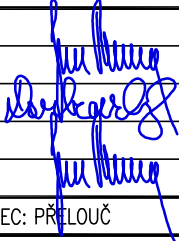



SO 202 PDPS

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM: S-JTSK

VÝŠKOVÝ SYSTÉM: BpV

KRESLIL:	ING. JAN BURSA		 FÖRSTEROVA 175, 566 01 VYSOKÉ MÝTO EMAIL.: MDS@MDSPROJEKT.CZ	
ZPRACOVAL:	ING. JAN BURSA			
TECHNICKÁ KONTROLA:	ING. FRANTIŠEK DOUBRAVSKÝ			
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT:	ING. JAN BURSA			
HLAVNÍ PROJEKTANT:	ING. JAN BURSA			
KRAJ: PARDUBICKÝ	OKRES: PARDUBICE	OBEC: PŘELOUČ	STUPEŇ:	PDPS
INVESTOR: MĚSTO PŘELOUČ, ČESKOSLOVENSKÉ ARMÁDY 1665, 535 33 PŘELOUČ			ZAK.ČÍSLO:	1639-17-3
AKCE: Cyklostezka Přelouč – Klenovka			ARCHIVNÍ ČÍSLO:	1639
			DATUM:	10/2017
			FORMÁT:	A4
			MĚŘÍTKO:	–
OBJEKT: B.3. SO 202 MOSTNÍ OBJEKT V KM 1,180 42			ČÍSLO SOUPRAVY:	ČÍSLO PŘÍLOHY:
OBSAH: STATICKÝ VÝPOČET				B.3.14.

Stavba: **Cyklostezka Přelouč – Klenovka**

Objekt: SO 202 – Mostní objekt v km 1,180 42

Statický výpočet

Stupeň: Dokumentace pro stavební povolení (DSP),
Dokumentace pro provádění stavby (PDPS)

OBSAH:

1.	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	3
1.1.	Označení stavby	3
1.2.	Stavebník, objednatel stavby	3
1.3.	Zhotovitel projektové dokumentace	3
1.4.	Uvažovaný správce mostu	4
1.5.	Pozemní komunikace.....	4
1.6.	Křížení mostu s překážkami	4
2.	ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU	4
2.1.	Zatřídění mostu dle ČSN 73 6200	4
2.2.	Základní dimenze mostu.....	5
2.3.	Zatížení a zatížitelnost mostu	5
3.	TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU	5
3.1.	Základní technický popis.....	5
3.2.	Založení mostu.....	6
3.3.	Spodní stavba	7
3.4.	Nosná konstrukce	8
3.5.	Mostní svršek	10
3.6.	Vybavení mostu.....	11
4.	výkresy nosné konstrukce.....	12
4.1.	Schema nosné konstrukce	12
4.2.	Popis výpočetního modelu.....	14
5.	ZATÍŽENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	18
5.1.	Stálá zatížení	18
5.2.	Proměnné zatížení	19
5.3.	Kombinace zatížení	26
6.	POSOUZENÍ	30
6.1.	Piloty	30
6.2.	Spřažený ocelobetonový nosník.....	32
6.3.	Železobetonová spřahující deska	40
6.4.	Příčníky	46
7.	Deformace	50
7.1.	Postup výstavby a životnost	50
7.2.	Proměnné zatížení	51
8.	ÚČINKY NA LOŽISKA.....	53
9.	POUŽITÉ NORMY A PODKLADY	55
10.	POUŽITÝ SOFTWARE	56
11.	ZÁVĚR.....	56
11.1.	Poznámka ke statickému výpočtu	56
11.2.	Souhrn	57

1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

1.1. Označení stavby

Název stavby	Cyklostezka Přelouč – Klenovka
Kraj	Pardubický
Obec	Přelouč
Katastrální území	(k.ú. Přelouč, k.ú. Štěpánov u Přelouče, k.ú. Klenovka)
(k.ú. Klenovka)	
Druh stavby	Novostavba
Stupeň PD	DSP+PDPS

1.2. Stavebník, objednatel stavby

1.2.1. Zadavatel

Město Přelouč
Československé armády 1665
535 33 Přelouč

1.2.2. Nadřízený orgán

Objednatel:

Město Přelouč
Československé armády 1665
535 33 Přelouč

1.3. Zhotovitel projektové dokumentace

1.3.1. Generální projektant

PRODIN a.s.
Jiráskova 169
530 02 Pardubice

1.3.2. Hlavní inženýr projektu

Jana Förstlová
tel.: +420 725 601 925
email: jana.forstlova@prodin.cz

1.3.3. Projektant objektu SO 202

MDS projekt s.r.o.
Försterova 175
566 01 Vysoké Mýto
IČO: 274 87 938
DIČ: CZ 274 87 938
tel.: 465 322 451
email: mds@mdsprojekt.cz

Ing. Jan Bursa
tel.: 608 439 363
email: bursa@mdsprojekt.cz

osoba s autorizací – č.a. 0601653 – obor IM00 - Mosty a inženýrské konstrukce

1.4. Uvažovaný správce mostuMěsto Přelouč
Československé armády 1665
535 33 Přelouč**1.5. Pozemní komunikace**Návrhová kategorie
Typ příčného uspořádání
Evidenční číslo

Cyklostezka v šířce 3,0m

1.6. Křížení mostu s překážkami**1.6.1. Křížení s dráhou**

Bod křížení v JTSK

y= 660 521,994 x= 1 060 477,029

Staničení na převáděné komunikaci

Staničení komunikace (liniové) provozní

neuvedeno

Staničení na úseku

neuvedeno

Staničení dle staničení dokumentace

km 1,180 42

Staničení překážky

Vodní tok

Lipoltická svodnice (IDVT 10185488,
ČHP 1-03-04-0560-0-00)

Správce

Povodí Labe s.p.

Číslo úseku

...

Staničení (říční km)

ř.km cca 1,344

Úhel křížení

90,0°

Volná výška

min. 1,690 m

2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU**2.1. Zatřídění mostu dle ČSN 73 6200**

Podle druhu převedené komunikace:

most pozemní komunikace – most

Podle překračované překážky:

místní komunikace

Podle počtu mostních polí:

most přes vodní tok

Podle počtu mostovkových podlaží:

most o 1 poli

Podle výškové polohy mostovky:

most s mostovkou v jedné úrovni

Podle přesypávky:

most s horní mostovkou

Podle měnitelnosti základní polohy:

most bez přesypávky

Podle plánované doby trvání:

nepohyblivý most

Podle průběhu trasy na mostě:

trvalý most

Podle úhlu křížení:

most směrově v přímé

most ve výškovém oblouku

kolmý most

Podle materiálu:	spřažený ocelobetonový most
Podle tuhosti nosné konstrukce (pouze mosty s přesypávkou):	most bez přesypávky
Podle statické funkce hlavní nosné konstrukce:	prostý nosník
Podle volné výšky na mostě:	s neomezenou volnou výškou
Podle uspořádání příčného řezu (pouze mosty s dolní mostovkou):	most s horní mostovkou

2.2. Základní dimenze mostu

Délka přemostění:	10,700m
Délka mostu:	17,850m
Délka nosné konstrukce:	11,960m
Rozpětí jednotlivých polí, resp. světlost u přesýpaných konstrukcí:	11,500m
Šikmost mostu:	90° (kolmý most)
Volná šířka mostu:	3,000m
Šířka průchozího prostoru veřejného nebo nouzového chodníku:	3,000m
Šířka vozovky mezi obrubníky:	3,000m
Šířka nosné konstrukce:	2,960m
Šířka mezi zábradlími:	3,00m
Šířka mostu:	3,00m
Výška mostu nad terénem:	2,180m
Výška nosné konstrukce:	0,490m
Stavební výška mostu uprostřed rozpětí:	0,490m
Plocha mostu (součin délky přemostění a šířky mezi zábradlími):	10,700 x 3,000 = 32,100 m ²
Plocha nosné konstrukce mostu (součin délky a šířky nosné konstrukce):	11,960 x 2,960 = 35,4016 m ²

2.3. Zatížení a zatížitelnost mostu

Most je navržen na zatížení dopravou definované v ČSN EN 1991-2 včetně změny Z3.

Zatížitelnost je dle uvedené ČSN 73 6222 uvažována 5,0 kN/m² a lehké vozidlo do 12,0 t.

3. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU

3.1. Základní technický popis

Mostní objekt převádí komunikaci SO 101 pro cyklisty přes vodní tok. Převáděná volná šířka vozovky je 3,0m.

Navrhovaná výška nosné konstrukce a niveleta na mostě je definována požadavkem správce vodního toku Povodí Labe s.p. s tím, že je odvozena z polohy stávajícího souběžného mostu na komunikaci III/34216.

Niveleta na mostě je navržena ve vodorovné s nadvýšením nosné konstrukce do oblouku definovaném v RDS dokumentaci zhotovitele. Příčný sklon povrchu chodníku na objektu SO-01 je střechovitý se sklonem 2,0% na oba okraje n.k.

Nosná konstrukce je navržena jako dvoutrámová ocelobetonová spřažená konstrukce. Podélné trámy jsou navrženy z ocelových profilů příčného řezu I s příčníky spojenými do roštové soustavy. Podélné nosníky jsou spřaženy se železobetonovou monolitickou spřahující deskou. Rozpětí pole n.k. je 11,700m s délkou nosné konstrukce 11,500m a celkovou šířkou 2,960m. Výška ocelových nosníků je 360mm s tloušťkou spřahující esky 100-130mm. Tloušťka nosné konstrukce a příčný řez je po celé délce n.k. konstantní 0,490m. Příčníky ocelové části n.k. jsou navrženy v ose uložené n.k. a pak ve vzdálenosti v rastru 2,300m.

Nad krajními opěrami je nosná konstrukce uložena přes ocelová ložiska na konstrukci spodní stavby. Nad opěrou 02. jsou ložiska navržena jako pevná a nad opěrou 01. pak jako příčně pevná a podélně posuvná.

Krajní opěry lávky jsou masivní betonové a tížné. Na opěry navazují souběžná křídla s osou převáděné komunikace.

Na koncích n.k. jsou navrženy dilatační krycí plechy přes dilatační spáru mezi n.k. a závěrnou zídou opěr.

Opěry jsou založeny na železobetonových velkopřůměrových vrtaných pilotách. Pod konstrukcí opěry je vždy dvojice pilot daného průměru a pak vždy po jedné na konci každého křídla.

Zábradlí na opěrách a na nosné konstrukci je navrženo na vnějších okrajích n.k. a křídel mostu. Zábradlí splňuje požadavky ČSN 73 6201 a TP 186 a 258. Výška zábradlí je 1,300m s volným prostorem mezi svislicemi a prvky zábradlí max. 120mm. Zábradlí na n.k. je připevněno šroubovým spojem k nosné konstrukci. Zábradlí na křídlech je pak kotveno do fasádních ploch křídel ocelovými kotvami do předvrtaných otvorů.

Objekt je vybaven celoplošnou přímopojížděnou izolací na celé ploše povrchu mostovky.

Okraje a pohled n.k. v daném přesahu je opatřen ochranným nátěrem dle TKP 31. Shodně tak povrch závěrné zídky, křídel a okraje křídel v daném přesahu. Pochozí plochy budou v daném nátěru zdrsňeny posypem.

Odvodnění mostu je řešeno gravitačně do obou okrajů mostovky a úkapem do prostoru pod mostem.

Přechodové oblasti jsou navrženy dle ČSN 73 6244 se samostatným přechodovým klínem z mezerovitého betonu. Násyp a obsyp křídel mostu je navržen z vhodné zeminy pro budování násypu dle ČSN 73 6133. Povrch násypů a prostor pod mostem je opatřen ohumusováním v tl. 200 a 250mm. Svahové kužele a násypy jsou pak opatřeny zatravněním.

Prostor pod mostem a dotčené plochy stavbou jsou navrženy s uvedením do původního stavu ohumusováním v tl. 250mm s osetím travním semenem.

3.2. Založení mostu

Založení mostu je navrženo jako hlubinné na vrtaných velkopřůměrových pilotách. Realizace pilot se předpokládá z úrovně stávajícího terénu po odstranění ohumusování.

3.2.1. Podkladní beton

Podkladní beton je pod opěrami s křídly a podporami tloušťky 200 mm a je z betonu **C8/10-X0** o daných půdorysných rozměrech s přesahem min. 0,25m přes půdorys spodní stavby opěr a křídel.

3.2.2. Vrtané piloty

Vrtané piloty byly navrženy na základě statického výpočtu v tomto stupni projektové dokumentace a geotechnického průzkumu. Pro provádění pilot je závazná ČSN EN 1536 - Vrtané piloty a TKP 16. Pro výrobu, zpracování, ošetřování a zkoušení betonu platí odpovídající kapitoly ČSN EN 206.

Zhotovitel předloží před zahájením prací objednateli/správci stavby k odsouhlasení technologický předpis pro zhotovení pilot dle TKP 16.

Jsou navrženy vrtané velkopřůměrové piloty Ø600 mm. Přesný profil piloty bude upraven v RDS dle přesných profilů výpažnic a vrtáků. Piloty budou provedeny z betonu **C30/37-XA1** a jako výztuž bude použita ocel **B500B**. Výztuž bude vytažená z povrchu pilot a bude vetknuta do konstrukce opěr.

Délka všech pilot se uvažuje 6,0m. Pata piloty musí být ukončena minimálně ve vrstvě navětralého podloží třídy R4 nebo R3 na délku (1,5m u R4, případně 0,3m u R3). Během vrtných prací musí být průběžně sledována geologická skladba základové půdy. V případě zastižení základových poměrů odlišných od předpokladů statického výpočtu musí být upravena délka pilot.

Předpokládá se, že piloty budou prováděny z úrovně pilotážní roviny, která se nachází asi 1,0-1,2m nad úrovní dna výkopu stavební jámy. Odtěžení zeminy na úroveň základové spáry bude provedeno až po provedení pilot.

Kótu čistého podkladního betonu pilot je nutné přebetonovat min. o 450 mm. Znehodnocený beton bude po odtěžení zeminy na základovou spáru základu odbourán. Výkop na základovou spáru základu a následné odbourávání betonu je nutné provádět velmi opatrně, aby nedošlo k poškození kotevní výztuže pilot.

Předpokládá se, že piloty budou prováděny pod ochranou ocelové výpažnice v délce po úroveň skladního podloží. Piloty budou prováděny pod úrovní hladiny podzemní vody. Při vrtání ve zvodnělých vrstvách musí mít výpažnice vždy dostatečný předstih před vrtným nářadím, aby nedocházelo k provalení dna vrtu. Dno vrtu je třeba řádně začistit. Vrty musí být vyhloubeny a zabetonovány v jedné pracovní směně.

Technologie realizace pilot bude v souladu s TKP a zpracována do technologického předpisu zhotovitele založení a ten bude předložen ke schválení investorovi akce před zahájením.

Při vrtání první piloty každé skupiny je nutná přítomnost geotechnického dozoru investora, který zdokumentuje zastižený geologický profil a provede srovnání s předpoklady návrhu pilot.

V rámci RDS budou zpracovány požadavky na konstrukční opatření pro piloty dle kapitoly 5.4.7 dle TP 124 s ohledem na navržený stupeň ochranných opatření č.4. před účinky bludných proudů.

Zkoušky integrity budou provedeny metodou PIT u všech pilot mostního objektu. Dále nebude provedena zkouška pilot metodou CHA. Pokud výsledky zkoušek nebudou přesvědčivé nebo při realizaci pilot dojde k technologickým nedostatkům či neočekávaným událostem, bude v pilotě proveden zkušební jádrový vrt, který bude následně zainjektován.

3.3. Spodní stavba

3.3.1. Opěry a křídla

Krajní opěry jsou navrženy z monolitického betonu. Založení opěr je navrženo hlubinné dle kapitoly 4.3.2. Beton opěr a je navržen **C30/37-XC2, XF2, XD1** vyztužený

betonářskou výztuží **B500B**. Křídla jsou souběžná s osou komunikace stezky. Křídla opěr jsou monolitická z betonu **C30/37-*XC2,XF2,XD1*** vyztužená betonářskou výztuží B500B. Pod základy opěr je navržen podkladní beton tl. 200mm z betonu **C8/10-XO**.

V křídle opěry 01 je navržen vtisk s letopočtem výstavby do pohledové plochy. Vtisk bude proveden dle inventáře zhotovitele a dle ČSN 73 6201.

Povrch úložného prahu je odvozen vtiskem v jeho styku se závěrnou zídou.

V povrchu závěrné zídky je navržena drážka pro dilatační plech dilatace nosné konstrukce. Na konci drážek při okrajích opěr, jsou navrženy okapnicové plechy dle souboru detailů (detail „A“ v projektové dokumentaci). Tyto konstrukce jsou kompletně navrženy z nerezového plechu s kotvením korozivzdornými kotvami.

V drážce bude provedeno podlití dilatačního plechu tl. 10mm. Plastbeton bude proveden dle TP 124 a TKP 18.

V povrchu úložného prahu budou provedeny otvory průměru 80 mm na hloubku 250mm pro kotvení ocelových ložisek do konstrukce opěr.

3.3.2. Pilíře

Nejsou navrženy.

3.3.3. Opěrné zdi

Nejsou navrženy.

3.3.4. Přechodové desky

Nejsou navrženy.

3.4. Nosná konstrukce

3.4.1. Základní technický popis nosné konstrukce

Nosná konstrukce je navržena jako dvoutrámová ocelobetonová spřažená konstrukce. Podélné trámy jsou navrženy z ocelových profilů příčného řezu I s příčníky spojenými do roštové soustavy. Podélné nosníky jsou spřaženy se železobetonovou monolitickou spřahující deskou. Tloušťka spřahující desky je 100-130mm. Rozpětí pole n.k. je 11,500m s délkou nosné konstrukce 11,960m a celkovou šířkou 2,960m. Výška ocelových nosníků je 360mm s tloušťkou spřahující desky 100-130mm. Tloušťka nosné konstrukce a příčný řez je po celé délce n.k. konstantní. Příčníky ocelové části n.k. jsou navrženy v ose uložené n.k. a pak ve vzdálenosti v rastru 2,300m.

3.4.2. Ocelová část nosné konstrukce

Ocelová konstrukce mostu musí být dle zákona č. 22/1997 Sb. ve znění Nařízení vlády č. 312/2005 Sb., § 22 zhotovena výrobcem a montována montážní organizací s příslušným oprávněním. Konkrétní podmínky pro výrobu konstrukce a způsobilost zhotovitele jsou stanoveny v TKP SPK, kap. 19A, ČSN EN 1090-1 a ČSN EN 1090-2.

Nosná konstrukce musí být vyrobena v třídě provedení **EXC3 dle ČSN EN 1090-2+A1**.

Ocelová část nosné konstrukce je navržena jako trámová s příčníky o 1 poli. Nosníky jsou navrženy souběžné a vzájemně spojeny příčníky spřaženými s mostovkou z monolitického železobetonu.

Podélné nosníky jsou konstantní výšky 360mm z válcovaného profilu IPE 360 s rozpětím polí 11,500m a celkovou délkou ocelové části n.k. 11,960m. Osová vzdálenost

podélných nosníků je 2,000m. Podélné nosníky jsou navrženy jako válcované nosníky IPE 360 nadělené a sestavené do 3 částí v podélném směru. Nadělení je navrženo s ohledem na nadvýšení OK.

Příčníky jsou navrženy z ocelových válcovaných profilů IPE 200. Příčníky jsou navrženy v prostoru mezi podélnými nosníky ale i jako vyložené příčníky pro osazení ocelového zábradlí na n.k. Tyto konzolové příčníky jsou na koncích opatřeny styčnickovými čelními plechy. Osově vzdálenosti příčníků v podélném směru jsou 2300 mm.

Ocelová n.k. bude opatřena v ose podélných nosníků opatřena spřahujícími lištami v podobě ploché tyčové ocele s otvory pro protažení betonářské výztuže.

V RDS dokumentaci bude dle požadavku zhotovitele n.k. doplněna styčnickovými plechy s montážními otvory pro montáž n.k.

V ose uložení podélných nosníků na obou koncích, jsou navrženy ocelové profily uložení n.k.

Ocelová část nosné konstrukce nebude ukolejněna.

Nosná konstrukce nebude opatřena jiskřištěm.

Požadavky na ocelové konstrukce

Pro hlavní nosníky je navržena nelegovaná ocel podle ČSN EN 10025-2 v souladu s TKP 19.A a podle statického výpočtu:

Ocelové nosníky komplet	S355 J2+N, S235 J2+N	dle ČSN EN 10025-2
Válcované profily	S335 J2	dle ČSN EN 10025-2
Spřahující profily	S355 J2+N,	dle ČSN EN 10025-2
Šrouby	8.8	dle ČSN EN ISO 4017
Matice	10	dle ČSN EN ISO 4032
Podložky	300HV	dle ČSN EN ISO 7089

Postup výstavby nosné konstrukce je v tomto stupni projektové dokumentace navržen tak, že spřažení ocelové části nosné konstrukce s betonovou mostovkou, bude provedeno na podepřené ocelové nosné konstrukci. Toto je možné realizovat přímo na stavbě s uloženou n.k. na opěrách a podepřenou n.k. Zde bude podepření n.k. zaručeno tak, aby nedošlo při betonáži a tuhnutí, tvrdnutí betonu k jeho poklesu. Nebo je možné betonáž provést mimo mostní otvor a definitivní polohu n.k. s tím, že nosná konstrukce bude osazena a případně i dopravena na stavbu zhotovitelem. Zde bude podepření provedeno zhotovitelem v místě realizace betonáže.

Podepření se v tomto stupni PD uvažuje v osách uložení a pak v osách příčníků v rastru 4x2,300m. Podepření bude respektovat navržený tvar ocelové nosné konstrukce s nadvýšením a s nulovou napjatostí v podélných profilech.

3.4.3. Betonová část nosné konstrukce

Betonová část nosné konstrukce mostu byla navržena na základě statického výpočtu v tomto stupni projektové dokumentace. Pro provádění betonových konstrukcí je závazná ČSN EN 13670 – Provádění betonových konstrukcí a TKP 18. Pro výrobu, zpracování, ošetřování a zkoušení betonu platí odpovídající kapitoly ČSN EN 206.

Pro betonáž se požaduje předložit ve smyslu Přílohy P7 TKP 18 k odsouhlasení Technický předpis (dále TePř).

Betonová část nosné konstrukce je navržena v jedné části a etapě.

Spřažená horní pojížděná mostovka n.k..

Tato část je navržena jako spřažená s ocelovou částí dané tloušťky 100-130mm v šířce 2,960 m. Celková délka desky je 11,960m. Tato deska je spřažena s ocelovými částmi nosníků a je provedena z betonu **C30/37-XC4, XF4, XF3** vyztužená betonářskou výztuží **B500B (10505 (R))**. Výztuž v této části n.k. je navržena v kontextu s ocelovou částí nosné konstrukce.

Na vnějších okrajích pod pohledem n.k. jsou navrženy okapnicové vtisky 15/15mm se zkosením hran 20/20mm.

Betonáž této části se provede do bednění osazeného do ocelové části nosné konstrukce s nutností podepření n.k. Podepření nosné konstrukce ocelové i bednění je navrženo dle popsaného rozsahu dle popisu v přechodí kapitole.

Krytí betonářské výztuže z pohledu desek se uvažuje dle TKP 18. A dle ČSN EN 1992-2.

3.4.4. Ložiska

Ocelová ložiska budou součástí nosné konstrukce.

Vodorovná nosná konstrukce je uložena na opěrách prostřednictvím ocelových tangenciálních ložisek.

Ocelová ložiska nad opěrou 01. a 02. jsou navržena jako pevná u opěry 02. a jako příčně pevná a podélně pohyblivá u opěry 01. Konstrukce ložisek je navržena pro přenos tlakových i tahových reakcí v ložisku. Ložiska v podélném i příčném směru jsou staticky navržena na odpovídající zatížení dle ČSN EN 1991-2.

Konstrukce ocelových ložisek je osazena na povrch úložného prahu s podlitím z plastmalty (dle TKP – kapitola 18.) tl. min. 10 mm. Tloušťka plastmalty v ose ložiska je navržena 35mm.

Ocelová ložiska jsou navržena z ocele S 235 J2+N shodně jako u n.k. Jejich konstrukce se skládá z ocelových desek (spodních podkladních plechů a deviátorových vodítek) na nichž jsou navařeny kotevní trny osazené do předvrtaných otvorů do konstrukce úložného prahu. Předvrtané otvory do konstrukce úložných prahů jsou navrženy DN 80mm na hloubku min. 250 mm. Rozteč předvrtaných otvorů bude dle výkresové dokumentace. Tyto trny budou spolu s ložiskem zality plastmaltou. Na konstrukci spodních desek konstrukce ložisek jsou přivařeny kameny z plechu sloužící k deviaci pohybu nosné konstrukce.

Protikorozní ochrana ložisek je navržena dle TKP 19B shodně jako u nosné konstrukce IA+I SPECIÁL.

3.5. **Mostní svršek**

3.5.1. Izolace a ochrana povrchu nosné konstrukce

Samotná izolace se na nosné konstrukci mostu skládá z:

- Izolace přímopojížděné dle kapitoly 5.3.5. a zvláštních předpisů TP 211.

3.5.2. Římsy a chodníky

Nejsou navrženy.

3.5.3. Odvodnění izolace nosné konstrukce

Odvodnění povrchu mostovky je navrženo gravitačně.

Jiný odvodňovací systém není navržen.

3.5.4. Vozovka na mostě

Izolace tvoří zároveň pochozí vrstvu mostovky.

3.6. Vybavení mostu

3.6.1. Zábradlí

Zábradlí na mostě je navrženo v souladu s TKP 11 a ČSN 73 6101. Zábradlí je navrženo jako mostní zábradlí kusové výroby se svislou výplní dle TP 186, 258 a kotvení zábradlí dle výkresové dokumentace.

Přesná konstrukce zábradlí bude navržena na zatížení podle ČSN EN 1991-1-1 a posouzena podle ČSN EN 1993-2 v RDS dle požadavků zhotovitele. Konstrukci zábradlí na nosné konstrukci tvoří dílec na pravé a levé straně n.k. Toto zábradlí je přikotveno ke styčnickovým plechům příčníků nosné konstrukce a je navrženo v rozměrech dle požadavku ČSN 73 6201 a TP 186 a 258. Výška zábradlí je 1,300m nad přilehlou plochou povrchu mostovky. Šroubové spojení je navrženo pomocí šroubů M16 8.8 a tomu odpovídajících podložek a matic.

3.6.2. Svodidla, zábradelní svodidla

Není navrženo.

3.6.3. Protidotykové zábrany

Není navrženo.

3.6.4. Mostní odvodňovače

Nejsou navrženy.

3.6.5. Svodná potrubí včetně zaústění a skluzů

Svodné potrubí není navrženo

Skluzy nejsou navrženy.

3.6.6. Osvětlení

Není navrženo.

3.6.7. Revizní zařízení

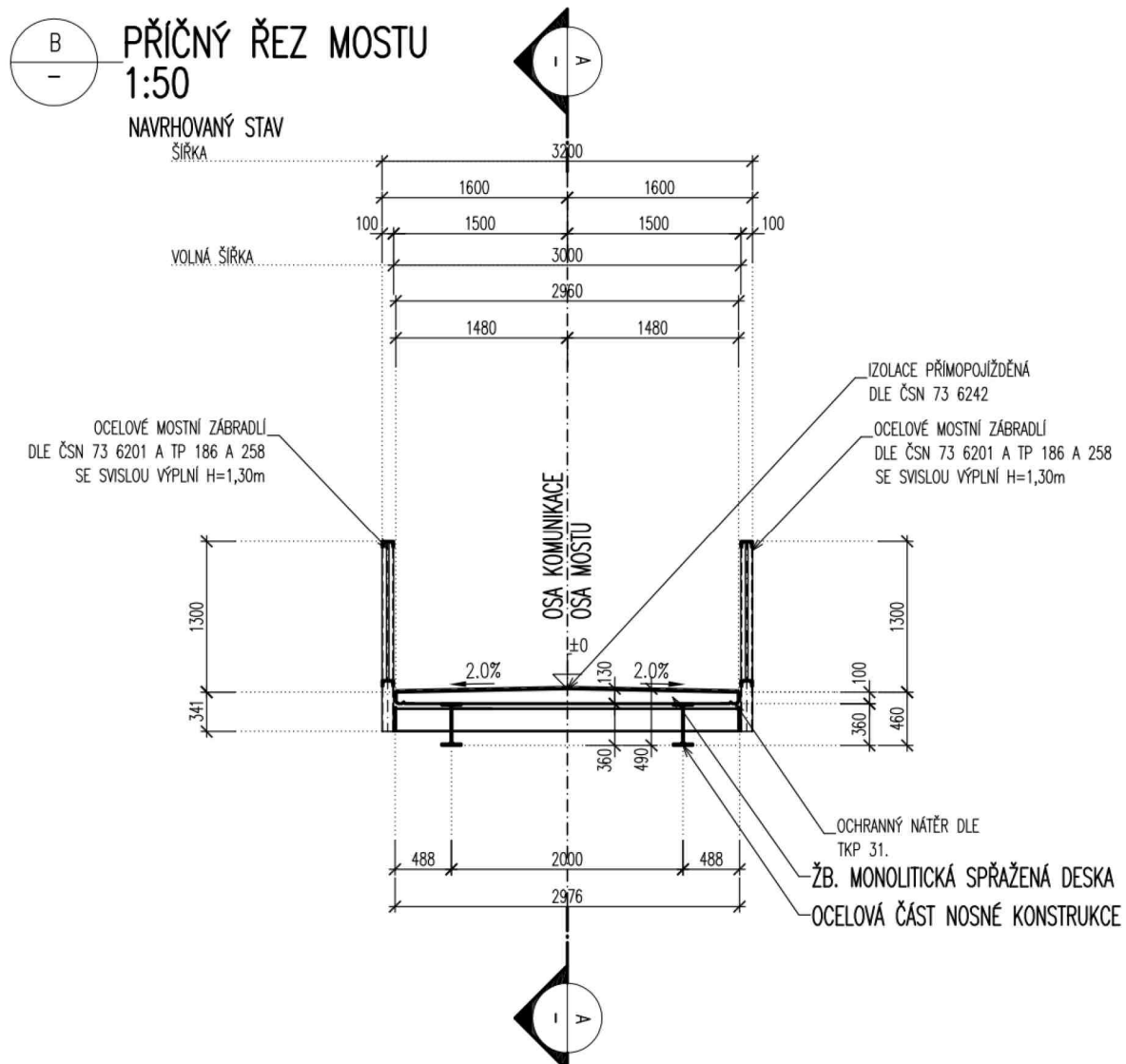
Není navrženo.

3.6.8. Jiná a cizí zařízení

Cizí zařízení na konstrukci mostu nejsou navržena.

4. VÝKRESY NOSNÉ KONSTRUKCE

4.1. Schema nosné konstrukce



Statický výpočet

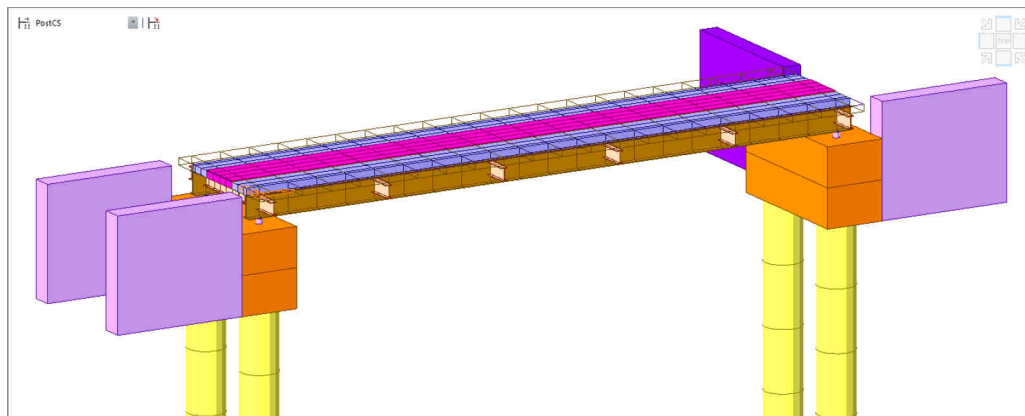
DSP+PDPS



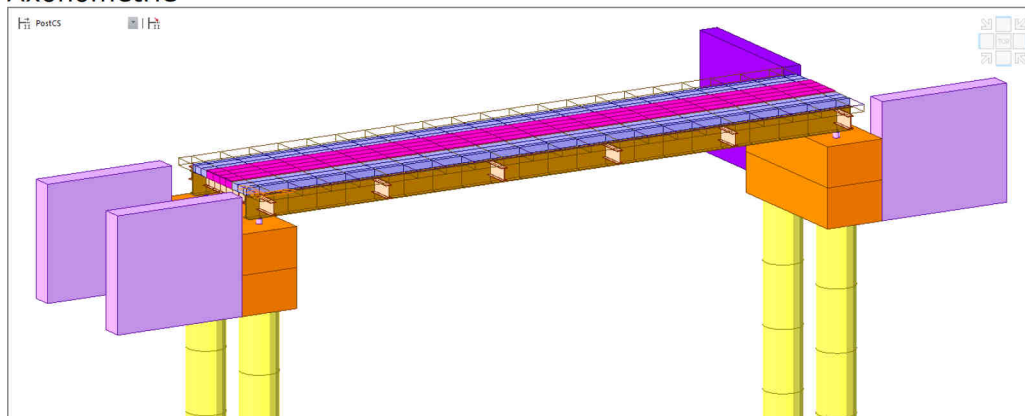
4.2. Popis výpočetního modelu

Jedná se prostorový roštový model tvořený prutovými prvky. Ve výpočtovém modelu je zohledněn postup výstavby, dotvarování a smršťování betonových částí konstrukce. Model respektuje zhotovení nosníků ve výrobě a jejich následné osazení.

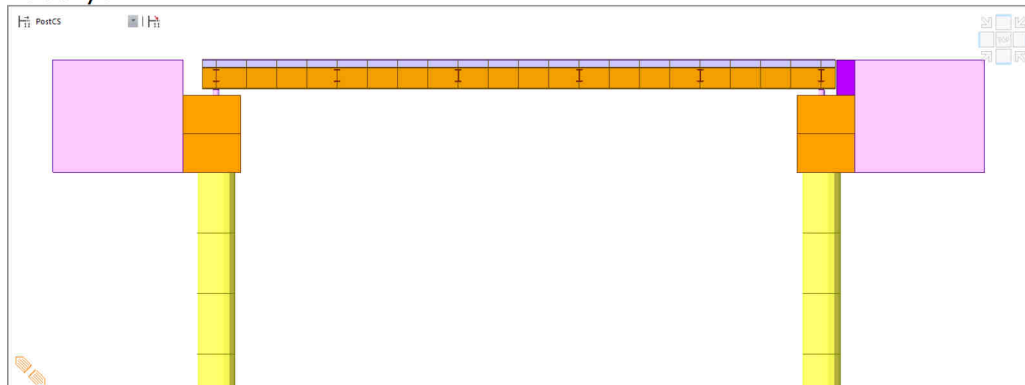
4.2.1. Geometrie



Axonometrie

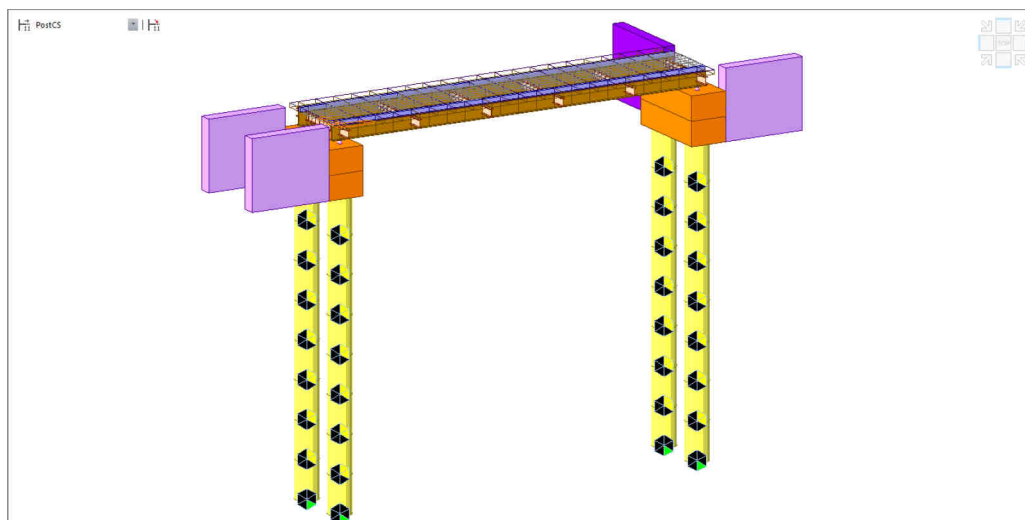


Půdorys



Podélný řez

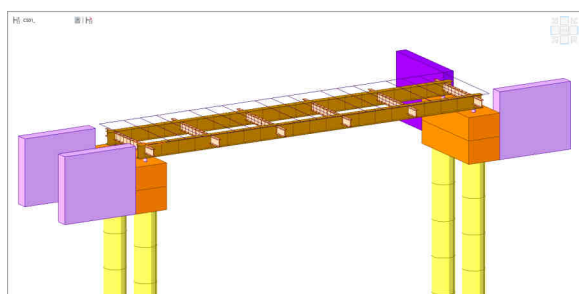
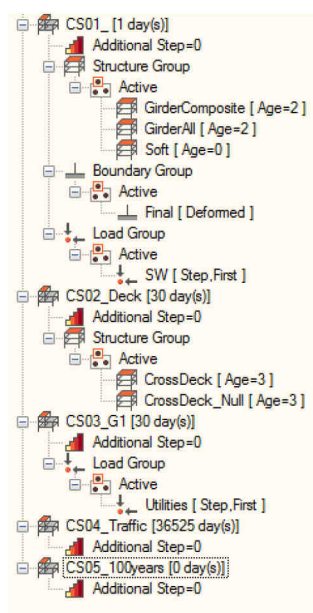
4.2.2. Okrajové podmínky



Axonometrie

4.2.3. Fáze výstavby

Souhrn průběhu výstavby



Axonometrie – Osazení



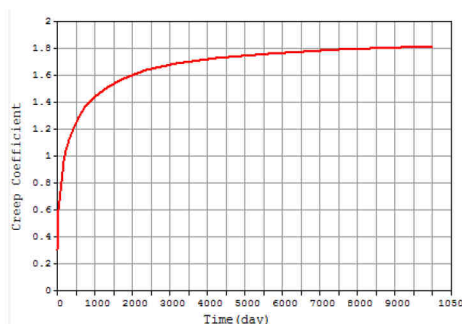
Axonometrie – Betonáž a aktivace desky, zábradlí, vozovka, provoz

4.2.4. Materiály

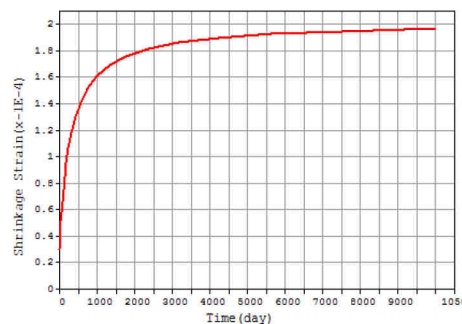
ID	Name	Elasticity (kN/m ²)	oisson	Thermal (1/[C])	Density (kN/m ³)
	C30/37_Deck	3.2836e+006	0.2	1.0000e-005	2.5000e+001
	S355	210.0e+006	0.2	1.0000e-005	2.5000e+001

Dotvarování a smršťování materiálu

Válcová pevnost ve 28 dnech	C30/37 30 MPa
Relativní vlhkost	85%
Náhradní šířka	$h = 2 A_c / u$ $h = 2 \cdot 0,1/2,4$ $= 0,083$
Druh cementu	N
Metoda výpočtu	EN 1992-2
Věk betonu při počátku smršťování	3 dny



Graf dotvarování betonu C30/37



Graf smršťování betonu C50/60

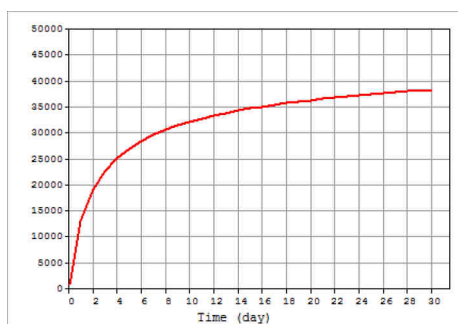
Vývoj pevnosti betonu v čase

Střední válcová pevnost ve 28 dnech	C30/37 38 MPa
Druh cementu	N
Pevnost betonu v tlaku ve stáří t podle ČSN EN 1992-1-1: Kapitola 3.1.2 (6):	

$$f(t) = (f_{ck} + \Delta f) \cdot \exp\left(s \cdot \left[1 - \left(28/t_{eq}\right)^{0,5}\right]\right)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.1)$$

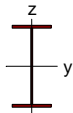
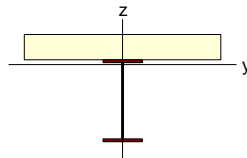
$$\beta_{cc}(t) = \exp\left(s \cdot \left[1 - \left(28/t\right)^{0,5}\right]\right) \quad (3.2)$$



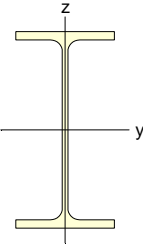
Graf pevnosti betonu C30/37

4.2.5. Průřezy

IPE 360

Before Composite					After Composite				
									
$A(m^2)$	$A_{sy}(m^2)$	$A_{sz}(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$	$A(m^2)$	$A_{sy}(m^2)$	$A_{sz}(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
0.007	0.004	0.003	0.180	0.180	0.022	0.017	0.003	0.021	0.340
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
0.000	0.000	0.000	0.085	0.085	0.000	0.000	0.001	0.085	0.085
-	-	-	-	-	E_s/E_c	G_s/G_c	D_s/D_c	P_s	P_c
-	-	-	-	-	6.395	5.903	3.079	0.300	0.200

IPE 200

				
$A(m^2)$	$A_{sy}(m^2)$	$A_{sz}(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
0.003	0.001	0.001	0.100	0.100
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
0.000	0.000	0.000	0.050	0.050

5. ZATÍŽENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

5.1. Stálá zatížení

5.1.1. Vlastní tíha nosné konstrukce

Vlastní tíha je automaticky generována programem Civil Midas 2016.

5.1.2. Ostatní stálé zatížení

Zatížení na zábradlí podle ČSN EN 1991-1-2: Kap. 4.8

(1) Při návrhu konstrukce mají být síly přenášené zábradlím do nosné konstrukce mostu uvažovány jako proměnné zatížení a stanoveny v závislosti na zvolené zatěžovací třídě zábradlí.

POZNÁMKA 1 Zatěžovací třídy zábradlí jsou uvedeny v EN 1317-6. Pro mosty se doporučuje jako minimální třída C.

POZNÁMKA 2 Síly přenášené zábradlím do nosné konstrukce mostu lze definovat pro konkrétní projekt nebo v národní příloze podle jejich klasifikace v EN 1317-6. Doporučená minimální hodnota proměnného zatížení na zábradlí pro chodníky i lávky pro chodce ve směru svislém nebo vodorovném je 1,0 kN/m. Toto zatížení působí jako přímkové na horní hraně zábradlí. Pro nouzový chodník je doporučená minimální hodnota 0,8 kN/m. Výjimečné a mimořádné případy nejsou v těchto hodnotách zahrnuty.NP37)

(2) Pokud je zábradlí dostatečně chráněno proti nárazu vozidla, má se pro návrh podpěrné konstrukce

uvažovat vodorovné zatížení působící současně se svislým rovnoměrným zatížením definovaným v 5.3.2.1.

POZNÁMKA Mostní zábradlí se může považovat za dostatečně chráněné pouze v případě, jestliže ochrana splňuje požadavky stanovené pro konkrétní projekt.

(3) Pokud nelze považovat zábradlí za dostatečně chráněné proti nárazu vozidla, má být podpěrná

konstrukce navržena tak, aby odolala účinku mimořádného zatížení rovnému 1,25násobku charakteristické odolnosti zábradlí. Žádné proměnné zatížení se současně neuvažuje.

POZNÁMKA Tento účinek návrhového zatížení lze stanovit v národní příloze. Doporučuje se použít hodnotu uvedenou v tomto odstavci (1,25).NP38)

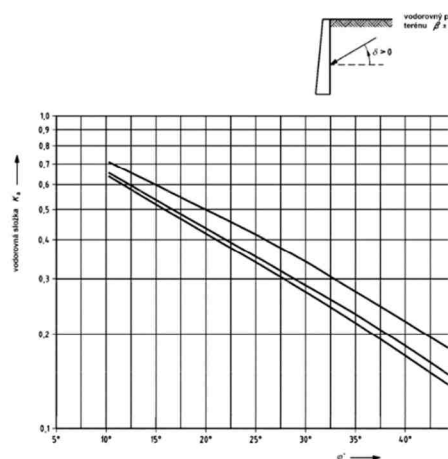
Liniové zatížení

Liniové zatížení reprezentuje konstrukce zábradlí v celé délce nosné konstrukce. Zatížení se uvažuje charakteristickou hodnotou 1,0kN/m délky zábradlí.

5.1.3. Zatížení zemním tlakem

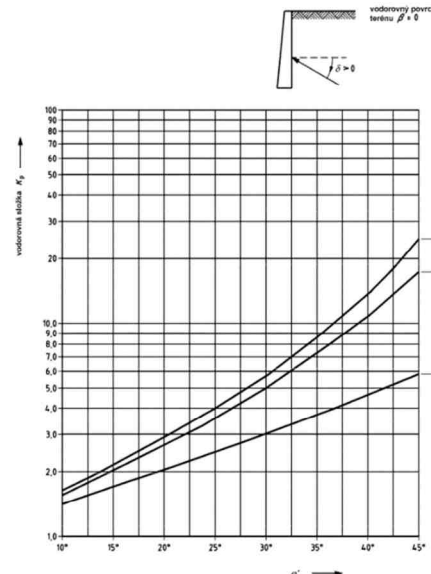
Zemní tlak podle ČSN EN 1997-1:

Součinitelé efektivního zemního tlaku podle ČSN EN 1997-1/Opr. 1



Obrázek C.1.1 -

Součinitelé efektivního aktivního zemního tlaku
(vodorovná složka) pro vodorovný povrch terénu



Obrázek C.1.1 -

Součinitelé efektivního pasivního zemního tlaku
(vodorovná složka) pro vodorovný povrch terénu

Stanovení horizontálního zemního tlaku

Úhel vnitřního tření

$$\varphi_k = 30^\circ$$

$$\varphi_d = \arctan(\tan \varphi_k / \gamma_\varphi)$$

$$\varphi_d = 30^\circ$$

$$\gamma_\varphi = 1,00$$

$$c_k = 0,0$$

$$v = 0,3$$

Objemová tíha

$$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$$

Koeficient aktivního zemního tlaku

$$K_a = 0,333$$

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi_d/2)$$

Aktivní zemní tlak

$$\sigma_a = \gamma h K_a$$

Koeficient pasivního zemního tlaku

$$K_p = 3,000$$

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi_d/2)$$

Pasivní zemní tlak

$$\sigma_p = \gamma h K_p$$

Koeficient zemního tlaku v klidu

$$K_0 = 0,500$$

$$K_0 = (1 - \sin \varphi_d)$$

Zemní tlak v klidu

$$\sigma_0 = \gamma h K_0$$

z	σ_a	σ_p	σ_0
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
0,00	0,0	0,0	0,0
0,50	3,3	30,0	5,0
1,25	8,3	75,0	12,5
1,50	10,0	90,0	15,0
1,85	12,3	111,0	18,5

5.2. Proměnné zatížení

5.2.1. Zatížení teplotou

Rovnoměrná složka teploty

Základní teploty vzduchu ve stínu podle ČSN EN 1991-1-5 NA ed. A

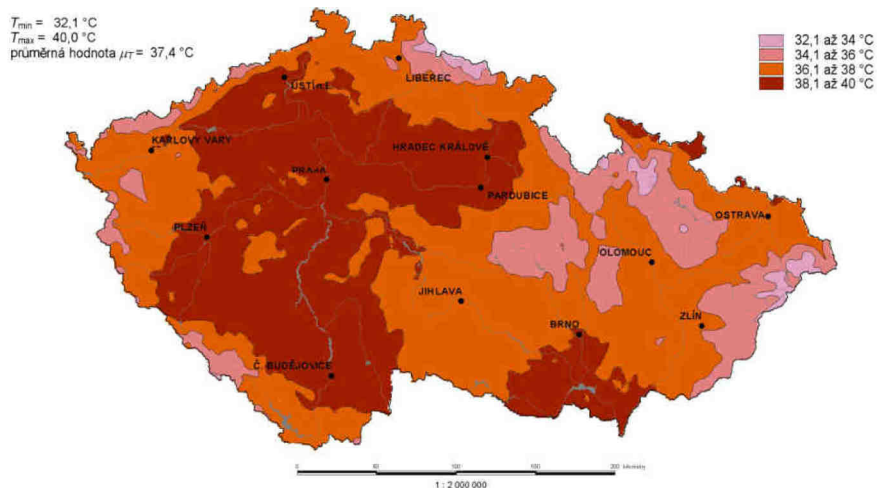
Cyklostezka Přelouč – Klenovka

SO 202 – Mostní objekt v km 1,180 42

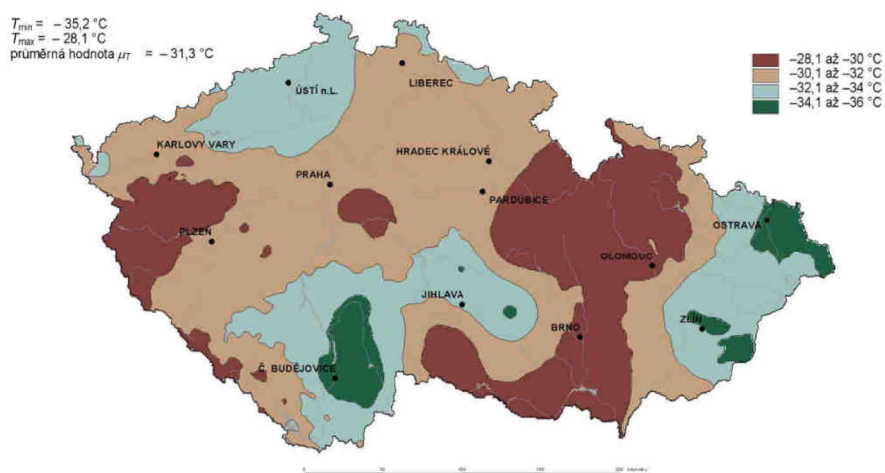
Statický výpočet

Stupeň

DSP+PDPS



Obrázek NA.1 – Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu



Obrázek NA.2 – Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu

Hodnoty teplotního rozsahu podle ČSN EN 1991-1-5: Kapitola 6.1.3:

Typ nosné konstrukce	2. typ: ocelobetonová nosná konstrukce ▼		
Minimální teplota vzduchu ve stínu	-30,1 až -32 °C ▼	$T_{\min} =$	-32,0 °C
Maximální teplota vzduchu ve stínu	38,1 až 40 °C ▼	$T_{\max} =$	40,0 °C
Minimální rovnoměrná složka teploty mostu	$T_{e,\min} = T_{\min} + 4 =$		
	-28,0 °C		
Maximální rovnoměrná složka teploty mostu	$T_{e,\max} = T_{\max} + 4 =$		
	44,0 °C		
Počáteční teplota mostu	$T_0 =$		
	10,0 °C		

Rozsah rovnoměrné složky teploty mostu

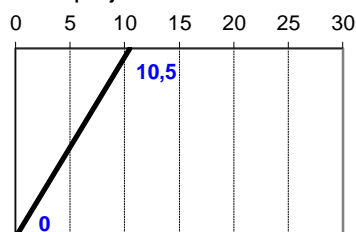
Charakteristická hodnota minimálního rozsahu	$\Delta T_{N,\text{con}} = -(T_0 - T_{e,\min}) =$	-38,0 °C
Charakteristická hodnota maximálního rozsahu	$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 =$	34,0 °C
Celkový rozsah rovnoměrné složky teploty mostu	$\Delta T_N = T_{e,\max} - T_{e,\min} =$	72,0 °C

Rozdílné složky teploty

Podle ČSN EN 1991-1-5: Kapitola 6.1.4:

Typ konstrukce	2. typ: spřáhnutá nosná konstrukce ▼	
Tloušťka mostního svršku	vodorovná úprava (tmavý p) ▼	

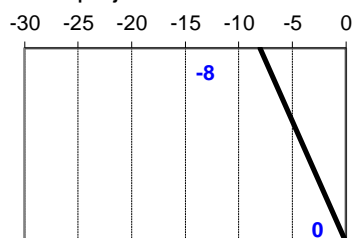
Horní povrch teplejší než dolní



$$k_{\text{sur,heat}} = 1,1$$

$$\Delta T_{M,\text{heat}} = 1,1 \cdot 15 = 16,5 \text{ °C}$$

Dolní povrch teplejší než horní

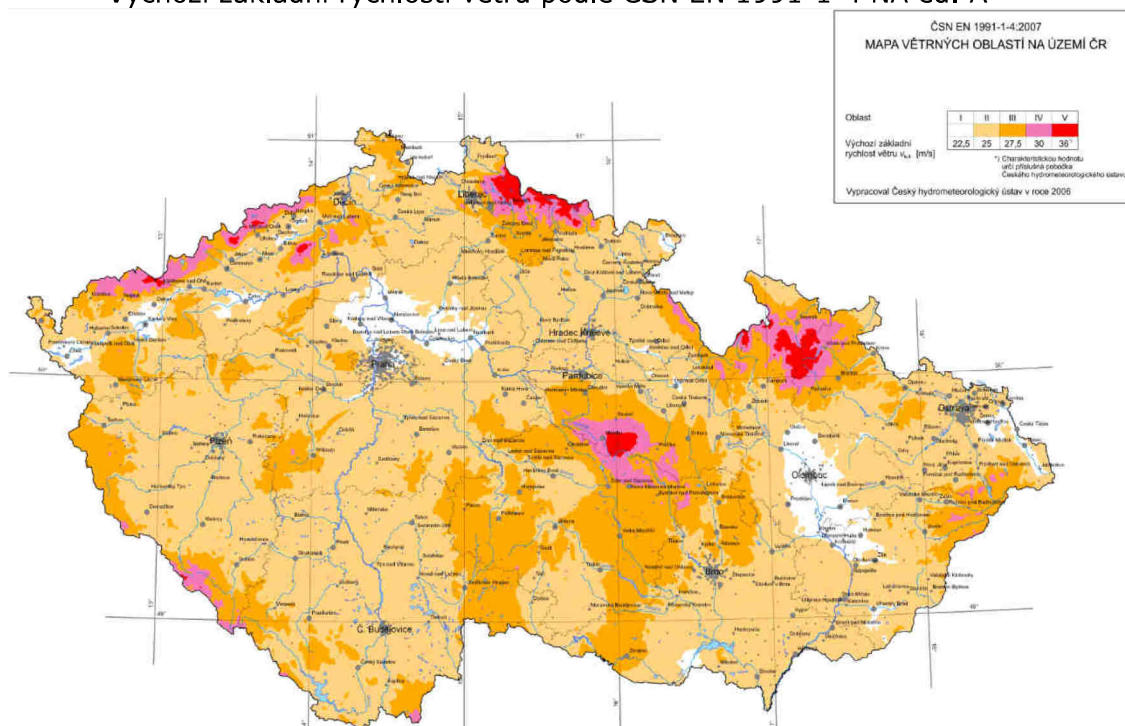


$$k_{\text{sur,cool}} = 0,9$$

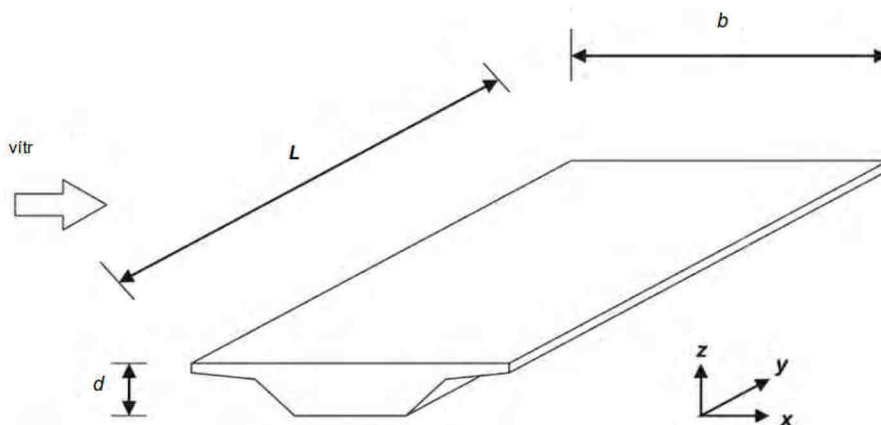
$$\Delta T_{M,\text{cool}} = 0,9 \cdot 18 = -16,2 \text{ °C}$$

5.2.2. Zatížení větrem

Výchozí základní rychlosti větru podle ČSN EN 1991-1-4 NA ed. A



Obrázek NA.4.1 – Mapa větrných oblastí na území ČR



Obrázek 8.2 – Směry zatížení větrem na mostě

Základní hodnoty

$\rho = 1,250$ kg/m³ měrná hmotnost vzduchu
 $C_{dir} = 1,0$ součinitel směru působení
 $C_{season} = 1,0$ součinitel ročního období
 $K = 0,2$ doporučená hodnota $n = 0,5$ doporučená hodnota

Výchozí základní rychlost větru

$V_{b,0} = 25,0$ m/s podle mapy
 $V_{b,0} = 24,0$ m/s rychlost větru působící na vozidla

Základní rychlost větru po dobu budování

čas trvání = ≤ 1 rok návratnost = 10,0 let $p = 0,10$ $c_{prob} = 0,90$
 $V_{b,0} = 22,6$ m/s $V_b = C_{dir} C_{season} V_{b,0} C_{prob}$

Základní tlak větru

$q_{p,ze,vyst.} = 0,32$ kN/m² vítr po dobu budování (rychlost = 22,6 m/s = 81 km/h)
 $q_{p,ze} = 0,39$ kN/m² základní vítr (rychlost = 25 m/s = 90 km/h)
 $q_{p,ze} = 0,36$ kN/m² vítr působící při dopravě (rychlost = 24 m/s = 86 km/h)

Základní dynamický tlak

Kategorie terénu II

II - Krajina s nízkou vegetací, jako je tráva nebo izolované překážky.

$z_0 = 0,05$ m základní výška $z_{min} = 2$ m minimální výška
 $c_0(z) = 1,00$ součinitel ortografie (max 1.05)
 $z_e = 1,0$ m výška nad ténem
 $z = 2,0$ m
 $k_t = 1,00$ součinitel turbulence
 $k_r = 0,19$ $k_r = 0,19 (z_0 / z_{0,II})^{0,07}$
 $c_r(z) = 0,70$ součinitel drsnosti $c_r(z) = k_r \ln(z / z_0)$ ale $z \geq z_{min}$
 $I_v(z) = 0,27$ intenzita turbulence $I_v(z) = k_t / [c_0(z) \ln(z/z_0)]$
 $c_{e,min}(z) = 0,00$ minimální součinitel expozice
 $c_e(z) = 1,42$ součinitel expozice $c_e(z) = [1 + 7I_v(z)] c_0(z)^2 c_r(z)^2$
 $z_e = 1,0$ m výška nad ténem
 $q_p(z_e) = 0,45$ kN/m² vítr po dobu budování (rychlost = 22,6 m/s = 81 km/h)
 $q_p(z_e) = 0,56$ kN/m² základní vítr (rychlost = 25 m/s = 90 km/h)
 $q_p(z_e) = 0,51$ kN/m² vítr působící při dopravě (rychlost = 24 m/s = 86 km/h)

Geometrie

$z_e = 1,0$ m výška nad ter. $z = 1,00$ m $d_1 = 0$ m plná plocha
 $b = 2,7$ m šířka NK $z_0 = 0,05$ m $d_1 = 2$ m doprava
 $d_{min} = 0,5$ m výška NK $z_{min} = 2,00$ m
 $d_{max} = 0,5$ m výška NK

Celková výška

Výstavba

$d_{tot,min} = 1,1$ m $d_{tot,max} = 1,1$ m
 $b/d_{tot,min} = 2,5$ $b/d_{tot,max} = 2,5$

Provoz

Celková výška

Prodyšné zábradlí nebo svodidlo se svodnicí - na obou stranách
 $d_{tot,min} = 1,1$ m $d_{tot,max} = 1,1$ m
 $b/d_{tot,min} = 2,5$ $b/d_{tot,max} = 2,5$

Celková výška s dopravou

$d_{tot,min} = 2,5$ m $d_{tot,max} = 2,5$
 $b/d_{tot,min} = 1,1$ $b/d_{tot,max} = 1,1$

Součinitele síly v směru x (všeobecná metoda)

$c_{f,x} = c_{f,x,0} - 0,5\% \alpha_1 c_{f,x,0} + 3\% \alpha_2 c_{f,x,0}$
 Součinitel $c_{f,x,0}$ podle - Obrázek 8.3

	$d_{tot,min}$	$d_{tot,max}$	
Výstavba	$c_{f,x,0} = 1,76$	$c_{f,x,0} = 1,76$	a) v etapě výstavby, prodyšné zábradlí (více jak 50% otvorů a svodidla se svc
Celková výška	$c_{f,x,0} = 1,76$	$c_{f,x,0} = 1,76$	a) v etapě výstavby, prodyšné zábradlí (více jak 50% otvorů a svodidla se svc
Celková výška s dopravou	$c_{f,x,0} = 2,17$	$c_{f,x,0} = 2,17$	a) v etapě výstavby, prodyšné zábradlí (více jak 50% otvorů a svodidla se svc

Součinitel zatížení

		$d_{tot,min}$	$d_{tot,max}$		
Výstavba	$C_x =$	2,50	2,50	$C_z =$	1,14
Celková výška	$C_x =$	2,50	2,50		
Celková výška s dopravou	$C_x =$	3,10	3,10		

Síly větru - Směr X

$$f_w = 0,5 \rho v_b^2 C$$

	v	f_w	$d_{tot,min}$	f_w	f_w	$d_{tot,max}$	f_w
	[m/s]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]
Výstavba	22,6	0,64	1,09	0,7	0,64	1,09	0,7
Celková výška	25,0	0,78	1,09	0,9	0,78	1,09	0,9
Celková výška s dopravou	24,0	0,89	2,49	2,2	0,89	2,49	2,2

Síly větru - Směr Y

Pokud je to nutné, mají se uvažovat podélné síly od větru ve směru y.

velikost' = 25% 25 % sil od větru ve směru x pro plnostěnné mosty

$$f_w = 0,5 \rho v_b^2 C$$

	v	f_w	$d_{tot,min}$	f_w	f_w	$d_{tot,max}$	f_w
	[m/s]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]
Výstavba	22,6	0,16	1,09	0,17	0,16	1,09	0,17
Celková výška	25,0	0,20	1,09	0,21	0,20	1,09	0,21
Celková výška s dopravou	24,0	0,22	2,49	0,55	0,22	2,49	0,55

Síly větru - Směr Z

$$f_w = 0,5 \rho v_b^2 C$$

	v	f_w	b	f_w	e
	[m/s]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[m]
Výstavba	22,6	0,29	2,70	0,79	0,68
Celková výška	25,0	0,36	2,70	0,96	0,68
Celková výška s dopravou	24,0	0,33	2,70	0,89	0,68

5.2.3. Zatížení chodníků, vyklídkových stezek a lávek pro chodce

Podle ČSN EN 1991-2: Kapitola 5.:

Rovnoměrné zatížení

POZNÁMKA Charakteristickou hodnotu q_{fk} lze definovat v národní příloze nebo pro konkrétní projekt. Doporučená hodnota je

$$q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$$

(2) Pro navrhování lávek pro chodce se má definovat rovnoměrné zatížení q_{fk} . Toto zatížení působí

podélně i příčně pouze na nepříznivé části příčinkových ploch.

POZNÁMKA Model zatížení 4 (zatížení davem lidí, viz 4.3.5), odpovídající hodnotě $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$, lze stanovit pro pokrytí statického účinku souvislého hustého proudu lidí tam, kde takové nebezpečí existuje. Pokud není pro lávky pro chodce požadován model zatížení 4 definovaný v 4.3.5, jsou doporučené hodnoty q_{fk} následující:

$$q_{fk} = 2,0 + 120/(L + 30) \text{ kN/m}^2, \quad (5.1)$$

$$q_{fk} = 2,0 + 120/(10,46 + 30) = 4,96 \text{ kN/m}^2 \quad (5.1)$$

$$2,5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} \leq 5,0 \text{ kN/m}^2 \quad (5.1)$$

Soustředěné zatížení

(1) Charakteristická hodnota soustředěného zatížení Q_{fwk} má být rovna 10 kN a působí na čtvercové

ploše o straně 0,10 m.

POZNÁMKA Charakteristická hodnota zatížení i rozměry plochy lze upravit v národní příloze. Hodnoty uvedené v tomto článku jsou doporučené.NP42)

(2) Kde lze při ověřování rozlišit celkové a lokální účinky, uvažuje se soustředěné zatížení pouze pro lokální účinky.

(3) Pokud je pro lávku pro chodce stanoveno obslužné vozidlo, viz 5.3.2.3, nemá se Q_{fwk} uvažovat.

Obslužné vozidlo

(1) P Pokud má na lávce pro chodce nebo na chodníku pojíždět obslužné vozidlo, musí se uvažovat

jedno obslužné vozidlo Q_{serv} .

POZNÁMKA 1 Tímto vozidlem může být vozidlo pro údržbu, nouzové vozidlo (např. záchranka nebo hasiči) nebo vozidlo jiných služeb. Charakteristiky vozidla (nápravová síla a vzdálenost náprav, dotyková plocha kol), dynamický součinitel a všechna další zatěžovací pravidla lze stanovit pro konkrétní projekt anebo v národní příloze. Pokud nejsou k dispozici žádné informace a není pevnou překážkou zabráněno vjezdu vozidel na nosnou konstrukci lávky, doporučuje se použít vozidlo definované v 5.6.3 jako obslužné vozidlo (charakteristické zatížení). V takovém případě nebude nutné uplatnit článek 5.6.3, tj. uvažovat totéž vozidlo jako mimořádné zatížení.

POZNÁMKA 2 Obslužné vozidlo není nutné uvažovat, pokud má trvalé opatření zabránit vjezdu všech vozidel na lávku.

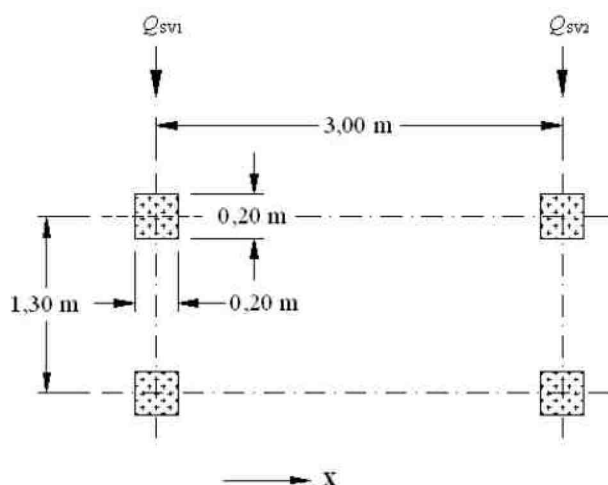
POZNÁMKA 3 Pro konkrétní projekt může být definováno několik obslužných vozidel, která lze uvažovat pouze jednotlivě (vzájemně se vylučují).

Mimořádný výskyt vozidla na mostě

Podle ČSN EN 1991-2: Kapitola 5.6.3:

(1) P Pokud není na lávce trvalá překážka zabráňující najetí vozidla na most, musí se uvažovat mimořádný výskyt vozidla na nosné konstrukci mostu.

(2) Pro takový případ se má použít následující model zatížení, sestávající ze soustavy dvojnáprav 80 kN a 40 kN vzdálených od sebe 3 m (obrázek 5.2). Rozchod kol (od středu kola ke středu kola) je 1,3 m a dotyková plocha kol je čtverec o straně 0,2 m v úrovni povrchu vozovky. Brzdná síla související s modelem zatížení má být 60 % svislého zatížení.



Legenda

x podélná osa mostu

$Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$

$Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$

Obrázek 5.2 – Mimořádné zatížení

POZNÁMKA 1 Viz poznámku v 5.3.2.3(1)P.

POZNÁMKA 2 Pokud je třeba, lze v národní příloze nebo pro konkrétní projekt definovat jiné modely zatížení. Doporučuje se použít model uvedený v tomto článku.NP48)

(3) Současně s modelem zatížení definovaným v 5.6.3(2) se nemá uvažovat žádné proměnné zatížení.

5.2.4. Sestavy zatížení dopravou na lávkách

(1) Svislé a vodorovné síly způsobené dopravou na lávkách se mají uvažovat sestavami zatížení definovanými v tabulce 5.1. Každá z těchto sestav zatížení, které se vzájemně vylučují, se má uvažovat jako charakteristické zatížení pro kombinace se zatíženími jinými než od dopravy.

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

Tabulka 5.1 – Definice sestav zatížení (charakteristické hodnoty)

(2) Pro libovolnou kombinaci zatížení dopravou se zatíženími stanovenými v dalších částech EN 1991

se každá sestava zatížení má považovat za jedno zatížení.

POZNÁMKA Pro jednotlivé složky zatížení dopravou na lávkách jsou stanoveny další reprezentativní hodnoty v příloze A2 k EN 1990.

5.3. Kombinace zatížení

Součinitele zatížení

Podle ČSN EN 1990: Kapitola A2.2.6:

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

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům $\alpha_{0,1}$, $\alpha_{0,2}$, $\alpha_{0,3}$ a β_0 rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

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

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

Tabulka A2.1 – Doporučené hodnoty součinitel ψ pro mosty pozemních komunikací

5.3.1. MSÚ – Mezní stavy únosnosti

5.3.1.1. Návrhové hodnoty zatížení v trvalých a dočasných návrhových situacích

Podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.1:

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvažována v tabulkách A2.1 až A2.3.						
<p>POZNÁMKA 1 Hodnoty γ pro trvalé a dočasné návrhové situace mohou být stanoveny v národní příloze. ^{NP19)}</p> <p>Pro trvalé návrhové situace je doporučený soubor hodnot γ:</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,05$</p> <p>$\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$</p> <p>$\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci, (0 pro příznivá);</p> <p>$\gamma_Q = 1,45$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou, (0 pro příznivá);</p> <p>$\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení v trvalých návrhových situacích (0 pro příznivá);</p> <p>γ_P = doporučené hodnoty jsou definovány v příslušných Eurokódech pro navrhování.</p> <p>Pro dočasné návrhové situace, při kterých vzniká nebezpečí ztráty statické rovnováhy, vyjadřuje $Q_{k,1}$ hlavní destabilizující proměnné zatížení a $Q_{k,i}$ vyjadřuje příslušné vedlejší destabilizující proměnné zatížení.</p> <p>Pokud je postup výstavby kontrolován odpovídajícím způsobem, jsou doporučené hodnoty souboru součinitelů γ:</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,05$</p> <p>$\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$</p> <p>$\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá staveništní zatížení (0 pro příznivá);</p> <p>$\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení (0 pro příznivá).</p>						

Tabulka A2.4(A) – Návrhové hodnoty zatížení (EQU Soubor A)

Statický výpočet

DSP+PDPS

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní (pokud se vyskytuje)
(Výraz (6.10))	$\gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	γ_P	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{D,1} D_{k,1}$	$\gamma_{D,2} D_{k,2}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	$\xi \gamma_P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{D,1} D_{k,1}$	$\gamma_{D,2} D_{k,2}$

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

POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10) 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.

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

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ ¹⁾
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$

$\gamma_D = 1,35$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od silniční dopravy nebo od chodců; (0 pro příznivá);
 $\gamma_D = 1,45$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26³⁾ a 27³⁾), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravou; (0 pro příznivá);
 $\gamma_D = 1,20$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 16 a 17 a SW/2; (0 pro příznivá);
 $\gamma_D = 1,50$ pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení;²⁾
 $\xi = 0,85$ (takže $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).

$\gamma_{S,inf} = 1,20$ v případě pružné lineární analýzy a $\gamma_{S,inf} = 1,35$ v případě nelineární analýzy, 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_F = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

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

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

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

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

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

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

Tabulka A2.4(B) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO Soubor B)

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

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

POZNÁMKA Hodnoty γ mohou být stanoveny v národní příloze. Doporučený soubor hodnot γ : NP28)

$\gamma_{G,sup} = 1,00$
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$
 $\gamma_{G,set} = 1,00$
 $\gamma_Q = 1,15$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci; (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,25$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou; (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,30$ pro proměnnou část vodorovného zemního tlaku od zeminy, podzemní vody, volné vody a šterkového lože, pro zvýšení horizontální složky zemního tlaku od dopravy (působící nepříznivě); (0 pro příznivá zatížení);
 $\gamma_Q = 1,30$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení; (0 pro příznivá);
 $\gamma_{G,set} = 1,00$ v případě lineární pružné nebo nelineární analýzy, pro návrhové situace, při kterých mohou mít zatížení způsobená nerovnoměrným sedáním nepříznivý účinek. U návrhových situací, při kterých mohou mít zatížení od nerovnoměrného sedání příznivý účinek, se tato zatížení do výpočtu nezahrnují.
 γ_P = doporučené hodnoty jsou definovány v příslušných Eurokódech pro navrhování.

Tabulka A2.4(C) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO Soubor C)

5.3.1.2. Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných a seizmických návrhových situacích

Podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.2:

Návrhová situace	Stálá zatížení		Předpětí	Mimořádná nebo seizmická situace	Vedlejší proměnná zatížení (**)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
Mimořádná (*) (Výraz 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ nebo $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seizmická (***) (Výraz 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(*) Pro mimořádné návrhové situace lze nejučinnější proměnné zatížení uvažovat častou hodnotou, nebo, jako v případě seizmické návrhové situace, kvazistálou hodnotou. V závislosti na uvažované mimořádné návrhové situaci jsou hodnoty uvedeny v národní příloze. NP29)

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

(***) Zvláštní seizmické návrhové situace mohou být specifikovány v národní příloze nebo pro konkrétní projekt. U železničních mostů lze zatížit pouze jednu kolej a model zatížení SW/2 se může zanedbat.

POZNÁMKA Návrhové hodnoty zatížení v této tabulce A2.5 lze změnit v národní příloze. Pro všechna zatížení jiná než seizmická se doporučuje hodnota $\gamma = 1,0$. NP30)

Tabulka A2.5 – Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných a seizmických kombinacích zatížení

5.3.1.3. Mezní stavy použitelnosti a další zvláštní mezní stavy

Podle ČSN EN 1990 ed.2: Kapitola A2.3.3:

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

Tabulka A2.6 – Návrhové hodnoty zatížení použité v kombinacích zatížení

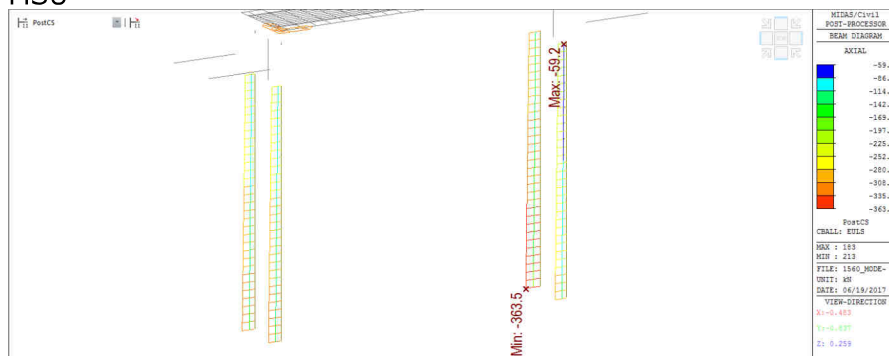
Podrobný výpis kombinací jednotlivých zatěžovacích stavů je uložen u zpracovatele statického výpočtu.

6. POSOUZENÍ

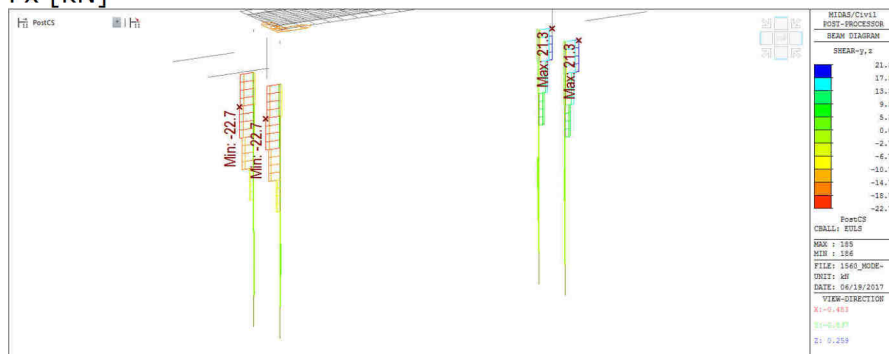
6.1. Piloty

6.1.1. Vnitřní síly

MSÚ



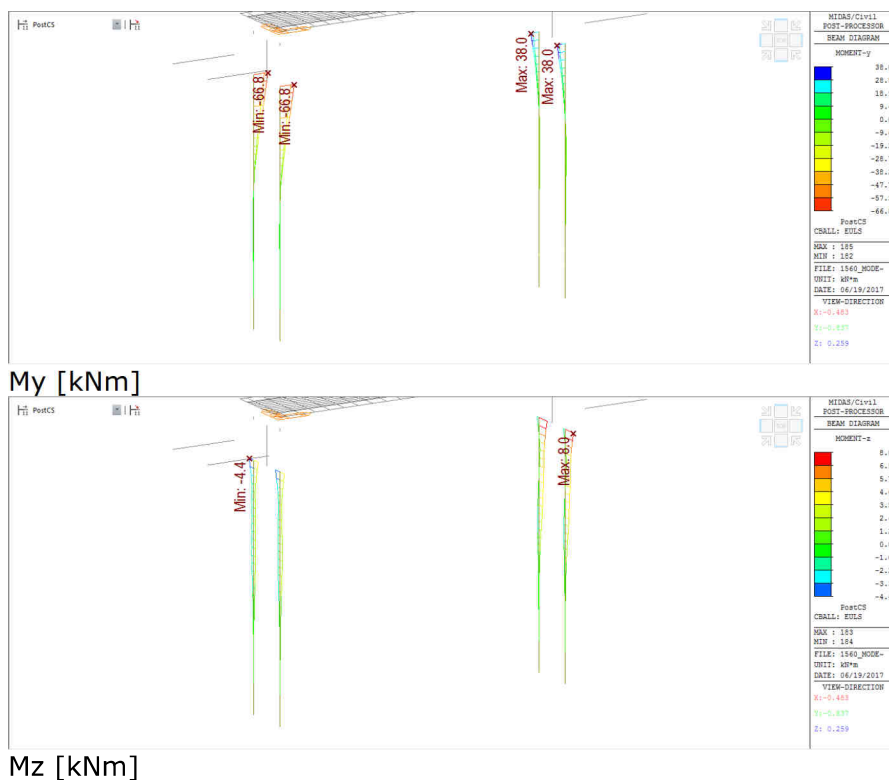
Fx [kN]



Fy,z [kN]



Mx [kNm]



6.1.2. Posouzení piloty

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (ULS1_Nmin)

Únosnost piloty na		
plášti	s	64,13 N
Únosnost piloty v		
patě	b	047,69 N

Únosnost piloty	c	311,82 N
Extrémní svislá síla	d	07,06 N

$$R_c = 1311,82 \text{ kN} > 307,06 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace		
plášť.tření	yu	175,12 N

Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} y ,8 m

Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :

Únosnost paty bu 46,08 N

Celková únosnost c 551,79 N

Pro zatížení $Q = 90,00$ kN je sednutí piloty 0,2 mm

Dimenzace výztuže:

Vyztužení - 16 ks profil 12,0 mm; krytí 120,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 0,599 \% > 0,500 \% = \rho_{\min}$

Zatížení : $N_{Ed} = -90,00$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 120,42$ kNm

Únosnost : $N_{Rd} = -158,26$ kN; $M_{Rd} = 211,74$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Dimenzace smykové výztuže:

Smyková výztuž - profil 8,0 mm; vzdálenost 200,0 mm

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 121,96$ kN $> 60,21$ kN = V_{Ed}

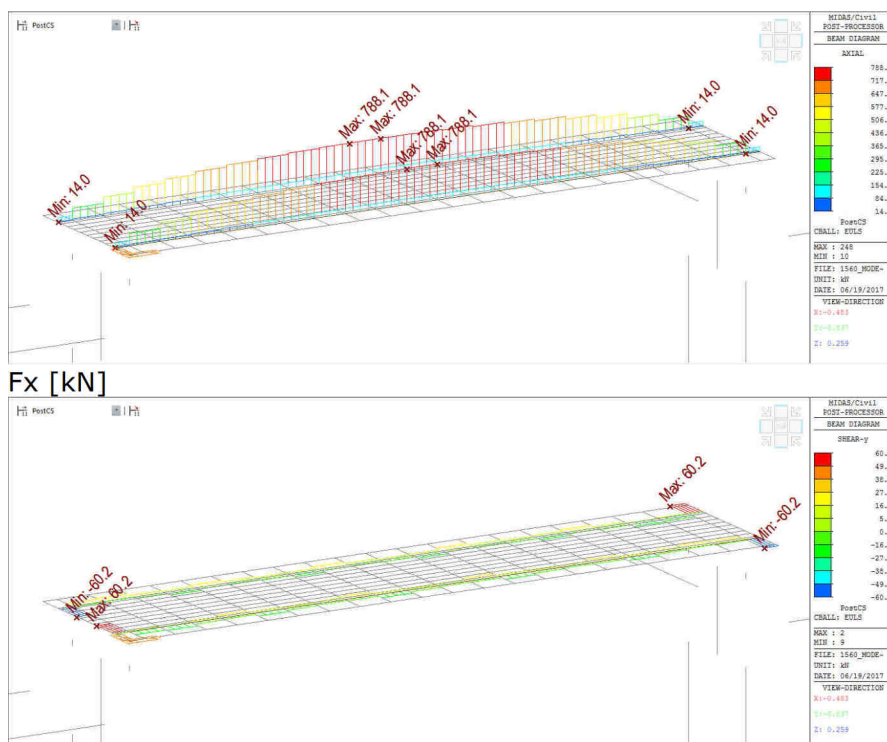
Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž

6.2. Spřažený ocelobetonový nosník

6.2.1. Vnitřní síly

MSÚ



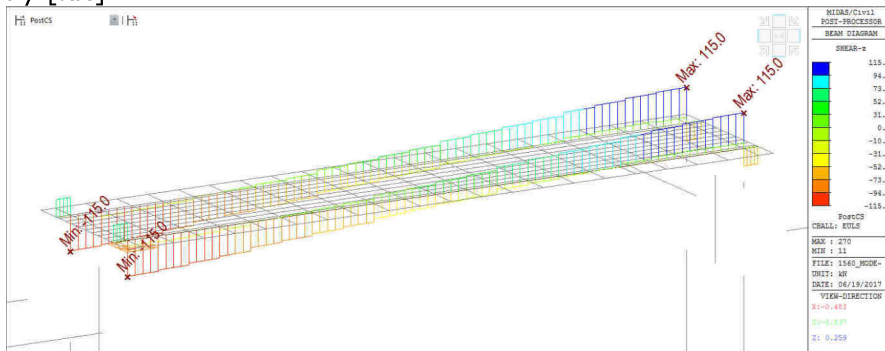
Cyklostezka Přelouč – Klenovka

SO 202 – Mostní objekt v km 1,180 42

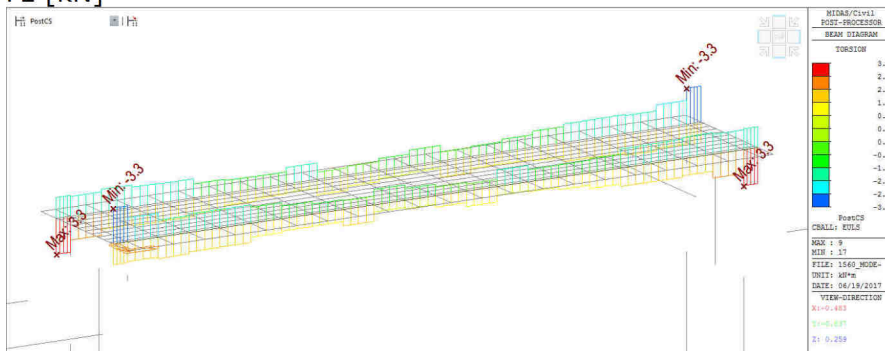
Statický výpočet

Stupeň
DSP+PDPS

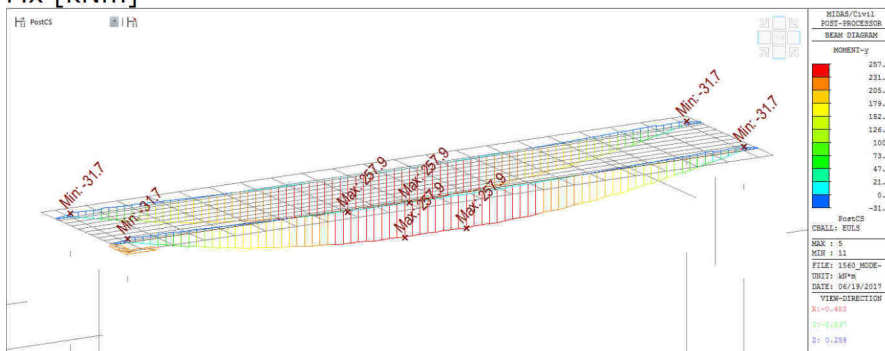
Fy [kN]



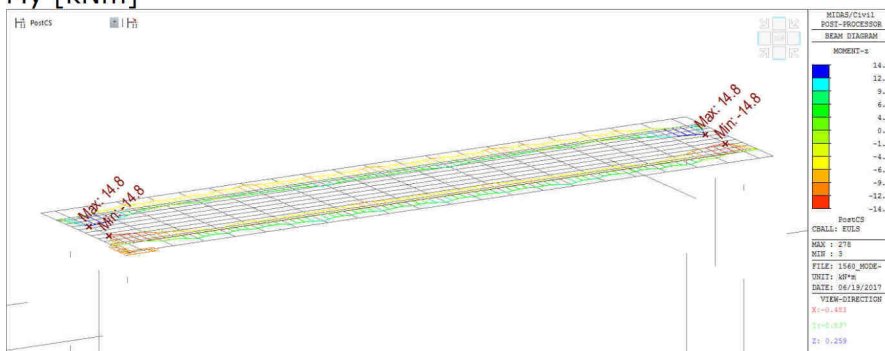
Fz [kN]



Mx [kNm]



My [kNm]



Mz [kNm]

6.2.2. Posouzení

Materiálové charakteristiky

ocel S355

f_{yk}	=	355 MPa
E_s	=	210000 MPa
γ_s	=	1
f_{yd}	=	355 MPa

beton C30/37

f_{ck}	=	30 MPa
E_c	=	32000 MPa
γ_c	=	1,5
α_{cc}	=	1 (podle 2.4.1.2. normy ČSN EN 1994-2)
α_{cc}	=	0,85 (podle 3.1.6. normy ČSN EN 1992-2)

pro posouzení podélného spřaženého nosníku:

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

pro posouzení příčného směru ŽB desky:

$$f_{cd} = 17 \text{ MPa}$$

Průřezové charakteristiky

složený průřez:

horní pásnice:	šířka:	170 mm
	tloušťka:	13 mm
dolní pásnice:	šířka:	170 mm
	tloušťka:	13 mm

stojina:

celková výška nosníku:

$$h = 360 \text{ mm}$$

$$\text{tloušťka: } 8 \text{ mm}$$

průřezové chrakteristiky:

$$\text{plocha průřezu: } A = 0,007092 \text{ m}^2$$

$$\text{statický moment k dolnímu líci: } S_{y0} = 1,28\text{E}+06 \text{ mm}^3$$

$$\text{poloha těžiště k dolnímu líci: } e_d = 180 \text{ mm}$$

$$\text{moment setrvačnosti: } I_y = 157953996 \text{ mm}^4$$

$$\text{Průřezový modul - horní povrch: } W_{y,h} = -877522,2 \text{ mm}^3$$

$$\text{Průřezový modul - dolní povrch: } W_{y,d} = 877522,2 \text{ mm}^3$$

Zatřídění průřezu

Horní pásnice je u spřažených průřezů třídy 1. pokud je po délce spřažená

$$\text{Stojina: } c/t = 41,8$$

$$c/t = 41,8 < 75\varepsilon = 61,0$$

stojina je 1. třídy

dolní pásnice: celá v tahu, průřez třídy 1.

NOSNÍK JE 1. TŘÍDY (dle 5.5.2(11) ČSN EN 1993-1-1)

Plastický moment únosnosti**Výpočet efektivní spolupůsobící šířky**

vzdálenost mezi osami vnějších spřáhovacích prvků:

$$b_0 = 0,17 \text{ m} \quad (\text{předpoklad})$$

vzdálenost mezi body nulového ohybového momentu = rozpětí NK:

$$L_e = 10,00 \text{ m}$$

účinná šířka betonové pásnice:

$$b_{iL} = 0,715 \text{ m} \quad \beta_{iL} = 0,900$$

$$b_{iP} = 0,345 \text{ m} \quad \beta_{iP} = 1,000$$

efektivní šířka je:

$$b_{eff} = 1,16 \text{ m}$$

plocha ocelového nosníku:

$$A_a = 0,0071 \text{ m}^2$$

návrhová mez kluzu:

$$f_{yd} = 355,00 \text{ MPa}$$

tahová síla v ocelovém průřezu:

$$N_{pl,a} = 2517,66 \text{ kN}$$

plocha betonové desky:

$$A_c = 0,13 \text{ m}^2$$

návrhová pevnost betonu:

$$f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$$

tlaková síla v betonovém průřezu

$$N_{c,f} = 2165,93 \text{ kN}$$

$$N_{pl,a} = 2517,66 \text{ kN} > N_{c,f} = 2165,93 \text{ kN}$$

NEUTRÁLNÍ OSA PROCHÁZÍ OCELOVÝM PRŮŘEZEM

tlačená síla v ocelovém průřezu:

$$N_{a1} = 175,87 \text{ kN}$$

Skutečná poloha neutrální osy od horních vláken ocelového průřezu:

$$x_{a1} = 2,914 \text{ mm}$$

Neutrální osa prochází horní pásnicí.

Poloha těžiště taženého průřezu od dolních vláken:

$$x_{a2} = 166,6 \text{ mm}$$

Celková výška průřezu:

$$h = 0,47 \text{ m}$$

Plastický moment únosnosti:

$$M_{pl,Rd} = 395,30 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = 395,30 \text{ kNm} > M_{Ed} = 183,00 \text{ kNm}$$

ÚNOSNOST PRŮŘEZU VYHOVUJE**Plastická únosnost ve smyku a posouzení**

tloušťka stojiny:

$$t_w = 8 \text{ mm}$$

výška stojiny na kraji:

$$h_{w,k} = 334 \text{ mm}$$

plocha stojiny:

$$A_w = 2672 \text{ mm}^2$$

plastická únosnost ve smyku:

$$V_{pl,Rd} = 547,65 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 110,00 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 547,65 \text{ kN}$$

NOSNÍKY VYHOVUJÍ NA SMYK

Posouzení všech nosníků na smyk s vlivem boulení

Posouzení, zda je nutné uvažovat únosnost ve smyku při boulení

Podle EC 1993-1-5

výška stojiny v poli $h_w = 334$ mmtloušťka stojiny $t_w = 8$ mmpoměr $h_w/t_w = 42$ hodnota $\varepsilon = 0,81$ $\eta = 1,20$

$$h_w/t_w = 42 < \varepsilon 72 / \eta = 48,82$$

BOULENÍ SE NEMUSÍ UVAŽOVAT

Návrh spřažení pro úplné spojení**Návrh a únosnost trnu**

Trny průměr 22 mm na pásnici:

průměr trnu: $D = 0,022$ mpevnost oceli: $f_u = 450,0$ Mpa ocel S235J2+C450výška trnu: $h_{sc} = 75$ mm

Beton:

 $f_{ck} = 30$ Mpa $E_{cm} = 32000$ MPa

Únosnost trnů průměr 22 mm ve smyku:

Použije se menší hodnota z:

$$P_{Rk} = 136,85 \text{ kN}$$

$$P_{Rk} = 137,52 \text{ kN}$$

dílčí součinitel: $\gamma_V = 1,25$

návrhová únosnost trnu je:

$$P_{Rd,1} = 109,48 \text{ kN}$$

Návrh spřažení podle teorie pružnosti

Průřezy nosníků jsou třídy 1, spřažení může být navrženo dle teorie plasticity, na stranu bezpečnou budou navrženy i dle teorie pružnosti.

Posouvající síla bude uvažována jako návrhová z kombinace pro mezní stav únosnosti, budou uvažovány jak účinky teplot, tak účinky smršťování betonové desky.

Polovina rozpětí 2,7 m od kraje:

$$V_{Ed} = 75,00 \text{ kN}$$

Výpočet poměru Sc/li :

Sc - statický moment plochy tlačené části betonové desky k neutrální ose ideálního ocelo-betonového průřezu redukovaný pracovním součinitelem

tloušťka betonu: $h = 0,11 \text{ m}$ šířka betonu: $b = 1,23 \text{ m}$

poloha neutrální osy od rozhraní beton-ocel:

$$h_{no} = 0,2 \text{ m}$$

prac. součinitel: $n = 6,5625$ statický moment: $Sc = 0,0051215 \text{ m}^3$

li - moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$li = 0,0004399 \text{ m}^4$$

Podélná smyková síla:

$$V_I = 873,1 \text{ kN/m}$$

Trny průměr 22 mm

Rozteč trnů: $b = 0,2 \text{ m}$ Počet trnů vedle sebe: $n = 2 \text{ ks}$

Návrhová síla na jeden trn:

$$V_{I,1} = 87,313453 \text{ kN}$$

$$V_{I,1} = 87,31 \text{ kN} < P_{Rd,1} = 109,48 \text{ kN}$$

TRNY VYHOVUJÍ PODLE TEORIE PRUŽNOSTI

Vetknutí 0 až 2,7 m od kraje:

Maximální posouvající síla:

$$V_{Ed} = 110,00 \text{ kN}$$

Výpočet poměru Sc/li :tloušťka betonu: $h = 0,11 \text{ m}$ šířka betonu: $b = 1,23 \text{ m}$

poloha neutrálné osy od rozhraní beton-ocel:

$$h_{no} = 0,2 \text{ m}$$

prac. součinitel: $n = 6,5625$ statický moment: $Sc = 0,0051215 \text{ m}^3$

li - moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$li = 0,0004399 \text{ m}^4$$

Podélná smyková síla:

$$V_I = 1280,6 \text{ kN/m}$$

Trny průměr 22 mm

Rozteč trnů v kraji: $b = 0,15 \text{ m}$ Počet trnů vedle sebe: $n = 2 \text{ ks}$

Návrhová síla na jeden trn:

$$V_{I,1} = 96,044798 \text{ kN}$$

$$V_{I,1} = 96,04 \text{ kN} < P_{Rd,1} = 109,48 \text{ kN}$$

TRNY VYHOVUJÍ PODLE TEORIE PRUŽNOSTI

Návrh spřažení podle teorie plasticity

Podélný smyk u prostého nosníku má mezi podporou a středem rozpětí celkovou hodnotu:

$$V_I = F_{cf} \quad , \text{ kde } F_{cf} \text{ je menší z:}$$

z plochy oceli: $F_{cf} = 2517,66 \text{ kN}$ z plochy betonu: $F_{cf} = 7096,65 \text{ kN}$

Návrh trnů (počet trnů na polovině rozpětí):

$$N = 31 \text{ ks}$$

Únosnost všech trnů průměr 22 mm na polovině nosníku:

$$P_{Rd} = 2531,3 \text{ kN}$$

$$V_I = 2517,66 \text{ kN} < P_{Rd} = 2531,34 \text{ kN}$$

TRNY VYHOVUJÍ PODLE TEORIE PLASTICITY

Návrh příčné výztuže v desce na podélný smyk

Podélný smyk dle 6.2.4 ČSN EN 1992-1-1 je změna normálové síly vypočítána v předchozí kapitole.

$$\Delta F_d = 2517,66 \text{ kN}$$

$$\Delta x = 5 \text{ m}$$

mez kluzu betonářské výztuže 10 505 (R)

$$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

Navrženy vložky 10 505 (R) na 1m délky:

počet kusů

profil DN

a

16 mm

6,66667 ks

úhel odklonu výztuže od ideálního kolmého směru:

$$\alpha = 0,00^\circ$$

redukce:

$$\cos \alpha = 1,000$$

Plocha výztuže na metr délky dle čl. 6.6.6.1 ČSN EN 1994-2 včetně redukce je:

$$A/s = 2680,83 \text{ mm}^2$$

úhel tlačných diagonál pro pásnici v tahu:

$$\cos \phi_f = 1,00$$

Nutná plocha výztuže na metr délky je:

$$A_{sf}/s_f = 1158,08 \text{ mm}^2$$

Dle čl. (5) kapitoly 6.2.4 ČSN EN 1992-1-1 se v případě kombinace s příčným ohybem má uvažovat pouze polovina výztuže nutná na podélný smyk. Využití výztuže na podélný smyk je

$$21,599 \%$$

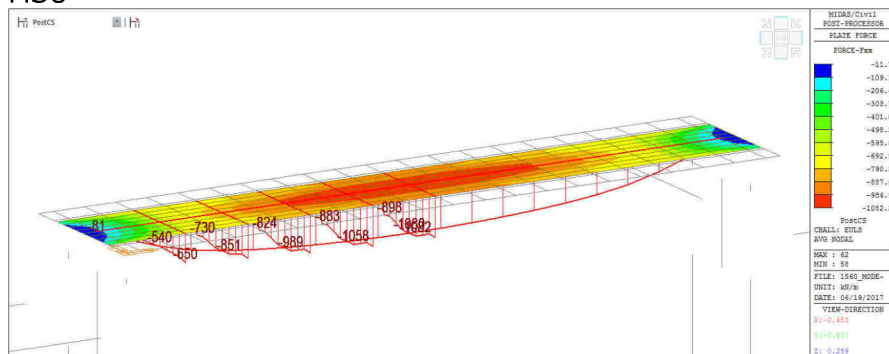
Výztuž na příčný ohyb spřažené desky může být využita pouze na:

$$78,401 \%$$

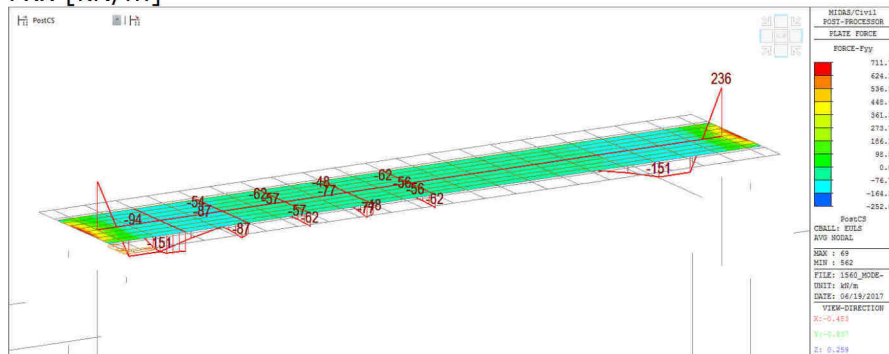
6.3. Železobetonová spřahující deska

6.3.1. Vnitřní síly

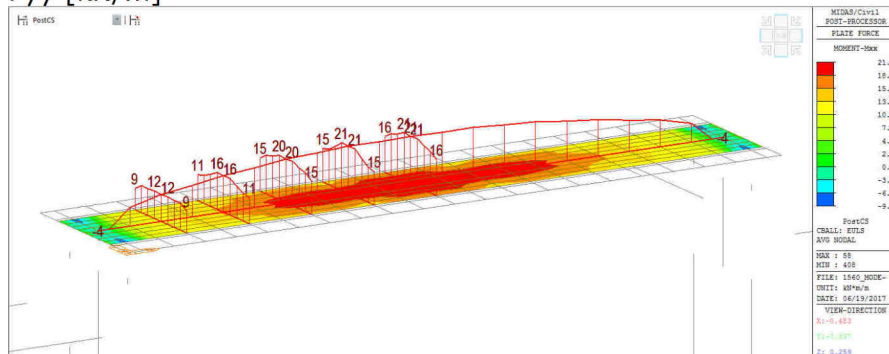
MSÚ



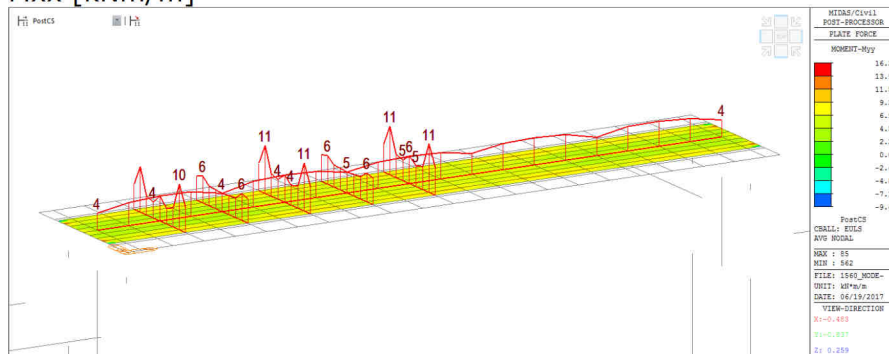
Fxx [kN/m]



Fyy [kN/m]



Mxx [kNm/m]



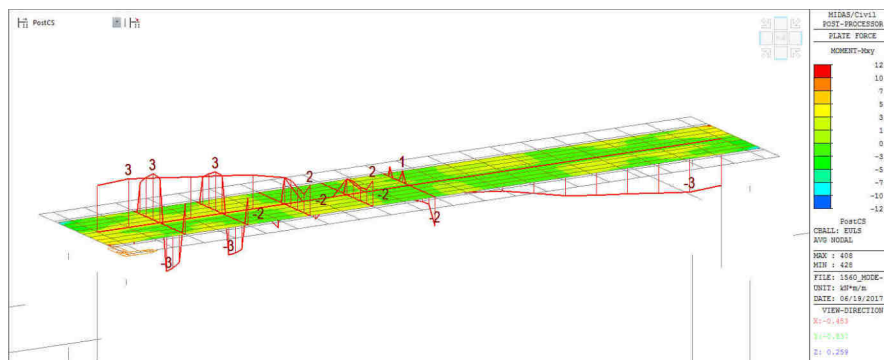
Myy [kNm/m]

Cyklostezka Přelouč – Klenovka

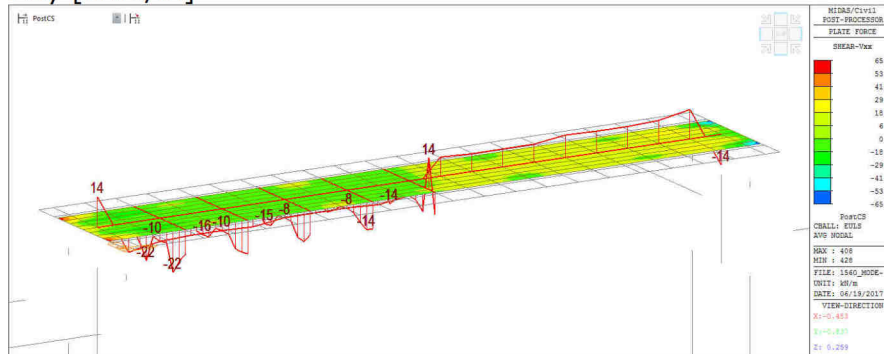
SO 202 – Mostní objekt v km 1,180 42

Statický výpočet

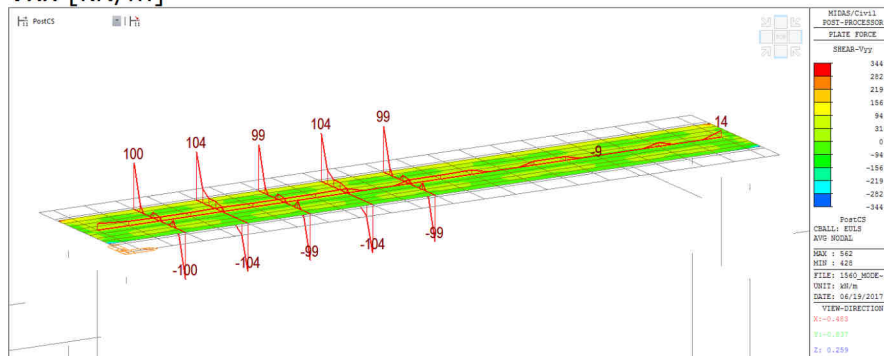
Stupeň
DSP+PDPS



Mxy [kNm/m]



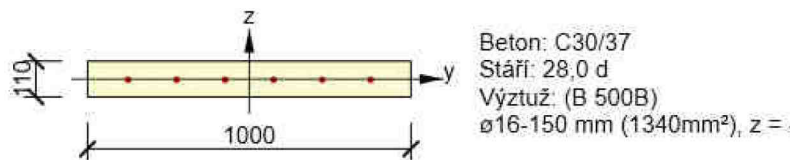
Vxx [kN/m]



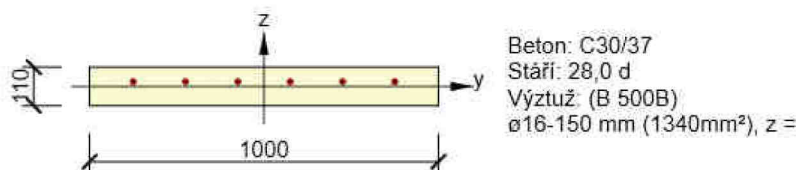
Vyy [kN/m]

6.3.2. Vyztužení průřezu

Příčný směr



Podélný směr



Vlastní posouzení v příčném směru

Únosnost v ohybu - N-M-M

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
50,0	13,0	0,0	Nu-Mu-Mu	58,6	100,0	OK

Návrhová únosnost při působení ohybového momentu a normálové síly

Typ	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	50,0	85,3	-84,5
M_y [kNm]	13,0	22,2	-22,0
M_z [kNm]	0,0	0,0	0,0

Únosnost ve smyku - V

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Posudek zóny	Článek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
44,0	50,0	49,7	bez redukce	6.2.2(1)	88,6	100,0	OK

Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
44,0	49,7	281,5	301,0	0,0	49,7

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
0	0	1340	1000	57	47	45,0	90,0	1,00
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	V_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	2,00	0,15	0,02	-0,5	0,0	0,5	0,53	0,60

Iterace vnitřních sil - N-N-V-T

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota V+T [%]	Hodnota V+T+M [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
50,0	13,0	0,0	44,0	0,0	88,6	55,8	88,6	100,0	OK

Posouzení interakce posouvající síly a kroucení (beton)

$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	rce. 6.31 [%]	rce. 6.29 [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
49,7	0,0	281,5	0,0	88,6	15,6	88,6	100,0	OK

Posouzení interakce posouvající síly, kroucení, ohybu a normálové síly

F_b [kN]	$\Delta F_{td,s}$ [kN]	$\Delta F_{td,t}$ [kN]	$\Delta \epsilon_s$ [1e-4]	$\Delta \epsilon_t$ [1e-4]	Extrém ve vložce	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
324,9	44,0	0,0	0,0	0,0	1	55,8	100,0	OK

Podrobné posouzení výztuže

Vložka	y_l [mm]	z_l [mm]	$\Delta \epsilon$ [1e-4]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	$\Delta \sigma$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
1	-375	-2	0,0	12,1	5000,0	0,0	242,4	434,8	55,8	OK

Omezení napětí

Omezení napětí - krátkodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(2)-Char	Vlákno betonu	3	-14,3	-18,0	79,7	100,0	OK

Omezení napětí - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(2)-Char	Vlákno betonu	3	-10,4	-18,0	58,0	100,0	OK

Podrobné posouzení betonu - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vlákno	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	3	500	55	20,0	8,0	0,0	-14,3	-18,0	79,7	OK
7.2(3)-Quasi	3	500	55	2,0	2,0	0,0	-3,5	-13,5	26,1	OK

Podrobné posouzení výztuže - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vložka	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	1	-375	-2	20,0	8,0	0,0	134,8	400,0	33,7	OK

Podrobné posouzení betonu - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Vlákno	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	3	500	55	20,0	8,0	0,0	-10,4	-18,0	58,0	OK
7.2(3)-Quasi	3	500	55	2,0	2,0	0,0	-2,6	-13,5	19,1	OK

Podrobné posouzení výztuže - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Vložka	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	1	-375	-2	20,0	8,0	0,0	144,2	400,0	36,1	OK

Součinitel dotvarování

Způsob určení	h_0 [mm]	A_s [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Použit γ_{it}	$\varphi(t, t_0)$ [-]
Automatické	99	110000	2220	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	2,17

Šířka trhlin

Šířka trhlin - krátkodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
QuasiPermanent	2,0	2,0	0,0	0,018	0,300	6,0	100,0	OK

Šířka trhlin - dlouhodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
QuasiPermanent	2,0	2,0	0,0	0,017	0,300	5,6	100,0	OK

Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - krátkodobé účinky

k_t [-]	x [mm]	d [mm]	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ [1e-4]	$s_{r,max}$ [mm]	σ_s [MPa]
0,40	23	57	1,6	113	31,7

Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - dlouhodobé účinky

k_t [-]	x [mm]	d [mm]	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ [1e-4]	$s_{r,max}$ [mm]	σ_s [MPa]
0,40	34	57	1,7	99	34,1

Součinitel dotvarování

Způsob určení	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Použit γ_{it}	$\varphi(t, t_0)$ [-]
Automatické	99	110000	2220	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	2,17

Vlastní posouzení v podélné směru

Únosnost v ohybu - N-M-M

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-425,0	20,0	0,0	Nu-Mu-Mu	93,6	100,0	OK

Návrhová únosnost při působení ohybového momentu a normálové síly

Typ	F _{Ed}	F _{Rd1}	F _{Rd2}
N [kN]	-425,0	-454,0	290,0
M _y [kNm]	20,0	21,4	-13,6
M _z [kNm]	0,0	0,0	0,0

Únosnost ve smyku - V

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

V _{Ed} [kN]	N _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	Posudek zóny	Článek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
18,0	-425,0	62,3	bez redukce	6.2.2(1)	28,9	100,0	OK

Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

V _{Ed} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd,max} [kN]	V _{Rd,r} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd} [kN]
18,0	62,3	194,2	216,5	0,0	62,3

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku

n _c	a _{sw} [mm ² /m]	A _{sl} [mm ²]	b _w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α _{sw} [-]
0	0	1005	1000	41	27	45,0	90,0	1,18
C _{Rd,c} [-]	k [-]	k ₁ [-]	ρ _l [-]	σ _{cp} [MPa]	σ _{wd} [MPa]	V _{min} [MPa]	v [-]	v ₁ [-]
0,12	2,00	0,15	0,02	3,9	0,0	0,5	0,53	0,60

Iterace vnitřních sil - N-N-V-T

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota V+T [%]	Hodnota V+T+M [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-425,0	20,0	0,0	18,0	0,0	28,9	20,2	28,9	100,0	OK

Posouzení interakce posouvající síly a kroucení (beton)

V _{Rd,c} [kN]	T _{Rd,c} [kNm]	V _{Rd,max} [kN]	T _{Rd,max} [kNm]	r _{ce} , 6.31 [%]	r _{ce} , 6.29 [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
62,3	0,0	194,2	0,0	28,9	9,3	28,9	100,0	OK

Posouzení interakce posouvající síly, kroucení, ohybu a normálové síly

F _b [kN]	ΔF _{td,s} [kN]	ΔF _{td,t} [kN]	Δε _s [1e-4]	Δε _t [1e-4]	Extrém ve vložce	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
88,3	18,0	0,0	0,0	0,0	1	20,2	100,0	OK

Podrobné posouzení výztuže

Vložka	y _l [mm]	z _l [mm]	Δε [1e-4]	ε [1e-4]	ε _{lim} [1e-4]	Δσ [MPa]	σ [MPa]	σ _{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
1	-400	14	0,0	4,4	5000,0	0,0	87,8	434,8	20,2	OK

Omezení napětí

Omezení napětí - krátkodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(2)-Char	Vlákno betonu	3	-17,5	-18,0	97,3	100,0	OK

Omezení napětí - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(2)-Char	Vlákno betonu	3	-16,3	-18,0	90,3	100,0	OK

Podrobné posouzení betonu - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vlákno	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	3	500	55	-250,0	12,0	0,0	-17,5	-18,0	97,3	OK
7.2(3)-Quasi	3	500	55	-340,0	5,0	0,0	-5,2	-13,5	38,7	OK

Podrobné posouzení výztuže - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vložka	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	1	-400	14	-250,0	12,0	0,0	29,9	400,0	7,5	OK

Podrobné posouzení betonu - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Vlákno	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	3	500	55	-250,0	12,0	0,0	-16,3	-18,0	90,3	OK
7.2(3)-Quasi	3	500	55	-340,0	5,0	0,0	-4,6	-13,5	34,2	OK

Podrobné posouzení výztuže - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Vložka	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	1	-400	14	-250,0	12,0	0,0	42,3	400,0	10,6	OK

Součinitel dotvarování

Způsob určení	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Použit γ_{it}	$\phi(t, t_0)$ [-]
Automatické	99	110000	2220	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	2,17

Šířka trhlin

Šířka trhlin - krátkodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
QuasiPermanent	-340,0	5,0	0,0	0,000	0,300	0,0	100,0	OK

Šířka trhlin - dlouhodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
QuasiPermanent	-340,0	5,0	0,0	0,000	0,300	0,0	100,0	OK

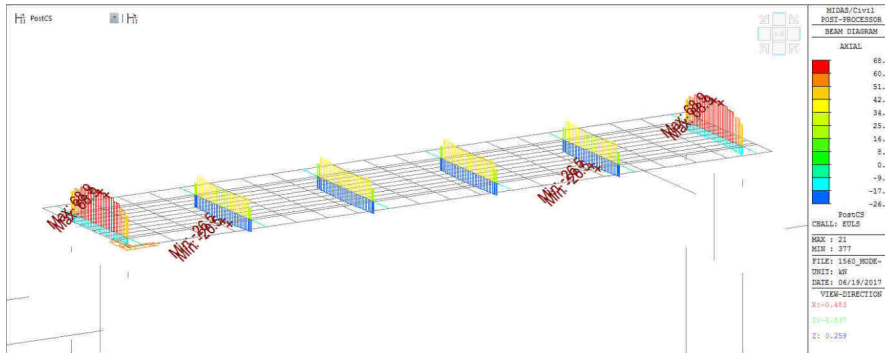
Součinitel dotvarování

Způsob určení	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Použit γ_{it}	$\phi(t, t_0)$ [-]
Automatické	99	110000	2220	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	2,17

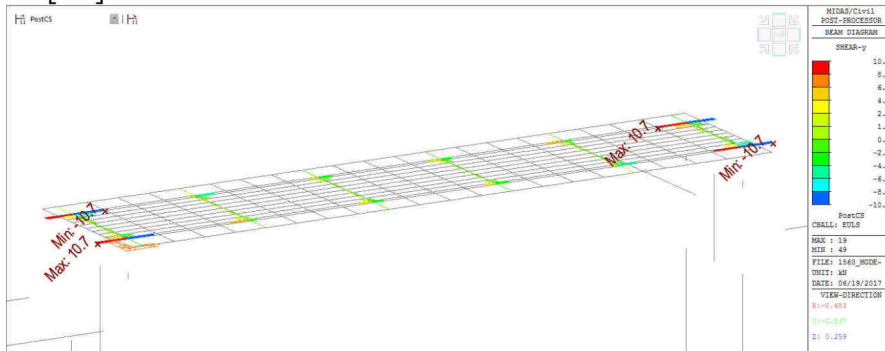
6.4. Příčnický

6.4.1. Vnitřní síly

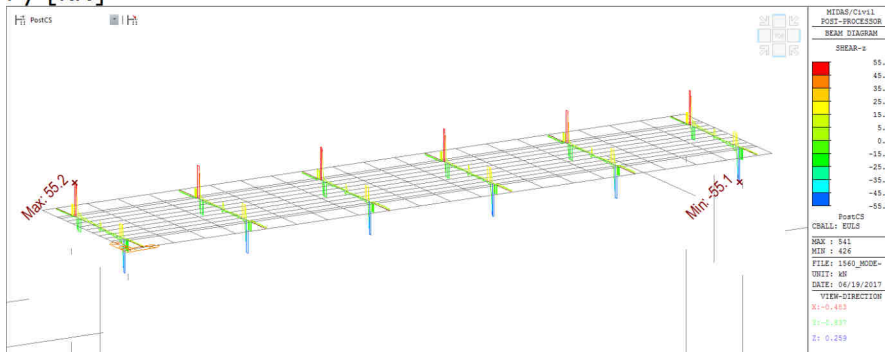
MSÚ



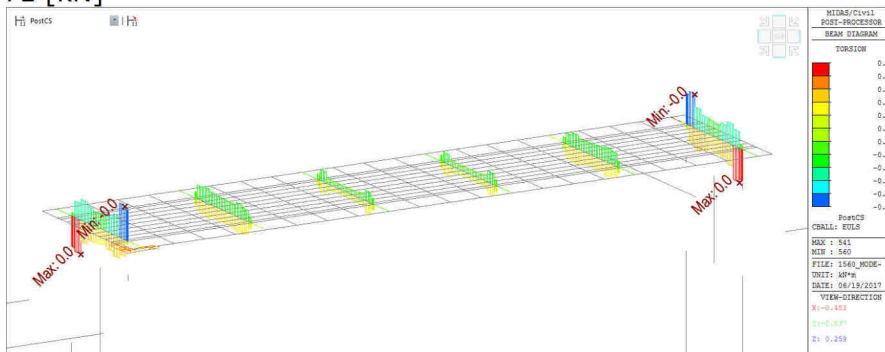
Fx [kN]



Fy [kN]



Fz [kN]



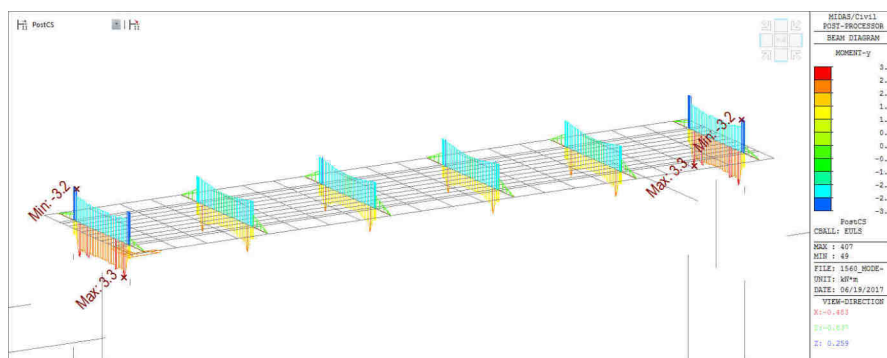
Mx [kNm]

Cyklostezka Přelouč – Klenovka

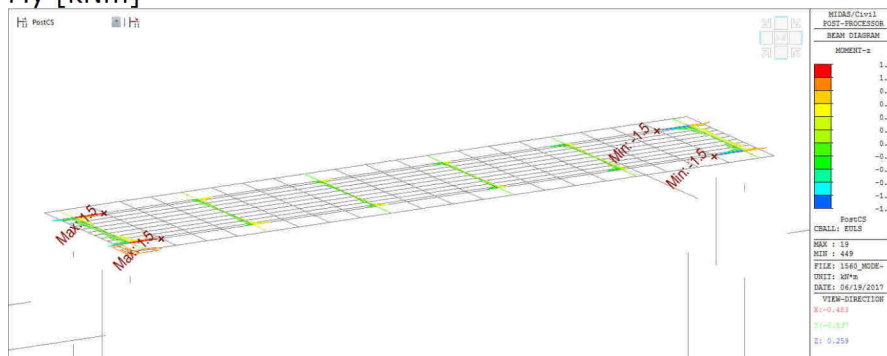
SO 202 – Mostní objekt v km 1,180 42

Statický výpočet

Stupeň
DSP+PDPS



My [kNm]



Mz [kNm]

6.4.2. Posouzení

Materiál

Ocel

t ≤ 40 mm

$f_y = 235$ MPa

$E = 210000$ MPa

$G = 81000$ MPa

jmenovitá tloušťka

mez kluzu

modul pružnosti v tahu a ohybu

modul pružnosti ve smyku

$\varepsilon = 1,00$

$\gamma_{M0} = 1,00$

$f_{yd} = 235$ MPa

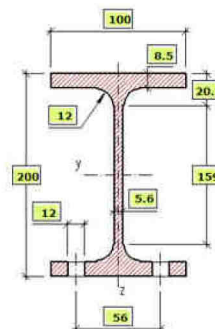
součinitel materiálu

Průřezové charakteristiky

Statické hodnoty		
I_y	19400000	mm ⁴
$W_{el,y}$	194000	mm ³
$W_{pl,y}$	221000	mm ³
i_y	82,6	mm
A_{yz}	1400	mm ²
I_z	1420000	mm ⁴
$W_{el,z}$	28500	mm ³
$W_{pl,z}$	44600	mm ³
i_z	22,4	mm
s_x	36,7	mm
I_y	69800	mm ⁴
I_y	13000000000	mm ⁴
I_y	0	mm ⁴
I_y	0	mm
I_y	0	mm ⁴
I_y	0	mm
I_z	0	mm ⁴
α_{lf}	0	mm ²

Fyzikální hodnoty		
G	22,40	kg/m
A	2850,00	mm ²
A_k	0,77	m ² /m
A_g	34,40	m ² /t

Klasifikace dle EN		
Ohyb (S235)	1,00	
Ohyb (S355)	1,00	
Ohyb (S460)	1,00	
Tlak (S235)	1,00	
Tlak (S355)	2,00	
Tlak (S460)	3,00	



Vnitřní síly

$N_{Ed} = 27,00$ kN

$M_{y,Ed} = 4,00$ kNm

$V_{y,Ed} = 0$ kNm

$M_{z,Ed} = 0$ kNm

$V_{z,Ed} = 4,50$ kNm

Zatřídění průřezu

Vnitřní části - tlačená část

Vnitřní části - ohybaná část

Pásnice - tlačená část

$c = 159$ mm

$c / t_w = 28,4$

$t_w = 5,6$ mm

$\leq 72 \varepsilon = 72$

OK

$c / t_w = 28,4$

$\leq 33 \varepsilon = 33$

OK

$c = 100$ mm

$c / t_f = 11,8$

$t_f = 8,5$ mm

$\leq 33 \varepsilon = 33$

OK

Průřez třídy 1

Průřez třídy 1

$A = 2850$ mm²

$W_y = 2,21E+05$ mm³

$W_z = 4,46E+04$ mm³

Vzpěrná délka

os y

$L_{0,y} = 1590$ mm

$\beta_y = 0,5$

$L_{cr,y} = 795$ mm

os z

$L_{0,z} = 1590$ mm

$\beta_z = 0,5$

$L_{cr,z} = 795$ mm

kroucení

$L_T = 1590$ mm

$\beta_T = 0,5$

$L_{cr,T} = 795$ mm

Vzpěrná křivka

vzpěrný tlak

$h / b = 2$

$\alpha_y = 0,49$

$t_f = 8,5$ mm

$\alpha_z = 0,49$

$f_y = 235$ MPa

$\alpha_T = 0,49$ míra imperfekce

klopení

$\alpha_{LT} = 0,49$

míra imperfekce

Výpočet únosnosti ve smyku

$$\begin{aligned} V_{z,Ed} &= 4,50 \text{ kN} \\ V_{pl,z,Rd} &= 190 \text{ kN} \\ V_{Ed} / V_{Rd} &= 0,02 \leq 1 \quad \text{OK} \end{aligned} \quad V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

Redukce meze kluzu

$$V_{z,Ed} / 0,5 V_{z,Rd} = 4,5 \leq 95 \quad \text{neovlivňuje výpočet}$$

Výpočet únosnosti v prostém ohybu

$$\begin{aligned} M_{y,Ed} &= 4,00 \text{ kNm} \\ M_{y,Rd} &= 51,94 \text{ kNm} \\ M_{Ed} / M_{Rd} &= 0,08 \leq 1 \quad \text{OK} \end{aligned} \quad M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{y1} f_y}{\gamma_{M1}} \quad W_{y1} = 2,21 \text{E}+05 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} M_{z,Ed} &= 0 \text{ kNm} \\ M_{z,Rd} &= 10,48 \text{ kNm} \\ M_{Ed} / M_{Rd} &= 0 \leq 1 \quad \text{OK} \end{aligned} \quad M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{z1} f_y}{\gamma_{M1}} \quad W_{z1} = 4,46 \text{E}+04 \text{ mm}^3$$

Výpočet Euleroví kritické síly

$$\begin{aligned} y_o &= 0 \text{ mm} & \text{souřadnice středu smyku k těžišti} \\ z_o &= 0 \text{ mm} & \text{souřadnice středu smyku k těžišti} \\ i_o^2 &= 7325 \text{ mm}^2 & i_o^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_o^2 + z_o^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{cr,y} &= 63619 \text{ kN} & N_{cr,y} = \pi^2 E I_y / L_y^2 & \text{kritická síla pro vybočení kolmo na osu Y} \\ N_{cr,z} &= 4657 \text{ kN} & N_{cr,z} = \pi^2 E I_z / L_z^2 & \text{kritická síla pro vybočení kolmo na osu Z} \\ N_{cr,T} &= 6592 \text{ kN} & N_{cr,T} = 1 / i_o^2 (G I_t + (\pi^2 E I_w / L_T^2)) & \text{pružná kritická síla v kroucení} \\ N_{cr,TF} &= 6592 \text{ kN} & N_{cr,TF} = N_{cr,T} & \text{pružná kritická síla pro vybočení v prostorovém vzpěru} \\ N_{pl,Rd} &= 670 \text{ kN} & & \text{plastická normálová síla} \end{aligned}$$

Výpočet součinitele vzpěru

$$\begin{aligned} \alpha_y &= 0,49 & \alpha_z &= 0,49 & \alpha_T &= 0,49 \\ \lambda_{-y} &= 0,103 & \lambda_{-z} &= 0,379 & \lambda_{-T} &= 0,319 & \lambda_i = \sqrt{(N_{pl,Rd} / N_{cr,i})} & \text{poměrná štíhlost} \\ \Phi_y &= 0,481 & \Phi_z &= 0,616 & \Phi_T &= 0,580 & \Phi_i = 0,5 [1 + \alpha_i (\lambda_{-i} - 0,2) + \lambda_{-i}^2] \\ \chi_y &= 1,051 & \chi_z &= 0,908 & \chi_T &= 0,940 & \chi_i = 1 / [\Phi_i + \sqrt{\Phi_i^2 - \beta \lambda_{-i}^2}] \\ \chi_{min} &= 0,908 & & \text{součinitel vzpěru} & & & \end{aligned}$$

Posouzení únosnosti ve vzpěrné tlaku

$$\begin{aligned} A &= 2,85 \text{E}+03 \text{ mm}^2 \\ N_{Rd} &= 608 \text{ kN} \\ N_{Ed} / N_{Rd} &= 0,04 \leq 1 \quad \text{OK} \end{aligned} \quad N_{b,Rd} = \chi_{min} A f_{yd} / \gamma_{M1} \quad \text{návrhová únosnost} \quad N_{Ed} = 27,00 \text{ kN}$$

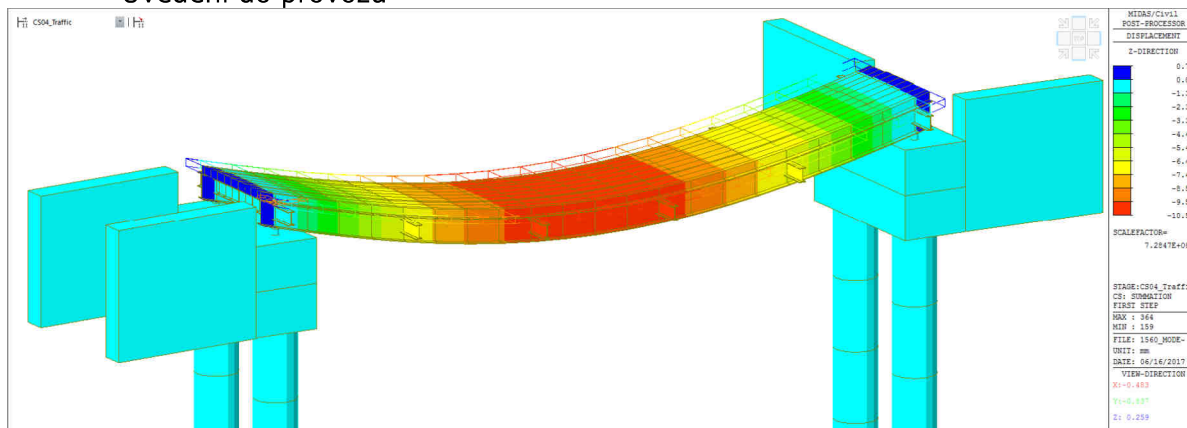
Posouzení prutu na namáhání ohybem a osovým tlakem

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} &\leq 1 \\ \frac{27,00}{608,13} + \frac{4,00}{51,94} + \frac{0,00}{10,48} &\leq 1 \\ 0,04 + 0,08 + 0,00 &\leq 1 \\ 0,12 &\leq 1 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

7. DEFORMACE

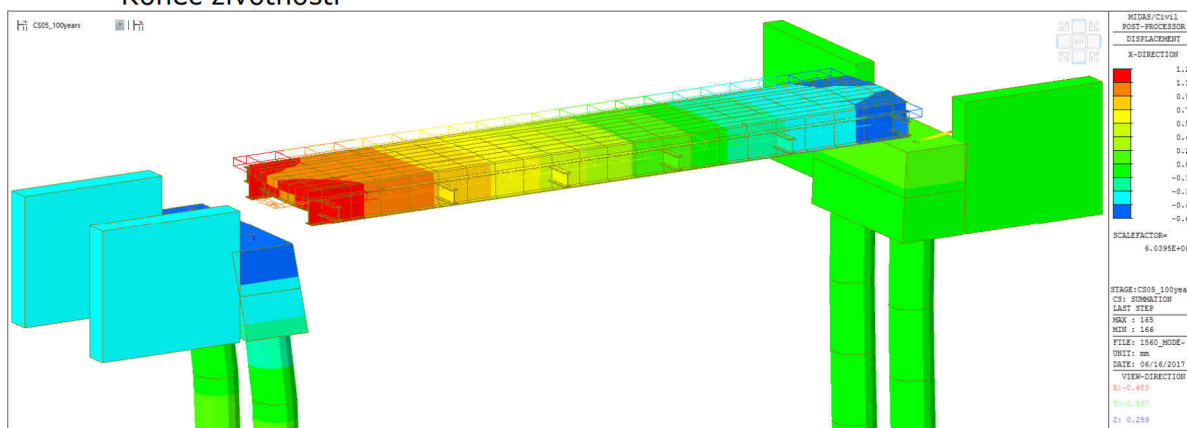
7.1. Postup výstavby a životnost

Uvedení do provozu

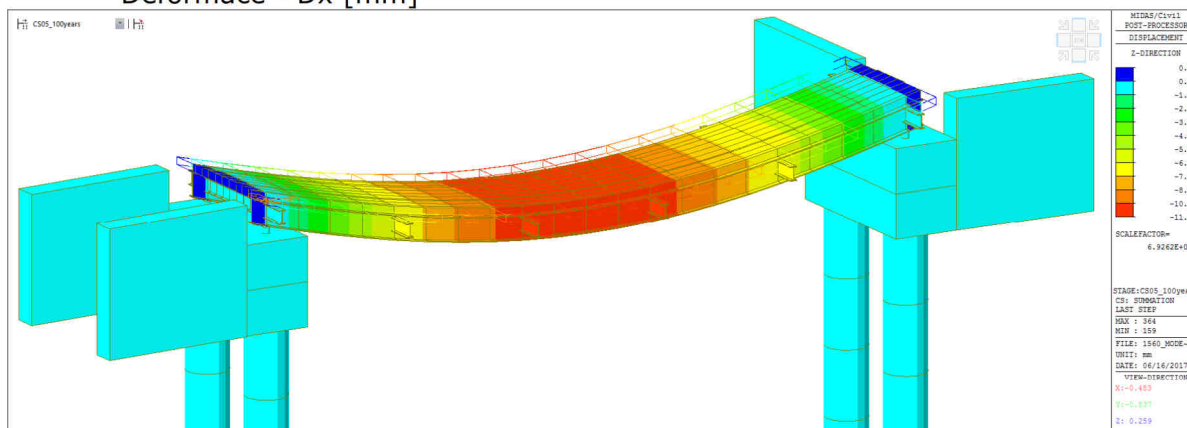


Deformace - Dz [mm]

Konec životnosti



Deformace - Dx [mm]

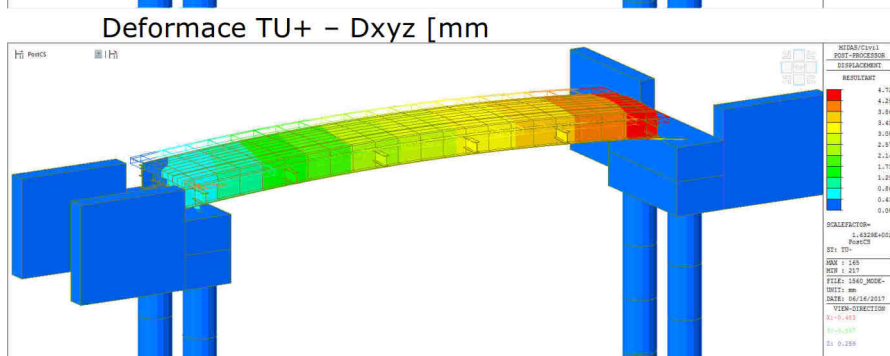
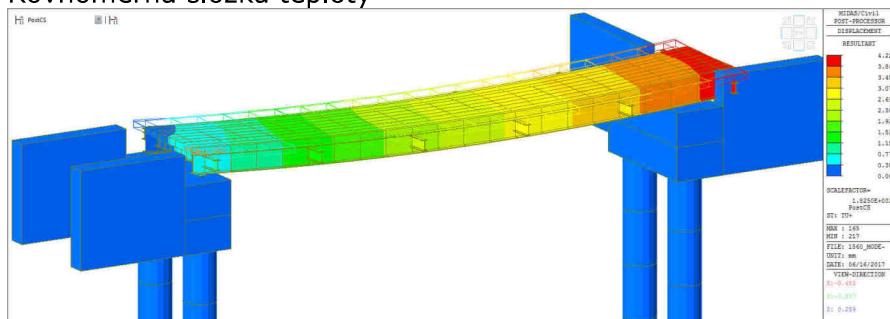


Deformace - Dz [mm]

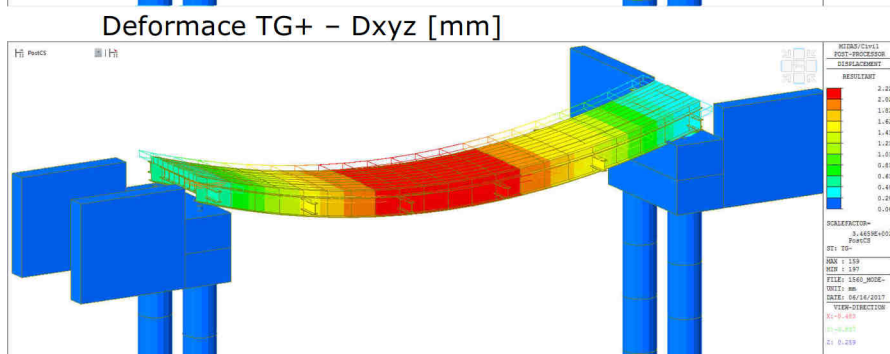
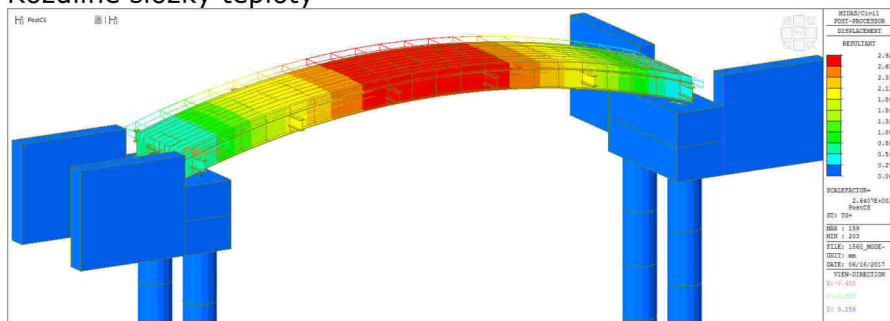
7.2. Proměnné zatížení

7.2.1. Zatížení teplotou

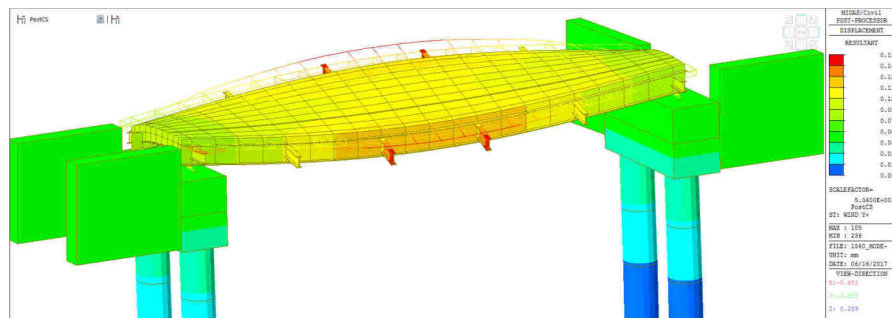
Rovnoměrná složka teploty



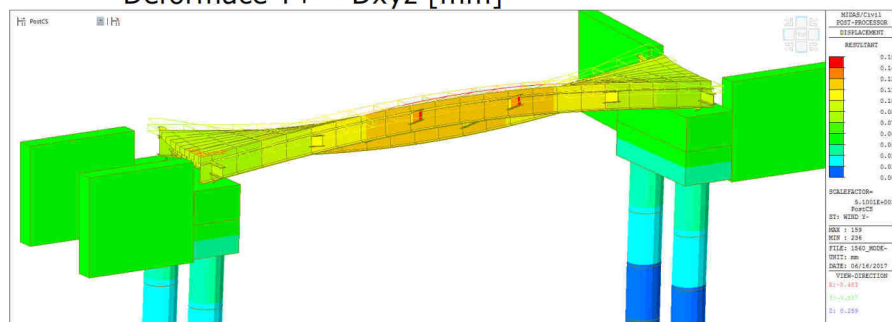
Rozdílné složky teploty



7.2.2. Zatížení účinky větru

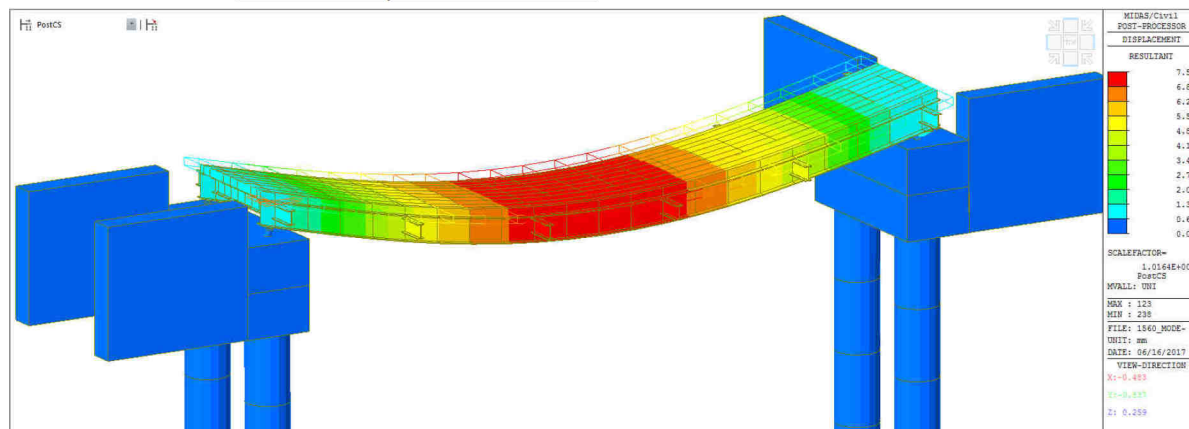


Deformace Y+ – Dxyz [mm]



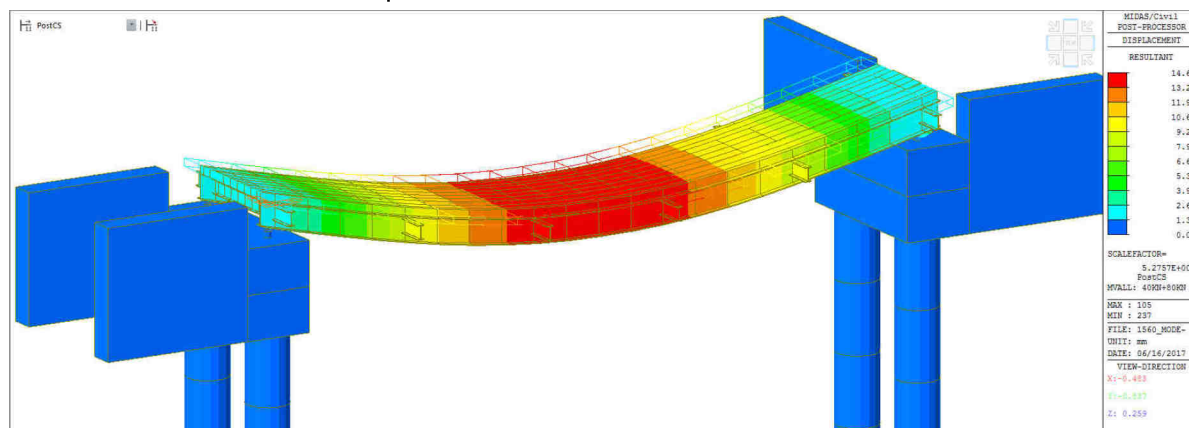
Deformace Y- – Dxyz [mm]

7.2.3. Zatížení dopravou - Chodci



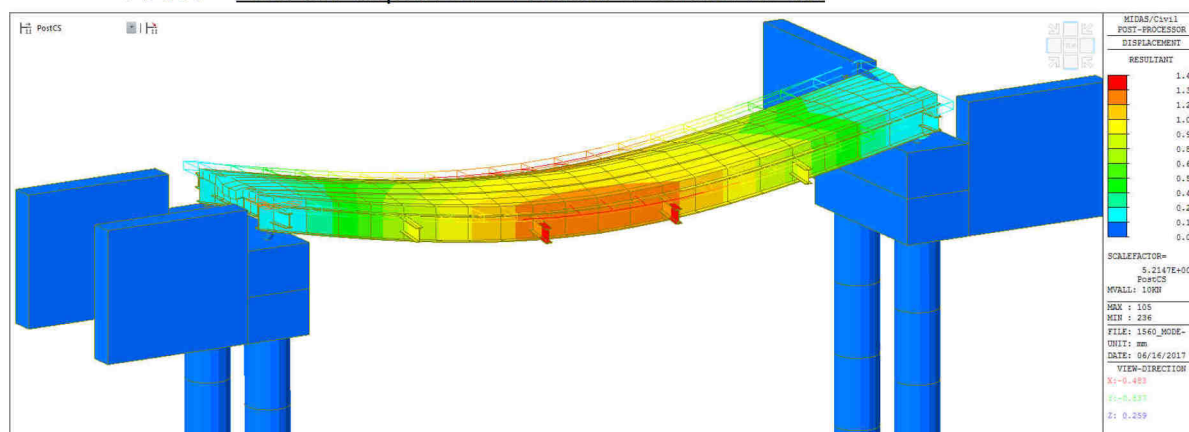
Deformace max – Dxyz [mm]

7.2.4. Zatížení dopravou – Mimořádné vozidlo



Deformace max - Dxyz [mm]

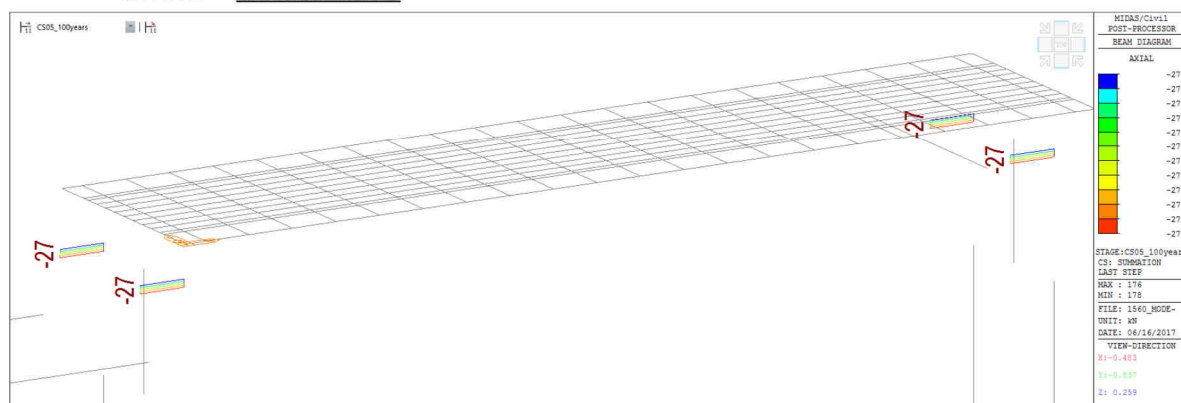
7.2.5. Zatížení dopravou – Lokální břemeno 10 kN



Deformace max - Dxyz [mm]

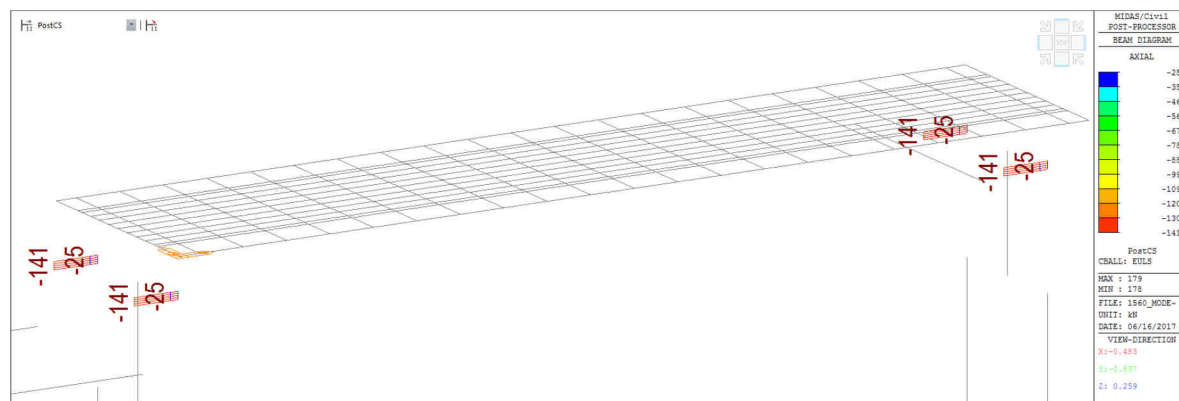
8. ÚČINKY NA LOŽISKA

8.1.1. Vlastní váha

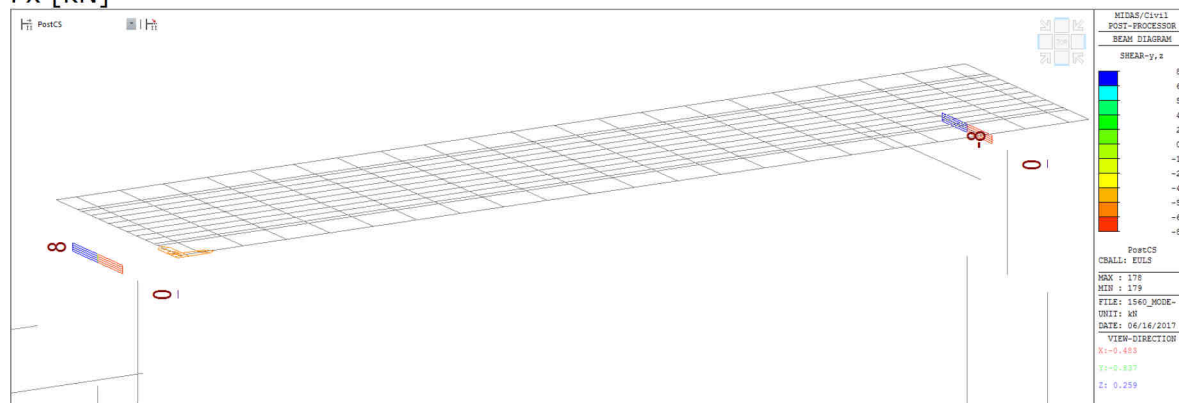


F_x [kN]

8.1.2. MSÚ

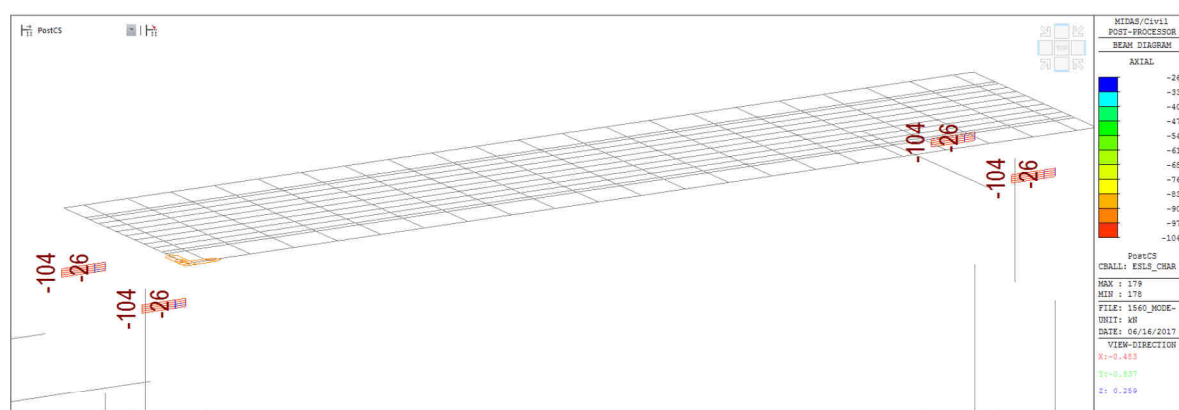


Fx [kN]

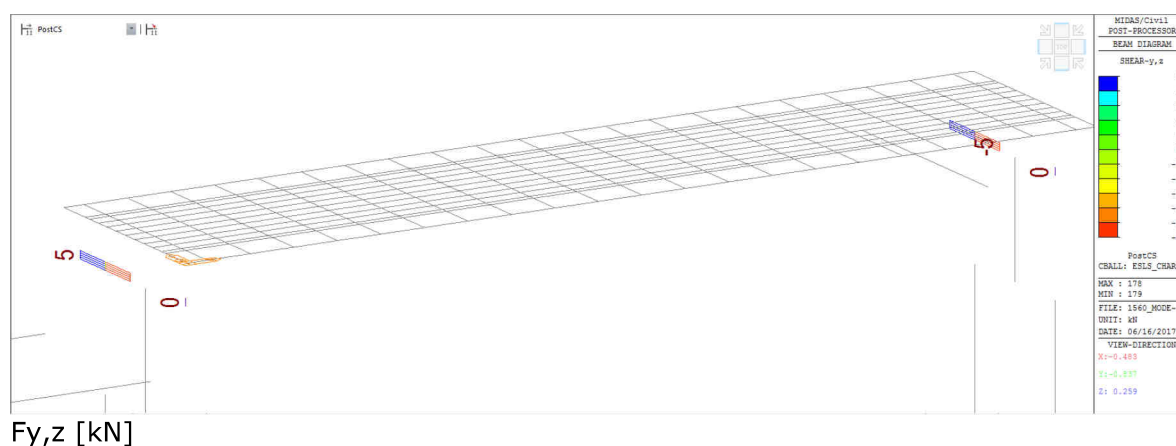


Fy,z [kN]

8.1.3. MSP – Charakteristická kombinace



Fx [kN]



9. POUŽITÉ NORMY A PODKLADY

- Technické a kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací – MD – 2008
- ČSN 01 3466 Výkresy pozemních komunikací
- ČSN 73 6200 Mostní názvosloví
- ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů
- ČSN 73 6203 Zatížení mostů
- ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostů
- ČSN 73 6242 Navrhování vozovek na mostech pozemních komunikací
- ČSN 73 6244 Přechody mostů pozemních komunikací
- ČSN EN 206-1 Beton. Vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení

- ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí – obecná zatížení
- ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí - zatížení větrem
- ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí – zatížení teplotou
- ČSN EN 1991-1-6 Zatížení konstrukcí – zatížení během provádění
- ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí, Zatížení mostů dopravou
- ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – obecná pravidla
- ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí – mosty
- ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí
- ČSN EN 1995-1 Navrhování dřevěných konstrukcí – pozemní stavby
- ČSN EN 1995-2 Navrhování dřevěných mostů
- ČSN 73 6244 Přechody mostů pozemních komunikací
- ČSN EN 1317-1 Silniční záchytné systémy – Část 1: Technologie a obecná

kritéria pro zkušební metody

- ČSN ENV 206-1 Beton. Vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení
- VL – 4 Mosty 2015
- TP 65 Zásady pro dopravní značení na PK
- TP 89 Ochrana prvků betonových mostů proti chemickým vlivům
- TP 107 Odvodnění mostů pozemních komunikací.
- TKP Technické a kvalitativní podmínky staveb mostů pozemních komunikací (aktualizace 2008, 2009)
- ČSN 73 2810 Dřevěné stavební konstrukce. Provádění
- ČSN EN 336 Konstrukční dřevo – rozměry, dovolené odchylky
- ČSN EN 338 Konstrukční dřevo – třídy pevnosti

- ČSN EN 386 Lepené lamelové dřevo – požadavky na užité vlastnosti
Minimální výrobní požadavky
- ČSN EN 390 Lepené lamelové dřevo – rozměry, mezní úchytky
- ČSN 73 6205 Navrhování ocelových mostů
- ČSN EN 1090-2 (732601) Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce
- ČSN EN 1090-1 Požadavky na posouzení shody konstrukčních dílců
- ČSN 73 2601 Provádění ocelových konstrukcí
- ČSN 01 3483 Výkresy kovových konstrukcí
- ČSN 73 2603 Ocelové mostní konstrukce - Doplnující specifikace pro provádění, kontrolu kvality a prohlídky
- ČSN EN 335 – 1 Trvanlivost dřeva, definice tříd, ohrožení biologickým napadením, část 1: všeobecné zásady
- ČSN EN 335 – 2 Trvanlivost dřeva, definice tříd, ohrožení biologickým napadením, část 2: aplikace na rostlé dřevo
- ČSN EN 351 – 2 Trvanlivost dřeva, rostlé dřevo ošetřené ochrannými prostředky, část 1: klasifikace průniku a příjmu ochranného prostředku
- ČSN EN 460 Trvanlivost dřeva, přirozená trvanlivost rostlého dřeva, požadavky na trvanlivost dřeva pro jeho použití v třídách ohrožení
- ČSN EN 599 – 1 Trvanlivost dřeva, preventivní účinnost ochranných prostředků
na dřevo stanovená biologickými zkouškami, část 1: specifikace dle tříd ohrožení
- ČSN EN 599 – 2 Trvanlivost dřeva, preventivní účinnost ochranných prostředků
na dřevo stanovená biologickými zkouškami, část 2: klasifikace a značení
- ČSN 73 2824 – 1 Třídění dřeva podle pevnosti, část 1: jehličnaté dřevo
- ČSN EN 13271 Spojovací prostředky pro dřevo, char. únosnost a moduly
- posunutí spojů se speciálními hmoždíky
- Vyhláška č. 369/2001 Sb.
- TP 183 Diagnostický průzkum mostů pozemních komunikací

10. POUŽITÝ SOFTWARE

- MIDAS CIVIL 2017
- MS Excel, MS Word
- IDEA Concrete
- GEO 5

11. ZÁVĚR

11.1. Poznámka ke statickému výpočtu

Statický výpočet byl vypracován v rozsahu požadovaného stupně projektové dokumentace. Byly provedeny posudky vybraných částí, tzn. Vybraných hlavních nosných

konstrukcí. Podrobnější posouzení včetně dořešení všech spojů a detailů bude provedeno v rámci dodavatelem zpracované dokumentace před realizací díla!

11.2. Souhrn

Všechny prvky konstrukce byli navrženy a posouzeny podle platných norem. Navrhnutá konstrukce je stabilní a vyhovuje pro nejnepříznivější kombinaci vnitřních sil. Statickým výpočtem bylo prokázáno splnění základních požadavků na stavbu – mechanické odolnosti a stabilita stavby. Dále jsou splněny podmínky spolehlivosti (tj. bezpečnosti, použitelnosti a trvanlivosti) stavby.

PROVEDENÍ OBJEKTU JE NUTNÉ PROVÉST V SOULADU S PROJEKTOVOU DOKUMENTACÍ DSP+PDPS, KTERÁ MUSÍ BÝT UPŘESNĚNA O DOKUMENTACI RDS, PŘÍPADNĚ I VDS A PODROBNÝ STATICKÝ VÝPOČET!

TATO PROJEKTOVÁ DOKUMENTACE V TOMTO STUPNI SLOUŽÍ JAKO PODKLAD PŘÍSLUŠNÉMU ÚRADU PRO POVOLENÍ STAVBY.

PODKLADEM PRO ZHOTOVENÍ OBJEKTU BUDE NÁSLEDUJÍCÍ STUPEŇ DOKUMENTACE RDS PŘÍPADNĚ VDS, KTEROU MUSÍ DODAVATEL NECHAT VYPRACOVAT PŘED VLASTNÍM PROVÁDĚNÍM TOHOTO STAVEBNÍHO OBJEKTU!

Případné změny oproti projektové dokumentaci je nutné konzultovat s projektantem.

Při všech pracích, které budou prováděny v rámci stavby, musí být dodrženy bezpečnostní vyhlášky a předpisy, zejména vyhláška o bezpečnosti práce a technických zařízení při stavebních pracích č. 309 / 2006 Sb. Zvláště je nutno dbát bezpečnosti práce na zavěšených plošinách a lešeních.

Veškeré materiály použité na stavbě musí mít certifikát kvality zaručující splnění požadavků stavby na životnost, mechanické vlastnosti. Dodavatel stavby je povinen použít pouze certifikované materiály k výstavbě.

Před zahájením stavebních prací je nutné, aby zhotovitel opravy předložil technologické postupy pro jednotlivé stavební činnosti a doložil certifikáty jednotlivých materiálů a prvků.

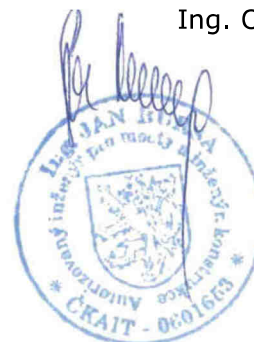
PROJEKT BYL VYPRACOVÁN NA ÚROVNI DSP+PDPS. VE STATICKÉM VÝPOČTU BYLY UVAŽOVÁNY URČITÉ PŘEDPOKLADY (PARAMETRY ZEMINY, GEOMETRIE STÁVAJÍCÍ KONSTRUKCE, APOD...), KTERÉ MUSÍ BÝT PŘED VLASTNÍM PROVÁDĚNÍM KCE POTVRZENY! V PŘÍPADĚ, ŽE NEBUDOU PŘEDPOKLADY SPLNĚNY, MUSÍ SE PROVÉST PATŘIČNÁ OPATŘENÍ, KTERÁ ZABRÁNÍ BUDOUCÍM DEFORMACÍM OBJEKTU.



Vypracoval:

17.10.2017

Ing. Ondřej Jetmar



Kontroloval:

17.10.2017

Ing. Jan Bursa