

**ČESKÉ VYSOKÉ
UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**


FAKULTA STAVEBNÍ



**DIPLOMOVÁ
PRÁCE**

2021

**JAROSLAV
PAJDUČÁK**

ZPRACOVAL JAROSLAV PAJDUČÁK	VEDOUcí DIPLOMOVÉ PRÁCE PRÁCE DOC. ING. PAVEL RYJÁČEK, Ph.D.	ŠKOLNÍ ROK 2021–2022		ČVUT ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
OBOR: KONSTRUKCE A DOPRAVNÍ STAVBY				
PŘEDMĚT: 134DPM				
NÁZEV DIPLOMOVÉ PRÁCE: SPŘAŽENÝ MOST PŘES ŽELEZNIČNÍ TRÁŤ	DATUM: PROSINEC 2021			
PŘÍLOHA: STATICKÝ VÝPOČET	MĚŘÍTKO:		FORMÁT: 116xA4	
			ČÍSLO PŘÍLOHY:	2



OBSAH:

1	TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU	5
1.1	ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU	5
1.2	ZDŮVODNĚNÍ MOSTU A JEHO UMÍSTĚNÍ	5
1.2.1	<i>Návaznost projektové dokumentace mostního objektu na předchozí dokumentaci účel mostu a požadavky (podklady) na jeho řešení</i>	<i>5</i>
1.2.2	<i>Charakter přemostované překážky</i>	<i>6</i>
1.1	ÚZEMNÍ PODMÍNKY	6
1.1.1	<i>Územní podmínky</i>	<i>6</i>
1.1.2	<i>Geotechnické podmínky</i>	<i>6</i>
1.2	TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU	12
1.2.1	<i>Nosná konstrukce</i>	<i>12</i>
1.2.2	<i>Údaje o založení a spodní stavbě</i>	<i>13</i>
1.3	VÝPOČETNÍ MODEL A METODIKA VÝPOČTU	16
1.3.1	<i>Metodika výpočtu</i>	<i>16</i>
1.3.2	<i>Rozsah posouzení</i>	<i>16</i>
1.3.3	<i>Výpočetní modely</i>	<i>17</i>
1.4	VÝPOČETNÍ POMŮCKY	19
1.5	POUŽITÁ LITERATURA	19
1.6	VYUŽÍVANÉ NORMY	19
1.7	VYUŽÍVANÉ PŘEDPISY	21
1.8	VYUŽÍVANÉ VZOROVÉ LISTY	21
1.9	PODKLADY PRO ZPRACOVÁNÍ STATICKÉHO VÝPOČTU	21
2	VÝKRESOVÁ ČÁST	22
3	ZATÍŽENÍ	25
3.1	ROZBOR ZATÍŽENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	25
3.1.1	<i>ZÁKLADNÍ SKUPINY ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ, KOMBINACE ZS</i>	<i>25</i>
3.1.2	<i>Rozbor zatížení</i>	<i>27</i>
4	CHARAKTERISTIKA POUŽITÝCH MATERIÁLŮ	36
5	POSOUZENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	40
5.1	POSUZOVANÝ PRŮŘEZ	40
5.2	SPOLUPŮSOBÍCÍ ŠÍRKY	41
5.2.1	<i>Ocelová část</i>	<i>41</i>
5.2.2	<i>Betonová část</i>	<i>41</i>
5.3	VNITŘNÍ SÍLY	43
5.4	KOMBINACE	44
5.5	VYČÍSLENÍ NAPĚTÍ	47
5.5.1	<i>P1 - Průřez v poli</i>	<i>47</i>
5.5.2	<i>P2 - Průřez nad podporou</i>	<i>48</i>
5.6	POSOUZENÍ MSŮ	49
5.6.1	<i>Omezení napětí</i>	<i>49</i>
5.6.2	<i>Posouzení smykové únosnosti v podporách</i>	<i>49</i>
5.6.3	<i>Výpočet reakcí v ložiskách</i>	<i>49</i>
5.7	POSOUZENÍ ÚNAVY	52
5.8	POSOUZENÍ SPŘAŽENÍ	53
5.9	POSOUZENÍ DALŠÍCH PRŮŘEZŮ	55
5.9.1	<i>Posouzení příčné výtzuže desky</i>	<i>55</i>
5.9.2	<i>Posouzení příčnicku na ose P3</i>	<i>61</i>
5.9.3	<i>Posouzení příčnicku na ose O1</i>	<i>68</i>
6	POSOUZENÍ MSP	75
6.1.1	<i>Omezení napětí</i>	<i>75</i>
6.1.2	<i>Šířka trhlin</i>	<i>75</i>



6.1.3	Posouzení průhybů.....	76
7	SPODNÍ STAVBA	77
7.1	DŘÍK OPĚRY	77
7.1.1	Posouzení interakčního diagramu	77
7.1.2	Posouzení smykové únosnosti	78
7.1.3	Posouzení šířky trhlin	79
7.2	KŘÍDLO OPĚRY	80
7.2.1	Výpočetní model.....	80
7.2.2	Zatížení	80
7.2.3	Vnitřní síly	82
7.2.4	Návrh a posouzení výztuže	83
7.2.5	Posouzení šířky trhlin	84
7.3	PILÍŘ SE STATIVEM.....	85
7.3.1	Posouzení stativa	85
7.3.2	Posouzení pilíře	91
7.3.3	Posouzení pilíře a stativa při nárazu vlaku do pilíře P2.....	94
7.3.4	Posouzení ztužujícího prahu	96
7.4	PILOTA	98
8	ZÁVĚR STATICKÉHO VÝPOČTU	104
9	PŘÍLOHA 1 – VNITŘNÍ SÍLY.....	105
9.1	ZS1 VLASTNÍ TÍHA	105
9.2	ZS2A - MOKRÝ BETON	105
9.3	ZS2B – UŽITNÉ MONTÁŽNÍ.....	106
9.4	ZS3 – VOZOVKA, HYDROIZOLACE.....	107
9.5	ZS4 – ŘÍMSY A MOSTNÍ VYBAVENÍ.....	108
9.6	ZS5 – POKLES PODPOR	109
9.7	ZS6 – SMRŠTĚNÍ	110
9.8	ZS7 – LM1 TS	111
9.9	ZS7 - LM1 UDL	111
9.10	ZS10 – LM3	112
9.11	ZS11 – LM4	113
9.12	ZS12 – CHODNÍKY	114
9.13	ZS13 – BRZDNÉ SÍLY	114
9.14	ZS14 - VÍTR.....	115
9.15	ZS16 - TEPLOTA NEROVNOMĚRNÁ	115



1 TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1.1 Základní údaje o mostu

1.2.1	Charakteristika mostu:	Ocelobetonový, prefa-monolitické nosníky (PreCo-Beam), trémový, sprážený, spojitý nosník, otevřeně uspořádaný, s neomezenou vlnou výškou
1.2.1	Délka přemostění:	57.7 m
1.2.2	Délka mostu:	69.29 m
1.2.3	Délka nosné konstrukce:	60.48 m
1.2.4	Rozpětí mostu:	11.7+18+18+11.7 m
1.2.5	Šikmost mostu:	82.22 g
1.2.6	Volná šířka mostu:	11.5 m
1.2.7	Šířka chodníků:	nouzové chodníky 0.75 m na obou stranách mostu
1.2.8	Šířka mostu:	14.7 m
1.2.9	Výška mostu nad terénem:	7.55 m ... nad žel. tratí
1.2.10	Stavební výška:	0.922 m
1.2.11	Plocha nosné konstrukce mostu:	852,5 m ²
1.2.12	Zatížení a zatížitelnosti mostu:	Skupina pozemních komunikací 1 podle ČSN EN 1991-2, Změna Z5

1.2 Zdůvodnění mostu a jeho umístění

1.2.1 Návaznost projektové dokumentace mostního objektu na předchozí dokumentaci účel mostu a požadavky (podklady) na jeho řešení

1.2.1.1 Návaznost a účel dokumentace

Jedná se o dokumentaci pro vydání společného povolení stavby ve stupni DÚR/DSP. Dokumentace navazuje na zadání technické specifikace od investora. Zvolená konstrukce splňuje požadavek na omezenou stavební výšku. Zároveň zahovává část spodní stavby v podobě hlubinného založení a pilířů.

1.2.1.2 Podklady pro vypracování PD

- Příloha č. 8 vyhlášky č.146/2008 Sb.- Rozsah a obsah projektové dokumentace staveb dálnic, silnic, místních komunikací a veřejně přístupných účelových komunikací (dále jen pozemních komunikací) pro vydání stavebního povolení nebo k oznámení stavby ve zkráceném správním řízení.
- Směrnice pro dokumentaci staveb pozemních dokumentací – Dodatek č.2; ze dne 10.5.2019
- Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací (TKP), schválená MD-OPK
- Technické kvalitativní podmínky pro dokumentaci staveb pozemních komunikací (TKP-D), schválená MD-OPK
- Schématický náčrt mostu převzatý z mostního listu: Most ev.č. 32-001e (Most přes žel. trať a sil. III/32812 u obce Libice nad Cidlinou)
- Vzorové listy VL 4 – mosty – MDČR, odbor pozemních komunikací
- Geodetické zaměření stávajícího stavu v digitální podobě (polohopis v souřadnicích JTSK a výškopis v Bpv), Geodetická kancelář Nedoma & Řezník, s.r.o. 6/2020
- Rešerše inženýrskogeologických poměrů, Mgr. Jeroným Lešner, 6/2020
- Průzkum inženýrských sítí (zákresy a vyjádření správců inženýrských sítí o existenci a průběhu sítí)
- Dendrologický průzkum, Ing. Alena Šimčíková, 6/2020



1.2.1.3 Účel mostu a požadavky na jeho použití

Účelem mostu je rekonstrukce přemostění přes železniční trať a silnici III/32812 u obce Choťánky.

1.2 Charakter přemost'ované překážky

Stávající mostní objekt z roku 1990 převádí dvoupruhovou směrově nerozdělenou silnici I/32 mezi obcemi Choťánky a Libice nad Cidlinou. Most se nachází v extravilánu obce Choťánky (komunikace nad mostem).

Nový mostní objekt bude částečně rekonstruován. Jedná se o spřažený ocelobetonový most o čtyřech polích se zcela novými opěrami, . Předpokládají se spřažené prefabrikované nosníky tvaru T, sloužící zároveň jako ztracené bednění pro zmonolitnění betonovou deskou, s ohledem na minimalizaci dopadů do silničního a železničního provozu. Celková šířka mezi svodidly (zvýšenými obrubami) bude 11.5 m, na vnějších stranách budou nouzové chodníky o šířce 0,75 m.

1.2.2.1 Šířkové uspořádání na mostě

Vodící proužek	2x 0.25 m
Zpevněná krajnice	2x 2.0 m
Jízdní pruh	2x 3.5 m
Šířka mezi zvýšenými obrubami = volná šířka mostu	11.5 m
Levá římsa	1.6 m
Pravá římsa	1.6 m
Šířka mostu	14.7 m

1.1 Územní podmínky

1.1.1 Územní podmínky

Stavba se nachází v extravilánu, v katastrálním území obce Choťánky [652792], okres Nymburk. Most přemost'uje železniční trať Praha-Lysá nad Labem-Kolín a silnici III. Třída č. 32812, navazuje na komunikaci I/32.

1.1.2 Geotechnické podmínky

1.1.2.1 Úvod

Průzkum byl vypracován na základě studia dostupné archivní geologické dokumentace, evidované v České geologické službě - Geofondu Praha, Základní geologické mapy v měřítku 1 : 50 000 a na základě odborné praxe ve srovnatelných geologických poměrech.

Průzkumné práce byly realizovány v souladu se Zákonem o geologických pracích č. 62/1988Sb a jeho prováděcími vyhláškami. Výstupy využívají klasifikaci dle norem ČSN P 73 1005 Inženýrskogeologický průzkum, ČSN EN 1997-1,2, ČSN EN ISO 14688 a ČSN EN ISO 14689 (geotechnický průzkum, zatříd'ování a zkoušení zemin a hornin), ČSN 73 6133 Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací, ČSN 73 6109 Projektování polních cest, ČSN 73 6114 Vozovky pozemních komunikací, ČSN 72 1006 Kontrola zhutnění zemin a sypanin, ČSN EN 206 Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda, ČSN EN 1998-x Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení, ČSN 75 9010 Vsakovací zařízení srážkových vod. Informativně jsou uvedeny také hodnoty dle dřívějších norem ČSN 73 3050 Zemní práce a ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy.

Předkládaná zpráva je platná pouze tehdy, pokud je v jejím závěru otisk razítka odborného řešitele a jeho podpis. Doplnky a změny k průzkumu smí zpracovat pouze oprávněný odborný řešitel geologických prací dle zákona 62/1988, Sb. Věcná správnost zpracovaného vyhodnocení průzkumných prací je podložena pojištěním profesní odpovědnosti odborného řešitele, Mgr. Jeronýma Lešnera, ve výši 25.000.000,- Kč.



1.1.2.2 Lokalizace a morfologické poměry území

Po stránce geomorfologického členění lokalita náleží okrsku VIB-3A-a Sadská rovina, který je součástí celku VIB – 3 Středolabská tabule. Povrch terénu leží ve výšce 190.0 m Pro jeho vývoj je typická pozice v údolní rovině, s mladými terasovými sedimenty Labe. Vlastní most navazuje na násyp silnice a vystupuje nad okolní plochý terén na výšku cca 7.0 m. Pod mostem prochází silnice III/32812 a hlavní železniční trať Praha-Lysá nad Labem-Kolín.

Okolí pozemku je tvořeno polí a remízky.

1.1.2.3 Geologické a hydrogeologické poměry

Skalní podklad náleží české křídové pánvi, jizerskému souvrství. Je budován šedými vápnitými slínovci a nachází se v hloubce cca 18.0 m pod terénem. Předpokládáme, že pro založení nebyl horninový podklad využit.

Slínovce představují středně až výše únosné horniny, v dané morfologické pozici obvykle pouze s málo mocnou zónou zvětralin. 3 geotechnické typy jsou znázorněny na Obr. 2 Schématický geotechnický řez A-A'.

Kvartérní pokryv je tvořen terasovými sedimenty, splachovými sedimenty a navážkami stávajícího násypu komunikace. Jednotlivé typy zemin mají v rozsahu lokality subhorizontální průběh.

Terasové sedimenty vznikaly ukládáním hrubých říčních klastik v dobách ledových meziledových. Na lokalitě jsou zastoupeny jílovitým pískem clSa (S5/SC) v mocnosti až přes cca 17 m, s drobnými proplásky hlinitého jílu, šterku nebo písku s jemnozrnnou příměsí siSa (S3/S-F). Terasové sedimenty klasifikujeme jako středně únosné, středně ulehlé až ulehlé a předběžně je rozdělujeme do dvou geotechnických typů.

Splachové sedimenty vznikaly dešťovým rozmyvem terasových akumulací. Dosahují mocnosti do cca 1,0m a jsou tvořeny jílovitým a hlinitým pískem, středně ulehlým, clSa, siSa (S5/SC, S4/SM). Předpokládáme, že v prostoru mostu byly v době výstavby nahrazeny navážkami konstrukčních vrstev a násypů.

Původní humózní horizont není v prostoru mostu zachován.

Násypy silničního tělesa a drobné zemní úpravy kolem přemostěné silnice a kolem železniční trati řadíme k navážkám. Předpokládáme, že pro jejich budování byly využity sypaniny, které jsou pro takový účel vhodné. Navážky jsou ze své podstaty značně heterogenní, proto je zpravidla nelze rešerší hodnotit. V této zprávě se jimi proto dále nezabýváme.

Hydrogeologické poměry

Zájmové území náleží hydrogeologickému rajónu 1152 Kvartér Labe po Nymburk, číslo hydrologického pořadí 1-04-04-0150-0-00-90, název toku: Cidlina. V zájmovém území je vyhlášeno ochranné pásmo vodního zdroje Poděbrady – Choťanky prameniště, číslo rozhodnutí o stanovení nebo změně ochranného pásma: VLHZ/2930/83 – Ba. Zájmové území není součástí chráněné akumulace vod (CHOPAV) a neleží v zátopové oblasti.

Obecné hydrogeologické poměry zájmové oblasti závisí zejména na množství srážek, litologickém charakteru pevného prostředí, tj. především na jeho propustnosti, potenciálních zdrojích podzemní vody, regionálních směrech proudění podzemní vody a na antropogenních vlivech. Svoji roli hraje také nerovnoměrnost srážek – a to jak v průběhu roku, tak déletrvající změny v úhrnu srážek, způsobující dlouhodobé trendy úrovně hladiny podzemní vody.

Zájmové území leží v plochem reliéfu, budovaném propustnými písčitymi sedimenty, vyplňujícími nivu Cidliny a Labe. Hladina podzemní vody se nachází v úrovni cca 1.70 m pod terénem. Jedná se o dlouhodobé, vydatné a stálé zvodnění. Podzemní voda je drénována k jihozápadu. Lze předpokládat, že hladina podzemní vody je vystavena sezónním oscilacím vlivem klimatických jevů ve výši cca 0,50 m od zjištěného stavu. Chemismus podzemní vody ve srovnatelných podmínkách bývá zpravidla hodnocen stupněm agresivity XA1 na cement dle ČSN EN 206 (agresivní CO₂) a stupeň III – vysokou agresivitu na ocelové konstrukce dle ČSN 03 8375 (celková mineralizace).

Agresivitu suchého pevného horninového prostředí klasifikujeme stupněm XA1 dle ČSN EN 206.

Chráněné zájmy a georegistry



- V zájmové lokalitě není vyhlášena ložisková ochrana. 50 m jihozápadně od řešeného mostu prochází okraj dosud netěženého chráněného ložiskového území 3004100 Poděbrady-Libice nad Cidlinou – šterk. Okraj ložiskového území je vyznačen na Obr. 1 Podrobná situace sond.
- V zájmové lokalitě nejsou evidovány nebezpečné svahové deformace.
- Zájmové území náleží klimatickému regionu T2, teplý, mírně suchý, s průměrnou roční teplotou 8-9°C a průměrným ročním úhrnem srážek 500-600 mm.
- V zájmovém území není důvodný předpoklad kontaminace zemin či hornin.

1.1.2.4 Geotechnické vlastnosti zemin a hornin

Na základě přehodnocení archivních prací jsme místní zeminy a horniny rozdělili do následujících 6 geotechnických typů. Navážky nejsou geotechnicky hodnoceny, pro jejich klasifikaci a hodnocení je nutné rozsáhlejší plošné odkrytí při výstavbě.

Tab. 1.: Předpokládané místní geotechnické parametry zemin a hornin

Geologické prostředí Geotechnický typ		Zatřídění	ρ (kg.m ⁻³)	E_{def} E_{def2} E_{edot} (MPa)	c_{ef} (kPa) σ_c	ϕ_{ef} (°)	ν (-)	k_v (m/s)	R_{at} (kPa)	T V	PS N CBR X
Splachové sedimenty	Písek hlinitý a písek jílovitý, středně ulehlý (GT1)	siSa, ciSa (S4/SM, S5/SC)	1750	4 6 8	3 -	27	0,35	1.10 ⁻³	200	1/3 I	99% MN-N 2 3:1
	Písek s jemnozrnnou příměsí, ulehlý/pevný (GT2)	Sa, siSa, (S3/S-F)	1800 -1900	19 25 26	1 -	30	0,30	7.10 ⁻³	275	1/3 I	100% N-NE 6 1,5:1
Terasové sedimenty	Písek jílovitý, ulehlý. (GT3)	ciSa (S5/SC)	1850- 1900	10 16 16	2 -	27	0,35	2.10 ⁻³	110 (vliv vody)	1/3 I	98% MN-N 3 Nelze (voda)
Skalní podklad – Křída slínovec	Zcela zvětralý slínovec (GT4)	R6 s plastickým přetvářením	2200	15 32	100 0,5	24	0,40	-	600 (vliv hloubky)	1/4 I	-
	Mírně zvětralý slínovec (GT5)	R5 s malou až střední vzdáleností diskontinuit a středním přetvářením	2400	60 72	300 3	30	0,25	-	800 (vliv hloubky)	1/4 I	-
	Navětralý slínovec (GT6)	R4 se střední vzdáleností diskontinuit a křehkým přetvářením	2500	600 667	1000 12	34	0,20	-	900 (vliv hloubky)	1/5 I-II	-

Zatřídění – dle ČSN EN ISO 14688, ČSN EN ISO 14689 a ČSN 73 6133

ρ - objemová hmotnost

E_{def} - modul přetvárnosti

E_{def2} - dosažitelný modul přetvárnosti z druhé větve statické zkoušky

E_{edot} - edometrický modul pro obor 100-200 kPa

c_{ef} - efektivní soudržnost

ϕ_{ef} - efektivní úhel vnitřního tření

σ_c - pevnost hornin v prostém tlaku

ν - Poissonovo číslo

k_v - koeficient vsaku dle ČSN 75 9010

R_{at} - orientační hodnota dle dřívější ČSN 73 1001
73 3050

T - zatřídění těžitelnosti dle ČSN 736133 a dřívější ČSN

V - vrtatelnost dle Katalogu popisů a směrných cen stavebních prací VC 800-2

PS - dosažitelná hodnota Proctor Standard zemní pláně, za stavu in situ

N - namrzavost (N – namrzavé, MN – mírně namrzavé, NE - nenamrzavé)

CBR - dosažitelná hodnota CBR po dohutnění pláně za stavu in situ

X - nejvyšší sklon svahu dočasného výkopu o hloubce max 3,0m, výška : délka.



1.1.2.5 Inženýrskogeologické zhodnocení podmínek výstavby

Geologické poměry řešené lokality klasifikujeme jako složité, a to z důvodu zvodnění a relativně nízké únosnosti zvodnělých jílovitých písků GT3 a písků s jemnozrnnou příměsí GT2 v úrovni plošného zakládání. Předpokládáme, že právě nízká únosnost místních zemin byla důvodem k hlubinnému založení stávající konstrukce.

Pro kontrolu stávajícího návrhu založení nebo pro rozvahu o jeho možných úpravách založení doporučujeme využít geotechnická data, shromážděná rešerší inženýrskogeologických poměrů – tedy zejména Obr. 2 Schématický geotechnický řez A-A', tabulku předpokládaných geotechnických parametrů v kapitole 3.4.4 a kvalifikovaný odhad chemismu podzemní vody.

Průměrná teplota lokality je 8-9°C, index mrazu I_m se střední dobou návratu 10 let činí 375°C/d. Nezámrznou hloubku na lokalitě stanovujeme přepočtem z údajů normy ČSN 73 6114 na 0,80 m pod upravený terén.

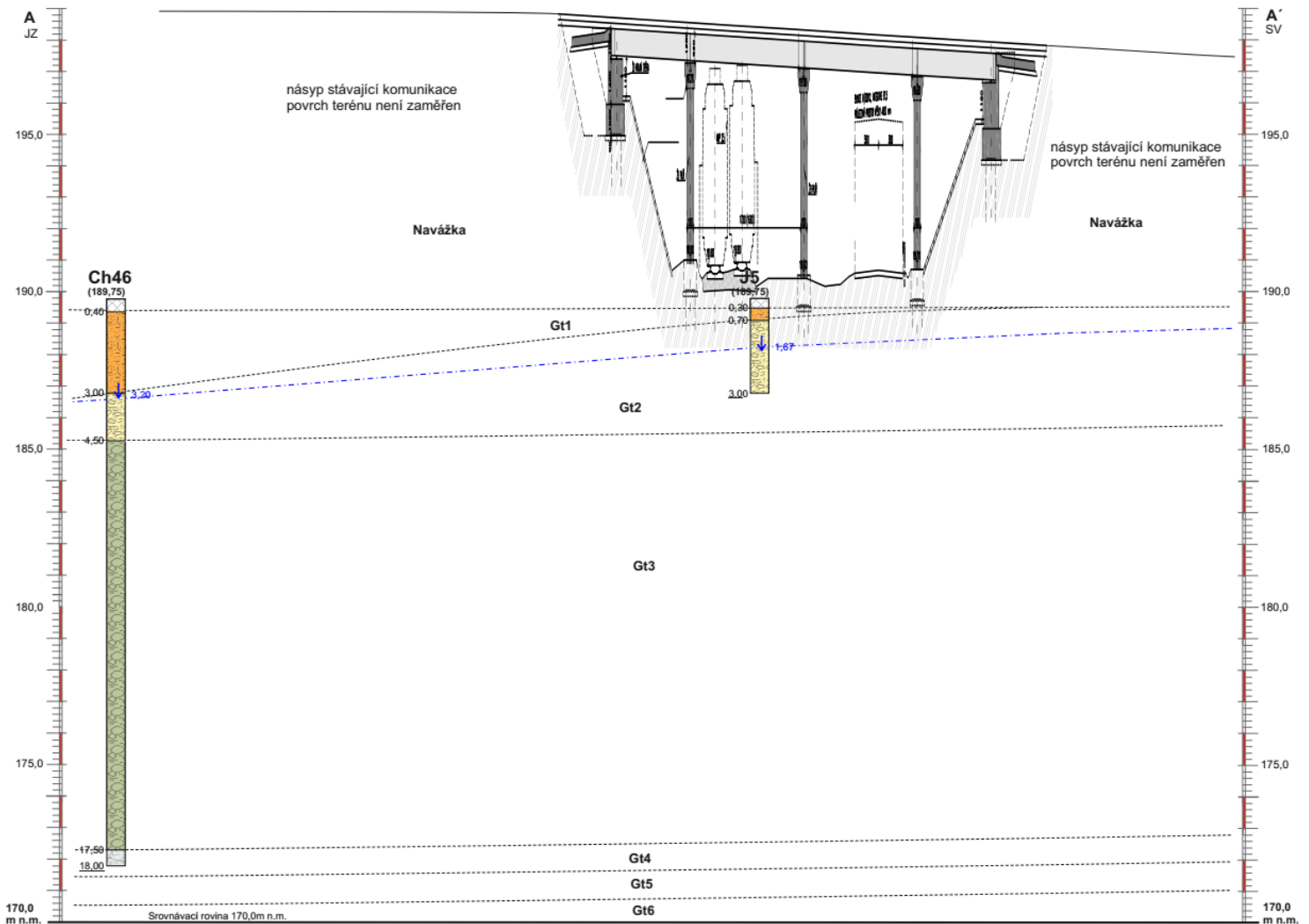
Seizmické zatížení je hodnoceno souborem norem ČSN EN 1998-x (2006-2016). V souladu s ustanovením národní přílohy ČSN EN 1998-1 číslo 3.2.1. a v souladu se Změnou Z4/2016 konstatujeme, že hodnota součinu agS lokality, s přihlédnutím ke geologickému profilu a typu staveb, je méně než 0,05 g a navrhovanou konstrukci proto není nutno posuzovat na seizmické zatížení vlivem geologické stavby.

Prvky hlubinného založení jsou dotčeny vlivem podzemní vody, jejíž hladina je vyznačena v řezu A-A'. Podzemní voda ve srovnatelných poměrech obvykle vykazuje obsah agresivního CO₂ ve stupni XA1 (ČSN EN 206) a vysokou agresivitu na ocel – stupeň III (ČSN 03 8375).

Pro svahování při odtěžování násypů komunikace doporučujeme předběžně uvažovat se sklonem 1:1 na výšku záběru 3,0m. Poté doporučujeme navrhnout horizontální lavičku – bermu – o šířce nejméně 1,50m. Možnost zpětného zásypu přechodové oblasti mostu výkopkem místních zemin z násypu bude možné vyhodnotit až při provádění prací a rozsáhlém rozkrytí litologického složení násypu. Předložená průzkumná zpráva představuje kvalifikovaný odhad místních geotechnických poměrů. Pro příští projekční fázi prací jednoznačně doporučujeme v území zpracovat Podrobný inženýrskogeologický průzkum.



Schematický geotechnický řez A - A'



LEGENDA

- | | |
|--|---|
| | Navážka - zemní tělesa stávajících dopravních staveb - silnic a železnice. Též původní humózní horizont. |
| | Písek hlinitý a písek jílovitý, siSa, ciSa (S4/SM, S5/SC) |
| | Písek s příměsí jemnozrné zeminy, ulehlý, s nepravidelnými polohami s vyšším obsahem štěrkovité frakce, Sa, siSa (S3/S-F) - terasový sediment |
| | Jílovitý písek s podílem štěrčiku, ulehlý, grciSa, (S5/SC) - terasový sediment |
| | Zcela zvětralý slinovec třídy R6 s plastickým přetvářením |
| | Mírně zvětralý slinovec, třída R5 s malou až střední vzdáleností diskontinuit a středním přetvářením |
| | Navětralý slinovec, třída R4 se střední vzdáleností diskontinuit a křehkým přetvářením |
| | Hladina podzemní vody |



1.2 Technické řešení mostu

1.2.1 Nosná konstrukce

1.2.1.1 Popis nosné konstrukce

Nosnou konstrukci mostu tvoří spřažené ocelobetonové prefabrikované nosníky tvaru T, které zároveň tvoří ztracené bednění pro monolitickou ŽB desku. Konstrukce je navržena jako spřažený trémový most o čtyřech polích s nepřímým uložením nosníků pomocí nadpodporových příčníků. Rozpětí jednotlivých polí je 11.7+18+18+11.7 m.

Celková šířka mostu je 14.17 m. Vzájemná vzdálenost (rozteč) prefabrikovaných nosníků je 1.175 m. Volná šířka mezi svodidly je 11.5 m. Na obou stranách mostovky je umístěn nouzový chodník š. 0.75 m.

Mostovku tvoří monolitická železobetonová deska spřažená s prefabrikovanými nosníky pomocí spřahující výztuže.

1.2.1.2 Prefabrikované nosníky

Hlavní nosníky jsou prefabrikované. Vzdálenost hlavních nosníků je 1.175 m. Hlavní nosníky PreCo beam tvoří spřažené části válcovaného ocelového průřezu a ŽB nosníku ve tvaru T.

Zhotovení prefabrikovaných nosníků určí další stupeň projektové dokumentace. Prefabrikované nosníky jsou konstantní výšky 500 mm.

Horní povrch prefabrikovaných desek pod vozovkou od osy komunikace k úžlabí odvodnění je střešovitý se sklonem 2.5 %. Pod římsami je horní povrch desky v protispádu se sklonem 4 %.

Prefabrikované nosníky tvoří spřažené části válcovaného ocelového průřezu a ŽB nosníku ve tvaru T, kde horní prefabrikovaná deska ŽB nosníku je tloušťky 100 mm.

Materiál:	beton	C40/50 XF2, XD1
	betonářská výztuž	B500B
	ocel	S355

1.2.1.3 Příčnický

Nad opěrami a podpěry budou provedeny ŽB příčnický. Příčnický budou spřaženy s betonovou deskou mostovky.

1.2.1.4 Montážní ztužení

Montážní ztužení se upřesní po určení postupu výstavby dle vybraného zhotovitele mostu.

1.2.1.5 Spřažení

Spřažení desky mostovky s nosníky se předpokládá pomocí spřahující výztuže vyčnívajících z povrchu prefabrikovaných nosníků.

1.2.1.6 Mostovka

Mostovku tvoří prefabrikované nosníky a monolitická železobetonová deska konstantní výšky 200 mm. Horní povrch desky pod vozovkou od osy komunikace k úžlabí odvodnění je střešovitý se sklonem 2.5%. Pod římsami je horní povrch desky v protispádu se sklonem 4%. Monolitická deska tak respektuje sklon horní hrany prefabrikovaných desek.

Materiál:	beton	C35/45 XC4, XF2, XD1
	betonářská výztuž	B500B

1.2.1.7 Ložiska

Pod každým příčnickem je navrženo 5 hrncových ložisek (celkem bude na mostě 25 ks). Ložiska budou provedena v souladu s TKP 22 a ČSN EN 1337-1,7.



1.2.1.8 Mostní závěry

Na obou opěrách budou použity mostní závěry s jednoduchým těsněním spáry. Dilatační spáry na chodnicích budou řešeny v rámci mostního závěru.

Mostní závěry budou provedeny v souladu s TKP 23 a TP 86.

1.2.2 Údaje o založení a spodní stavbě

1.2.2.1 Odstranění ornice:

V rámci SO 201 se skrývka ornice provede na plochách zařízení staveniště a plochách dotčených montážními plošinami. Po dokončení stavby se provede opětovné rozproštění ornice a ohumusování na všech dotčených plochách, pokud není stanoveno jinak.

1.2.2.2 Stavební jámy

Nepředpokládá se otevírání stavebních jam většího rozsahu. Výkopové práce budou prováděny pouze v rubu a líci obou opěr pro rekonstrukci opěr a přechodových oblastí.

Výkopové práce v rubu opěr musejí dodržet maximální povolený sklon 1:1 s horizontální lavičkou o šířce 0.5 m, v líci opěry O1 se provede ve sklonu 1:1.2 a v líci opěry O5 bude ve sklonu 1:1.4 s horizontální lavičkou o šířce 0.5 m. Předpokládá se, že hladina spodní vody nebude zasažena.

Stavební jáma bude zajištěna záporovým pažením pouze v ose pracovní spáry (přilehlé k pojižděné straně mostu).

1.2.2.3 Založení

S ohledem na geologické podmínky je celý objekt založen pomocí základových pasů a navazujících velkopřůměrových pilot průměru 1.5 m.

Vzhledem k zachovalému stavu konstrukce spodní stavby se uvažuje její zachování kromě opěr mostu, které vykazují vysoké známky degradace betonu.

1.2.2.3.1 Opěra O1

Opěra O1 včetně kolmých křídel je založena pomocí 4 pilot průměru 1500 mm po 3.73 m umístěných ve jedné řadě. Délka pilot je 12 m.

1.2.2.3.2 Opěra O5

Opěra O5 včetně kolmých křídel je založena pomocí 4 pilot průměru 1500 mm po 3.73 m umístěných ve jedné řadě. Délka pilot je 12 m.

1.2.2.4 Spodní stavba

1.2.2.4.1 Opěra O1

Opěra O1 bude nízká masivní železobetonová. Dřík opěry bude široký 2.39 m. Temena dříků budou spádována jednak příčně shodně s příčným sklonem komunikace tak podélně ve sklonu 4% směrem k závěrné zídce, kde bude vytvořen půlkruhový žlábek otiskem PVC trubky \varnothing 75 mm dle VL – 204.03. Žlábek bude vyspádován oboustranně jako komunikace. Bude vyveden k bočním lícím opěry a je vyveden pomocí čedičových tvarovek do vzdálenosti 100 mm od bočního líce opěry.

Závěrné zídky tloušťky 0.5 m budou podél svého horního okraje zesílené pro uložení mostních závěrů a přechodových desek. V dřících a v závěrných zídkách se navrhují uprostřed délky opěr smršťovací (jalové) spáry.

Délka křídel je 3.54 m, tloušťka křídel je 500 mm

Materiál:	spodní část dříku a křídla	C30/37 XF4, XD3, XC4, XA1
	horní část dříku a křídel	C30/37 XF4, XD3, XC4, XA1
	výztuž	B500B

1.2.2.4.2 Opěra O5

Opěra O5 bude nízká masivní železobetonová. Dřík opěry bude široký 2.39 m. Temena dříků budou spádována jednak příčně shodně s příčným sklonem komunikace tak podélně ve sklonu 4% směrem k závěrné zídce, kde bude vytvořen půlkruhový žlábek otiskem PVC trubky \varnothing 75 mm dle VL – 204.03.



Žlábek bude vyspádován oboustranně jako komunikace. Bude vyveden k bočním lícím opěry a je vyveden pomocí čedičových tvarovek do vzdálenosti 100 mm od bočního líce opěry.

Závěrné zídky tloušťky 0.5 m budou podél svého horního okraje zesílené pro uložení mostních závěrů a přechodových desek. V dřících a v závěrných zídkách se navrhuje uprostřed délky opěr smršťovací (jalové) spáry.

Délka křídel je 3.13 m, tloušťka křídel je 500 mm

Materiál:	spodní část dříku a křídla	C30/37 XF4, XD3, XC4, XA1
	horní část dříku a křídel	C30/37 XF4, XD3, XC4, XA1
	výztuž	B500B

1.2.2.5 Izolace spodní stavby

1.2.2.5.1 Opěry

Izolace opěry proti zemní vlhkosti bude realizovaná na všech rubových plochách spodní stavby (dříku a křídel), zasypaných zeminou, a to 1x penetrační nátěr za studena + NAIP + ochrana izolace 2x geotextilie min 600 g/m² + plošná drenáž z nopové fólie, geosyntetická fólie s prolisy min. tl. 6 mm. Z líce opěr a křídel zasypaných zeminou a z rubu opěr a křídel pod úrovní nepropustné vrstvy 1x penetrační nátěr za studena + 2x asfaltovým nátěrem za tepla.

1.2.2.5.2 Přechodové oblasti

Přechodové oblasti budou provedeny dle normy ČSN 73 6244 – Přechody mostů pozemních komunikací, TKP 4 a vzorových listů VL 4.

1.2.2.5.3 Zásypy základů, opěr

Zásypy základů budou provedeny dle článku 5.1 normy ČSN 73 6244. Míra zhutnění bude provedena dle zvoleného materiálu podle tabulky A.1 této normy.

1.2.2.5.4 Těsnící vrstva

Těsnící fólie (geomembrána s pevností min. 20 kN/m, bude s protažením min. 20 % v obou směrech s ochrannou oboustrannou geotextilií 600 g/m²) uložené ve vrstvě štěrkopísku tl. 150 +150 mm.

1.2.2.5.5 Ochranný zásyp a obsyp

Ochranný zásyp za opěrou a za rubem křídel bude použit nenamrzavý materiál s drenážní funkcí dle článku 5.3 normy ČSN 73 6244. Míra zhutnění bude provedena dle zvoleného materiálu podle tabulky A.1 této normy.

1.2.2.5.6 Zásyp za opěrou

Zásyp za opěrou bude proveden dle článku 5.4 normy ČSN 73 6244. Míra zhutnění bude provedena dle zvoleného materiálu podle tabulky A.1 této normy.



1.2.2.5.7 Podkladní přechodový klín

Podkladní přechodový klín bude proveden dle článku 5.6 normy ČSN 73 6244. Míra zhutnění bude provedena dle zvoleného materiálu podle tabulky A.1 této normy.

1.2.2.5.8 Odvodnění rubu opěry O1, O5 a křídel

Odvodnění rubu opěry a křídel bude provedeno dle článku 7.3.8 normy ČSN 73 6244 a VL4 204.01a. Rub opěry a křídel bude odvodněn drenážní trubkou DN 150 mm uloženou na sloupci podkladního betonu v oboustranném podélném sklonu min 3%. Drén bude ochráněn drenážním mezerovitým betonem 400x400 mm. Odvodnění bude vyvedeno skrz dřík opěry na terén. Vyústění bude provedeno dle VL4 204.01.

Materiál:	beton základu drenáže	C8/10n
	drenážní beton	mezerovitý beton dle 73 6124-2 (TKP 18)

1.2.2.5.9 Přechodová deska

U opěr jsou s ohledem na možnost sedání podloží násypu navrženy přechodové desky délky 6,0 m, tloušťky 0,30 m. Uložení přechodových desek na opěry se provede podle VL4, det. 302.01. Deska bude uložena na vrstvě podkladního betonu tl. 150 mm.

Materiál:	podkladní beton	C12/15 X0
	přechodová deska	C25/30 XF2, XC2
	výztuž	B500B



1.3 Výpočetní model a metodika výpočtu

1.3.1 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 plastickým působením, při posouzení 2. mezního stavu se uvažuje vždy pouze s pružným působením.

1. mezní stav - únosnost:

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

2. mezní stav použitelnosti:

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

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

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

4. Most navržen dle ČSN EN 1991-2 na účinky zatěžovacího schématu skupina komunikací 1 (LM1, LM3 3000/240 a LM4).

1.3.2 Rozsah posouzení

V tomto stupni projektové dokumentace jsou posouzeny pouze hlavní nosné části s ohledem na stanovení základních dimenzí mostu. V dalších stupních PD je bezpodmínečně nutné provést především tyto posudky:

1. Posouzení veškeré výztuže v desce mostovky a v průřezích spodní stavby.
2. Posouzení nosných prvků NK.
3. Další posudky související s postupem výstavby.



1.3.3 Výpočetní modely

Pro zjištění vnitřních sil bylo vytvořeno několik prostorových výpočetních modelů v programu Scia Engineer 19

- Prostorový model pro průběh výstavby
- Prostorový globální model

1.3.3.1 Prostorový model s deskostěnovými prvky

Ve výpočetním modelu byla ŽB deska a železobetonové prefabrikované nosníky mostovky modelovány deskostěnovými prvky (makra 2D) s ortotropií v nadpodporových oblastech, přičemž parametry ortotropie byly voleny tak, aby bylo postihnuto reálné chování vyztuženého betonu porušeného trhlinami (působení pouze výztuže pro určení tuhostních parametrů ortotropie v osovému tahu a ohybu).

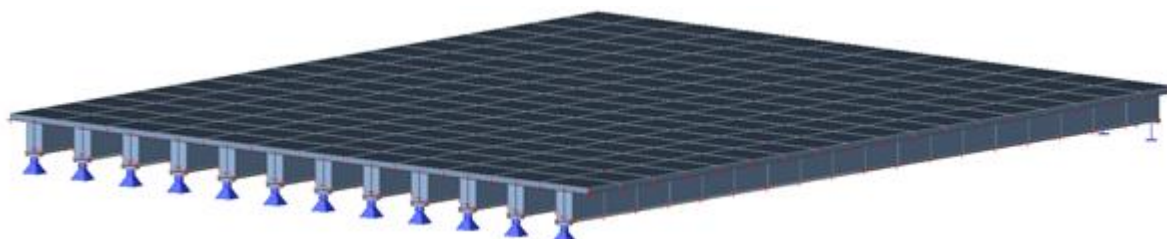
V modelu byla dále uvažovány pásnice a části stojiny ocelových nosníků, které jsou modelovány deskostěnovými prvky (makra 2D).

Opěra je modelována pomocí deskostěnových prvků. Opěra je zatížena soustavou ložisek přenášející zatížení z nosné konstrukce. V základové spáře opěry jsou vetknuty piloty.

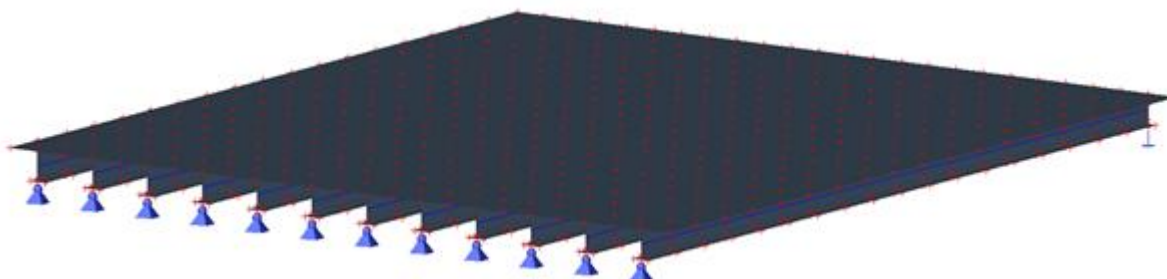
Stativo společně s pilířemi jsou modelovány deskostěnovými prvky (makra 2D). Na stativo jsou zbudovány tuhá ramena simulující ložiska.

Vizualizace modelu pro průběh výstavby:

Pro výpočet účinků zatížení během montáže byl vypracován model jen s prefabrikovanou deskou, který je zatížen vlastní tíhou a mokrým betonem. Model je podepřen v místech provizorních stojek na jedné straně pevnými klouby, na druhé straně podélně posuvnými klouby.



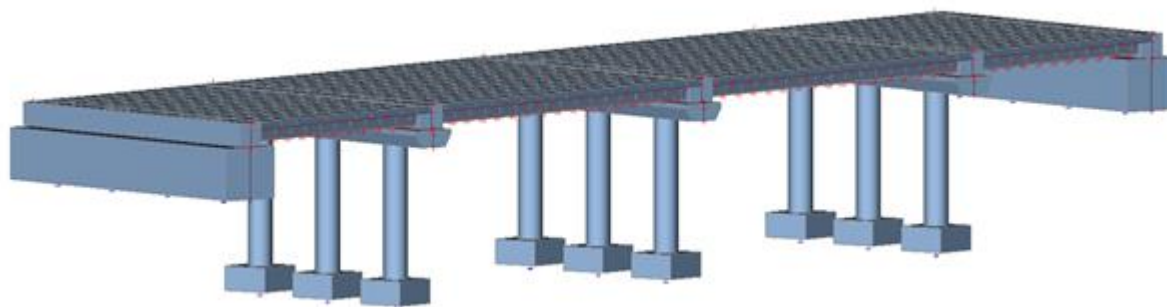
Obr. 2 Model pro průběh výstavby – renderované zobrazení



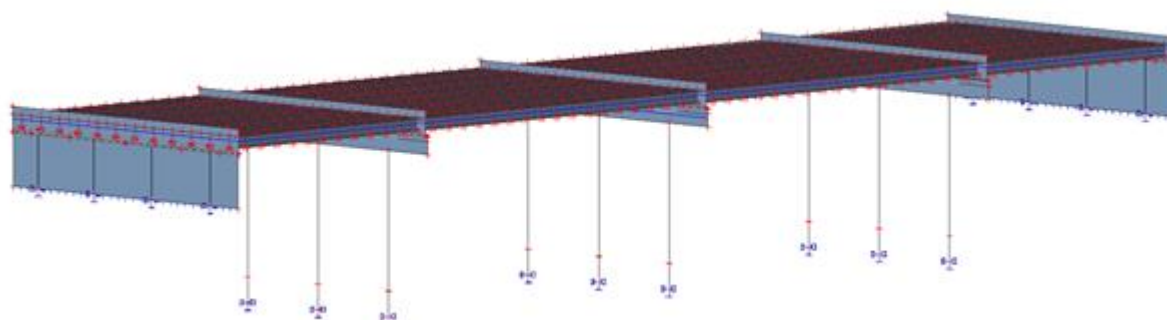
Obr. 3 Model pro průběh výstavby – čárové zobrazení



Vizualizace globálního modelu:



Obr. 4 Globální model – renderování zobrazení



Obr. 5 Globální model – čárové zobrazení

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 a dotvarování bylo v modelu navozeno pomocí zatežovací funkce „Přetvoření a zakřivení plochy“.



1.4 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) GEO 5 –PILOTA - pilotové založení
- 6) FIN EC Beton - příčná výztuž monolitické desky mostovky

1.5 Použitá literatura

- 1) Pilotové základy - komentář k ČSN 73 1002, Vydavatelství norem, 1989,
- 2) Masopust, J.: Vrtané piloty, Čeněk a Ježek, 1994,
- 3) Ocelové konstrukce 30 - Ocelové mosty - pomůcka pro cvičení" – skriptum ROTTER, STUDNIČKA - ČVUT 1999
- 4) Ocelářské tabulky, skriptum STUDNIČKA, WALD - ČVUT 1997
- 5) Navrhování mostů – textové materiály - ČVUT 08/2008
- 6) Navrhování mostních konstrukcí podle eurokódu – ČKAIT 2010

1.6 Využívané normy

- 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 1993-1-3 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-3: Obecná pravidla - Doplnující pravidla pro tenkostěnné za studena tvarované prvky a plošné profily,
- 13) ČSN EN 1993-1-4 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-4: Obecná pravidla - Doplnující pravidla pro korozivzdorné oceli,
- 14) ČSN EN 1993-1-5 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-5: Boulení stěn,
- 15) ČSN EN 1993-1-7 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-7: Příčně zatížené deskostěnové konstrukce,
- 16) ČSN EN 1993-1-8 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-8: Navrhování styčnicků,
- 17) ČSN EN 1993-1-9 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-9: Únava,
- 18) ČSN EN 1993-1-10 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-10: Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou,
- 19) ČSN EN 1993-1-11 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-11: Navrhování ocelových tažených prvků,



- 20) ČSN EN 1993-1-12 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-12: Doplnující pravidla pro oceli vysoké pevnosti do třídy S700,
- 21) ČSN EN 1993-2 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 2: Ocelové mosty,
- 22) ČSN EN 1993-5 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 5: Piloty a štětové stěny, pravidla pro pozemní stavby,
- 23) ČSN EN 1994-1-1 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- 24) ČSN EN 1994-2 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty,
- 25) ČSN EN 10025-1 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 1: Všeobecné technické dodací podmínky,
- 26) ČSN EN 10025-2 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 2: Technické dodací podmínky pro nelegované konstrukční oceli,
- 27) ČSN EN 10025-3 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 3: Technické dodací podmínky pro normalizačně žíhané/normalizačně válcované svařitelné jemnozrnné konstrukční oceli,
- 28) ČSN EN 1337-1 Stavební ložiska – Část 1: Všeobecná pravidla,
- 29) ČSN EN 1337- Stavební ložiska – Část 5: Hrnková ložiska,
- 30) ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí,
- 31) ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce,
- 32) ČSN 73 1001 Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy,
- 33) ČSN 73 1002 Pilotové základy
- 34) ČSN 73 1004 Velkopřůměrové piloty
- 35) ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí,
- 36) ČSN 73 1206 Spřažené ocelobetonové konstrukce. Základní ustanovení pro navrhování,
- 37) ČSN 73 1401 Navrhování ocelových konstrukcí,
- 38) ČSN 73 1495 Šroubové třecí spoje ocelových konstrukcí,
- 39) ČSN 73 6200 Mostní názvosloví,
- 40) ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů,
- 41) ČSN 73 6203 Zatížení mostů,
- 42) ČSN 73 6205 Navrhování ocelových mostních konstrukcí,
- 43) ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí,
- 44) ČSN 73 6207 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu,



1.7 Využívané předpisy

1) TKP PK POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ

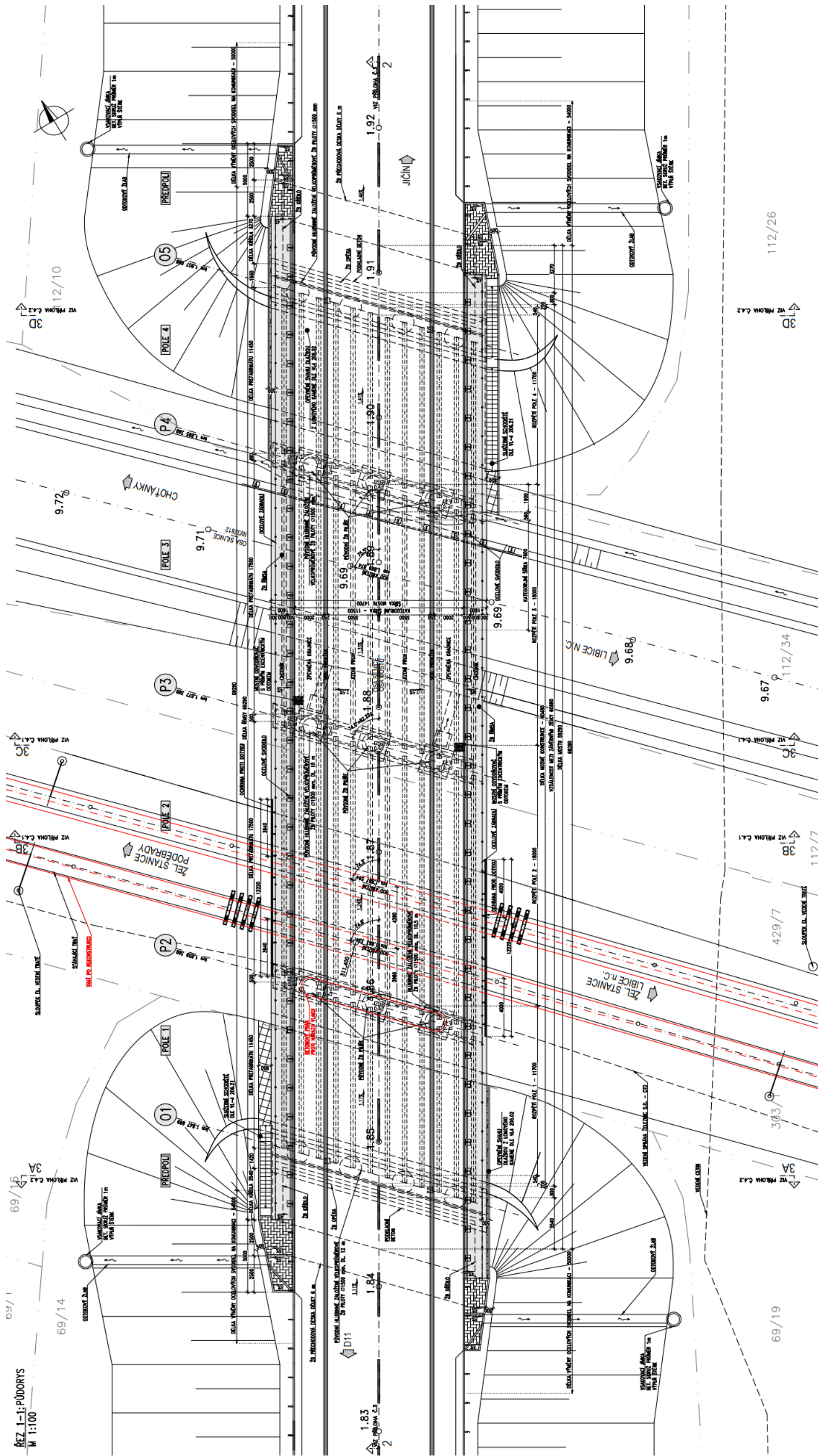
1.8 Využívané vzorové listy

1) MVL 4

1.9 Podklady pro zpracování statického výpočtu

Příloha č. 8 vyhlášky č.146/2008 Sb.- Rozsah a obsah projektové dokumentace staveb dálnic, silnic, místních komunikací a veřejně přístupných účelových komunikací (dále jen pozemních komunikací) pro vydání stavebního povolení nebo k oznámení stavby ve zkráceném správním řízení.

- Směrnice pro dokumentaci staveb pozemních komunikací – Dodatek č.2; ze dne 10.5.2019
- Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací (TKP), schválená MD-OPK
- Technické kvalitativní podmínky pro dokumentaci staveb pozemních komunikací (TKP-D), schválená MD-OPK
- Schématický náčrt mostu převzatý z mostního listu: Most ev.č. 32-001e (Most přes žel. trať a sil. III/32812 u obce Libice nad Cidlinou)
- Vzorové listy VL 4 – mosty – MDČR, odbor pozemních komunikací
- Geodetické zaměření stávajícího stavu v digitální podobě (polohopis v souřadnicích JTSK a výškopis v Bpv), Geodetická kancelář Nedoma & Řezník, s.r.o. 6/2020
- Rešerše inženýrskogeologických poměrů, Mgr. Jeroným Lešner, 6/2020
- Průzkum inženýrských sítí (zákresy a vyjádření správců inženýrských sítí o existenci a průběhu sítí)
- Dendrologický průzkum, Ing. Alena Šimčíková, 6/2020





3 ZATÍŽENÍ

3.1 ROZBOR ZATÍŽENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

3.1.1 ZÁKLADNÍ SKUPINY ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ, KOMBINACE ZS

1) MONTÁŽNÍ ZATÍŽENÍ G_m - stálé

		δ	$V_{G,sup}$	$V_{g,inf}$
ZS01	M-VLASTNÍ TÍHA - ocelová konstrukce, bet. deska	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	$V_{G,sup}$	$V_{g,inf}$
ZS03	Go-VLASTNÍ TÍHA - vozovka, hydroizolace	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 P,B,O,W,T,U - nahod. krátkod.

A) SVISLÉ POHYBLIVÉ - P

		δ	$V_{G,sup}$	$V_{g,inf}$
ZS07	P-LM1 TS	1,00	1,35	0,00
ZS08	P-LM1 UDL	1,00	1,35	0,00
ZS09	P-LM2	1,00	1,35	0,00
ZS10	P-LM3 - 3000/240	1,05	1,35	0,00
ZS11	P-LM4 P-ROVN.ZATÍŽENÍ	1,00	1,35	0,00
ZS12	CHODNÍKŮ	1,00	1,35	0,00

B) VODOROVNÉ, KLIMATICKÉ – B,O,W,T

		δ	$V_{G,sup}$	$V_{g,inf}$
ZS13	B-BRZDNÉ A ROZJEZDOVÉ SÍLY	1,00	1,35	0,00
ZS14	W-VÍTR	1,00	1,50	0,00
ZS15	Tr-TEPLOTA	1,00	1,50	0,00
ZS16	Tn-TEPLOTA	1,00	1,50	0,00
ZS17	Tření	1,00	1,35	0,00



Sestavy zatížení dopravou

Tabulka 4.4a – Stanovení sestav zatížení dopravou (charakteristické hodnoty vícesložkových zatížení) ^{MP21)}

		VOZOVKA						CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
Typ zatížení		svislé síly			vodorovné síly		pouze svislé zatížení	
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Zatěžovací systém	LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení dávem lidí)		brzděné a rozjezdové síly	odstředivé síly a příčné síly	rovnoměrné zatížení
	gr1a charakteristické hodnoty					a)	a)	kombinační hodnota ^{b)}
Sestavy zatížení	gr1b charakteristická hodnota							
	gr2 časté hodnoty ^{b)}						charakteristická hodnota	
	gr3 ^{d)}							
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota ^{c)}
	gr5 viz příloha A			charakteristická hodnota				charakteristická hodnota ^{b)}
Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)								
a) Lze definovat v národní příloze.								
b) Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m ² .								
c) Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou chodníků, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku.								
d) Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.								



3.1.2 Rozbor zatížení

Na 1 m² desky mostovky, popř. 1 m délky prutu – pro zadání v programu SCIA. Průřez hlavního nosníku je sprážený ocelobetonový průřez. Vzhledem k tomu je nutné počítat samostatně vnitřní síly od montážního zatížení, které přenáší pouze prefabrikovaná část průřezu a zvláště zatížení ostatní které přenáší zmonolitněný celek.

Předpoklad výpočtu: Jednotlivé prefabrikované nosníky budou sestaveny na předem zbudované zárodky pomocí jeřábu na předem určenou polohu.

3.1.2.1 MONTÁŽNÍ ZATÍŽENÍ G_m - stálé

-působí na prefabrikovaný nosník

3.1.2.1.1 ZS01 VLASTNÍ TÍHA

VLASTNÍ TÍHA – ocel

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

VLASTNÍ TÍHA – suchý beton

Vlastní tíha prvků betonových nosných konstrukcí zadaných v modelu je generována přímo programem na základě zadané průřezové plochy a objemové tíhy betonu.

Objemová tíha betonu v programu 2500 kg/m³

3.1.2.1.2 ZS02 VLASTNÍ TÍHA - voda v betonu, montážní užité zatížení

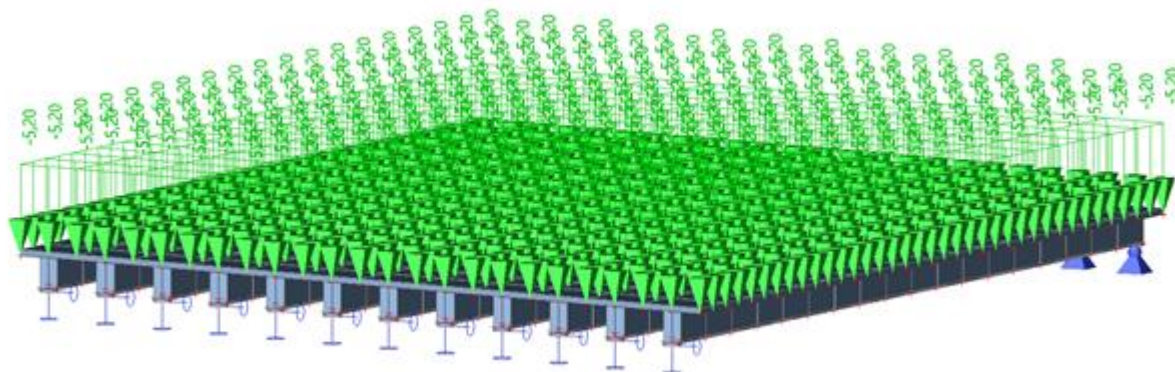
3.1.2.1.2.1 ZS02a VLASTNÍ TÍHA - voda v betonu

Objemová tíha mokrého betonu v programu 2600 kg/m³

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

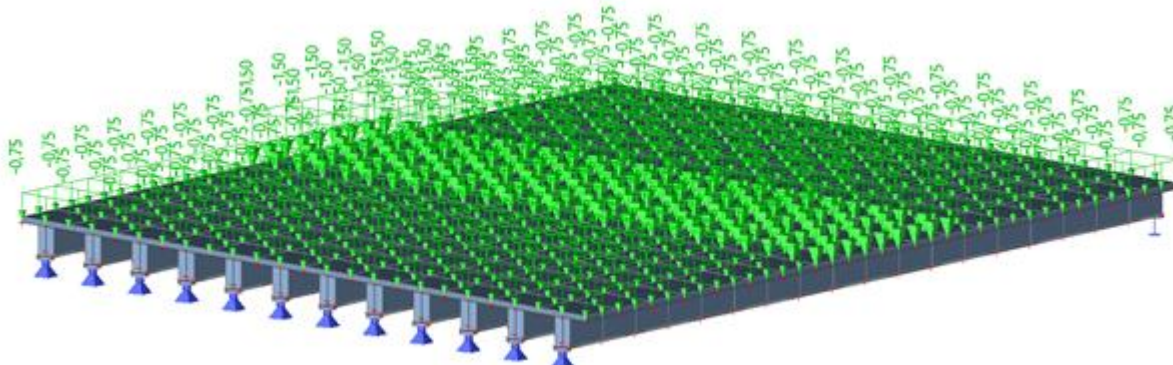
Tíha mokrého betonu je zohledněna ve fázích.

f = 0,2 · 26 = 5,2 kN/m²





3.1.2.1.2.2 ZS02b VLASTNÍ TÍHA - montážní užité zatížení



3.1.2.2 OSTATNÍ ZATÍŽENÍ Go+R+S

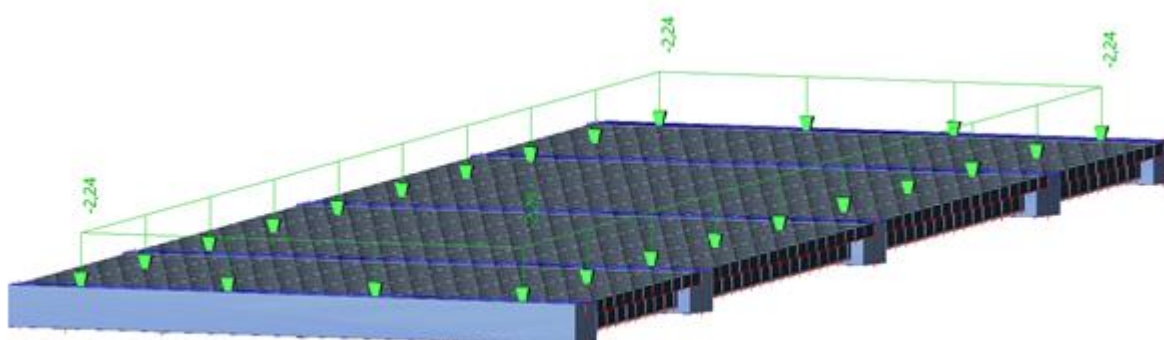
- působí na zmonolitněnou konstrukci

3.1.2.2.1 ZS03 VLASTNÍ TÍHA – vozovka, hydroizolace

Do modelu zadáno jako rovnoměrné plošné zatížení desky mostovky. Hydroizolace pod vozovkovým souvrstvím na šířce 11.5 m a tl. 5 mm a vozovka na šířce 11.5 m tl. 85 mm.

	charakteristické [kN/m ²]	γ_f [-]	návrhové [kN/m ²]
Vozovka 0.085*25	2.125	1.35	2.869
Hydroizolace 0.005*23	0.115	1.35	0.155
Celkem	2.240	1.35	3.024

U hydroizolace a vozovky je dále stanovena odchylka $\pm 20\%$. Ta je do výpočtu dále zahrnuta do součinitele zatížení $\gamma_{fsup}=1.35*1.20 = 1.62$; $\gamma_{finf}=1.0*0.80 = 0.80$.





3.1.2.2.2 ZS04 VLASTNÍ TÍHA – mostní vybavení

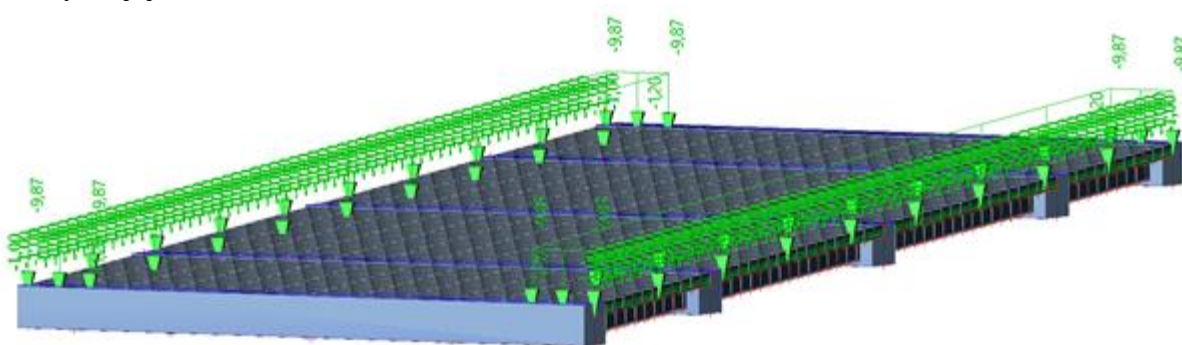
	charakteristické [kN/m ²]	γ_f [-]	návrhové [kN/m ²]
Nouzový chodník 0.370*25	9.250	1.35	12.500
Hydroizolace 0.005*23	0.115	1.35	0.155
Celkem	9.370	1.35	12.600

- zábradelní svodidlo

Odhad vl. tíhy zábradelního svodidla je 120 kg/m'. Do modelu zadáno jako rovnoměrné liniové zatížení desky mostovky.

- zábradlí

Odhad vl. tíhy zábradlí je 100 kg/m'. Do modelu zadáno jako rovnoměrné liniové zatížení desky mostovky na její hraně.



3.1.2.2.3 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.

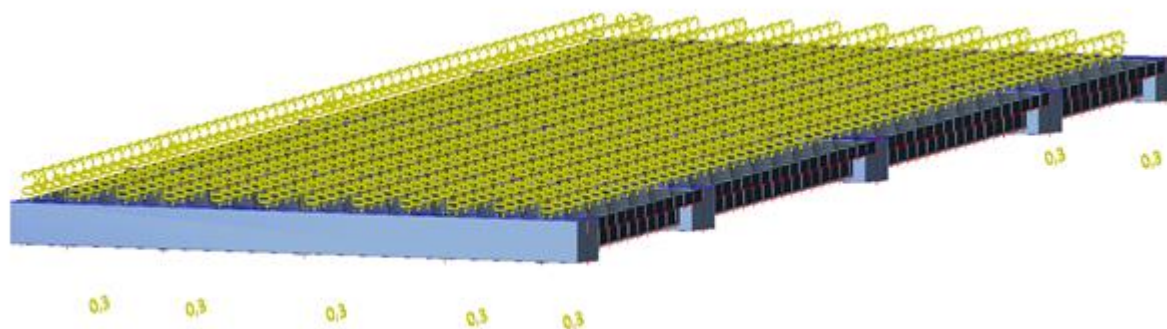
	Charakteristické [mm]	γ_f [-]	návrhové [mm]
Pokles podpor – příčně rovnoměrný 20	20.0	1.35	27



3.1.2.2.4 ZS6 S – SMRŠTĚNÍ BETONU

Uvažováno v tomto stupni zjednodušeně dle ČSN EN 1992-1-1 přílohy B

Třída betonu			C30/37
Relativná vlhkost okolního prostředí	RH	[%]	80
Počáteční relativní vlhkost	RH ₀	[%]	100
Průměrná hodnota pevnosti betonu	f _{cm}	[MPa]	38
	f _{cm0}	[MPa]	10
	s	[-]	0,25
Součinitel, který závisí na druhu cer	α _{ds1}	[-]	4
Součinitel, který závisí na druhu cer	α _{ds2}	[-]	0,12
	β _H	[-]	0,756
Základní poměrné přetvoření	ε _{cd,0,n}	[mm/m]	0,269
Tloušťka dílčí desky	t _{c,n}	[mm]	300
Celková tloušťka	t _c	[mm]	300
Základní průměrné poměrné přetvo	ε _{cd,0}	[mm/m]	0,269





3.1.2.3 P – SVISLÉ POHYBLIVÉ ZATÍŽENÍ

Silnice je I. třídy a je zařazena na základě požadavku správce komunikace do skupiny 1 ve smyslu ČSN EN 1991-2 NA.2.12. Jsou uvažovány následující hodnoty regulačních součinitelů dle ČSN EN 1991-2-změna Z3:

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi (i>2)}$	α_{qr}
1	1	1	1	1	2.4	1.2	1.2

- Ve výpočetním modelu je vytvořena soustava zatěžovacích stavů, kde je svislé pohyblivé zatížení zohledněno ve všech polohách.

3.1.2.3.1 ZS07 P-LM 1-TS

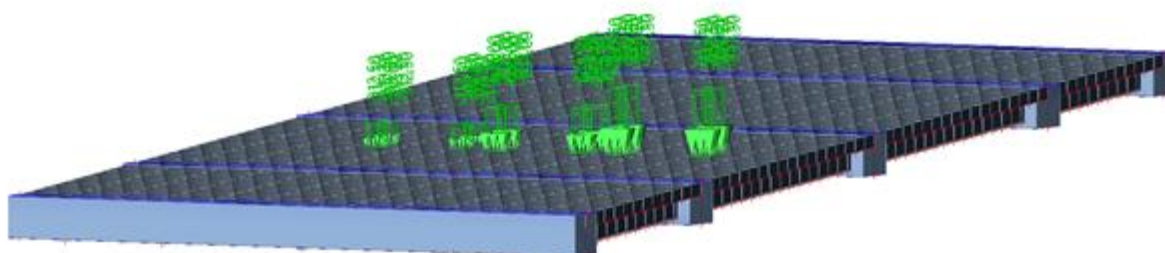
Hodnoty zatížení LM1 (již přenásobené regulačním součinitelem):

Umístění	Dvojnáprava (TS) nápravové síly $\alpha_{Qi} \cdot Q_k$	Rovnoměrné zatížení (UDL) $\alpha_{qi} \cdot q_k$ (nebo $\alpha_{qr} \cdot q_{rk}$)
	[kN]	[kN/m ²]
Pruh č. 1	300	9.0
Pruh č. 2	200	6.0
Pruh č. 3	100	3.0
Ostatní pruhy	0	3.0
Zbývající plocha (q_{rk})	0	3.0

Plošné zatížení od jednoho kola: $f = 300 / 2 / (0,4 \cdot 0,4) = 937,5 \text{ kN/m}^2$

$f = 200 / 2 / (0,4 \cdot 0,4) = 625,0 \text{ kN/m}^2$

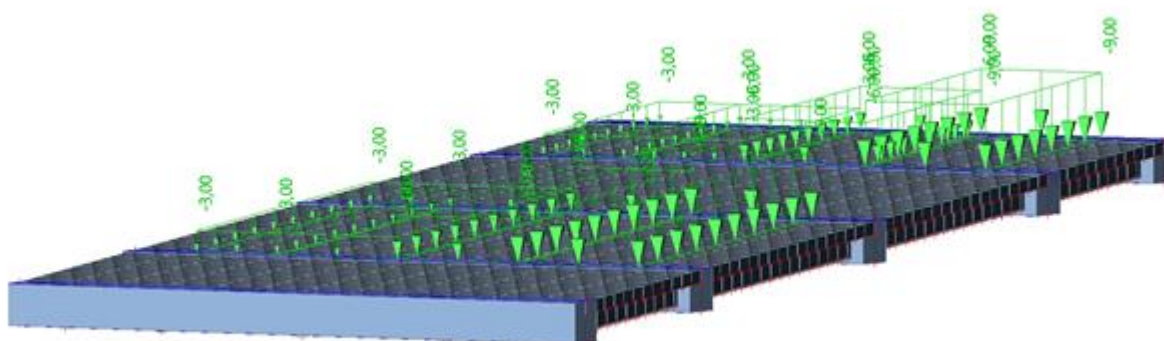
$f = 100 / 2 / (0,4 \cdot 0,4) = 312,5 \text{ kN/m}^2$





3.1.2.3.2 ZS08 P-LM 1-UDL

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly $\alpha_{qi} \cdot Q_k$	$\alpha_{qi} \cdot q_k$ (nebo $\alpha_{qr} \cdot q_{rk}$)
	[kN]	[kN/m ²]
Pruh č. 1	300	9.0
Pruh č. 2	200	6.0
Pruh č. 3	100	3.0
Ostatní pruhy	0	3.0
Zbývající plocha (q_{rk})	0	3.0



3.1.2.3.3 ZS09 P-LM 2

V tomto stupni dokumentace je zatížení od LM2 zanedbáno, ověření účinku od zatížení na mostovku se ověří v nadcházejícím stupni dokumentace.

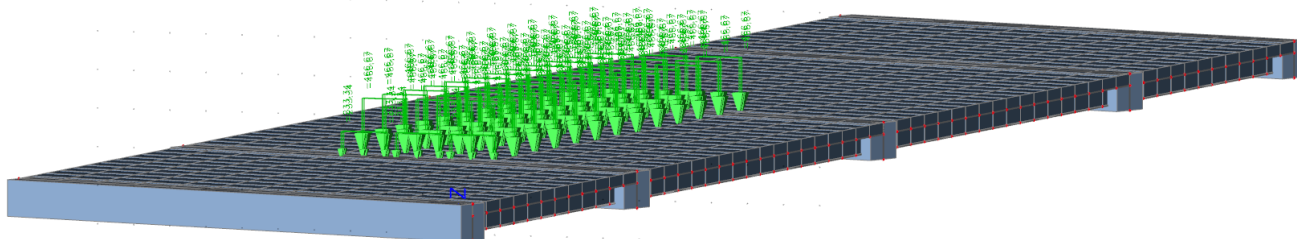
3.1.2.3.4 ZS10 P-LM 3

Celková tíha	1 800 kN	3 000 kN
Označení	1800/200	3000/240
Nápravy	$n = 9 \times 200$ kN, $e = 1,50$ m	$n = 1 \times 120 + 12 \times 240$ kN $e = 1,50$ m
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v jednom jízdním pruhu (číslo 1), v tomto pruhu se nesmí umístit současně působící model zatížení LM1 po celé délce mostu. Rozdělení vozovky na zatěžovací pruhy se provede podle čl. A.3 (2).	Zvláštní vozidlo šířky do 4,5 m se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle čl. A.3 (2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,50$ m.
Kombinace zatížení	Model zatížení LM1 se uvažuje v pruhu 2 (a dalších) hodnotami pro pruh 2 (a další) bez soustředěných zatížení od dvojnápravy, tj. pouze charakteristickými hodnotami pro rovnoměrné zatížení $\alpha_{qi} q_{ki}$, resp. $\alpha_{qr} q_{kr}$.	Po celé délce nosné konstrukce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální (≤ 70 km/hod)	Nízká (≤ 5 km/hod)
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25^1$	Ano, $\varphi = 1,05$
Poznámka	Při přejezdu zvláštního vozidla nebude povolen souběžný provoz pro vozidla nad 5 t.	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

Obr. 6 ČSN EN 1991-2; Tabulka NA.3- Zvláštní vozidla pro dálnice a rychlostní silnice

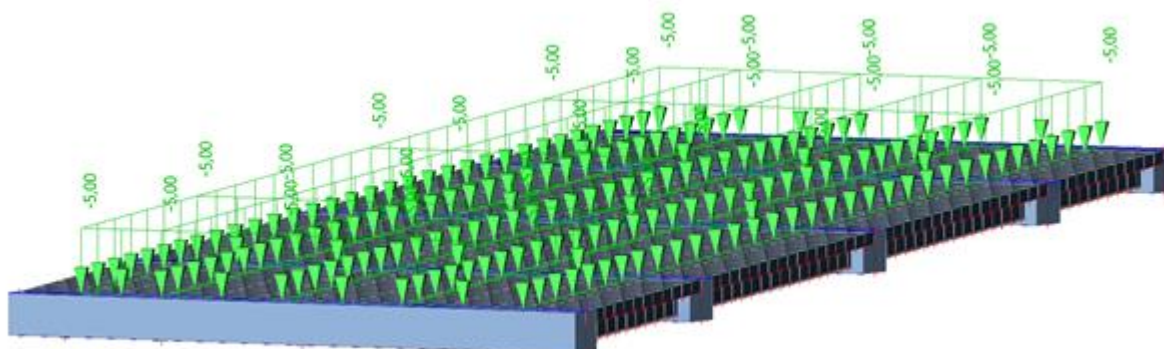
Plošné zatížení od jednoho kola: $f = 240 / 3 / (1,2 \cdot 0,15) \cdot 1,05 = 466,67$ kN/m²

Plošné zatížení od jednoho kola: $f = 120 / 3 / (1,2 \cdot 0,15) \cdot 1,05 = 233,34$ kN/m²



3.1.2.3.5 ZS11 P-LM 4

Zatížení 5 kN/m^2 na šířce vozovky. Do modelu zadáno jako rovnoměrné zatížení desky mostovky na šířce 11.5 m.

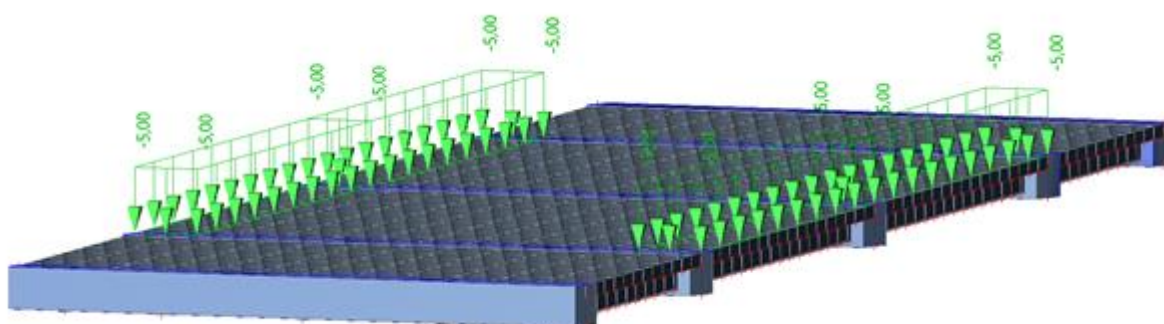


3.1.2.3.6 ZS12 P-ROVNOMĚRNÉ ZATÍŽENÍ CHODNÍKŮ

Zatížení 5 kN/m^2 na šířce chodníků.

Do modelu zadáno jako rovnoměrné liniové zatížení chodníkových konzol o šířce $2 \times 0.750 \text{ m}$.

	charakteristické [kN/m ²]	γ_f [-]	návrhové [kN/m ²]
Zatížení chodci	5.0	1.35	6.750



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

3.1.2.4.1 ZS13 B-BRZDNÉ A ROZJEZDOVÉ SÍLY

Celková brzdná a rozjezdová síla je:

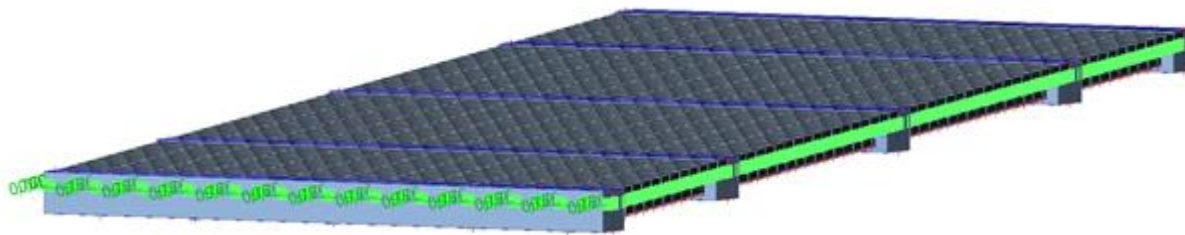
$$Q_{Ik} = 0.6 \alpha_{Q1} * (2Q_{Ik}) + 0.10 \alpha_{q1k} w_1 L = 0.6 * 1.0 * 2 * 300 + 0.10 * 1.0 * 9 * 3 * 59.4 = 520.4 \text{ kN}$$

$144 \text{ kN} < Q_{Ik} = 484.2 \text{ kN} < 900 \text{ kN}$. podmínka splněna

Zatížení přepočtené na plošné: $f = 520.4 / (11.5 * 59.4) = 0.76 \text{ kN/m}^2$



Síla je uvažována rovnoměrně rozdělená na ploše v úrovni vozovky působící oběma směry.



3.1.2.4.2 O-ODSTŘEDIVÁ SÍLA

– most je v přímé – neuvažuje se.

3.1.2.4.3 ZS14 W-VÍTR

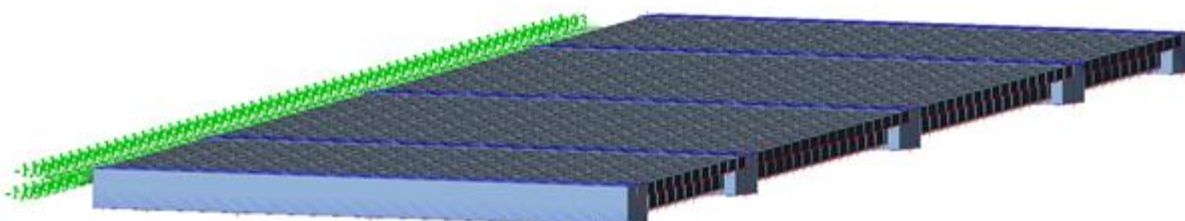
Vzhledem k charakteru mostu bude pro zjednodušení uvažována konzervativně hodnota větru jen pro zatížený most.

Kategorie terénu v okolí most je klasifikována jako kategorie I.

Větrová oblast II.

výška konstrukce	d_{tot}	3,4	[m]
šířka konstrukce	b	14,6	[m]
podíl šířky a výšky	b/d_{tot}	4,3	[-]
součinitel síly	$c_{fx,0}$	1,1	[-]
základní rychlost větru	$v_{b,0}$	25,0	[m/s]
součinitel turbulence	k_1	1,0	[-]
parametr drsnosti terénu	z_0	0,01	[-]
parametr drsnosti terénu,	$z_{0,II}$	0,05	[-]
průměrná výška konstrukce	z	7,0	m
součinitel orografie	$c_{0(z)}$	1,0	[-]
měrná hmotnost vzduchu	ρ	1,25	[kg/m ³]
Intenzita turbulence	$I_{v(z)}$	0,15	[-]
součinitel terénu	k_r	0,17	[-]
součinitel drsnosti	$c_{r(z)}$	1,11	[-]
součinitel expozice	c_e	2,56	[-]
souč. zatížení větrem	C	2,69	[-]
tlak větru	W_w	1,049	[kN/m ²]

Výsledný tlak větru na nosnou konstrukci $f_v = 1,049 \cdot 0,980 = 1,03 \text{ kN/m}$





3.1.2.4.4 ZS15 Tr – ROVNOMĚRNÁ TEPLOTA

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 2. typ – ocelobetonová nosná konstrukce:

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

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

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

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

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

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

3.1.2.4.5 ZS16 Tn - NEROVNOMĚRNÁ TEPLOTA

Hodnoty nerovnoměrné složky teploty mostu pro 3. typ – betonový nosník:

Typ nosné konstrukce	Horní povrch teplejší než dolní	Dolní povrch teplejší než horní
	$\Delta T_{M,\text{heat}} (^{\circ}\text{C})$	$\Delta T_{M,\text{cool}} (^{\circ}\text{C})$
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. 7 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. 8 Doporučené hodnoty součinitele k_{sur} (ČSN EN 1991-1-5)

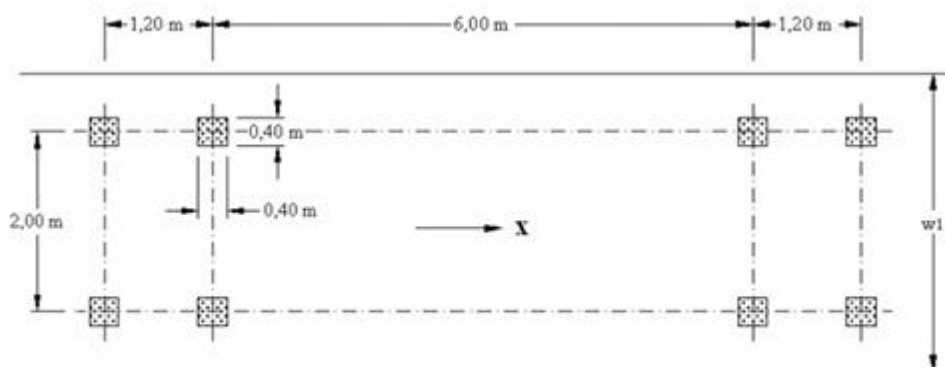


Nerovnoměrná složka pro zkrácení $\Delta T_{M,cool} = 8 \cdot 1,0 = 8,0 \text{ } ^\circ\text{C}$
 Nerovnoměrná složka pro prodloužení $\Delta T_{M,heat} = 15 \cdot 1,0 = 15,0 \text{ } ^\circ\text{C}$

3.1.2.5 U ZATÍŽENÍ NA ÚNAVU

3.1.2.5.1 ZS17 ÚNAVA

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



Legenda

w_1 šířka jízdního pruhu

X podélná osa mostu

Obr. 9 Model zatížení na únavu 3

Pro zatížení únavou byl použit model zatížení na únavu 3. Zatížení bylo aplikováno do modelu pomocí několika zatěžovacích stavů, kdy v každém došlo k posunu zatížení ve směru X o 3 metry, tak že byl zatížením pojet celý most. Výsledkem je obálka momentů pro posudek únavy.

Plošné zatížení od jednoho kola: $f = 120 / 2 / (0,4 * 0,4) = 375,0 \text{ kN/m}^2$

4 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 – C40/50



pevnost v tlaku charakteristická	$f_{c,k}$	=	40 MPa
redukční součinitel pevnosti bet. v tlaku (neuplatní se při pružném výpočtu)	α_{cc}	=	0,85
pevnost v tlaku návrhová – základní kombinace zatížení - $\gamma_C = 1.50$	$f_{c,d}$	=	26,6 MPa
pevnost v tlaku návrhová – mimořádná kombinace zatížení - $\gamma_C = 1.20$	$f_{c,d}$	=	33,3 MPa
únavová pevnost v tlaku návrhová - $\gamma_{C,fat} = 1,50$	$f_{c,tat,d}$	=	26,6 MPa
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 95% kvantil	$f_{ctk,0.95}$	=	4,6 MPa
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 5% kvantil	$f_{ctk,0.05}$	=	2,5 MPa
pevnost v tahu, střední hodnota	f_{ctm}	=	3,5 MPa
modul pružnosti - krátkodobé zatížení	E_{cm}	=	34000 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

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

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



	Prefabrikovaná deska					
	Krátkodobé	Stálé+nahodilé dlouhodobé	Stálé+nahodilé dlouhodobé	Smršťování	Smršťování	
		začátek životnosti	konec životnosti	začátek	konec	
Ea	210000	210000	210000	210000	210000	MPa
Ec	35000	35000	35000	35000	35000	MPa
fck	40	40	40	40	40	MPa
no	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	-
ψ_L	0	1,1	1,1	0,55	0,55	-
Ac	117500	117500	117500	117500	117500	mm ²
u	1980	3156	1980	3156	1980	mm
h ₀	119	74	119	74	119	mm
t	1	90	36500	150	36500	den
t ₀	1	1	1	1	1	den
RH	80	80	80	80	80	%
β_H	476,89	378,74	476,89	378,74	476,89	-
β_c	0,000	0,608	0,996	0,684	0,996	-
Φ_{RH}	1,245	1,297	1,245	1,297	1,245	-
f _{cm}	48	48	48	48	48	MPa
$\beta(f_{cm})$	2,425	2,425	2,425	2,425	2,425	-
$\beta(t_0)$	0,909	0,909	0,909	0,909	0,909	-
Φ_0	2,745	2,858	2,745	2,858	2,745	-
Φ_t	0	1,737	2,734	1,956	2,734	-
n _L	6,00	17,47	24,04	12,45	15,02	-

Pracovní součinitele

	Monolitická deska					
	Krátkodobé	Stálé+nahodilé dlouhodobé	Stálé+nahodil é dlouhodobé	Smršťování	Smršťování	
		začátek životnosti	konec životnosti	začátek	konec	
Ea	210000	210000	210000	210000	210000	MPa
Ec	35000	35000	35000	35000	35000	MPa
fck	35	35	35	35	35	MPa
no	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	-
ψ_L	0	1,1	1,1	0,55	0,55	-
Ac	235000	235000	235000	235000	235000	mm ²
u	1980	1980	1980	1980	1980	mm
h ₀	237	237	237	237	237	mm
t	1	150	36500	150	36500	den
t ₀	1	90	90	90	90	den
RH	80	80	80	80	80	%
β_H	752,38	752,38	752,38	752,38	752,38	-
β_c	0,000	0,458	0,994	0,458	0,994	-
Φ_{RH}	1,228	1,228	1,228	1,228	1,228	-
f _{cm}	43	43	43	43	43	MPa
$\beta(f_{cm})$	2,562	2,562	2,562	2,562	2,562	-
$\beta(t_0)$	0,909	0,391	0,391	0,391	0,391	-
Φ_0	2,860	1,229	1,229	1,229	1,229	-
Φ_t	0	0,563	1,222	0,563	1,222	-
n _L	6,00	9,71	14,06	7,86	10,03	-



5.2 Spolupůsobící šířky

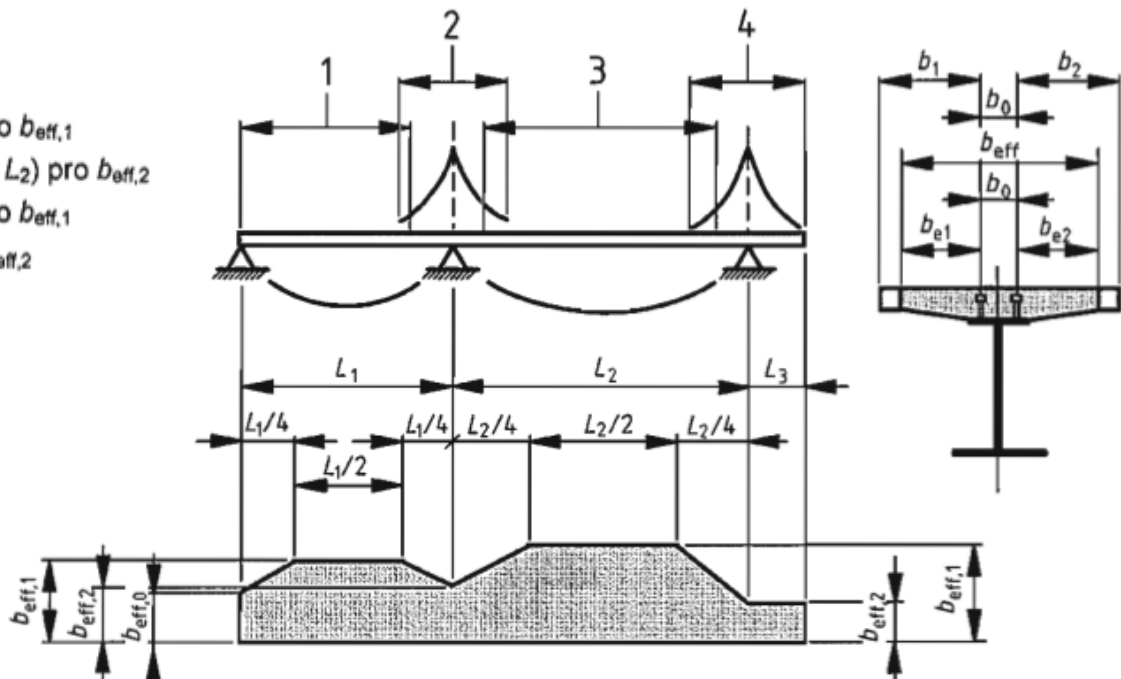
5.2.1 Ocelová část

		Pilíř P4	Pole 2		
		P2	P1		
Délka pole	L		18000	mm	
Součinitel		0,25	0,70	-	
Účinná délka	Le	9000	12600	mm	
Smykové ochabnutí dolní pásnice					
Tloušťka pásnice	t	39	39	mm	
Vlevo	Šířka přečnávající části	$b_{0,L}$	155	155	mm
	Plocha všech podélných výztuh	$A_{sl,L}$	0	0	mm ²
	Součinitel ortotropie	$\alpha_{0,L}$	1	1	-
	Součinitel	κ	0,0172	0,0123	-
	Součinitel účinné šířky	β	1,000	1,000	-
	Efektivní šířka části pásnice	$b_{eff,L}$	155	155	mm
Vpravo	Šířka přečnávající části	$b_{0,P}$	155	155	mm
	Plocha všech podélných výztuh	$A_{sl,P}$	0	0	mm ²
	Součinitel ortotropie	$\alpha_{0,P}$	1,000	1,000	-
	Součinitel	κ	0,0172	0,0123	-
	Součinitel účinné šířky	β	1,000	1	-
	Efektivní šířka části pásnice	$b_{eff,P}$	155	155	mm
Efektivní šířka dolní pásnice	b_{eff}	310	310	mm	

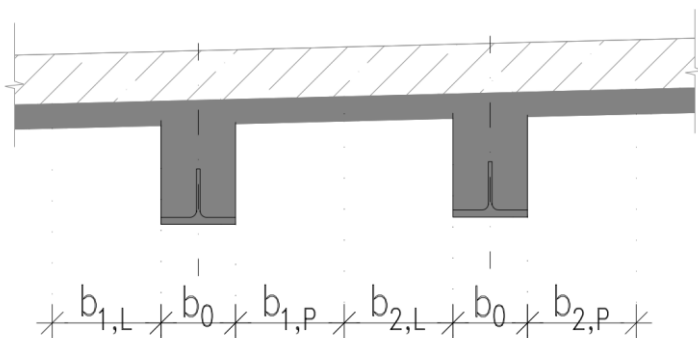
5.2.2 Betonová část

Legenda

- 1 $L_0 = 0,85L_1$ pro $b_{eff,1}$
- 2 $L_0 = 0,25(L_1 + L_2)$ pro $b_{eff,2}$
- 3 $L_0 = 0,70L_2$ pro $b_{eff,1}$
- 4 $L_0 = 2L_3$ pro $b_{eff,2}$



Obr. 10 ČSN EN 1994_2; Obrázek 5.1 – Ekvivalentné rozpětí pro určení účinné šířky betonové pásnice



Smykové ochabnutí horní betonové desky				
		Pilíř P4	Pole 2	
		P2	P1	
	Le/8	1125	1575	mm
Šířka ocelové pásnice	b_0	0	0	mm
Šířka levé pásnice, vlevo	$b_{1,L}$	588	588	mm
Šířka levé pásnice, vpravo	$b_{1,P}$	588	588	mm
Hodnota účinné šířky	$b_{e,1,L}$	588	588	mm
	$b_{e,1,P}$	588	588	mm
Redukční součinitel	$\beta_{e,1,L}$	0,933	1,000	mm
	$\beta_{e,1,P}$	0,933	1,000	mm
Redukovaná účinná šířka	$b_{eff,1,L}$	548	588	mm
	$b_{eff,1,P}$	548	588	mm
Celk. účinná šířka bet. desky pro levý nosník	$b_{eff,1}$	1096	1175	mm



5.3 Vnitřní síly

	Zatížení		G_{m1}	G_{m2}	G - vozovka	G - římsy	R	S
P1	N_x	kN	0,0	0,0	2,1	2,0	0,0	10,6
	M_y	kNm	325,7	311,4	47,9	14,9	19,0	0,0
	V_z	kN	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
P2	N_x	kN	0,0	0,0	-5,1	28,5	-98,8	0,0
	M_y	kNm	0,0	0,0	-49,7	-1,5	-143,1	-302,0
	V_z	kN	65,1	60,8	21,6	4,6	22,6	6,8

	Zatížení		LM1 TS	LM1 UDL	LM3	LM4	CH	B	W	T_{r-}	T_{r+}	T_{n+}	T_{n-}
P1	N_x	kN	28,0	13,4	116,0	0,0	10,0	27,0	1,2	0,0	0,0	20,0	50,0
	M_y	kNm	358,8	156,0	742,1	107,0	15,0	7,0	0,2	0,0	0,0	212,0	0,0
	V_z	kN	75,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
P2	N_x	kN	-42,0	-15,0	-145,0	-57,4	44,0	-28,5	1,2	0,0	0,0	0,0	-280,0
	M_y	kNm	-254,7	-159,0	-781,9	-111,0	-12,0	-4,0	-0,7	0,0	0,0	0,0	-145,0
	V_z	kN	75,1	60,1	360,0	48,3	2,0	0,8	0,1	0,0	0,0	5,2	3,3

Jednotlivé vykreslení vnitřních sil viz PŘÍLOHA 1



5.4 Kombinace

Působení	Stálé										Proměnné								popis	
	Stav	G _{m1}	G _{m2}	G _{m3}	G - římsy	G - vozovka	S _{up}	S _{kz}	R	Třetí v ložiscích	LM1 TS	LM1 UDL	LM3-3000/240	LM4	CH	B	W	T _r		T _n
1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24		0,60	0,60	0,45	6.10a
2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24			0,21	0,60	6.10a
3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24		0,60	0,21	0,60	6.10a
4	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			0,60		0,60			6.10b
5	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			0,60			0,21	0,45	6.10b
6	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			0,60			0,21	0,60	6.10b
7	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00				0,60			6.10b
8	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00					0,60	0,45	6.10b
9	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00				0,60	0,21	0,60	6.10b
10	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00	1,00		0,60			0,45	6.10b
11	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00	1,00		0,21			0,60	6.10b
12	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00	1,00		1,00			0,60	6.10b
13	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24		1,00		0,75	6.10b
14	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24			1,00	0,75	6.10b
15	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24		0,60	0,35	1,00	6.10b
16	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24	1,00	0,60			6.10b
17	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24	1,00		0,60	0,45	6.10b
18	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24	1,00		0,21	0,60	6.10b

Působení	Stálé										Proměnné								popis	
	Stav	G _{m1}	G _{m2}	G _{m3}	G - římsy	G - vozovka	S _{up}	S _{kz}	R	Třetí v ložiscích	LM1 TS	LM1 UDL	LM3-3000/240	LM4	CH	B	W	T _r		T _n
19	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24		0,60	0,60	0,45	6.10a
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24			0,21	0,45	6.10a
21	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24		0,60	0,21	0,60	6.10a
22	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			0,60		0,60			6.10b
23	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			0,60			0,60	0,45	6.10b
24	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			0,60		0,60	0,21	0,60	6.10b
25	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00							6.10b
26	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00					0,60	0,45	6.10b
27	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00				0,60	0,21	0,60	6.10b
28	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00	1,00		0,60				6.10b
29	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00	1,00		0,60	0,60	0,45	0,60	6.10b
30	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00	1,00		1,00			0,60	6.10b
31	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24		1,00	1,00	0,75	6.10b
32	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24			0,35	1,00	6.10b
33	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24		0,60			6.10b
34	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24	1,00	0,60			6.10b
35	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24	1,00		0,60	0,45	6.10b
36	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	1,02	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,24	1,00		0,21	0,60	6.10b



Působení	Stálé										Proměnné										popis
	Stav	G _{m1}	G _{m2}	G _{m3}	G - římsy	G - vozovka	S _{ub}	S _{kz}	R	Tření v ložiscích	LM1 TS	LM1 UDL	LM3-3000/240	LM4	CH	B	W	T _r	T _n		
1	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350	1,620	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324		0,900			6.10a		
2	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350	1,620	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324		0,900		0,675	6.10a		
3	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350	1,620	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324		0,315		0,900	6.10a		
4	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350			0,810		0,900			6.10b		
5	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350			0,810		0,900		0,675	6.10b		
6	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350			0,810		0,315		0,900	6.10b		
7	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350			1,350				0,900			6.10b		
8	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350									0,675	6.10b		
9	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350									0,900	6.10b		
10	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350				1,350	1,350	0,900				6.10b		
11	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350				1,350	1,350	0,900				6.10b		
12	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350				1,350	1,350	0,315				6.10b		
13	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324		1,500			6.10b		
14	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324				1,125	6.10b		
15	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324				1,500	6.10b		
16	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324	1,350	0,900			6.10b		
17	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324	1,350				6.10b		
18	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324	1,350				6.10b		

Působení	Stálé										Proměnné										popis
	Stav	G _{m1}	G _{m2}	G _{m3}	G - římsy	G - vozovka	S _{ub}	S _{kz}	R	Tření v ložiscích	LM1 TS	LM1 UDL	LM3-3000/240	LM4	CH	B	W	T _r	T _n		
19	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350	1,620	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324		0,900			6.10a		
20	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350	1,620	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324				0,675	6.10a		
21	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350	1,620	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324		0,315		0,900	6.10a		
22	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350			0,810		0,900			6.10b		
23	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350			0,810				0,675	6.10b		
24	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350			0,810		0,900			6.10b		
25	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350			1,350				0,900			6.10b		
26	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350									0,675	6.10b		
27	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350									0,900	6.10b		
28	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350							0,900			6.10b		
29	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350				1,350	1,350					6.10b		
30	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350				1,350	1,350				0,675	6.10b		
31	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324		1,500			6.10b		
32	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324				1,125	6.10b		
33	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324				1,500	6.10b		
34	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324	1,350	0,900			6.10b		
35	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324	1,350				6.10b		
36	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,377	1,350	1,350	1,350	1,013	0,540			0,324	1,350				6.10b		



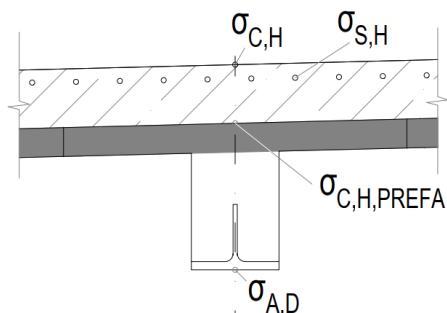
Působení	Stálé										Proměnné										popis
	G _{ms1}	G _{ms2}	G _{ms3}	G - římsy	G - vozovka	S _{un}	S _{sz}	R	Tření v	LM1 TS	LM1 UDL	LM3-3000/240	LM4	CH	B	W	T _r	T _n			
37	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	0,60		0,60		0,450			
38	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	0,60		0,60	0,210	0,60			
39	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	0,60		0,60		0,60			
40	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00		0,60			0,450			
41	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00			0,60	0,210	0,60			
42	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00	0,60			0,450			
43	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00	0,60			0,450			
44	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00	0,60			0,60			
45	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00	0,210			0,60			
46	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	0,240	1,00			0,60			
47	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240				0,750			
48	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240	1,00	0,60	0,350	1,00			
49	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240				0,450			
50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240	1,00		0,60	0,450			
51	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240	1,00		0,210	0,60			
52	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240	1,00		0,50	0,375			
53	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00								0,175	0,50			
54	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240			0,50	0,375			
55	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240			0,175	0,50			

Působení	Stálé										Proměnné										popis
	G _{ms1}	G _{ms2}	G _{ms3}	G - římsy	G - vozovka	S _{un}	S _{sz}	R	Tření v	LM1 TS	LM1 UDL	LM3-3000/240	LM4	CH	B	W	T _r	T _n			
56	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	0,60		0,60		0,450			
57	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	0,60		0,60	0,210	0,60			
58	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00		0,60			0,60			
59	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00				0,60	0,450			
60	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00				0,210	0,60			
61	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00	0,60			0,450			
62	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00	0,60			0,450			
63	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00	0,210			0,60			
64	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	1,00	1,00			0,60			
65	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240		1,00		0,750			
66	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240		0,350	1,00	1,00			
67	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240		0,60		0,450			
68	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240	1,00	0,60	0,60	0,450			
69	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240	1,00		0,210	0,60			
70	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240	1,00		0,50	0,375			
71	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00								0,175	0,50			
72	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00								0,50	0,375			
73	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240			0,50	0,375			
74	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	0,40			0,240			0,175	0,50			

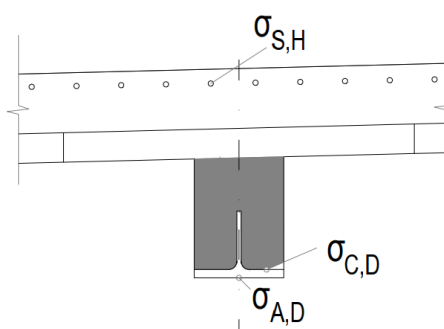


5.5 Vyčíslení napětí

Poloha napětí v příčném řezu v poli:



Poloha napětí v příčném řezu nad podporou:



5.5.1 P1 - Průřez v poli

Návrhové vnitřní síly			Stálé				Proměnné
			Prefab průřez		Spřaž. průřez		
6.10a	N_x	[kN]	0,0		0,0		39,9
	M_y	[kNm]	860,1		123,4		643,2
	V_z	[kN]	0,0		0,0		76,0
6.10b	N_x	[kN]	0,0		5,2		0,0
	M_y	[kNm]	731,1		108,7		1192,6
	V_z	[kN]	0,0		0,0		101,4
MSP	N_x	[kN]	0,0		4,6		125,0
	M_y	[kNm]	637,1		91,4		837,5
Průřezové charakteristiky			Prefa průřez		Spřažený průřez		Krátkodobé
			Začátek životnosti	Konec životnosti	Začátek životnosti	Konec životnosti	
	$I_{y,eff}$	[mm ⁴]	1,04E+09	1,01E+09	3,05E+09	2,69E+09	3,53E+09
	A_{eff}	[mm ²]	2,32E+04	2,28E+04	4,41E+04	3,66E+04	6,00E+04
	η_{beton}	[-]			10,11	14,96	6,00
	η_{pref}	[-]	17,47	24,04	17,47	24,04	6,00
	z_d	[mm]	204	198	409	369	459
	$z_{c,H}$	[mm]			-291	-331	-241
	$z_{c,H,PREFA}$	[mm]	-296	-302	-91	-131	-41
	$z_{c,D}$	[mm]	165	159	370	330	420
	$z_{s,H}$	[mm]			-229	-269	-179
	$z_{s,D}$	[mm]	-256	-262	-51	-91	-1
$z_{a,D}$	[mm]	204	198	409	369	459	
6.10a	$\sigma_{c,H}$	[MPa]			-1,2	-1,0	0,0
	$\sigma_{c,H,PREFA}$	[MPa]	-14,0	-10,7	-0,2	-0,2	-1,1
	$\sigma_{s,H}$	[MPa]			-9,3	-12,3	-31,9
	$\sigma_{a,D}$	[MPa]	167,6	169,1	16,6	16,9	84,4
6.10b	$\sigma_{c,H}$	[MPa]			-1,0	-0,9	-13,6
	$\sigma_{c,H,PREFA}$	[MPa]	-11,9	-9,1	-0,2	-0,2	-2,3
	$\sigma_{s,H}$	[MPa]			-8,1	-10,7	-60,4
	$\sigma_{a,D}$	[MPa]	142,4	143,7	14,7	15,1	155,3
MSP	$\sigma_{c,H}$	[MPa]			-0,9	-0,7	-9,2
	$\sigma_{c,H,PREFA}$	[MPa]	-10,4	-7,9	-0,2	-0,2	-1,3
	$\sigma_{s,H}$	[MPa]			-6,8	-9,0	-40,3
	$\sigma_{a,D}$	[MPa]	124,1	125,2	12,4	12,7	111,2



5.5.2 P2 - Průřez nad podporou

Návrhové vnitřní síly			Spřaž. průřez		Proměnné
6.10a	N_x	[kN]	-103,1		-36,4
	M_y	[kNm]	-275,6		-478,1
	V_z	[kN]	71,8		112,1
6.10b	N_x	[kN]	-107,7		-195,8
	M_y	[kNm]	-263,3		-1186,1
	V_z	[kN]	65,6		489,0
MSP	N_x	[kN]	-76,4		-271,0
	M_y	[kNm]	-204,2		-847,2
Průřezové charakteristiky			Spřažený průřez		
			Začátek životnosti	Konec životnosti	Kratkodobé
	$I_{y,eff}$	[mm ⁴]	2,04E+09	2,01E+09	2,20E+09
	A_{eff}	[mm ²]	3,42E+04	3,25E+04	4,65E+04
	n	[-]	17,47	24,04	6,00
	z_d	[mm]	277	280	262
	$z_{s,H}$	[mm]	-356	-353	-371
	$z_{c,D}$	[mm]	238	241	223
	z_{aD}	[mm]	277	280	262
6.10a	$\sigma_{s,H}$	[MPa]	45,1	45,1	79,8
	$\sigma_{c,D}$	[MPa]	-2,0	-1,5	-8,2
	σ_{aD}	[MPa]	-40,5	-41,5	-57,7
6.10b	$\sigma_{s,H}$	[MPa]	42,8	42,8	195,7
	$\sigma_{c,D}$	[MPa]	-1,9	-1,4	-20,7
	σ_{aD}	[MPa]	-38,9	-39,9	-145,3
MSP	$\sigma_{s,H}$	[MPa]	33,4	33,4	136,9
	$\sigma_{c,D}$	[MPa]	-1,5	-1,1	-15,3
	σ_{aD}	[MPa]	-30,0	-30,8	-106,6



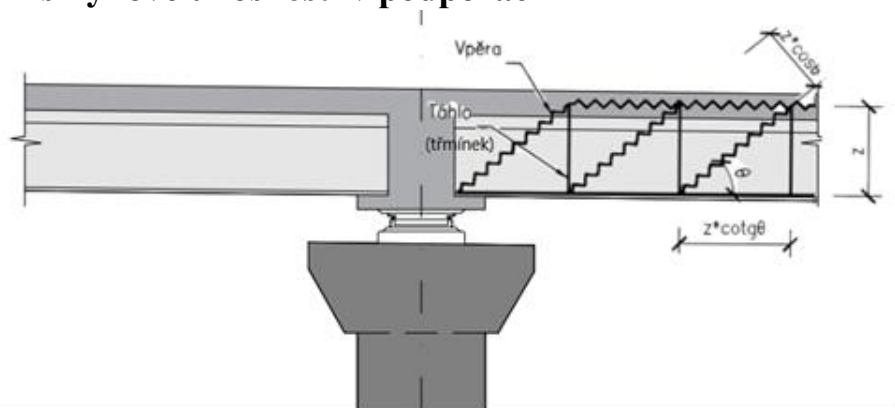
5.6 Posouzení MSÚ

5.6.1 Omezení napětí

		Začátek životnosti			Konec životnosti			Posudek		
		Stálé+ proměnné	S_{UD}	celkem	Stálé+ proměnné	S_{KZ}	celkem	maximální napětí	návrhová pevnost	využití
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
P1	σ_{CH}	-14,6	0,0	-14,6	-14,4	0,0	-14,4	-14,6	20,0	72,9%
	$\sigma_{CH,PREFA}$	-15,3	0,0	-15,3	-12,1	0,0	-12,1	-15,3	26,7	57,4%
	$\sigma_{s,H}$	-68,5	0,0	-68,5	-71,1	0,0	-71,1	-71,1	434,8	16,4%
	σ_{aD}	312,5	0,0	312,5	314,1	0,0	314,1	314,1	345,0	91,0%
P2	$\sigma_{s,H}$	238,5	52,7	291,2	238,5	52,9	291,4	291,4	434,8	67,0%
	$\sigma_{C,D}$	-22,7	-2,0	-24,7	-22,2	-1,5	-23,7	-24,7	26,7	92,5%
	σ_{aD}	-184,2	-41,0	-225,3	-185,3	-42,0	-227,3	-227,3	345,0	65,9%

→ Omezení napětí v mezním stavu únosnosti **VYHOVUJE**

5.6.2 Posouzení smykové únosnosti v podporách



Obr. 11 Posuzovaný průřez P2 na smyk

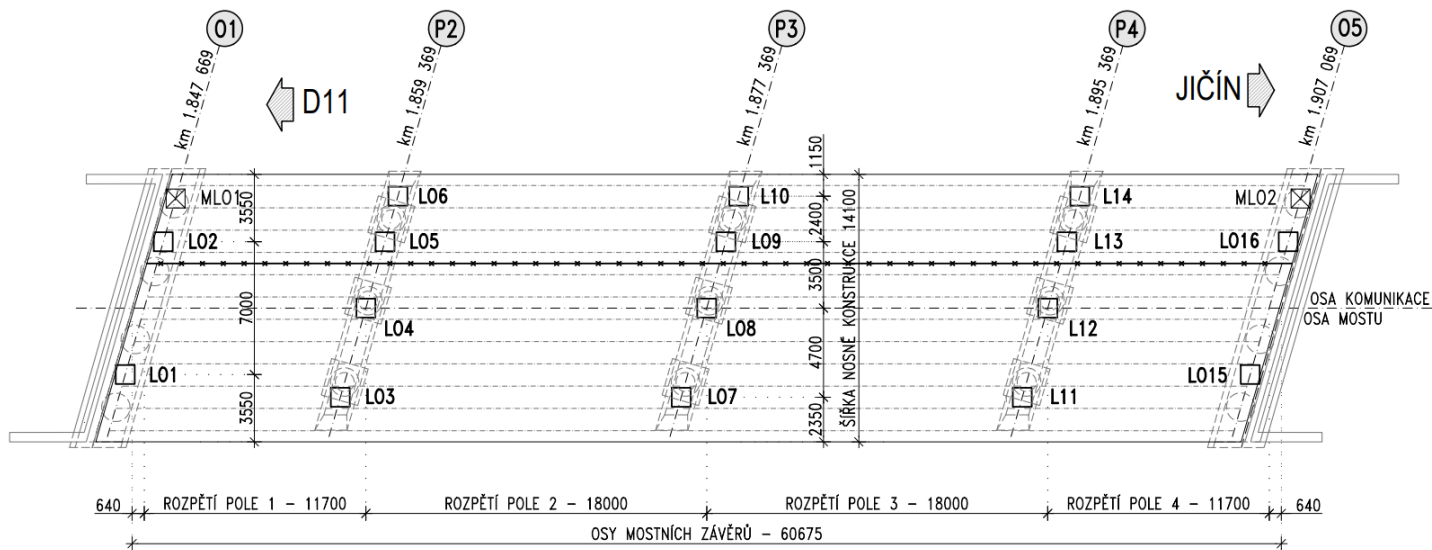
charakteristická mez kluzu výztuže	f_{yk}	[MPa]	500
součinitel spolehlivosti pro výztuž	γ_s	[-]	1,15
návrhová mez kluzu výztuže	f_{yd}	[MPa]	434,8
tloušťka desky	h	[mm]	700
šířka desky	b	[mm]	310
krytí	c	[mm]	60
průměr prutu	ϕ	[mm]	14
rozteč výztuže	s	[mm]	100
střížnost třmínku			2
plocha třmínku	A_{sw}	[mm ²]	307,8761
rameno sil	z	[mm]	564,75
	$\cot\theta$	[-]	1,2
smyková únosnost spon	$V_{Rd,s}$	[kN]	907,2
součinitel zmenšení pevnosti v tlaku	v	[-]	0,5
omezená smyková únosnost betonu	$V_{Rd,max}$	[kN]	1036,7
min($V_{Rd,max}; V_{Rd,s}$)	V_{Rd}	[kN]	907,2
posouvající síla od zatížení	V_{Ed}	[kN]	658,0
využití		[%]	72,5%

→ Navržená smyková výztuž **VYHOVUJE**

5.6.3 Výpočet reakcí v ložiskách



- Schéma rozmístění ložisek



- ☒ MONTÁŽNÍ LOŽISKO
- ☐ KONSTRUKČNÍ LOŽISKO

- Výsledné návrhové reakce od jednotlivých zatěžovacích stavů včetně součinitelů pravděpodobnosti.
6.10b; STR

		ZS1	ZS3	ZS4	ZS5	ZS6	ZS7 - LM1-TS	ZS8 - LM1-UDL	ZS10 - LM3	ZS12	ZS15 a	ZS15 b	ZS16 a	ZS16 b		
MAX	OP01	LO1	-634	-64	-105	-13	254	-989	-314	-323	-26	11	-12	-129	67	-2021
		LO2	-596	-64	-73	-18	184	-421	-351	-911	-21	60	-65	-58	33	-1558
	P2	LO3	-1140	-117	-396	-152	-175	-699	-574	-556	-86	-9	9	-95	73	-3434
		LO4	-1092	-211	122	-152	-164	-1003	-714	-3146	0	-38	41	387	-207	-4849
		LO5	-746	-94	-158	-103	-83	-344	-467	-748	-35	-42	45	44	-24	-2053
		LO6	-456	-36	-222	-60	-42	-199	-222	-44	-48	2	-2	-140	75	-1426
	P3	LO7	-1299	-138	-450	-119	22	-737	-642	-607	-97	18	-19	-177	93	-3636
		LO8	-1242	-241	129	-146	7	-1005	-813	-3288	0	5	-5	290	-155	-4937
		LO9	-837	-107	-183	-103	7	-337	-526	-735	-40	-10	11	17	-10	-2136
		LO10	-513	-43	-245	-61	16	-16	-731	-52	-53	17	-19	-152	81	-1799
MIN	OP01	LO1	-634	-64	-105	62	254	87	50	130	4	11	-12	-129	67	-280
		LO2	-596	-64	-73	96	184	114	72	225	6	60	-65	-58	33	-190
	P2	LO3	-1140	-117	-396	196	-175	47	40	66	0	-9	9	-95	73	-1474
		LO4	-1092	-211	122	228	-164	58	28	121	26	-38	41	387	-207	-582
		LO5	-746	-94	-158	229	-83	28	10	85	0	-42	45	44	-24	-723
		LO6	-456	-36	-222	67	-42	14	6	44	0	2	-2	-140	75	-570
	P3	LO7	-1299	-138	-450	167	22	11	28	46	3	18	-19	-177	93	-1555
		LO8	-1242	-241	129	194	7	11	26	61	25	5	-5	290	-155	-777
		LO9	-837	-107	-183	196	7	3	12	20	2	-10	11	17	-10	-885
		LO10	-513	-43	-245	63	16	8	7	9	2	17	-19	-152	81	-626

6.10b; EQU

OP01	LO1	-524	-53	-87	51	210	87	50	130	4			-129	67	-195
	LO2	-493	-53	-61	79	152	114	72	225	6			-58	33	-111

- Uvážení vlivu montážního ložiska
 - Reakce podpor globálního modelu na jednotlivé zatěžovací stavy



		ZS1	ZS3	ZS4	suma
OP01	LO1	138	-6	121	253,4
	MO1	349	64	-88	325,0
	LO2	617	58	133	807,6
P2	LO3	350	33	183	566,4
	LO4	636	83	120	839,5
	LO5	962	177	-68	1071,5
	LO6	990	105	331	1425,7
P3	LO7	451	39	211	699,9
	LO8	721	95	146	961,4
	LO9	1081	204	-81	1204,2
	LO10	1132	123	378	1631,9
OP02	LO1	205	6	128	339,4
	MO1	315	53	-72	296,2
	LO2	583	56	109	748,8

Suma reakcí byla zavedena do modelu jako zatěžovací stav “ZS1+ZS3+ZS4”, který zohledňuje vliv montážního ložiska.

6.10b; STR

		ZS1+ZS3+ZS4	ZS5	ZS6	ZS7 - LM1-TS	ZS8 - LM1-UDL	ZS10 - LM3	ZS12	ZS15 a	ZS15 b	ZS16 a	ZS16 b		
MAX	OP01	LO1	-736	-13	254	-989	-314	-323	-26	11	-12	-129	67	-1954
		LO2	-860	-18	184	-421	-351	-911	-21	60	-65	-58	33	-1684
	P2	LO3	-609	-152	-175	-699	-574	-556	-86	-9	9	-95	73	-2390
		LO4	-955	-152	-164	-1003	-714	-3146	0	-38	41	387	-207	-4623
		LO5	-1382	-103	-83	-344	-467	-748	-35	-42	45	44	-24	-2437
		LO6	-1540	-60	-42	-199	-222	-44	-48	2	-2	-140	75	-2251
	P3	LO7	-719	-119	22	-737	-642	-607	-97	18	-19	-177	93	-2469
		LO8	-1109	-146	7	-1005	-813	-3288	0	5	-5	290	-155	-4691
		LO9	-1578	-103	7	-337	-526	-735	-40	-10	11	17	-10	-2586
		LO10	-1772	-61	16	-16	-731	-52	-53	17	-19	-152	81	-2769
MIN	OP01	LO1	-736	62	254	87	50	130	4	11	-12	-129	67	-212
		LO2	-860	96	184	114	72	225	6	60	-65	-58	33	-316
	P2	LO3	-609	196	-175	47	40	66	0	-9	9	-95	73	-429
		LO4	-955	228	-164	58	28	121	26	-38	41	387	-207	-356
		LO5	-1382	229	-83	28	10	85	0	-42	45	44	-24	-1107
		LO6	-1540	67	-42	14	6	44	0	2	-2	-140	75	-1396
	P3	LO7	-719	167	22	11	28	46	3	18	-19	-177	93	-388
		LO8	-1109	194	7	11	26	61	25	5	-5	290	-155	-531
		LO9	-1578	196	7	3	12	20	2	-10	11	17	-10	-1335
		LO10	-1772	63	16	8	7	9	2	17	-19	-152	81	-1596

6.10b; EQU

OP01	LO1	-608	54	210	87	50	130	4			-129	67	-136
	LO2	-710	84	152	114	72	225	6			-58	33	-211



5.7 Posouzení únavy

Únava byla posouzena v souladu s ČSN EN 1993-2 a ČSN EN 1993-1-9.

Pro účely tohoto stupně dokumentace byl proveden výpočet pro vybraný rizikový detail v patě lišty. Tento detail spadá do kategorie detailu 125.

Obecné údaje

- Součinitel spolehlivosti		
• 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	$L =$	12,6 m
• náhradní délka	$L_d =$	12,6 m
• dynamický součinitel	$\phi_2 =$	1,05
→ Součinitel ekvivalentního poškození		
• součinitel tvaru příčinkové čáry	$\lambda_1 =$	2,52
• součinitel objemu dopravy	$\lambda_2 =$	1,60
• součinitel návrhové doby života mostu	$\lambda_3 =$	1,00
• součinitel vlivu současného zatížení prvku z více ko	$\lambda_4 =$	1,00
	$\lambda =$	4,04

Základní materiál ocelového nosníku ZBN

- Charakteristika detailu		
• kategorie detailu	$\Delta\sigma_C =$	120 MPa
- Referenční rozkmit napětí v poli	$\sigma_{p,max,k} =$	15,5 MPa
$\Delta\sigma_p = \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min} $	$\sigma_{p,min,k} =$	0,0 MPa
	$\Delta\sigma_{p,k,pole} =$	15,5 MPa
→ maximální referenční rozkmit napětí	$\Delta\sigma_{p,k} =$	15,5 MPa
$\Delta\sigma_p = \max(\Delta\sigma_{p,k,pole}; \Delta\sigma_{p,k,podpora})$		
- Ekvivalentní rozkmit napětí	$\sigma_{E,2} =$	65,7 MPa
$\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{p,k}$		

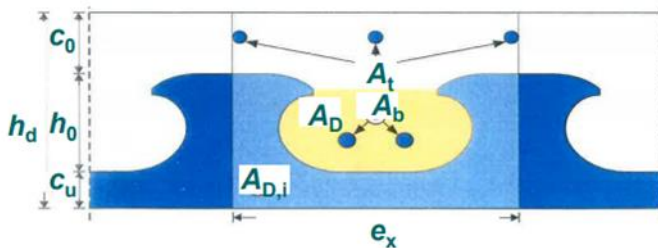
$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} = 65,7 < \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} = 104,3$ [MPa]	→ VYHOVUJE
--	------------



5.8 Posouzení sprážení

Únosnost hřebenových lišt (nejnižší hodnota P rozhoduje):

Lze počítat s tažným sprážením, s rovnoměrným rozdělením smykového toku na všechna ramena lišty.



Požadovaná příčná výztuž:

$$A_b = 0,5 P / f_{sd}$$

↓
návrhová pevnost výztuže

$f_y =$	345 MPa	$c_0 =$	180 mm
$t_w =$	21 mm	$c_u =$	80 mm
$e_x =$	220 mm	$P =$	280,9 kN
$E_s =$	210000 MPa	$f_{sd} =$	500 MPa
$E_{cm} =$	33500 MPa	$A_d =$	11200 mm ²
$A_b =$	280,9172 mm ²	$f_{ck} =$	40 MPa

	S [mm ³]				S [mm ³]	I_y [mm ⁴]	Vz [kN]	V ₁ [kN]
	deska	prefa-deska	trám	ocel				
krátkodobé	0	0	787 540	3 204 436	3 991 976	2,20E+09	488,988	887,32
dlouhodobé KŽ	0	0	367 292	3 409 237	3 776 529	2,04E+09	210,057	389,38
dlouhodobé ZŽ	0	0	281 217	3 451 184	3 732 401	2,01E+09	210,057	389,57

- Smykový tok ve sprážení

$$V_1 = \frac{V_{Ed} S_i}{I_i} = 1276,9 \text{ kN/m}$$

- Charakteristická únosnost jednoho betonového roubíku ve smyku

$$P_{sh,k} = \eta_D \cdot e_x^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \rho_D)$$

$$\rho_D = \frac{E_s A_b}{E_{cm} A_D} \quad \begin{array}{l} \text{pro puzzle: } \eta_{D,PZ} = 2 - e_x / 400 \quad A_{D,PZ} = 0,13 e_x^2 \\ \text{pro klotidu: } \eta_{D,CL} = 3 - e_x / 180 \quad A_{D,CL} = 0,20 e_x^2 \end{array}$$

$$\eta_{D,PZ} = 1,45 \quad A_{D,PZ} = 6292 \text{ mm}^2$$

$$\eta_{D,CL} = 1,78 \quad A_{D,PZ} = 9680 \text{ mm}^2 \quad \rho_D = 0,1572$$

$$P_{sh,k} = 513,64 \text{ kN}$$

- Charakteristická únosnost jednoho betonového roubíku

$$P_{po,k} = 90 \cdot h_{po}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \rho_{D,i}) \quad h_{po} = \min(c_0 + 0,07 e_x; c_u + 0,13 e_x) \quad e_x = 220 < 4,5 \cdot h_{po} = 488,7$$

$$\rho_{D,i} = \frac{E_s A_{sf}}{E_{cm} A_{D,i}} \quad A_{sf} = A_b + A_t$$

$$P_{po,k} = 745,5 \text{ kN}$$

$$h_{po} = 108,6 \text{ mm}$$

$$\rho_{Di} = 0,1572$$

$$A_{sf} = 280,92 \text{ mm}^2$$



- Charakteristická únosnost jednoho ocelového ramene

$$P_{pl,k} = 0,25 \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y$$

$$P_{pl,k} = \quad \mathbf{398,5 \text{ kN}}$$

- Výsledné posouzení spřažení

$$P_d = \quad \mathbf{318,78} \geq P = \quad \mathbf{280,9 \text{ [kN]}} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE} \quad \rightarrow \text{využití } \mathbf{88\%}$$

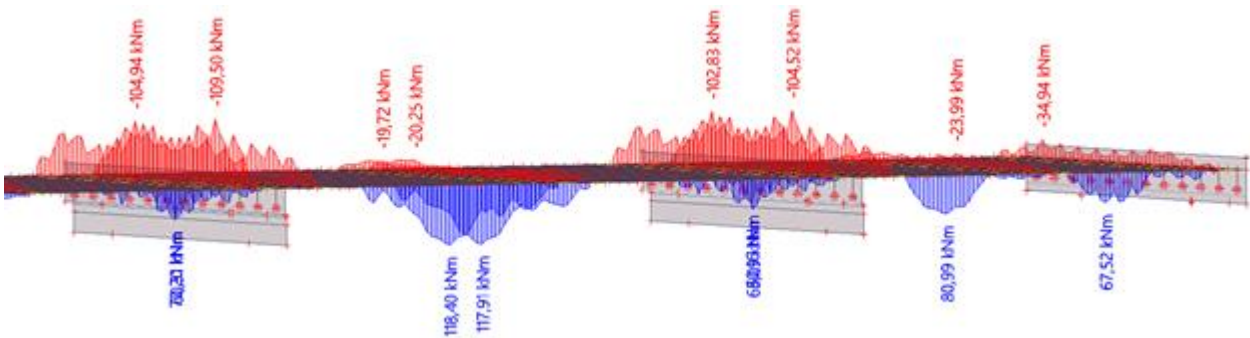
Navržená výztuž 2⁰14 VYHOVUJE.



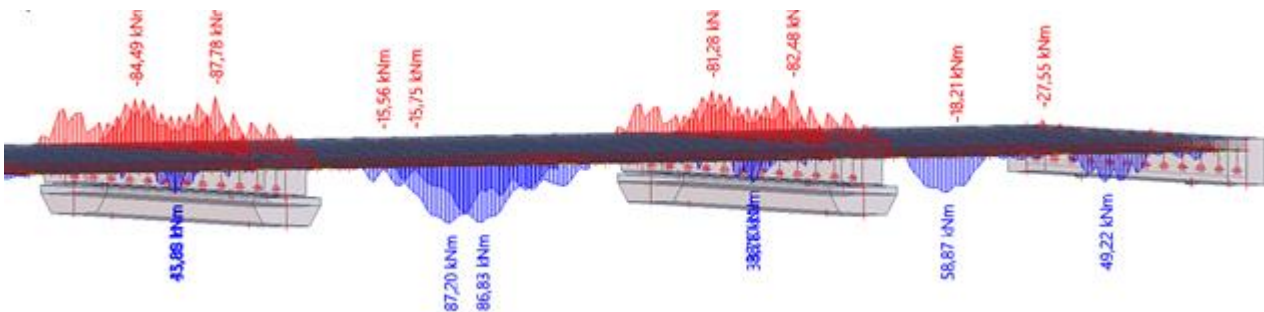
5.9 Posouzení dalších průřezů

5.9.1 Posouzení příčné výztuže desky

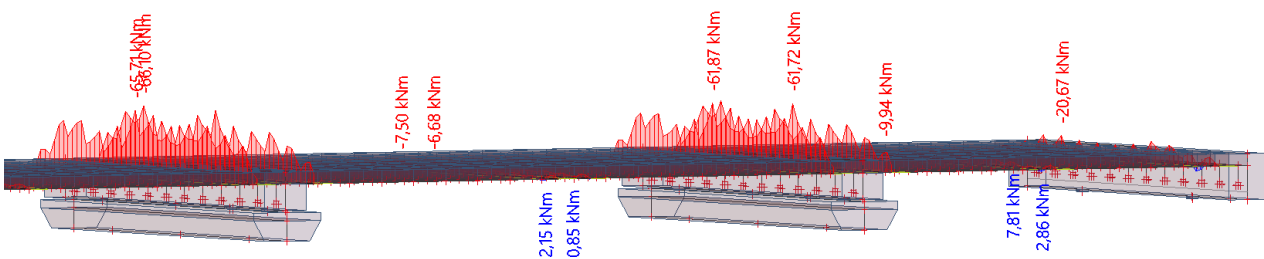
5.9.1.1 Vnitřní síly



Obr. 12 My; od kombinace 6.10b



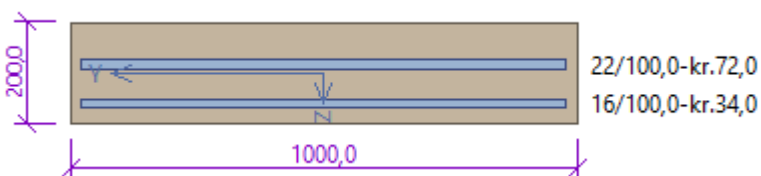
Obr. 13 My; od charakteristické kombinace



Obr. 14 My; od kvazistálé kombinaci

5.9.1.2 Posouzení příčné výztuže nad podporou

5.9.1.2.1 Navržená výztuž





5.9.1.2.2 Posouzení navržené výztuže

1: **Zat. případ 1** - základní návrhová

$N=410,00\text{kN}$; $M_y=-110,00\text{kNm}$; $V_z=-112,00\text{kN}$

Podrobné posouzení TAH A OHYB: Zat. případ 1

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = A_{s,t} / (b_t \times d) = 3\,801 / (1\,000 \times 117) = 0,0325$$

$$\rho_s = A_s / A_c = 5\,812 / 200.10^3 = 0,0291$$

$$\rho_{s,\min} = \max(0,26 \times f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013) = \max(0,26 \times 3,2 / 500; 0,0013) = \max(0,00166; 0,0013) = 0,00166$$

$$\rho_{s,t,CSN} = A_{s,t} / A_c = 3\,801 / 200.10^3 = 0,019$$

$$\rho_{s,\min,CSN} = \max(0,0018 \times f_{yk} / 500; 0,0014) = \max(0,0018 \times 500 / 500; 0,0014) = \max(0,0018; 0,0014) = 0,0018$$

$$\rho_{s,t} = 0,0325 \geq \rho_{s,\min} = 0,00166$$

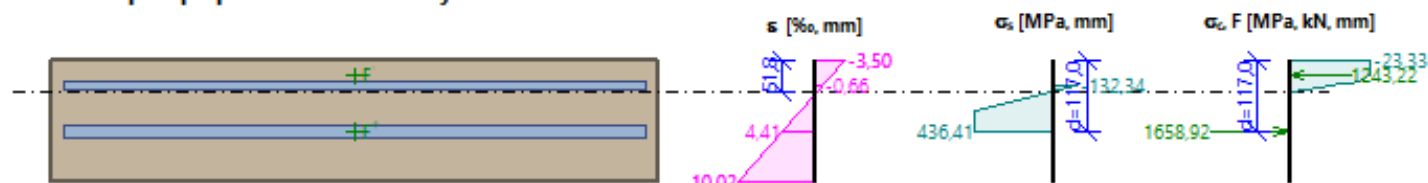
$$\rho_{s,t,CSN} = 0,019 \geq \rho_{s,\min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0291 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Orientace neutrální osy



Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu: $-3,50 \text{ ‰}$

Největší deformace v betonu: $10,02 \text{ ‰}$

Nejmenší deformace ve výztuži: $-0,66 \text{ ‰}$

Největší deformace ve výztuži: $4,41 \text{ ‰}$

Směr neutrálné osy: $180,00^\circ$

Výška tlačené části průřezu: $x = 51,8 \text{ mm}$

Efektivní výška průřezu: $d = 117,0 \text{ mm}$

$$\xi = 0,44 \leq \xi_{\max} = 0,58 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$N_{Ed} = 410,00 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 2707,95 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = -110,00 \leq M_{Rdy} = -120,51 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tah a ohyb Vyhovuje

Využití: 91,5 %

Podrobné posouzení SMYK: Zat. případ 1

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$$\rho_w = A_{sw} / b_w / s = 392,7 / 1\,000 / 100 = 0,00393$$

$$\rho_{w,\min} = 80 \times \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 80 \times \sqrt{35} / 500 = 0,000947$$

$$\rho_{w,\min} = 0,000947 \leq \rho_w = 0,00393 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmíneků } s_{l,\max} = 118,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmíneků } s_{t,\max} = 237,0 \text{ mm}$$

Použit model náhradní příhradoviny

Sklon tlačené diagonály: $\theta = 45^\circ$

Únosnost betonu

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = \min(1 + \sqrt{200 / d}; 2) = \min(1 + \sqrt{200 / 117}; 2) = \min(2,307; 2) = 2$$

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d); 0,02) = \min(3\,801 / (1\,000 \times 117); 0,02) = \min(0,0325; 0,02) = 0,02$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 2^{1,5} \times \sqrt{35} = 0,586 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \min(-N_{Ed} / A_c; 0,2 \times f_{cd}) = \min(-410 / 200.10^3; 0,2 \times 23,33) = \min(-2,05; 4,667) = -2,05 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdc} = (\max(C_{Rd,c} \times k \times 3\sqrt{100 \times \rho_l \times f_{ck}}; v_{\min}) + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = (\max(0,12 \times 2 \times 3\sqrt{100 \times 0,02 \times 35}; 0,586) + 0,15 \times (-2,05)) \times 1\,000 \times 117 = 79,75 \text{ kN}$$



Únosnost smykové výztuže

$$V_{Rds} = A_{sw} / s \times z \times f_{yd} \times \cot \theta = 392,7 / 100 \times 90,92 \times 434,8 \times 1 = 155,2 \text{ kN}$$

Únosnost tlakové diagonály

$$v_1 = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 35 / 250) = 0,516$$

$$V_{Rdmax} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \times 1\,000 \times 90,92 \times 0,516 \times 23,33 / (1 + 1) = 547,3 \text{ kN}$$

Výsledná únosnost

$$V_{Rd} = \max(V_{RdC}; \min(V_{Rdmax}; V_{Rds})) = \max(79,75; \min(547,3; 155,2)) = \max(79,75; 155,2) = 155,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 112 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 155,2 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje

Využití: 72,1 %

2: Zat. případ 2 - charakteristická

$N = 315,00 \text{ kN}$; $M_y = -88,00 \text{ kNm}$

Podrobné posouzení - Omezení napětí: Zat. případ 2

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 5,882$

Průřezová plocha: $A = 234,10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 98,69 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

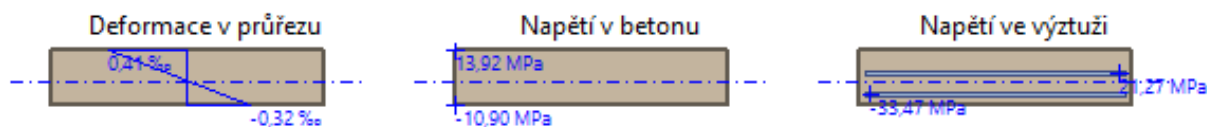
$I_y = 713,10^6 \text{ mm}^4$; $I_z = 19,6,10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = 7,59,10^6 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$

Vnitřní síly po přepočtu vůči těžišti průřezu:

$N = 315 \text{ kN}$; $M_y = -88,41 \text{ kNm}$



Průřez s vyloučením tahu v betonu

Průřezová plocha: $A = 81\,024 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 51,96 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

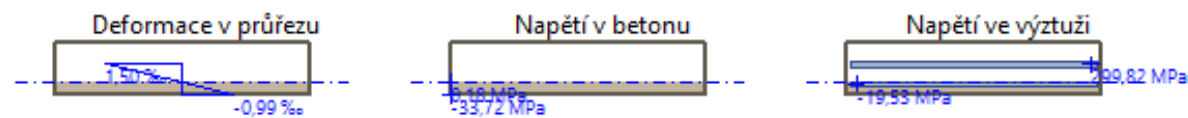
$I_y = 142,10^6 \text{ mm}^4$; $I_z = 6,83,10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = 279,10^6 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$

Vnitřní síly po přepočtu vůči těžišti průřezu:

$N = 315 \text{ kN}$; $M_y = -103,1 \text{ kNm}$



Maximální tlakové napětí v betonu $\sigma_c = 33,72 \text{ MPa}$

Prostředí: X0 \Rightarrow Posouzení napětí betonu v tlaku není potřeba

Maximální tahové napětí v betonu $\sigma_{c,max} = 13,92 \text{ MPa}$

Maximální tlakové napětí ve výztuži $\sigma_{s,min} = 19,53 \text{ MPa}$

Maximální tahové napětí ve výztuži $\sigma_{s,max} = 299,82 \text{ MPa}$

Omezení tahového napětí ve výztuži $k_3 \times f_{yk} = 400,00 \text{ MPa}$

Výška tlačené části průřezu $h = 46,6 \text{ mm}$

Využití průřezu: 75,0 %

Posouzení průřezu na mezní stav omezení napětí Vyhovuje



3: **Zat. případ 3** - kvazistálá
N=222,00kN; $M_y = -66,10\text{kNm}$

Podrobné posouzení - Omezení šířky trhlin: Zat. případ 3

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 5,882$

Průřezová plocha: $A = 234,10^3\text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500\text{ mm}$; $z_t = 98,69\text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

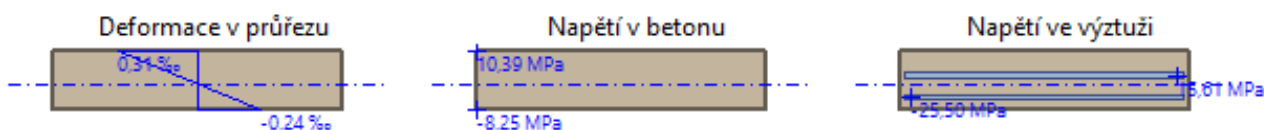
$I_y = 713,10^6\text{ mm}^4$; $I_z = 19,6,10^9\text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = 7,59,10^6\text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0\text{ mm}^4$

Vnitřní síly po přepočtu vůči těžišti průřezu:

N = 222 kN; $M_y = -66,39\text{ kNm}$



Průřez s vyloučením tahu v betonu

Průřezová plocha: $A = 81\,316\text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500\text{ mm}$; $z_t = 51,94\text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

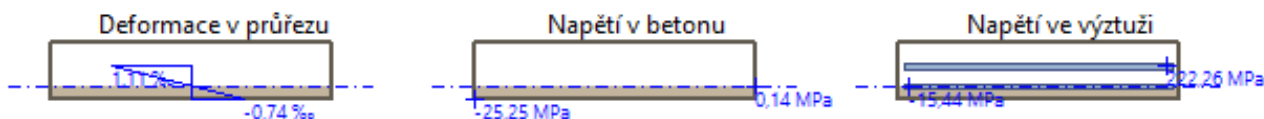
$I_y = 142,10^6\text{ mm}^4$; $I_z = 6,85,10^9\text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = 279,10^6\text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0\text{ mm}^4$

Vnitřní síly po přepočtu vůči těžišti průřezu:

N = 222 kN; $M_y = -76,77\text{ kNm}$



Trhliny jsou počítány pouze při horním/spodním povrchu průřezu.

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0,0038 / 0,1 = 0,038$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 200,10^3 / 34\,000 = 5,882$$

$$\varepsilon_s - \varepsilon_{cm} = \max(0,6 \times \sigma_s / E_s; [\sigma_s - k_t \times f_{ctm} / \rho_{p,eff} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})] / E_s) = \max(0,6 \times 222,3 / 200,10^3; [222,3 - 0,4 \times 3,2 / 0,038 \times (1 + 5,882 \times 0,038)] / 200,10^3) = \max(0,000667; 0,000905) = 0,000905$$

$$k_3 = \min(3,4 \times (25 / c)^{0,667}; 3,4) = \min(3,4 \times (25 / 72)^{0,667}; 3,4) = \min(1,68; 3,4) = 1,68$$

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times d / \rho_{p,eff} = 1,68 \times 72 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 22 / 0,038 = 219,3\text{ mm}$$

$$w = \varepsilon_s - \varepsilon_{cm} \times s_{r,max} = 0,000905 \times 219,3 = 0,199\text{ mm}$$

Maximální povolená šířka trhliny: 0,400mm (Prostředí - X0 nebo XC1 - šířka trhliny neovlivňuje trvanlivost)

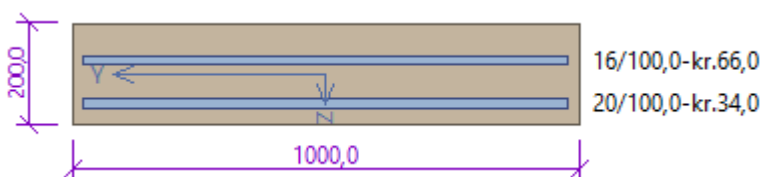
Výška tlačené části průřezu: $h = 46,9\text{ mm}$

Využití průřezu: 49,6 %

Posouzení průřezu na mezní stav omezení šířky trhlin **Vyhovuje**

5.9.1.3 Posouzení příčné výztuže v poli

5.9.1.3.1 Navržená výztuž





5.9.1.3.2 Posouzení navržené výztuže

1: **Zat. případ 1** - základní návrhová
 $N = 70,00 \text{ kN}$; $M_y = 118,40 \text{ kNm}$; $V_z = 89,00 \text{ kN}$

Podrobné posouzení TAH A OHYB: Zat. případ 1

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = A_{s,t} / (b_t \times d) = 3\,142 / (1\,000 \times 156) = 0,0201$$

$$\rho_s = A_s / A_c = 5\,152 / 200,10^3 = 0,0258$$

$$\rho_{s,\min} = \max(0,26 \times f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013) = \max(0,26 \times 3,2 / 500; 0,0013) = \max(0,00166; 0,0013) = 0,00166$$

$$\rho_{s,t,CSN} = A_{s,t} / A_c = 3\,142 / 200,10^3 = 0,0157$$

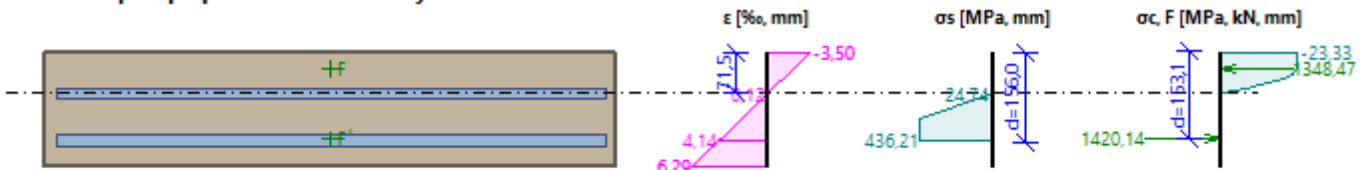
$$\rho_{s,\min,CSN} = \max(0,0018 \times f_{yk} / 500; 0,0014) = \max(0,0018 \times 500 / 500; 0,0014) = \max(0,0018; 0,0014) = 0,0018$$

$$\rho_{s,t} = 0,0201 \geq \rho_{s,\min} = 0,00166$$

$$\rho_{s,t,CSN} = 0,0157 \geq \rho_{s,\min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0258 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu:	-3,50 ‰
Největší deformace v betonu:	6,29 ‰
Nejmenší deformace ve výztuži:	0,12 ‰
Největší deformace ve výztuži:	4,14 ‰
Směr neutrálné osy:	360,00 °
Výška tlačené části průřezu:	$x = 71,5 \text{ mm}$
Efektivní výška průřezu:	$d = 156,0 \text{ mm}$

$$\xi = 0,46 \leq \xi_{\max} = 0,58 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$N_{Ed} = 70,00 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 2400,56 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = 118,40 \leq M_{Rdy} = 170,26 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tah a ohyb Vyhovuje

Využití: 69,2 %

Podrobné posouzení SMYK: Zat. případ 1

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$$\rho_w = A_{sw} / b_w / s = 392,7 / 1\,000 / 100 = 0,00393$$

$$\rho_{w,\min} = 80 \times \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 80 \times \sqrt{35} / 500 = 0,000947$$

$$\rho_{w,\min} = 0,000947 \leq \rho_w = 0,00393 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků} \quad s_{l,\max} = 117,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmínků} \quad s_{t,\max} = 234,0 \text{ mm}$$

Použit model náhradní příhradoviny

Šklon tlačené diagonály: $\theta = 45^\circ$

Únosnost betonu

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = \min(1 + \sqrt{(200 / d)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200 / 156)}; 2) = \min(2,132; 2) = 2$$

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d); 0,02) = \min(3\,142 / (1\,000 \times 156); 0,02) = \min(0,0201; 0,02) = 0,02$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 2^{1,5} \times \sqrt{35} = 0,586 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \min(-N_{Ed} / A_c; 0,2 \times f_{cd}) = \min(-70 / 200,10^3; 0,2 \times 23,33) = \min(-0,35; 4,667) = -0,35 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdc} = (\max(C_{Rd,c} \times k \times 3\sqrt{(100 \times \rho_l \times f_{ck})}; v_{\min}) + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = (\max(0,12 \times 2 \times 3\sqrt{(100 \times 0,02 \times 35)}; 0,586) + 0,15 \times (-0,35)) \times 1\,000 \times 156 = 146,1 \text{ kN}$$



Únosnost smykové výztuže

$$V_{Rds} = A_{sw} / s \times z \times f_{yd} \times \cot \theta = 392,7 / 100 \times 126 \times 434,8 \times 1 = 215,2 \text{ kN}$$

Únosnost tlakové diagonály

$$v_1 = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 35 / 250) = 0,516$$

$$V_{Rdmax} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \times 1\,000 \times 126 \times 0,516 \times 23,33 / (1 + 1) = 758,7 \text{ kN}$$

Výsledná únosnost

$$V_{Rd} = \max(V_{Rdc}; \min(V_{Rdmax}; V_{Rds})) = \max(146,1; \min(758,7; 215,2)) = \max(146,1; 215,2) = 215,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 89 \text{ kN} \leq V_{Rdc} = 146,1 \text{ kN} \Rightarrow \text{Pouze konstrukční smyková výztuž.}$$

Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje

Využití: 41,4 %

2: Zat. případ 2 - charakteristická

$N=46,00\text{kN}$; $M_y=87,20\text{kNm}$

Podrobné posouzení - Omezení napětí: Zat. případ 2

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 5,882$

Průřezová plocha: $A = 230 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 96,84 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

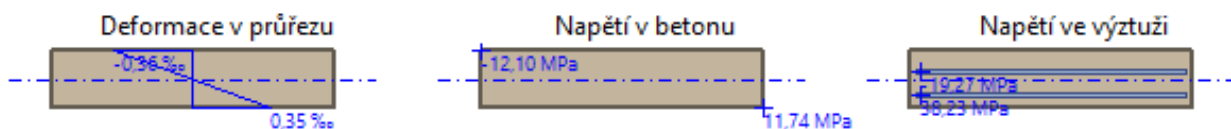
$I_y = 730 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$; $I_z = 19,3 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = 16,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$

Vnitřní síly po přepočtu vůči těžišti průřezu:

$N = 46 \text{ kN}$; $M_y = 87,05 \text{ kNm}$



Průřez s vyloučením tahu v betonu

Průřezová plocha: $A = 90\,666 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 138,5 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

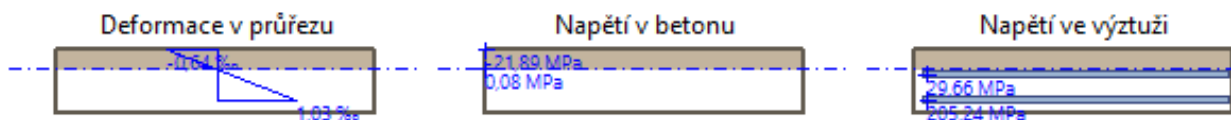
$I_y = 244 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$; $I_z = 7,65 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = -198 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$

Vnitřní síly po přepočtu vůči těžišti průřezu:

$N = 46 \text{ kN}$; $M_y = 88,97 \text{ kNm}$



Maximální tlakové napětí v betonu

$$\sigma_c = 21,89 \text{ MPa}$$

Prostředí: X0 \Rightarrow Posouzení napětí betonu v tlaku není potřeba

Maximální tahové napětí v betonu $\sigma_{c,max} = 11,74 \text{ MPa}$

Maximální tlakové napětí ve výztuži $\sigma_{s,min} = -29,66 \text{ MPa}$ (výztuž je tažená)

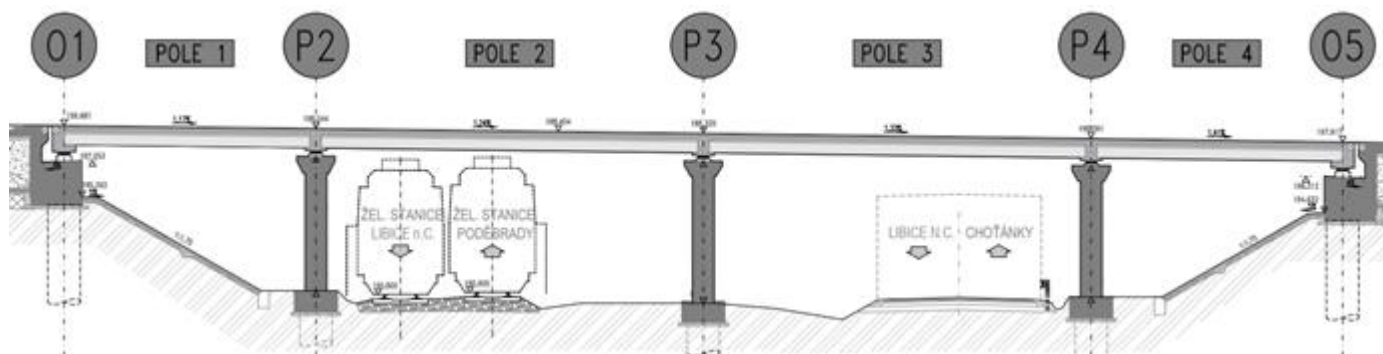
Maximální tahové napětí ve výztuži $\sigma_{s,max} = 205,24 \text{ MPa}$

Omezení tahového napětí ve výztuži $k_3 \times f_{yk} = 400,00 \text{ MPa}$

Výška tlačené části průřezu $h = 60,1 \text{ mm}$

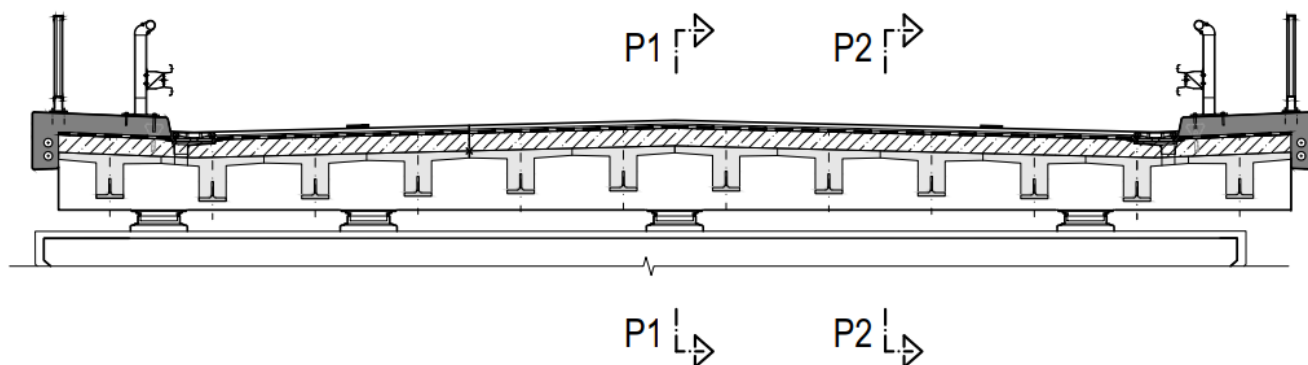
Využití průřezu: 51,3 %

Posouzení průřezu na mezní stav omezení napětí Vyhovuje



Obr. 15 Schéma podélného rozvržení mostu

5.9.2 Posouzení příčnicku na ose P3



Obr. 16 Schéma řezu v ose P3

5.9.2.1 Vnitřní síly

	Zatížení		G_{m1}	G_{m2}	G - vozovka	G - římsy	R	S
P1	N_x	kN	49,6	0,0	30,0	-89,3	32,1	117,8
	M_y	kNm	-497,7	0,0	-66,3	-95,0	-56,7	-34,8
	V_z	kN	318,1	0,0	63,4	-35,0	39,0	-49,8
P2	N_x	kN	-75,5	0,0	18,3	-142,7	11,3	50,0
	M_y	kNm	54,2	0,0	48,3	-194,2	9,2	-44,6
	V_z	kN	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	Zatížení		LM1 TS	LM1 UDL	LM3	LM4	CH	B	W	T_r	T_{r+}	T_{nt+}	T_n
P1	N_x	kN	190,4	79,4	501,4	66,8	-38,1	7,8	-4,6	5,7	10,3	1064,0	-566,6
	M_y	kNm	-205,3	-199,7	-308,1	-147,9	-44,3	-0,6	0,0	13,7	-12,7	835,2	-445,4
	V_z	kN	260,1	194,1	634,3	89,7	18,0	0,6	-0,3	3,2	0,8	-100,0	99,4
P2	N_x	kN	154,1	59,8	433,0	10,2	-45,2	1,9	1,7	14,1	2,5	750,0	-526,4
	M_y	kNm	287,3	179,8	735,2	108,0	0,4	0,9	1,2	13,6	-9,6	487,8	-163,1
	V_z	kN	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0



5.9.2.2 Průřez P1

5.9.2.2.1 Posouzení ohybové únosnosti průřezu

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]	800		
šířka desky	b	[mm]	900		
krytí	c	[mm]	50		
	d_s [mm]	s [mm]	n_s	x_i [mm]	A [mm ²]
1 VRSTVA	28	100	9,00	720	5541,8
2 VRSTVA	22	100	9,00	647	3421,2
3 VRSTVA					
4 VRSTVA					
5 VRSTVA					
návrhový ohybový moment	m_{Ed}	[kNm/m]	1850		
	$A_{s,req}$	mm ² /m	6849,3		
plocha výztuže	A_s	mm ² /m	8963,0		
	x	[mm]	232,0		
	$\xi_{bal,1}$	[-]	0,617		
účinná výška průřezu	d	[mm]	692,1356467		
	ξ	[-]	0,335		
návrhový moment únosnosti	m_{Rd}	[kNm/m]	2335,6		
využití		[%]	79,2%		

→ POSOUZENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI VYHOVUJE

5.9.2.2.2 Posouzení smykové únosnosti

- Smyková únosnost betonu

součinitel ...	$C_{Rd,c}$	[-]	0,12
součinitel výšky průřezu	k	[-]	1,538
stupeň vyztužení	ρ_1	[-]	0,01245
	v_{min}		0,395
	min V_{rc}		245,91
smyková únosnost betonu	$V_{Rd,c}$	[kN/m]	404,43
návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN/m]	1285
využití		[%]	317,7%

- Smyková únosnost výztuže



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
tloušťka desky	h	[mm]	800
šířka desky	b	[mm]	900
krytí	c	[mm]	50
průměr prutu	ϕ	[mm]	16
rozteč výztuže	s	[mm]	150
střížnost třmínku			4
plocha třmínku	A_{sw}	[mm ²]	804,2477193
rameno sil	z	[mm]	622,922082
	$\cot\theta$	[-]	1,3
smyková únosnost spon	$V_{Rd,s}$	[kN]	1887,8
součinitel zmenšení pevnosti v tlaku	v	[-]	0,5
omezená smyková únosnost betonu	$V_{Rd,max}$	[kN]	3262,1
$\min(V_{Rd,max}; V_{Rd,s})$	V_{Rd}	[kN]	1887,8
posouvající síla od zatížení	V_{Ed}	[kN]	1285,0
využití		[%]	68,1%

→ POSOUZENÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE VYHOVUJE.



5.9.2.2.3 Posouzení šířky trhlin

kvazi-stálý ohybový moment	m_{Ek}	[kNm/m]	1207
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]	772723
	a_c	[mm]	429,3
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	a_{gi}	[mm]	447,2
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	4,18E+10
ohybový moment při vzniku trhliny	$M_{cr,it}$	[kNm/m]	379,1
trhliny			ano
vzdálenost NO od tlačeního kraje	x	[mm]	232,1
moment setrvačnosti	I_{lr}	[mm ⁴]	1,49E+10
napětí ve výztuži	σ_a	[MPa]	232,3
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]	200,0
	h_{c2}	[mm]	189,3
	h_{c3}	[mm]	400,0
	$h_{c,eff}$		189,3
	$\rho_{p,eff}$		0,0526
šířka trhlin	w_k	[mm]	0,261
limitní šířka trhlin	w_{lim}	[mm]	0,3
využití		[%]	87%

→ POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN PRŮŘEZU VYHOVUJE



5.9.2.2.4 Posouzení omezení napětí v betonu a ve výztuži

Průřez bez trhliny

Normálová síla	N	[kN]	31,3
charakteristický ohybový moment	M_{kdi}	[kNm]	1430,0
plocha prutu	A_s	[mm ² /m]	8963,0
pracovní součinitel	α_e	[-]	5,882352941
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	772723,3167
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	x_i	[mm]	416,7381809
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	41920669907
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	3,2
Napětí horních vláken betonu	σ_{c2}	[MPa]	14,26
Napětí dolních vláken betonu	σ_{c1}	[MPa]	-13,03
$\max(\sigma_{c1}; \sigma_{c2})$			14,3
trhlina $\rightarrow \max(\sigma_{c1}; \sigma_{c2}) \geq f_{ctm}$; zároveň $\sigma_{ci} > 0$			ano

Průřez s trhlinou

vzd. težiště průř. s trhlinou od horního okraje	x_{ir}	[mm]	215,3301235
rameno vnitřních sil	z	[mm]	620,3589388
moment setr. Ideál. průřezu s trhlinou k těžišť. ose	I_{ir}	[mm]	14981571280
plocha tlačené části betonu s trhlinou	A_{cc}	[mm ²]	193797,1112
plocha ideálního průřezu s trhlinou	A_{ir}	[mm ²]	246520,4279
charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	35
charakteristická pevnost oceli	f_{yk}	[MPa]	500
Napětí vláken betonu	σ_{cc}	[MPa]	20,59389604
Napětí oceli	σ_s	[MPa]	267,7139665
$ \sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$			vyhovuje
$ \sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk}$			vyhovuje
		[%]	98%

→ POSOUZENÍ OMEZENÍ NAPĚTÍ VYHOVUJE.



5.9.2.3 Průřez P2

5.9.2.3.1 Posouzení ohybové únosnosti

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]	1140		
šířka desky	b	[mm]	1080		
krytí	c	[mm]	50		
	d_s [mm]	s [mm]	n_s	x_i [mm]	A [mm ²]
1 VRSTVA	22		8,00	1067	3041,1
2 VRSTVA					
3 VRSTVA					
4 VRSTVA					
5 VRSTVA					
návrhový ohybový moment	m_{Ed}	[kNm/m]	892		
	$A_{s,req}$	[mm ² /m]	1953,6		
plocha výztuže	A_s	[mm ² /m]	3041,1		
	x	[mm]	65,6		
	$\xi_{bal,1}$	[-]	0,617		
účinná výška průřezu	d	[mm]	1067		
	ξ	[-]	0,061		
návrhový moment únosnosti	m_{Rd}	[kNm/m]	1376,1		
využití		[%]	64,8%		

→ POSOUZENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI VYHOVUJE



5.9.2.3.2 Posouzení šířky trhlin

kvazi-stálý ohybový moment	m_{Ek}	[kNm/m]	410
modul pružnosti betonu	E_{cm}	[GPa]	32
pracovní součinitel	α_e	[-]	6,250
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	2,9
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	758485
	a_c	[mm]	421,4
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	a_{gi}	[mm]	436,5
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	4,17E+10
ohybový moment při vzniku trhliny	$M_{cr,it}$	[kNm/m]	332,4
trhliny			ano
vzdálenost NO od tlačeného kraje	x	[mm]	209,0
moment setrvačnosti	I_r	[mm ⁴]	1,28E+10
napětí ve výztuži	σ_a	[MPa]	102,4
součinitel soudržnosti	k_1	[-]	0,8
součinitel rozdělení poměrného přtvore	k_2	[-]	0,5
	k_3	[-]	3,4
	k_4	[-]	0,425
součinitel doby trvání zatížení	k_t	[-]	0,4
	h_{c1}	[mm]	200,0
	h_{c2}	[mm]	197,0
	h_{c3}	[mm]	400,0
	$h_{c,eff}$		197,0
	$\rho_{p,eff}$		0,0347
šířka trhlin	w_k	[mm]	0,095
limitní šířka trhlin	w_{lim}	[mm]	0,3
využití		[%]	32%

→ POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN PRŮŘEZU VYHOVUJE



5.9.2.3.3 Posouzení omezení napětí v betonu

Průřez bez trhliny

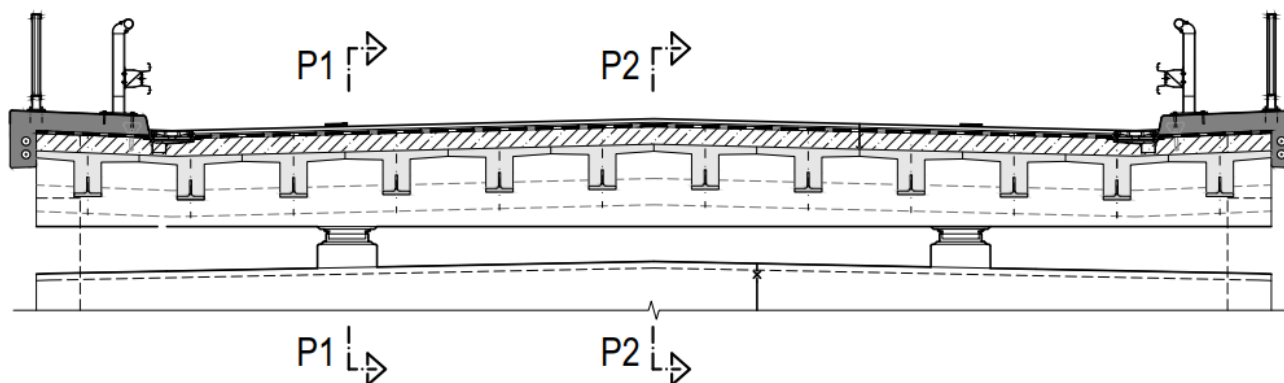
Normálová síla	N	[kN]	750,0
charakteristický ohybový moment	M_{kdi}	[kNm]	900,0
plocha prutu	A_s	[mm ² /m]	6157,5
pracovní součinitel	α_e	[-]	6,25
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	758484,5
vzd. težiště ideálního průř. od horního okra	x_i	[mm]	413,7502
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	4,16E+10
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	2,9
Napětí horních vláken betonu	σ_{c2}	[MPa]	-7,97
Napětí dolních vláken betonu	σ_{c1}	[MPa]	9,35
$\max(\sigma_{c1}; \sigma_{c1})$			9,4
trhlina $\rightarrow \max(\sigma_{c1}; \sigma_{c2}) \geq f_{ctm}$; zároveň $\sigma_{ci} > 0$			ano

Průřez s trhlinou

vzd. težiště průř. s trhlinou od horního okra	x_{ir}	[mm]	194,3274
rameno vnitřních sil	z	[mm]	655,2242
moment setr. Ideál. průřezu s trhlinou k težišti	I_r	[mm]	1,28E+10
plocha tlačené části betonu s trhlinou	A_{cc}	[mm ²]	174894,7
plocha ideálního průřezu s trhlinou	A_{ir}	[mm ²]	213379,2
charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	30
charakteristická pevnost oceli	f_{yk}	[MPa]	500
Napětí vláken betonu	σ_{cc}	[MPa]	14,61412
Napětí oceli	σ_s	[MPa]	230,3603
$ \sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$			vyhovuje
$ \sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk}$			vyhovuje
		[%]	81%

→ POSOUZENÍ OMEZENÍ NAPĚTÍ VYHOVUJE.

5.9.3 Posouzení příčnicku na ose O1



Obr. 17 Schéma řezu v ose O1



5.9.3.1 Vnitřní síly

	Zatížení		G _{m1}	G _{m2}	G - vozovka	G - římsy	R	S
P1	N _x	kN	173,7	0,0	15,4	38,0	11,4	-14,9
	M _y	kNm	-231,9	0,0	-8,6	-108,5	-5,3	90,7
	V _z	kN	187,5	0,0	26,0	-6,1	36,6	-60,0
P2	N _x	kN	-79,0	0,0	-7,8	-10,5	12,7	201,1
	M _y	kNm	19,0	0,0	23,1	-105,7	3,7	19,8
	V _z	kN	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	Zatížení		LM1 TS	LM1 UDL	LM3	LM4	CH	B	W	T _{r-}	T _{r+}	T _{n+}	T _{n-}
P1	N _x	kN	186,3	9,2	94,0	34,3	23,2	56,0	0,2	109,6	-101,5	934,0	-444,0
	M _y	kNm	-110,0	-45,2	-90,4	-19,1	-53,1	-11,9	-1,2	-55,1	7,5	-162,1	86,0
	V _z	kN	216,9	100,0	494,1	46,1	3,3	14,4	3,1	30,9	27,5	6,4	-4,9
P2	N _x	kN	33,1	97,6	591,4	-17,4	3,6	8,5	3,7	-48,3	46,3	1255,1	-700,0
	M _y	kNm	320,5	96,0	634,6	51,5	4,3	3,3	6,0	11,0	8,2	-152,0	83,0
	V _z	kN	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

5.9.3.2 Průřez P1

5.9.3.2.1 Posouzení ohybové únosnosti

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]	1140
šířka desky	b	[mm]	780
krytí	c	[mm]	50

	d _s [mm]	s [mm]	n _s	x _i [mm]	A [mm ²]
1 VRSTVA	22		7,00	1063	2660,9
2 VRSTVA					
3 VRSTVA					
4 VRSTVA					
5 VRSTVA					



návrhový ohybový moment	m_{Ed}	[kNm/m]	658
	$A_{s,req}$	mm ² /m	1447,2
plocha výztuže	A_s	mm ² /m	2660,9
	x	[mm]	79,5
	$\xi_{bal,1}$	[-]	0,617
	d	[mm]	1063
účinná výška průřezu	ξ	[-]	0,075
	m_{Rd}	[kNm/m]	1193,0
návrhový moment únosnosti			
využití		[%]	55,2%

→ POSOUZENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI VYHOVUJE

5.9.3.2.2 Posouzení smykové únosnosti

- Smyková únosnost betonu

součinitel ...	$C_{Rd,c}$	[-]	0,12
součinitel výšky průřezu	k	[-]	1,434
stupeň vyztužení	ρ_1	[-]	0,00299
	v_{min}		0,355
	min V_{rc}		294,74
smyková únosnost betonu	$V_{Rd,c}$	[kN/m]	312,12
návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN/m]	860
využití		[%]	275,5%

- Smyková únosnost výztuže

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
tloušťka desky	h	[mm]	1140
šířka desky	b	[mm]	780
krytí	c	[mm]	50
průměr prutu	ϕ	[mm]	16
rozteč výztuže	s	[mm]	150
střížnost třmínku			4
plocha třmínku	A_{sw}	[mm ²]	804,2477193
rameno sil	z	[mm]	956,7
	cot0	[-]	1,2
smyková únosnost spon	$V_{Rd,s}$	[kN]	2676,3
součinitel zmenšení pevnosti v tlaku	v	[-]	0,5
omezená smyková únosnost betonu	$V_{Rd,max}$	[kN]	4418,6
min($V_{Rd,max}; V_{Rd,s}$)	V_{Rd}	[kN]	2676,3
posouvající síla od zatížení	V_{Ed}	[kN]	860,0
využití		[%]	32,1%

→ POSOUZENÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE VYHOVUJE.



5.9.3.2.3 Posouzení šířky trhlin

kvazi-stálý ohybový moment	m_{Ek}	[kNm/m]	344,6
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]	904853
	a_c	[mm]	580,0
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	a_{gi}	[mm]	588,4
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	9,99E+10
ohybový moment při vzniku trhliny	$M_{cr,it}$	[kNm/m]	579,5
trhliny			bez trhlin

→ POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN PRŮŘEZU VYHOVUJE



5.9.3.2.4 Posouzení omezení napětí v betonu a ve výztuži

Průřez bez trhliny

Normálová síla	N	[kN]	979,4
charakteristický ohybový moment	M_{kdi}	[kNm]	515,9
plocha prutu	A_s	mm ² /m	2660,9
pracovní součinitel	α_e	[-]	5,882352941
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	904852,5234
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	x_i	[mm]	577,0992194
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	99412484554
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	3,2
Napětí horních vláken betonu	σ_{c2}	[MPa]	4,08
Napětí dolních vláken betonu	σ_{c1}	[MPa]	-1,84
$\max(\sigma_{c1}; \sigma_{c2})$			4,1
trhlina $\rightarrow \max(\sigma_{c1}; \sigma_{c2}) \geq f_{ctm}$; zároveň $\sigma_{ci} > 0$			ano

Průřez s trhlinou

vzd. težiště průř. s trhlinou od horního okraje	x_{ir}	[mm]	172,2563682
rameno vnitřních sil	z	[mm]	1005,581211
moment setr. Ideál. průřezu s trhlinou k težišť. ose	I_{ir}	[mm]	13748012261
plocha tlačené části betonu s trhlinou	A_{cc}	[mm ²]	134359,9672
plocha ideálního průřezu s trhlinou	A_{ir}	[mm ²]	150012,4906
charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	35
charakteristická pevnost oceli	f_{yk}	[MPa]	500
Napětí vláken betonu	σ_{cc}	[MPa]	7,546379717
Napětí oceli	σ_s	[MPa]	196,6207832
$ \sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$			vyhovuje
$ \sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk}$			vyhovuje
		[%]	49%

→ POSOUZENÍ OMEZENÍ NAPĚTÍ VYHOVUJE.



5.9.3.3 Průřez P2

5.9.3.3.1 Posouzení ohybové únosnosti

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]	1140		
šířka desky	b	[mm]	1080		
krytí	c	[mm]	50		
	d_s [mm]	s [mm]	n_s	x_i [mm]	A [mm ²]
1 VRSTVA	20		10,00	1068	3141,6
2 VRSTVA					
3 VRSTVA					
4 VRSTVA					
5 VRSTVA					
návrhový ohybový moment	m_{Ed}	[kNm/m]	892		
	$A_{s,req}$	[mm ² /m]	1951,7		
plocha výztuže	A_s	[mm ² /m]	3141,6		
	x	[mm]	67,8		
	$\xi_{bal,1}$	[-]	0,617		
účinná výška průřezu	d	[mm]	1068		
	ξ	[-]	0,063		
návrhový moment únosnosti	m_{Rd}	[kNm/m]	1421,8		
využití		[%]	62,7%		

→ POSOUZENÍ OHYBOVÉ ÚNOSNOSTI VYHOVUJE



5.9.3.3.2 Posouzení omezení napětí v betonu a výztuži

Průřez bez trhliny

Normálová síla	N	[kN]	1300,0
charakteristický ohybový moment	M_{kdi}	[kNm]	644,0
plocha prutu	A_s	[mm ² /m]	3141,6
pracovní součinitel	α_e	[-]	5,882353
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	1249680
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	x_i	[mm]	576,1278
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	1,37E+11
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	3,2
Napětí horních vláken betonu	σ_{c2}	[MPa]	-1,67
Napětí dolních vláken betonu	σ_{c1}	[MPa]	3,69
	$\max(\sigma_{c1}; \sigma_{c2})$		3,7
	trhlina $\rightarrow \max(\sigma_{c1}; \sigma_{c2}) \geq f_{ctm}$; zároveň $\sigma_{ci} > 0$		ano

Průřez s trhlinou

vzd. težiště průř. s trhlinou od horního okraje	x_{ir}	[mm]	160,5479
rameno vnitřních sil	z	[mm]	1014,484
moment setr. Ideál. průřezu s trhlinou k těžišť. ose	I_{ir}	[mm]	1,67E+10
plocha tlačené části betonu s trhlinou	A_{cc}	[mm ²]	173391,7
plocha ideálního průřezu s trhlinou	A_{ir}	[mm ²]	191871,6
charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	35
charakteristická pevnost oceli	f_{yk}	[MPa]	500
Napětí vláken betonu	σ_{cc}	[MPa]	7,228697
Napětí oceli	σ_s	[MPa]	205,7552
$ \sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$			vyhovuje
$ \sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk}$			vyhovuje
		[%]	51%

→ POSOUZENÍ OMEZENÍ NAPĚTÍ VYHOVUJE.



6 Posouzení MSP

6.1.1 Omezení napětí

		Začátek životnosti			Konec životnosti			Posudek		
		Stálé+ proměnné	S_{UD}	celkem	Stálé+ proměnné	S_{KZ}	celkem	maximální napětí	$k_i \cdot f_{ik}$	využití
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
P1	σ_{CH}	-10,0	0,0	-10,0	-9,9	0,0	-9,9	-10,0	18,0	55,7%
	$\sigma_{CH,PREFA}$	-11,8	0,0	-11,8	-9,4	0,0	-9,4	-11,8	24,0	49,0%
	$\sigma_{s,H}$	-47,1	0,0	-47,1	-49,4	0,0	-49,4	-49,4	400,0	12,3%
	σ_{aD}	247,6	0,0	247,6	249,1	0,0	249,1	249,1	345,0	72,2%
P2	$\sigma_{s,H}$	170,4	52,7	223,1	170,4	52,9	223,3	223,3	400,0	55,8%
	$\sigma_{C,D}$	-16,8	-2,0	-18,8	-16,4	-1,5	-17,9	-18,8	24,0	78,2%
	σ_{aD}	-136,6	-41,0	-177,6	-137,4	-42,0	-179,4	-179,4	325,0	55,2%

→ **Omezení napětí** v mezním stavu použitelnosti **VYHOVUJE**

6.1.2 Šířka trhlin

Z hlediska napětí ve výztuži:

beton	C35/45
střední hodnota pevnosti betonu v tahu f_{ctm} [MPa]	3,2
největší průměr prutu výztuže Φ_s [mm]	mezní napětí ve výztuži $\sigma_{s,lim}$ [MPa]
40	158
32	181
25	226
20	272
16	317
12	362
10	407

Z hlediska rozteče výztuže:

Tabulka 7.3N – Maximální vzdálenost prutů pro omezení šířky trhliny¹

Napětí ve výztuži ²⁾ [MPa]	Maximální vzdálenost prutů [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

POZNÁMKY jsou vysvětleny v tabulce 7.2N



$\sigma_{s, \max} = 51,1 \text{ MPa}$ při $d_s = 25 \text{ mm}$ a osové vzdálenosti $s = 125 \text{ mm}$

→ $\sigma_{s, \max} = 51,1 \text{ MPa} < \sigma_{s, \lim} = 226 \text{ MPa}$

→ $s = 125 \text{ mm} < s_{\lim} = 300 \text{ mm}$

→ POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN VYHOVUJE.

6.1.3 Posouzení průhybů

STÁLÉ ZATÍŽENÍ	průhyb v mm
Vlastní tíha prefa nosníků	18,1
Mokrý beton	21,5
Vozovka	0,8
Mostní vybavení	2,4
Smrštění	3,4
MAX. PRŮHYB	46,2

→ Průhyb od stálého zatížení bude vyrovnán nadvýšením

ROZPĚTÍ	18000
LIMIT PRŮHYBU $L/300$ (mm)	60,0
PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ	průhyb v mm
LM1 - TS	7,2
LM1 - UDL	3,6
LM4 (5 kN/m ²)	1,9
CH (5 kN/m ²)	1,5
LM1+CH (3 kN/m ²)	11,7
LM3 - 1800/200	23,4
MAX. PRŮHYB	23,4

$w_{\max} = 23,4 < w_{\lim} = 60,0$ [mm] → PRŮHYB VYHOVUJE,



7 SPODNÍ STAVBA

Opěry mostu jsou založeny na pilotách o délce cca 12 m. Dřík opěry se přímo navazuje na pilotu bez rozšíření. V rámci posouzení základových konstrukcí byl proveden posudek dříku opěry a piloty.

7.1 Dřík opěry

7.1.1 Posouzení interakčního diagramu

Materiály:

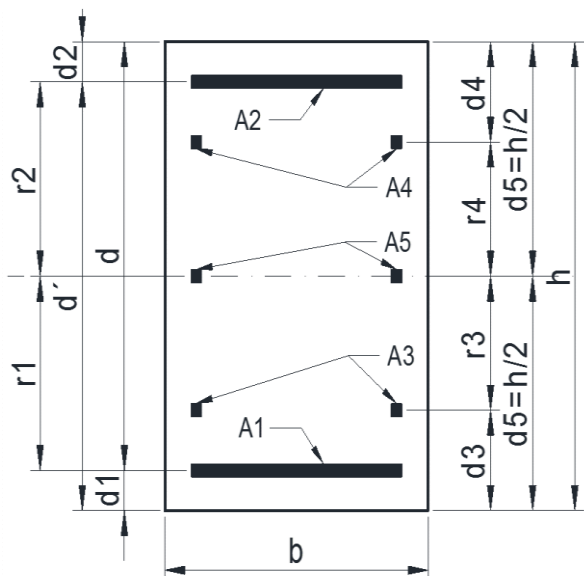
Beton:	<input type="text" value="C30/37"/>	Výztuž:	<input type="text" value="B500B"/>
$f_{ck} = 30$	MPa	$f_{yk} = 500$	MPa
$\gamma_c = 1,5$		$f_{yd} = 434,78$	MPa
$f_{cd} = 20,00$	MPa	$\gamma_s = 1,15$	
$E_{cm} = 32$	GPa	$E_s = 200$	GPa
$f_{ctm} = 2,9$	MPa	$\alpha_e = 6,25$	
$c = 55$	mm	$\epsilon_{yd} = 2,174$	
$\eta = 1,0$			
$\lambda = 0,8$			
$\epsilon_{cd} = 0,0035$			

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

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

Dimenze sloupu

$h =$	<input type="text" value="2390"/>	mm
$b =$	<input type="text" value="1000"/>	mm
$d_1 =$	<input type="text" value="66"/>	mm
$d =$	<input type="text" value="2324"/>	mm
$d_2 =$	<input type="text" value="66"/>	mm
$d' =$	<input type="text" value="2324"/>	mm
$d_3 =$	<input type="text"/>	mm
$d_4 =$	<input type="text"/>	mm
$r_1 =$	<input type="text" value="1129"/>	mm
$r_2 =$	<input type="text" value="1129"/>	mm
$r_3 =$	<input type="text" value="1195"/>	mm
$r_4 =$	<input type="text" value="1195"/>	mm



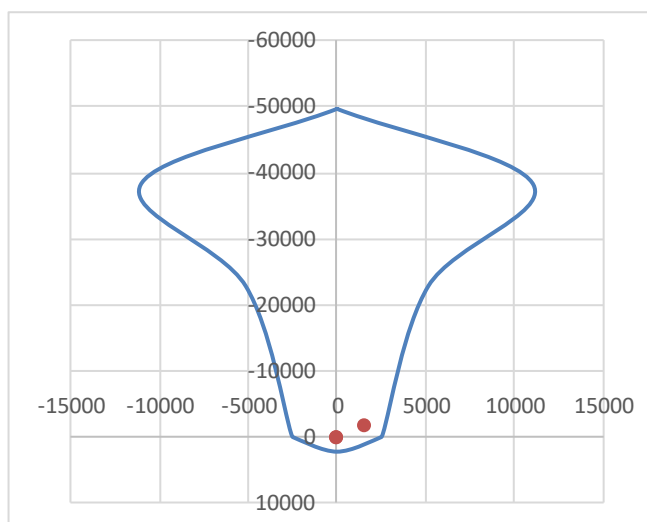
Vyztužení:

třmínek	<input type="text" value="0"/>	mm			
Profil S2	<input type="text" value="22"/>	mm	<input type="text" value="6,7"/>	ks	$A_{s2} = 2547$ m ²
Profil S4	<input type="text" value="0"/>	mm	<input type="text" value="0"/>	ks	$A_{s4} = 0$ m ²
Profil S5	<input type="text" value="0"/>	mm	<input type="text" value="0"/>	ks	$A_{s5} = 0$ m ²
Profil S3	<input type="text" value="0"/>	mm	<input type="text" value="0"/>	ks	$A_{s3} = 0$ m ²
Profil S1	<input type="text" value="22"/>	mm	<input type="text" value="6,7"/>	ks	$A_{s1} = 2547$ m ²
					$A_s = 5094$ m ²



Vnitřní síly M+N

Kombinace	Med	Ned
K1	1538	-1655
K2	0	0
K3	0	0



Posouzení:

→ POSOUZENÍ PRŮŘEZU NA KOMBINACI TLAKU A OHYBU VYHOVUJE.

7.1.2 Posouzení smykové únosnosti

- Smyková únosnost betonu

součinitel ...	$C_{Rd,c}$	[-]	0,12
součinitel výšky průřezu	k	[-]	1,293
stupeň vyztužení	ρ_1	[-]	0,00106
	v_{min}		0,257
	min Vrc		599,28
smyková únosnost betonu	$V_{Rd,c}$	[kN/m]	500,14
návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN/m]	1776
využití		[%]	355,1%

→ Smyková únosnost betonu **NEVYHOVUJE**, je potřeba vyztužení dřívku smykovou výztuží.

- Smyková únosnost spon

průměr spon	$\Phi_{sw,s}$	[mm]	12
rozteč spon - příčný směr	s	[mm]	200
rozteč spon - podélný směr			200
sklon spon	α_s	[°]	90
počet spon na metr	n	[ks]	5,0
plocha výztuže spon	$A_{sw,s}$	[mm ² /m]	565,5
	ρ_w		0,002827
	z	[mm]	2096,1
	$\rho_{w,max}$		0,540
smyková únosnost spon	$V_{Rd,max}$	[kN/m]	6505,1
	$V_{Rd,s}$	[kN/m]	6441,9
	$\min(V_{Rd,max}, V_{Rd,s})$	[kN/m]	6441,94
využití		[%]	27,6%

→ Smyková výztuž **VYHOVUJE**



7.1.3 Posouzení šířky trhlin

charakteristický ohybový moment	m_{Ek}	[kNm/m]	1005
modul pružnosti betonu	E_{cm}	[GPa]	31
pracovní součinitel	α_e	[-]	6,452
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	2,6
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	2406350
	a_c	[mm]	1203,2
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	a_{gi}	[mm]	1210,8
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	1,16E+12
ohybový moment při vzniku trhliny	$M_{cr,it}$	[kNm/m]	2553,8

trhliny

bez trhlin

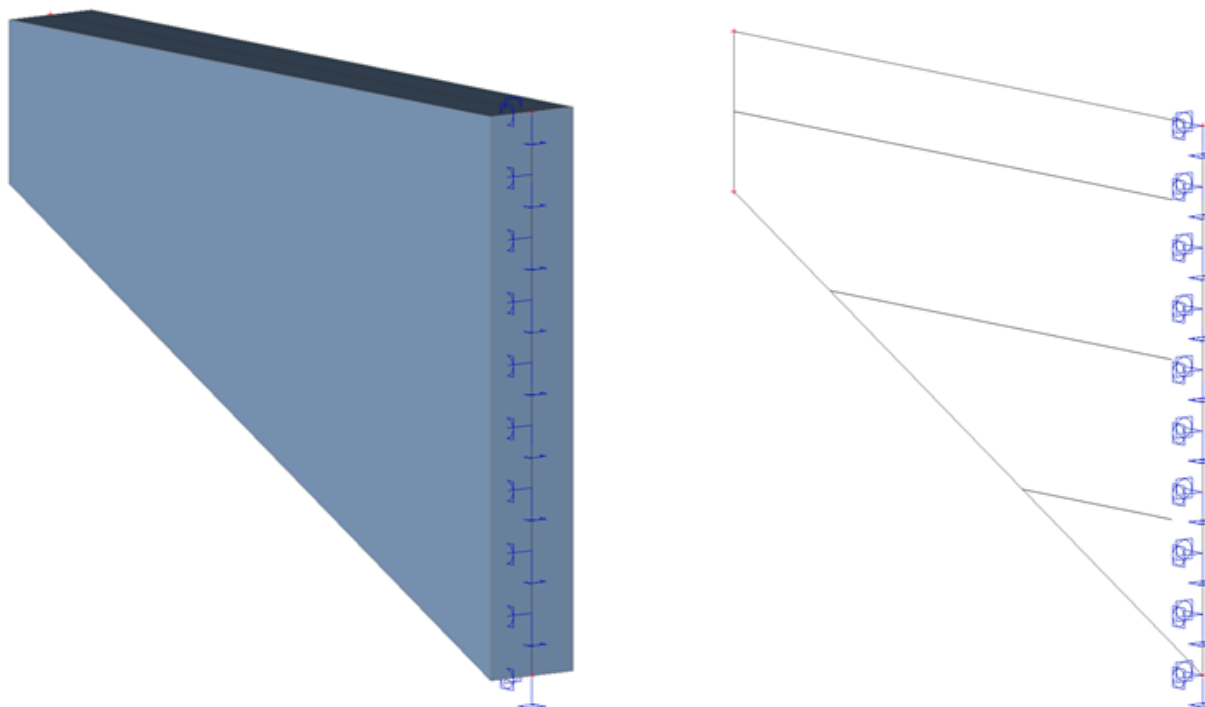
→ V POSUZOVANÉM PRŮŘEZU TRHLINY NEVZNIKAJÍ.



7.2 Křídlo opěry

7.2.1 Výpočetní model

Pro návrh a posouzení křídla byl vypracován samostatný deskostěnový model.



Obr. 18 Model křídla simulující vetknutí do opěry

7.2.2 Zatížení

Zatížení zásypem za opěrou:

$$\sigma_x = \sigma_z \cdot k_r = h \cdot \gamma \cdot (1 - \sin 30) = 2,7 \cdot 20 \cdot (1 - \sin 30) = 27 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení dopravou:

Nápravové síly jsou uvažovány dle ČSN EN 1991-2 ZMĚNA Z4.

Tabulka NA.6 – Půdorysná náhradní plocha

Model zatížení	Druh zatížení	Náhradní plocha
LM1	Dvojnáprava (TS)	$B \times 4,5 \text{ m}$

Náhradní plošné zatížení od nápravových sil:

Pruh č.1: $2 \cdot 300 / (3 \cdot 4,5) = 44,44 \text{ kN/m}^2$

Pruh č.2: $2 \cdot 200 / (3 \cdot 4,5) = 29,63 \text{ kN/m}^2$

Pruh č.3: $2 \cdot 100 / (3 \cdot 4,5) = 14,81 \text{ kN/m}^2$

Celkové plošné zatížení:

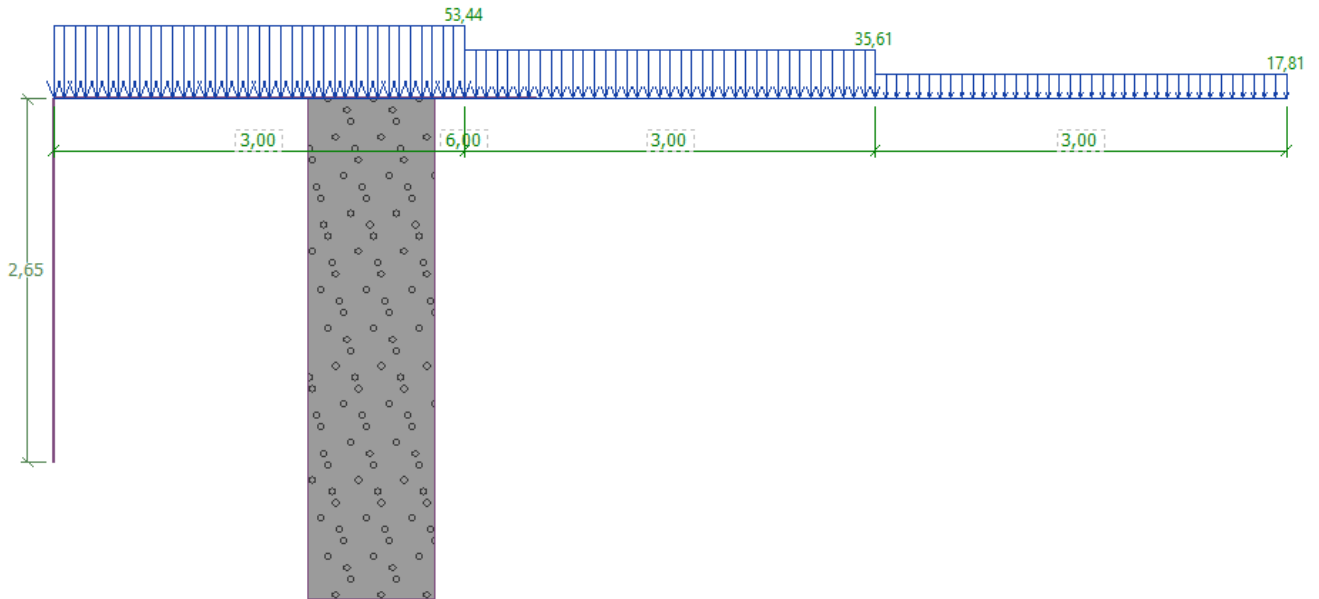
Pruh č.1: $44,44 + 9 = 53,44 \text{ kN/m}^2$

Pruh č.2: $29,63 + 6 = 35,63 \text{ kN/m}^2$

Pruh č.3: $14,81 + 3 = 17,81 \text{ kN/m}^2$



Zemní tlak od zatížení dopravou je spočítán Programem GEO 5 – Zemní tlaky.

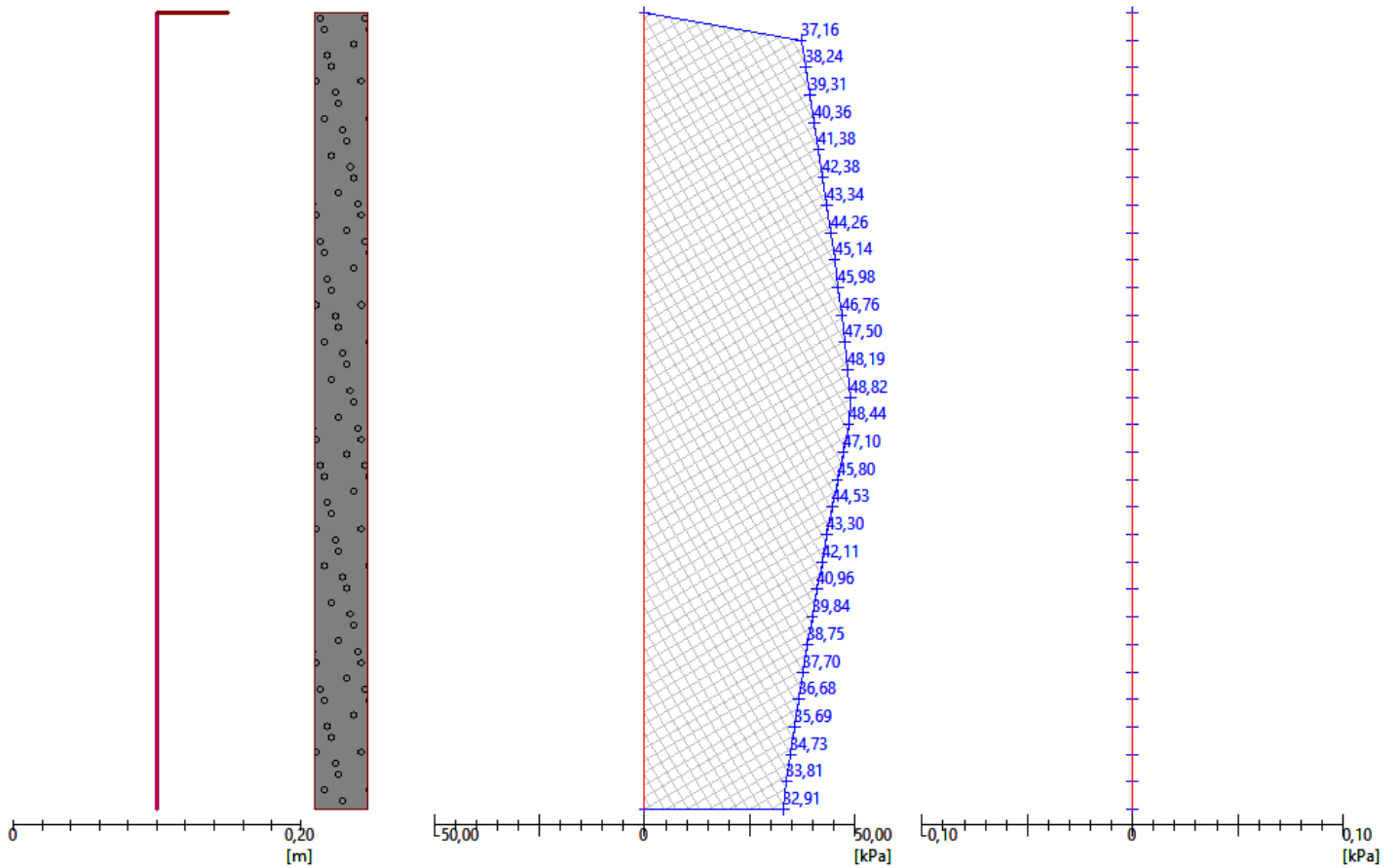


Obr. 19 Uvažované přetížení

Geometrie konstrukce
Délka konstrukce = 2,65 m

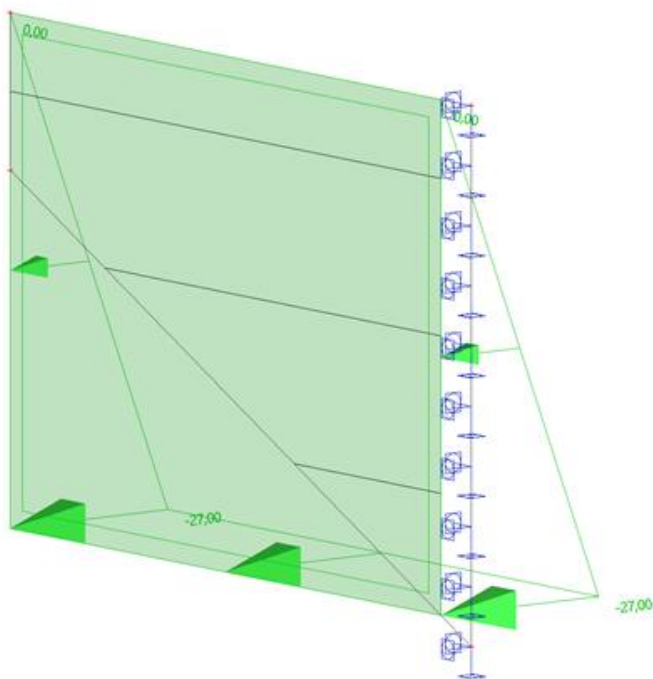
Vodorovná složka
Celková síla = 109,17 kN/m
Hloubka těžiště = 1,32 m

Svislá složka
Celková síla = 0,00 kN/m
Posun. těžiště = 0,00 m

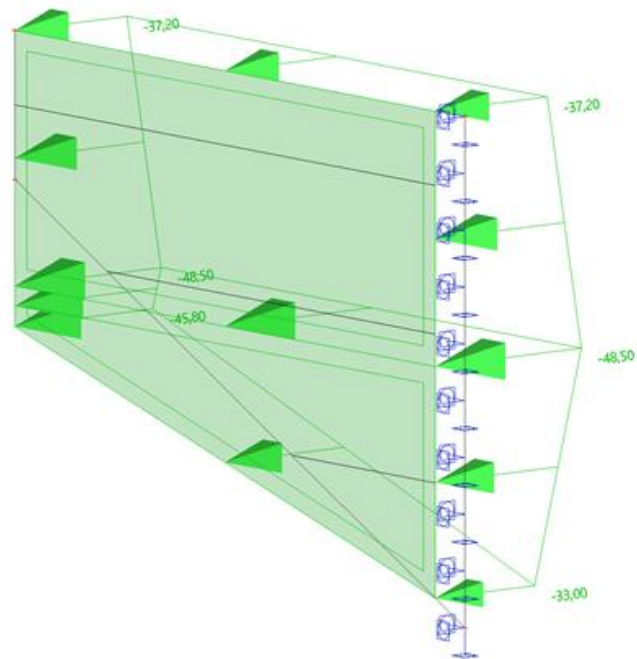


Obr. 20 Vypočítané zatížení – tlak v klidu

Do modelu v programu scia je zatížení zadáno jako plošné zatížení:
Zásyp zeminou vlevo, přetížení terénu dopravou vlevo.



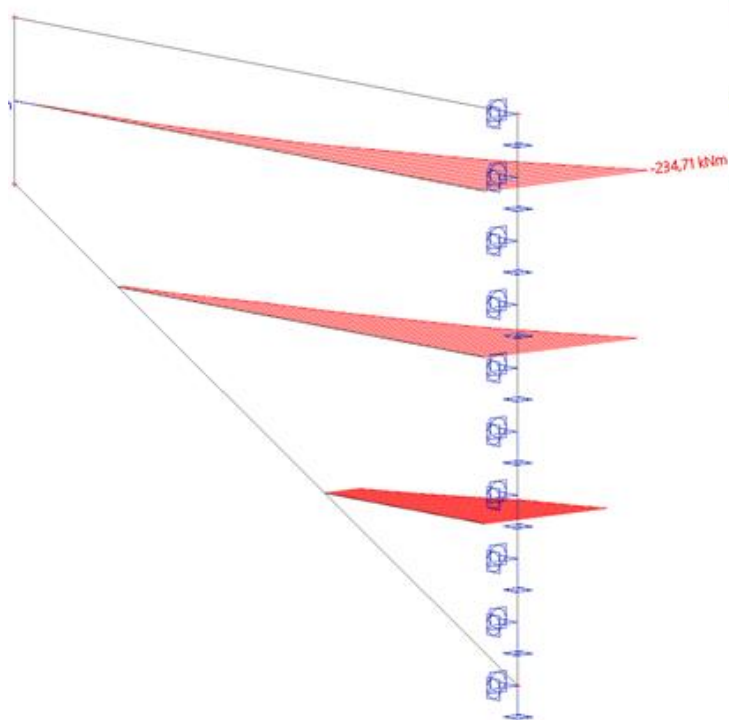
Obr. 21 Zatížení od zeminy



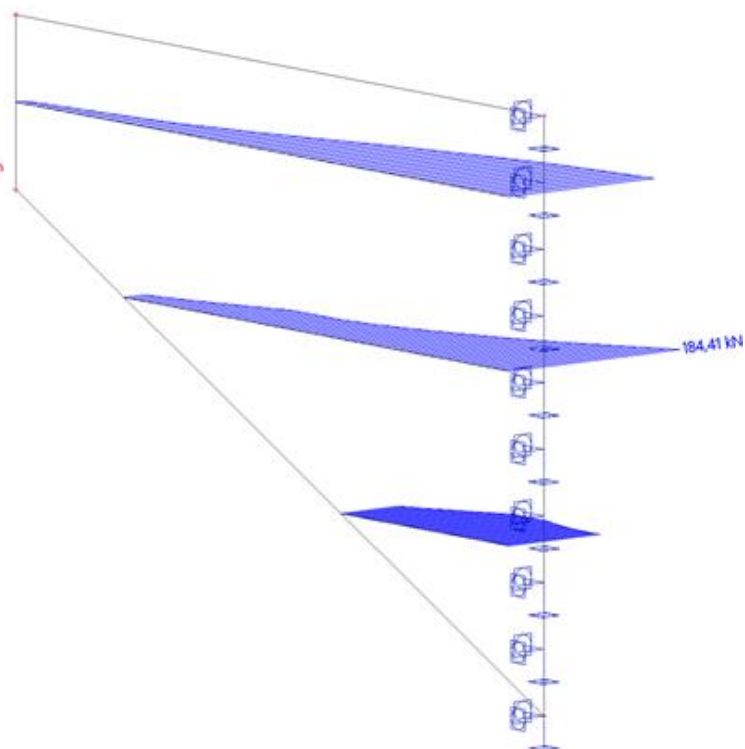
Obr. 22 Zatížení od dopravy

7.2.3 Vnitřní síly

Vnitřní síly od rozhodující kombinace 6.10b:



Obr. 23 Ohybový moment; M_y



Obr. 24 Posouvající síla; V_z



7.2.4 Návrh a posouzení výztuže

7.2.4.1 Posouzení ohybová únosnosti

charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	30
součinitel spolehlivosti pro beton	γ_c	[-]	1,5
návrhová pevnost betonu	f_{cd}	[MPa]	20,0
	λ	[-]	1
		[-]	0,8
charakteristická mez kluzu výztuže	f_{yk}	[MPa]	500
součinitel spolehlivosti pro výztuž	γ_s	[-]	1,15
návrhová mez kluzu výztuže	f_{yd}	[MPa]	434,8
modul pružnosti výztuže	E_s	[GPa]	200
návrhové mezní protažení výztuže	ϵ_{yd}	[-]	2,174
tloušťka desky	h	[mm]	500
zatěžovací šířka desky	b	[mm]	800
krytí	c	[mm]	55
průměr prutu	ϕ	[mm]	22
rozteč výztuže		[mm]	150
počet prutů	n	[ks]	5,33
návrhový ohybový moment	m_{Ed}	[kNm/m]	234,8
	$A_{s,req}$	[mm ² /m]	1297,0
plocha prutu	$A_{s,1}$	[mm ² /m]	380,1
plocha výztuže	A_s	[mm ² /m]	2027,4
	x	[mm]	68,9
	$\xi_{bal,1}$	[-]	0,617
	ξ	[-]	0,159
účinná výška průřezu	d	[mm]	434
návrhový moment únosnosti	m_{Rd}	[kNm/m]	358,3
využití		[%]	65,5%

→ OHYBOVÁ ÚNOSNOST VYHOVUJE

7.2.4.2 Posouzení smykové únosnosti

- Smyková únosnost betonu

součinitel ...	$C_{Rd,c}$	[-]	0,12
součinitel výšky průřezu	k	[-]	1,679
stupeň vyztužení	ρ_1	[-]	0,00507
	v_{min}		0,417
	min V_{rc}		144,79
smyková únosnost betonu	$V_{Rd,c}$	[kN/m]	173,29
návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN/m]	185
využití		[%]	106,8%

→ SMYKOVÁ ÚNOSNOST BETONU NEVYHOVUJE, PRO ZVÝŠENÍ ÚNOSNOSTI BUDE NAVRŽENA SMYKOVÁ VÝZTUŽ.

- Smyková únosnost spon



průměr spon	$\Phi_{sw,s}$	[mm]	8
rozteč spon - příčný směr	s	[mm]	250
rozteč spon - podélný směr			250
sklon spon	α_s	[°]	90
počet spon na metr	n	[ks]	3,2
plocha výztuže spon	$A_{sw,s}$	[mm ² /m]	160,8
	ρ_w		0,000804
	z	[mm]	390,6
	$\rho_{w,max}$		0,528
smyková únosnost spon	$V_{Rd,max}$	[kN/m]	1137,9
	$V_{Rd,s}$	[kN/m]	273,2
	$\min(V_{Rd,max}; V_{Rd,s})$	[kN/m]	273,16
využití		[%]	67,7%

→ SMYKOVÁ ÚNOSNOST SPON **VYHOVUJE**

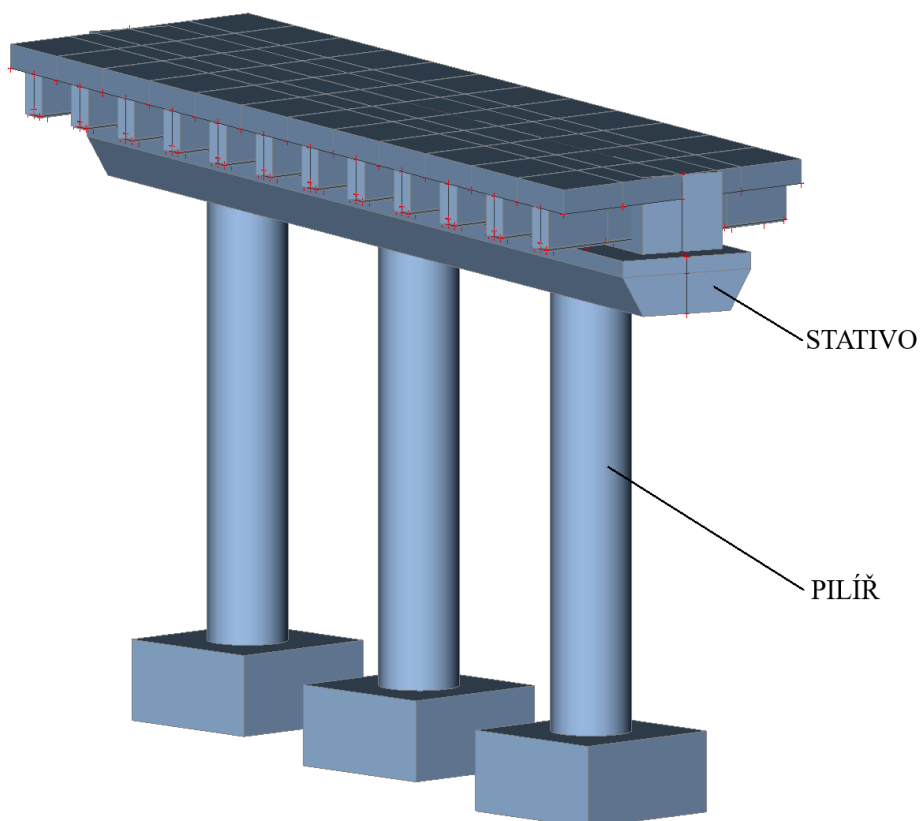
7.2.5 Posouzení šířky trhlin

charakteristický ohybový moment	m_{Ek}	[kNm/m]	200
modul pružnosti betonu	E_{cm}	[GPa]	32
pracovní součinitel	α_e	[-]	6,250
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	2,9
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	415205
	a_c	[mm]	259,5
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	a_{gi}	[mm]	265,9
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	8,78E+09
ohybový moment při vzniku trhliny	$M_{cr,it}$	[kNm/m]	108,8
trhliny			ano
vzdálenost NO od tlačného kraje	x	[mm]	110,8
moment setrvačnosti	I_{ir}	[mm ⁴]	1,95E+09
napětí ve výztuži	σ_a	[MPa]	207,0
součinitel soudržnosti	k_1	[-]	0,8
součinitel rozdělení poměrného přtvorení	k_2	[-]	0,5
	k_3	[-]	2,0
	k_4	[-]	0,425
	k_t	[-]	0,4
součinitel doby trvání zatížení	h_{c1}	[mm]	165,0
	h_{c2}	[mm]	129,7
	h_{c3}	[mm]	250,0
	$h_{c,eff}$		129,7
	$\rho_{p,eff}$		0,0234
šířka trhlin	w_k	[mm]	0,203
limitní šířka trhlin	w_{lim}	[mm]	0,3
využití		[%]	68%

→ OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN **VYHOVUJE**

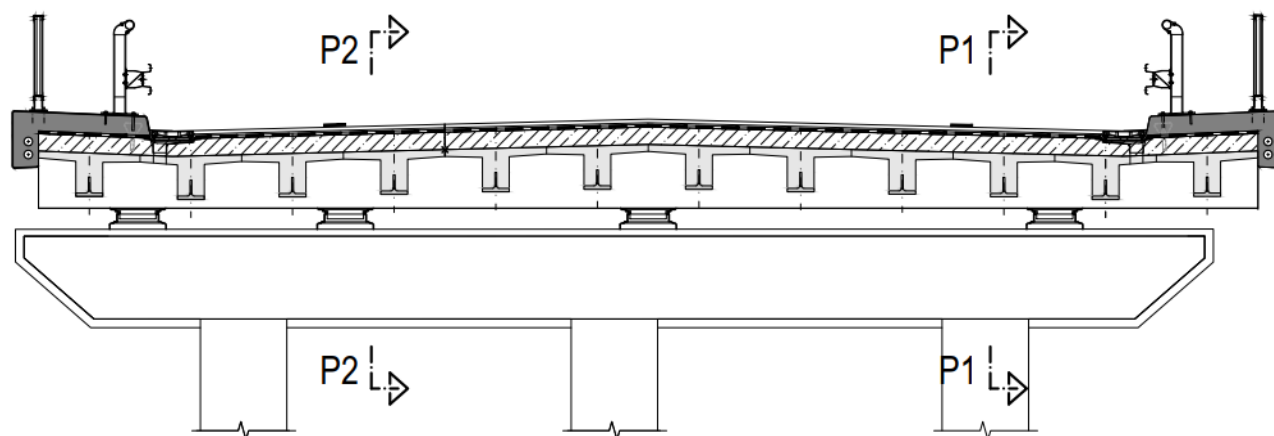
7.3 PILÍŘ SE STATIVEM

Vnitřní síly byly převzaty z výsledků globálního modelu konstrukce.



Obr. 25 Výřez globálního modelu

7.3.1 Posouzení stativa



7.3.1.1 Vnitřní síly

	Zatížení		G_{m1}	G_{m2}	G - vozovka	G - římsy	R	S
P1	N_x	kN	-260,3	0,0	-27,4	-70,9	31,0	1,8
	M_y	kNm	-779,3	0,0	-76,4	-231,7	-60,7	9,0
	V_z	kN	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
P2	N_x	kN	8,0	0,0	0,0	6,3	11,2	1,5
	M_y	kNm	164,4	0,0	32,3	-20,0	12,0	1,3
	V_z	kN	218,9	0,0	16,2	-30,0	6,3	3,0



	Zatížení		LM1 TS	LM1 UDL	LM3	LM4	CH	B	W	T _{r-}	T _{r+}	T _{n+}	T _{n-}
P1	N _x	kN	-120,0	-106,0	-139,0	-81,0	-33,6	0,3	2,1	39,8	-52,3	-33,4	20,7
	M _y	kNm	-345,0	-300,0	-321,7	-170,5	-106,5	-0,9	-0,7	5,5	-9,7	-136,6	74,1
	V _z	kN	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
P2	N _x	kN	1,4	12,4	6,6	8,1	4,1	0,1	-2,2	56,3	-36,9	11,0	-3,1
	M _y	kNm	130,0	105,0	388,4	67,6	-24,5	0,2	0,6	9,7	1,5	-50,0	30,0
	V _z	kN	40,0	50,0	194,0	744,2	27,8	0,3	0,5	-2,9	2,7	-40,0	39,0

7.3.1.2 Průřez P1

7.3.1.2.1 Posouzení ohybové únosnosti

charakteristická pevnost betonu	f _{ck}	[MPa]	20
součinitel spolehlivosti pro beton	γ _c	[-]	1,5
návrhová pevnost betonu	f _{cd}	[MPa]	13,3
	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]	1130
šířka desky	b	[mm]	1600
krytí	c	[mm]	55

	d _s [mm]	s [mm]	n _s	x _i [mm]	A [mm ²]
1 VRSTVA	28	100	16,00	1036	9852,0
2 VRSTVA					
3 VRSTVA					
4 VRSTVA					
5 VRSTVA					

návrhový ohybový moment	m _{Ed}	[kNm/m]	2310
	A _{s,req}	[mm ² /m]	5417,0
plocha výztuže	A _s	[mm ² /m]	9852,0
	x	[mm]	251,0
	ξ _{bal,1}	[-]	0,617
účinná výška průřezu	d	[mm]	1036
	ξ	[-]	0,242
návrhový moment únosnosti	m _{Rd}	[kNm/m]	4007,7
využití		[%]	57,6%

→ OHYBOVÁ ÚNOSNOST PRŮŘEZU VYHOVUJE



7.3.1.2.2 Posouzení šířky trhlin

kvazi-stálý ohybový moment	m_{Ek}	[kNm/m]	1590
modul pružnosti betonu	E_{cm}	[GPa]	30
pracovní součinitel	α_e	[-]	6,667
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	2,2
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	1873680
	a_c	[mm]	585,5
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	a_{gi}	[mm]	601,3
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	2,05E+11
ohybový moment při vzniku trhliny	$M_{cr,it}$	[kNm/m]	854,1
trhliny			ano
vzdálenost NO od tlačeneho kraje	x	[mm]	253,5
moment setrvačnosti	I_r	[mm ⁴]	4,89E+10
napětí ve výztuži	σ_a	[MPa]	169,6
součinitel soudržnosti	k_1	[-]	0,8
součinitel rozdělení poměrného přitvoření	k_2	[-]	0,5
	k_3	[-]	3,4
	k_4	[-]	0,425
součinitel doby trvání zatížení	k_t	[-]	0,4
	h_{c1}	[mm]	235,0
	h_{c2}	[mm]	292,2
	h_{c3}	[mm]	565,0
	$h_{c,eff}$		235,0
	$\rho_{p,eff}$		0,0262
šířka trhlin	w_k	[mm]	0,240
limitní šířka trhlin	w_{lim}	[mm]	0,3
využití		[%]	80% ..

→ POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN VYHOVUJE.

7.3.1.2.3 Posouzení omezení napětí v betonu a ve výztuži

Průřez bez trhliny

Normálová síla	N	[kN]	-540,0
charakteristický ohybový moment	M_{kdi}	[kNm]	1870,0
plocha prutu	A_s	mm ² /m	9852,0
pracovní součinitel	α_e	[-]	6,666666667
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	1873680,23
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	x_i	[mm]	579,108103
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	2,044E+11
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	2,2
Napětí horních vláken betonu	σ_{c2}	[MPa]	5,01
Napětí dolních vláken betonu	σ_{c1}	[MPa]	-5,33
	$\max(\sigma_{c1}; \sigma_{c1})$		5,3
	trhlina → $\max(\sigma_{c1}; \sigma_{c2}) \geq f_{ctm}$; zároveň $\sigma_{ci} > 0$		ano



Průřez s trhlinou

vzd. težiště průř. s trhlinou od horního okraje	x_{ir}	[mm]	236,2438907
rameno vnitřních sil	z	[mm]	957,2520364
moment setr. Ideál. průřezu s trhlinou k těžišť. ose	I_{ir}	[mm]	49041747608
plocha tlačené části betonu s trhlinou	A_{cc}	[mm ²]	377990,2251
plocha ideálního průřezu s trhlinou	A_{ir}	[mm ²]	443670,4555
charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	20
charakteristická pevnost oceli	f_{yk}	[MPa]	500
Napětí vláken betonu	σ_{cc}	[MPa]	8,719960534
Napětí oceli	σ_s	[MPa]	203,3021521
	$ \sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$		vyhovuje
	$ \sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk}$		vyhovuje
		[%]	73%

→ POSOUZENÍ OMEZENÍ NAPĚTÍ VYHOVUJE.

7.3.1.3 Průřez P2

7.3.1.3.1 Posouzení ohybové únosnosti

charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	20
součinitel spolehlivosti pro beton	γ_c	[-]	1,5
návrhová pevnost betonu	f_{cd}	[MPa]	13,3
	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]	1130
šířka desky	b	[mm]	1200
krytí	c	[mm]	55

	d_s [mm]	s [mm]	n_s	x_i [mm]	A [mm ²]
1 VRSTVA	28	100	12,00	986	7389,0
2 VRSTVA					
3 VRSTVA					
4 VRSTVA					
5 VRSTVA					

návrhový ohybový moment	m_{Ed}	[kNm/m]	770
	$A_{s,req}$	[mm ² /m]	1842,9
plocha výztuže	A_s	[mm ² /m]	7389,0
	x	[mm]	251,0
	$\xi_{bal,1}$	[-]	0,617
účinná výška průřezu	d	[mm]	986
	ξ	[-]	0,255
návrhový moment únosnosti	m_{Rd}	[kNm/m]	2845,1
využití		[%]	27,1%

→ OHYBOVÁ ÚNOSNOST PRŮŘEZU VYHOVUJE



7.3.1.3.2 Posouzení smykové únosnosti

- Smyková únosnost betonu

součinitel ...	$C_{Rd,c}$	[-]	0,12
součinitel výšky průřezu	k	[-]	1,450
stupeň vyztužení	ρ_1	[-]	0,00545
	v_{min}		0,273
	min V_{rc}		323,49
smyková únosnost betonu	$V_{Rd,c}$	[kN/m]	456,57
návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN/m]	550
využití		[%]	120,5%

→ SMYKOVÁ ÚNOSNOST BETONU **NEVYHOVUJE**

- Smyková únosnost výztuže

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
tloušťka desky	h	[mm]	1130
šířka desky	b	[mm]	1200
krytí	c	[mm]	55
průměr prutu	ϕ	[mm]	12
rozteč výztuže	s	[mm]	125
střížnost třmínku			2
plocha třmínku	A_{sw}	[mm ²]	226,1947
rameno sil	z	[mm]	887,4
	cot0	[-]	1,2
smyková únosnost spon	$V_{Rd,s}$	[kN]	837,8
součinitel zmenšení pevnosti v tlaku	v	[-]	0,6
omezená smyková únosnost betonu	$V_{Rd,max}$	[kN]	3854,5
min($V_{Rd,max}; V_{Rd,s}$)	V_{Rd}	[kN]	837,8
posouvající síla od zatížení	V_{Ed}	[kN]	550,0
využití		[%]	65,6%

→ SMYKOVÁ ÚNOSNOST TŘMÍNKŮ **VYHOVUJE**



7.3.1.3.3 Posouzení šířky trhlin

kvazi-stálý ohybový moment	m_{Ek}	[kNm/m]	345
modul pružnosti betonu	E_{cm}	[GPa]	30
pracovní součinitel	α_e	[-]	6,667
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	2,2
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	1405260
	a_c	[mm]	585,5
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	a_{gi}	[mm]	599,6
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	1,52E+11
ohybový moment při vzniku trhliny	$M_{cr,it}$	[kNm/m]	630,1
trhliny			bez trhlin
vzdálenost NO od tlačeneho kraje	x	[mm]	246,4
moment setrvačnosti	I_{ir}	[mm ⁴]	3,29E+10
napětí ve výztuži	σ_a	[MPa]	51,7
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]	360,0
	h_{c2}	[mm]	294,5
	h_{c3}	[mm]	565,0
	$h_{c,eff}$		294,5
	$\rho_{p,eff}$		0,0209
šířka trhlin	w_k	[mm]	0,008
limitní šířka trhlin	w_{lim}	[mm]	0,3
využití		[%]	3%

→ POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN VYHOVUJE

7.3.1.3.4 Posouzení omezení napětí v betonu a ve výztuži

Průřez bez trhliny

Normálová síla	N	[kN]	42,0
charakteristický ohybový moment	M_{kdi}	[kNm]	597,0
plocha prutu	A_s	[mm ² /m]	7389,0
pracovní součinitel	α_e	[-]	6,666667
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	1405260
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	x_i	[mm]	577,6104
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	1,51E+11
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	2,2
Napětí horních vláken betonu	σ_{c2}	[MPa]	-2,25
Napětí dolních vláken betonu	σ_{c1}	[MPa]	2,21
	$\max(\sigma_{c1}; \sigma_{c1})$		2,2
trhlina →	$\max(\sigma_{c1}; \sigma_{c2}) \geq f_{ctm}$; zároveň $\sigma_{ci} > 0$		ano

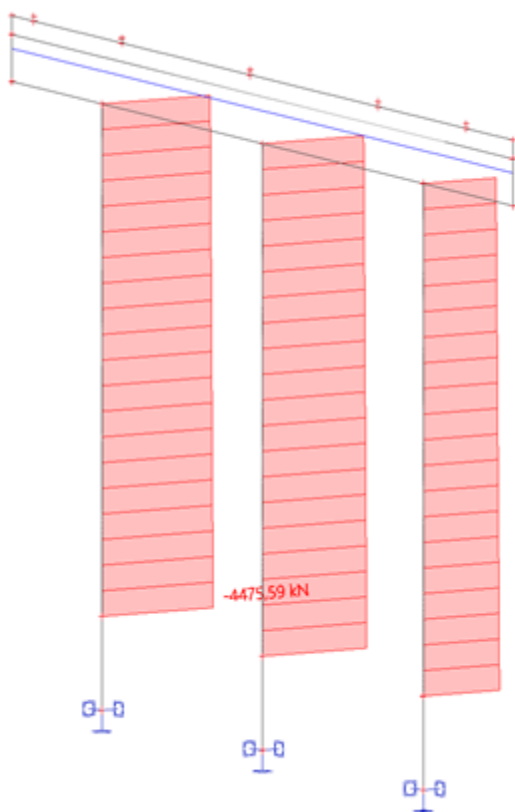


Průřez s trhlinou

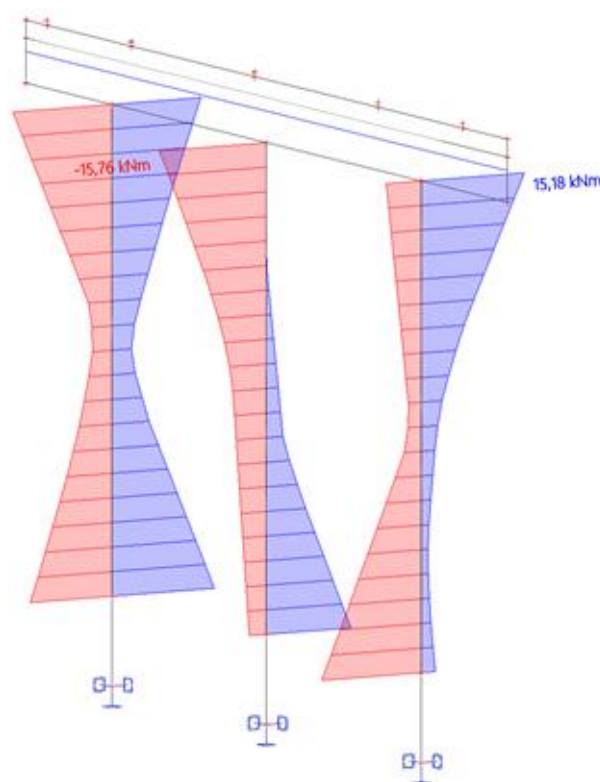
vzd. težiště průř. s trhlinou od horního okraje	x_{ir}	[mm]	229,7312
rameno vnitřních sil	z	[mm]	909,4229
moment setr. Ideál. průřezu s trhlinou k težišť. osě	I_{ir}	[mm ²]	3,3E+10
plocha tláčené části betonu s trhlinou	A_{cc}	[mm ²]	275677,4
plocha ideálního průřezu s trhlinou	A_{ir}	[mm ²]	324937,6
charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	20
charakteristická pevnost oceli	f_{yk}	[MPa]	500
Napětí vláken betonu	σ_{cc}	[MPa]	4,182945
Napětí oceli	σ_s	[MPa]	91,14503
$ \sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$			vyhovuje
$ \sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk}$			vyhovuje
		[%]	35%

→ POSOUZENÍ OMEZENÍ NAPĚTÍ VYHOVUJE

7.3.2 Posouzení pilíře



Obr. 26 Obálka vnitřních sil; N



Obr. 27 Obálka vnitřních sil; My

Maximální síla od tření v ložisku: Uvažuje se maximální tření $\mu = 8\%$

$$M_{tr} = 4480 \cdot 5,6 \cdot 0,08 = 2007,04 \text{ kNm}$$

$$M_{cel} = 2007,04 + 15,8 = \mathbf{2022,84 \text{ kNm}}$$

1: **Zat. případ 1** - základní návrhová

$$N = -4480,00 \text{ kN}; M_y = 2025,00 \rightarrow 2086,60 \text{ kNm}$$



Podrobné posouzení TLAK A OHYB: Zat. případ 1

Normálová síla pro výpočet minimální excentricity dle 6.1(4) normy: **Vyhovuje**

Výpočet imperfekce

$$e_i = l_0 / 400 = 5,5 / 400 = 0,0138 \text{ m}$$

$$M_{0Ed} = M_y + e_i \times |N_{Ed}| = 2\,025 + 0,0138 \times |-4\,480| = 2\,087 \text{ kNm}$$

Součinitel dotvarování:

$$h_0 = 2 \times A_c / u = 2 \times 781,103^3 / 3\,138 = 498,1 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = (35 / f_{cm})^{0,7} = (35 / 38)^{0,7} = 0,944$$

$$\alpha_2 = (35 / f_{cm})^{0,2} = (35 / 38)^{0,2} = 0,984$$

$$\varphi_{RH} = [1 + (1 - RH / 100) / (0,1 \times \sqrt[3]{h_0}) \times \alpha_1] \times \alpha_2 = [1 + (1 - 50 / 100) / (0,1 \times \sqrt[3]{498,1}) \times 0,944] \times 0,984 = 1,569$$

$$\beta(f_{cm}) = 16,8 \cdot 10^6 / \sqrt{f_{cm}} = 16,8 \cdot 10^6 / \sqrt{38} = 2,725$$

)

$$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0,2}) = 1 / (0,1 + 28,00^{0,2}) = 0,488$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) = 1,569 \times 2,725 \times 0,488 = 2,089$$

$$\alpha_3 = (35 / f_{cm})^{0,5} = (35 / 38)^{0,5} = 0,96$$

$$\beta_H = \min(1,5 \times [1 + (0,012 \times RH)^{18}] \times h_0 + 250 \times \alpha_3; 1\,500 \times \alpha_3) = \min(1,5 \times [1 + (0,012 \times 50)^{18}] \times 498,1 + 250 \times 0,96; 1\,500 \times 0,96) = \min(987,2; 1\,440) = 987,2$$

$$\beta(t/t_0) = [(t - t_0) / (\beta_H + t - t_0)]^{0,3} = [(29\,200 - 28,00) / (987,2 + 29\,200 - 28,00)]^{0,3} = 0,99$$

$$\varphi = \varphi_0 \times \beta(t/t_0) = 2,089 \times 0,99 = \mathbf{2,068}$$

Vzpěr

Pro výpočet vlivu vzpěru použita metoda založená na jmenovité křivosti.

Štíhlost kolmo k ose y:

$$i_y = \sqrt{(I_{Cy} / A_c)} = \sqrt{(0,0486 / 0,781)} = 0,249 \text{ m}$$

$$\lambda_y = L_{0y} / i_y = 5,5 / 0,249 = 22,06$$

$$n = |N_{Ed}| / (A_c \times f_{cd}) = |-4\,480| / (0,781 \times 20) = 0,287$$

$$\varphi_{ef} = \varphi \times 1 = 2,068 \times 1 = 2,068$$

$$A = 1 / (1 + 0,2 \times \varphi_{ef}) = 1 / (1 + 0,2 \times 2,068) = 0,707$$

$$\omega = A_s \times f_{yd} / (A_c \times f_{cd}) = 0,0111 \times 434,8 / (0,781 \times 20) = 0,308$$

$$B = \sqrt{(1 + 2 \times \omega)} = \sqrt{(1 + 2 \times 0,308)} = 1,271$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - 1 = 0,7$$

$$n < 0,41 \quad (0,287 < 0,41) \Rightarrow$$

$$\lambda_{lim} = \min(20 \times A \times B \times C / \sqrt{n}; 75) = \min(20 \times 0,707 \times 1,271 \times 0,7 / \sqrt{0,287}; 75) = \min(23,52; 75) = \mathbf{23,52}$$

$$\lambda_y < \lambda_{lim} \Rightarrow \text{Výpočet vzpěru není potřeba}$$

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková vyztuž):

$$\rho_s = A_s / A_c = 11\,084 / 781,103 = 0,0142$$

$$\rho_{s,min} = \max(0,1 \times |N_{Ed}| / (f_{yd} \times A_c); 0,002) = \max(0,1 \times |-4\,480| / (434,8 \times 781,103); 0,002) = \max(0,00132; 0,002) = 0,002$$

$$\rho_s = 0,0142 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

$$\rho_s = 0,0142 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$



Deformace v krajních vláknech průřezu

Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu:	-3,50	‰
Největší deformace v betonu:	4,50	‰
Nejmenší deformace ve výztuži:	-2,91	‰
Největší deformace ve výztuži:	3,91	‰
Směr neutrálné osy:	360,00	°

$$NEd = -4480,00 \text{ kN} \leq NRd = -20061,75 \text{ kN}$$

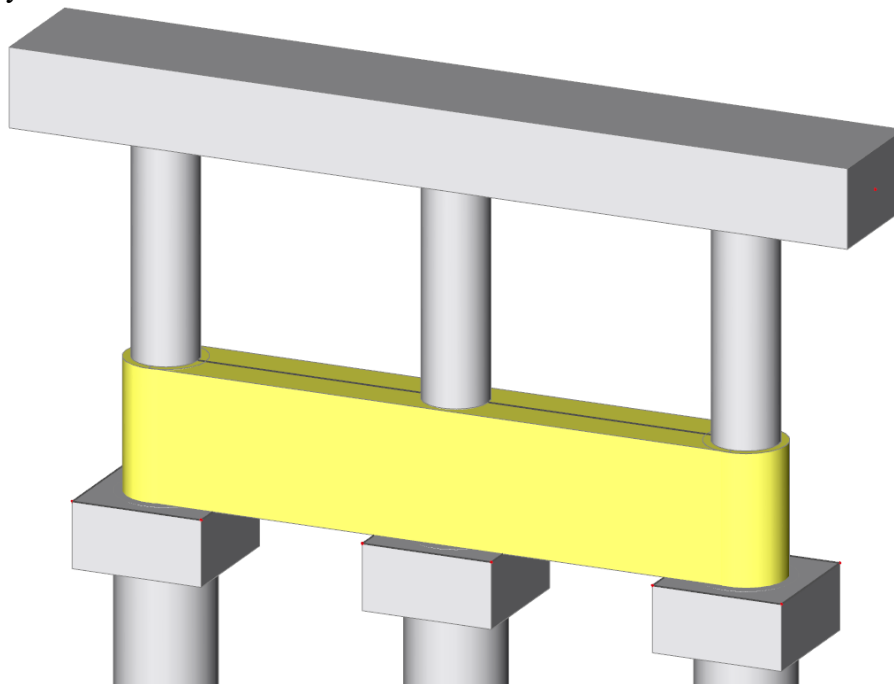
$$MEdy = 2025,00 \rightarrow 2086,60 \leq MRdy = 2614,78 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb → **VYHOVUJE** → **využití: 79,8 %**



7.3.3 Posouzení pilíře a stativa při nárazu vlaku do pilíře P2

Pro zajištění dostatečné únosnosti při mimořádné situaci od nárazu vlaku do pilíře P2 je tento pilíř zesílen železobetonovým prahem (označen žlutou barvou), který přeneše zatížení pomocí ocelových trnů do základových konstrukcí.



Zatížení je stanoveno dle ČSN EN 1991-1-7 Mimořádná zatížení. Konstrukce je klasifikována třídy B, dle národní přílohy NA.2.30 platí pro konstrukci třídy B stejné požadavky jako pro třídu A:

4.5.1.4 Konstrukce třídy A

(1) Pro konstrukce třídy A, kde je maximální rychlost železniční dopravy v určitém místě menší nebo rovna 120 km/h, se mají stanovit návrhové hodnoty ekvivalentních statických zatížení od nárazů na podpěrné nosné prvky (např. sloupy, stěny).

POZNÁMKA Ekvivalentní statické síly a jejich rozlišení lze uvést v národní příloze.^{NP25)} Informativní hodnoty jsou uvedeny v tabulce 4.4.

Tabulka 4.4 – Informativní návrhové hodnoty ekvivalentních vodorovných statických nárazových sil pro konstrukce třídy A nad železnicemi nebo podél nich

Vzdálenost „d“ od nosných prvků k ose nejbližší koleje [m]	Síla F_{dx} ^{a)} [kN]	Síla F_{dy} ^{a)} [kN]
Nosné prvky: $d < 3$ m	Má se stanovit pro konkrétní projekt. Další informace jsou uvedeny v příloze B.	Má se stanovit pro konkrétní projekt. Další informace jsou uvedeny v příloze B.
Pro spojitě stěny a konstrukce stěnového charakteru: $3 \text{ m} \leq d \leq 5 \text{ m}$	4 000	1 500
$d > 5 \text{ m}$	0	0
^{a)} x = směr jízdy, y = kolmo na směr jízdy		

(2) Hodnoty nárazových sil lze zmenšit tam, kde jsou podpěrné nosné prvky chráněny pevnou podezdívkou, pevnými nástupišti nebo jiným vhodným způsobem.

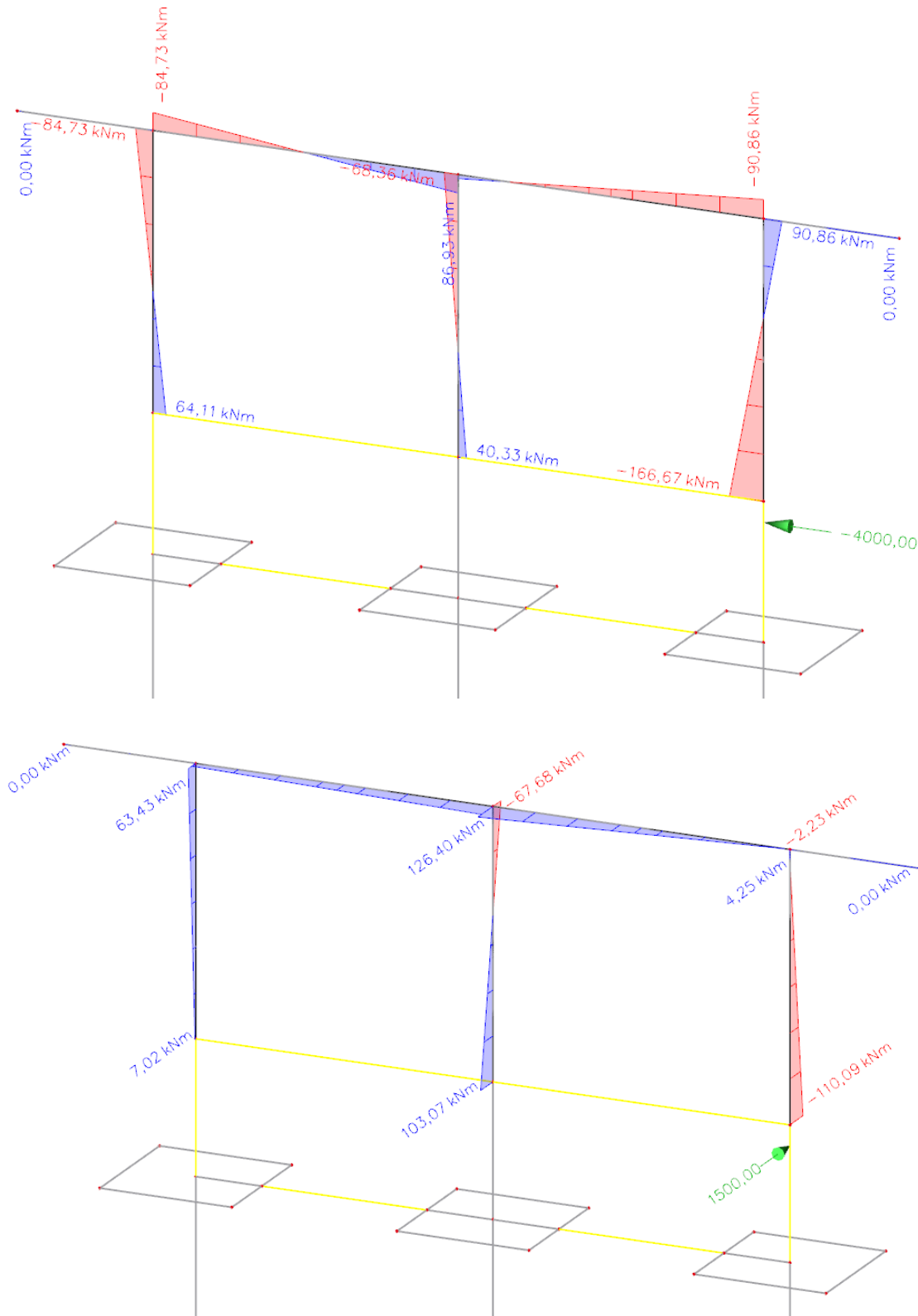
POZNÁMKA Velikost zmenšení sil lze uvést v národní příloze.^{NP26)}

(3) Síly F_{dx} a F_{dy} (viz tabulka 4.4) se mají uvažovat ve stanovené výšce nad úrovní koleje. V návrhu se mají síly F_{dx} a F_{dy} uvažovat odděleně.

POZNÁMKA Výšku působíště sil F_{dx} a F_{dy} nad úrovní koleje lze uvést v národní příloze.^{NP27)} Doporučená hodnota je 1,8 m.



Pilíř i stativo budou pro zjednodušení konzervativně posouzeny přičtením přírůstků momentových účinků od nárazu k hodnotám momentů z kombinací 6.10a a 6.10b. Momentové přírůstky M_y a M_z jsou zobrazeny níže:



Posouzení pilíře:

$$M_{Edx} + \Delta M_{Edx} = 2086,60 + 166,67 = 2253,27 \text{ kNm} < 2614,78 = M_{Rd}$$

...vyhovuje

$$M_{Edy} + \Delta M_{Edy} = 2086,60 + 110,09 = 2196,69 \text{ kNm} < 2614,78 = M_{Rd}$$

...vyhovuje

Posouzení stativa:

$$M_{Edy} + \Delta M_{Edy} = 1035 + 90,80 = 1125,80 \text{ kNm} < 1828,20 = M_{Rd}$$

...vyhovuje



7.3.4 Posouzení ztužujícího prahu

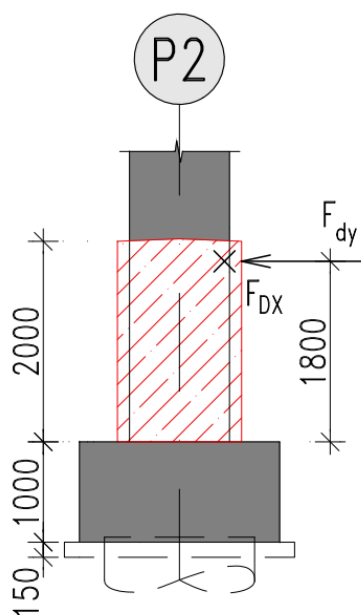
7.3.4.1 Zatížení

Zatížení je uvažováno dle ČSN EN 1991-1-7; Obecná zatížení – Mimořádná zatížení

Vzdálenost „d“ od nosných prvků k ose nejbližší koleje [m]	Síla F_{dx} ^{a)} [kN]	Síla F_{dy} ^{a)} [kN]
Nosné prvky: $d < 3$ m	Má se stanovit pro konkrétní projekt. Další informace jsou uvedeny v příloze B.	Má se stanovit pro konkrétní projekt. Další informace jsou uvedeny v příloze B.
Pro spojitě stěny a konstrukce stěnového charakteru: $3 \text{ m} \leq d \leq 5 \text{ m}$	4 000	1 500
$d > 5 \text{ m}$	0	0

^{a)} x = směr jízdy, y = kolmo na směr jízdy

Obr. 28 Informativní návrhové hodnoty ekvivalentních vodorovných statických nárazových sil.





7.3.4.2 Posouzení

- Ohybová únosnost

charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	30
součinitel spolehlivosti pro beton	γ_c	[-]	1,5
návrhová pevnost betonu	f_{cd}	[MPa]	20,0
	λ	[-]	1
		[-]	0,8
charakteristická mez kluzu výztuže	f_{yk}	[MPa]	500
součinitel spolehlivosti pro výztuž	γ_s	[-]	1,15
návrhová mez kluzu výztuže	f_{yd}	[MPa]	434,8
modul pružnosti výztuže	E_s	[GPa]	200
návrhové mezní protažení výztuže	ϵ_{yd}	[-]	2,174
tloušťka desky	h	[mm]	1240
šířka desky	b	[mm]	2500
krytí	c	[mm]	50

	d_s [mm]	s [mm]	n_s	x_i [mm]	A [mm ²]
1 VRSTVA	16		19,00	1182	3820,2
2 VRSTVA	16		8,00	1142	1608,5
3 VRSTVA					
4 VRSTVA					
5 VRSTVA					

návrhový ohybový moment	m_{Ed}	[kNm/m]	2700
	$A_{s,req}$	[mm ² /m]	5416,0
plocha výztuže	A_s	[mm ² /m]	5428,7
	x	[mm]	59,0
	$\xi_{bal,1}$	[-]	0,617
účinná výška průřezu	d	[mm]	1170,148
	ξ	[-]	0,050
návrhový moment únosnosti	m_{Rd}	[kNm/m]	2706,2
využití		[%]	99,8%

- Únosnost ve stříhu

$$F_{v,Rd} = 0,5 \cdot f_{yd} \cdot A_s \cdot n / \gamma_{M2}$$

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
plocha trnu	A_s	[mm ²]	314,2
počet trnů	n	[-]	38
součinitel spolehlivosti pro materiál	γ_M	[-]	1,25
návrhové zatížení	$F_{v,Ed}$	[kN]	1500
Návrhová únosnost ve stříhu	$F_{v,Rd}$	[kN]	2076
využití		[%]	72,2%



7.4 Pilota

Posouzení piloty bylo provedeno v programu Fine GEO5 Pilota. Vzhledem k hlubinnému založení a specifickým okrajovým podmínkám vnitřní síly v hlavě piloty byly převzaty z výsledků globálního modelu konstrukce.

Posouzení piloty

Vstupní data

Projekt

Datum : 04.08.2020

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

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

Piloty

Výpočet pro odvodněné podmínky : ČSN 73 1002
 Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)
 Vodorovná únosnost : pružný poloprostor
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,15 [-]

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	Třída F1, konzistence tuhá		29,00	8,00	19,00	0,35
2	Třída S4		27,00	5,00	18,00	0,35
3	Třída S3, středně ulehlá		30,00	0,00	17,50	0,30
4	Třída S5		30,00	8,00	18,50	0,35
5	R6		24,00	100,00	22,00	0,40
6	R5		30,00	300,00	24,00	0,25



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

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Třída F1, konzistence tuhá		24,00	-	19,00	-	-
2	Třída S4		8,00	-	18,00	-	-
3	Třída S3, středně ulehlá		26,00	-	17,50	-	-
4	Třída S5		16,00	-	18,50	-	-
5	R6		-	15,00	22,00	-	-
6	R5		-	60,00	25,00	-	-

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	β
1	Třída F1, konzistence tuhá		1,00
2	Třída S4		6,75
3	Třída S3, středně ulehlá		7,50
4	Třída S5		7,00
5	R6		6,00
6	R5		7,50

Parametry zemín

Třída F1, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	19,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	29,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	8,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,35
Edometrický modul :	E_{oed}	=	24,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	1,00 °

Třída S4

Objemová tíha :	γ	=	18,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	27,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	5,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,35
Edometrický modul :	E_{oed}	=	8,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18,00 kN/m ³



Úhel roznášení : $\beta = 6,75^\circ$

Třída S3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
Edometrický modul : $E_{oed} = 26,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 17,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 7,50^\circ$

Třída S5

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 8,00 \text{ kPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
Edometrický modul : $E_{oed} = 16,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 7,00^\circ$

R6

Objemová tíha : $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 100,00 \text{ kPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 15,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 6,00^\circ$

R5

Objemová tíha : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 300,00 \text{ kPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 60,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 25,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 7,50^\circ$

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 1,50 \text{ m}$

Délka $l = 18,00 \text{ m}$

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 1,77\text{E}+00 \text{ m}^2$

Moment setrvačnosti $I = 2,49\text{E}-01 \text{ m}^4$

Umístění

Vysazení $h = 0,00 \text{ m}$

Hloubka upraveného terénu $h_z = 0,10 \text{ m}$

Typ technologie: Vrtané piloty

Modul reakce podloží uvažován jako konstantní.



Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton : C 20/25

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

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E_{cm} = 30000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 12500,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy		Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
	t [m]				
1	0,40	0,00 .. 0,40	Třída F1, konzistence tuhá		
2	2,60	0,40 .. 3,00	Třída S4		
3	1,50	3,00 .. 4,50	Třída S3, středně ulehlá		
4	13,00	4,50 .. 17,50	Třída S5		
5	1,00	17,50 .. 18,50	R6		
6	-	18,50 .. ∞	R5		

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	6171,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Ano		Zatížení č. 2	Užitné	5000,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1,60 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:



Součinitel únosnosti	$N_c =$	19,32
Součinitel únosnosti	$N_d =$	9,60
Součinitel únosnosti	$N_b =$	5,75
Součinitel únosnosti	$K_1 =$	1,00
Výpočtová únosnost na patě piloty	$R_{bd} =$	4617,18 kPa
Plocha příčného řezu piloty	$A_p =$	1,77E+00 m ²

Únosnost na plášti piloty:
Zkrácení účinné délky piloty $L_p = 1,69$ m

Hloubka [m]	Mocnost [m]	φ_d [°]	c_{ud} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{R2} [-]	f_s [kPa]	R_{si} [kN]
0,30	0,30	29,00	8,00	19,00	1,00	9,58	12,31
1,50	1,20	27,00	5,00	18,00	1,00	13,41	68,92
2,90	1,40	27,00	5,00	8,00	1,00	21,76	130,53
4,40	1,50	30,00	0,00	7,50	1,00	25,48	163,71
16,31	11,91	30,00	8,00	8,50	1,00	65,94	3363,04

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:
Nejnepriznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 3738,51$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 7417,48$ kN

Únosnost piloty $R_c = 11155,99$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 6171,00$ kN

$R_c = 11155,99$ kN > $6171,00$ kN = V_d

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_s [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	0,30	0,30	15,00	20,00	20,00
2	0,30	2,90	2,60	13,43	31,00	10,00
3	2,90	4,40	1,50	28,24	91,00	48,00
4	4,40	17,40	13,00	55,00	154,00	115,00
5	17,40	18,00	0,60	57,40	97,00	108,00

Uvažovat zatížení : užité
Součinitel vlivu ochrany dřívku $m_2 = 1,00$
Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25,0$ mm
Regresní součinitel $e = 490,00$
Regresní součinitel $f = 445,00$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty $R_{sy} = 6620,24$ kN



Velikost napětí na patě při R_{sy}	$q_0 = 452,92$ kPa
Průměrné plášťové tření	$q_s = 111,50$ kPa
Průměrný sečnový modul deformace	$E_s = 46,18$ MPa
Součinitel přenosu zatížení do paty	$\beta = 0,08$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d	$l_0 = 0,13$
Součinitel vlivu tuhosti piloty	$R_k = 1,14$
Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy	$R_h = 1,00$

Body zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
2,5	2893,71
5,0	4092,32
7,5	5012,05
10,0	5787,42
12,5	6470,53
15,0	7088,11
17,5	7257,16
20,0	7348,15
22,5	7439,14
25,0	7530,13

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření	$R_{yu} = 7180,50$ kN
Velikost sedání odpovídající síle R_{yu}	$s_y = 15,4$ mm

Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :

Únosnost paty	$R_{bu} = 909,89$ kN
Celková únosnost	$R_c = 7530,13$ kN

Pro zatížení $Q = 5000,00$ kN je sednutí piloty 7,5 mm



8 ZÁVĚR STATICKÉHO VÝPOČTU

V tomto stupni projektové dokumentace jsou posouzeny pouze hlavní nosné části s ohledem na stanovení základních dimenzí mostu. V dalších stupních PD je bezpodmínečně nutné provést především tyto posudky:

1. Posouzení veškeré výztuže v desce mostovky a v průřezech spodní stavby včetně výztuže pilot.
2. Posouzení detailů nosné OK.
3. Další posudky související s postupem výstavby dle vybraného zhotovitele mostu.

Tento statický výpočet v žádném případě nenahrazuje podrobnější statický výpočet, který bude proveden v rámci následné PD.

V Praze 20.11.2021

Bc. Jaroslav Pajdučák

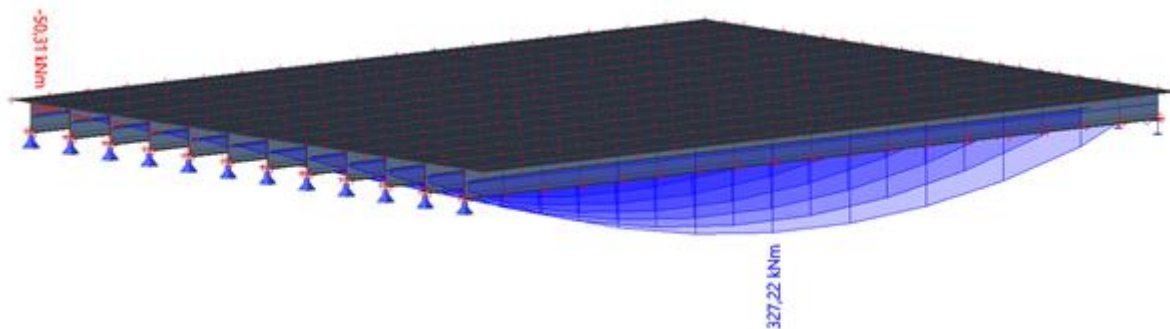


9 PŘÍLOHA 1 – VNITŘNÍ SÍLY

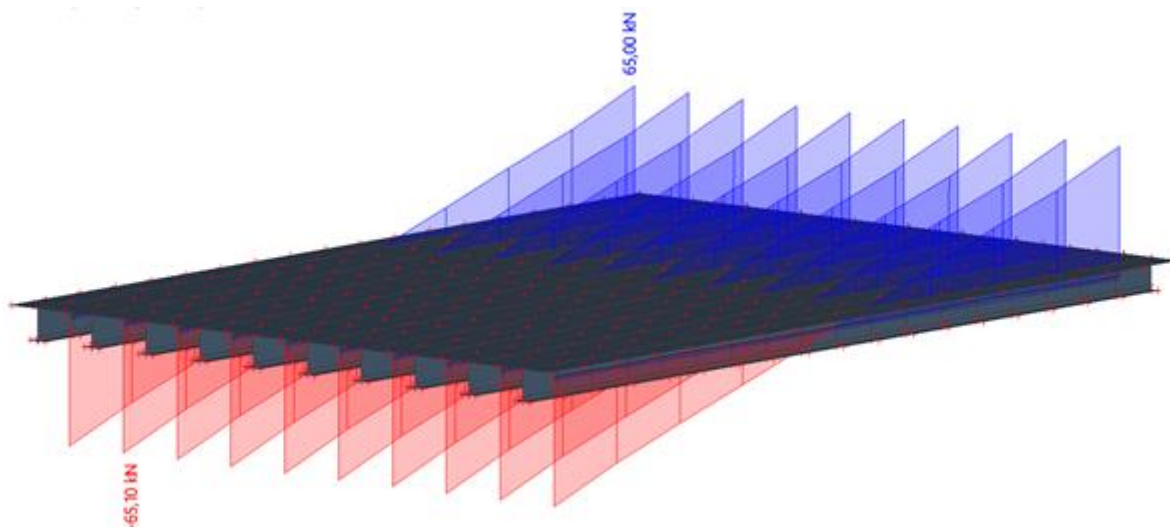
9.1 ZS1 Vlastní tíha

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Směr
	Spec	Typ zatížení		
ZS1	Vlastní tíha	Stálé Vlastní tíha	SZ1	-Z

Vnitřní síly na prutu; M_y



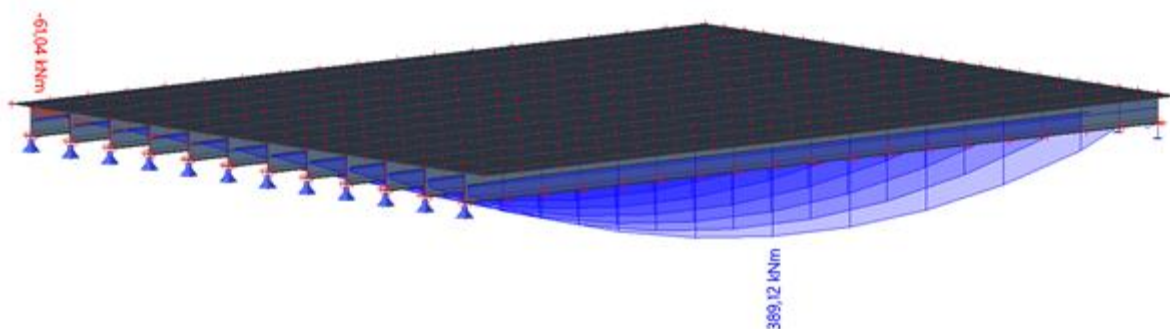
Vnitřní síly na prutu; V_z



9.2 ZS2a - Mokrý beton

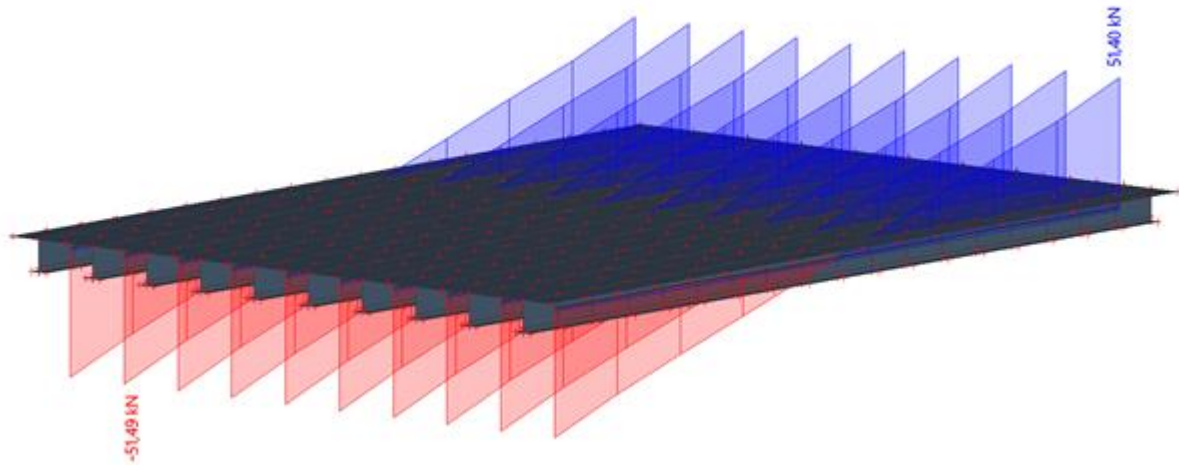
Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS2a	Mokrý beton	Stálé	SZ1
ZS2b	Užitné montážní	Stálé	SZ1

Vnitřní síly na prutu; M_y



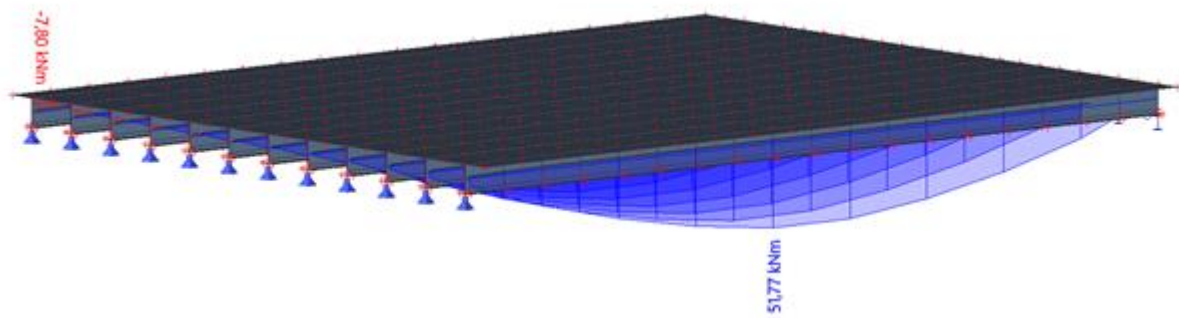


Vnitřní síly na prutu; Vz

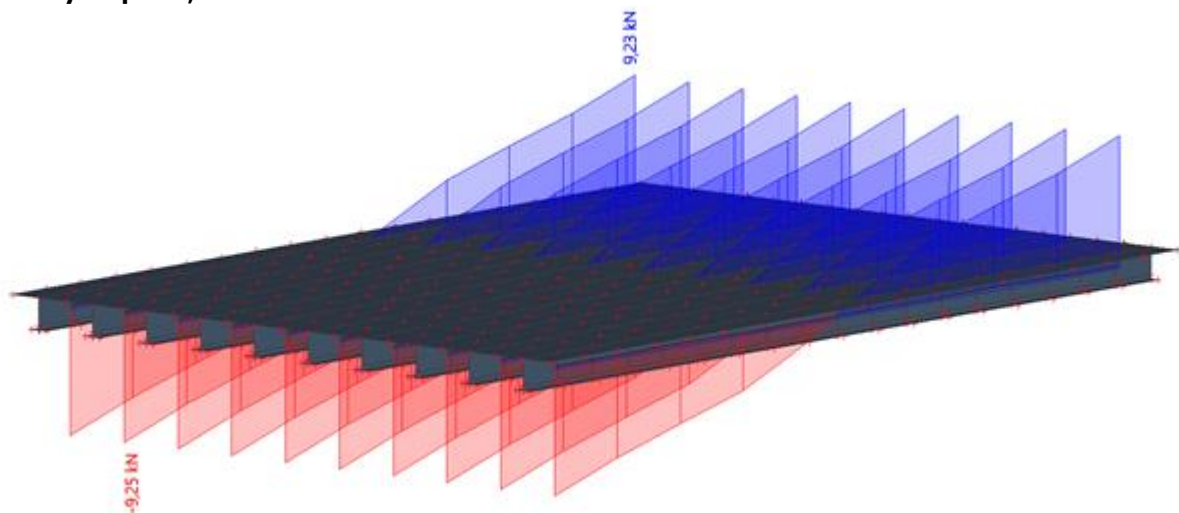


9.3 ZS2b – Užité montážní

Vnitřní síly na prutu; My



Vnitřní síly na prutu; Vz

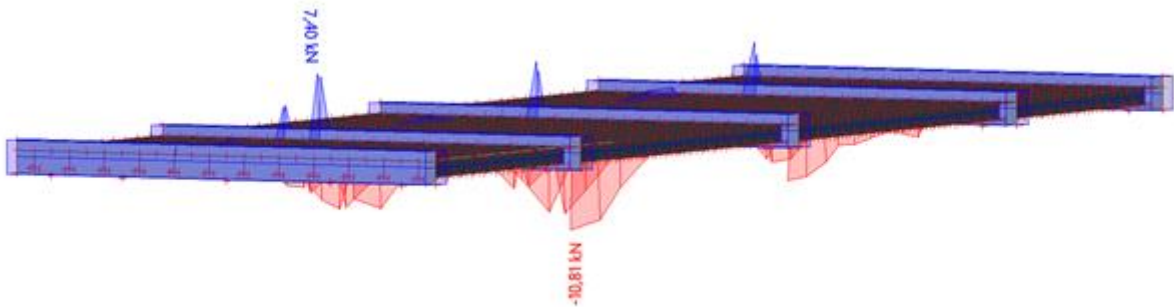




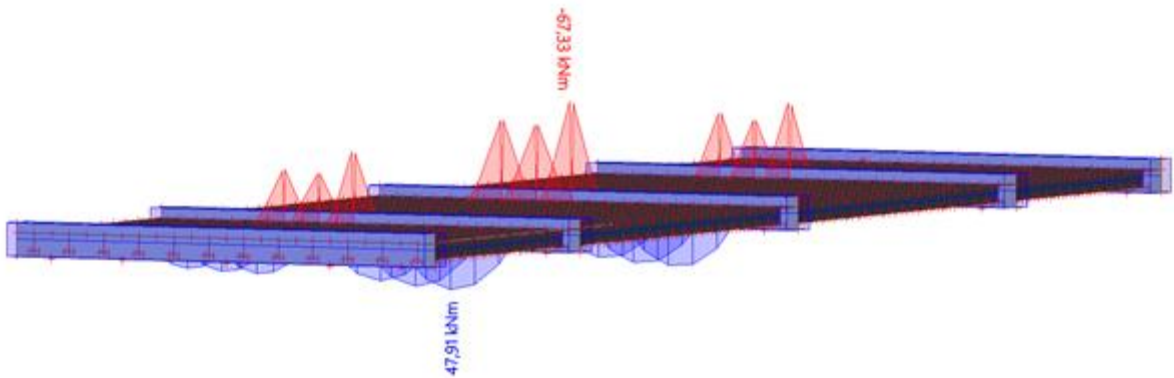
9.4 ZS3 – Vozovka, hydroizolace

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS3	vozovka	Stálé Standard	SZ2

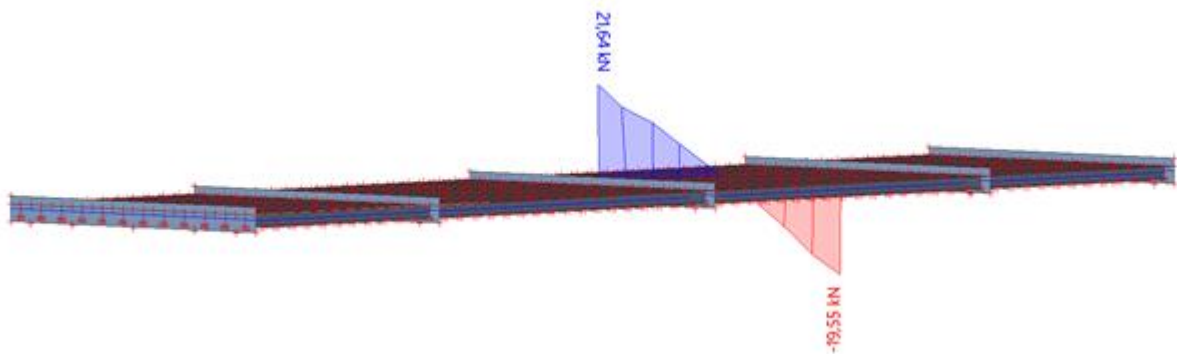
Vnitřní síly na prutu; N



Vnitřní síly na prutu; My



Vnitřní síly na prutu; Vz



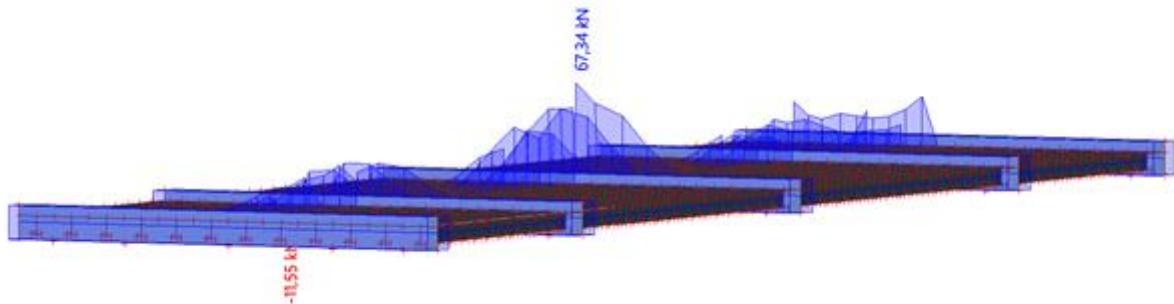


9.5 ZS4 – Římsy a mostní vybavení

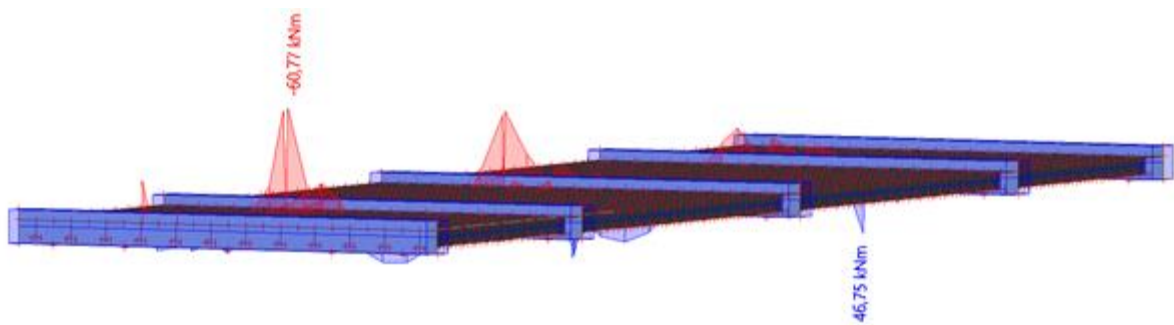
Zatěžovací stavy - ZS4

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS4	Mostní vybavení	Stálé	SZ2
		Standard	

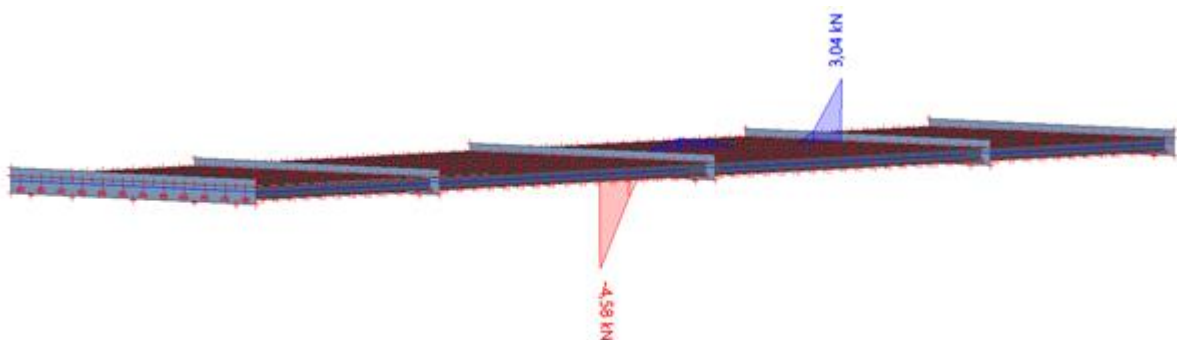
Vnitřní síly na prutu; N



Vnitřní síly na prutu; My



Vnitřní síly na prutu; Vz

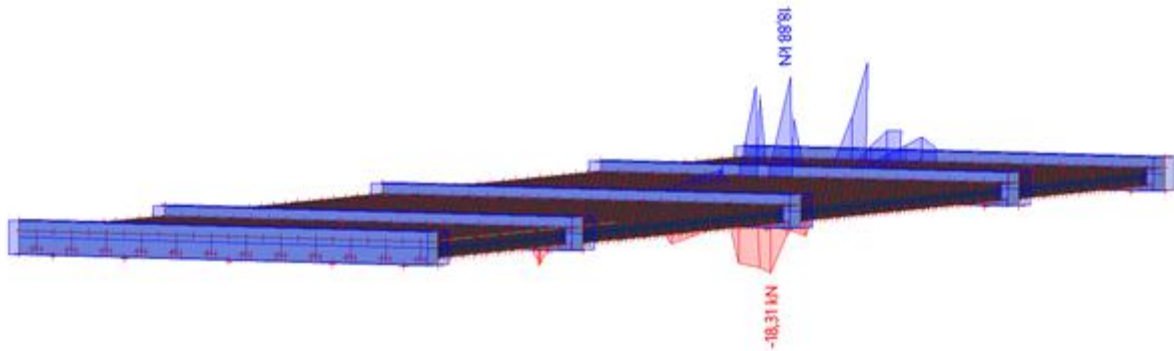




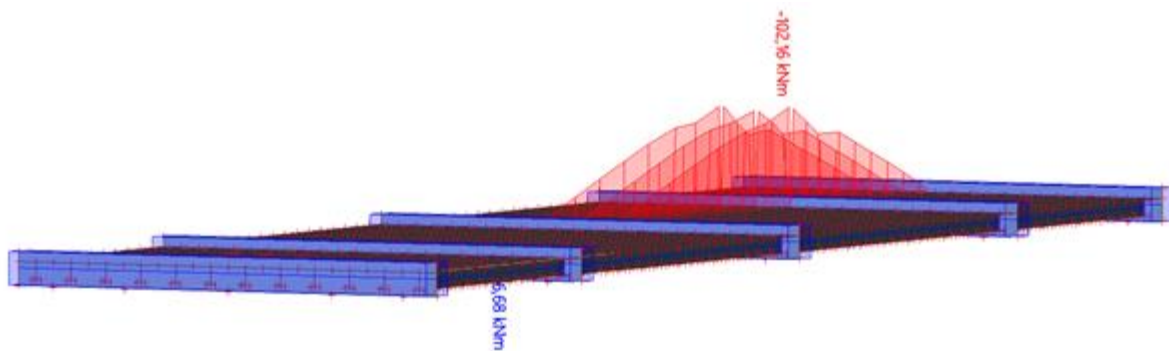
9.6 ZS5 – Pokles podpor

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS5	poklesy podpor	Stálé Standard	SZ2

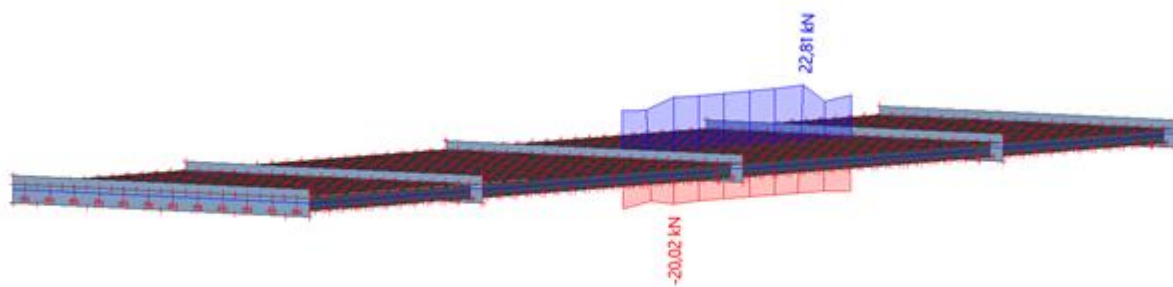
Vnitřní síly na prutu; N



Vnitřní síly na prutu; My



Vnitřní síly na prutu; Vz



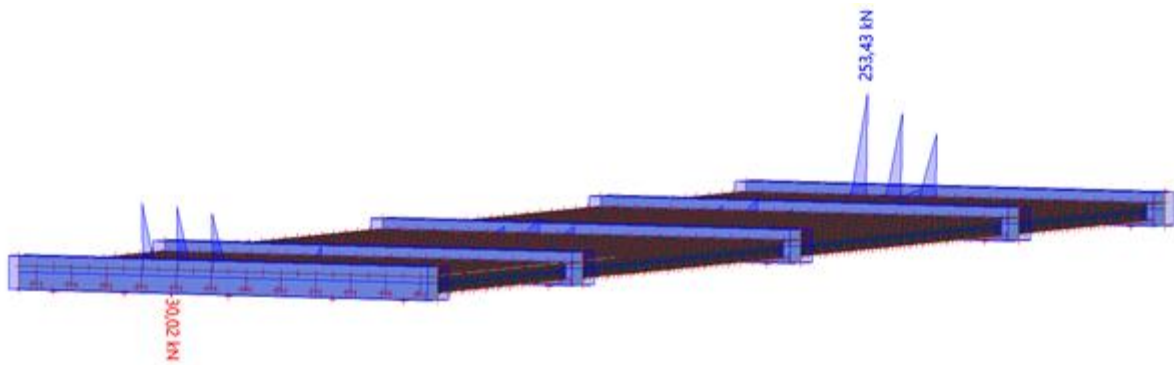


9.7 ZS6 – Smrštění

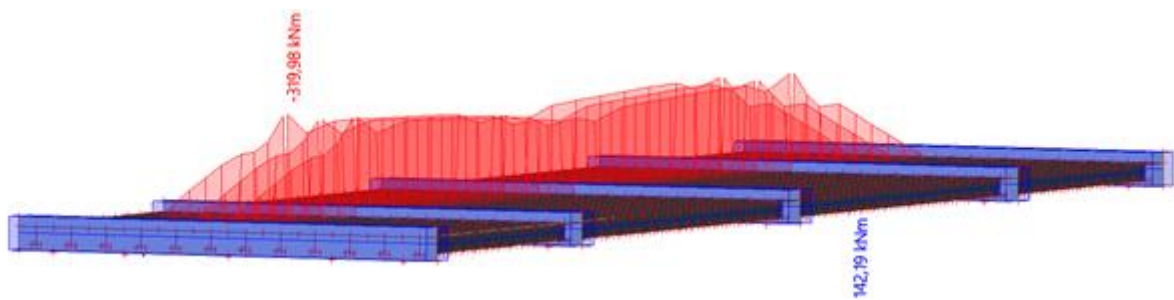
Zatěžovací stavy - ZS6

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení
	Spec	Typ zatížení	
ZS6	smrštění	Stálé	SZ2
		Standard	

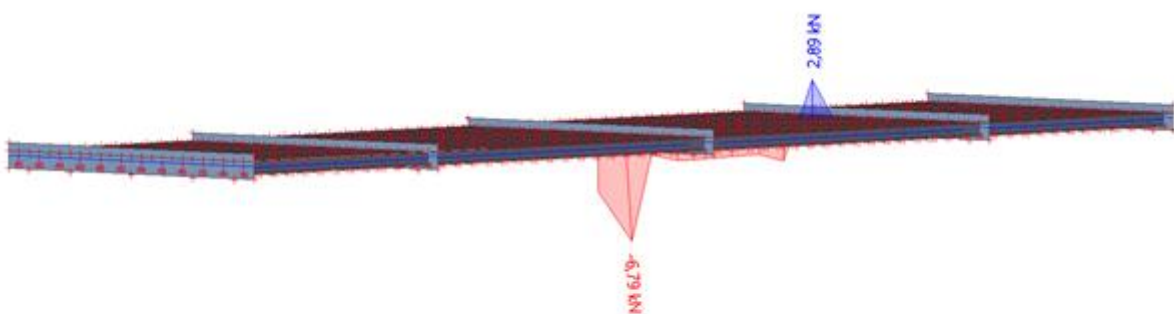
Vnitřní síly na prutu; N



Vnitřní síly na prutu; My



Vnitřní síly na prutu; Vz

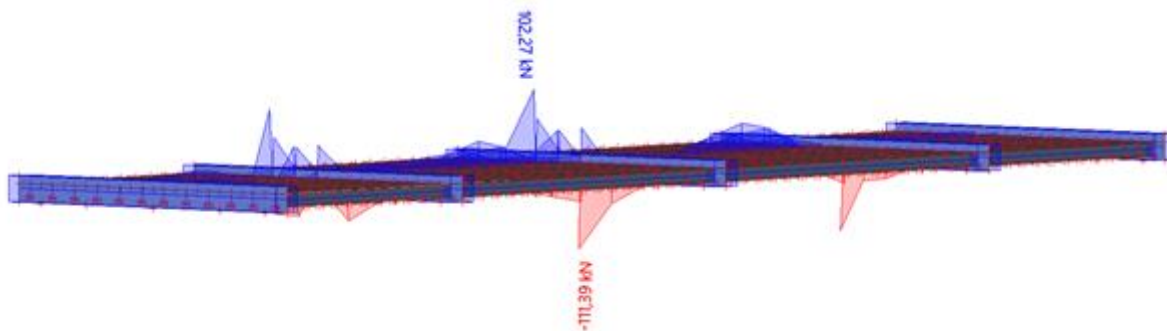




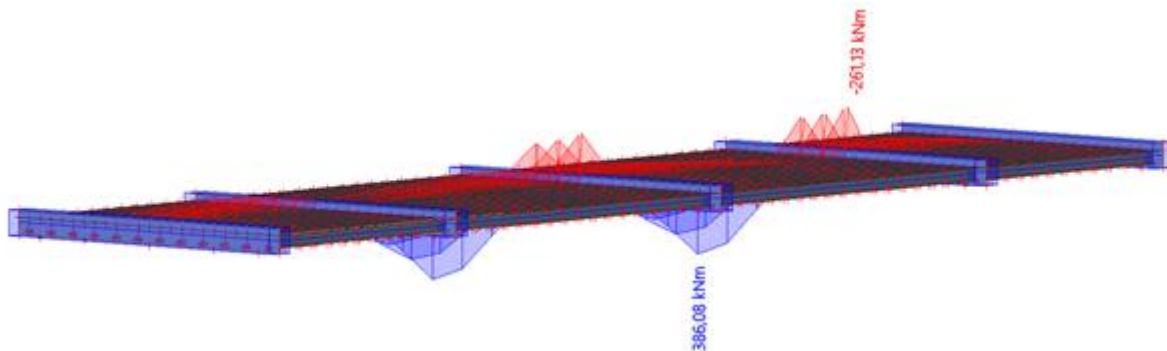
9.8 ZS7 – LM1 TS

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Působení	Řídicí zat. stav
	Spec	Typ zatížení			
ZS7a	LM1_TS_My Standard	Proměnné Statické	SZ3	Krátkodobé	Žádný

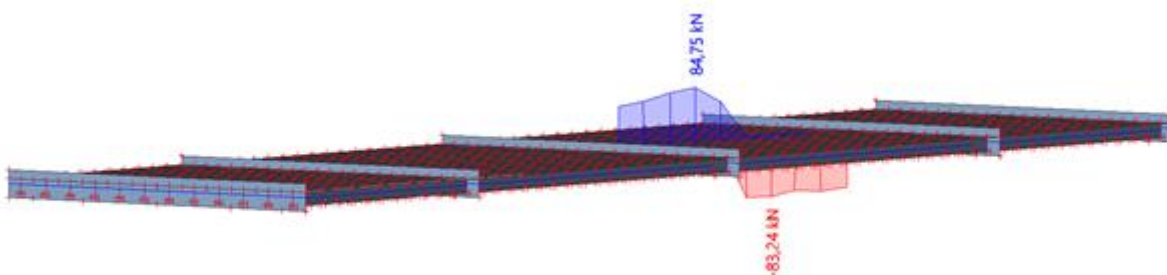
Vnitřní síly na prutu; N



Vnitřní síly na prutu; My

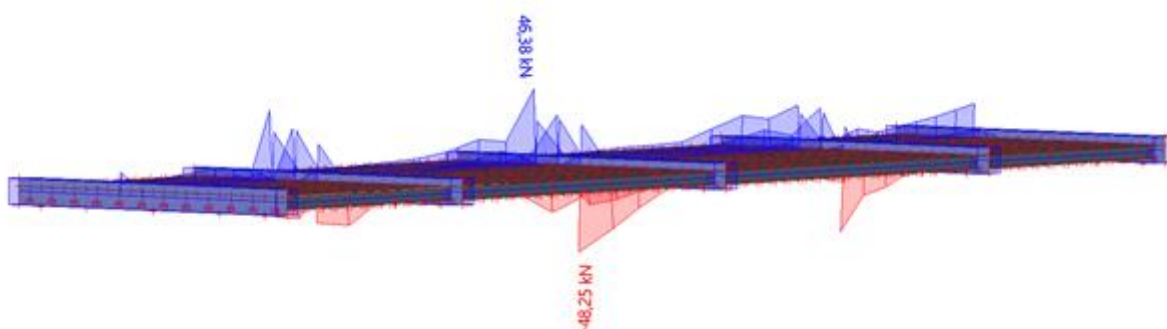


Vnitřní síly na prutu; Vz



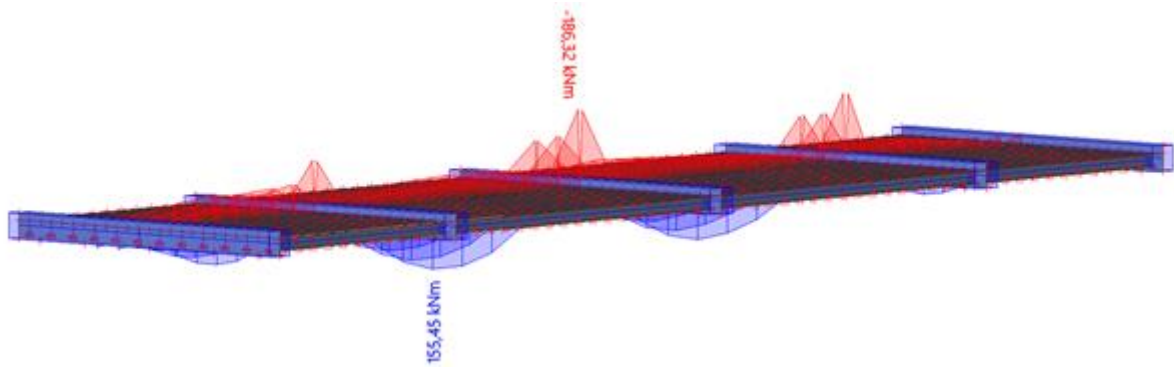
9.9 ZS7 - LM1 UDL

Vnitřní síly na prutu; N

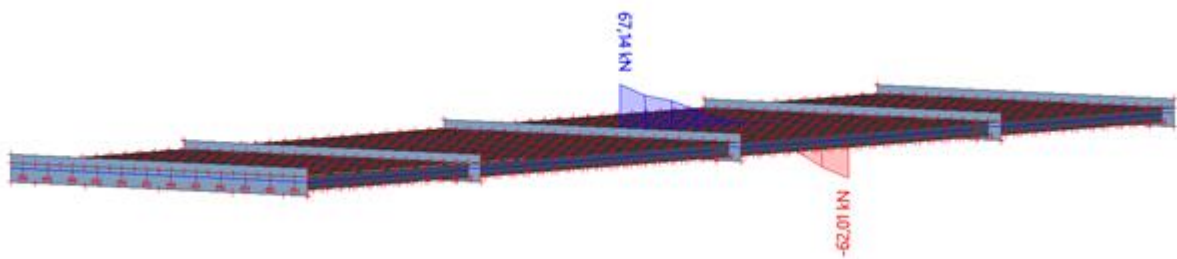




Vnitřní síly na prutu; My



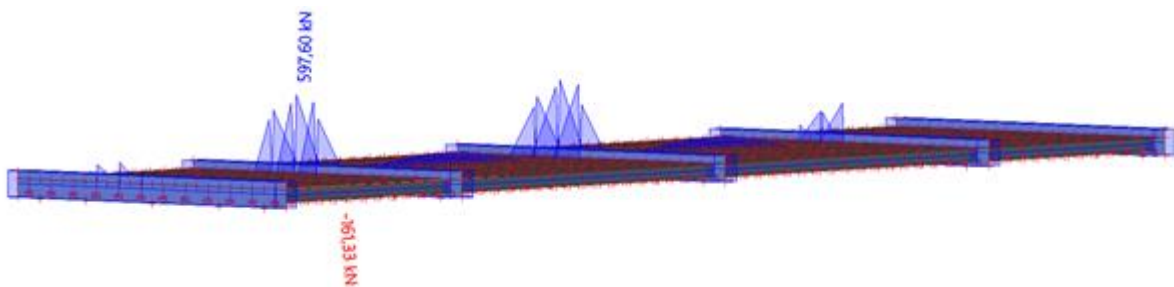
Vnitřní síly na prutu; Vz



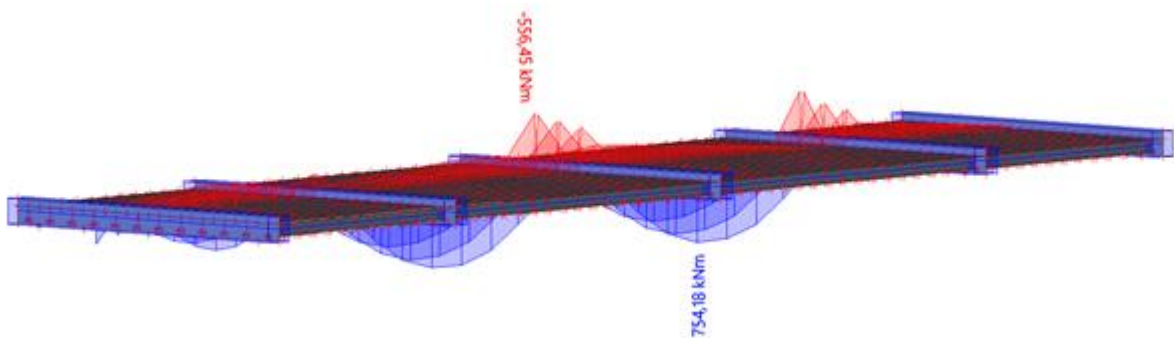
ZS10 – LM3

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Působení	Řídící zat. stav
	Spec	Typ zatížení			
ZS10	LM3_My_Standard	Proměnné Statické	SZ3	Krátkodobé	Žádný

Vnitřní síly na prutu; N

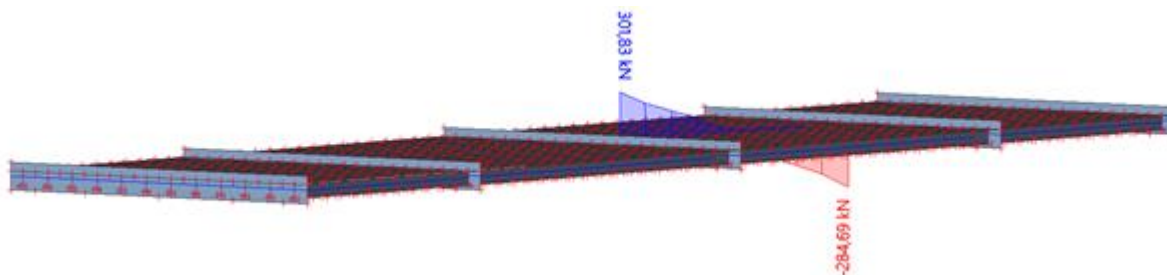


Vnitřní síly na prutu; My





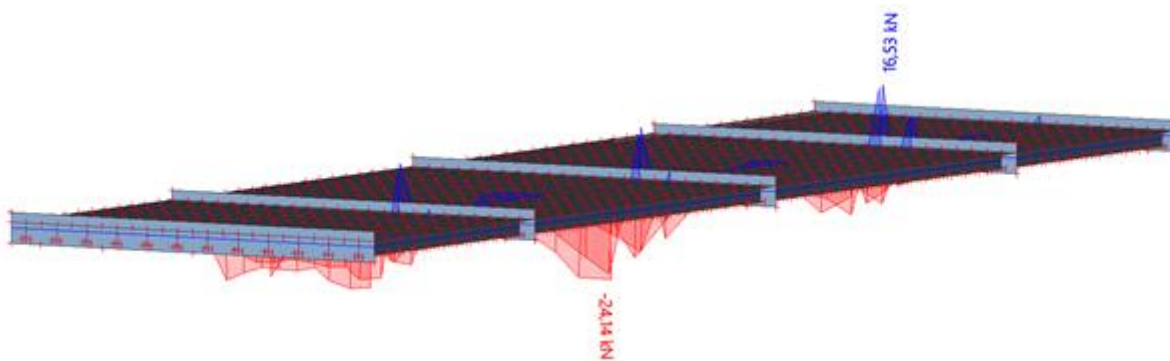
Vnitřní síly na prutu; Vz



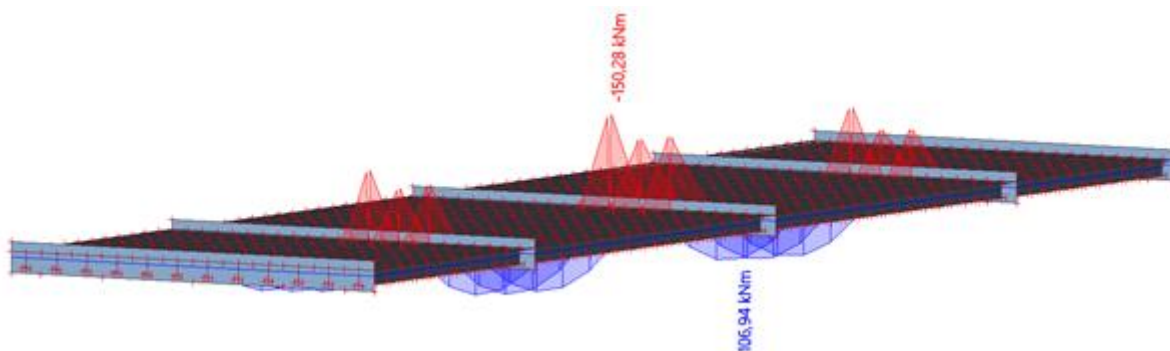
9.11 ZS11 – LM4

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Působení	Řídící zat. stav
	Spec	Typ zatížení			
ZS11	LM4	Proměnné	SZ3	Krátkodobé	Žádný
	Standard	Statické			

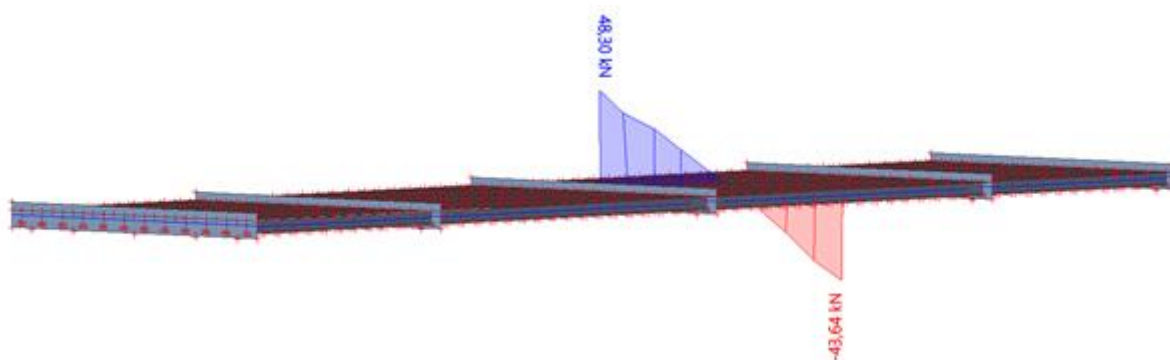
Vnitřní síly na prutu; N



Vnitřní síly na prutu; My



Vnitřní síly na prutu; Vz

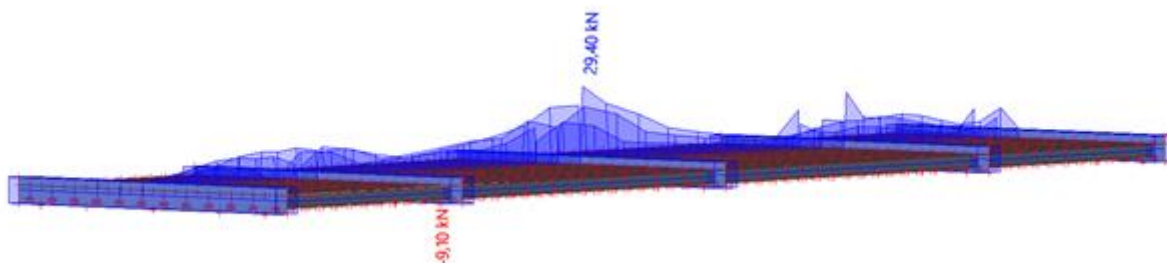




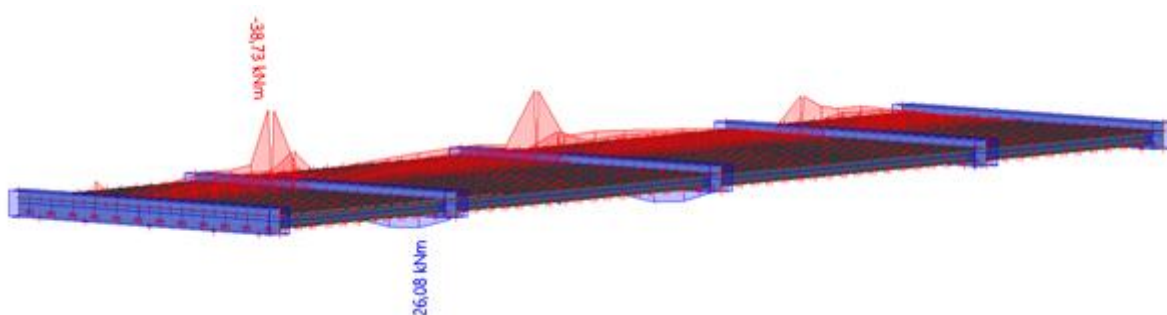
9.12 ZS12 – Chodníky

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Působení	Řídící zat. stav
	Spec	Typ zatížení			
ZS12	LM4 chodníky Standard	Proměnné Statické	SZ3	Krátkodobé	Žádný

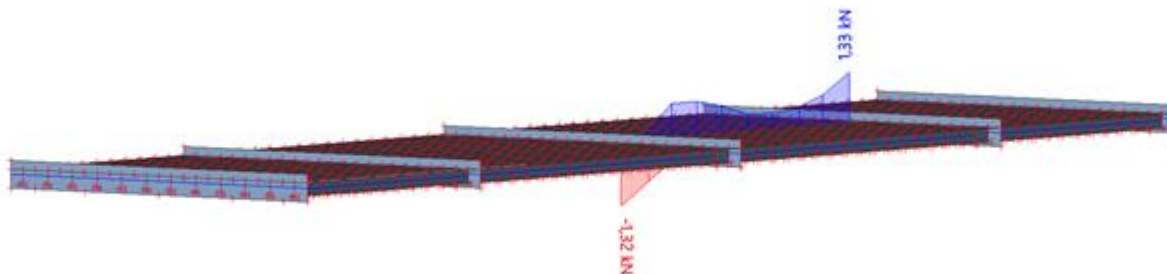
Vnitřní síly na prutu; N



Vnitřní síly na prutu; My



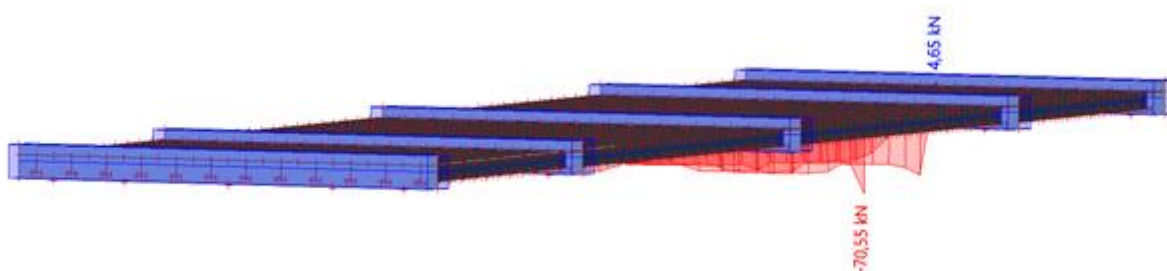
Vnitřní síly na prutu; Vz



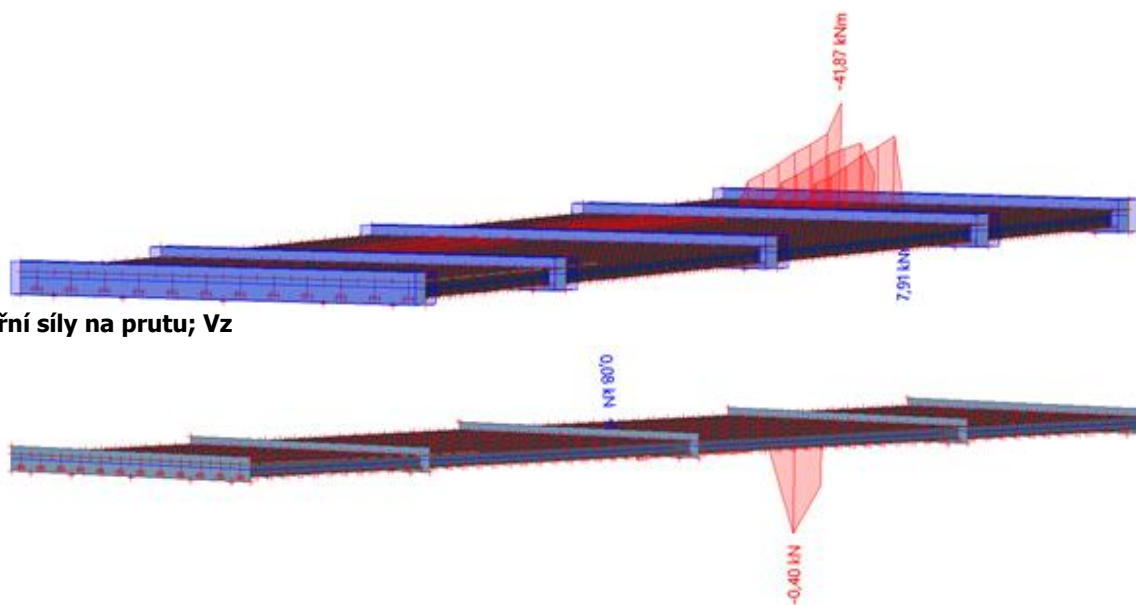
9.13 ZS13 – Brzdové síly

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Působení	Řídící zat. stav
	Spec	Typ zatížení			
ZS13a	Brzdové síly doprava Standard	Proměnné Statické	SZ4 horizontal, climatic	Krátkodobé	Žádný

Vnitřní síly na prutu; N



Vnitřní síly na prutu; My

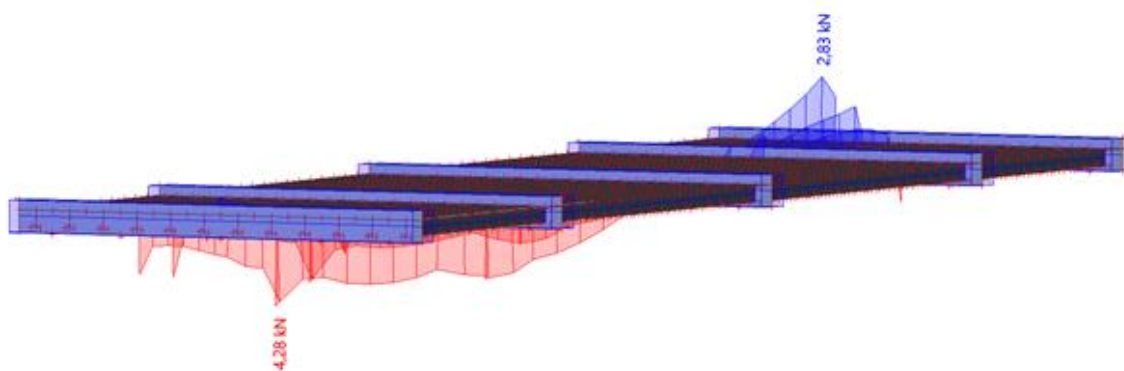


Vnitřní síly na prutu; Vz

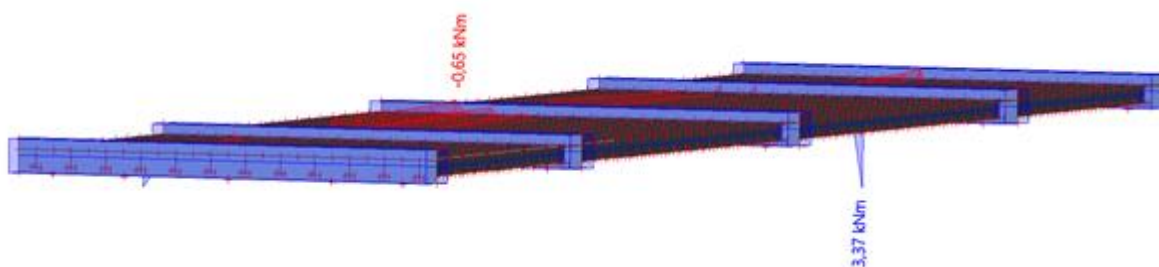
9.14 ZS14 - Vítr

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Působení	Řídící zat. stav
	Spec	Typ zatížení			
ZS14	vítr	Proměnné	SZ3	Krátkodobé	Žádný

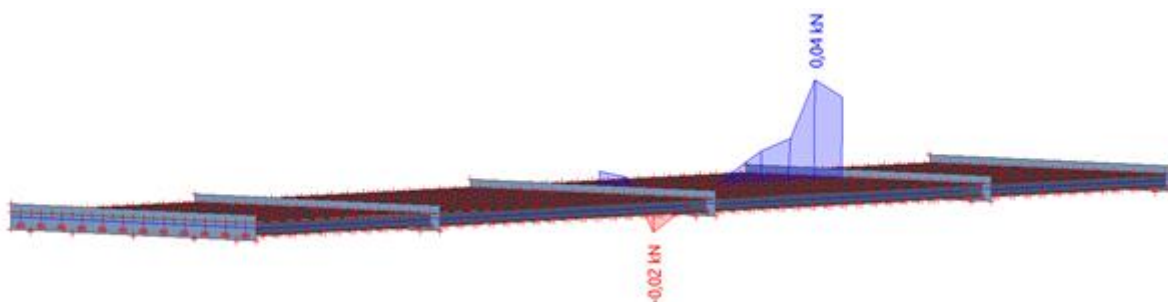
Vnitřní síly na prutu; N



Vnitřní síly na prutu; My



Vnitřní síly na prutu; Vz

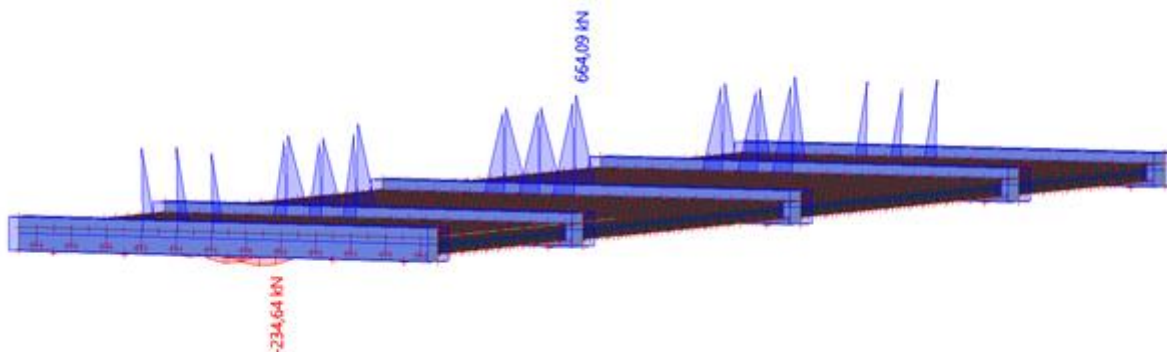


9.15 ZS16 - Teplota nerovnoměrná

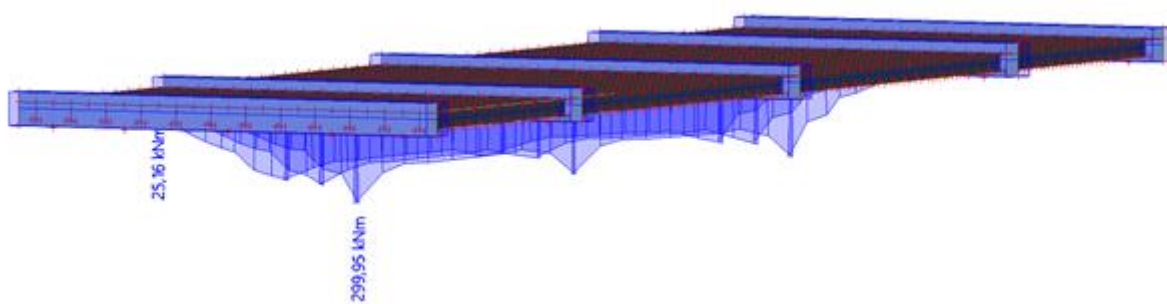


Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Působení	Řídící zat. stav
	Spec	Typ zatížení			
ZS16a	Tn + Standard	Proměnné Statické	SZ3	Krátkodobé	Žádný

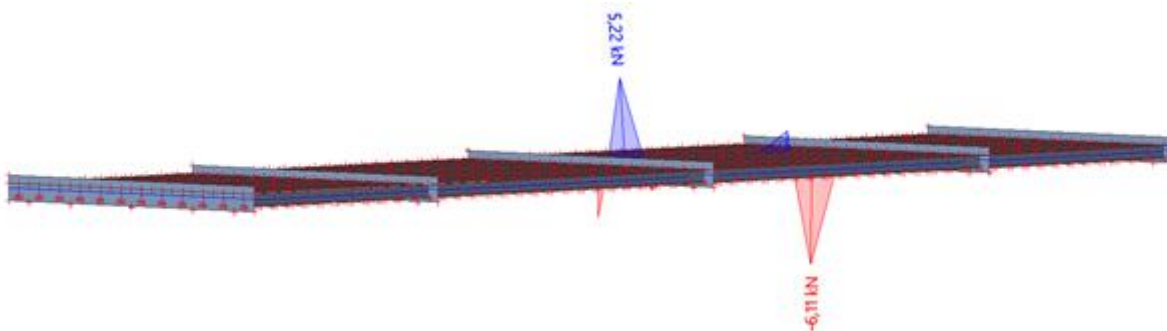
Vnitřní síly na prutu; N



Vnitřní síly na prutu; My



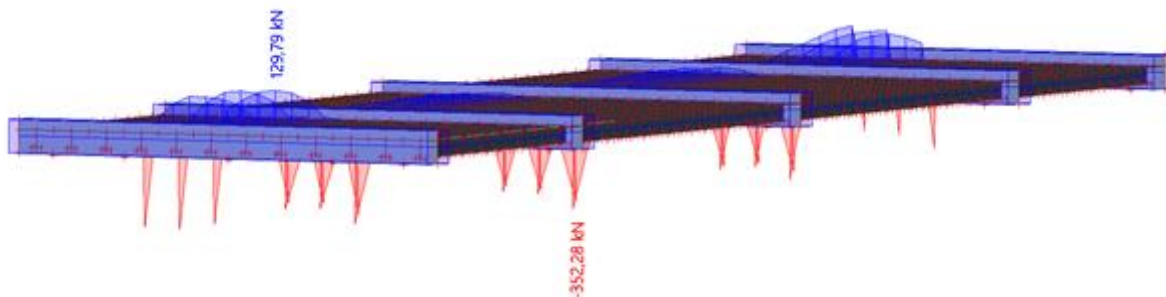
Vnitřní síly na prutu; Vz



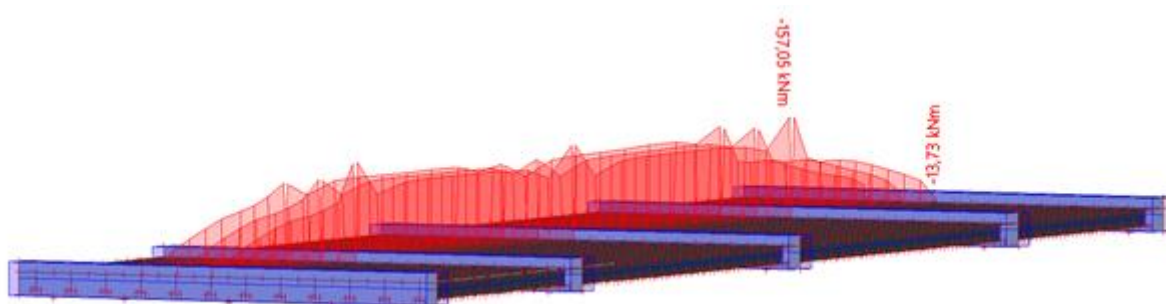


Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Působení	Řídící zat. stav
	Spec	Typ zatížení			
ZS16b	Tn - Standard	Proměnné Statické	SZ3	Krátkodobé	Žádný

Vnitřní síly na prutu; N



Vnitřní síly na prutu; My



Vnitřní síly na prutu; Vz

