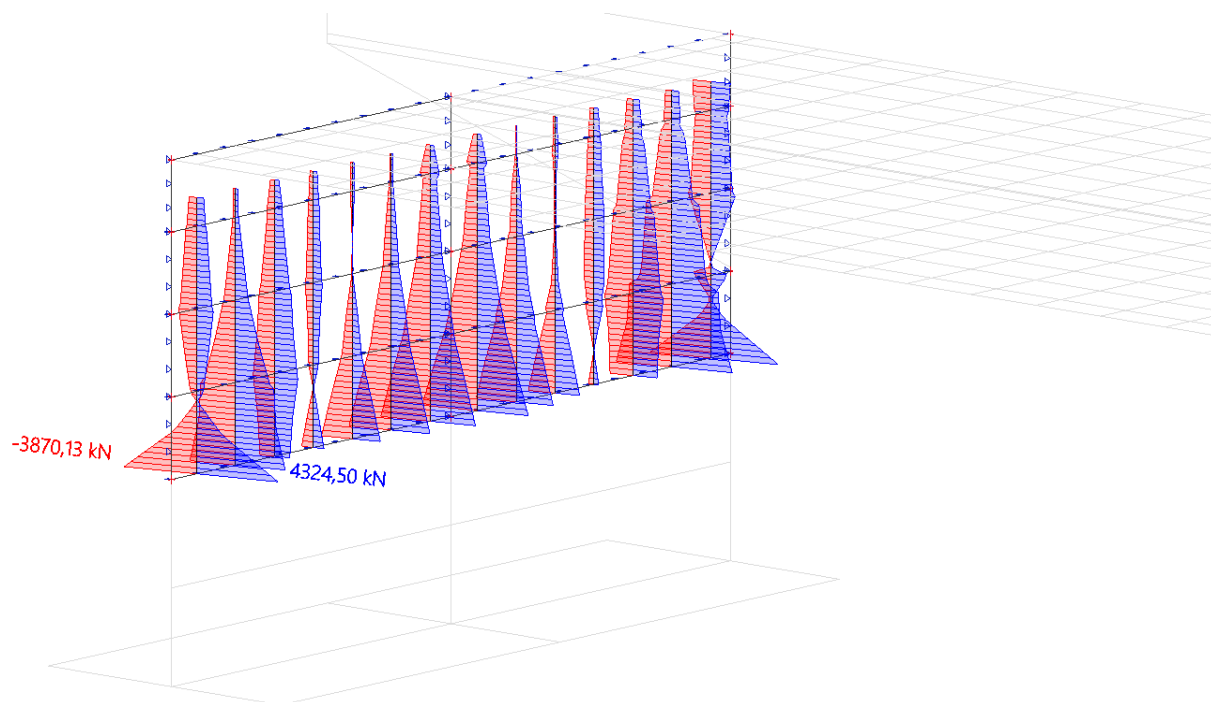
Obr. 127 ZS13; N



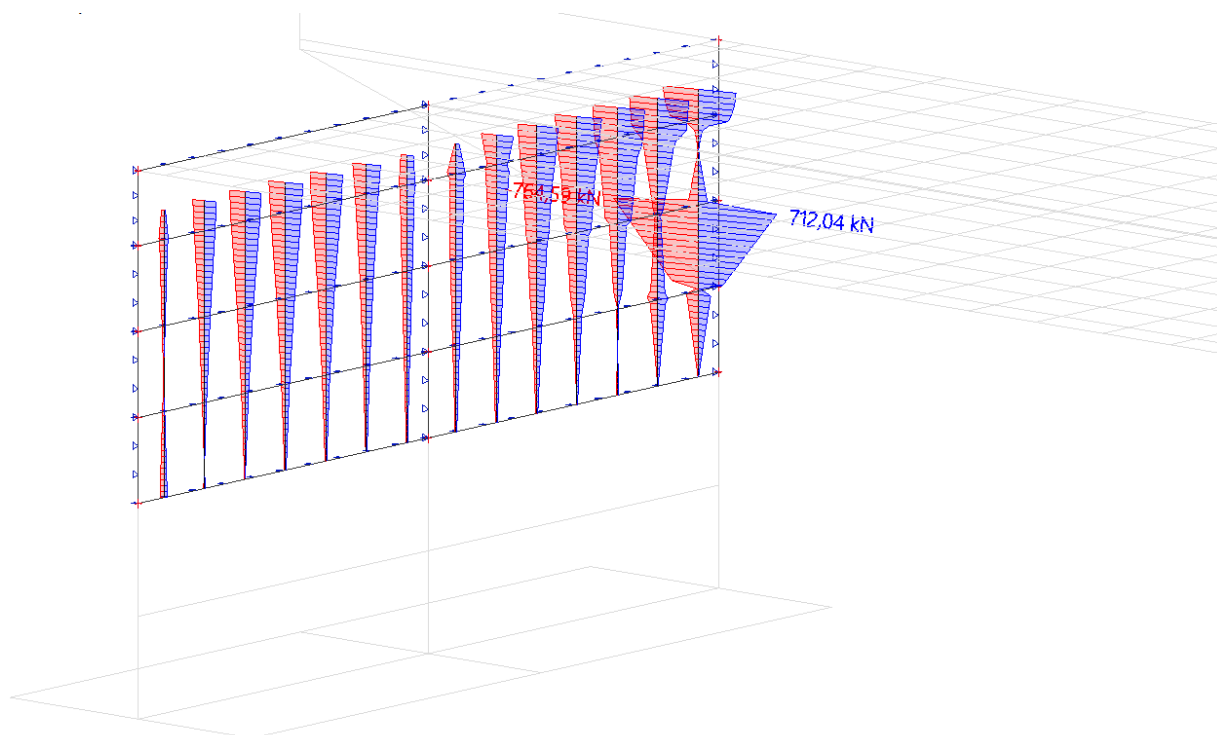
Obr. 128 ZS13; Vz



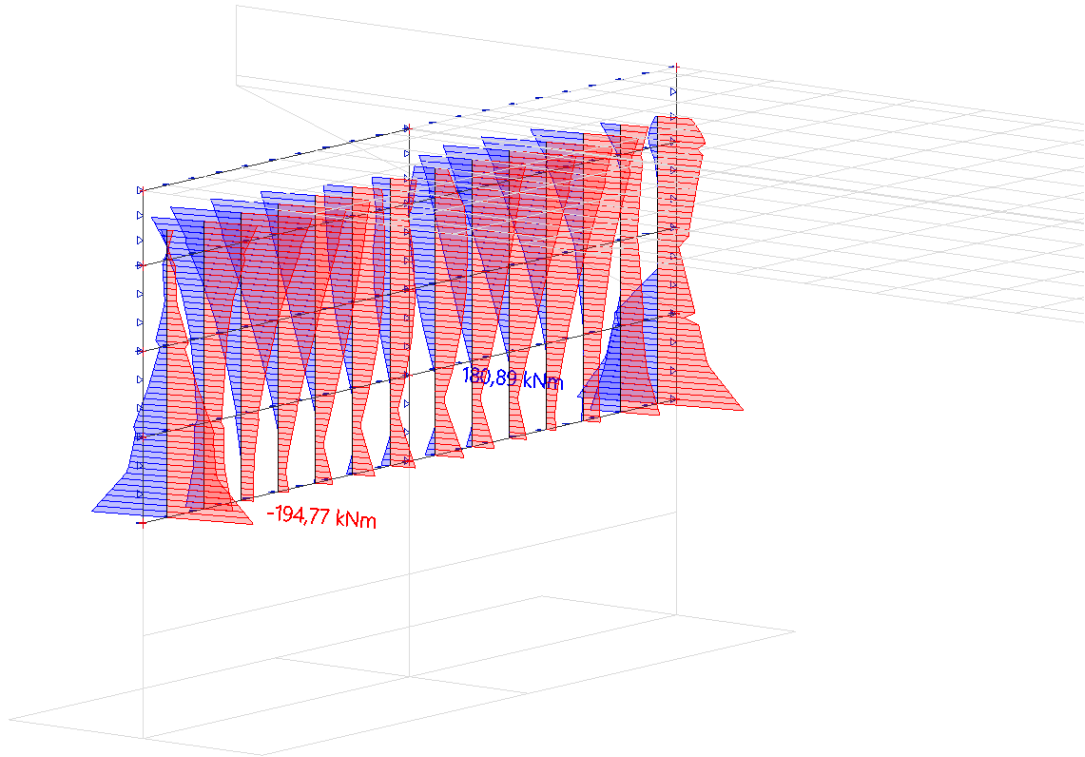
Obr. 129 ZS14; My



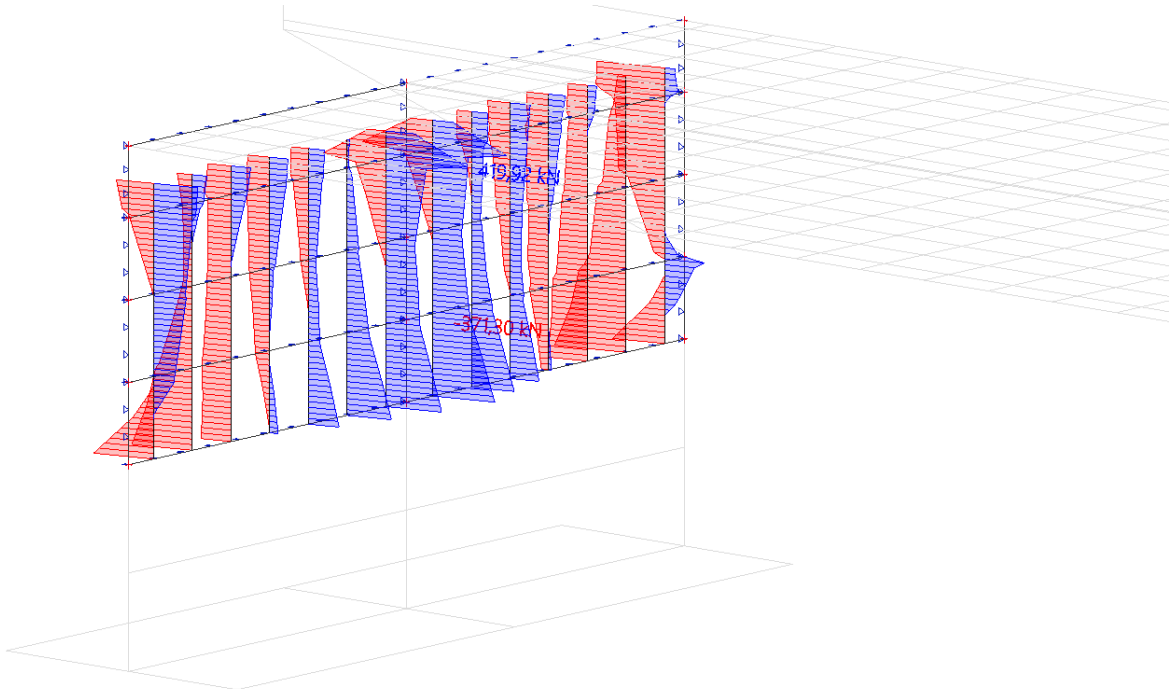
Obr. 130 ZS14; N



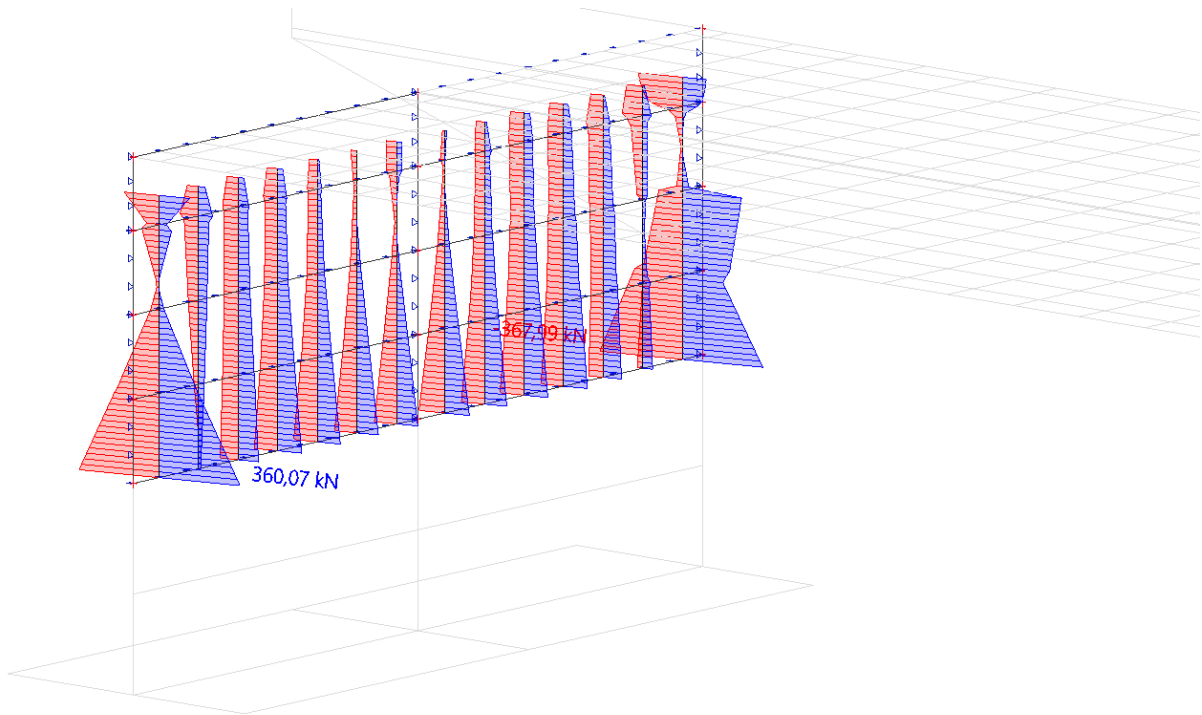
Obr. 131 ZS14; Vz



Obr. 132 ZS15; M_y



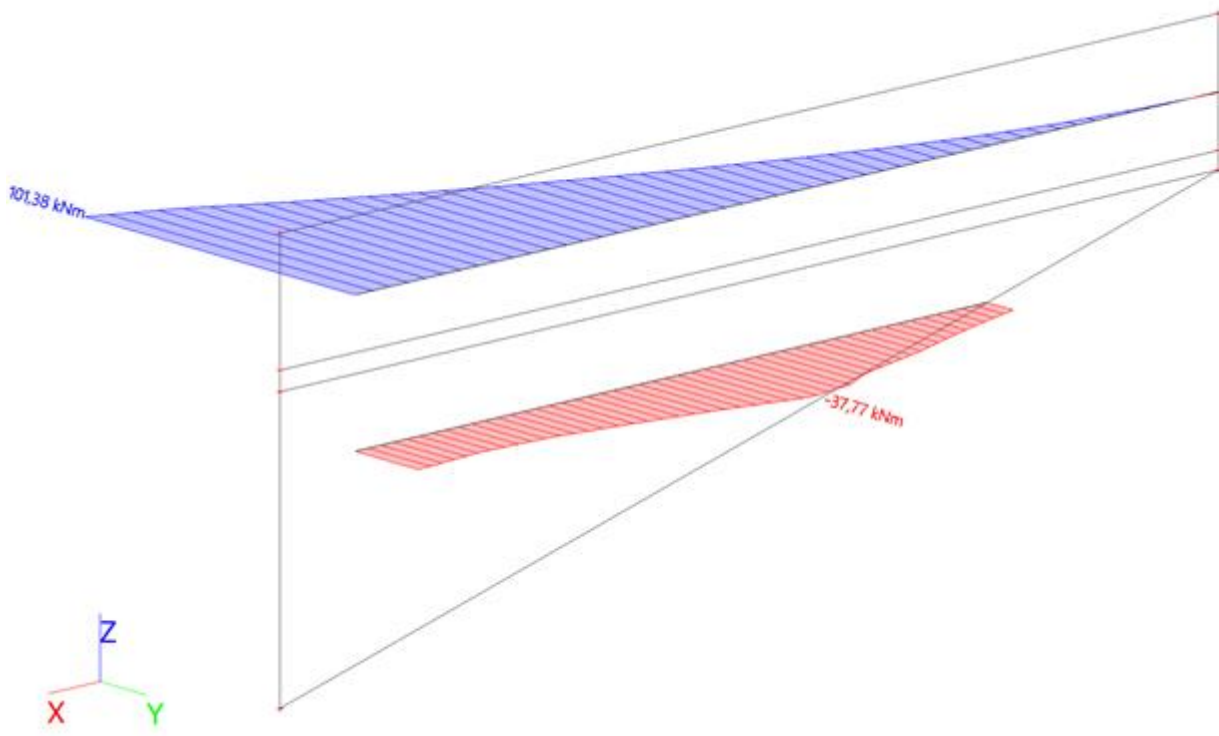
Obr. 133 ZS15; N



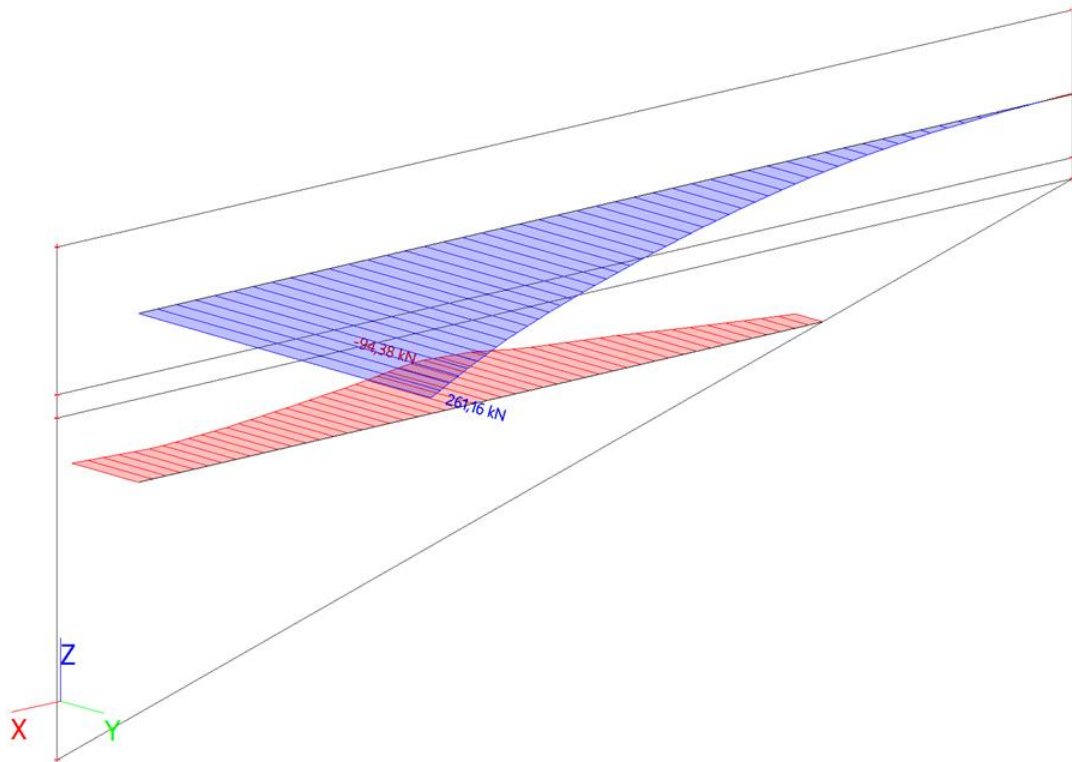
Obr. 134 ZS15; Vz

18 PŘÍLOHA 3 – VNITŘNÍ SÍLY – Křídla

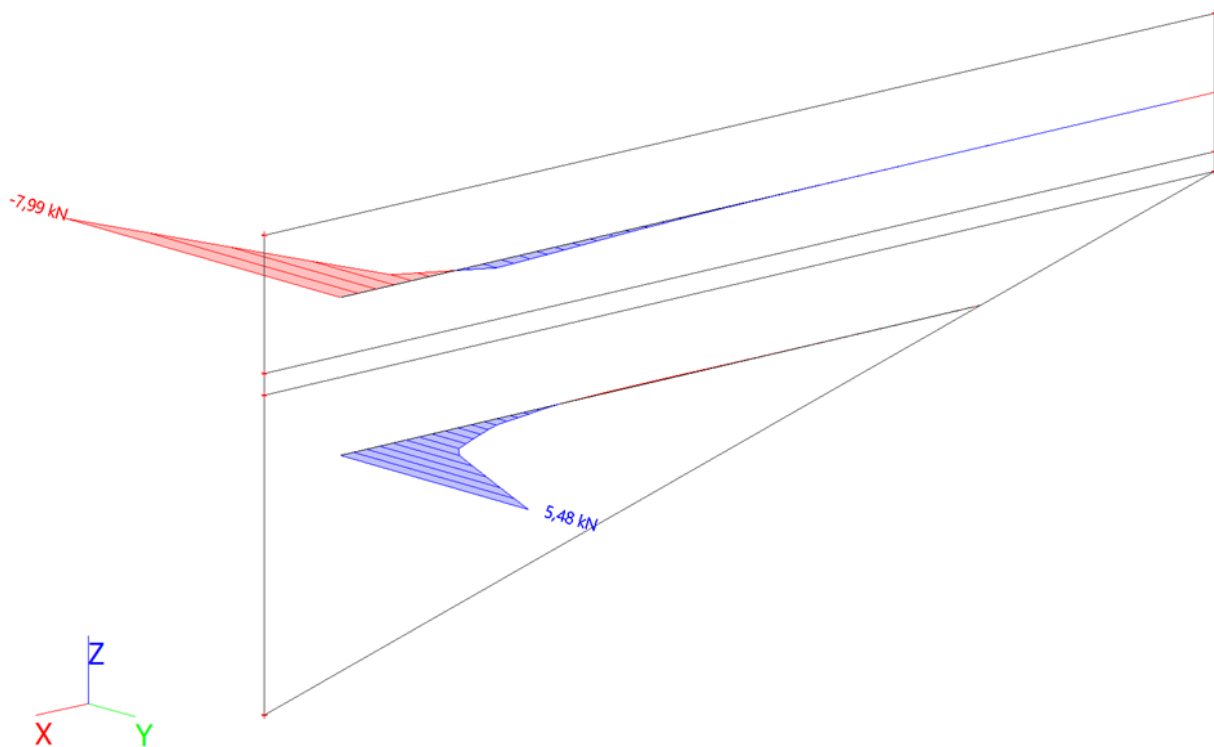
18.1 Rovnoběžná křídla



Obr. 135 ZS1; My

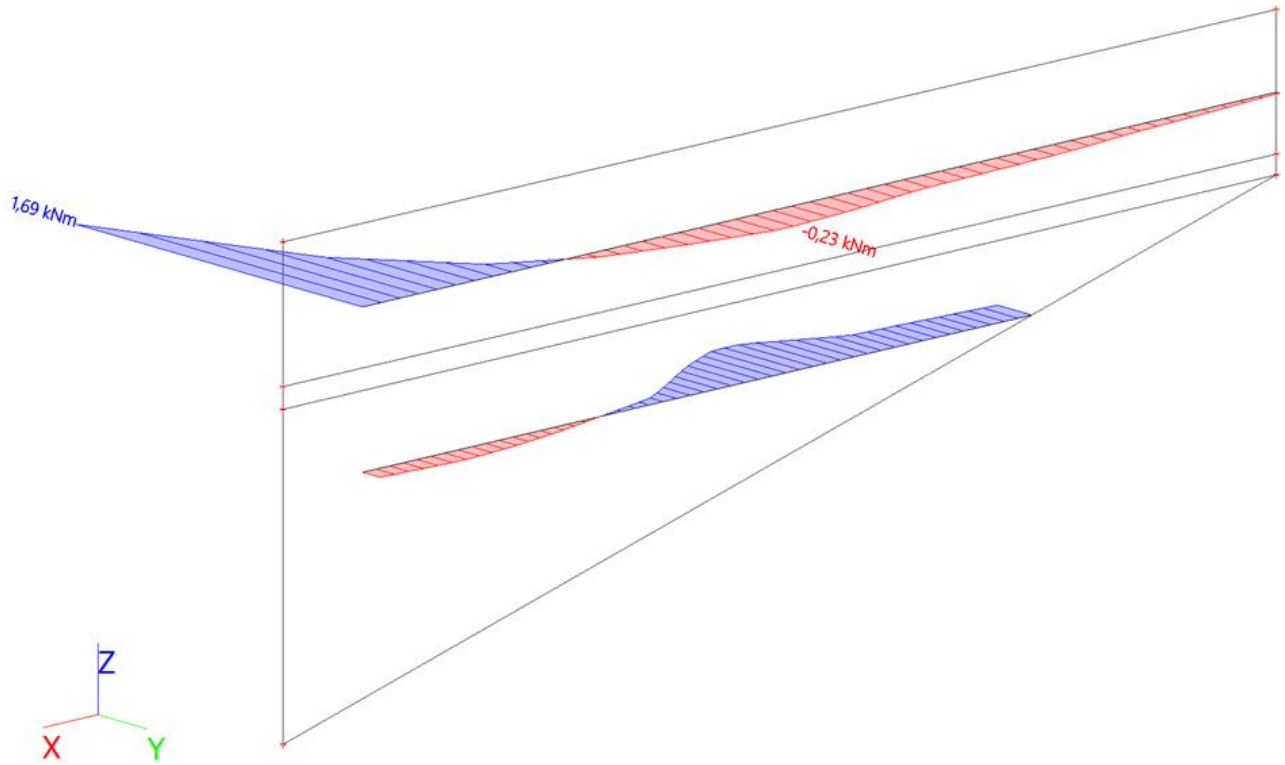


Obr. 136 ZS1; N

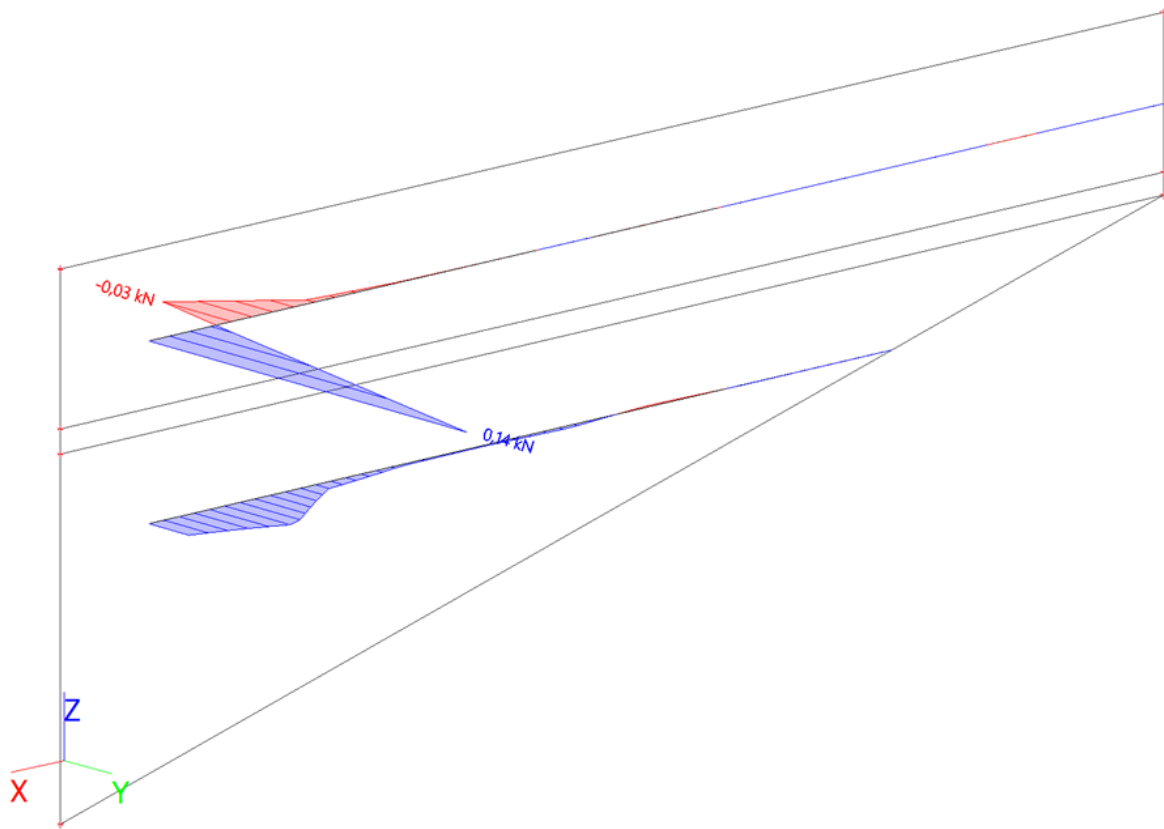


137 ZS1; Vz

Obr.

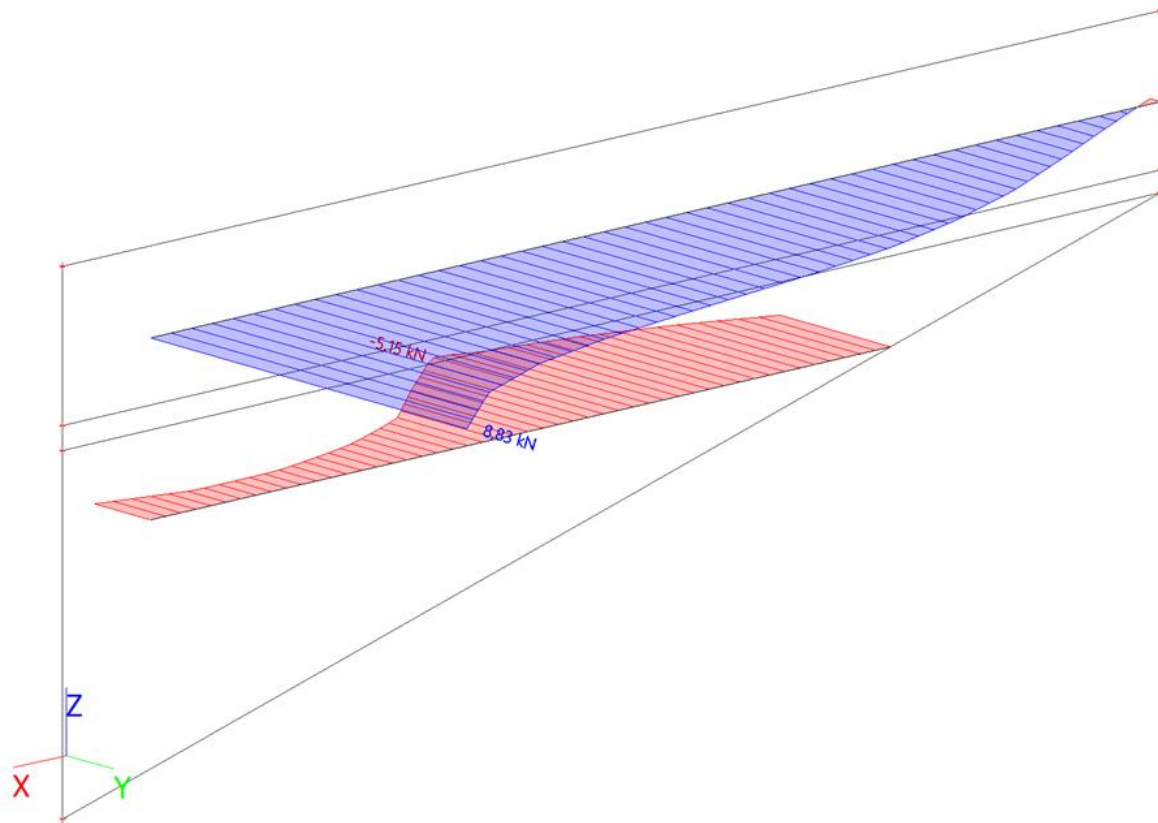


Obr. 138 Zatížení od zeminy; M_y



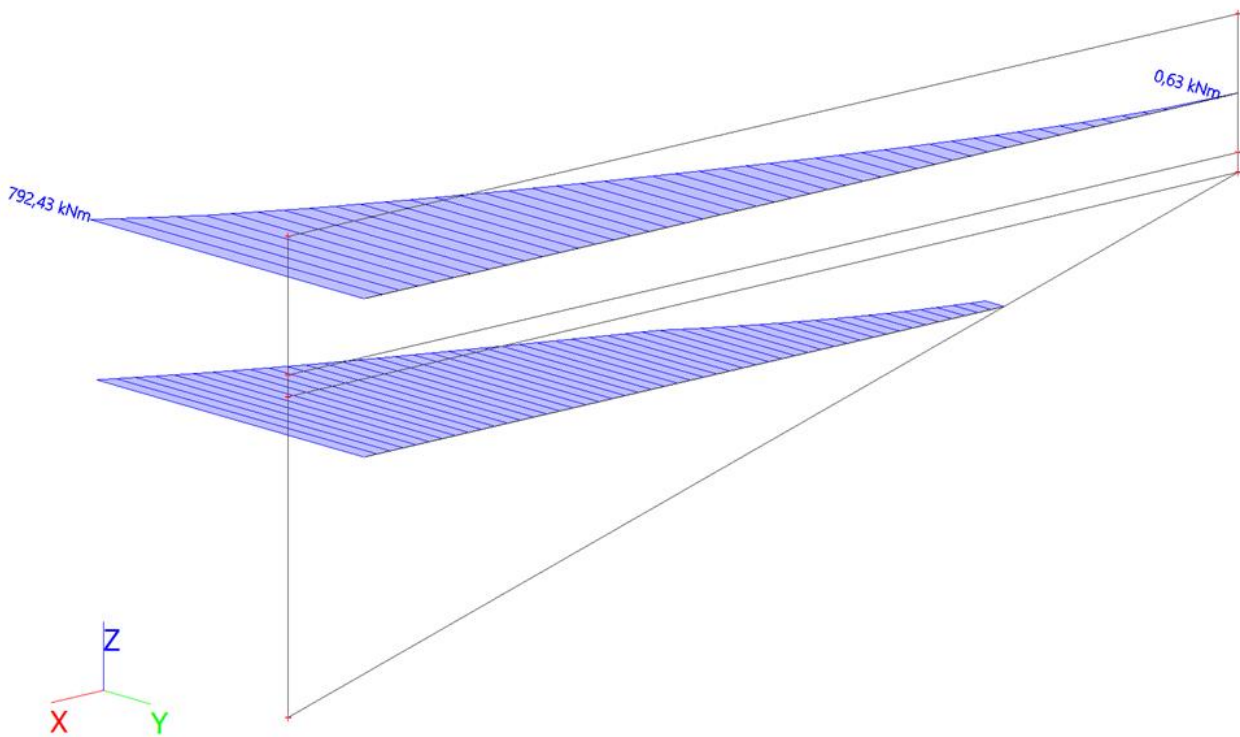
139 Zatížení od zeminy; N

Obr.



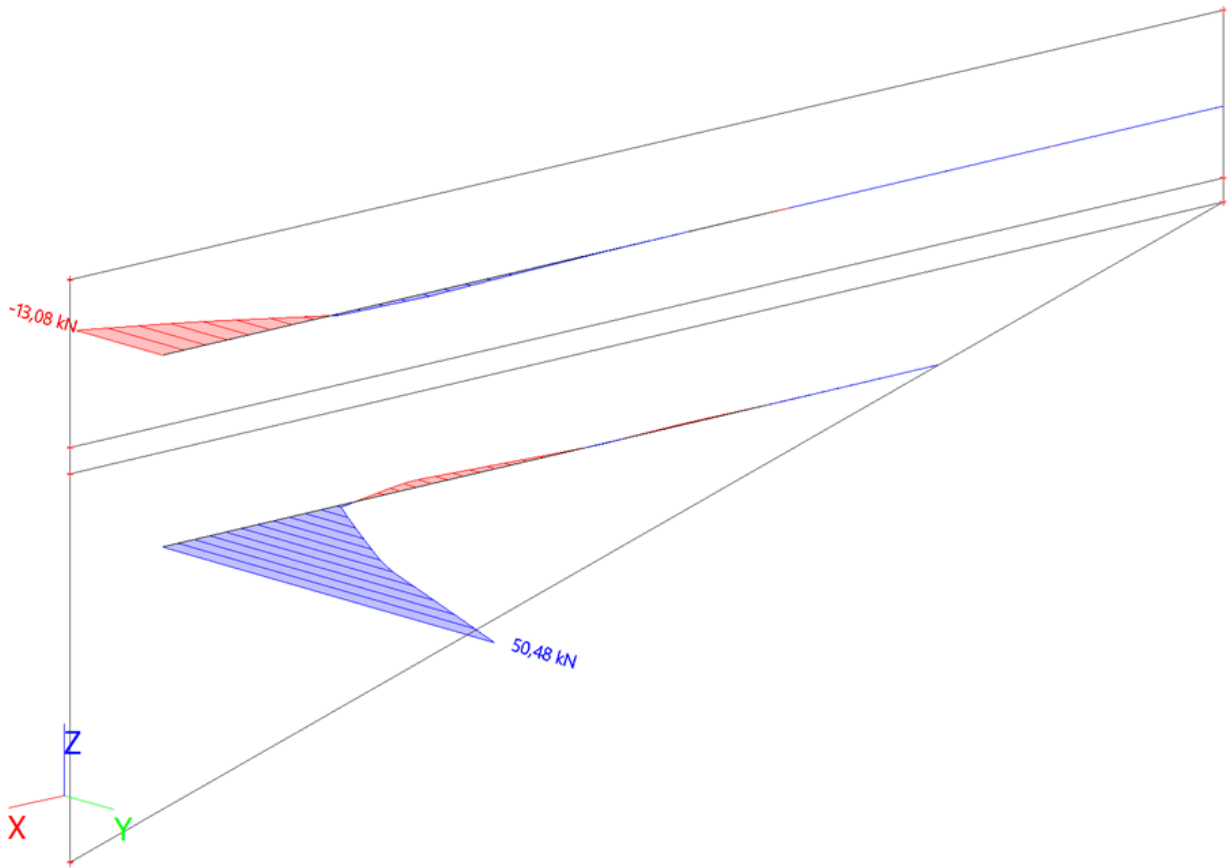
Zatížení od zeminy; Vz

Obr. 140



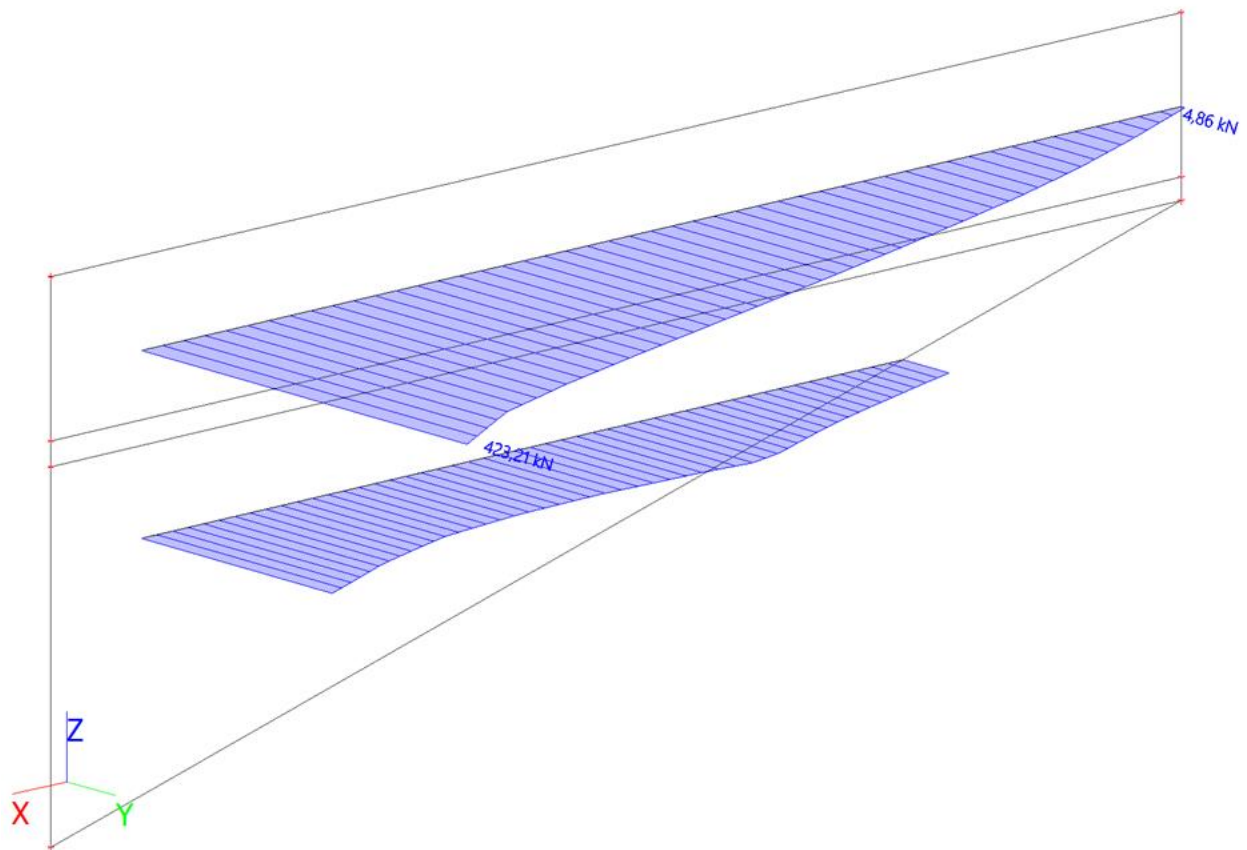
141 ZS17; My

Obr.



142 ZS17; N

Obr.



143 ZS17; Vz

Obr.



19 PŘÍLOHA 4 – Výpočet napětí pro zatížitelnost

Veškeré průřezové charakteristiky průřezů jsou vypočteny viz kap. 13.6.1.1 “Pružný výpočet napětí průřezu v podpoře” a kap. 13.6.1.2 “Pružný výpočet napětí průřezu v poli”

19.1 Průřez v podpoře

19.1.1 Vnitřní síly

		MONTÁŽ	LM71	krátkodob	DLOUH.	SMRŠTĚNÍ
POLE	M_y	-				
	N_{Ed} tlak	-				
	N_{Ed} tah	-				
PODPORA	M_y	-	-836,35	-103,9	-854,97	-288,96
	N_{Ed} tlak	-	-284,68	-57,15	-181,19	-141,89
	N_{Ed} tah	-	64,49	405,6	-54,52	547,53
	V_z					

19.1.2 Výpočet napětí

Od krátkodobého zatížení:

Část průřezu	I_y [mm ⁴]	x_i [mm]	$+N_{Ed}/A$ [MPa]	$-N_{Ed}/A$ [MPa]	$M_{y,Ed}/I_y \cdot x$ [MPa]	σ [MPa]
horní podél. výtzuž		-505,4	11,2	-0,9	9,3	20,5
Horní pásnice		-486,4	11,2	-0,9	8,9	20,2
stojina		-456,4	11,2	-0,9	8,4	19,6
otvor		223,6	11,2	-0,9	-4,1	-5,0
stojina		303,6	11,2	-0,9	-5,6	-6,5
Beton vedle stojiny						
Spodní pásnice		333,6	11,2	-0,9	-6,1	-7,0
dolní vlákna betonu		303,6	1,8	-0,1	-0,9	-1,0
celý nosník	5,65E+09	333,6				

Od LM71:

Část průřezu	I_y [mm ⁴]	x_i [mm]	$+N_{Ed}/A$ [MPa]	$-N_{Ed}/A$ [MPa]	$M_{y,Ed}/I_y \cdot x$ [MPa]	σ [MPa]
horní podél. výtzuž		-505,4	1,8	-4,4	74,7	76,5
Horní pásnice		-486,4	1,8	-4,4	71,9	73,7
stojina		-456,4	1,8	-4,4	67,5	69,3
otvor		223,6	1,8	-4,4	-33,1	-37,4
stojina		303,6	1,8	-4,4	-44,9	-49,3
Beton vedle stojiny						
Spodní pásnice		333,6	1,8	-4,4	-49,3	-53,7
dolní vlákna betonu		303,6	0,3	-0,7	-7,3	-8,0
celý nosník	5,65E+09	333,6				



Od dlouhodobé zatížení - ZŽ:

Část průřezu	I_y [mm ⁴]	x_i [mm]	$+N_{Ed}/A$ [MPa]	$-N_{Ed}/A$ [MPa]	$M_{y,Ed}/I_y \cdot x$ [MPa]	σ [MPa]
horní podél. výztuž		-482,1	-1,5	-3,2	76,4	74,9
Horní pásnice		-463,1	-1,5	-3,2	73,4	71,9
stojina		-433,1	-1,5	-3,2	68,6	67,1
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	5,39E+09	356,9				

Od dlouhodobého zatížení - KŽ:

Část průřezu	I_y [mm ⁴]	x_i [mm]	$+N_{Ed}/A$ [MPa]	$-N_{Ed}/A$ [MPa]	$M_{y,Ed}/I_y \cdot x$ [MPa]	σ [MPa]
horní podél. výztuž		-458,2	-1,5	-3,6	76,2	74,7
Horní pásnice		-439,2	-1,5	-3,6	73,1	71,5
stojina		-409,2	-1,5	-3,6	68,1	66,6
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	5,14E+09	380,8				

Od zatížení smrštěním:

Část průřezu	I_y [mm ⁴]	x_i [mm]	$+N_{Ed}/A$ [MPa]	$-N_{Ed}/A$ [MPa]	$M_{y,Ed}/I_y \cdot x$ [MPa]	σ [MPa]
horní podél. výztuž		-474,8	15,2	-2,6	25,8	41,0
Horní pásnice		-455,8	15,2	-2,6	24,8	40,0
stojina		-425,8	15,2	-2,6	23,1	38,3
otvor						
stojina		334,2	15,2	-2,6	-18,2	-20,8
Beton vedle stojiny						
Spodní pásnice		364,2	15,2	-2,6	-19,8	-22,4
dolní vlákna betonu		334,2	1,4	-0,2	-1,7	-1,9
celý nosník	5,32E+09	364,2				



19.2 Průřez v poli

19.2.1 Vnitřní síly

		MONTÁŽ	LM71	krátkodobé	DLOUH.	SMRŠTĚNÍ
POLE	M_y	648,34	383,07	284,65	248,62	0
	N_{Ed+} tlak	-	-219,03	-615,06	-91,63	0
	N_{Ed+} tah	-	0	1181,95	0	263,73
PODPORA	M_y	-				
	N_{Ed+} tlak	-				
	N_{Ed+} tah	-				
	V_z					

19.2.2 Výpočet napětí

Od montážního zatížení:

Část průřezu	I_y [mm ⁴]	x_i [mm]	$+N_{Ed}/A$ [MPa]	$-N_{Ed}/A$ [MPa]	$M_{y,Ed}/I_y \cdot x$ [MPa]	σ [MPa]
betonová deska	-	-	-	-	-	-
horní podél. výztuž	-	-	-	-	-	-
horní pásnice		-335,5	0,0	0,0	-173,6	-173,59
stojina						
otvor						
stojina						
Spodní pásnice		214,5	0,0	0,0	111,0	110,98
celý nosník	1,25E+09	214,5				

Od krátkodobého zatížení:

Část průřezu	I_y [mm ⁴]	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	-1,7	-4,0	-5,75
Beton vedle HP						
Beton vedle stojiny						
horní podél. výztuž		-225,3	47,7	-10,5	-18,2	-28,69
Horní pásnice		-115,3	47,7	-10,5	-9,3	-19,80
stojina		-85,3	47,67207	-10,5	-6,9	-17,38
otvor		324,7	47,7	-10,5	26,2	73,91
stojina		404,7	47,7	-10,5	32,7	80,38
Spodní pásnice		434,7	47,7	-10,5	35,1	82,81
celý nosník	3,52E+09	434,7				



Od LM71:

Část průřezu	I_y [mm ⁴]	x_i [mm]	+N _{Ed} /A [MPa]	-N _{Ed} /A [MPa]	M _{y,Ed} /I _y · x [MPa]	σ [MPa]
Beton nad HP		-309,5	0,0	-0,6	-5,5	-6,05
Beton vedle HP						
Beton vedle stojiny						
horní podél. výztuž		-225,3	0,0	-3,7	-24,5	-28,24
Horní pásnice		-115,3	0,0	-3,7	-12,5	-16,28
stojina		-85,3	0	-3,7	-9,3	-13,02
otvor		324,7	0,0	-3,7	35,3	35,32
stojina		404,7	0,0	-3,7	44,0	44,02
Spodní pásnice		434,7	0,0	-3,7	47,3	47,28
celý nosník	3,52E+09	434,7				

Od dlouhodobého zatížení - ZŽ:

Část průřezu	I_y [mm ⁴]	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	VÝZTUŽ	261,4		-1,9	21,1	21,13
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	3,08E+09	391,4				

Od dlouhodobého zatížení - KŽ:

Část průřezu	I_y [mm ⁴]	x_i [mm]	+N _{Ed} /A [MPa]	-N _{Ed} /A [MPa]	M _{y,Ed} /I _y · 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	VÝZTUŽ	220,4		-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	2,64E+09	350,4				



Od zatížení smrštění:

Část průřezu	I_y [mm ⁴]	x_i [mm]	$+N_{Ed}/A$ [MPa]	$-N_{Ed}/A$ [MPa]	$M_{y,Ed}/I_y \cdot x$ [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	2,96E+09	380,4				



20 PŘÍLOHA 5 – VÝPOČET NAPĚTÍ PRO POSOUZENÍ ÚNAVY

Veškeré průřezové charakteristiky kromě průřezu v místě montáže jsou vypočteny viz kap. 12.6.1.1 “Pružný výpočet napětí průřezu v podpoře” a kap. 12.6.1.2 “Pružný výpočet napětí průřezu v poli”.

		MONTÁŽ	LM71	DLOUH.	SMRŠTĚNÍ
POLE	M_y	-	383,07		
	N_{Ed+} tlak	-	-219,03		
	N_{Ed+} tah	-	0		
PODPORA	M_y	-	-836,35		
	N_{Ed+} tlak	-	-284,68		
	N_{Ed+} tah	-	64,49		
	V_z				

Průřez v podpoře:

Část průřezu	I_y [mm ⁴]	x_i [mm]	$+N_{Ed}/A$ [MPa]	$-N_{Ed}/A$ [MPa]	$M_{y,Ed}/I_y \cdot x$ [MPa]	σ [MPa]
horní podél. výztuž		-505,4	1,8	-4,4	74,7	76,5
Horní pásnice		-486,4	1,8	-4,4	71,9	73,7
stojina		-456,4	1,8	-4,4	67,5	69,3
otvor		223,6	1,8	-4,4	-33,1	-37,4
stojina		303,6	1,8	-4,4	-44,9	-49,3
Beton vedle stojiny						
Spodní pásnice		333,6	1,8	-4,4	-49,3	-53,7
dolní vlákna betonu		303,6	0,3	-0,7	-7,3	-8,0
celý nosník	5,65E+09	333,6				

Průřez v poli:

Část průřezu	I_y [mm ⁴]	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	0,0	-0,6	-5,5	-6,05
Beton vedle HP						
Beton vedle stojiny						
horní podél. výztuž		-225,3	0,0	-3,7	-24,5	-28,24
Horní pásnice		-115,3	0,0	-3,7	-12,5	-16,28
stojina		-85,3	0	-3,7	-9,3	-13,02
otvor		324,7	0,0	-3,7	35,3	35,32
stojina		404,7	0,0	-3,7	44,0	44,02
Spodní pásnice		434,7	0,0	-3,7	47,3	47,28
celý nosník	3,52E+09	434,7				



Průřez v místě montážního styku:

		MONTÁŽ	LM71	DLOUH.	SMRŠTĚNÍ
místo montážního styku	M_y	-	383,07		
	$N_{Ed+tlak}$	-	-219,03		
	N_{Ed+tah}	-	0		
	V_z				

Poloha neutrální osy:

$$z_{g,el,2} = t_{r2} + t_{fw} - \frac{n}{(b_c - t_w)} (A_{st} + A_s) + \sqrt{\frac{2 \cdot n}{(b_c - t_w)} [A_{st} \cdot (z_{st} - t_{fw} - t_{r2}) + A_s \cdot (z_s - t_{fw} - t_{r2})] + \left[\frac{n}{(b_c - t_w)} (A_{st} + A_s) \right]^2}$$

$$z_{g,el,2} = 219,0 \text{ mm}$$

$z_{w,d} = 30$	$< z_{g,el,2} = 219,0377$	$< z_{w,h} = 790$
PRAVDA		

$h = 920 \text{ mm}$	• celková výška ocelobetonového průřezu
$n_s = 6,2$	• pracovní součinitel
$A_{st} = 26260 \text{ mm}^2$	• plocha ocelového průřezu
$b_c = 700 \text{ mm}$	• spolupůsobící šířka nosníku
$z_{st} = 254,1698 \text{ mm}$	• vzdálenost těžiště ocelového průřezu od dolních vláken
$z_{w,h} = 790 \text{ mm}$	
$z_{w,d} = 30 \text{ mm}$	

Průřezové charakteristiky:

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]
horní podél. výztuž	0	0	633	1,0	710	0,00E+00	6,33E+02	4,50E+05	9,07E+07	
Horní pásnice	400	30	12000	1,0	805	9,00E+05	1,20E+04	9,66E+06	2,69E+09	
stojina	14	630	8820	1,0	475	2,92E+08	8,82E+03	4,19E+06	1,82E+08	
otvor	-	50	-	-	-	-	-	-	-	
stojina	14	80	1120	1,0	70	5,97E+05	1,12E+03	7,84E+04	7,66E+07	
Beton vedle stojiny	686	149,0	1E+05	6,2	145	3,06E+07	1,66E+04	2,39E+06	5,79E+08	
Spodní pásnice	400	30	12000	1,0	15	9,00E+05	1,20E+04	1,80E+05	1,20E+09	
dolní vlákna betonu				6,2						
celý nosník		820				3,25E+08	5,11E+04	1,69E+07	4,82E+09	5,14E+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]
horní podél. výztuž	-378,5	0,0	-3,4	-28,2	-31,5
Horní pásnice	-488,5	0,0	-3,4	-36,4	-39,7
stojina	-458,5	0,0	-3,4	-34,1	-37,5
otvor	221,5	0,0	-3,4	16,5	16,5
stojina	301,5	0,0	-3,4	22,5	22,5
Beton vedle stojiny					
Spodní pásnice	331,5	0,0	-3,4	24,7	24,7
dolní vlákna betonu	301,5	0,0	-0,5	3,6	3,6
celý nosník	331,5				