

ČÁST D.1.2

VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

OBJEDNATEL PD



STŘEDOČESKÝ KRAJ
Zborovská 11
150 21 Praha 5
IČO: 708 91 095

PROJEKTOVÁ DOKUMENTACE PRO PROVÁDĚNÍ STAVBY

PDPS

II/114, II/117 Hořovice, východní obchvat

HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU

Ing. Jan Petr



projektová, průzkumná a konzultační společnost

PUDIS a.s., Podbabská 1414/20, 160 00 Praha 6 - Bubenec
tel.: +420 267 004 111, www.pudis.cz, info@pudis.cz

Vypracoval: Ing. Ludvík Kolpaský	Hlavní inženýr projektu: Ing. Jan Petr	Investor: Středočeský kraj Zborovská 11 150 21 Praha 5	
	Výrobní ředitel: Ing. Jan Vlček		
	Ředitel společnosti: Ing. Martin Höfler		
Odpovědný projektant: Ing. Ludvík Kolpaský Ph.D.			
Číslo zakázky: 1-0029-05/30	Datum: 06/2023		
Akce: II/114, II/117 HOŘOVICE, VÝCHODNÍ OBCHVAT D.1.2 MOSTNÍ OBJEKTY A ZDI		Měřítko:	Formát:
		Stupeň: PDPS	Souprava:
Příloha: SO 221 Lávka pro pěší a cyklisty v km 0,906 STATICKÝ VÝPOČET		Číslo přílohy: 11	

OBSAH:

1	TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU	4
1.1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	4
1.2	ZDŮVODNĚNÍ MOSTU A JEHO UMÍSTĚNÍ.....	5
1.2.1	Návaznost projektové dokumentace mostního objektu na předchozí dokumentaci účel mostu a požadavky (podklady) na jeho řešení.....	5
1.2.2	Charakter přemostňované překážky	6
1.1	ÚZEMNÍ PODMÍNKY	7
1.1.1	Územní podmínky.....	7
1.1.2	Geotechnické podmínky	7
1.2	TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU	9
1.2.1	Nosná konstrukce.....	9
1.2.2	Údaje o založení a spodní stavbě.....	10
1.3	VÝPOČETNÍ MODEL A METODIKA VÝPOČTU.....	12
1.3.1	Metodika výpočtu.....	12
1.3.2	Rozsah posouzení.....	12
1.3.3	Výpočetní modely.....	13
1.4	VÝPOČETNÍ POMŮCKY.....	16
1.5	POUŽITÁ LITERATURA	16
1.6	VYUŽÍVANÉ NORMY	16
1.7	VYUŽÍVANÉ PŘEDPISY	17
1.8	VYUŽÍVANÉ VZOROVÉ LISTY.....	17
1.9	PODKLADY PRO ZPRACOVÁNÍ STATICKÉHO VÝPOČTU	17
2	VÝKRESOVÁ ČÁST.....	18
3	ZATÍŽENÍ.....	21
3.1	ROZBOR ZATÍŽENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	21
3.1.1	ZÁKLADNÍ SKUPINY ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ, KOMBINACE ZS.....	21
3.1.2	Rozbor zatížení.....	22
4	CHARAKTERISTIKA POUŽITÝCH MATERIÁLŮ	33
5	POSOUZENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	35
5.1	POSUZOVANÝ PRŮŘEZ.....	35
5.1.1	P1 Průřez nad podporou.....	36
5.1.2	P2 Průřez v poli.....	36
5.2	ZATŘÍDĚNÍ PRŮŘEZŮ	37
5.2.1	P1 Průřez nad podporou.....	37
5.2.2	P2 Průřez v poli.....	38
5.3	SPOLUPŮSOBÍCÍ ŠÍRKY	39
5.3.1	Ocelová část.....	39
5.3.2	Betonová část.....	40
5.4	KLOPENÍ.....	41
5.5	VNITŘNÍ SÍLY	42
5.6	KOMBINACE.....	43
5.6.1	Kombinace pro mezní stav únosnosti.....	43
5.6.2	Kombinace pro mezní stav použitelnosti.....	43
5.6.3	Součinitele zatížení	43
5.7	VYČÍSLENÍ NAPĚTÍ	44
5.7.1	P1 - Průřez nad podporou	44
5.7.2	P2 - Průřez v poli.....	45
5.8	POSOUZENÍ MSÚ	45
5.8.1	Omezení napětí	45
5.8.2	Posouzení montážního stavu	46
5.8.3	Posouzení smykové únosnosti v podporách	48

5.9	POSOUZENÍ SPŘAŽENÍ.....	49
5.10	POSOUZENÍ DALŠÍCH PRŮŘEZŮ	51
5.10.1	Posouzení příčné výztuže desky.....	51
5.11	POSOUZENÍ MSP	53
5.11.1	Omezení napětí.....	53
5.11.2	Šířka trhlin	53
5.11.3	Posouzení průhybů.....	54
5.11.4	Dynamická analýza	55
6	SPODNÍ STAVBA	57
6.1	DŘÍK OPĚRY	57
6.1.1	Vnitřní síly	57
6.1.2	Posouzení horní části dříku	58
6.2	KŘÍDLO OPĚRY	62
6.2.1	Výpočetní model.....	62
6.2.2	Výpočet	63
6.3	PILOTA.....	71
6.4	OPĚRNÁ STĚNA	79
6.4.1	Výpočetní model.....	79
6.4.2	Výpočet	80
7	ZÁVĚR STATICKÉHO VÝPOČTU	92
7.1	ÚPLNÁ IDENTIFIKACE ZPRACOVATELE STATICKÉHO VÝPOČTU	92

1 TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1.1 Identifikační údaje

Stavba:	II/114, II/117 Hořovice, východní obchvat
Číslo stavebního objektu:	SO 221
Název stavebního objektu:	Lávka pro pěší a cyklisty v km 0,906
Evidenční číslo mostu:	- (novostavba)
Území (NUTS 1):	Česko (CZ0)
Region (NUTS 2):	Střední Čechy (CZ02)
Kraj (NUTS 3):	Středočeský kraj (CZ020)
Okres (LAU 1):	Beroun (CZ0202)
Obec (LAU 2):	Hořovice (531189)
Katastrální území [číslo k. ú.]:	Velká Víska [645389]
Stavebník / objednatel PD:	Středočeský kraj , Zborovská 81/11, 150 21 Praha 5 IČ: 70891095, DIČ: CZ70891095
Zástupce pro smluvní jednání:	Libor Lesák, radní pro oblast investic, majetku a veřejných zakázek
E-mail / telefon:	lesak@kr-s.cz / -
Uvažovaný správce mostu:	Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje, p.o. , Zborovská 11, 150 21 Praha 5, IČ: 00066001, DIČ: CZ00066001
Zástupce pro technická jednání:	Ing. Jan Lichtneger, ředitel KSÚS Středočeského kraje
E-mail/telefon:	jan.lichtneger@ksus.cz / +420 722 972 529
Nadřízený orgán správce mostu:	viz výše stavebník / objednatel PD
Projektant / zhotovitel PD:	PUDIS a.s. , Podbabská 1014/20, 160 00 Praha 6 IČO: 452 72 891, DIČ: CZ45272891
Zástupce pro smluvní jednání č. 1:	Ing. Martin Höfler, předseda představenstva
E-mail/telefon:	martin.hofler@pudis.cz / +420 267 004 111
Zástupce pro smluvní jednání č. 2:	Ing. Jan Vlček, místopředseda představenstva
E-mail/telefon:	jan.vlcek@pudis.cz / +420 267 004 111
Hlavní inženýr projektu:	Ing. Jan Petr,
	autorizovaný inženýr č. 0000878, obor ID00
E-mail/telefon:	jan.petr@pudis.cz / 723 734 948
Zodpovědný projektant mostu:	Ing. Miroslav Kroupar,
	autorizovaný inženýr č. 0011824, obor IM00
E-mail/telefon:	miroslav.kroupar@pudis.cz / 602 277 988
Pozemní komunikace:	Východní obchvat Hořovic (SO 101)
třída / návrhová kategorie:	silnice II. třídy / S 9,5/60
úsek:	-
staničení:	0,906 km (dle PD) liniové/provozní: -
část území obce:	extravilán
Bod křížení:	SO 101 x osa lávky $X_{JTSK} = 1\,064\,874,535$, $Y_{JTSK} = 782\,342,111$

Významná staničení v ose **SO221**:

ZÚ O1 – začátek úpravy před opěrou O1	km 0,156 465
ZM O1 – začátek mostu před opěrou O1	km 0,161 465
LO O1 – líc opěry O1	km 0,171 165
SR – střed rozpětí mostu	km 0,182 165
BK – bod křížení (SO 125 x SO 101)	km 0,182 165
LO O2 – líc opěry O2	km 0,193 165
KM O2 – konec mostu za opěrou O2	km 0,201 865
KÚ O2 – konec úpravy za opěrou O2	km 0,206 865
Staničení přemostňované překážky:	km 0,906 146 (SO 101)
Úhel křížení:	SO 221 x SO 101 - 63,9352°
Volná výška pod mostem:	cca 5,33 m (nad okrajem povrchu SO
101 u O2, pod levým HN)	

Důležitá upozornění:

- 1) Tento stupeň PD **PDPS** mostního objektu **SO 221** je zpracován na základě dodatku č. 1 k prováděcí smlouvě (č. smlouvy objednatele: **S-3242/DOP/2017**, č. smlouvy zhotovitele: **17 346 200**) ze dne **22. 1. 2018** k rámcové smlouvě č. **S-0453/DOP/2017** ze dne **6. 3. 2017**.
- 2) PDPS mostu **SO 202** je zpracována v rozsahu dle **přílohy č.6 k vyhlášce č. 146/2008 Sb.** a je primárně určena pro následné výběrové řízení na zhotovitele stavby. Účelem PDPS je jednoznačné technické a kvalitativní zadání stavby pro správné stanovení nabídkové ceny díla.
- 3) V této PD jsou zpracovány všechny podmínky dosud vydaných správních rozhodnutí DOSS a oprávněné připomínky objednatele k předchozímu stupni PD.
- 4) **Tato PD, bez dalších úprav a doplnění, není určena pro realizaci stavby, předpokládá se následně ještě provedení PD ve stupni RDS (pro samotnou realizaci vybraným zhotovitelem).**

1.2 Zdůvodnění mostu a jeho umístění

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

1.2.1.1 Ná vaznost a účel dokumentace

Tato PD ve stupni PDPS přímo navazuje na předchozí PD ve stupni DUSP (dokumentace pro vydání společného povolení stavby).

V DUR 2009 **nebyl** původně v místě křížení hlavní trasy obchvatu Hořovic se stávající polní cestou pro pěší a cyklisty navržený žádný mostní objekt. Tento nedostatek byl v TeS 2018 odstraněn návrhem nové lávky pro pěší a cyklisty se spřaženou ocelobetonovou nosnou konstrukcí. Nová lávka se již v této PD DUSP dále výrazně nemění, byla zvolena varianta s ocelovými římsami, které plní funkci okopových plechů a do kterých je přímo připojeno mostní zábradlí.

1.2.1.2 Podklady pro vypracování PD

- [1] Geodetické zaměření stávajícího stavu v digitální podobě (polohopis v souřadnicích JTSK a výskopis v Bpv), VPÚ DECO PRAHA a.s (10/2018)
- [2] Průzkum IS (zákresy a vyjádření správců inženýrských sítí o existenci a průběhu sítí), VPÚ DECO PRAHA a.s (10/2018)
- [3] Katastrální mapa v digitální podobě, VPÚ DECO PRAHA a.s (10/2018)
- [4] Podrobný geotechnický průzkum II/114 a II/117 Hořovice, východní obchvat, GeoTec – GS, a.s. Mgr. Filip Dudík (04/2016)

- [5] Doplnující inženýrskogeologický průzkum II/114 a II/117 Hořovice - východní obchvat, Mgr. Jeroným Lešner (01/2019)
- [6] Zásady územního rozvoje Středočeského kraje (ZÚR SK), vydané formou opatření obecné povahy dne 7. 2. 2012 (účinnost ode dne 22. února 2012)
- [7] ÚP města Hořovice, Ateliér M.A.T.T., Ing. Arch. Martin Jírovský, Ph.D. (účinnost ode dne 22. února 2018)
- [8] Záznamy z jednání a technických rad, korespondence, technické konzultace, vlastní prohlídka lokality a fotodokumentace (VPÚ DECO PRAHA a.s.) 10/2018 – 03/2019
- [9] Soubor norem ČSN, ČSN EN, EN ISO a TNI (platných k 16. 03. 2019)
- [10] Rezortní předpisy Ministerstva dopravy pro pozemní komunikace (platné k 22. 01. 2018):
 - Technické podmínky Ministerstva dopravy (TP)
 - Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací (TKP)
 - Technické kvalitativní podmínky pro dokumentaci staveb pozemních komunikací (TKP-D)
 - Vzorové listy staveb pozemních komunikací (VL)
 - Směrnice (S)
 - Metodické pokyny (MP)
 - Výkresy opakovaných řešení (VOR)
 - Požadavky na provedení a kvalitu (PPK)

1.2.1.3 Účel mostu a požadavky na jeho použití

Účelem mostu je převést pěší a cyklisty v místě křížení hlavní trasy obchvatu Hořovic se stávající polní cestou pro pěší a cyklisty.

1.2.2 Charakter přemostované překážky

Hlavní a jedinou přemostovanou překážkou objektem **SO 221** je hlavní trasa Východního obchvatu Hořovic (**SO 101**) včetně souběžných silničních příkopů.

Křížení hlavní trasy Východního obchvatu (**SO 101**) s trasou přeložky cesty pro pěší a cyklisty (**SO 125**) v km 0,906 je navrženo jako šikmé, šikmost 63,9 °.

Stavební objekt **SO 101** je ústředním objektem celé stavby Východního obchvatu Hořovic. Zcela nová směrově nerozdělená dvoupruhová silniční komunikace v celkové délce 1,453 km mezi II/117 a II/114 bude provedena v návrhové kategorii S 9,5/60, pro napojení na stávající PK budou zřízeny celkem 3 nové okružní křižovatky.

Správcem nové PK bude Krajská správa údržby silnice Středočeského kraje.

Příčné uspořádání PK pod lávkou plně respektuje požadavky stávající ČSN 73 6101/2018.

Směrové řešení: Osa **SO 101** je v oblasti mostu **SO 221** vedena ve směrovém oblouku $R = 330$ m délky 70 m (km 0,851 – km 1,039), směrové vedení hlavní trasy je navrženo na směrodatnou rychlost 70 km/h.

Vozovka vč. zpevněných krajnic je v oblasti pod lávkou provedena v jednostranném příčném sklonu 4,00 %. Nezpevněné krajnice budou provedeny standardně v příčném sklonu 8 % vždy směrem od vozovky.

Výškové řešení: Niveleta hlavní trasy **SO 101** v oblasti pod lávkou **SO 221** po směru staničení stoupá v konstantním podélném sklonu 1,03%

Šířkové uspořádání pod lávkou **SO 221** (zleva doprava):

levá nezpevněná krajnice se směrovým sloupkem	0,750 m
levá zpevněná krajnice	0,500 m
levý vodící proužek	0,250 m
levý jízdní pruh (směr II/117 D5, Žebrák)	3,500 m
pravý jízdní pruh (směr II/114 Lochovice)	3,500 m
pravý vodící proužek	0,250 m
pravá zpevněná krajnice	0,500 m
pravá nezpevněná krajnice se směrovým sloupkem	0,750 m

Zpevněná šířka vozovky	8,500 m
Volná šířka vozovky (průjezdny prostor mezi směrovými sloupky)	9,500 m
Celková šířka PK v koruně pod lávkou	10,000 m

1.1 Územní podmínky

1.1.1 Územní podmínky

Trasa východního obchvatu se nachází severovýchodně od města Hořovice. Zájmové území lze označit převážně za pahorkovité, na začátku (severu města) lze území charakterizovat jako horské. Nadmořská výška se pohybuje mezi 330 m n.m. až 350 m n.m. Území lze aktuálně charakterizovat jako nezastavěné, je převážně využíváno pro zemědělské účely (orná půda nebo trvalý travní porost). Výhledově by měla být orná půda zachována na vnější (levé) straně, na vnitřní (pravé) straně lze do budoucna předpokládat zastavění přilehlých pozemků.

Stavba je v souladu s územně plánovací dokumentací, tj. se ZÚR Středočeského kraje (v celé délce obchvatu) a ÚP Hořovice (v celé délce obchvatu s výjimkou napojení na II/117).

Lávka **SO 221** se nachází v km 0,906 a převádí přeložku cesty pro pěší a cyklisty (**SO 125**) přes hlavní trasu Východního obchvatu Hořovic (**SO 101**).

1.1.2 Geotechnické podmínky

1.1.2.1 Úvod

Pro tuto stavbu byl v rámci zpracování PD DUSP (v souladu s ČSN EN 1997-1,2 a TP 76) v období 01-02/2018 proveden nový Doplnující inženýrskogeologický (IG) průzkum [5] který (především v odchýlené trase hlavní komunikace a v oblasti mostů) upřesňuje závěry z původního Podrobného IG průzkumu [4]. Kompletní IG průzkum mostu je dokladován jako samostatná příloha **G.2.7**. Níže je uvedena stručná rešerše, podrobná dokumentace provedených jádrových sond uvedena v příloze **č.1** této technické zprávy.

Inženýrskogeologické a hydrogeologické poměry jsou zhodnocené v místě SO 221 na základě 3 provedených maloprofilových jádrových vrtů JV104 dl. 11,30 m (nový – 2019), JV105 dl. 11,00 m (nový – 2019) a J14 dl. 5,00 m (archivní – 2006). Vrty byly provedeny ze stávajícího terénu poblíž předpokládaného vedení trasy obchvatu, podrobná dokumentace provedených sond je uvedena v příloze **č.1** této technické zprávy.

1.1.2.2 Lokalizace a morfologické poměry území

Po stránce geomorfologického členění území náleží do okrsku VA-4A-b Komárovská brázda, který je součástí celku VA-4 Hořovická pahorkatina. Pro jeho vývoj je typická pozice na dně a v úbočí široké mísovité sníženiny ve vyšší části podhorského reliéfu. Charakteristickým rysem širšího okolí lokality je mělký výskyt pevného horninového podkladu, s rozvinutými splachy do širokých terénních sníženin a údolí. Zájmové území je využíváno především pro zemědělské účely.

1.1.2.3 Geologické a hydrogeologické poměry

Skalní podklad je tvořen ordovickými jílovitoprachovitými břidlicemi Tepelsko-Barrandienské oblasti, které se řadí k vinickému souvrství. Vinické břidlice představují středně pevný horninový podklad,

vhodný pro plošné i hlubinné zakládání. Při svém povrchu jsou kamenitě až jílovitoštěrkovitě rozpadlé do hloubky cca 3-5 metrů.

Kvartérní pokryv je tvořen diluviálními sedimenty, fluvialními sedimenty a navážkou.

Deluviální sedimenty vznikají mrazovým a gravitačním promísením zvětralin a dřívějších kvartérních zemín. Jejich litologické složení je závislé na morfologické pozici stanoviště a na geologické historii okolí (v zájmovém území především na mírně svažitéch plochách v jižní části trasy, kde utvářejí souvislou polohu o mocnosti cca 2m). Deluvia jsou souborně klasifikována jako jíl písčité až až štěrky jílovité, pevný, clGr, saCl (F4/CS, G5GC), svrchní poloha deluvií může obsahovat tenký relikt eolicko-deluviálních zemín charakteru jílu hlinitého, siCl (F6/CL).

Fluvialní sedimenty vznikaly vícegeneračním ukládáním štěrkových, písčitých a jemnozrnných klastik na dně údolí Červeného potoka, které formovalo geologický sled zájmové lokality dříve, nežli byl v území vybudován Žákův náhon. Spodní oddíl těchto zemín nabývá charakteru jílovitého štěrku a štěrku s jemnozrnnou příměsí a s ostrohrannými kameny do cca 6cm, clGr, siGr (G5/GC, G3/G-F), středně uhlého. Svrchní oddíl je zastoupen jemnozrnným jílovitým pískem a hlinitým jílem, tuhým, clSa, siCl (S5/SC, F6/CL), reprezentujícím jemnozrnné povodňové hlíny a kaly. Nejvyšší mocnost fluvialních sedimentů byla zjištěna podél Červeného potoka, kde dosahovala 4,50m.

Navážky tvoří přípovrchovou polohu zemín. Litologicky se jedná o heterogenní překopané místní zeminy, promísené s drobným stavebním odpadem, ukládané na lokalitě při úpravách terénu kolem Červeného potoka a při budování drobných těles násypů místních komunikací a cest.

1.1.2.4 Geotechnické vlastnosti zemín a hornin

V zájmové lokalitě bylo na základě aktuálního GTP vymezeno na lokalitě celkem 6 geotechnických typů zemín a zvětralin (GT1 – GT6), které se liší svými mechanicko-fyzikálními vlastnostmi.

Navážkám není geotechnický typ přiřazen, pro hodnocení založení mostů nejsou relevantní.

Geologické prostředí Geotechnický typ		Zatřídění	ρ (kg.m ⁻³)	E_{def} E_{def2} E_{oed} (MPa)	C_{ef} (kPa)	ϕ_{ef} (°) σ_c	v	k_v (m/s)	R_{dt} (kPa)	T V	PS N CBR X
Kvartér- heterog. navážka	Sypání s převahou jílu písčitého s úlomky hornin	grsaCl-Mg, středně ulehlá	1700	nelze	2	24 -	0,40	2.10 ⁻⁸ nelze	-	I / 3 I	95% NN 1 1 : 1
	Jíl hlinitý, písčité a písek jílovitý, tuhý (GT1)	siCl, saCl, clSa (F6/CL, F6/CL, F4/CS, S5/SC)	1750- 1800	2 3 3	3	21 -	0,40	8.10 ⁻⁵	<70 (nelze - vliv vody)	I / 3 I	80% NN 2 -
Kvartér – fluvialní sediment	Štěrky jílovité a štěrky s jemnozrnnou u příměsí, středně uhlé (GT2)	clGr, siGr (G5/GC, G3/G-F)	1900- 2000	30 - 40	1	30 -	0,30	2.10 ⁻⁴	175 Vliv vody	I / 3 I	90% N - -
	Štěrky jílovité a jíly písčité, pevný (GT3)	siCl, clGr, saCl, siCl (F6/CL, G5/GC, F4/CS)	1950- 2050	35 47 40	10	29 -	0,30	2,2. 10 ⁻⁸	225	I / 4 I	100% NN 10 3 : 1
Skalní podklad – Jílovito- prachovitá břidlice	Zcela zvětralá (GT4)	R6 až R5 s malou vzdáleností diskontinuit	2100- 2200	45 - 54	10	32 2	0,25	-	250	I / 4 I	-
	Mírně zvětralá až navětralá (GT5)	R4 se střední vzdáleností diskontinuit	2200- 2300	400 - 444	200	36 12	0,20	-	500	II / 5 II	-
	Navětralá až zdravá hornina (GT6)	R3 se střední vzdáleností diskontinuit	2300	3000 - 3168	1000	40 50	0,15	-	800	II-III / 6 II-III	-

Zatřídění – dle ČSN EN ISO 14688, ČSN EN ISO 14689 a ČSN 73 6133		ρ - objemová hmotnost
E_{def} - modul přetvámosti	E_{def2} - dosažitelný modul přetvámosti z druhé větve statické zkoušky	
E_{oed} - edometrický modul pro obor 100-200 kPa	c_{ef} - efektivní soudržnost	ν - Poissonovo číslo
φ_{ef} - efektivní úhel vnitřního tření (úhel pevnosti homin)	σ_c - pevnost v prostém tlaku u homin (MPa)	
k_v - koeficient vsaku dle ČSN 75 9010	R_{dt} - orientační hodnota dle dříve užívané ČSN 73 1001	
T - zatřídění těžitelnosti dle ČSN 73 6133 a dřívější ČSN 73 3050		
V - vrtatelnost dle Katalogu popisů a směrných cen stavebních prací VC 800-2		
PS- dosažitelná hodnota Proctor Standard zemní pláň, za stavu in situ		
N - namrzavost (NN – nebezpečně namrzavé, N - namrzavé)		
CBR - dosažitelná hodnota CBR po dohutnění pláň za stavu in situ		
X – dočasný sklon svahu nezvodnělého výkopu o hloubce max 3,0m (výška : délka v patě)		

1.1.2.5 Inženýrskogeologické zhodnocení podmínek výstavby

Geologické poměry v místě řešeného mostu jsou hodnoceny jako jednoduché, lávka je klasifikována jako nenáročná konstrukce. Dle ČSN EN 1997-1,2 (resp. ČSN P 73 1005) byla stavba lávky zařazena do **1.geotechnické kategorie**.

Pro návrh a posouzení založení mostu se doporučuje využít charakteristik z tabulky, zjištěné přímým průzkumem staveniště, uvedené výše.

Hlubinné základové prvky budou v kontaktu s podzemní vodou, během provádění může dojít k velmi drobným průsakům vod do vývrtů pilot.

1.2 Technické řešení mostu

1.2.1 Nosná konstrukce

1.2.1.1 Popis nosné konstrukce

Nosná konstrukce je navržena jako sprážená ocelobetonová o jednom poli.

HLAVNÍ NOSNÁ KONSTRUKCE MOSTU

Hlavní nosnou konstrukci lávky s horní mostovkou bude tvořit dvojice svařovaných ocelových nosníků I-průřezu proměnné výšky s náběhy u krajních opěr sprážených s ŽB deskou mostovky tl. 220 mm. Nosná konstrukce bude integrovaná (vetknutá) do krajních opěr.

Podle aktuálních trendů v navrhování mostů a dle platného TP 261 MD ČR má projektant v případech, kdy je to technicky možné, vždy upřednostnit návrh integrované konstrukce. Integrovaný most znamená, že nosná konstrukce je neposuvně spojená se spodní stavbou, čímž odpadá nutnost provedení ložisek i mostních závěrů, což jsou prvky s omezenou životností a potřebou pravidelné údržby, kterou návrh integrované konstrukce podstatně snižuje.

Vzájemná osová vzdálenost hlavních nosníků bude **1,500 m**, světlost mezi krajními opěrami **22,000 m**, teoretické rozpětí nosné konstrukce bude cca **23,000 m**. Podélný spád NK bude proměnný od +7,000 % do -7,000%, lávka je navržena ve vrcholovém oblouku s maximálním vzepětím ve středu rozpětí.

Hlavní nosníky budou předem zhotovené v dílně (mostárně). Nosníky je možné převádět v celku nebo na tři části. Osazení ocelových nosníků nové NK do mostního otvoru se předpokládá pomocí silničních jeřábů z prostoru pod mostem. Hlavní nosníky budou při montáži uloženy na vybetonované opěry, při betonáži desky budou hlavní nosníky fungovat jako prostě uložené.

Nosníky budou na koncích v zabetonované části vzájemně tuze propojené a opatřené robustními koncovými výztuhami. Pro dokonalé spojení budou v koncových částech nosníky opatřené spřahovacími prvky a otvory pro průchod betonářské výztuže. Pro přenos tlakové normálové síly z dolní pásnice do opěry budou na obou koncích hlavního nosníku navařeny čelní desky s výztuhami.

Hlavní nosníky budou plynule nadvýšené z výroby, tvar a hodnoty nadvýšení (resp. poloměr ohybu ve svislé rovině) bude stanoven v RDS.

Spřažení mezi nosníky a deskou mostovky bude realizováno pomocí dvojice přivařených spráhujících trnů Ø22-100 na každém nosníku, s roztečí v podélném směru dle statického výpočtu (menší rozteče v krajních podporových sekcích).

Deska mostovky šířky 3,000 m má příčný dostředný sklon horního povrchu 2,50% (úžlabí v ose lávky) a základní tloušťku 220 mm. Dolní povrch desky mezi nosníky bude v příčném směru vodorovný, sklony povrchů krajních konzol se mírně rozbíhají. Do desky budou přes kotevní prvky zabetonovány ocelové římsy se sloupky zábradlí a před každou opěrou vždy vsazen jeden lávkový odvodňovač. V těchto místech se odpovídajícím způsobem upraví výztuž desky mostovky. Deska působí v příčném směru lávky jako prostý nosník o rozpětí 1,500m s převislými konci o vyložení 0,750m.

Betonáž desky mostovky a úložných prahů se předpokládá najednou v jediném (nepřerušeném) taktu bez pracovních spár současně s vybetonováním úložných prahů opěr (zabetonování hl.nosníků do opěr), tím dojde ke zmonolitnění. NK bude uložena na vybetonovaných zárodcích dřívků opěr na celé rozpětí mostu. Příčná tuhost nové NK bude v provozním stádiu zabezpečena tuhostí železobetonové desky a zabetonováním nosníků na opěrách, čímž dojde k vetknutí nosné konstrukce do opěr a konstrukce mostu začíná působit jako integrovaný most. Ztrátou stability je ohrožena pouze tlačná horní pásnice hlavních nosníků v poli při montáži a zejména betonáži. Zajištění stability a tvaru při betonáži zajistí montážní ztužení příčného řezu (u podpor a dále po vzdálenosti stanovené statickým výpočtem) a systém bednění desky mostovky, doplněný soustavou vzpěr a táhel.

SOBK bude provedena v souladu s kap. 18,19 TKP.

V definitivním stavu bude konstrukce působit jako rámová konstrukce s poddajnými podporami.

Izolace desky mostovky včetně přetažení na část přechodové desky je navržena jako celoplošná izolace z PMMA.

<u>Materiály:</u>	konstrukční ocel	S355 J2+N
	spráhovací trny	S235J2G3+C450
	dočasné montážní ztužení	S235J2+N
	betonářská výztuž	B500B
	beton	C30/37-XF2, XD2, XC4

Povrchová úprava betonu nových částí SOBK – provede se v souladu s TKP kap.18, příloha P.10

Všechny pohledové povrchy betonu SOBK mostu budou provedeny do bednění v kvalitě **C2d** (celoplošné vícevrstvé desky se strukturou dřeva, zpevněné povrchově pečutí pryskyřičnou vrstvou, s dále definovanými povrchovými vlastnostmi).

Všechny výsledně zakryté povrchy betonu budou provedeny do bednění v kvalitě **C1a** (vodovzdorná překližka nebo ocelové bednění).

1.2.2 Údaje o založení a spodní stavbě

1.2.2.1 Odstranění ornice:

V rámci SO 201 se skryvka 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 Založení

S ohledem na geologické podmínky je celý objekt založen pomocí základových pasů a navazujících velkopřůměrových pilot průměru 0,9 m.

Piloty budou vybetonovány tak, aby hlava piloty byla o 550 mm nad horním povrchem podkladního betonu opěry. Při vrtání budou použity vrtací šablony, které budou následně demolovány. Horní část vrtu bude hluchá. Horní betonová část pilot délky cca 500 mm bude následně po odkopání odbourána s ponecháním výztuže piloty pro propojení s dřívkem opěr.

Piloty budou vrtány rotačně náběrovým způsobem s průběžným pažením s pomocí ocelových, spojovatelných pažnic vnějšího průměru 900mm, které budou po ukončení betonáže vytaženy.

Materiál pilot – beton C25/30–XA1, betonářská výztuž B 500B.

1.2.2.2.1 Spodní stavba mostu

Spodní stavbu tvoří dvě krajní vysoké částečně poddajné železobetonové opěry. Nové opěry budou tvořeny dříkem opěry, na němž budou uloženy a posléze zabetonovány ocelové hlavní nosníky NK, a vlečenou přechodovou deskou speciální konstrukce používané pro integrované mosty. Úložný práh opěry, v němž budou zabetonovány nosníky NK, se vybetonuje v jedné fázi betonáže s deskou mostovky a bude tvořit monolitické spojení nosné konstrukce a spodní stavby.

Tloušťka dříků opěr je 1,2 m a rub i líc opěry je svislý. Šířka opěr je 4.60 m z důvodu rozšíření průchozího prostoru na předpolích oproti prostoru na lávce.

Na opěry navazují samostatná rovnoběžná křídla oddílatovaná od krajních opěr budou tvořena obkladovými prvky přechodové oblasti z vyztužené zeminy. Délka křídel opěry O1 je 8,50 m a O2 7,50 m. Podél křídel vpravo ve směru jízdy na převáděné komunikaci za lávkou jsou navržena služební schodiště, na opačné straně je svah podél křídel zpevněný kamenem do betonu v šířce 0,50m.

Základy opěr budou provedeny na podkladním betonu C12/15 tl. 0,15 m.

Horní povrch pracovní spáry mezi dříky opěr a úložnými prahy bude proveden v podélném směru i příčném směru ve sklonu 0% (vodorovně), který bude po montáži nosníků výsledně přebetonován.

Přechodová deska nebude provedena ve standardním provedení, nýbrž jako vlečená, tzn. u horního povrchu bude spojena s deskou mostovky podélnou výztuží přes vrubový kloub, přičemž horní povrch desek je spojitý, bez dilatační spáry. Podepření přechodové desky na krátké konzole na rubu opěry je provedeno jako kluzné. Na přechodovou desku je přetažena hydroizolace NK.

Všechny smršťovací i pracovní spáry budou z rubové strany kryty ochranným pásem NAIP. Pracovní spára je přiznaná vložením trojúhelníkové latě do bednění 20/20mm a těsněná umělohmotným profilem. Všechny pracovní spáry budou opatřené spojovacím (adhezním nátěrem).

Všechny pohledové hrany budou zkoseny min. 15/15 mm vložením trojúhelníkové lati do bednění, hrany pod pásovou izolací budou zkoseny min 50/50 mm.

Spojení s pilotovými základy bude provedeno pomocí betonářské výztuže pilot.

Do těla opěr a křídel budou v předepsaných místech umístěny nivelační značky pro geodetické sledování případných pohybů spodní stavby během výstavby a za provozu dle VL4 05/2015 **č. 509.01**.

Odvodnění rubů opěr

Prostor za rubem opěr bude odvodněn příčně vyspádovanou drenáží DN 150 mm dle VL4 05/2015 **č. 204.01a** z plastové perforované trubky dle TP 83, s vyústěním v určeném nejnižším místě do boku vedle revizního schodiště. Drenážní trubky budou uloženy na podkladní beton v minimálním podélném sklonu 3%, obaleny ochrannou geotextilií min. 600 g/m² a na začátku zaslepeny. Následně se provede jejich obetonování drenážním betonem (cementový mezerovitý beton dle TKP kap. 18) 0,30 x 0,30 m.

Materiál opěr: beton základů	C 30/37 – XF3, XC2, XA1
beton dříků	C 30/37 – XF2, XD3, XC4, XA1
beton přechod. desek	C 30/37 – XF2, XC2
betonářská výztuž	B 500B
hydroizolace	ALP, ALN, NAIP
geotextilie	min. 600 g/m ²

1.2.2.3 Izolace spodní stavby

1.2.2.3.1 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 úroveň nepropustné vrstvy 1x penetrační nátěr za studena + 2x asfaltovým nátěrem za tepla.

1.2.2.3.2 Přechodové oblasti

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

1.2.2.3.3 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.

1.2.2.3.4 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.

1.2.2.3.5 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.

1.2.2.3.6 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.

1.2.2.3.7 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.

1.3 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 pružným 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 ($\gamma_M = 1$).

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

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

1.3.2 Rozsah posouzení

V tomto stupni projektové dokumentace je posouzena hlavní nosná konstrukce a veškeré dílčí části, spodní stavba včetně mostních křídel a založení v podobě velkopřůměrových pilot.

1.3.3 Výpočetní modely

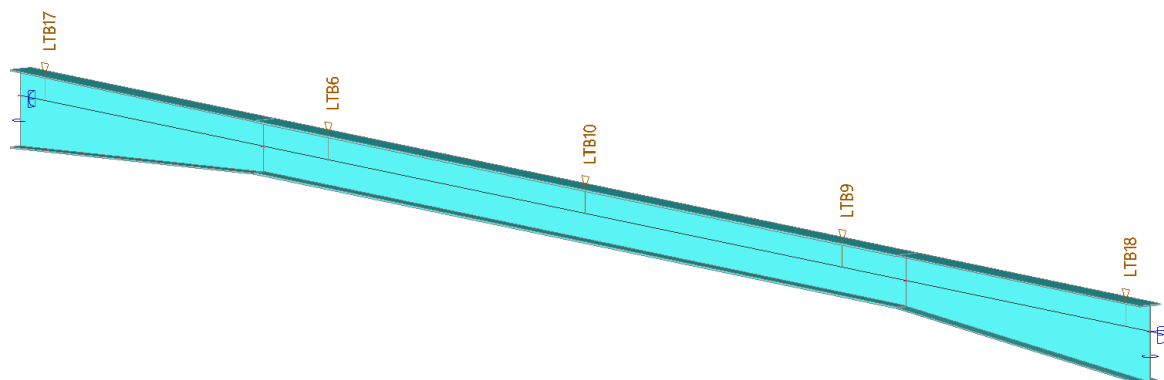
Pro zjištění vnitřních sil byl vytvořen prostorový výpočetní model v programu Scia Engineer 19 a pro posouzení montážního stavu byl vytvořen prutový výpočetní model v programu Scia Engineer 19.

- Deskostěnový prostorový model se zohledněním fázi výstavby
- Prutový prostorový model

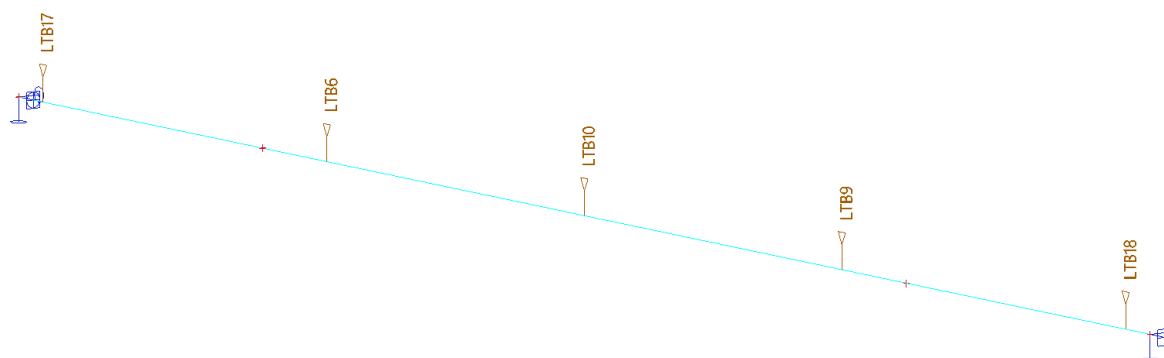
1.3.3.1 Prostorový prutový model pro montážní stav

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

1.3.3.1.1 Vizualizace modelu



Obr. 1 Prutový model; Renderovaný



Obr. 2 Prutový model; Čárový

1.3.3.2 Prostorový model s deskostěnovými prvky se zohledněním fází výstavby

Ve výpočetním modelu byla ŽB deska a ocelové svařované nosníky mostovky modelovány deskostěnovými prvky (makra 2D). ŽB deska 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 osovém tahu a ohybu).

Opěra je modelována pomocí deskostěnových prvků. Piloty byly podelovány prutově pomocí 1D prvků, které jsou podepřeny svisle pružně v jejich patě, na plášti jsou spojitě pružné podpory, které odpovídají tuhosti a mocnosti zeminy, v kterých budou piloty provedeny. Tuhosti jsou spočítány a převzaty z programu GEO5 - Pilota.

Na dříku opěry jsou vytvořeny uzly tak, aby bylo možné po výšce dříku zadat pružné podepření. Tuhosti jsou iterativně spočteny z koncových posunů opěry v programu iBridge s uvažovaným šterkopískovým zásypem G2 s $E_{def} = 90 \text{ MPa}$.

Průběh modulů reakce na opěře:

Údaje o opěře

Výška opěry: $H_a = 7.165 \text{ m}$
Posun nahoře: $U_t = 7.3 \text{ mm}$
Posun dole: $U_b = 0.7 \text{ mm}$

Zásyp

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

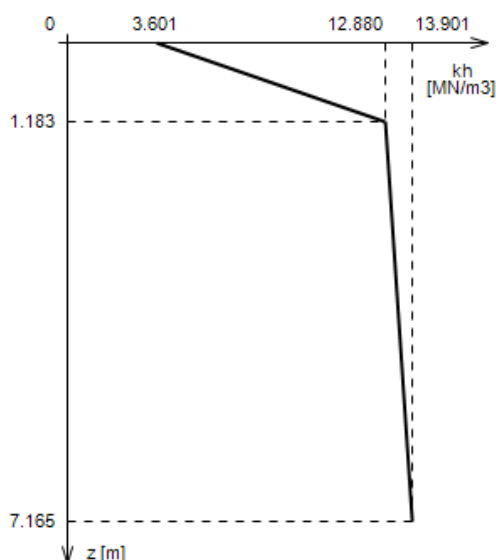
Moduly k_h [MN/m³]

Bod	k_h
1	3.601
2T	5.705
2R	13.641
2M	12.880
3T	16.348
3R	13.641
3M	13.901

Hloubka z_2 1.183 m

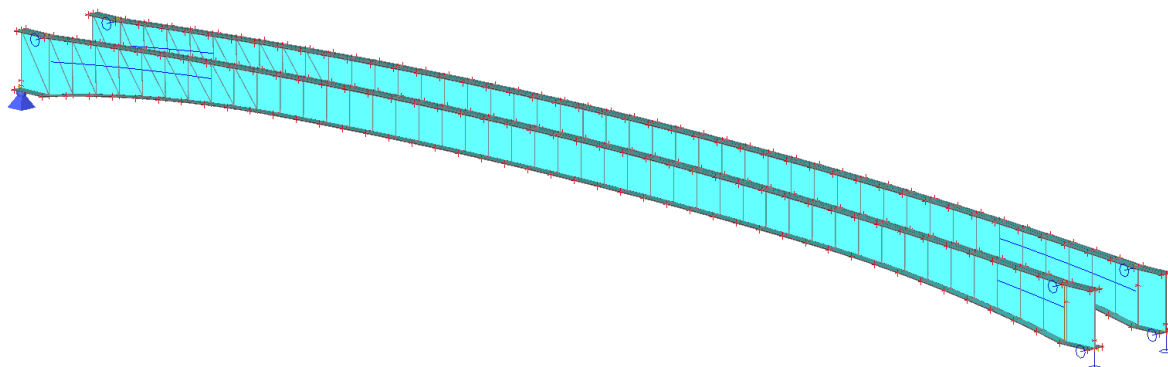
Průběh modulů k_h - Křivka M (Kombinace posunu a rotace)

Bod	k_h [MN/m ³]	z [m]
1	3.601	0.000
2	12.880	1.183
3	13.901	7.165

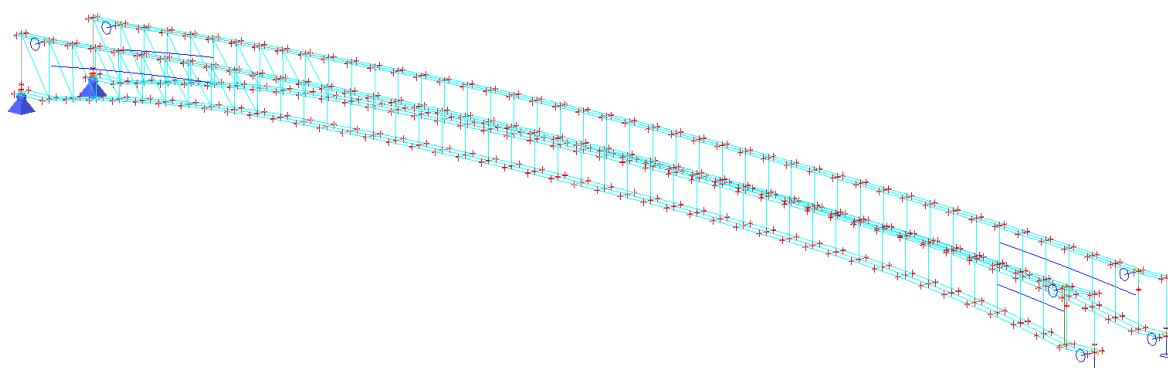


1.3.3.2.1 Vizualizace modelu

1.3.3.2.1.1 Montážní stav

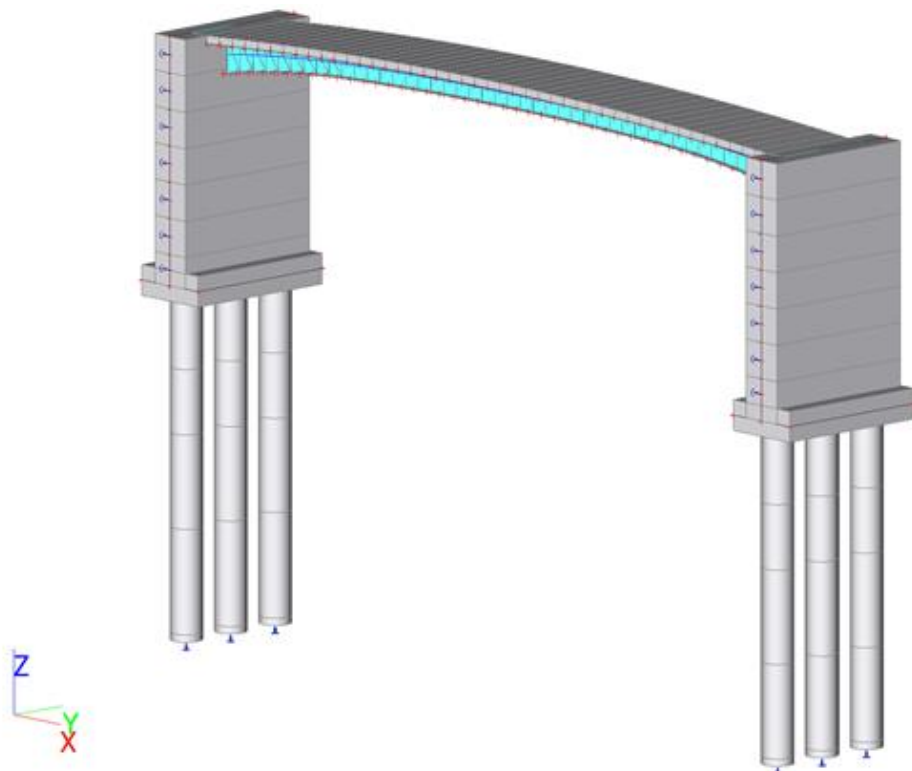


Obr. 3 Globální model – renderované zobrazení

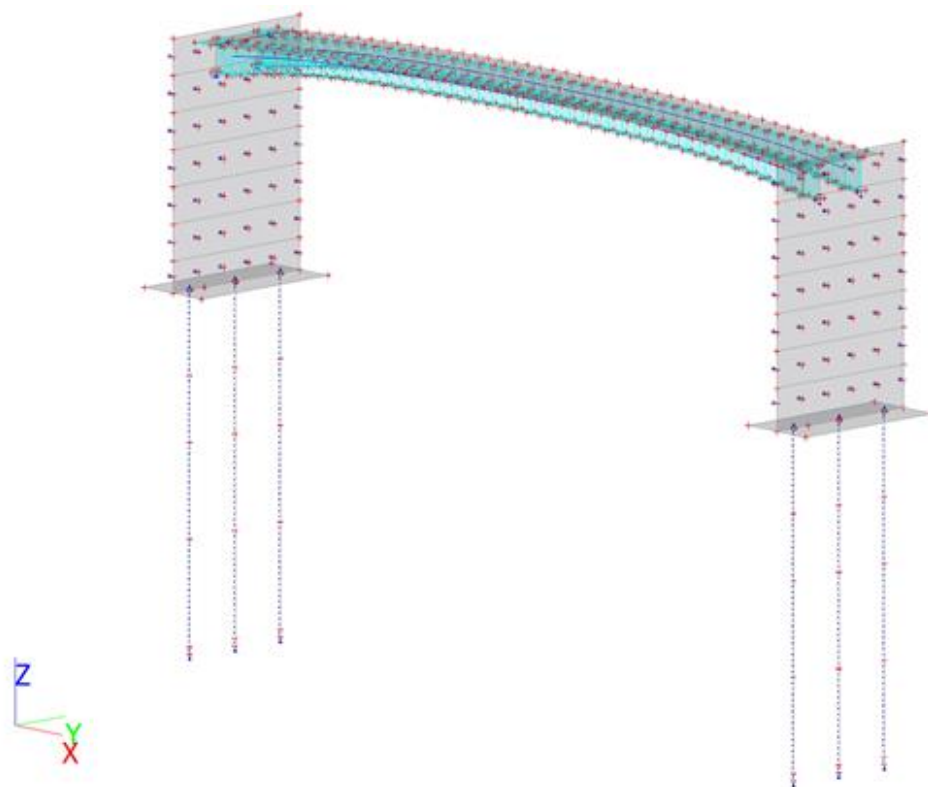


Obr. 4 Globální model – čárové zobrazení

1.3.3.2.1.2 Finální fáze



Obr. 5 Globální model – renderování zobrazení



Obr. 6 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) příčná výztuž monolitické desky mostovky |
| 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 |

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 styčníků,
- 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 štetové stěny, pravidla pro pozemní stavby,
- 23) ČSN EN 1994-1-1 Navrhování sprážených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- 24) ČSN EN 1994-2 Navrhování sprážených 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 Sprážené 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

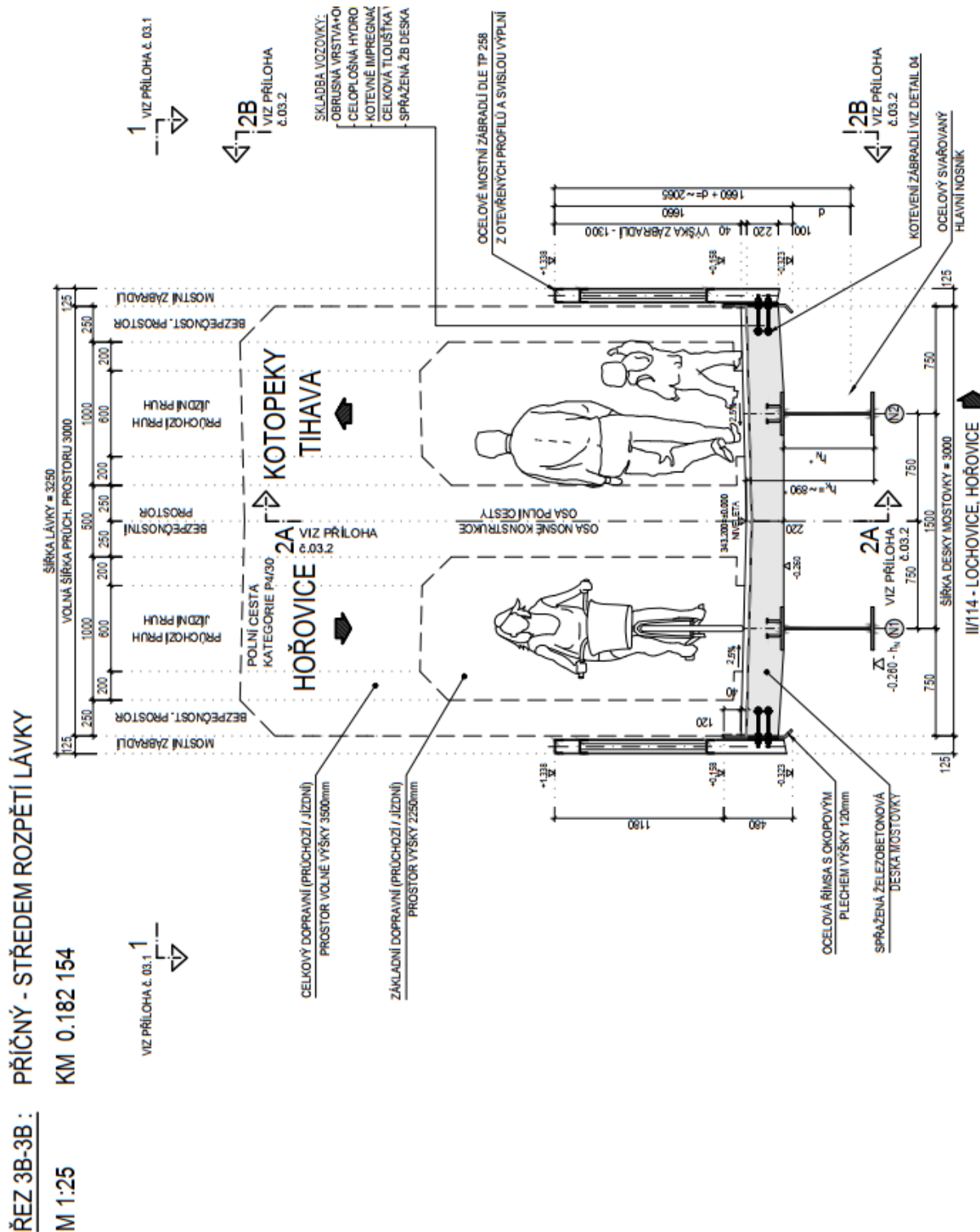
- 1) MVL 4

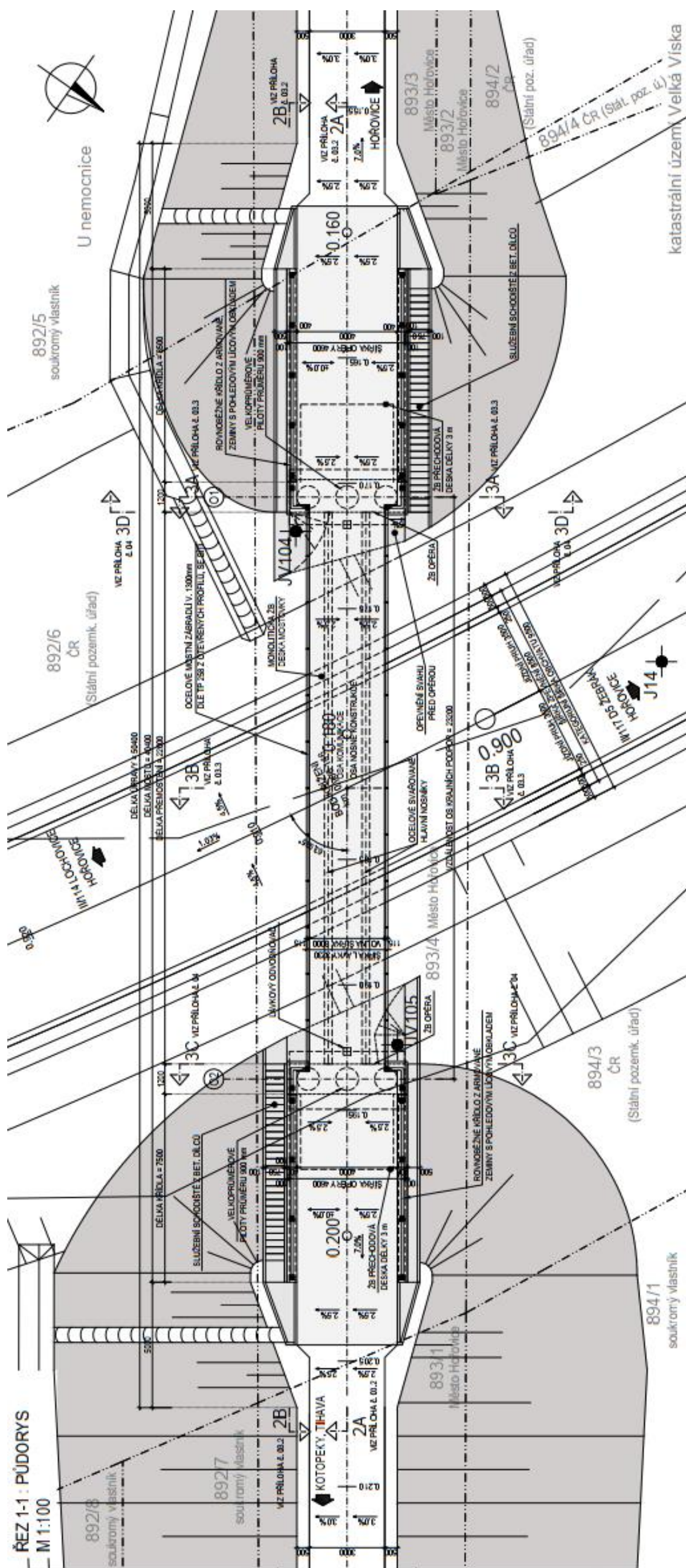
1.9 Podklady pro zpracování statického výpočtu

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 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
- Dokumentaci DUSP; Část D.1.2 Mostní objekty a zdi; SO 221 LÁVKA PRO PĚŠÍ A CYKLISTY V KM 0,906.

- ## 2 VÝKRESOVÁ ČÁST







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	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$
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	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$
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
ZS07	Zemní tlak	1,00	1,35	0,00

3) NAHODILÉ ZATÍŽENÍ P, B, O, W, T, U - nahod. krátkod.

A) SVISLÉ POHYBLIVÉ - P

		δ	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$
ZS08	Rovnoměrné zatížení	1,00	1,35	0,00
ZS09	Soustředěné zatížení	1,00	1,35	0,00
ZS10	Servisní vozidlo	1,00	1,35	0,00
ZS11	Zatížení zábradlí	1,05	1,35	0,00

B) VODOROVNÉ, KLIMATICKÉ – B, O, W, T

		δ	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$
ZS12	W-Vítr	1,00	1,50	0,00
ZS13	Tr-Teplota	1,00	1,50	0,00
ZS14	Tn-Teplota	1,00	1,50	0,00

Sestavy zatížení dopravou

Druh zatížení		Svislé síly		Vodorovné síly
zatěžovací systém		rovnoměrné zatížení	obslužné vozidlo	
sestava zatížení	gr1	q_{fk}	0	Q_{f1k}
	gr2	0	Q_{serv}	Q_{f1k}

Obr. 7 Definice sestav zatížení (ČSN EN 1991-2; Tabulka 5.1)

3.1.2 Rozbor zatížení

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

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

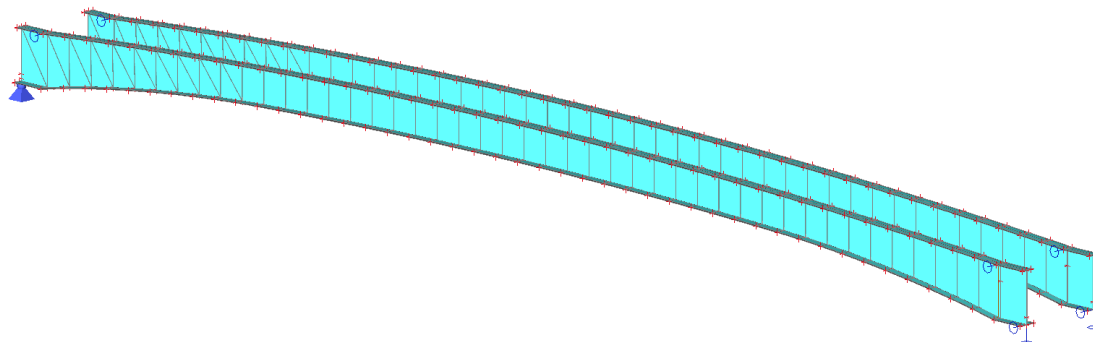
3.1.2.1 MONTÁŽNÍ ZATÍŽENÍ Gm - stálé

-působí na ocelový svařovaný nosník

3.1.2.1.1 ZS01 VLASTNÍ TÍHA

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



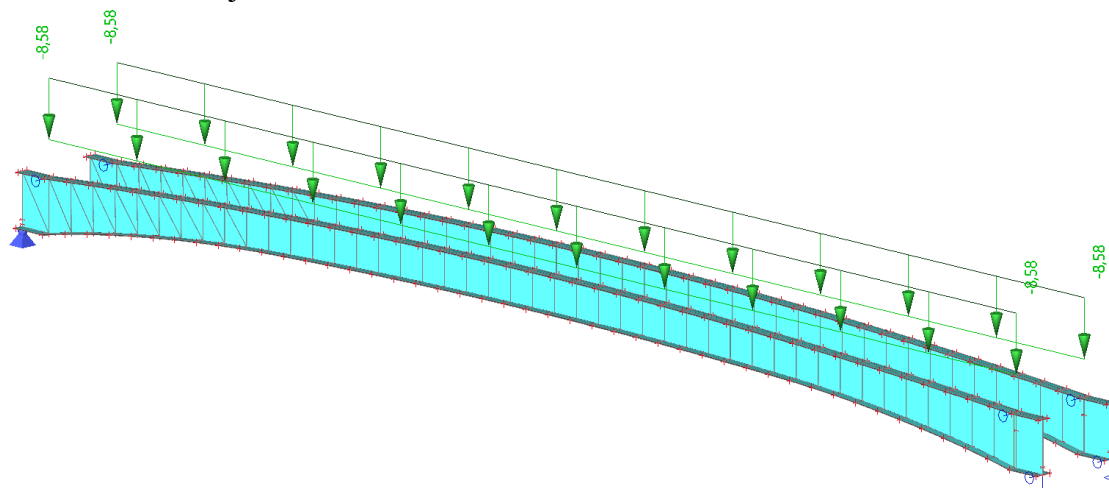
3.1.2.1.2 ZS02 VLASTNÍ TÍHA - voda v betonu, montážní užité zatížení

3.1.2.1.2.1 ZS02a VLASTNÍ TÍHA - voda v betonu

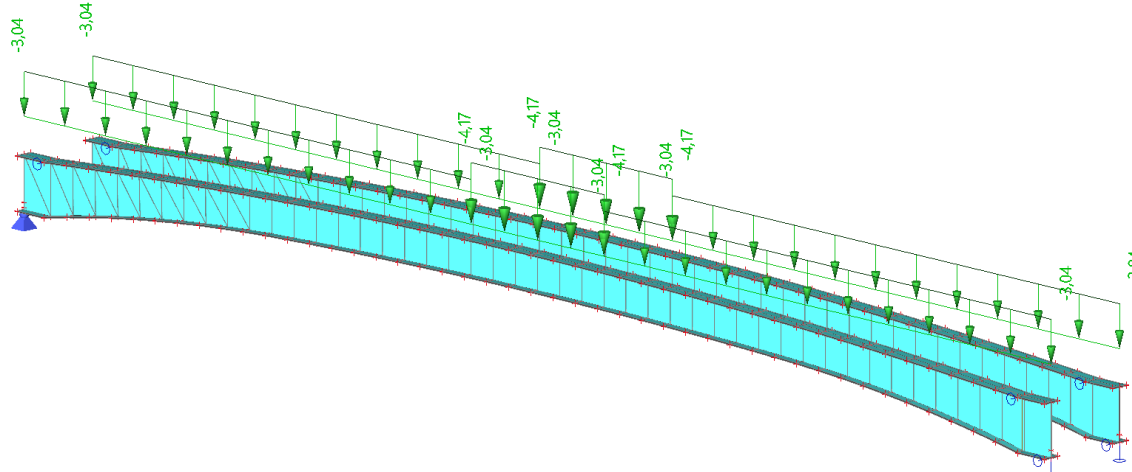
Objemová tíha mokrého betonu v programu 2600 kg/m³

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

Tíha mokrého betonu je zohledněna ve fázích.



Montážní zatížení zohledňuje tíhu bednění spolu s zatížením při montáži.

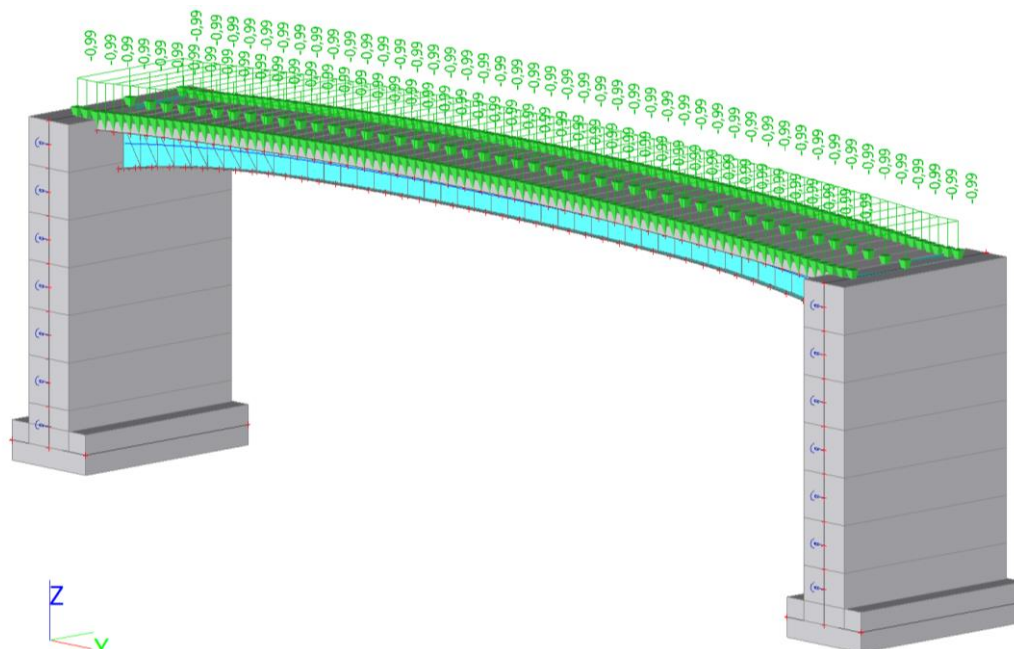


- působí na zmonolitněnou konstrukci

Do modelu zadáno jako rovnoměrné plošné zatížení desky mostovky. Hydroizolace pod vozovkovým souvrstvím na šířce 3.0 m a tl. 5 mm a vozovka na šířce 3.0 m tl. 35 mm.

	charakteristické	γ_f	návrhové
	[kN/m2]	[-]	[kN/m2]
Vozovka			
0.035*25	0.875	1.35	1.181
Hydroizolace			
0.005*23	0.115	1.35	0.155
Celkem	0.990	1.35	1.337

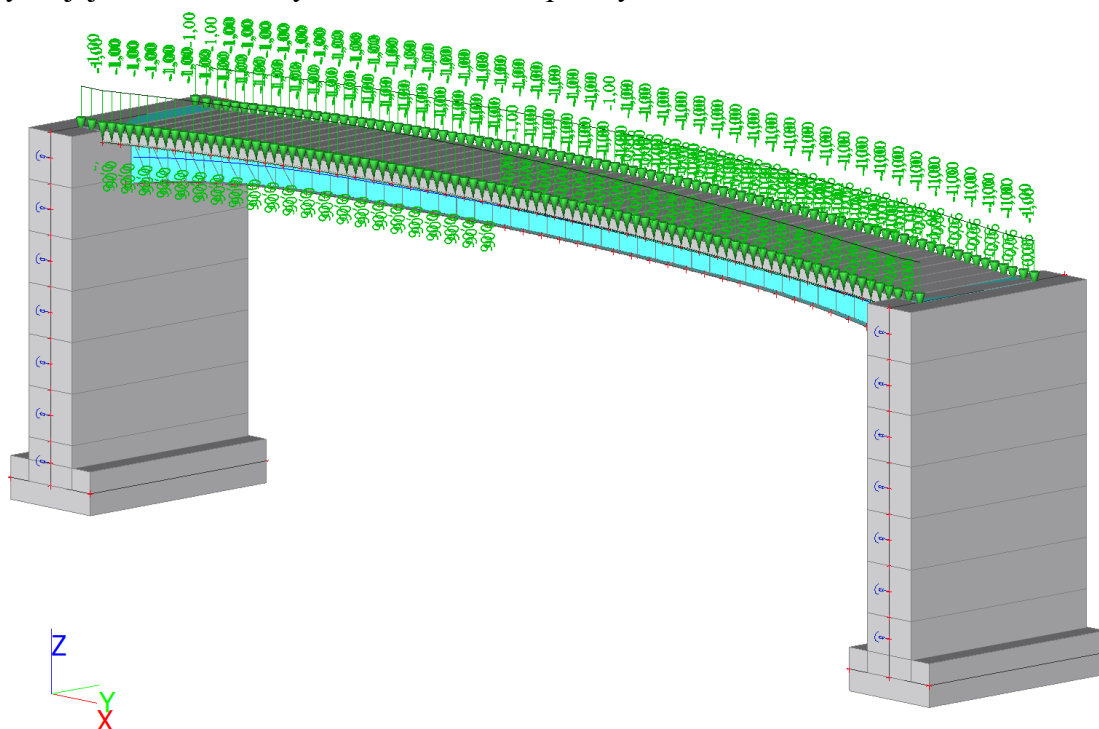
U hydroizolace a vozovky je dále stanovena odchylka $\pm 20 \%$. Ta je do výpočtu dále zahrnuta do součinitele zatížení $\gamma_{\text{fsup}}=1.35*1.20 = 1.62$; $\gamma_{\text{finf}}=1.0*0.80 = 0.80$.



3.1.2.2.2 ZS04 VLASTNÍ TÍHA – mostní vybavení

- zábradlí

Odhad vl. tíhy zábradlí je 100 kg/m'. Do modelu zadáno jako rovnoměrné svislé liniové zatížení desky mostovky na její hraně a liniový moment na hraně plochy $M = 1 \cdot 0,115 \cdot 0,5 = 0,058 \text{ kNm}$.



3.1.2.2.3 ZS05 R – POKLESY PODPOR

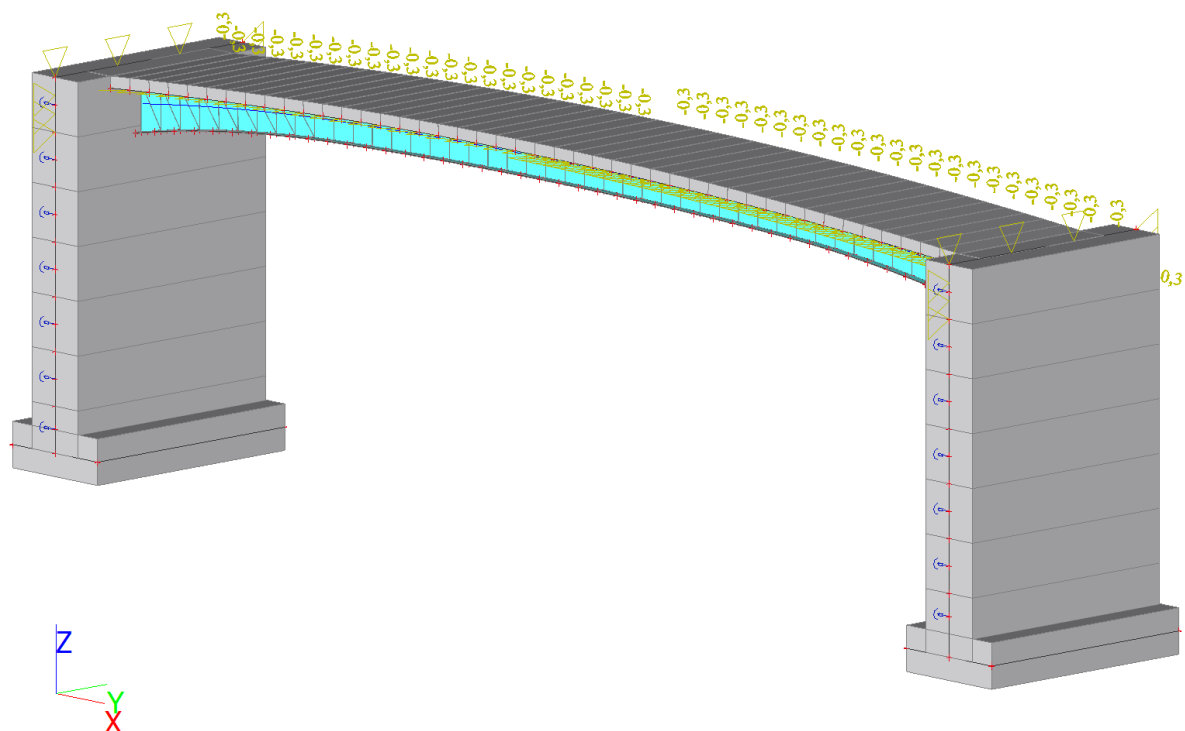
Ve výpočtu budou uvažovány poklesy příčně rovnoměrné jedné podpory (celé opěry) a to vždy na každé podpoře o 20 mm.

	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

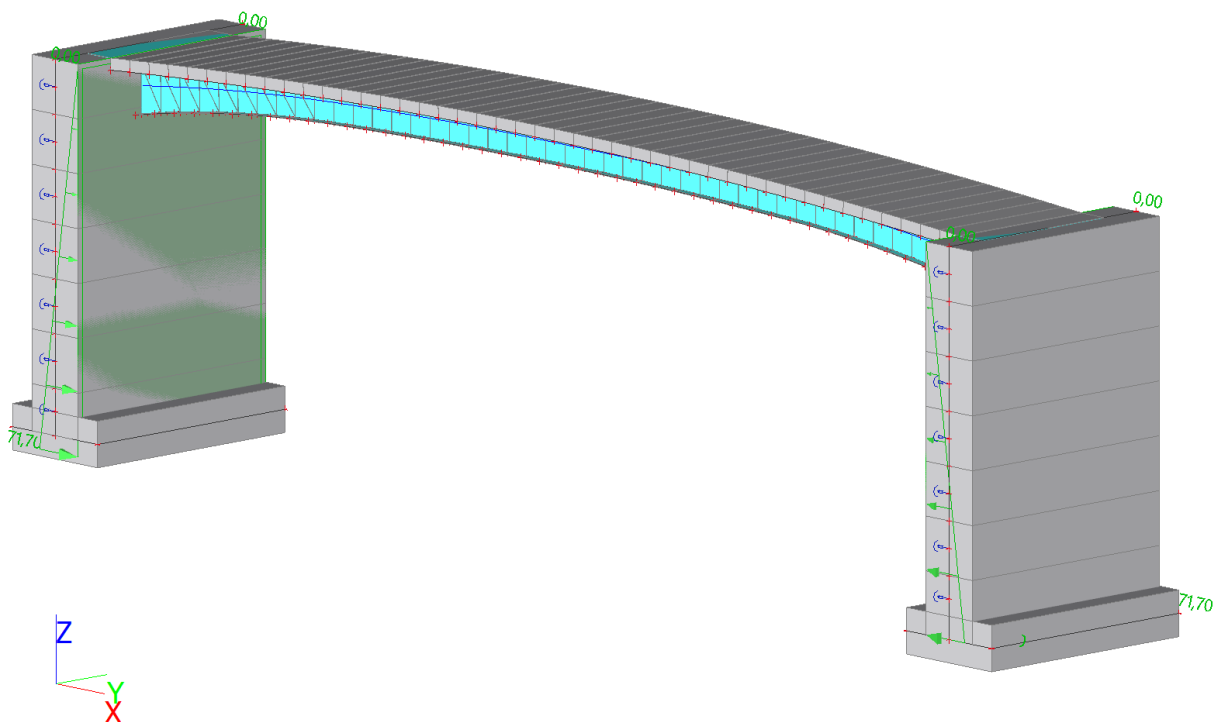
Uvažováno v tomto stupni zjednodušeně dle ČSN EN 1992-1-1 přílohy B

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 cern	α_{ds1}	[-]	4
Součinitel, který závisí na druhu cern	α_{ds2}	[-]	0,12
	β_H	[-]	0,756
Základní poměrné přetvoření	$\epsilon_{cd,0,n}$	[mm/m]	0,269
Tloušťka dílčí desky	$t_{c,n}$	[mm]	300
Celková tloušťka	t_c	[mm]	300
Základní průměrné poměrné přetvo	$\epsilon_{cd,0}$	[mm/m]	0,269



3.1.2.2.5 ZS7 ZEMNÍ TLAK

Zásyp za opěrou je uvažován štěrkopísek G2 s $E_{def}=90\text{MPa}$ a $\gamma=20\text{ kN/m}^2$.

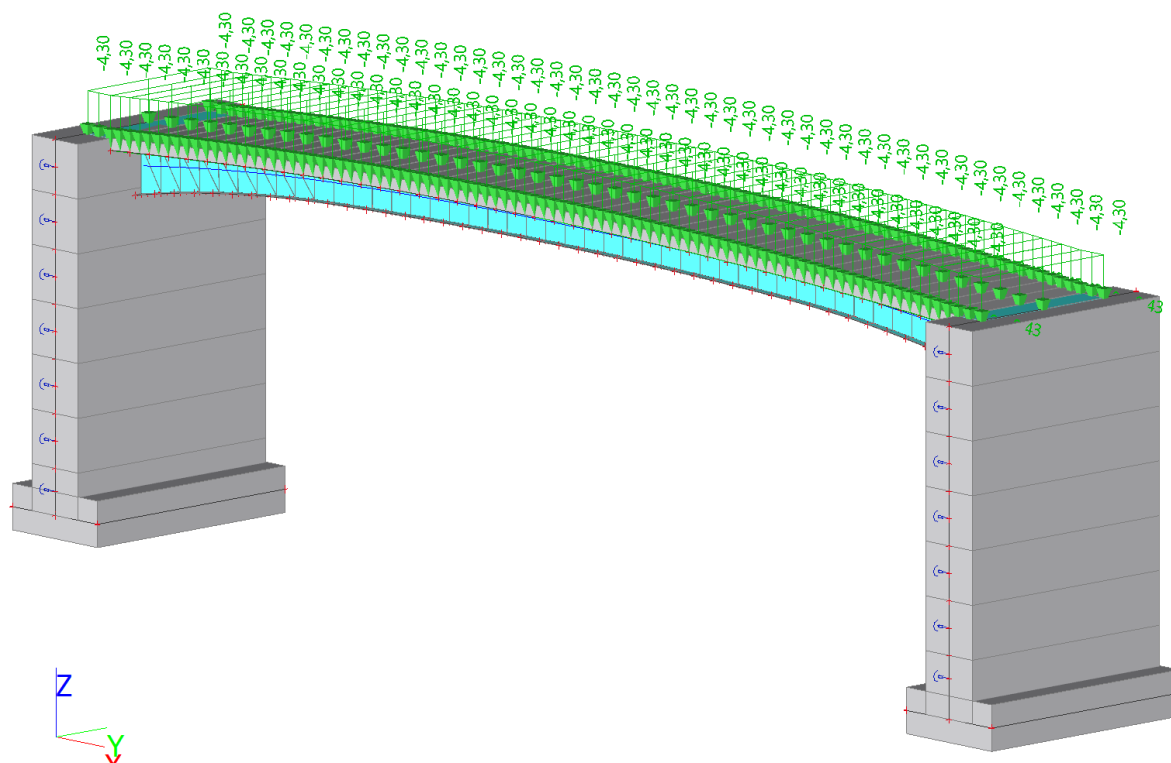


3.1.2.2.6 ZS8 P-ROVNOMĚRNÉ ZATÍŽENÍ

Dle ČSN EN 1991-2 se uvažuje svislé rovnoměrné zatížení vypočtené dle vztahu níže, dále vodorovné rovnoměrné zatížení jako 10% svislého zatížení.

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} = 2,0 + \frac{120}{23,2 + 30} = 4,3 \quad \text{kNm}$$

	charakteristické [kN/m ²]	γ_f [-]	návrhové [kN/m ²]
Rovnoměrné svislé zatížení	4.3	1.35	5.805
Rovnoměrné vodorovné zatížení $4,3 \cdot 0,1 = 0,43$	0.43	1.35	0,581



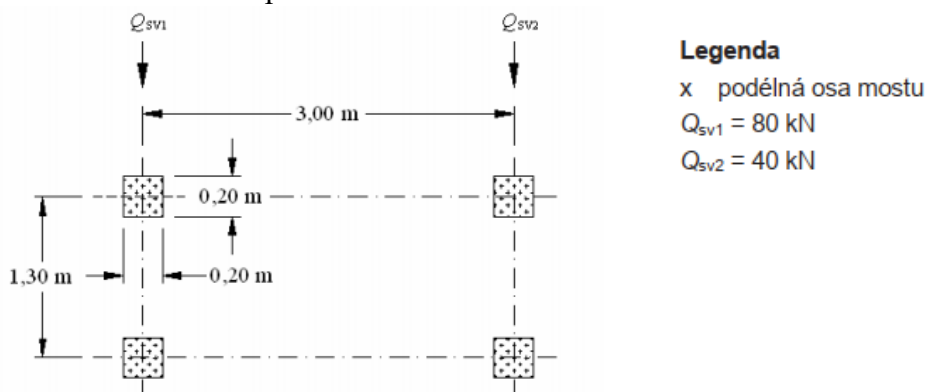
3.1.2.2.7 ZS9 SOUSTŘEDĚNÉ ZATÍŽENÍ

Dle ČSN EN 1991-2 charakteristická hodnota soustředěného zatížení Q_{fwk} má být rovna 10 kN a působí na čtvercové ploše o straně 0,10 m.

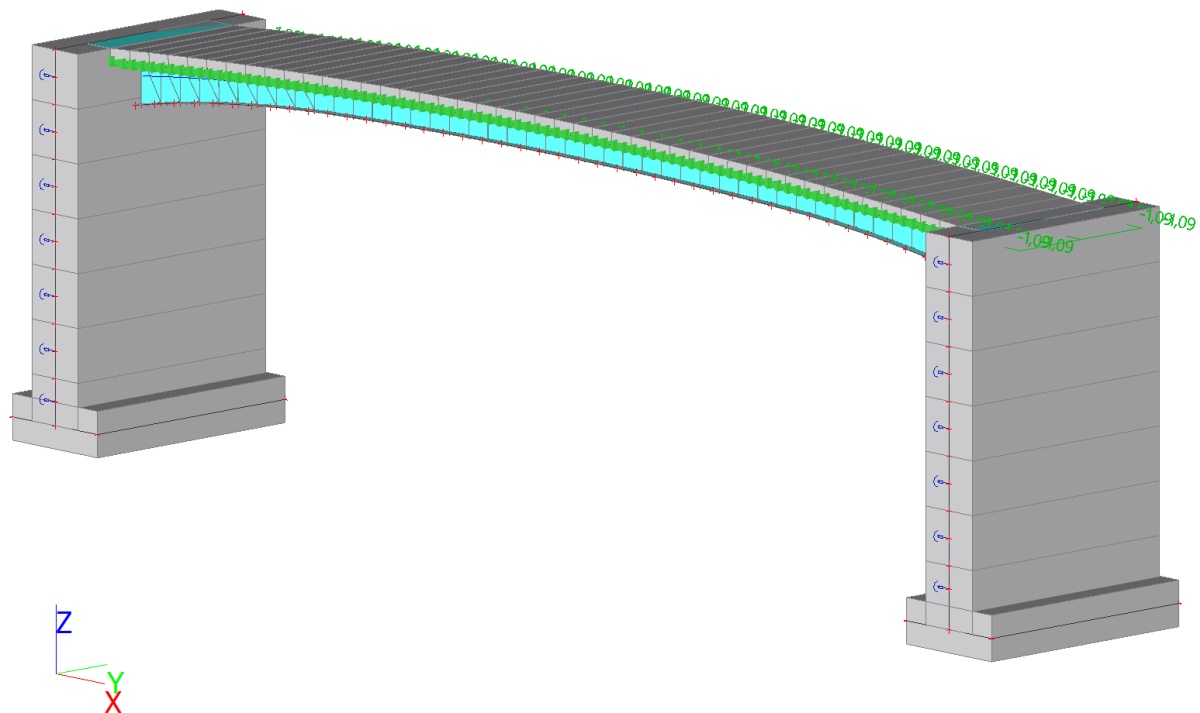
Vzhledem k uvažování servisního vozidla, se soustředěné zatížení **neuvažuje**.

3.1.2.2.8 ZS10 SERVISNÍ VOZIDLO

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



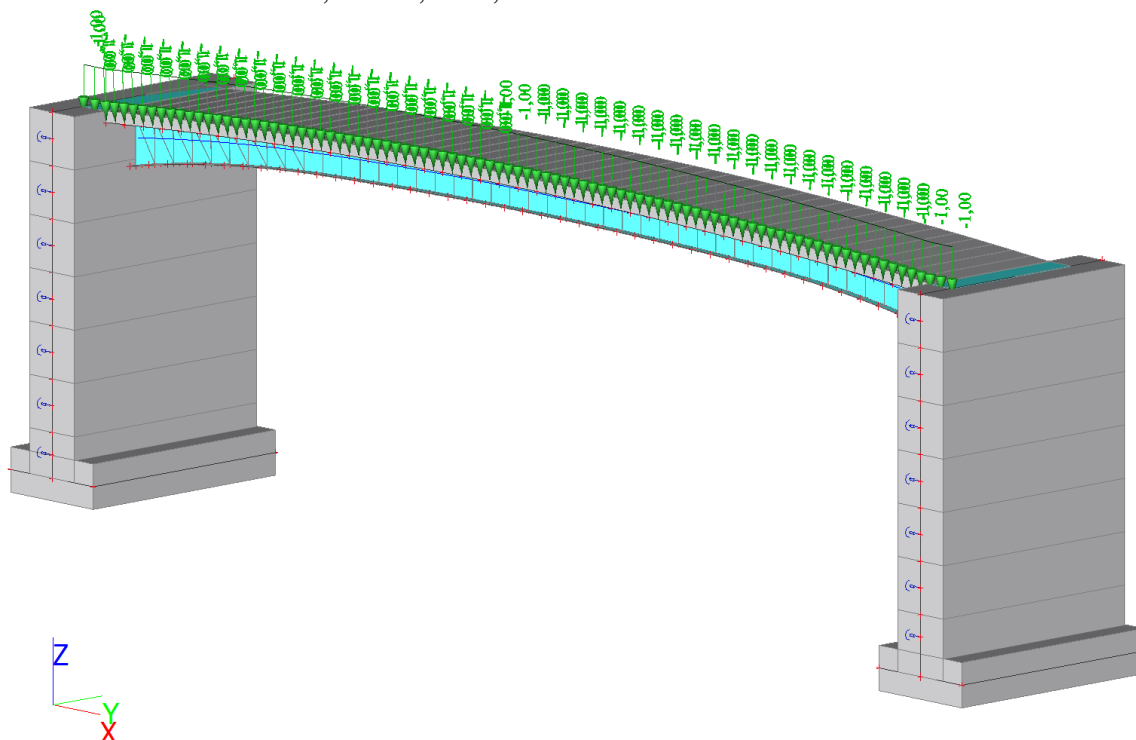
Obr. 8 Soustředěné zatížení dle ČSN EN 1991-2



3.1.2.2.9 ZS11 ZATÍŽENÍ ZÁBRADLÍ

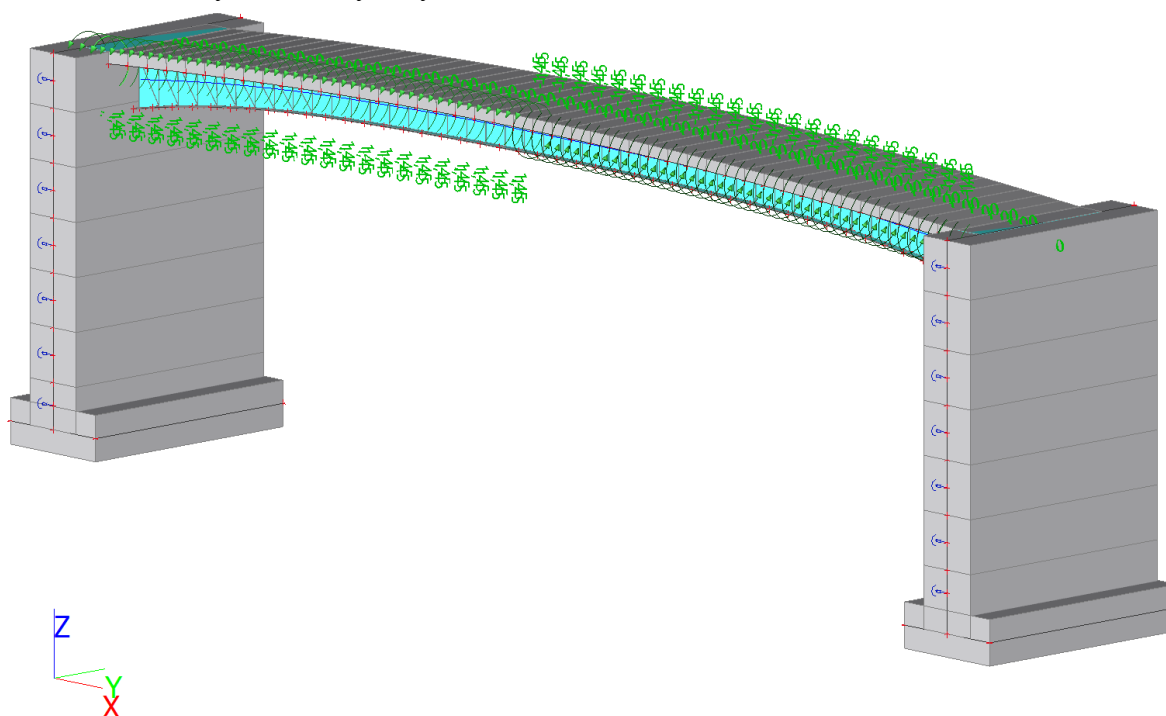
3.1.2.2.9.1 ZS11a ZATÍŽENÍ ZÁBRADLÍ SVISLÉ

Uvažováno spojitě rovnoměrné zatížení o velikosti 1 kN/m. Toto svislé zatížení vyvolává ohybový moment o velikosti $M = 1 \cdot 0,115 \cdot 0,5 = 0,0575 \text{ kNm/m}$.



3.1.2.2.9.2 ZS11b ZATÍŽENÍ ZÁBRADLÍ VODOROVNÉ

Uvažováno spojitě rovnoměrné zatížení o velikosti 1 kN/m působící na úrovni madla zábradlí. Toto vodorovné zatížení vyvolává ohybový moment o velikosti $M = 1 \cdot 1,450 = 1,450 \text{ kNm/m}$.



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

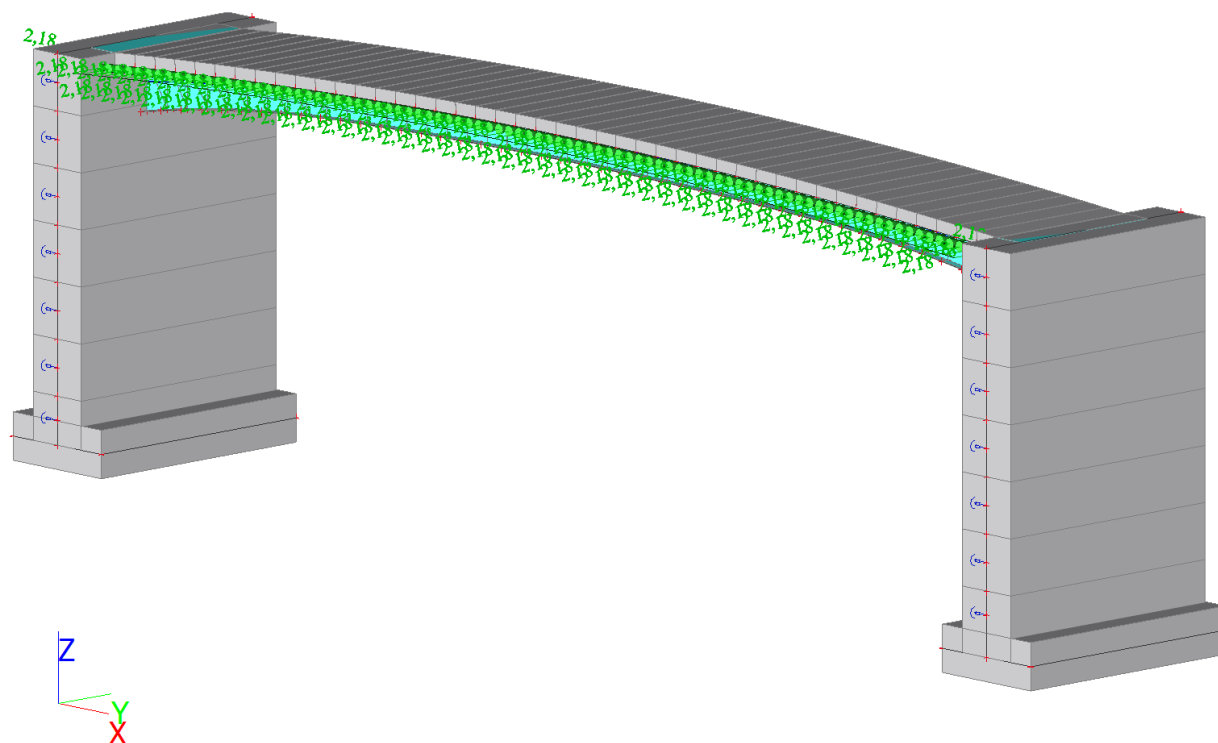
3.1.2.3.1 ZS12 W-VÍTR

Kategorie terénu v okolí most je klasifikována jako kategorie I.

Větrová oblast II.

výška konstrukce	d_{tot}	2,3	[m]
šířka konstrukce	b	3,0	[m]
podíl šířky a výšky	b/d_{tot}	1,3	[-]
součinitel síly	$c_{f,0}$	2,1	[-]
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, II	$z_{0,II}$	0,05	[-]
průměrná výška konstrukce	z	8,6	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	$c_{r(z)}$	1,15	[-]
součinitel expozice	c_e	2,68	[-]
souč. zatížení větrem	C	5,63	[-]
tlak větru	W_w	2,198	[kN/m ²]

Výsledný tlak větru na nosnou konstrukci $f_v = 2,198 \cdot 0,990 = 2,176 \text{ kN/m}$



3.1.2.3.2 ZS13 Tr – ROVNOMĚRNÁ TEPLOTA

Rovnoměrná teplota E

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

$$T_{\min} = -30,1^{\circ}\text{C}$$

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

Hodnoty rovnoměrné složky teploty mostu pro 2. typ – ocelobetonová nosná konstrukce:

$$T_{e,\min} = -30,1 + 4,5 = -25,6^{\circ}\text{C}$$

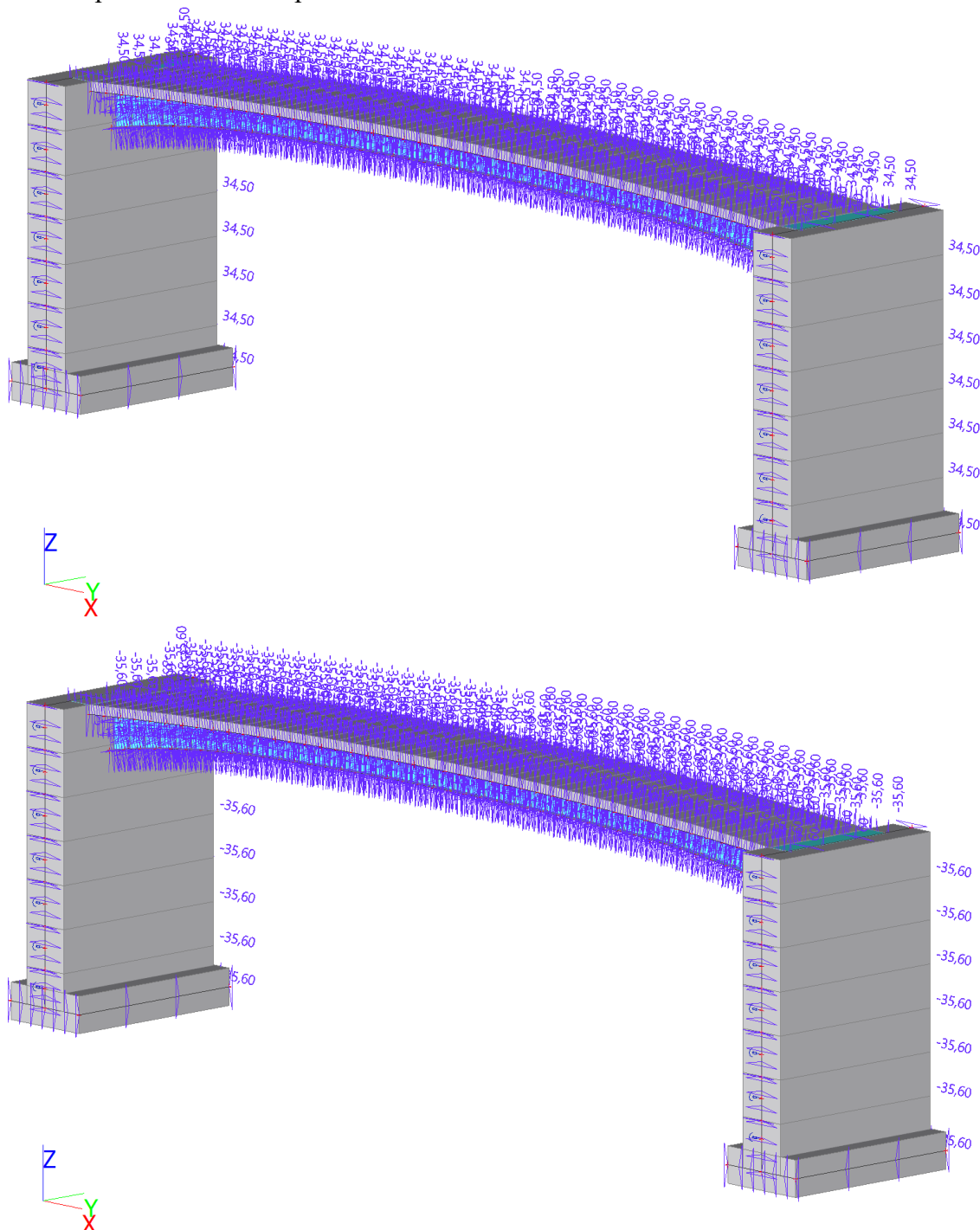
$$T_{e,\max} = 40 + 4,5 = 44,5^{\circ}\text{C}$$

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

Rovnoměrná složka pro zkrácení $\Delta T_{N,\text{con}} = -(10 - (-25,6)) = -35,6^{\circ}\text{C}$

Rovnoměrná složka pro prodloužení $\Delta T_{N,\text{exp}} = 44,5 - 10 = 34,5^{\circ}\text{C}$

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



3.1.2.3.3 ZS16 T_n - NEROVNOMĚRNÁ TEPLOTA

Hodnoty nerovnoměrné složky teploty mostu pro 2. typ – ocelobetonová nosná konstrukce.

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

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

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

Obr. 9 Doporučené hodnoty lineárních teplotních rozdílů pro různé typy nosných konstrukcí (ČSN EN 1991-1-5)

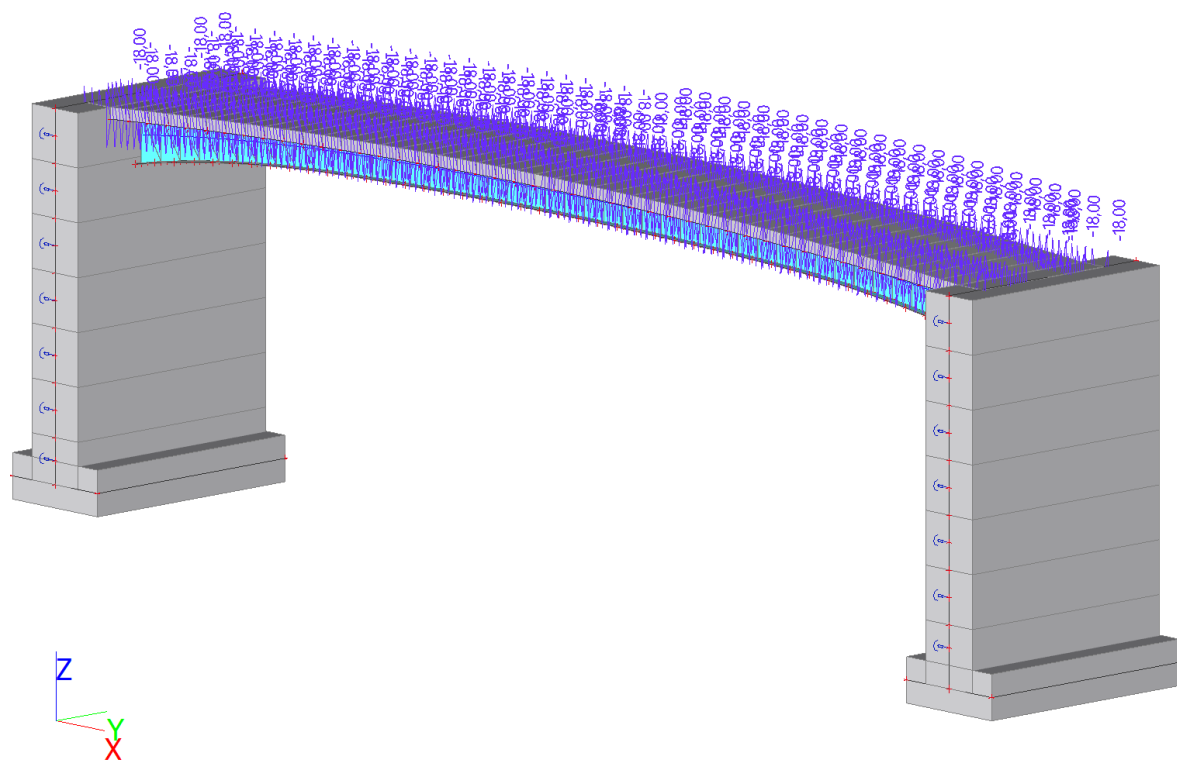
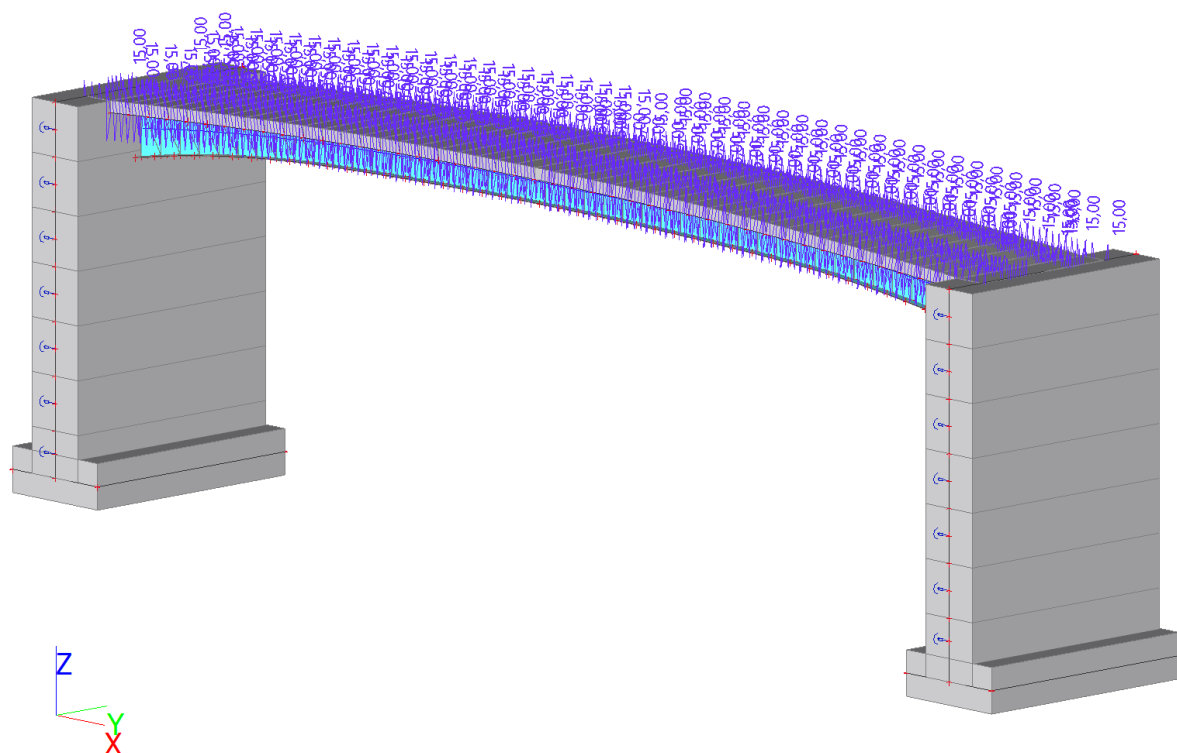
Mosty pozemních komunikací, lávky pro chodce a mosty drážních komunikací						
Tloušťka mostního svršku	1. typ		2. typ		3. typ	
	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch 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. 10 Doporučené hodnoty součinitele k_{sur} (ČSN EN 1991-1-5)

Nerovnoměrná složka pro zkrácení $\Delta T_{M,cool} = 18 \cdot 1,0 = 18,0 ^{\circ}C$

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



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 – 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
mez kluzu návrhová - $\gamma M1 = 1.1$ – trvalá či dočasná návrhová situace

$f_{y,a,d} = 325$ MPa
 $f_{y,a,d} = 295,5$ MPa

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

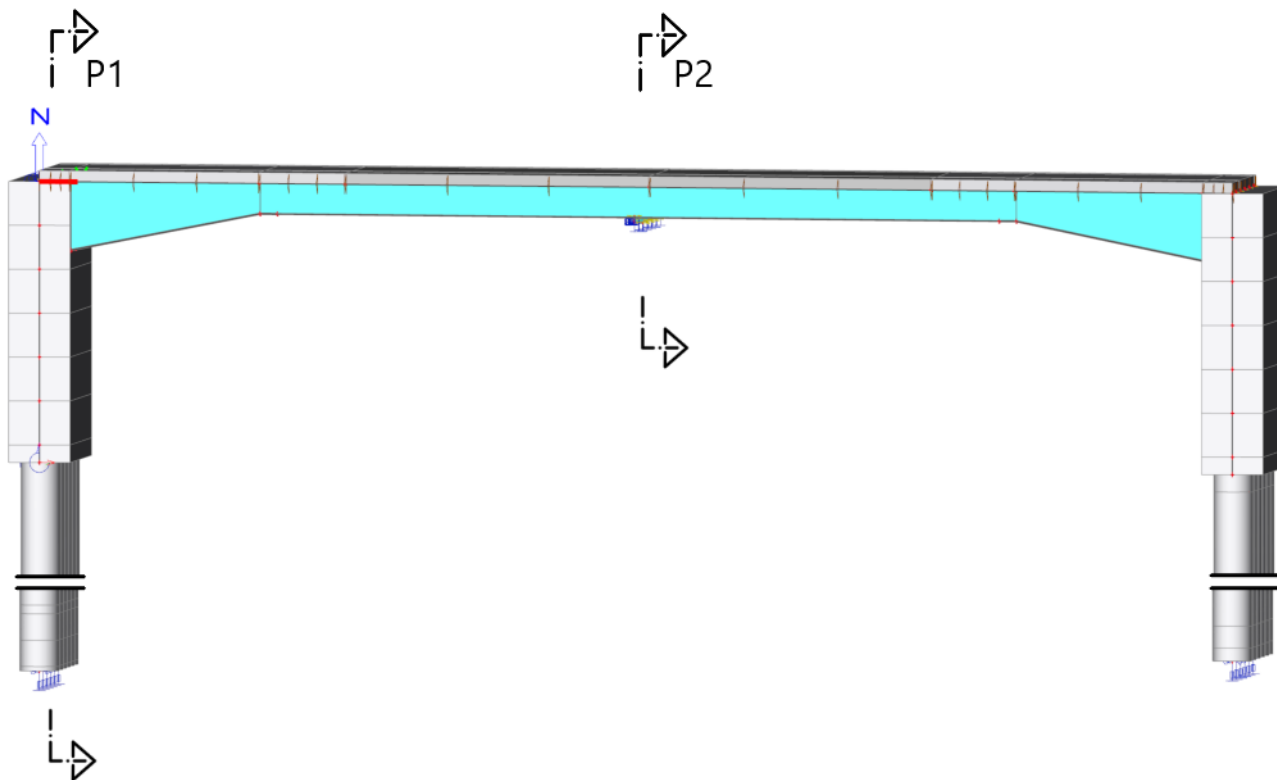
$E_a = 210000$ MPa
 $G_a = 810000$ MPa
 $\nu_a = 0,3$
 $\alpha_a = 0,000012$
 $\rho_a = 78,500$ kN/m³

Pracovní součinitele

	Monolitická deska					
	Krátkodobé	Stálé+nahodilé dlouhodobé	Stálé+nahodil é dlouhodobé	Smršťování	Smršťování	
		začátek životnosti	konec životnosti	začátek	konec	
E_a	210000	210000	210000	210000	210000	MPa
E_c	32000	32000	32000	32000	32000	MPa
f_{ck}	30	30	30	30	30	MPa
n_o	6,56	6,56	6,56	6,56	6,56	-
ψ_L	0	1,1	1,1	0,55	0,55	-
A_c	330000	330000	330000	330000	330000	mm ²
u	1200	2700	1200	2700	1200	mm
h_o	550	244	550	244	550	mm
t	1	90	36500	150	36500	den
t_o	1	1	1	1	1	den
RH	80	80	80	80	80	%
β_H	1460,60	782,45	1460,60	782,45	1460,60	-
β_c	0,000	0,504	0,988	0,577	0,988	-
Φ_{RH}	1,210	1,281	1,210	1,281	1,210	-
f_{cm}	38	38	38	38	38	MPa
$\beta(f_{cm})$	2,725	2,725	2,725	2,725	2,725	-
$\beta(t_o)$	0,909	0,909	0,909	0,909	0,909	-
Φ_o	2,999	3,173	2,999	3,173	2,999	-
Φ_t	0	1,600	2,964	1,831	2,964	-
n_L	6,56	18,12	27,96	13,17	17,26	-

5 POSOUZENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

- Označení posuzovaných průřezů:

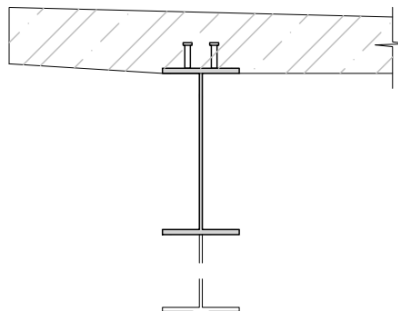


5.1 Posuzovaný průřez

- Montážní ocelový svařovaný nosník:



- Konečný průřez s mon. ŽB deskou tl. 220 mm.



5.1.1 P1 Průřez nad podporou

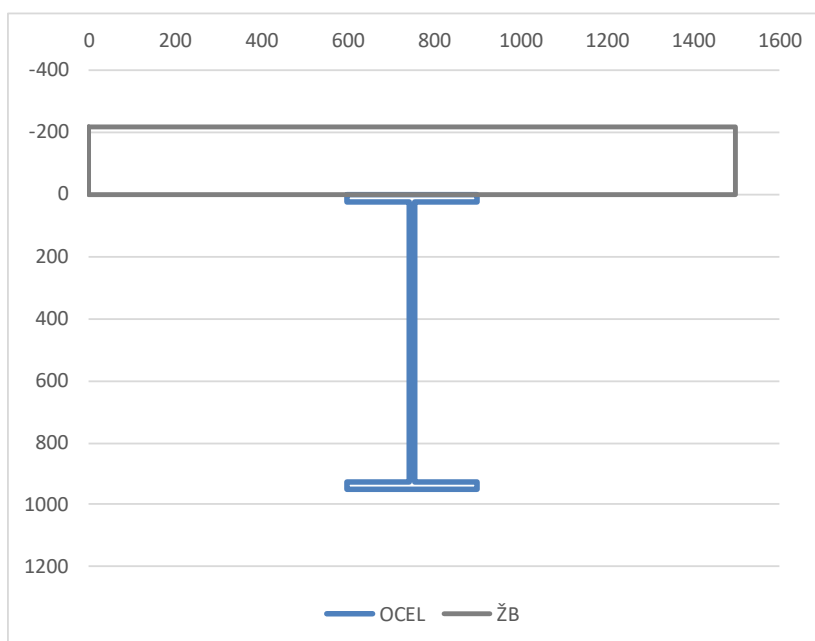
celková výška nosníku	h	1170	mm
výška ocelového nosníku	h_{st}	950	mm
tloušťka desky	h_c	220	mm
šířka horní pásnice	b_{f1}	300	mm
tloušťka horní pásnice	t_{f1}	22	mm
šířka dolní pásnice	b_{f2}	300	mm
tloušťka dolní pásnice	t_{f2}	22	mm
tloušťka stojiny	t_w	12	mm
výška stojiny	h_w	906	mm
zatěžovací šířka	b_c	1500	mm
vál. pev. betonu v tlaku	f_{ck}	30	MPa

horní bet. výztuž:

průměr výztuže	\varnothing_h	22	mm
osová vzdálenost prutů	s	125	mm
plocha horní výztuže	A_s	4330,5	mm ²

dolní bet. výztuž:

průměr výztuže	\varnothing_d	20	mm
osová vzdálenost prutů	s	125	mm
plocha dolní výztuže	A_s	3578,9	mm ²



5.1.2 P2 Průřez v poli

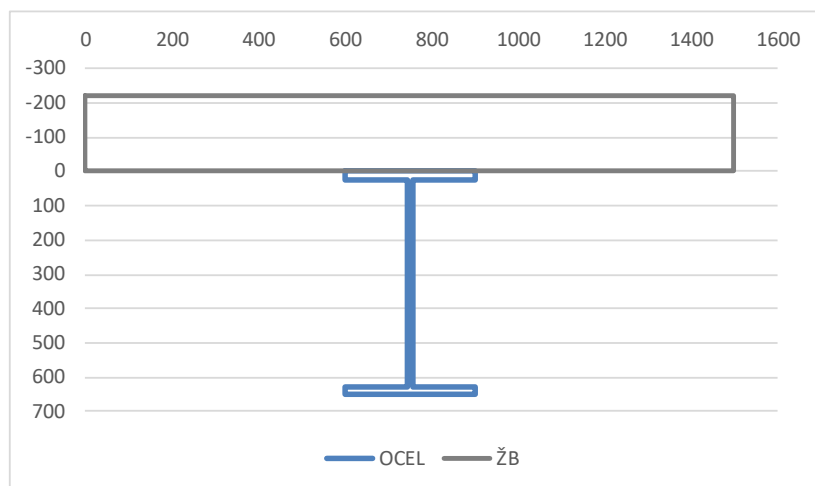
celková výška nosníku	h	870	mm
výška ocelového nosníku	h_{st}	650	mm
výška desky	h_c	220	mm
šířka horní pásnice	b_{f1}	300	mm
tloušťka horní pásnice	t_{f1}	22	mm
šířka dolní pásnice	b_{f2}	300	mm
tloušťka dolní pásnice	t_{f2}	22	mm
tloušťka stojiny	t_w	12	mm
výška stojiny	h_w	606	mm
zatěžovací šířka	b_c	1500	mm
vál. pev. betonu v tlaku	f_{ck}	30	MPa

horní bet. výztuž:

průměr výztuže	\varnothing_h	14	mm
osová vzdálenost prutů	s	125	mm
plocha horní výztuže	A_s	1847,3	mm ²

dolní bet. výztuž:

průměr výztuže	\varnothing_d	14	mm
osová vzdálenost prutů	s	125	mm
plocha dolní výztuže	A_s	1847,3	mm ²



5.2 Zatřídění průřezů

5.2.1 P1 Průřez nad podporou

Klasifikace stojiny při namáhání ohybem

rozhodující výška stojiny	$d =$	889,0 mm
štíhlost stojiny	$d / t_w =$	74,1 -
vliv meze kluzu oceli	$\varepsilon =$	0,814 -
- Limitní hodnoty štíhlosti stojiny pro průřez ocelový (montážní stav)		
poloha plastické neutrální osy	$z_{g,pl} =$	475,0 mm
stojina v tlaku	$\alpha_{pl} d =$	453,0 mm
koeficient α_{pl} v intervalu $<0;1>$	$\alpha_{pl} =$	0,510 -
poloha pružné neutrální osy - pro $I_{1,i}$	$z_{g,el} =$	475,0 mm
stojina v tlaku	$\alpha_{el} d =$	453,0 mm
koeficient α_{el} v intervalu $<0;1>$	$\alpha_{el} =$	0,510 -

α	třída	α	Limitní hodnoty β_{lim}	
pl	1	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 36 / \alpha_{pl} =$	57,5
pl	1	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 396 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	57,3
pl	1			57,3
pl	2	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 41,5 / \alpha_{pl} =$	66,3
pl	2	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 456 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	66,0
pl	2			66,0
el	3	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 62 \cdot (1 - \alpha_{el}) / \alpha_{el}^2 =$	95,3
el	3	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 42 \cdot 3 \cdot \alpha_{el} / (3 \cdot \alpha_{el} - 1) =$	98,8
el	3			98,8

→ třída průřezu pro stojinu ocelového průřezu:

$d / t_w < \beta_{lim}$ 74,09 < 98,81 **TŘÍDA 3**

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

poloha plastické neutrální osy	$z_{g,pl} =$	926,5 mm
stojina v tlaku	$\alpha_{pl} d =$	906,0 mm
koeficient α_{pl} v intervalu $<0;1>$	$\alpha_{pl} =$	1,000 -
poloha pružné neutrální osy - pro $I_{1,i}$	$z_{g,el} =$	537,8 mm
stojina v tlaku	$\alpha_{el} d =$	515,8 mm
koeficient α_{el} v intervalu $<0;1>$	$\alpha_{el} =$	0,580 -

α	třída	α	Limitní hodnoty β_{lim}	
pl	1	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 36 / \alpha_{pl} =$	29,3
pl	1	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 396 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	26,8
pl	1			26,8
pl	2	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 41,5 / \alpha_{pl} =$	33,8
pl	2	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 456 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	30,9
pl	2			30,9
el	3	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 62 \cdot (1 - \alpha_{el}) / \alpha_{el}^2 =$	62,9
el	3	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 42 \cdot 3 \cdot \alpha_{el} / (3 \cdot \alpha_{el} - 1) =$	80,3
el	3			80,3

→ třída průřezu pro stojinu ocelobetonového průřezu:

$d / t_w < \beta_{lim}$ 74,09 < 80,31 **TŘÍDA 3**

5.2.2 P2 Průřez v poli

Klasifikace stojiny při namáhání ohybem

rozhodující výška stojiny $d = 589,0 \text{ mm}$

štíhlost stojiny $d / t_w = 49,1 -$

vliv meze kluzu oceli $\varepsilon = 0,814 -$

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

poloha plastické neutální osy $z_{g,pl} = 325,0 \text{ mm}$

stojina v tlaku $\alpha_{pl} d = 303,0 \text{ mm}$

koeficient α_{pl} v intervalu $<0;1>$ $\alpha_{pl} = 0,51 -$

poloha pružné neutální osy - pro $I_{1,i}$ $z_{g,el} = 325,0 \text{ mm}$

stojina v tlaku $\alpha_{el} d = 303,0 \text{ mm}$

koeficient α_{el} v intervalu $<0;1>$ $\alpha_{el} = 0,514 -$

α	třída	α	Limitní hodnoty β_{lim}	
pl	1	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 36 / \alpha_{pl} =$	56,9
pl	1	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 396 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	56,7
pl	1			56,7
pl	2	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 41,5 / \alpha_{pl} =$	65,6
pl	2	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 456 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	65,2
pl	2			65,2
el	3	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 62 \cdot (1 - \alpha_{el}) / \alpha_{el}^2 =$	92,6
el	3	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 42 \cdot 3 \cdot \alpha_{el} / (3 \cdot \alpha_{el} - 1) =$	97,1
el	3			97,1

→ třída průřezu pro stojinu ocelového průřezu:

$d / t_w < \beta_{lim}$ 49,09 < 56,65 **TŘÍDA 1**

5.3 Spolupůsobící šířky

5.3.1 Ocelová část

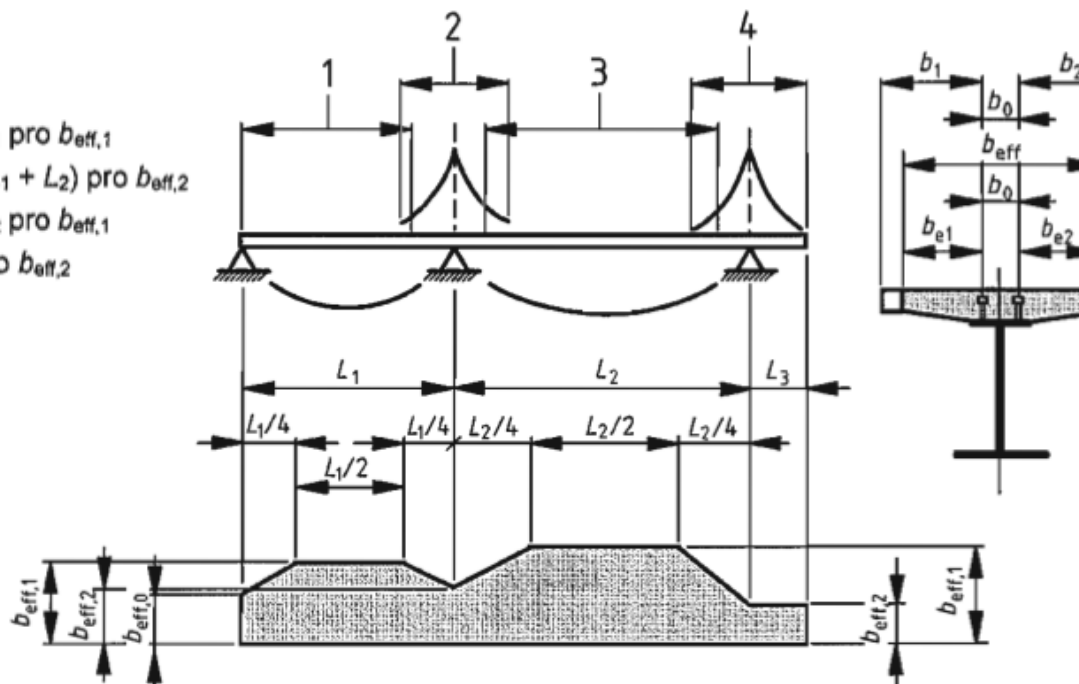
		podpora	pole	
		P1	P2	
Délka pole	L		23200	mm
Součinitel		0,40	0,60	-
Účinná délka	Le	9280	13920	mm
Smykové ochabnutí dolní pásnice				
Tloušťka pásnice		t	16	20
Vlevo	Šířka přečnívající části	$b_{0,L}$	144	150
	Plocha všech podélných výztuh	$A_{sl,L}$	0	0
	Součinitel ortotropie	$\alpha_{0,L}$	1,0	1,0
	Součinitel	κ	0,0155	0,01078
	Součinitel účinné šířky	β	1,000	1,000
	Efektivní šířka části pásnice	$b_{eff,L}$	144	150
Vpravo	Šířka přečnívající části	$b_{0,P}$	144	150
	Plocha všech podélných výztuh	$A_{sl,P}$	0	0
	Součinitel ortotropie	$\alpha_{0,P}$	1,000	1,000
	Součinitel	κ	0,0155	0,0108
	Součinitel účinné šířky	β	1,000	1,000
	Efektivní šířka části pásnice	$b_{eff,P}$	144	150
Efektivní šířka dolní pásnice		b_{eff}	300	300

		podpora	pole	
		P1	P2	
Délka pole	L		23200	mm
Součinitel		0,40	0,60	-
Účinná délka	Le	9280	13920	mm
Smykové ochabnutí horní pásnice				
Tloušťka pásnice		t	16	16
Vlevo	Šířka přečnívající části	$b_{0,L}$	150	150
	Plocha všech podélných výztuh	$A_{sl,L}$	0	0
	Součinitel ortotropie	$\alpha_{0,L}$	1	1
	Součinitel	κ	0,0162	0,01078
	Součinitel účinné šířky	β	1,000	1,000
	Efektivní šířka části pásnice	$b_{eff,L}$	150	150
Vpravo	Šířka přečnívající části	$b_{0,P}$	150	150
	Plocha všech podélných výztuh	$A_{sl,P}$	0	0
	Součinitel ortotropie	$\alpha_{0,P}$	1,000	1,000
	Součinitel	κ	0,0162	0,0108
	Součinitel účinné šířky	β	1,000	1,000
	Efektivní šířka části pásnice	$b_{eff,P}$	150	150
Efektivní šířka dolní pásnice		b_{eff}	300	300

5.3.2 Betonová část

Legenda

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

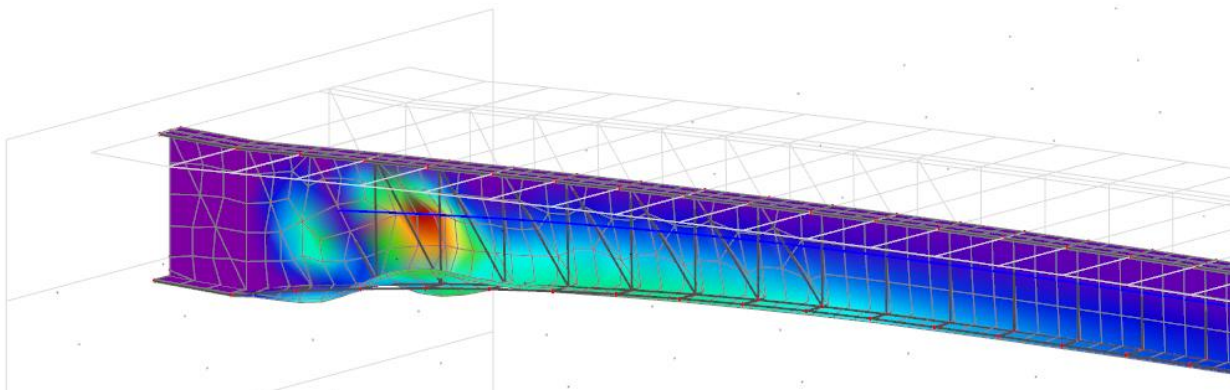


Obr. 11 ČSN EN 1994_2; Obrázek 5.1 – Ekvivalentné rozpětí pro určení účinné šířky betonové pásnice

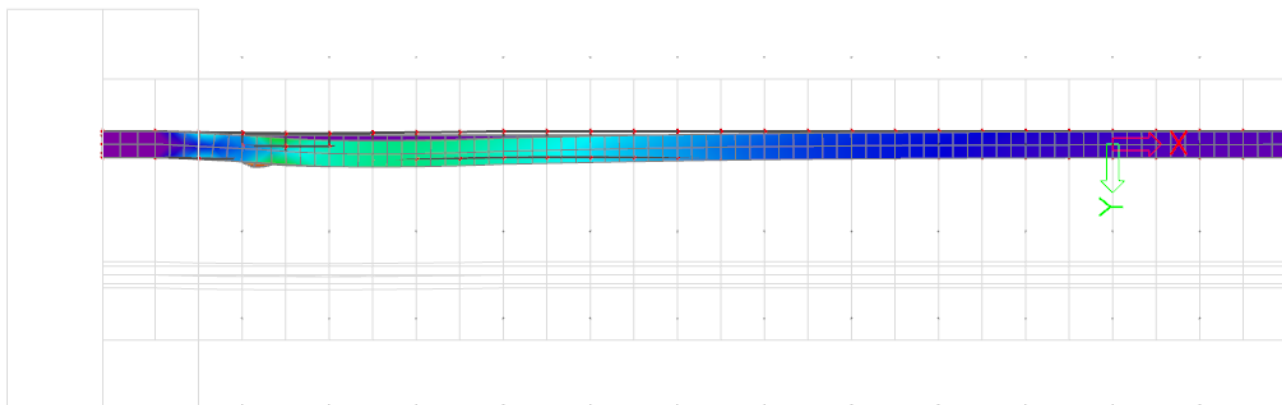
Smykové ohabnutí horní betonové desky				
		podpora	pole	
		P1	P2	
	$L_e/8$	1160	1740	mm
Šířka ocelové pásnice	b_0	300	300	mm
Šířka levé pásnice, vlevo	$b_{1,L}$	600	600	mm
Šířka levé pásnice, vpravo	$b_{1,P}$	600	600	mm
Hodnota účinné šířky	$b_{e,1,L}$	600	600	mm
	$b_{e,1,P}$	600	600	mm
Redukční součinitel	$\beta_{e,1,L}$	0,937	1,000	mm
	$\beta_{e,1,P}$	0,937	1,000	mm
Redukovaná účinná šířka	$b_{eff,1,L}$	562	600	mm
	$b_{eff,1,P}$	562	600	mm
Celk. účinná šířka bet. desky pro levý nosník	$b_{eff,1}$	1424	1500	mm

5.4 Klopení

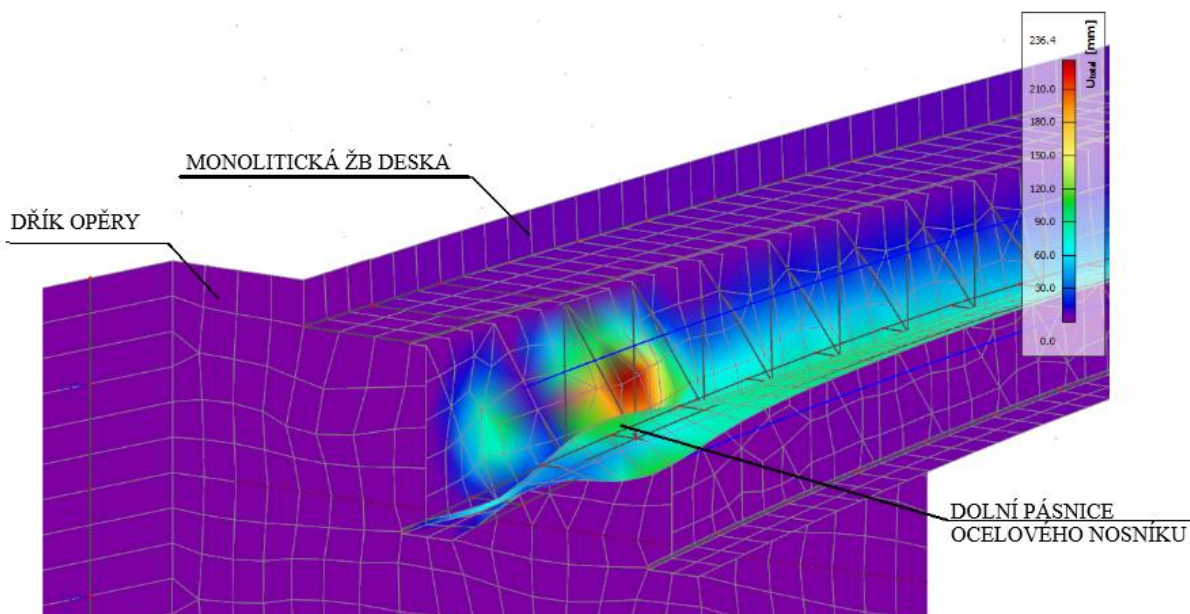
Pro výpočet součinitele klopení byl upraven globální model tak, že krajní posuzovaný nosník byl vymodelován pomocí deskostěn spolu s imperfekcí dolní pásnice v rámovém rohu. Stabilitním výpočtem byl stanoven součinitel kritického zatížení, na základě kterého bylo dopočítán redukční součinitel pro klopení.



Obr. 12 Stabilitní výpočet ocelového nosníku se zavedenými imperfekcemi; pohled na ocelový nosník



Obr. 13 Stabilitní výpočet ocelového nosníku se zavedenými imperfekcemi; půdorys ocelového nosníku



Obr. 14 Stabilitní výpočet ocelového nosníku se zavedenými imperfekcemi; komplexní pohled

- Výpočet součinitele klopení:

α_{crit}	10,74	[-]
M_{ed}	927,93	[kNm]
$I_{y,eff}$	4,82E+09	[mm ⁴]
z_d	538	[mm]
f_{yk}	355	[MPa]
M_{Rk}	3183	[kNm]
M_{cr}	9965,968	[kNm]
λ_{LT}	0,565	[-]
α	0,76	[-]
Φ_{LT}	0,798	[-]
χ_{LT}	0,734	[-]

5.5 Vnitřní síly

					ZS1 G _{m1}	ZS2 G _{m2}	ZS3 G _{vozovka}	ZS4 G _{řimsy}	ZS5 R	ZS6 S	ZS7 Z
P1	N_x	Normálová síla	max	kN	-3,0	-14,2	-19,4	-13,1	9,0	-17,4	0,0
			min		-3,0	-14,2	-19,4	-13,1	-6,6	-17,4	-167,6
	M_y	Ohybový moment	max	kNm	0,0	0,0	-53,9	-36,4	179,6	-267,8	65,6
			min		0,0	0,0	-53,9	-36,4	-179,6	-267,8	0,0
	V_z	Posouvající síla	max	kN	16,8	97,2	14,6	9,8	18,9	48,3	62,9
			min		-16,8	-97,4	-14,9	-10,0	-18,9	-45,4	-64,8
P2	N_x	Normálová síla	max	kN	0,0	0,0	-16,5	-12,0	1,0	-22,8	0,0
			min		0,0	0,0	-16,5	-12,0	-0,2	-22,8	-164,9
	M_y	Ohybový moment	max	kNm	102,1	800,6	26,7	17,9	0,0	-282,0	0,0
			min		102,1	800,6	26,7	17,9	0,0	-282,0	-53,7
	V_z	Posouvající síla	max	kN	0,0	0,0	0,0	0,0	15,0	0,0	0,0
			min		0,0	0,0	0,0	0,0	-15,0	0,0	0,0

					ZS8 Rovn. z.	ZS9 Soust. z.	ZS10 Serv. v.	ZS11 Zábradlí	ZS12 Vitr	ZS13a T _r -	ZS13b T _r +	ZS14a T _n +	ZS14b T _n -
P1	N_x	Normálová síla	max	kN	-76,8	0,0	23,3	20,6	17,6	58,4	-277,4	-41,6	-56,2
			min		-76,8	0,0	-109,0	-20,7	-17,7	58,4	-277,4	-41,6	-56,2
	M_y	Ohybový moment	max	kNm	-236,2	0,0	-230,3	20,2	1,0	98,5	-20,9	153,1	-203,6
			min		-220,8	0,0	-230,3	-40,6	-3,2	98,5	-20,9	153,1	-203,6
	V_z	Posouvající síla	max	kN	63,5	0,0	89,8	14,2	1,6	8,2	35,9	7,0	7,7
			min		-63,5	0,0	-89,8	-14,4	-2,0	-8,2	-35,9	-7,0	-6,2
P2	N_x	Normálová síla	max	kN	-60,0	0,0	-57,5	16,4	51,2	54,6	-280,6	-40,9	-40,8
			min		-60,0	0,0	-57,5	-16,6	-51,3	54,6	-280,6	-40,9	-40,8
	M_y	Ohybový moment	max	kNm	116,0	0,0	158,7	13,8	0,0	132,1	-176,0	165,3	-209,2
			min		116,0	0,0	158,7	-5,0	0,0	132,1	-176,0	165,3	-209,2
	V_z	Posouvající síla	max	kN	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
			min		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Jednotlivé vykreslení vnitřních sil viz PŘÍLOHA 2

5.6 Kombinace

5.6.1 Kombinace pro mezní stav únosnosti

5.6.1.1 Kombinační vztah 6.10a

Vztah je dán rovnicí:

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

5.6.1.2 Kombinační vztah 6.10b

Vztah je dán rovnicí:

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

5.6.1.1 Kombinační vztah pro mimořádné návrhové situace

Vztah je dán rovnicí:

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

5.6.2 Kombinace pro mezní stav použitelnosti

5.6.2.1 Kombinační vztah pro charakteristickou kombinaci

Vztah je dán rovnicí:

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

5.6.2.2 Kombinační vztah pro častou kombinaci

Vztah je dán rovnicí:

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

5.6.2.3 Kombinační vztah pro kvazistálou kombinaci

Vztah je dán rovnicí:

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

5.6.3 Součinitele zatížení

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

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

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

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

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

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ ¹⁾

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

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

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

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

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

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

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

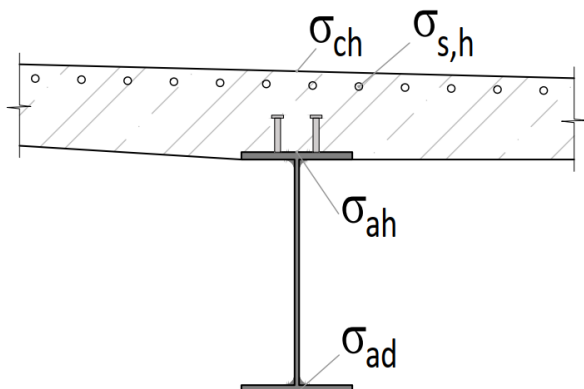
Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty γ , které se použijí pro vynucená přetvoření.

γ_P = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

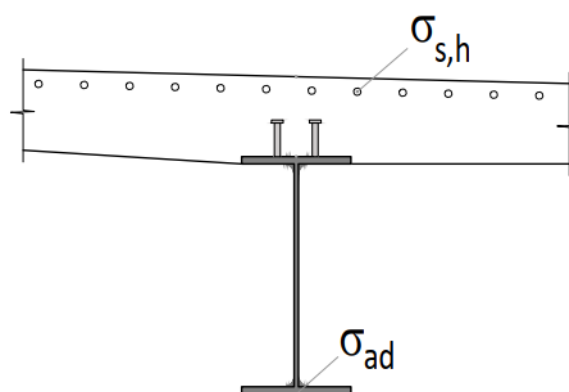
Obr. 15 ČSN EN 1990_zm.A1_2007, (odst. A2.3) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (soubor B)

5.7 Vyčíslení napětí

Poloha napětí v příčném řezu v poli:



Poloha napětí v příčném řezu nad podporou:



5.7.1 P1 - Průřez nad podporou

Návrhové vnitřní síly			Spřaž. průřez		Proměnné
6.10a	N_x	[kN]	-52,7		-166,8
	M_y	[kNm]	-364,2		-331,5
	V_z	[kN]	-59,1		-56,6
6.10b	N_x	[kN]	-44,9		-294,1
	M_y	[kNm]	-310,3		-545,4
	V_z	[kN]	-50,3		-125,1
MSP	N_x	[kN]	-39,1		-178,1
	M_y	[kNm]	-269,8		-387,6
Průřezové charakteristiky			Spřažený průřez		
			Začátek životnosti	Konec životnosti	Kratkodobé
	χ_{LT}		0,73	0,73	0,73
	$I_{y,eff}$	[mm ⁴]	3,54E+09	4,82E+09	4,82E+09
	A_{eff}	[mm ²]	2,54E+04	2,54E+04	2,54E+04
	n	[-]	18,12	27,96	6,56
	z_d	[mm]	538	538	538
	$z_{s,H}$	[mm]	-566	-566	-566
	z_{aD}	[mm]	538	538	538
6.10a	$\sigma_{s,H}$	[MPa]	76,6	55,4	44,1
	σ_{aD}	[MPa]	-78,2	-58,2	-59,3
6.10b	$\sigma_{s,H}$	[MPa]	65,2	47,2	71,5
	σ_{aD}	[MPa]	-66,7	-49,6	-98,7
MSP	$\sigma_{s,H}$	[MPa]	56,7	41,1	52,5
	σ_{aD}	[MPa]	-58,0	-43,1	-68,5

5.7.2 P2 - Průřez v poli

Návrhové vnitřní síly			Stálé				Proměnné
			Ocelový průřez		Spráž. průřez		
6.10a	N _x	[kN]	0,0		-38,7		-19,5
	M _y	[kNm]	1218,6		60,2		324,5
	V _z	[kN]	0,0		20,3		0,0
6.10b	N _x	[kN]	0,0		-33,0		-104,1
	M _y	[kNm]	1038,1		51,2		465,4
	V _z	[kN]	0,0		17,3		0,0
MSP	N _x	[kN]	0,0		-27,5		-75,2
	M _y	[kNm]	902,7		44,6		326,1
Průřezové charakteristiky			Ocelový průřez		Sprážený průřez		
			Začátek životnosti	Konec životnosti	Začátek životnosti	Konec životnosti	Krátkodobé
	I _{y,eff}	[mm ⁴]	1,52E+09	1,52E+09	3,61E+09	3,25E+09	4,54E+09
	A _{eff}	[mm ²]	2,05E+04	2,05E+04	4,24E+04	3,60E+04	7,45E+04
	n _{beton}	[-]			18,12	27,96	6,56
	z _d	[mm]	325	325	550	512	640
	z _{s,H}	[mm]			-258	-296	-168
	z _{c,H}	[mm]			-320	-358	-230
	z _{a,w,h}	[mm]	-303	-303	-78	-116	12
	z _{a,w,d}	[mm]	303	303	528	490	618
	z _{a,h}	[mm]	-325	-325	-100	-138	-10
	z _{a,D}	[mm]	325	325	550	512	640
6.10a	σ _{c,H}	[MPa]			-0,3	-0,3	0,0
	σ _{a,h}	[MPa]	-259,8	-259,8	-2,6	-3,6	-0,9
	σ _{a,D}	[MPa]	259,8	259,8	8,3	8,4	45,5
6.10b	σ _{c,H}	[MPa]			-0,3	-0,2	-3,8
	σ _{a,h}	[MPa]	-221,3	-221,3	-2,2	-3,1	-2,4
	σ _{a,d}	[MPa]	221,3	221,3	7,0	7,2	64,2
MSP	σ _{c,H}	[MPa]			-0,1	-0,1	0,0
	σ _{a,h}	[MPa]	-192,4	-192,4	-1,9	-2,6	-1,7
	σ _{a,D}	[MPa]	192,4	192,4	6,1	6,3	44,9

5.8 Posouzení MSÚ

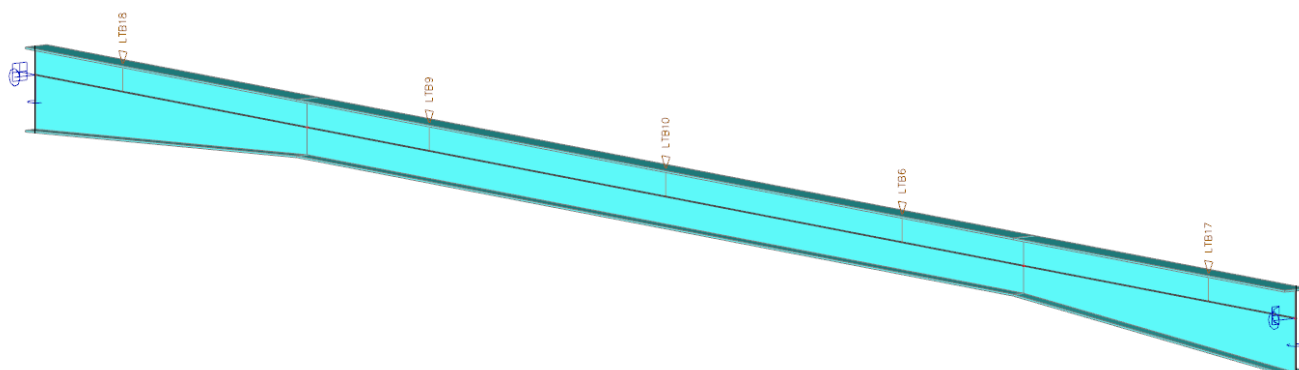
5.8.1 Omezení napětí

		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	$\sigma_{s,H}$	136,7	65,7	202,4	118,7	47,9	166,5	202,4	434,8	46,6%
	σ_{aD}	-165,3	-65,2	-230,5	-148,2	-48,2	-196,4	-230,5	345,0	66,8%
P2	σ_{cH}	-4,1	-0,1	-4,2	-4,0	-0,1	-4,1	-4,2	20,0	21,0%
	$\sigma_{s,H}$	-23,0	6,0	-23,0	-24,1	10,2	-24,1	-24,1	434,8	5,6%
	σ_{ah}	-263,3	7,9	-263,3	-264,4	12,3	-264,4	-264,4	345,0	76,6%
	σ_{aD}	313,5	-47,5	313,5	313,7	-49,3	313,7	313,7	345,0	90,9%

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

5.8.2 Posouzení montážního stavu

Zajištění stability ocelového nosníku během betonáže monolitické desky je zajištěno montážním ztužením. Montážní ztužení simuluje funkce “Vzpěry bránící klopení” rozmístěné dle výkresové dokumentace.



Obr. 16 Schéma rozmístění montážního ztužení

Posudek EN 1993-1-1

Národní příloha: Česká CSN-EN NA

Dílec B53	6,600 / 13,200 m	Iwn (650; 12; 300; 22; 300; 22; 606; 0)	S 355	Montáž	0,90 -
-----------	------------------	---	-------	--------	--------

Klíč kombinace
Montáž / 1.35*ZS1 + 1.35*ZS2 + 1.35*ZS3

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

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

.....POSUDEK ÚNOSNOSTI:.....

Kritický posudek je na pozici 6,600 m

Vnitřní síly		Vypočtené	Jednotka
Osová síla	N_{Ed}	0,00	kN
Smyková síla	$V_{y,Ed}$	0,00	kN
Smyková síla	$V_{z,Ed}$	0,00	kN
Kroucení	T_{Ed}	0,00	kNm
Ohybový moment	$M_{y,Ed}$	1225,38	kNm
Ohybový moment	$M_{z,Ed}$	0,00	kNm

Klasifikace pro návrh průřezu

Klasifikace podle EN 1993-1-1 článku 5.5.2

Klasifikace vnitřních a vyčnívajících částí podle EN 1993-1-1 tabulky 5.2 listu 1 & 2

Id	Typ	c [mm]	t [mm]	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	Ψ [-]	k_σ [-]	α [-]	c/t [-]	Třída limit [-]	1 Třída limit [-]	2 Třída limit [-]	3 Třída limit [-]
1	SO	144	22	-2,524e+05	-2,524e+05								
3	SO	144	22	-2,524e+05	-2,524e+05								
4	I	606	12	-2,435e+05	2,435e+05	-1,00		0,50	50,50	58,58	67,53	100,89	1
5	SO	144	22	2,524e+05	2,524e+05	1,00	0,43	1,00	6,55	7,32	8,14	11,39	1
7	SO	144	22	2,524e+05	2,524e+05	1,00	0,43	1,00	6,55	7,32	8,14	11,39	1

Poznámka: Limity klasifikace byly nastaveny podle Semi-Comp+.

Průřez je klasifikován třídou 1

Posudek ohybového momentu pro M_y

Podle EN 1993-1-1 článku 6.2.5 a rovnice (6.12), (6.13)

Plastický modul průřezu	$W_{pl,y}$	5,2465e-03	m ³
Plastický ohybový moment	$M_{pl,y,Rd}$	1862,51	kNm
Jedn. posudek		0,66	-

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5,2465 \cdot 10^{-3} [m^3] \times 355,0 [MPa]}{1,00} = 1862,51 [kNm]$$

$$\text{Jedn. posudek} = \frac{|M_{y,Ed}|}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{|1225,38 [kNm]|}{1862,51 [kNm]} = 0,66 \leq 1,00$$

Prvek splňuje podmínky posudku průřezu.

.....POSUDEK STABILITY:.....

Klasifikace pro návrh dílce na vzpěr

Rozhodující poloha pro klasifikaci stability: 6,600 m

Klasifikace podle EN 1993-1-1 článku 5.5.2

Klasifikace vnitřních a vyčnívajících částí podle EN 1993-1-1 tabulky 5.2 listu 1 & 2

Id	Typ	c [mm]	t [mm]	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	Ψ [-]	k_σ [-]	α [-]	c/t [-]	Třída limit [-]	Třída limit [-]	Třída limit [-]	Třída limit [-]
1	SO	144	22	-2,524e+05	-2,524e+05								
3	SO	144	22	-2,524e+05	-2,524e+05								
4	I	606	12	-2,435e+05	2,435e+05	-1,00		0,50	50,50	58,58	67,53	100,89	1
5	SO	144	22	2,524e+05	2,524e+05	1,00	0,43	1,00	6,55	7,32	8,14	11,39	1
7	SO	144	22	2,524e+05	2,524e+05	1,00	0,43	1,00	6,55	7,32	8,14	11,39	1

Poznámka: Limity klasifikace byly nastaveny podle Semi-Comp+.

Průřez je klasifikován třídou 1

Posudek klopení

Podle EN 1993-1-1 článku 6.3.2.1 & 6.3.2.2 a rovnice (6.54)

Parametry klopení			
Metoda pro křivku klopení		Obecný stav	
Plastický modul průřezu	$W_{pl,y}$	5,2465e-03	m ³
Pružný kritický moment	M_{cr}	3925,22	kNm
Poměrná štíhlost	$\lambda_{rel,LT}$	0,69	
Mezní štíhlost	$\lambda_{rel,LT,0}$	0,20	
Křivka klopení		c	
Imperfekce	α_{LT}	0,49	
Redukční součinitel	χ_{LT}	0,73	
Návrhová únosnost na vzpěr	$M_{b,Rd}$	1362,59	kNm
Jedn. posudek		0,90	-

Parametry M_{cr}			
Délka klopení	l_{LT}	4,356	m
Vliv polohy zatížení		bez vlivu	
Opravný součinitel	k	1,00	
Opravný součinitel	k_w	1,00	
Součinitel momentu na klopení	C_1	1,06	
Součinitel momentu na klopení	C_2	0,01	
Součinitel momentu na klopení	C_3	1,00	
Vzdálenost středu smyku	d_z	0	mm
Vzdálenost polohy zatížení	z_g	0	mm
Konstanta monosymetrie	β_y	0	mm
Konstanta monosymetrie	z_j	0	mm

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{I_{LT}^2} \times \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{I_{LT}^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_i)^2 - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_i)} \right] = 1,06$$

$$\times \frac{\pi^2 \times 210000,0[\text{MPa}] \times 9,9087 \cdot 10^{-5}[\text{m}^4]}{4,356[\text{m}]^2}$$

$$\times \left[\sqrt{\left(\frac{1,00}{1,00}\right)^2 \times \frac{9,7610 \cdot 10^{-6}[\text{m}^6]}{9,9087 \cdot 10^{-5}[\text{m}^4]} + \frac{4,356[\text{m}]^2 \times 80769,2[\text{MPa}] \times 2,4913 \cdot 10^{-6}[\text{m}^4]}{\pi^2 \times 210000,0[\text{MPa}] \times 9,9087 \cdot 10^{-5}[\text{m}^4]} + (0,01 \times 0[\text{mm}] - 1,00 \times 0[\text{mm}])^2 - (0,01 \times 0[\text{mm}] - 1,00 \times 0[\text{mm}])} \right]$$

$$= 3925,22[\text{kNm}]$$

$$\lambda_{rel,LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{5,2465 \cdot 10^{-3}[\text{m}^3] \times 355,0[\text{MPa}]}{3925,22[\text{kNm}]} = 0,69}$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \lambda_{rel,LT}^2}}, 1 \right) = \min \left(\frac{1}{0,86 + \sqrt{0,86^2 - 0,69^2}}, 1 \right) = \min(0,73, 1) = 0,73$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,73 \times 5,2465 \cdot 10^{-3}[\text{m}^3] \times \frac{355,0[\text{MPa}]}{1,00} = 1362,59[\text{kNm}]$$

$$\text{Jedn. posudek} = \frac{|M_{y,Ed}|}{M_{b,Rd}} = \frac{1225,38[\text{kNm}]}{1362,59[\text{kNm}]} = 0,90 \leq 1,00$$

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

→ Montážní stav **VYHOVUJE**.

5.8.3 Posouzení smykové únosnosti v podporách

- Vstupní údaje:

výška ocelového nosníku	h_{st}	950 [mm]
šířka horní pásnice	b_{f1}	300 [mm]
tloušťka horní pásnice	t_{f1}	16 [mm]
šířka dolní pásnice	b_{f2}	300 [mm]
tloušťka dolní pásnice	t_{f2}	16 [mm]
tloušťka stojiny	t_w	12 [mm]
výška stojiny	h_w	918 [mm]

- Výpočet:

charakteristická pevnost oceli	f_{yk}	355 [MPa]
součinitel materiálu	γ_{M1}	1,1 [-]
návrhová pevnost oceli	f_{ywd}	322,7 [MPa]
	ε	0,81 [-]
	η	1,2 [-]
výška stojiny	h_w	906 [mm]
tloušťka stojiny	t_w	12 [mm]
poměr výška/šířka stojiny	h_w/t_w	76 [-]
nevztužené stojiny	$\lim h_w/t_w$	49 [-]
	λ_w	1,074 [-]
redukční součinitel	χ_w	0,773 [-]
smyková únosnost stojiny	$V_{bw,Rd}$	1565,5 [kN]
smyková síla v podpoře	V_{Ed}	306,7 [kN]
využití	η_1	0,20 [-]

→ Navržená stojina **VYHOVUJE**

5.9 Posouzení spřažení

				1 - FÁZE	2 - FÁZE	PROMĚNNÉ
				max (6.10a ; 6.10b)		
PODPORA [x=0]	V_z	max	kN	-	34	162
		min	kN	-	-34	-162
PODPORA [x=3]	V_z	max	kN	-	22	140
		min	kN	-	-22	-140

- Posouzení spřažení v prvním intervalu (0 ; 3):

(PRO PRŮŘEZ S TRHLINAMI) V MÍSTĚ HORNÍ PÁSNICE/ŽB DESKY

Zatížení	z mm	I_y mm ⁴	S_y mm ³	V_z N	n -	V_1 kN/m
Stálé na ocelový průřez						
Stálé na ocelobetonový průřez	445,47	5,55E+09	7 965 700	34 000	18,45	48,8
Zatížení krátkodobá	445,47	5,55E+09	23 100 804	162 150	6,36	674,3
						1146,5

min. rozteč trnů: $e = 152,8 \text{ mm}$

→ Návrh 2 řady trnů průměru 22 mm, S235 a výšky 120 mm s roztečí 110 mm - **VYHOVUJE.**

- Posouzení druhého intervalu (3 ; L/2)

(PRO PRŮŘEZ S TRHLINAMI) V MÍSTĚ HORNÍ PÁSNICE/ŽB DESKY

Zatížení	z mm	I_y mm ⁴	S_y mm ³	V_z N	n -	V_1 kN/m
Stálé na ocelový průřez						
Stálé na ocelobetonový průřez	445,47	5,55E+09	7 965 700	22 000	18,45	31,5
Zatížení krátkodobá	445,47	5,55E+09	23 100 804	140 000	6,36	582,2
						613,7

min. rozteč trnů: $e = 285,4 \text{ mm}$

→ Návrh 2 řady trnů průměru 22 mm, S235 a výšky 120 mm s roztečí 200 mm - **VYHOVUJE.**

5.10 Posouzení dalších průřezů

5.10.1 Posouzení příčné výztuže desky

5.10.1.1 Vnitřní síly

					ZS1 G _{m1}	ZS2 G _{m2}	ZS3 G _{vozovka}	ZS4 G _{řimsy}	ZS5 R	ZS6 S	ZS7 Z
pole	N _x	Normálová síla	max	kN	2,3	0,0	0,4	0,2	0,0	0,7	0,0
			min		-0,2	0,0	0,4	0,0	0,0	-0,3	0,0
	M _y	Ohybový moment	max	kNm	0,1	0,0	0,0	-0,8	0,0	0,0	0,0
			min		-1,0	0,0	-0,2	-0,8	0,0	-0,9	0,0
	V _z	Posouvající síla	max	kN	2,2	0,0	0,3	1,0	0,1	1,8	0,0
			min		-2,2	0,0	-0,3	-1,0	-0,1	-1,8	0,0
podpora	N _x	Normálová síla	max	kN	22,6	0,0	3,5	2,7	10,9	156,3	0,0
			min		-7,6	0,0	-1,2	-0,8	-13,7	-24,4	0,0
	M _y	Ohybový moment	max	kNm	0,3	0,0	-0,4	-0,7	1,5	2,7	0,0
			min		-2,5	0,0	-0,4	-0,7	-1,2	-22,1	0,0
	V _z	Posouvající síla	max	kN	1,3	0,0	0,4	1,0	0,6	16,7	0,0
			min		-1,2	0,0	-0,4	-1,0	-0,4	-16,7	0,0

					ZS8 Rovn. z.	ZS9 Soust. z.	ZS10 Serv. v.	ZS11 Zábradlí	ZS12 Vitr	ZS13a T _r -	ZS13b T _r +	ZS14a T _n +	ZS14b T _n -
pole	N _x	Normálová síla	max	kN	0,5	0,0	7,5	0,4	0,7	0,2	0,2	0,2	0,0
			min		-0,1	0,0	-1,9	-0,2	-2,8	0,0	-0,3	-0,1	0,0
	M _y	Ohybový moment	max	kNm	-0,9	0,0	3,5	0,0	0,0	0,0	-0,3	0,0	3,9
			min		0,0	0,0	-5,5	-0,4	0,0	0,0	-0,3	0,0	-30,0
	V _z	Posouvající síla	max	kN	1,9	0,0	10,7	0,3	0,2	0,6	0,6	0,8	1,0
			min		-1,9	0,0	-30,1	-0,9	0,0	-0,6	-0,5	-0,8	-0,5
podpora	N _x	Normálová síla	max	kN	15,3	0,0	11,1	1,5	1,5	5,0	32,3	53,9	3,0
			min		-5,3	0,0	-7,2	-2,0	-3,3	-34,5	0,0	-2,0	-64,8
	M _y	Ohybový moment	max	kNm	-1,7	0,0	4,6	0,0	0,2	5,6	1,0	1,0	4,6
			min		0,0	0,0	-10,5	-0,6	-0,2	-1,0	-5,5	-3,2	-0,3
	V _z	Posouvající síla	max	kN	1,2	0,0	21,0	0,8	0,1	14,1	14,3	9,8	11,8
			min		-1,2	0,0	-39,4	-1,1	-0,3	-14,1	-14,2	-9,8	-11,8

5.10.1.2 Posouzení příčné výztuže

- Posouzení ohybové únosnosti průřezu

			podpora	pole
charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	30	35
součinitel spolehlivosti pro beton	γ_c	[-]	1,5	1,5
návrhová pevnost betonu	f_{cd}	[MPa]	20,0	23,3
	λ	[-]	1	1
		[-]	0,8	0,8
charakteristická mez kluzu výztuže	f_{yk}	[MPa]	500	500
součinitel spolehlivosti pro výztuž	γ_s	[-]	1,15	1,15
návrhová mez kluzu výztuže	f_{yd}	[MPa]	434,8	434,8
modul pružnosti výztuže	E_s	[GPa]	200	200
návrhové mezní protažení výztuže	ε_{yd}	[-]	2,174	2,174
tloušťka desky	h	[mm]	220	220
šířka desky	b	[mm]	1000	1000
krytí	c	[mm]	50	50
průměr prutu	ϕ	[mm]	22	14
rozteč výztuže		[mm]	150	150
počet prutů	n	[ks]	6,67	6,67
návrhový ohybový moment	m_{Ed}	[kNm/m]	48,8	51,6
	$A_{s,req}$	[mm ² /m]	880,8	687,6
plocha prutu	$A_{s,1}$	[mm ² /m]	380,1	153,9
plocha výztuže	A_s	[mm ² /m]	2534,2	1026,3
	x	[mm]	68,9	23,9
	$\xi_{bal,1}$	[-]	0,617	0,617
	ξ	[-]	0,503	0,134
účinná výška průřezu	d	[mm]	137	179
návrhový moment únosnosti	m_{Rd}	[kNm/m]	120,6	75,6
využití		[%]	40,5%	68,3%

→Posouzení ohybové únosnosti průřezu **VYHOVUJE**.

- Posouzení smykové únosnosti betonu

			podpora	pole
součinitel ...	$C_{Rd,c}$	[-]	0,12	0,12
součinitel výšky průřezu	k	[-]	2,000	2,000
stupeň vyztužení	ρ_1	[-]	0,01152	0,00466
	v_{min}		0,542	0,586
	$\min V_{rc}$		74,28	104,83
smyková únosnost betonu	$V_{Rd,c}$	[kN/m]	107,10	108,98
návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN/m]	98,3	50
využití		[%]	91,8%	45,9%

→Posouzení smykové únosnosti betonu **VYHOVUJE**.

5.11 Posouzení MSP

5.11.1 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	$\sigma_{s,H}$	109,2	57,1	166,3	93,5	41,6	135,1	166,3	400,0	41,6%
	σ_{aD}	-126,4	-56,7	-183,1	-111,6	-41,9	-153,5	-183,1	345,0	53,1%
P2	σ_{cH}	-0,1	-0,1	-0,2	-0,1	-0,1	-0,2	-0,2	18,0	1,1%
	$\sigma_{s,H}$	-16,9	18,6	-16,9	-17,9	23,7	-17,9	-17,9	400,0	4,5%
	σ_{ah}	-196,0	6,9	-196,0	-196,8	10,7	-196,8	-196,8	345,0	57,0%
	σ_{aD}	243,5	-41,3	243,5	243,6	-42,9	243,6	243,6	345,0	70,6%

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

5.11.2 Šířka trhlin

- Z hlediska napětí ve výztuži:

Napětí ve výztuži ²⁾ [MPa]	Maximální průměr prutu [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) Hodnoty v tabulce vycházejí z následujících předpokladů:
 $c = 25$ mm; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa; $h_{cr} = 0,5$; $(h-d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$;
 $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$ a $k' = 1,0$
 2) Při odpovídající kombinaci účinků zatížení.

- Z hlediska rozteče výztuže:

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

- **Doporučené hodnoty w_{\max} :**

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekomprese
<p>1) Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.</p> <p>2) Pro tyto stupně vlivu prostředí má být kromě toho posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.</p>		

$\sigma_{s, \max} = 166,3 \text{ MPa}$ při $d_s = 22 \text{ mm}$ a osově vzdálenosti $s = 125 \text{ mm}$

$\sigma_{s, \max} = 166,3 \text{ MPa} < \sigma_{s, \lim} = 200 \text{ MPa} \rightarrow$ Maximální napětí ve výztuže **VYHOVUJE**.

$s = 125 \text{ mm} < s_{\lim} = 250 \text{ mm} \rightarrow$ Maximální osová vzdálenost výztuže **VYHOVUJE**.

\rightarrow POSOUZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN **VYHOVUJE**.

5.11.3 Posouzení průhybů

STÁLÉ ZATÍŽENÍ	průhyb v mm
Vlastní tíha ocelových nosníků	20,4
Mokrý beton	109,9
Vozovka	1,1
Mostní vybavení	0,7
Smrštění	3,1
MAX. PRŮHYB	135,2

\rightarrow Průhyb od stálého zatížení bude vyrovnán nadvýšením

ROZPĚTÍ	22300
LIMIT PRŮHYBU $L/300$ (mm)	74,3
PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ	průhyb v mm
Rovnoměrné zatížení	4,7
Soustředěné zatížení	5,6
MAX. PRŮHYB	5,6

$w_{\max} = 5,6 < w_{\lim} = 74,3 \text{ [mm]} \rightarrow$ PRŮHYB **VYHOVUJE**,

5.11.4 Dynamická analýza

5.11.4.1 Zatížení

Dynamická analýza dle NA 2.49; třída pohody - normální, třída provozu – hustý.

Třída pohody	Svislé zrychlení [m/s ²]	Vodorovné zrychlení [m/s ²]
Vysoká	≤ 0,50	≤ 0,10
Normální	≤ 0,70	≤ 0,20
Nízká	≤ 1,00	≤ 0,40

Obr. 17 Třídy pohody

Třída provozu	Intenzita provozu [os./m ²]
Velmi nízký	0,10; nejméně (15/(B*L))
Nízký	0,20; nejméně (15/(B*L))
Hustý	0,50; nejméně (15/(B*L))
Velmi hustý	1,00
Mimořádně hustý	1,50
<i>B [m] je šířka průchozího profilu; L [m] je rozpětí lávky</i>	

Obr. 18 Třídy provozu

Tíha běžného chodce může být uvažována hodnotou 70 až 80 kg

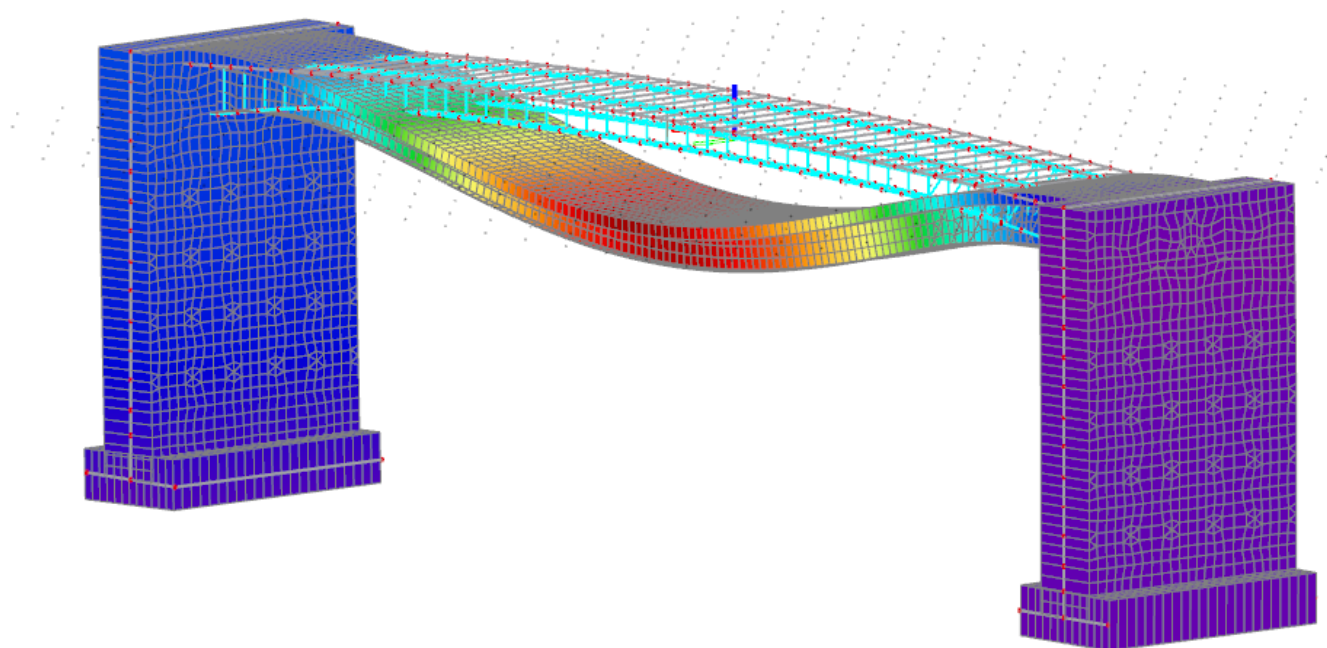
Pro posouzení konstrukce z hlediska dynamické odezvy bylo uvažováno zatížení stálé od vlastní tíhy a proměnné zatížení od třídy provozu “hustý”, tudíž 0,5 os./m².

5.11.4.2 Posouzení

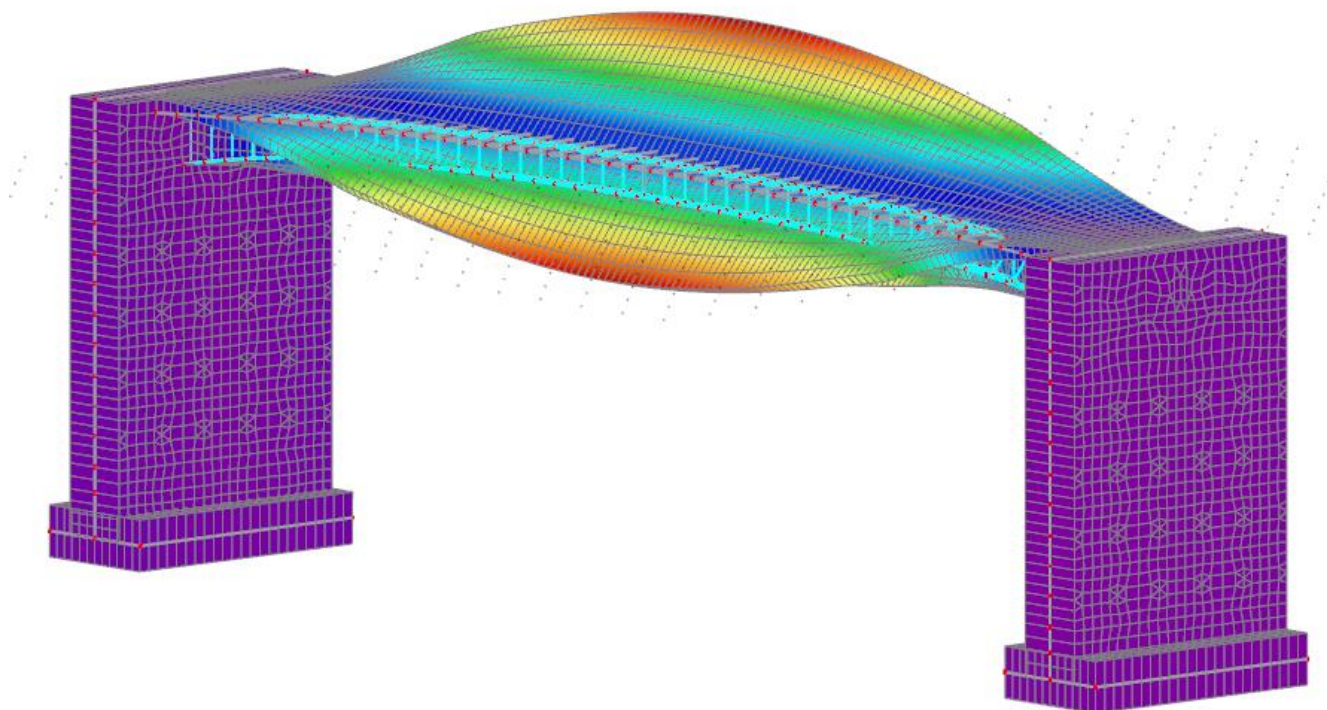
Ověření dynamického chování je nutno provést, pokud první vlastní frekvence lávky je menší než:

- 5 Hz pro svislé vibrace
- 2,5 Hz pro vodorovné a torzní vibrace

- 1. vlastní tvar; 5,94 Hz



- 2. vlastní tvar; 7,54 Hz



N	f [Hz]	ω [1/s]	ω^2 [1/s ²]	T [s]
Kombinace hmot : CM2				
1	5,94	37,30	1391,39	0,17
2	7,54	47,39	2245,52	0,13
3	12,61	79,22	6275,65	0,08
4	13,63	85,63	7332,05	0,07
5	13,66	85,81	7363,14	0,07
6	15,27	95,96	9208,23	0,07
7	15,37	96,58	9328,09	0,07
8	16,40	103,03	10615,89	0,06
9	17,51	109,99	12097,69	0,06
10	18,42	115,74	13395,26	0,05

→ 1. Vlastní frekvence $f_1 = 5,94 \geq 5,00$

→ OVĚŘENÍ DYNAMICKÉHO CHOVÁNÍ LÁVKY NENÍ NUTNÉ.

6 SPODNÍ STAVBA

Opěry mostu jsou založeny na pilotách o délce cca 9,5 m. Dřík opěry navazuje na pilotu s rozšířením v podobě plošného základu. V rámci posouzení základových konstrukcí byl proveden posudek dříku opěry, piloty a křídla z armovaných zemin za opěrou.

6.1 Dřík opěry

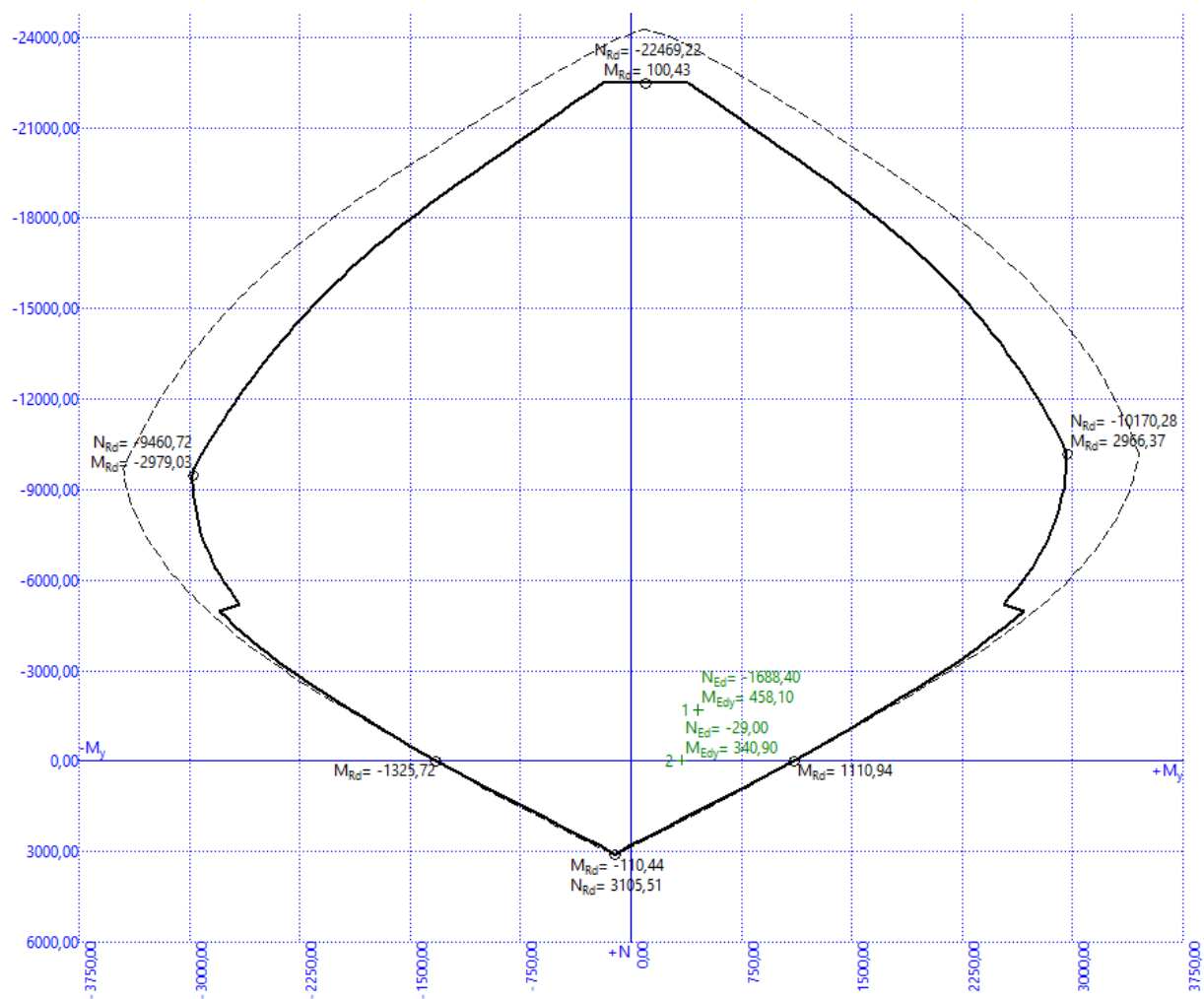
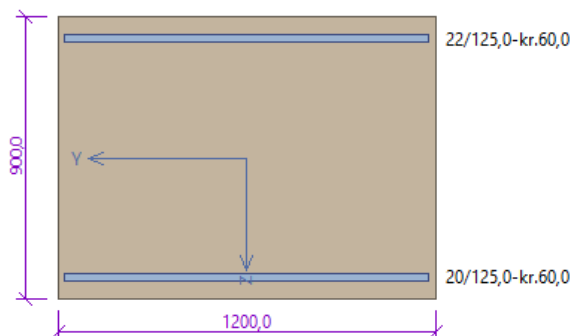
6.1.1 Vnitřní síly

					ZS1 G _{m1}	ZS2 G _{m2}	ZS3 G _{vozovka}	ZS4 G _{řimsy}	ZS5 R	ZS6 S	ZS7 Z
místo uložení	N _x	Normálová síla	max	kN	-94,8	0,0	-9,5	-6,3	7,7	-615,7	0,0
			min		-94,8	0,0	-9,5	-6,3	-7,7	-615,7	0,0
	M _y	Ohybový moment	max	kNm	176,5	0,0	27,3	18,4	83,1	-200,0	-100,9
			min		176,5	0,0	27,3	18,4	-83,1	-200,0	-100,9
	V _z	Posouvající síla	max	kN	108,3	0,0	17,0	7,0	10,9	-114,1	96,5
			min		108,3	0,0	17,0	7,0	-22,9	-114,1	96,5
horní část dříku	N _x	Normálová síla	max	kN	-137,2	0,0	-13,5	-8,9	2,4	-937,7	0,0
			min		-137,2	0,0	-13,5	-8,9	-2,4	-937,7	0,0
	M _y	Ohybový moment	max	kNm	211,2	0,0	32,7	22,0	10,7	87,8	-86,9
			min		211,2	0,0	32,7	22,0	-10,7	87,8	-86,9
	V _z	Posouvající síla	max	kN	8,9	0,0	1,4	11,8	22,9	103,6	0,0
			min		0,0	0,0	0,0	11,8	-10,6	0,0	-145,2
dolní část dříku	N _x	Normálová síla	max	kN	-341,8	0,0	-10,3	-6,1	11,4	-95,2	2,4
			min		-341,8	0,0	-10,3	-6,1	-11,4	-95,2	2,4
	M _y	Ohybový moment	max	kNm	-5,0	0,0	-0,8	-0,6	97,2	119,9	-115,0
			min		-5,1	0,0	-0,8	-0,6	-97,2	119,9	-115,0
	V _z	Posouvající síla	max	kN	8,9	0,0	1,4	0,9	26,0	74,0	106,8
			min		0,0	0,0	0,0	0,0	-26,0	74,0	106,8

					ZS8 Rovn. z.	ZS9 Soust. z.	ZS10 Serv. v.	ZS11 Zábradlí	ZS12 Vitr	ZS13a T _r -	ZS13b T _r +	ZS14a T _n +	ZS14b T _n -
místo uložení	N _x	Normálová síla	max	kN	-51,1	0,0	-28,0	-7,5	6,0	2881,3	629,1	56,0	861,5
			min		-51,1	0,0	-28,0	-7,5	-6,8	2881,3	629,1	-717,4	-66,6
	M _y	Ohybový moment	max	kNm	132,9	0,0	84,4	12,3	6,0	-491,8	-77,4	196,4	-36,9
			min		132,9	0,0	84,4	12,3	-5,7	-491,8	-77,4	17,8	-284,4
	V _z	Posouvající síla	max	kN	76,3	0,0	60,1	8,3	8,0	66,1	91,3	15,1	-9,6
			min		76,3	0,0	60,1	8,3	-8,4	-239,8	91,3	15,1	-10,0
horní část dříku	N _x	Normálová síla	max	kN	-13,5	0,0	-7,2	-1,5	8,0	-3340,2	-228,7	378,4	-208,7
			min		-13,5	0,0	-7,2	-1,5	-7,0	-3340,2	-228,7	174,2	-453,6
	M _y	Ohybový moment	max	kNm	-5,7	0,0	1,6	-0,5	0,8	-100,0	-80,0	-75,0	83,6
			min		-5,7	0,0	-14,2	-0,5	0,0	-100,0	-80,0	-82,0	70,0
	V _z	Posouvající síla	max	kN	4,5	0,0	7,0	0,9	1,6	18,2	131,3	46,8	10,0
			min		0,0	0,0	-3,0	0,0	-1,2	0,0	131,3	46,8	-45,0
dolní část dříku	N _x	Normálová síla	max	kN	-59,1	0,0	-36,3	0,0	8,0	242,6	-231,7	378,4	-208,7
			min		-59,1	0,0	-36,3	-1,5	-7,0	-479,9	-231,7	174,4	-453,6
	M _y	Ohybový moment	max	kNm	139,8	0,0	101,5	0,0	0,8	-23,6	-80,0	-75,0	83,6
			min		139,8	0,0	101,5	-0,5	0,0	-1130,6	-90,0	-81,7	70,0
	V _z	Posouvající síla	max	kN	79,6	0,0	79,6	0,9	1,6	-43,5	131,7	46,7	9,0
			min		79,6	0,0	79,6	0,0	-1,2	-511,1	93,5	0,0	-43,7

6.1.2 Posouzení horní části dříku

6.1.2.1 Posouzení interakčního diagramu



→ POSOUZENÍ PRŮŘEZU NA KOMBINACI TLAKU A OHYBU VYHOVUJE.

6.1.2.2 Posouzení ohybové únosnosti

charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	25
součinitel spolehlivosti pro beton	γ_c	[-]	1,5
návrhová pevnost betonu	f_{cd}	[MPa]	16,7
	λ	[-]	1
		[-]	0,8
charakteristická mez kluzu výztuže	f_{yk}	[MPa]	500
součinitel spolehlivosti pro výztuž	γ_s	[-]	1,15
návrhová mez kluzu výztuže	f_{yd}	[MPa]	434,8
modul pružnosti výztuže	E_s	[GPa]	200
návrhové mezní protažení výztuže	ε_{yd}	[-]	2,174
tloušťka desky	h	[mm]	900
šířka desky	b	[mm]	1000
krytí	c	[mm]	60
průměr prutu	ϕ	[mm]	22
rozteč výztuže		[mm]	125
počet prutů	n	[ks]	8,00
návrhový ohybový moment	m_{Ed}	[kNm/m]	458,1
	$A_{s,req}$	[mm ² /m]	1297,5
plocha prutu	$A_{s,1}$	[mm ² /m]	380,1
plocha výztuže	A_s	[mm ² /m]	3041,1
	x	[mm]	99,2
	$\xi_{bal,1}$	[-]	0,617
	ξ	[-]	0,120
účinná výška průřezu	d	[mm]	829
návrhový moment únosnosti	m_{Rd}	[kNm/m]	1043,7
využití		[%]	43,9%

6.1.2.3 Posouzení smykové únosnosti

- Smyková únosnost betonu:

součinitel ...	$C_{Rd,c}$	[-]	0,12
součinitel výšky průřezu	k	[-]	1,491
stupeň vyztužení	ρ_1	[-]	0,00338
	v_{min}		0,319
	min V_{rc}		264,17
smyková únosnost betonu	$V_{Rd,c}$	[kN/m]	302,12
návrhová posouvající síla	V_{Ed}	[kN/m]	356
využití		[%]	117,8%

- Smyková únosnost spon:

průměr spon	$\Phi_{sw,s}$	[mm]	10
rozteč spon - příčný směr	s	[mm]	250
rozteč spon - podélný směr			250
sklon spon	α_s	[°]	90
počet spon na metr	n	[ks]	4,0
plocha výztuže spon	$A_{sw,s}$	[mm ² /m]	314,2
	ρ_w		0,001257
	z	[mm]	746,1
	$\rho_{w,max}$		0,540
	$V_{Rd,max}$	[kN/m]	2315,5
smyková únosnost spon	$V_{Rd,s}$	[kN/m]	1019,1
	$\min(V_{Rd,max}; V_{Rd,s})$	[kN/m]	1019,11
využití		[%]	34,9%

6.1.2.4 Posouzení šířky trhlin průřezu

kvazi-stálý ohybový moment	m_{Ek}	[kNm/m]	422
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]	917889
	a_c	[mm]	458,9
vzd. těžiště ideálního průř. od horního okraje	a_{gi}	[mm]	466,2
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	6,32E+10
ohybový moment při vzniku trhliny	$M_{cr,it}$	[kNm/m]	465,8
trhliny			bez trhlin
vzdálenost NO od tlačného kraje	x	[mm]	155,3
moment setrvačnosti	I_{ir}	[mm ⁴]	9,37E+09
napětí ve výztuži	σ_a	[MPa]	178,5
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]	177,5
	h_{c2}	[mm]	248,2
	h_{c3}	[mm]	450,0
	$h_{c,eff}$		177,5
	$\rho_{p,eff}$		0,0171
šířka trhlin	w_k	[mm]	0,203
limitní šířka trhlin	w_{lim}	[mm]	0,3
využití		[%]	68%

→ OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN **VYHOVUJE**

6.1.2.5 Omezení napětí v betonu a ve výztuži

Průřez bez trhliny

Normálová síla	N	[kN]	-1688,4
charakteristický ohybový moment	M_{kdi}	[kNm]	422,0
plocha prutu	A_s	[mm ² /m]	3041,1
pracovní součinitel	α_e	[-]	5,882353
plocha ideálního průřezu	A_i	[mm ²]	917888,6
vzd. težiště ideálního průř. od horního okraje	x_i	[mm]	456,3133
moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_i	[mm ⁴]	6,3E+10
střední hodnota pevnosti v tahu betonu	f_{ctm}	[MPa]	3,2
Napětí horních vláken betonu	σ_{c2}	[MPa]	-4,90
Napětí dolních vláken betonu	σ_{c1}	[MPa]	1,13
$\max(\sigma_{c1}; \sigma_{c2})$			4,9
trhlina $\rightarrow \max(\sigma_{c1}; \sigma_{c2}) \geq f_{ctm}$; zároveň $\sigma_{ci} > 0$			ano

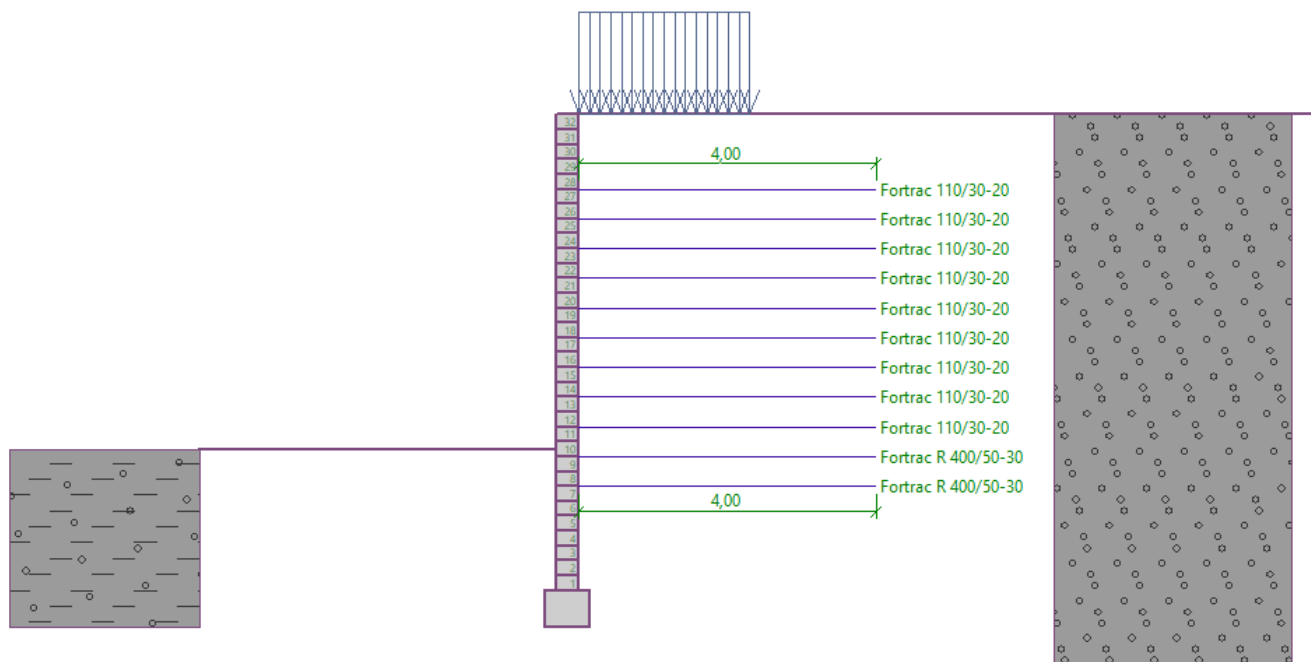
Průřez s trhlinou

vzd. težiště průř. s trhlinou od horního okraje	x_{ir}	[mm]	143,6915
rameno vnitřních sil	z	[mm]	791,1028
moment setr. Ideál. průřezu s trhlinou k těžišť. ose	I_{ir}	[mm]	9,64E+09
plocha tlačené části betonu s trhlinou	A_{cc}	[mm ²]	143691,5
plocha ideálního průřezu s trhlinou	A_{ir}	[mm ²]	161580,1
charakteristická pevnost betonu	f_{ck}	[MPa]	35
charakteristická pevnost oceli	f_{yk}	[MPa]	500
Napětí vláken betonu	σ_{cc}	[MPa]	4,452579
Napětí oceli	σ_s	[MPa]	179,0967
$ \sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$			vyhovuje
$ \sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk}$			vyhovuje
			[%] 45%

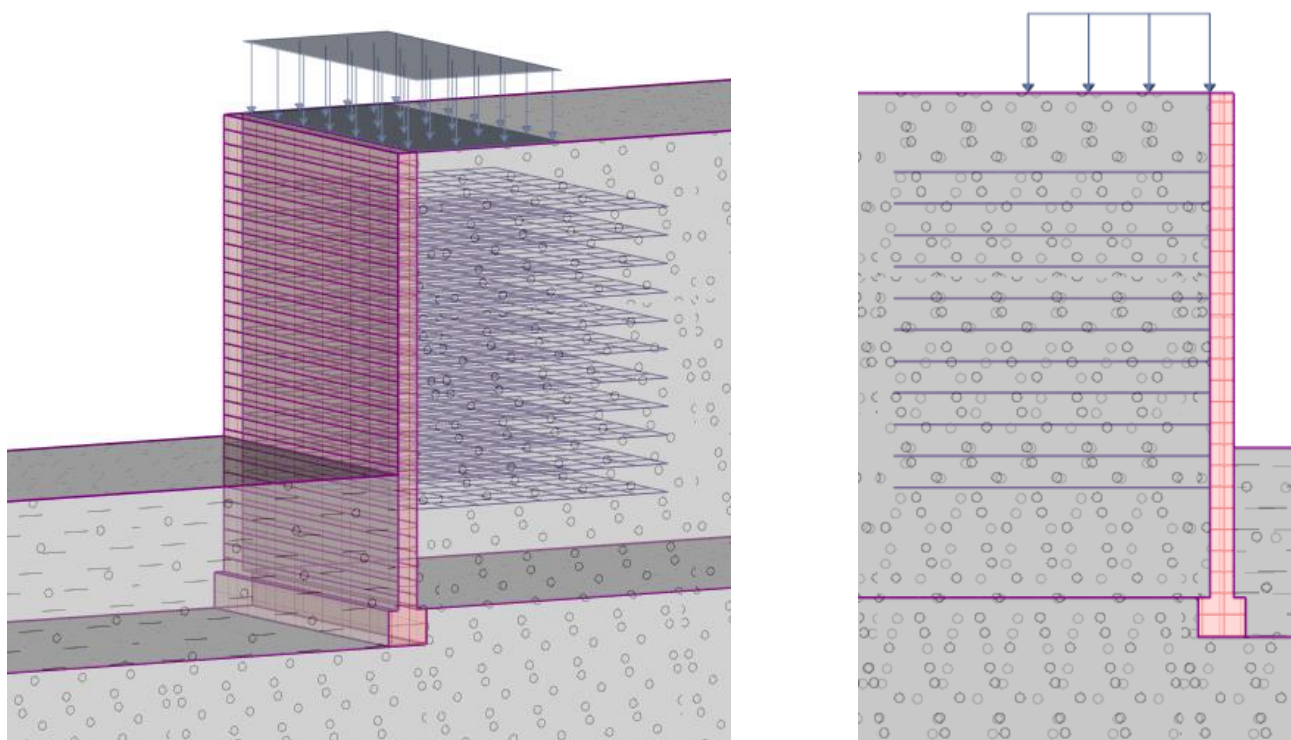
→ OMEZENÍ NAPĚTÍ V BETONU A VE VÝZTUŽI **VYHOVUJE**

6.2 Křídlo opěry

6.2.1 Výpočetní model



Obr. 19 Zobrazení rozmístění výztuh



Obr. 20 3D zobrazení modelu

6.2.2 Výpočet

Výpočet vyztužených svahů

Vstupní data

Projekt

Datum : 10.06.2021

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Tvar zemního klínu : počítat šikmý
Dovolená excentricita : 0,333
Vnitřní stabilita : Standard - rovná smyková plocha
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 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,35 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30 [-]	

Stabilitní výpočty

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 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,35 [-]	0,00 [-]

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35	[-]
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1,10	[-]

Geometrie konstrukce

Počet bloků $n = 32$
Výška bloku $h = 0,20$ m
Šířka bloku $b = 0,30$ m
Odskok bloku $o_1 = 0,00$ m

Základ konstrukce

Šířka základu $b_b = 0,60$ m
Výška základu $l_b = 0,50$ m
Odsazení základu $a_b = 0,15$ m

Materiál

Materiál bloku

Objemová tíha bloku $\gamma = 23,00$ kN/m³
Koheze $c = 0,00$ kPa
Tření $f = 0,533$
Smyková únosnost spoje $R_s = 0,00$ kN/m

Typy výztuh

Číslo	Název	Typ výztuhy	Typ čáry	Pevnost výztuhy		Koeficient	
				T_{ult} [kN/m]	R_t [kN/m]	C_{ds} [-]	C_i [-]
1	Fortrac 55/30-20	Fortrac 55/30-20	————	55,00	15,42	0,60	0,70
2	Fortrac 80/30-20	Fortrac 80/30-20	————	80,00	21,48	0,60	0,70
3	Fortrac R 200/30-30	Fortrac R 200/30-30	————	200,00	59,73	0,60	0,70
4	Fortrac 110/30-20	Fortrac 110/30-20	————	110,00	29,79	0,60	0,70
5	Fortrac R 400/50-30	Fortrac R 400/50-30	————	400,00	120,59	0,60	0,70

Podrobnosti výztuh

1. Fortrac 55/30-20

Krátkodobá char. pevnost $T_{ult} = 55,00$ kN/m
Dlouhodobá návrhová pevnost $R_t = 15,42$ kN/m
Celk. souč. nejistoty modelu $FS_{UNC} = 1,50$

Dopočítané redukční součinitele

Životnost : 120 let

Součinitel životnosti $RF_{CR} = 1,83$

Chemismus : pH 4.0-9.0

Chem/bio vliv prostředí $RF_D = 1,14$

Velikost zrn : $D_{90} \leq 40$ mm

Narušení geovýztuhy zhutňováním $RF_{ID} = 1,14$

2. Fortrac 80/30-20

Krátkodobá char. pevnost $T_{ult} = 80,00$ kN/m

Dlouhodobá návrhová pevnost $R_t = 21,48 \text{ kN/m}$
 Celk. souč. nejistoty modelu $FS_{UNC} = 1,50$
 Dopočítané redukční součinitele
 Životnost : 120 let
 Součinitel životnosti $RF_{CR} = 1,83$
 Chemismus : pH 4.0-9.0
 Chem/bio vliv prostředí $RF_D = 1,14$
 Velikost zrn : $D_{90} \leq 40 \text{ mm}$
 Narušení geovýztuhy zhutňováním $RF_{ID} = 1,19$

3. Fortrac R 200/30-30

Krátkodobá char. pevnost $T_{ult} = 200,00 \text{ kN/m}$
 Dlouhodobá návrhová pevnost $R_t = 59,73 \text{ kN/m}$
 Celk. souč. nejistoty modelu $FS_{UNC} = 1,50$
 Dopočítané redukční součinitele
 Životnost : 120 let
 Součinitel životnosti $RF_{CR} = 1,83$
 Chemismus : pH 4.0-9.0
 Chem/bio vliv prostředí $RF_D = 1,14$
 Velikost zrn : $D_{90} \leq 40 \text{ mm}$
 Narušení geovýztuhy zhutňováním $RF_{ID} = 1,07$

4. Fortrac 110/30-20

Krátkodobá char. pevnost $T_{ult} = 110,00 \text{ kN/m}$
 Dlouhodobá návrhová pevnost $R_t = 29,79 \text{ kN/m}$
 Celk. souč. nejistoty modelu $FS_{UNC} = 1,50$
 Dopočítané redukční součinitele
 Životnost : 120 let
 Součinitel životnosti $RF_{CR} = 1,83$
 Chemismus : pH 4.0-9.0
 Chem/bio vliv prostředí $RF_D = 1,14$
 Velikost zrn : $D_{90} \leq 40 \text{ mm}$
 Narušení geovýztuhy zhutňováním $RF_{ID} = 1,18$

5. Fortrac R 400/50-30

Krátkodobá char. pevnost $T_{ult} = 400,00 \text{ kN/m}$
 Dlouhodobá návrhová pevnost $R_t = 120,59 \text{ kN/m}$
 Celk. souč. nejistoty modelu $FS_{UNC} = 1,50$
 Dopočítané redukční součinitele
 Životnost : 120 let
 Součinitel životnosti $RF_{CR} = 1,83$
 Chemismus : pH 4.0-9.0
 Chem/bio vliv prostředí $RF_D = 1,14$
 Velikost zrn : $D_{90} \leq 40 \text{ mm}$
 Narušení geovýztuhy zhutňováním $RF_{ID} = 1,06$

Vyztužení

Celkový počet zadaných výztuh : 11.

Podrobnosti vyztužení

Číslo bloku	Typ výztuhy	Počátek $l_1 [\text{m}]$	Konec $l_2 [\text{m}]$	Výška od spodu $y [\text{m}]$	Délka $l [\text{m}]$
8	Fortrac R 400/50-30	0,00	4,00	1,40	4,00

Číslo bloku	Typ výztuhy	Počátek l_1 [m]	Konec l_2 [m]	Výška od spodu y [m]	Délka l [m]
10	Fortrac R 400/50-30	0,00	4,00	1,80	4,00
12	Fortrac 110/30-20	0,00	4,00	2,20	4,00
14	Fortrac 110/30-20	0,00	4,00	2,60	4,00
16	Fortrac 110/30-20	0,00	4,00	3,00	4,00
18	Fortrac 110/30-20	0,00	4,00	3,40	4,00
20	Fortrac 110/30-20	0,00	4,00	3,80	4,00
22	Fortrac 110/30-20	0,00	4,00	4,20	4,00
24	Fortrac 110/30-20	0,00	4,00	4,60	4,00
26	Fortrac 110/30-20	0,00	4,00	5,00	4,00
28	Fortrac 110/30-20	0,00	4,00	5,40	4,00

Způsob uložení

Číslo	Typ výztuhy	Způsob uložení	a [m]	b [m]	k_{cr} [-]	α [-]
1	Fortrac 80/30-20	kontinuální				
2	Fortrac 55/30-20	kontinuální				
3	Fortrac 80/30-20	kontinuální				
4	Fortrac 55/30-20	kontinuální				
5	Fortrac 80/30-20	kontinuální				
6	Fortrac R 400/50-30	kontinuální				
7	Fortrac 80/30-20	kontinuální				
8	Fortrac R 400/50-30	kontinuální				
9	Fortrac 80/30-20	kontinuální				
10	Fortrac R 400/50-30	kontinuální				
11	Fortrac 80/30-20	kontinuální				
12	Fortrac 110/30-20	kontinuální				
13	Fortrac 80/30-20	kontinuální				
14	Fortrac 110/30-20	kontinuální				
15	Fortrac 80/30-20	kontinuální				
16	Fortrac 110/30-20	kontinuální				
17	Fortrac 80/30-20	kontinuální				
18	Fortrac 110/30-20	kontinuální				
19	Fortrac 80/30-20	kontinuální				
20	Fortrac 110/30-20	kontinuální				
21	Fortrac 80/30-20	kontinuální				
22	Fortrac 110/30-20	kontinuální				
23	Fortrac 80/30-20	kontinuální				
24	Fortrac 110/30-20	kontinuální				
25	Fortrac 80/30-20	kontinuální				
26	Fortrac 110/30-20	kontinuální				
27	Fortrac 80/30-20	kontinuální				
28	Fortrac 110/30-20	kontinuální				
29	Fortrac 80/30-20	kontinuální				
30	Fortrac 55/30-20	kontinuální				
31	(nepřiřazen)					
32	(nepřiřazen)					

Parametry zemin


Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha :	γ =	20,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} =	30,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} =	0,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ =	15,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} =	20,00 kN/m ³

Třída F2, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ =	19,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} =	27,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} =	10,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ =	15,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} =	19,50 kN/m ³

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	Třída G3, středně ulehlá	

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	5,00		0,00	2,30	na terénu

Odpor na lici konstrukce

Odpor na lici konstrukce: klidový

Zemina na lici konstrukce - Třída F2, konzistence tuhá

Výška zeminy před zdí h = 2,40 m

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Odpor na lici	-19,22	-0,63	0,00	0,30	1,000	1,000	1,350
Tíh.- vyztužená zemina	0,00	-3,20	512,00	2,30	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	105,41	-2,13	60,86	4,30	1,350	1,350	1,350
Tíh.- zeď	0,00	-3,20	44,16	0,15	1,000	1,000	1,350
Přít.1 - pásové	0,00	-6,40	11,50	1,45	0,000	0,000	1,350

Posouzení celé zdi

Místo posouzení : pod vyztuženým tělesem

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 1098,23 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 291,42 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 335,03 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 123,09 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-3,70	44,16	0,30	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-30,64	-0,80	0,05	0,07	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,59	0,39	0,50	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	139,99	-2,28	53,41	0,49	1,350	1,350	1,350
Přít. 1 - pásové	5,02	-5,14	1,34	0,45	1,350	1,350	1,350
Výztuha	-120,59	-1,90	0,00	1,51	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-120,59	-2,30	0,00	1,77	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-29,79	-2,70	0,00	2,03	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-29,79	-3,10	0,00	2,29	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-29,79	-3,50	0,00	2,55	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-29,79	-3,90	0,00	2,81	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-29,79	-4,30	0,00	3,07	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-29,79	-4,70	0,00	3,33	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-25,03	-5,10	0,00	3,59	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-13,58	-5,50	0,00	3,85	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-5,50	-5,90	0,00	4,11	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi

Místo posouzení : pod vyztuženým tělesem

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 1037,36 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 441,84 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 484,05 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 165,12 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-1474,45	134,13	-472,05	0,000	223,55
2	-974,92	118,52	-298,92	0,000	197,53

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-1092,18	99,35	-349,67

Posouzení únosnosti základové půdy

Místo posouzení : pod základem

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,000$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Únosnost základové půdy $R = 500,00 \text{ kPa}$

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 223,55 \text{ kPa}$

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 357,14 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Posouzení posunutí po výztuze čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci (posouzení geovýztuhy s největším využitím)

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-2,50	34,50	-0,15	1,000
Odpor na líci	-1,33	-0,17	0,00	-0,30	1,000
Aktivní tlak	64,31	-1,67	37,13	4,00	1,350
Tíh.- vyztužená zemina	0,00	-2,50	399,92	2,00	1,000
Přít. 1 - pásové	0,00	-5,00	11,50	1,15	0,000

Posouzení na posunutí po geovýztuze s největším využitím (Výzt. čís.: 1)

Sklon smykové plochy $= 90,00^\circ$

Celková normálová síla působící na výztuhu $= 450,05 \text{ kN/m}$

Součinitel redukce posunutí po geovýztuze $= 0,60$

Odpor na geovýztuze $= 155,90 \text{ kN/m}$

Odpor zdi $= 18,39 \text{ kN/m}$

Celková únosnost výztuh $= 0,00 \text{ kN/m}$

Posouzení na posunutí:

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 159,65 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 86,82 \text{ kN/m}$

Posunutí po geovýztuze VYHOVUJE

Výpočet vnitřní stability čís. 1

Spočtené síly a únosnosti geovýtuh

Číslo	Název	F_x [kN/m]	Hloubka z[m]	R_t [kN/m]	Využití [%]	T_p [kN/m]	Využití [%]
1	Fortrac R 400/50-30	-70,43	5,00	120,59	58,41	257,98	27,30
2	Fortrac R 400/50-30	-14,46	4,60	120,59	11,99	220,17	6,57
3	Fortrac 110/30-20	-13,21	4,20	29,79	44,33	185,35	7,13
4	Fortrac 110/30-20	-11,95	3,80	29,79	40,11	153,51	7,78
5	Fortrac 110/30-20	-11,30	3,40	29,79	37,95	124,65	9,07
6	Fortrac 110/30-20	-10,20	3,00	29,79	34,23	98,79	10,32
7	Fortrac 110/30-20	-8,94	2,60	29,79	30,02	75,91	11,78
8	Fortrac 110/30-20	-7,69	2,20	29,79	25,81	56,02	13,73
9	Fortrac 110/30-20	-6,44	1,80	29,79	21,60	39,11	16,45
10	Fortrac 110/30-20	-5,18	1,40	29,79	17,39	25,20	20,56
11	Fortrac 110/30-20	-7,96	1,00	29,79	26,73	14,26	55,83

Posouzení na přetržení (geovýtuh č.1)

Únosnost na přetržení $R_t = 120,59$ kN/m

Síla v geovýtuh $F_x = 70,43$ kN/m

Geovýtuh na přetržení VYHOVUJE

Posouzení na vytržení (geovýtuh č.11)

Únosnost na vytržení $T_p = 14,26$ kN/m

Síla v geovýtuh $F_x = 7,96$ kN/m

Geovýtuh na vytržení VYHOVUJE

Celkové posouzení - geovýtuh VYHOVUJE

Výpočet globální stability čís. 1

Parametry smykové plochy

(smyková plocha po optimalizaci)

Střed $S = (-1,44; -1,38)$ m

Poloměr $r = 8,44$ m

Úhel $\alpha_1 = -45,84^\circ$

$\alpha_2 = 80,59^\circ$

Posouzení stability svahu (Bishop)

Využití = 56,22 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

6.3 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 : 21.06.2021

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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




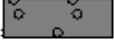

Pilota

Výpočet pro odvozené podmínky :	NAVFAC DM 7.2
Zatěžovací křivka :	lineární (Poulos)
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 [-]




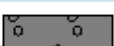


Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,15 [-]	




Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	R5		21,00	0,25
2	R4		22,00	0,25
3	Třída F6, konzistence tuhá		21,00	0,40
4	Třída G2, středně ulehlá		20,00	0,20
5	R3		23,00	0,15



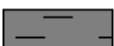
Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
6	R2		23,00	0,10




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	R5		-	100,00	21,00	-	-
2	R4		-	250,00	22,00	-	-
3	Třída F6, konzistence tuhá		9,50	-	21,00	-	-
4	Třída G2, středně ulehlá		161,00	-	20,00	-	-
5	R3		-	300,00	23,00	-	-
6	R2		-	600,00	23,00	-	-

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
1	R5		30,00	-	-	-	-
2	R4		35,00	-	-	-	-
3	Třída F6, konzistence tuhá		19,00	-	-	-	-
4	Třída G2, středně ulehlá		35,50	-	-	-	-
5	R3		35,00	-	-	-	-
6	R2		40,00	-	-	-	-

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	Typ zeminy	n_h [MN/m ³]
1	R5		soudržná	-
2	R4		soudržná	-
3	Třída F6, konzistence tuhá		soudržná	-

Číslo	Název	Vzorek	Typ zeminy	n_h [MN/m ³]
4	Třída G2, středně ulehlá		soudržná	-
5	R3		soudržná	-
6	R2		soudržná	-

Parametry zemín

R5

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 100,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Typ zeminy : soudržná
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 30,00^\circ$

R4

Objemová tíha : $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 250,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 22,00 \text{ kN/m}^3$
 Typ zeminy : soudržná
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,00^\circ$

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Edometrický modul : $E_{\text{oed}} = 9,50 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Typ zeminy : soudržná
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 19,00^\circ$

Třída G2, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,20$
 Edometrický modul : $E_{\text{oed}} = 161,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Typ zeminy : soudržná
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,50^\circ$

R3

Objemová tíha : $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,15$
 Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 300,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$
 Typ zeminy : soudržná
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,00^\circ$

R2

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

Poissonovo číslo : $\nu = 0,10$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 600,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,00 \text{ kN/m}^3$
Typ zeminy : soudržná
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 40,00^\circ$

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 0,90 \text{ m}$

Délka $l = 9,50 \text{ m}$

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 6,36\text{E-}01 \text{ m}^2$

Moment setrvačnosti $I = 3,22\text{E-}02 \text{ m}^4$

Umístění

Vysazení $h = 0,20 \text{ m}$

Hloubka upraveného terénu $h_z = 1,50 \text{ m}$

Typ technologie: Vrtané piloty

Modul reakce podloží uvažován podle ČSN 731004.

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{\text{ck}} = 30,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu $f_{\text{ctm}} = 2,90 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E_{\text{cm}} = 33000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 13750,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

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

Ocel příčná: B500

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,50	0,00 .. 1,50	Třída F6, konzistence tuhá	
2	2,30	1,50 .. 3,80	R4	
3	1,80	3,80 .. 5,60	R5	
4	2,60	5,60 .. 8,20	R4	
5	2,40	8,20 .. 10,60	R3	
6	-	10,60 .. ∞	R2	

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	740,00	480,00	-691,30	86,60	0,00
2	Ano		Zatížení č. 2	Užitné	706,70	480,00	-691,30	86,60	0,00
3	Ano		Zatížení č. 3	Návrhové	975,20	504,30	-863,80	319,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 4,20 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty, metoda NAVFAC DM 7.2 - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Zemina pod patou piloty je nesoudržná

Součinitel únosnosti

$$N_q = 72,00$$

Plocha příčného řezu piloty

$$A_p = 6,36E-01 \text{ m}^2$$

Únosnost na plášti piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	K [-]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0,00	-	-	-	-	-	-	-
0,90	0,90	-	-	1,46	26,25	9,90	16,52
0,90	-	-	-	-	-	-	-
2,30	1,40	-	-	1,46	26,25	19,80	51,39
2,30	-	-	-	-	-	-	-
2,70	0,40	-	-	1,28	22,50	19,80	10,77
2,70	-	-	-	-	-	-	-
4,10	1,40	-	-	1,28	22,50	19,80	37,71
4,10	-	-	-	-	-	-	-
6,70	2,60	-	-	1,46	26,25	19,80	95,44
6,70	-	-	-	-	-	-	-
9,10	2,40	-	-	1,46	26,25	19,80	88,10
9,10	-	-	-	-	-	-	-
9,30	0,20	-	-	1,72	30,00	19,80	10,13

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1,00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepriznivější zatěžovací stav číslo 3. (Zatížení č. 3)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 310,06 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 5804,67 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 6114,73 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla $V_d = 975,20 \text{ kN}$

$$R_c = 6114,73 \text{ kN} > 975,20 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	E_s [MPa]
1	12,00
2	24,70
3	42,38
4	78,44
5	137,00
6	15,00

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 15,0 \text{ mm}$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0,90$

Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0,76$

Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = 3,03$

Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0,10$

Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0,20$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $I_0 = 0,15$

Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1,16$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1,00$

Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0,88$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště-tření $R_{yu} = 428,54 \text{ kN}$

Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 1,0 \text{ mm}$

Celková únosnost $R_c = 1600,91 \text{ kN}$

Maximální sednutí $s_{lim} = 15,0 \text{ mm}$

Pro maximální užité svislé zatížení $V = 706,70 \text{ kN}$ je sednutí piloty 4,3mm.

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Vodorovná únosnost posouzena ve směru X.

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-2.52	2.95	0.00	-86.60	863.80
0.47	185.19	-1.70	2.53	595.78	-3.06	994.21
0.95	185.19	-1.04	2.08	392.97	104.50	1018.79
1.43	185.19	-0.52	1.63	229.94	177.74	962.90
1.90	185.19	-0.13	1.22	104.62	247.97	859.67
2.38	185.19	0.14	0.87	13.03	272.00	734.63
2.85	74.07	0.32	0.57	-19.88	268.71	605.73
3.32	74.07	0.48	0.33	-30.75	256.58	480.71
3.80	74.07	0.59	0.14	-33.55	239.49	362.76
4.27	74.07	0.62	0.00	-45.48	220.27	253.53
4.30	74.07	0.62	-0.01	-58.33	218.47	248.07
4.30	185.19	0.62	-0.01	-58.33	218.47	248.07
4.75	185.19	0.59	-0.09	-76.09	173.52	159.77
5.23	185.19	0.54	-0.12	-66.34	128.64	88.18
5.70	185.19	0.46	-0.13	-55.13	89.17	36.69
6.18	185.19	0.37	-0.13	-43.64	56.15	2.45
6.65	185.19	0.29	-0.12	-32.60	29.92	-17.73
7.13	222.22	0.21	-0.11	-26.88	8.75	-24.52
7.60	222.22	0.13	-0.10	-15.77	-7.20	-22.01
8.08	222.22	0.06	-0.09	-5.68	-13.97	-16.28
8.55	222.22	-0.01	-0.09	3.64	-14.38	-9.39
9.03	222.22	-0.06	-0.08	15.79	-10.92	-3.23
9.50	444.44	-0.10	-0.08	59.49	0.00	-0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-4.52	1.88	0.00	-319.00	691.30
0.47	185.19	-3.22	1.56	315.69	-163.93	721.00
0.95	185.19	-2.12	1.25	192.14	45.99	694.82
1.43	185.19	-1.24	0.95	95.79	165.11	629.16
1.90	185.19	-0.56	0.69	24.10	189.91	543.63
2.38	185.19	-0.07	0.46	-26.24	188.75	452.85
2.85	74.07	0.27	0.28	-23.50	179.25	365.57
3.32	74.07	0.42	0.14	-35.44	167.47	283.10
3.80	74.07	0.45	0.03	-43.43	153.59	206.80
4.27	74.07	0.45	-0.05	-62.84	139.25	137.26
4.30	74.07	0.45	-0.05	-80.86	137.95	133.81
4.30	185.19	0.45	-0.05	-80.86	137.95	133.81
4.75	185.19	0.41	-0.10	-109.93	106.22	78.85
5.23	185.19	0.36	-0.15	-99.25	75.70	35.81
5.70	185.19	0.30	-0.17	-85.03	49.71	6.22
6.18	185.19	0.24	-0.18	-69.31	28.60	-12.19
6.65	185.19	0.18	-0.18	-53.46	12.33	-21.72
7.13	222.22	0.12	-0.17	-45.91	-0.34	-26.86
7.60	222.22	0.07	-0.15	-28.91	-9.42	-26.94
8.08	222.22	0.03	-0.14	-13.15	-16.15	-21.13

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
8.55	222.22	-0.02	-0.14	1.62	-18.58	-12.63
9.03	222.22	-0.07	-0.13	12.52	-14.85	-4.45
9.50	444.44	-0.13	-0.13	42.46	0.00	-0.00

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 4,5 mm
Max.posouvající síla = 319,00 kN
Maximální moment = 1021,58 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Průřez: kruhová, d = 0,90 m
Vyztužení - 18 ks profil 28,0 mm; krytí 50,0 mm
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota
Stupeň vyztužení $\rho = 1,742 \% > 0,393 \% = \rho_{\min}$
Zatížení : $N_{Ed} = 975,20$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 1021,58$ kNm
Únosnost : $N_{Rd} = 1808,27$ kN; $M_{Rd} = 1894,27$ kNm

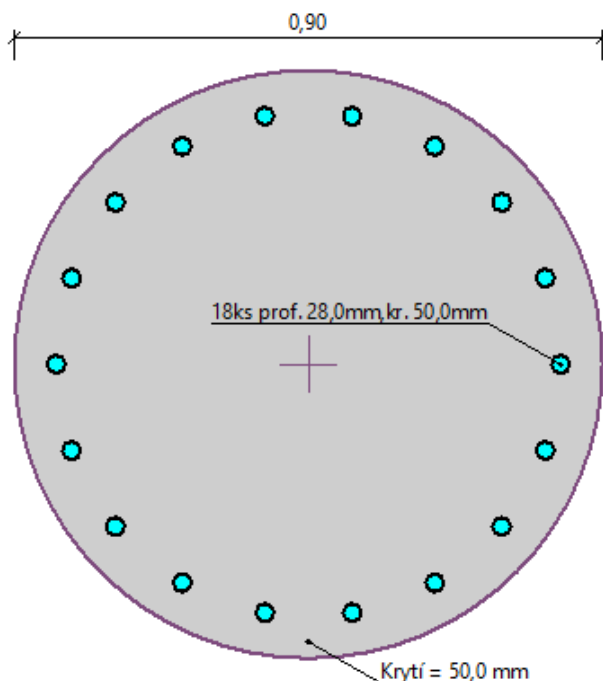
Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 416,26$ kN $> 319,00$ kN = V_{Ed}

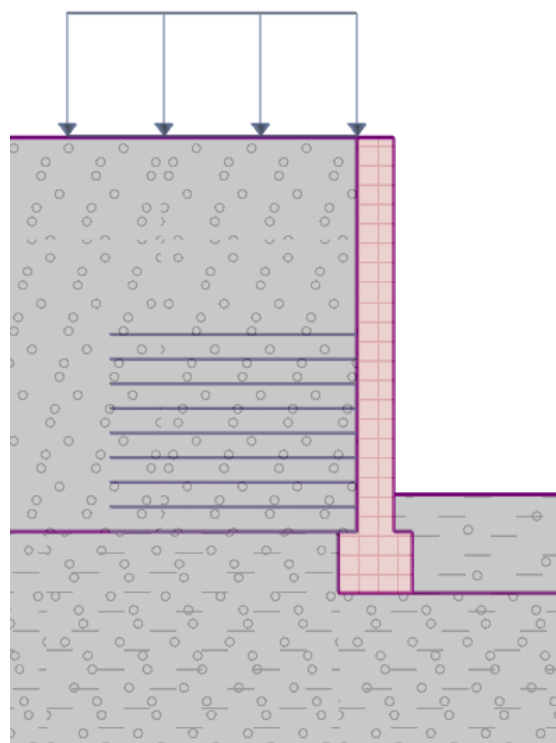
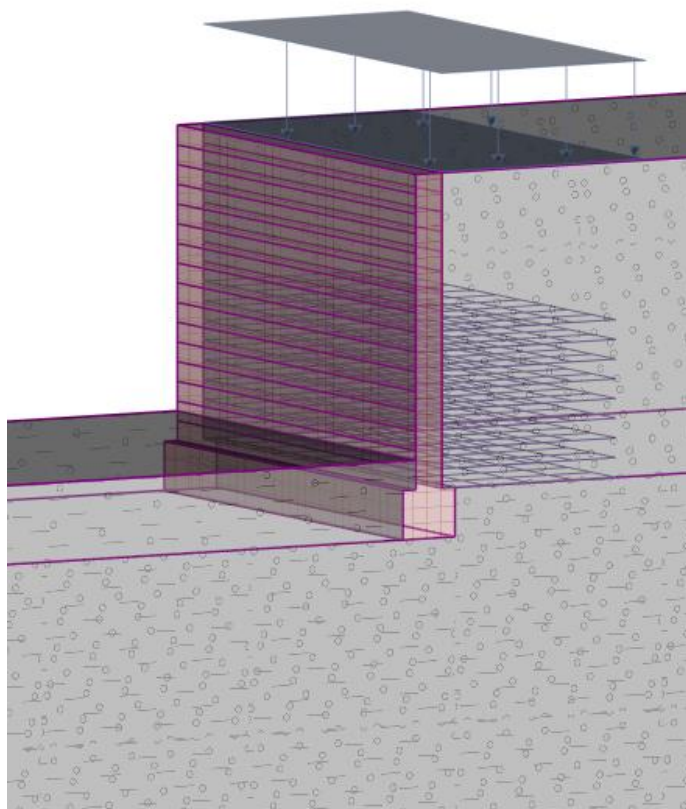
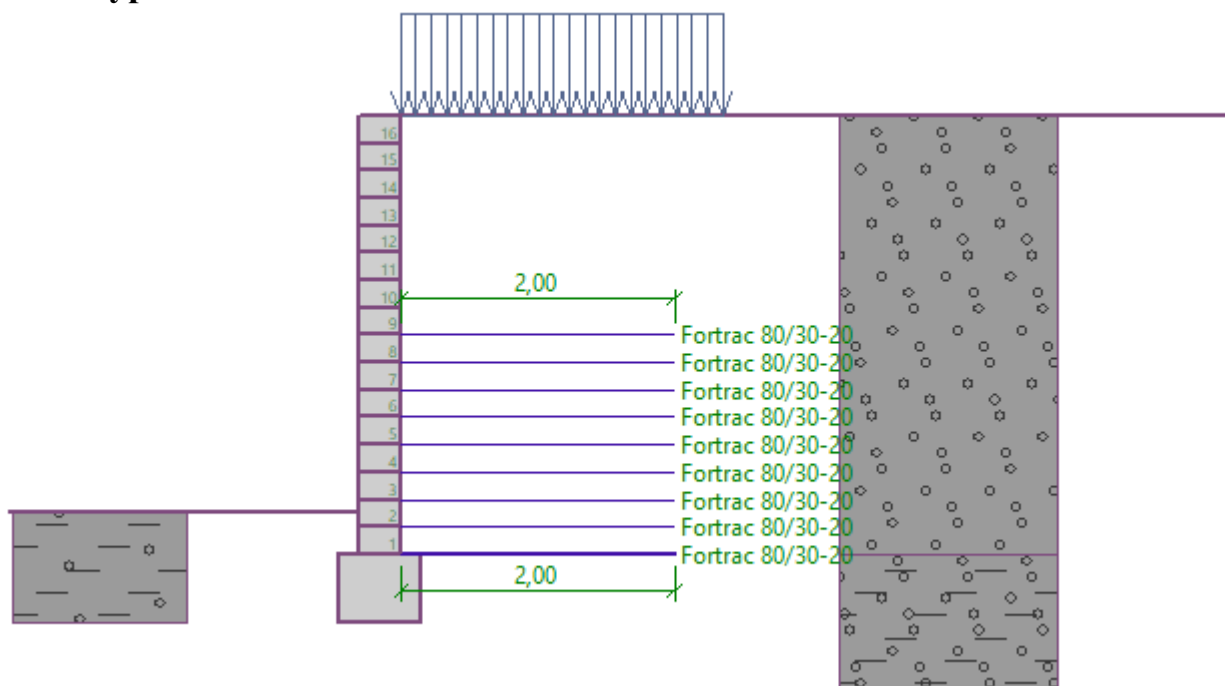
Průřez VYHOVUJE.

Schéma vyztužení



6.4 Opěrná stěna

6.4.1 Výpočetní model



6.4.2 Výpočet

Vstupní data

Datum : 10.06.2021

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Dovolená excentricita : 0,333

Vnitřní stabilita : Standard - rovná smyková plocha

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$Y_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$Y_Q =$	1,35 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$Y_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$Y_{Rv} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$Y_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$Y_{Re} =$	1,40 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30 [-]	

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$Y_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$Y_Q =$	1,35 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$Y_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$V_{Rs} =$	1,10 [-]

Geometrie konstrukce

Počet bloků $n = 16$
Výška bloku $h = 0,20 \text{ m}$
Šířka bloku $b = 0,30 \text{ m}$
Odskok bloku $o_1 = 0,00 \text{ m}$

Základ konstrukce

Šířka základu $b_b = 0,60 \text{ m}$
Výška základu $l_b = 0,50 \text{ m}$
Odsazení základu $a_b = 0,15 \text{ m}$

Materiál

Materiál bloku

Objemová tíha bloku $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$
Koheze $c = 0,00 \text{ kPa}$
Tření $f = 0,533$
Smyková únosnost spoje $R_s = 0,00 \text{ kN/m}$

Typy výztuh

Číslo	Název	Typ výztuhy	Typ čáry	Pevnost výztuhy		Koeficient	
				$T_{ult}[\text{kN/m}]$	$R_t[\text{kN/m}]$	$C_{ds}[-]$	$C_i[-]$
1	Fortrac 55/30-20	Fortrac 55/30-20	————	55,00	15,42	0,60	0,70
2	Fortrac 80/30-20	Fortrac 80/30-20	————	80,00	21,48	0,60	0,70
3	Fortrac R 200/30-30	Fortrac R 200/30-30	————	200,00	59,73	0,60	0,70
4	Fortrac 110/30-20	Fortrac 110/30-20	————	110,00	29,79	0,60	0,70
5	Fortrac R 400/50-30	Fortrac R 400/50-30	————	400,00	120,59	0,60	0,70

Podrobnosti výztuh

1. Fortrac 55/30-20

Krátkodobá char. pevnost $T_{ult} = 55,00 \text{ kN/m}$
Dlouhodobá návrhová pevnost $R_t = 15,42 \text{ kN/m}$
Celk. souč. nejistoty modelu $FS_{UNC} = 1,50$

Dopočítané redukční součinitele

Životnost : 120 let
Součinitel životnosti $RF_{CR} = 1,83$

Chemismus : pH 4.0-9.0
Chem/bio vliv prostředí $RF_D = 1,14$

Velikost zrn : $D_{90} \leq 40 \text{ mm}$
Narušení geovýztuhy zhutňováním $RF_{ID} = 1,14$

2. Fortrac 80/30-20

Krátkodobá char. pevnost $T_{ult} = 80,00 \text{ kN/m}$
Dlouhodobá návrhová pevnost $R_t = 21,48 \text{ kN/m}$
Celk. souč. nejistoty modelu $FS_{UNC} = 1,50$

Dopočítané redukční součinitele

Životnost : 120 let
Součinitel životnosti $RF_{CR} = 1,83$
Chemismus : pH 4.0-9.0
Chem/bio vliv prostředí $RF_D = 1,14$
Velikost zrn : $D_{90} \leq 40$ mm
Narušení geovýztuhy zhutňováním $RF_{ID} = 1,19$

3. Fortrac R 200/30-30

Krátkodobá char. pevnost $T_{ult} = 200,00$ kN/m
Dlouhodobá návrhová pevnost $R_t = 59,73$ kN/m
Celk. souč. nejistoty modelu $FS_{UNC} = 1,50$

Dopočítané redukční součinitele

Životnost : 120 let
Součinitel životnosti $RF_{CR} = 1,83$
Chemismus : pH 4.0-9.0
Chem/bio vliv prostředí $RF_D = 1,14$
Velikost zrn : $D_{90} \leq 40$ mm
Narušení geovýztuhy zhutňováním $RF_{ID} = 1,07$

4. Fortrac 110/30-20

Krátkodobá char. pevnost $T_{ult} = 110,00$ kN/m
Dlouhodobá návrhová pevnost $R_t = 29,79$ kN/m
Celk. souč. nejistoty modelu $FS_{UNC} = 1,50$

Dopočítané redukční součinitele

Životnost : 120 let
Součinitel životnosti $RF_{CR} = 1,83$
Chemismus : pH 4.0-9.0
Chem/bio vliv prostředí $RF_D = 1,14$
Velikost zrn : $D_{90} \leq 40$ mm
Narušení geovýztuhy zhutňováním $RF_{ID} = 1,18$

5. Fortrac R 400/50-30

Krátkodobá char. pevnost $T_{ult} = 400,00$ kN/m
Dlouhodobá návrhová pevnost $R_t = 120,59$ kN/m
Celk. souč. nejistoty modelu $FS_{UNC} = 1,50$

Dopočítané redukční součinitele

Životnost : 120 let
Součinitel životnosti $RF_{CR} = 1,83$
Chemismus : pH 4.0-9.0
Chem/bio vliv prostředí $RF_D = 1,14$
Velikost zrn : $D_{90} \leq 40$ mm
Narušení geovýztuhy zhutňováním $RF_{ID} = 1,06$

Vyztužení

Celkový počet zadanych výztuh : 9.

Podrobnosti vyztužení

Číslo bloku	Typ výztuhy	Počátek l_1 [m]	Konec l_2 [m]	Výška od spodu y [m]	Délka l [m]
1	Fortrac 80/30-20	0,00	2,00	0,00	2,00
2	Fortrac 80/30-20	0,00	2,00	0,20	2,00
3	Fortrac 80/30-20	0,00	2,00	0,40	2,00
4	Fortrac 80/30-20	0,00	2,00	0,60	2,00
5	Fortrac 80/30-20	0,00	2,00	0,80	2,00

Číslo bloku	Typ výztuhy	Počátek l_1 [m]	Konec l_2 [m]	Výška od spodu y [m]	Délka l [m]
6	Fortrac 80/30-20	0,00	2,00	1,00	2,00
7	Fortrac 80/30-20	0,00	2,00	1,20	2,00
8	Fortrac 80/30-20	0,00	2,00	1,40	2,00
9	Fortrac 80/30-20	0,00	2,00	1,60	2,00

Parametry zemin

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha :	γ = 20,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 30,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 0,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 15,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 20,00 kN/m ³


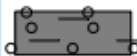
Třída F2, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ = 19,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 27,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 10,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 15,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 19,50 kN/m ³

Třída G4/GC

Objemová tíha :	γ = 20,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 29,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 10,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 9,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 20,00 kN/m ³

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3,20	0,00 .. 3,20	Třída G3, středně ulehlá	
2	-	3,20 .. ∞	Třída G4/GC	

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano	změna	proměnné	11,50		0,00	2,35	na terénu

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída F2, konzistence tuhá

Výška zeminy před zdí h = 0,80 m

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Odpor na líci	-3,41	-0,27	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- vyztužená zemina	0,00	-1,60	128,00	1,30	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	26,35	-1,07	15,22	2,30	1,350	1,350	1,350
Přít.1 - pásové	1,28	-2,95	0,74	2,30	1,350	1,350	1,350
Tíh.- zeď	0,00	-1,60	22,08	0,15	1,000	1,000	1,350
Přít.1 - pásové	0,00	-3,20	23,00	1,30	0,000	0,000	1,350

Posouzení celé zdi

Místo posouzení : pod vyztuženým tělesem

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 156,61$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 42,13$ kNm/m

Zeď na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 90,08$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 33,90$ kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-2,10	22,08	0,30	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-3,40	-0,27	0,01	-0,08	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,59	0,39	0,50	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	36,13	-1,34	16,85	0,50	1,350	1,350	1,350
Přít.1 - pásové	11,70	-1,90	3,57	0,48	1,350	1,350	1,350
Výztuha	-21,48	-0,50	0,00	0,60	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-21,48	-0,70	0,00	0,73	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-21,48	-0,90	0,00	0,86	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-21,48	-1,10	0,00	0,99	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-21,48	-1,30	0,00	1,11	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-21,48	-1,50	0,00	1,24	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-21,48	-1,70	0,00	1,37	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-21,48	-1,90	0,00	1,50	1,000	1,000	1,350
Výztuha	-21,28	-2,10	0,00	1,63	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi

Místo posouzení : pod vyztuženým tělesem

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 193,86 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 94,47 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 206,26 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 61,16 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-250,10	57,91	-200,78	0,000	96,51
2	-161,92	50,04	-131,99	0,000	83,40

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-185,26	42,90	-148,73

Posouzení únosnosti základové půdy

Místo posouzení : pod základem

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,000$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Únosnost základové půdy $R = 225,00 \text{ kPa}$

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 96,51 \text{ kPa}$

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 160,71 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Posouzení posunutí po výztuže čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci (posouzení geovýtuhy s největším využitím)

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-1,60	22,08	-0,15	1,000
Odpor na líci	-0,48	-0,10	0,00	-0,30	1,000
Aktivní tlak	26,34	-1,07	15,21	2,00	1,350
Přít.1 - pásové	1,28	-2,94	0,74	2,00	1,350
Tíh.- vyztužená zemina	0,00	-1,60	127,96	1,00	1,000
Přít.1 - pásové	0,00	-3,20	23,00	1,00	0,000

Posouzení na posunutí po geovýtuze s největším využitím (Výzt. čís.: 1)

Sklon smykové plochy	= 90,00 °
Celková normálová síla působící na výztuhu	= 149,48 kN/m
Součinitel redukce posunutí po geovýtuze	= 0,60
Odpor na geovýtuze	= 51,78 kN/m
Odpor zdi	= 11,77 kN/m
Celková únosnost výztuh	= 0,00 kN/m

Posouzení na posunutí:

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 58,21$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 37,28$ kN/m

Posunutí po geovýtuze VYHOVUJE

Výpočet vnitřní stability čís. 1

Spočtené síly a únosnosti geovýztuh

Číslo	Název	F_x [kN/m]	Hloubka z[m]	R_t [kN/m]	Využití [%]	T_p [kN/m]	Využití [%]
1	Fortrac 80/30-20	-2,92	3,20	21,48	13,57	103,46	2,82
2	Fortrac 80/30-20	-5,60	3,00	21,48	26,05	91,39	6,12
3	Fortrac 80/30-20	-5,28	2,80	21,48	24,59	80,08	6,60
4	Fortrac 80/30-20	-4,97	2,60	21,48	23,14	69,50	7,15
5	Fortrac 80/30-20	-4,66	2,40	21,48	21,69	59,68	7,81
6	Fortrac 80/30-20	-4,35	2,20	21,48	20,23	50,60	8,59
7	Fortrac 80/30-20	-4,03	2,00	21,48	18,78	42,26	9,55
8	Fortrac 80/30-20	-3,72	1,80	21,48	17,33	34,68	10,73
9	Fortrac 80/30-20	-18,90	1,60	21,48	87,96	27,84	67,88

Posouzení na přetržení (geovýtzuha čís.9)

Únosnost na přetržení $R_t = 21,48$ kN/m

Síla v geovýtuze $F_x = 18,90$ kN/m

Geovýtzuha na přetržení VYHOVUJE

Posouzení na vytržení (geovýtzuha čís.9)

Únosnost na vytržení $T_p = 27,84$ kN/m

Síla v geovýtuze $F_x = 18,90$ kN/m

Geovýtzuha na vytržení VYHOVUJE

Celkové posouzení - geovýtzuha VYHOVUJE

Výpočet globální stability čís. 1

Parametry smykové plochy

(smyková plocha po optimalizaci)

Střed $S = (-0,51; -1,36)$ m

Poloměr $r = 5,22$ m

Úhel $\alpha_1 = -35,30$ °

$\alpha_2 = 74,90$ °

Posouzení stability svahu (Bishop)

Využití = 53,06 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet stability svahu

Vstupní data (Fáze budování 1)

Projekt

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet zemětřesení : Standard

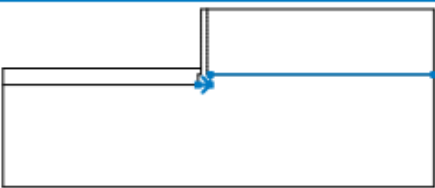
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

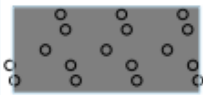
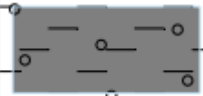
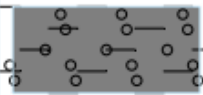
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1,10 [-]	

Rozhraní

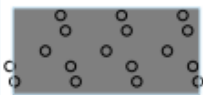

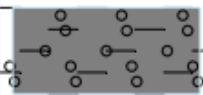
Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-10,00	-2,90	-0,30	-2,90	-0,30	-2,80
		-0,30	-2,60	-0,30	-2,40	-0,30	-2,20
		-0,30	-2,00	-0,30	-1,80	-0,30	-1,60
		-0,30	-1,40	-0,30	-1,20	-0,30	-1,00
		-0,30	-0,80	-0,30	-0,60	-0,30	-0,40
		-0,30	-0,20	-0,30	0,00	0,00	0,00
		11,10	0,00				
2		0,00	0,00	0,00	-0,20	0,00	-0,40
		0,00	-0,60	0,00	-0,80	0,00	-1,00
		0,00	-1,20	0,00	-1,40	0,00	-1,60
		0,00	-1,80	0,00	-2,00	0,00	-2,20
		0,00	-2,40	0,00	-2,60	0,00	-2,80
		0,00	-3,00	0,00	-3,20	0,15	-3,20
3		-10,00	-3,70	-0,45	-3,70	-0,45	-3,20
		-0,30	-3,20	-0,30	-3,00	-0,30	-2,90

Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
4		-0,45	-3,70	0,15	-3,70	0,15	-3,20
		11,10	-3,20				

Parametry zemin - efektivní napjatost

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Třída G3, středně ulehlá		30,00	0,00	20,00
2	Třída F2, konzistence tuhá		27,00	10,00	19,50
3	Třída G4/GC		29,00	10,00	20,00

Parametry zemin - vztlak

Číslo	Název	Vzorek	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Třída G3, středně ulehlá		20,00		
2	Třída F2, konzistence tuhá		19,50		
3	Třída G4/GC		20,00		

Parametry zemin

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Smyková pevnost : Mohr-Coulomb
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F2, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 19,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Smyková pevnost : Mohr-Coulomb

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

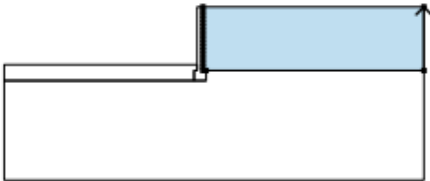
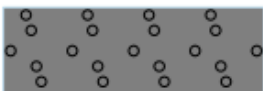
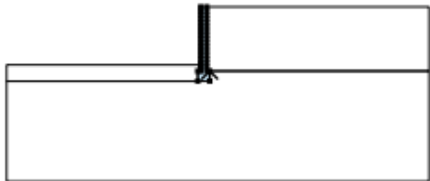
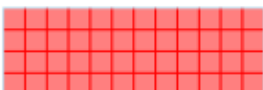
Třída G4/GC

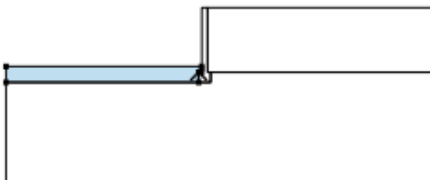
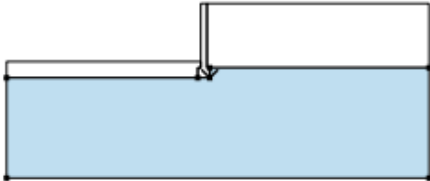
Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Smyková pevnost : Mohr-Coulomb
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]
1	Materiál konstrukce		23,00

Přiřazení a plochy

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
1		11,10	-3,20	11,10	0,00	Třída G3, středně ulehlá 
		0,00	0,00	0,00	-0,20	
		0,00	-0,40	0,00	-0,60	
		0,00	-0,80	0,00	-1,00	
		0,00	-1,20	0,00	-1,40	
		0,00	-1,60	0,00	-1,80	
		0,00	-2,00	0,00	-2,20	
		0,00	-2,40	0,00	-2,60	
		0,00	-2,80	0,00	-3,00	
		0,00	-3,20	0,15	-3,20	
		0,15	-3,70	0,15	-3,20	
2		0,00	-3,20	0,00	-3,00	Materiál konstrukce 
		0,00	-2,80	0,00	-2,60	
		0,00	-2,40	0,00	-2,20	
		0,00	-2,00	0,00	-1,80	
		0,00	-1,60	0,00	-1,40	
		0,00	-1,20	0,00	-1,00	
		0,00	-0,80	0,00	-0,60	
		0,00	-0,40	0,00	-0,20	
		0,00	0,00	-0,30	0,00	
		-0,30	-0,20	-0,30	-0,40	
		-0,30	-0,60	-0,30	-0,80	
		-0,30	-1,00	-0,30	-1,20	
		-0,30	-1,40	-0,30	-1,60	
		-0,30	-1,80	-0,30	-2,00	
		-0,30	-2,20	-0,30	-2,40	
		-0,30	-2,60	-0,30	-2,80	
		-0,30	-2,90	-0,30	-3,00	

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
3		-0,30	-3,20	-0,45	-3,20	Třída F2, konzistence tuhá
		-0,45	-3,70			
		-0,45	-3,70	-0,45	-3,20	
		-0,30	-3,20	-0,30	-3,00	
		-0,30	-2,90	-10,00	-2,90	
		-10,00	-3,70			
4		0,15	-3,20	0,15	-3,70	Třída G4/GC
		-0,45	-3,70	-10,00	-3,70	
		-10,00	-8,70	11,10	-8,70	
		11,10	-3,20			

Výztuhy

Číslo	Bod vlevo		Bod vpravo		Délka L [m]	Pevnost R _t [kN/m]	Ún. na vytrž.	Uložení výztuhy
	x [m]	z [m]	x [m]	z [m]				
1	0,00	-1,60	2,00	-1,60	2,00	21,48	T _p = 25,87 kN/m ²	Pevné
2	0,00	-1,80	2,00	-1,80	2,00	21,48	T _p = 29,10 kN/m ²	Pevné
3	0,00	-2,00	2,00	-2,00	2,00	21,48	T _p = 32,33 kN/m ²	Pevné
4	0,00	-2,20	2,00	-2,20	2,00	21,48	T _p = 35,56 kN/m ²	Pevné
5	0,00	-2,40	2,00	-2,40	2,00	21,48	T _p = 38,80 kN/m ²	Pevné
6	0,00	-2,60	2,00	-2,60	2,00	21,48	T _p = 42,03 kN/m ²	Pevné
7	0,00	-2,80	2,00	-2,80	2,00	21,48	T _p = 45,26 kN/m ²	Pevné
8	0,00	-3,00	2,00	-3,00	2,00	21,48	T _p = 48,50 kN/m ²	Pevné
9	0,00	-3,20	2,00	-3,20	2,00	21,48	T _p = 51,73 kN/m ²	Pevné

Přetížení

Číslo	Typ	Působení	Umístění	Počátek	Délka	Šířka	Sklon α [°]	Velikost		
			z [m]	x [m]	l [m]	b [m]		q, q ₁ , f, F, x	q ₂ , z	jednotka
1	pásové	proměnné	na povrchu	x = 0,00	l = 2,35		0,00	11,50		kN/m ²

Voda

Typ vody : Voda není

Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-0,51 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-35,25 [°]
	z =	1,33 [m]		$\alpha_2 =$	75,12 [°]
Poloměr :	R =	5,18 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Celková tíha zeminy nad smykovou plochou: 337,05 kN/m

Únosnosti výztuh

Výztuha Únosnost [kN/m]

1	0,00
2	0,00
3	0,00
4	0,00
5	0,00
6	0,00
7	0,00
8	0,00
9	0,28

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 124,72$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 257,47$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 646,03$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 1212,44$ kNm/m

Využití : 53,3 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

7 ZÁVĚR STATICKÉHO VÝPOČTU

V tomto stupni projektové dokumentace PDPS 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 včetně výztuže pilot.
2. Posouzení nosných svarů OK.
3. Posouzení detailů nosné OK.
4. 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.

7.1 ÚPLNÁ IDENTIFIKACE ZPRACOVATELE STATICKÉHO VÝPOČTU

vypracoval: Ing. Jaroslav Pajdučák
firma: PUDIS a.s.,
Podbabská 20, 160 00 Praha 6
datum: 06 / 2023

Poznámka:

Veškeré originály, vstupní a výstupní data z výpočtových modelů budou archivovány v tištěné i digitální podobě ve firmě PUDIS a.s., po dobu nejméně 10 let.

V Praze 06.2023

Ing. Jaroslav Pajdučák