


SOUŘADNICOVÝ S-JTSK, VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv

OBJEDNATEL:		ZHOTOVITEL:		
 <p>KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC STŘEDOČESKÉHO KRAJE p.o. ZBOROVSKÁ 11 150 21 PRAHA 5</p>		 AFRY <p>AFRY CZ s.r.o. MAGISTRŮ 1275/13 140 00 PRAHA 4 tel.: +420 277 005 500 www.afry.cz</p>		
HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU:	ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT:	VYPRACOVAL:	KONTROLOVAL:	
Ing. ONDŘEJ JANOTA	Ing. LUKÁŠ ZEMEK	Ing. ZUZANA VÁVROVÁ	Ing. TOMÁŠ KUBÍN	
NÁZEV PROJEKTU:				
III/10614 KONOPIŠTĚ, MOST EV. Č. 10614-2 - PD				
ČÁST:	DOKUMENTACE OBJEKTŮ			
STAVEBNÍ OBJEKT:	SO 201 - MOST EV. Č. 10614-2			
PŘÍLOHA:	VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI A STATICKÉ POSOUZENÍ			
KRAJ:	STŘEDOČESKÝ KRAJ	ČÁST:	PŘÍLOHA Č.:	ČÍSLO PARE:
DATUM:	11/2023	D.1.2	20.	
STUPEŇ:	PDPS			
MĚŘÍTKO:				
Č. ZAKÁZKY:	2020/0059			

OBSAH

1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY	3
1.1	ÚDAJE O STAVBĚ	3
1.2	ÚDAJE O ŽADATELI	3
1.3	ÚDAJE O ZPRACOVATELI DOKUMENTACE	3
1.4	PŘEHLED BUDOUCÍCH VLASTNÍKŮ A SPRÁVCŮ	3
2	ÚVOD	4
2.1	ROZSAH A ÚČEL STATICKÉHO VÝPOČTU	4
2.2	METODIKA VÝPOČTU	4
2.3	POUŽITÉ PROGRAMOVÉ VYBAVENÍ	4
3	ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTU.....	5
3.1	SPODNÍ STAVBA	7
3.2	NOSNÁ KONSTRUKCE	7
4	STATICKÝ VÝPOČET	8
4.1	VÝPOČET ZATÍŽENÍ	8
4.1.1	Úvod	8
4.1.2	Skupina zatížení G0 – stálé – vlastní tíha	8
4.1.3	Skupina zatěžovacích stavů G1 – ostatní stálé	8
4.1.4	Skupina zatěžovacích stavů T – zatížení teplotou	8
4.1.5	Skupina zatěž. stavů MVL – svislá dopravní zatížení	9
4.1.6	Skupina zat. stavů Z – pohyblivé zatížení pro určení zatížitelnosti	10
4.2	MODEL KONSTRUKCE	12
4.2.1	Popis modelu	12
4.2.2	Materiály	12
4.2.3	Beton	12
4.2.4	Betonářská výztuž	12
4.2.5	Zásyp klenby	13
5	ZATÍŽITELNOST STÁVAJÍCÍ ŽELEZOBETONOVÉ KLENBY.....	14
5.1	DYNAMICKÝ SOUČINITEL	14
5.2	POSUZOVANÉ PRUTY	14
5.3	NORMÁLNÍ ZATÍŽITELNOST	14
5.4	VÝHRADNÍ ZATÍŽITELNOST	15
5.5	VÝJIMEČNÁ ZATÍŽITELNOST	16
5.6	SOUHRN ZATÍŽITELNOSTI	16
6	POSOUZENÍ KONZOLY NASAZENÉ DESKY	17
6.1	PŘÍČNÝ SMĚR	17
6.1.1	Výpočet vzdorující šířky	17
6.1.2	Model	18
6.1.3	Zatížení	19



6.1.4	Kombinace	21
6.1.5	Vnitřní síly – kombinace	22
6.1.6	Posouzení.....	24
6.2	PODÉLNÝ SMĚR	39
6.2.1	Výpočet vzdorující šířky – podélný směr.....	39
6.2.2	Model	39
6.2.3	Zatížení	40
6.2.4	Kombinace	41
6.2.5	Vnitřní síly - kombinace	42
6.2.6	Posouzení.....	45
7	NÁVRH A POSOUZENÍ KOTVENÍ POPRSNÍ ZÍDKY	56
7.1	ZATÍŽENÍ.....	56
7.2	POSOUZENÍ.....	58
7.3	ZÁVĚR	67
8	PŘEDPISY, NORMY, POUŽITÉ PODKLADY	68
8.1	NORMY	68
8.2	POUŽITÝ SOFTWARE	68
9	ZÁVĚR	69

1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY

1.1 údaje o stavbě

Název stavby III/10614 Konopiště, most ev. č. 10614-2 - PD

Místo stavby

Obec Benešov [529303]
 Katastrální území Benešov u Prahy [602191]
 Kraj Středočeský kraj

Stupeň dokumentace PDPS

1.2 ÚDAJE O ŽADATELI

Zadavatel Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje
 p.o.
 Zborovská 11, 150 21 Praha 5
 IČO: 00066001

Nadřízený orgán Ministerstvo dopravy České republiky
 Nábřeží L. Svobody 12
 110 00 Praha 1

Objednatel stavby Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje
 p.o.
 Zborovská 11, 150 21 Praha 5
 IČO: 00066001

1.3 ÚDAJE O ZPRACOVATELI DOKUMENTACE

Zhotovitel dokumentace AFRY CZ s.r.o.
 Magistrů 1275/13
 140 00 Praha 4
 IČO: 45306605

Hlavní inženýr projektu Ing. Ondřej Janota
Odpovědný projektant Ing. Zuzana Vávrová

1.4 Přehled budoucích vlastníků a správců

Vlastník: Česká republika

Příslušnost hospodařit s majetkem státu: Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje
 p.o.
 Zborovská 11, 150 21 Praha 5

Uvažovaný správce: Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje
 p.o.
 Zborovská 11, 150 21 Praha 5

2 ÚVOD

2.1 Rozsah a účel statického výpočtu

Tento přepoččet zatížitelnosti je součástí projektové dokumentace rekonstrukce mostu ev. č. 10614-2.

Statický výpočet byl zpracován bez znalosti konkrétního zhotovitele rekonstrukce a vychází z dat stavebně-technického průzkumu a zaměření stávající konstrukce. Stanovená zatížitelnost vychází z předpokladu řádně provedené rekonstrukce.

Cílem statického výpočtu je přepoččet zatížitelnosti stávající nosné klenbové konstrukce v rámci navrhovaných změn.

2.2 Metodika výpočtu

Statický výpočet byl proveden s ohledem na platný soubor norem ČSN a ČSN EN:

- dle metodiky mezních stavů

Ve statickém výpočtu jsou posouzeny tyto mezní stavy:

- mezní stavy únosnosti
 - únosnost průřezu v podélném směru pro kombinaci namáhání M+N+V
- mezní stavy použitelnosti
 - omezení napětí pro charakteristickou kombinaci

2.3 Použité programové vybavení

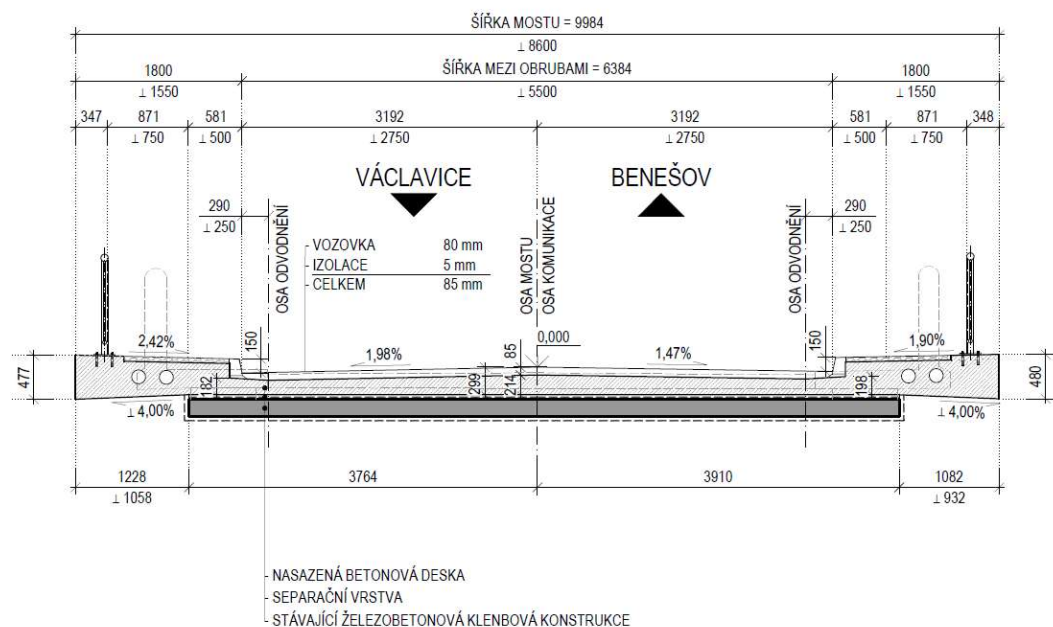
Pro globální analýzu nosné konstrukce byl využit roštový model v MKP software MIDAS CIVIL 2020. Pro posouzení jednotlivých průřezů byly využity produkty IDEA StatiCa.

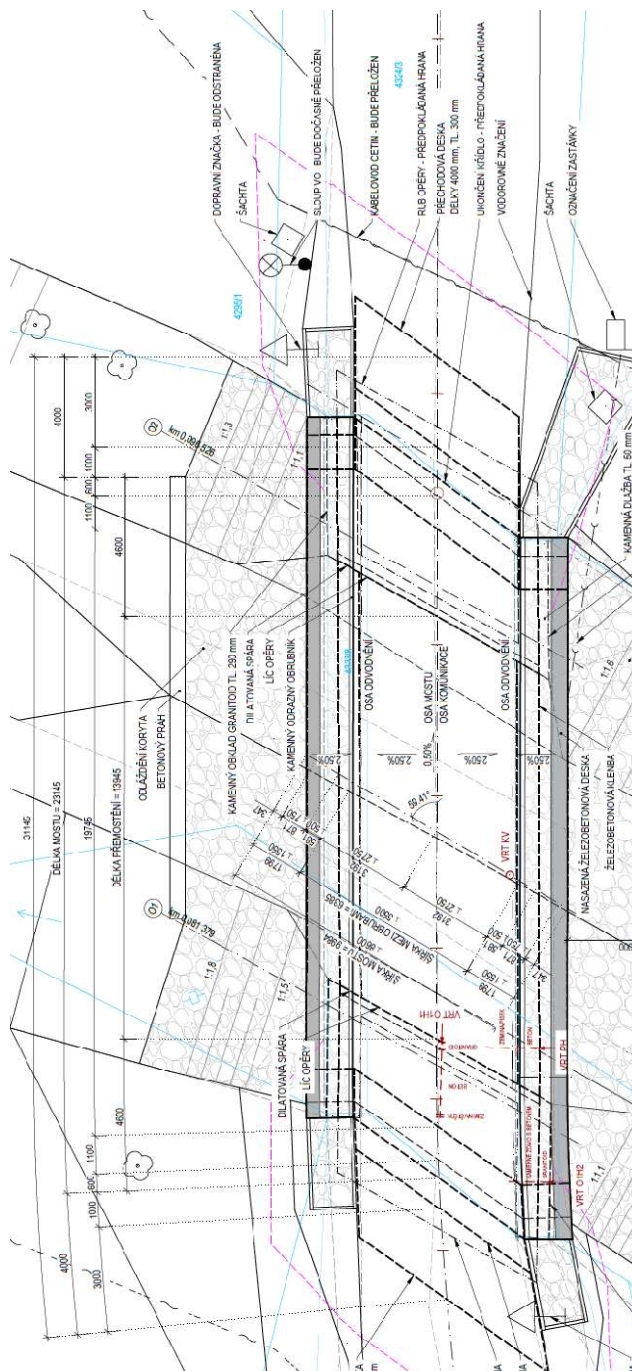
3 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTU

Jedná se o trvalý šikmý objekt pozemní komunikace, který umožňuje převedení komunikace III/10614 přes Konopištský potok. Nosná konstrukce je železobetonová klenbová o 1 poli se šikmým uložením. Konstrukce je integrovaná se spodní stavbou, kterou tvoří masivní opěry z prostého betonu. V rámci rekonstrukce mostu dojde k provedení nasazené železobetonové desky na stávající klenbovou konstrukci.

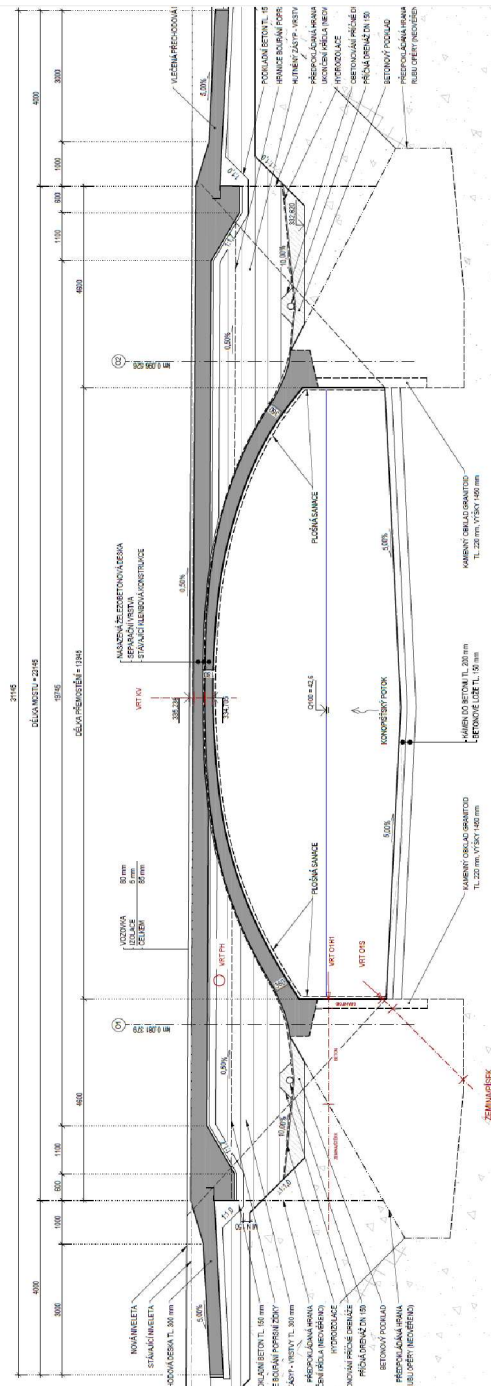
VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ

M 1 : 50





Přodory konstrukce



Podélný řez konstrukce

3.1 Spodní stavba

Spodní stavba je tvořena dvěma monolitickými opěrami z prostého betonu. Šířka opěry 2,39 m dle vrtu pod klenbou zhotoveného v rámci diagnostického průzkumu. Hloubka základové spáry je 2,65 m pod úroveň terénu. Na masivní opěry navazují vpravo i vlevo rovnoběžná tížná křídla z prostého betonu. Opěry i křídla jsou obloženy kvádrovým kamenem z granitoidu tloušťky 0,27 m. Předpokládá se plošné založení křídel i opěr.

3.2 Nosná konstrukce

Nosnou konstrukci tvoří železobetonová monolitická klenba o 1 poli šířky 6,6 m a její výška je proměnná od 0,18 – 0,36 m. Na klenebný pás navazují monolitické železobetonové poprsní zdi tloušťky 0,71 m, prostor mezi nimi je vyplněn zeminou/pískem. Nosná konstrukce je integrovaná se spodní stavbou. V rámci rekonstrukce dojde k provedení nasazené železobetonové desky o šířce 8,6 m. Deska bude uložena na zásyp klenby a poprsní zdi/křídla. Mezi deskou a stávající konstrukcí/zásypem bude provedena separační vrstva.

4 STATICKÝ VÝPOČET

4.1 Výpočet zatížení

4.1.1 Úvod

Stávající konstrukce je posouzena na zatížení dopravou dle normy ČSN 73 6222 „Zatížitelnost mostů pozemních komunikací“.

Uvažovaná zatěžovací schémata odpovídají těm stanoveným pro normální, výhradní a výjimečnou zatížitelnost.

Dynamické účinky pohyblivého zatížení jsou uvažovány dle ČSN 73 6222 čl. 8.

Obecná zatížení (tíha materiálů aj.) bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-1.

Kombinace zatížení byly použity dle ČSN 73 6222 v souladu s ČSN EN 1990 ed. 2./A2.

4.1.2 Skupina zatížení G0 – stálé – vlastní tíha

Zatížení vlastní tíhou je automaticky generováno použitým programem MIDAS Civil.

4.1.3 Skupina zatěžovacích stavů G1 – ostatní stálé

Zatížení ostatní stálá představují tíhu mostního svršku a vybavení mostu. Uvažovaná zatížení jsou zadávána jejich náhradami, tak aby jejich působení odpovídalo co nejvíce skutečnosti.

Zatížení od vozovkového souvrství bylo nahrazeno liniovým zatížením, působícím v ose komunikace. Jelikož tloušťky provedených vrstev mohou být proměnlivé, tak se uvažuje rezerva 20 %.

Výpočet ostatního stálého zatížení - vozovka						
Označ.	Popis	tl.	γ	q	b	f
		[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]
G ₁	Obrusná vrstva 40 mm (SMA 11+ 50/70)	0,040	24,000	0,960	0,500	0,480
G ₁	Ochranná vrstva 40 mm (MA 16 IV 50/70)	0,040	24,000	0,960	0,500	0,480
G ₁	Izolace 5 mm (NAIP)	0,005	22,000	0,110	0,500	0,055
G ₁	Rezerva 20%	0,017	24,000	0,408	0,500	0,204
					Σ	1,219

Liniové ostatní stálé zatížení bylo zadáno jako spojitě, působící v těžišti prvku, jež je posunutě od osy mostu o hodnotu e_x .

Výpočet ostatního stálého zatížení - konzola					
Označ.	Popis	A	γ	f	e_x
		[m ²]	[kN/m ³]	[kN/m]	[m]
G ₁	Zábradlí pravé	-	-	1,00	-0,04
G ₁	Zábradlí levé	-	-	1,00	-0,04

4.1.4 Skupina zatěžovacích stavů T – zatížení teplotou

Pro návrh NK byly uvažovány vlivy rovnoměrného oteplení, resp. ochlazení a nelineární průběh teploty. S ohledem na druh konstrukce byly uvažovány tyto hodnoty zatížení teplotou:

Rovnoměrná teplota			
Výpočet zatížení - rovnoměrná teplota			
max. rozsah rovnoměrné složky teploty mostu při výpočtu prodloužení	$\Delta T_{N,exp} =$	16	°C
max. rozsah rovnoměrné složky teploty mostu při výpočtu zkrácení	$\Delta T_{N,con} =$	-10	°C

Nerovnoměrná teplota			
Nerovnoměrné oteplení			
oteplení horního povrchu	$\Delta T_{N,exp} =$	10	°C
oteplení spodního povrchu	$\Delta T_{N,con} =$	0	°C
Nerovnoměrné ochlazení			
ochlazení horního povrchu	$\Delta T_{N,exp} =$	0	°C
ochlazení spodního povrchu	$\Delta T_{N,con} =$	-10	°C

4.1.5 Skupina zatěž. stavů MVL – svislá dopravní zatížení

Statické účinky od zatížení chodců jsou reprezentovány rovnoměrným zatížením o velikosti 3,0 kN/m², které působí na obou římsách o šířce 0,75 m.



4.1.6 Skupina zat. stavů Z – pohyblivé zatížení pro určení zatížitelnosti

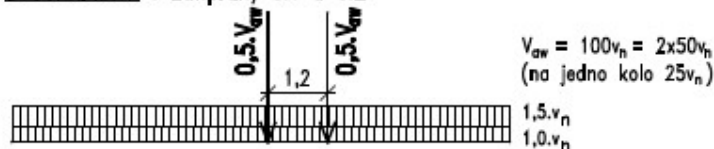
Zatěžovací schémata pro určení zatížitelnosti stávajících částí konstrukce odpovídají ČSN 73 6222.

Zatěžovací schéma pro **normální zatížitelnost**:

TYP ZATÍŽENÍ

"1" – TĚŽKÉ

DVOUNÁPRAVA : Zat.pruhy č.1 a č.2



"2" – STŘEDNÍ

JEDNODUCHÁ NÁPRAVA : Zat.pruhy č.3 a č.4



"3" – LEHKÉ

ZBÝVAJÍCÍ PLOCHA ZAT.PROSTORU



PŮDORYS

"3" – LEHKÉ

"1" – TĚŽKÉ

"3" – LEHKÉ

"2" – STŘEDNÍ

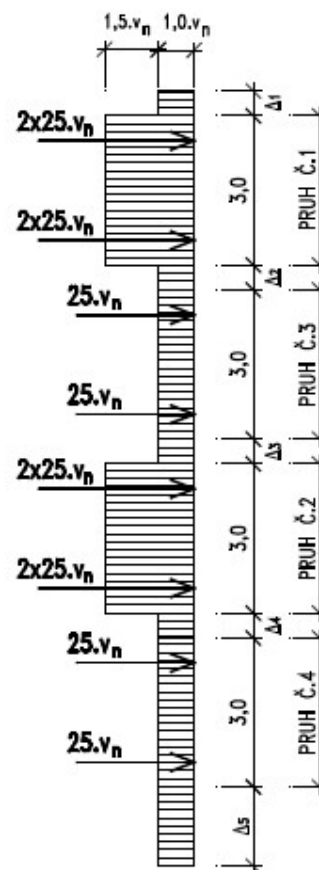
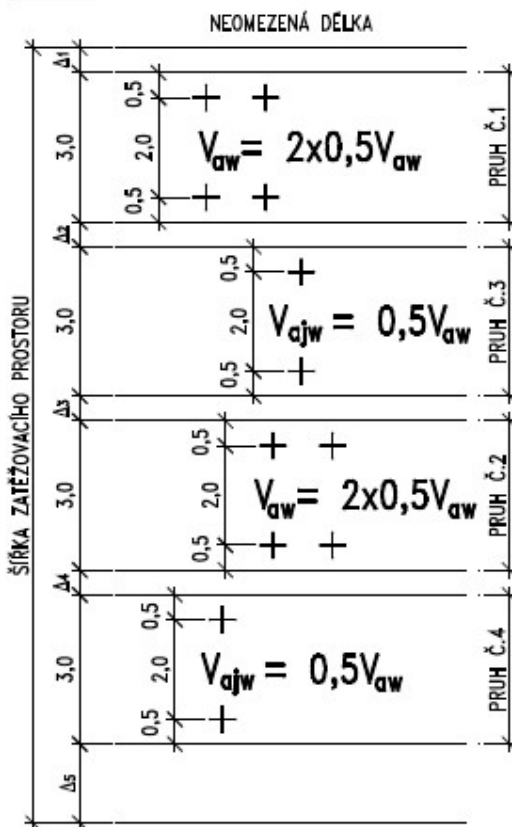
"3" – LEHKÉ

"1" – TĚŽKÉ

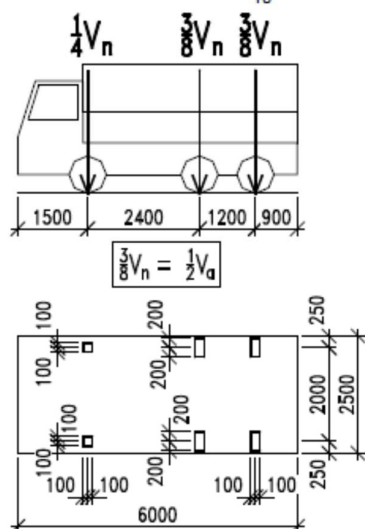
"3" – LEHKÉ

"2" – STŘEDNÍ

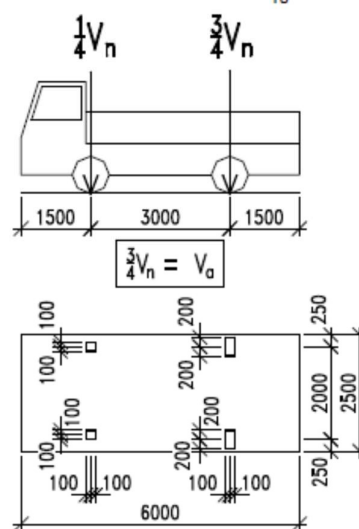
"3" – LEHKÉ



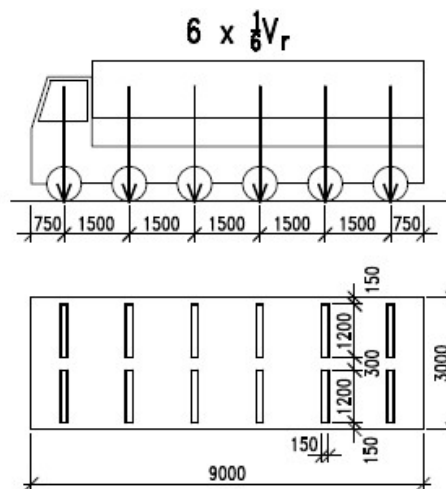
a) třinápravové vozidlo $V_n = \frac{1}{10} V_{nw} \geq 16t$



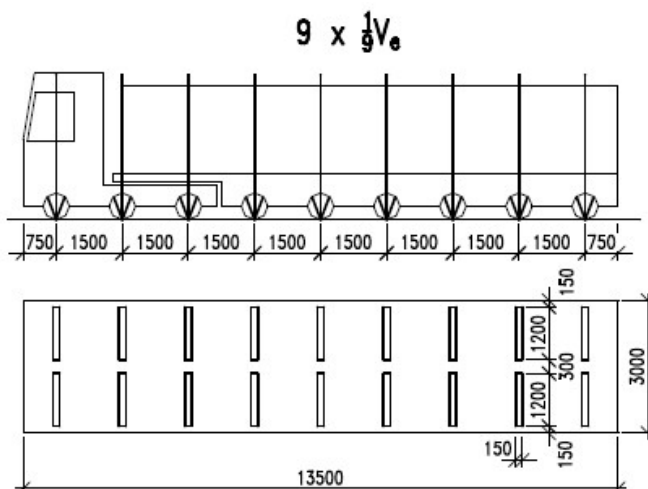
b) dvounápravové vozidlo $V_n = \frac{1}{10} V_{nw} < 16t$



Zatěžovací schéma pro **výhradní zatížitelnost**:



Zatěžovací schéma pro **výjimečnou zatížitelnost**:



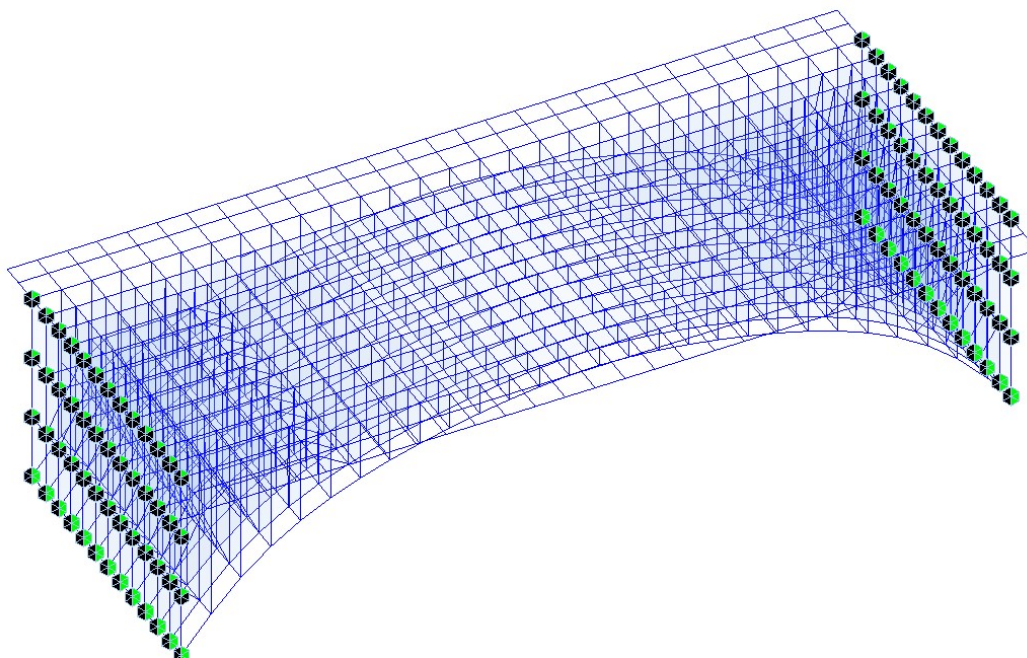
4.2 Model konstrukce

Výpočet vnitřních sil byl proveden na 3D roštovém modelu v MKP SW MIDAS Civil. Vnitřní síly získané na tomto modelu byly následně využity pro posouzení stávajících částí konstrukce pomocí programu IDEA StatiCa.

4.2.1 Popis modelu

Klenbová konstrukce byla modelována jako rošt spojený pomocí prutových prvků. Nová nasazená deska byla simulována taktéž jako rošt z prutových prvků. Přenos sil z desky na klenbový pás byl zajištěn pomocí prutů nahrazující poprsní zdi a dále pomocí stěnových prvků v podélném a příčném směru nahrazující vliv zeminy. Uložení nosné konstrukce do na spodní stavbu je uvažováno jako kloubové.

Most byl modelován jako šikmý, výškové vedení nivelety na mostě bylo zanedbáno.



4.2.2 Materiály

V následujícím souhrnu jsou uvedeny pouze materiály, které vstupují do jednotlivých posouzení. Materiálové vlastnosti stávajících částí konstrukce jsou převzaty ze závěrů stavebně technického průzkumu viz příloha F 2.1

4.2.3 Beton

POUŽITÉ BETONY		
Konstrukční část stavby	Min. třída betonu	Stupeň vlivu prostředí
Beton klenby	C45/55	
Beton poprsní zdi nad klenbou	C50/60	
Železobetonová deska	C30/37	XC4, XD3, XF2

4.2.4 Betonářská výztuž

Výztuž je navržena prutová z hladké oceli typu C s návrhovou hodnotou pevnosti 180 MPa.

Druh výztuže	Vlastnosti výztužných ocelí [MPa]				Svařitelnost
	Návrhová hodnota pevnosti oceli pro betony pevnostní třídy C12/15 a vyšší		Charakteristická hodnota oceli		
	tah	tlak	mez kluzu 0,2	mez pevnosti min. 340	
C	180	180			-

4.2.5 Zásyp klenby

Zásyp klenby byl uvažován jako hlína s parametry zeminy $E = 15 \text{ MPa}$, $\nu = 0,3$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.



5 ZATÍŽITELNOST STÁVAJÍCÍ ŽELEZOBETONOVÉ KLENBY

Na základě vnitřních sil získaných v programu MIDAS Civil byly importovány 3 nejvíce zatížené pruty z roštového modelu klenby do programu IDEA StatiCa BIM a následně posouzeny.

Předpokládá se, že po provedení sanačních prací nebude mít stavební stav konstrukce vliv na stanovení zatížitelnosti mostu.

Veškeré materiály a geometrie prvků byly převzaty ze stavebně-technického průzkumu a geodetického zaměření konstrukce.

5.1 Dynamický součinitel

Dynamický součinitel byl stanoven v souladu s ČSN 73 6222 kap. 8. Vlastní frekvence byla určena na základě vztahu (1) čl. 8.7.1 pro náhradní délku L_D = rozpětí nosníku = 9,5 m hodnotou 11,34 Hz.

Dynamické součinitele dle Obrázku 8.1 ČSN 73 6222:

- Normální zatížitelnost: $\delta_2 = 1,20$
- Výhradní zatížitelnost: $\delta_1 = 1,25$
- Výjimečná zatížitelnost: $\delta = 1,05$

5.2 Posuzované pruty

Zatížitelnost byla určena dle posouzení následujících prutů z roštového modelu:

Prut	Označení
Krajní vlevo	P1
Střední	P2
Krajní vpravo	P3

Na každém prutu bylo posouzeno 5 průřezů

Řez A – 0 m – v místě uložení na opěře O1

Řez B – 3,7 m – ve čtvrtině rozpětí 1/4 L

Řez C – 7,4 m – v polovině rozpětí 1/2 L

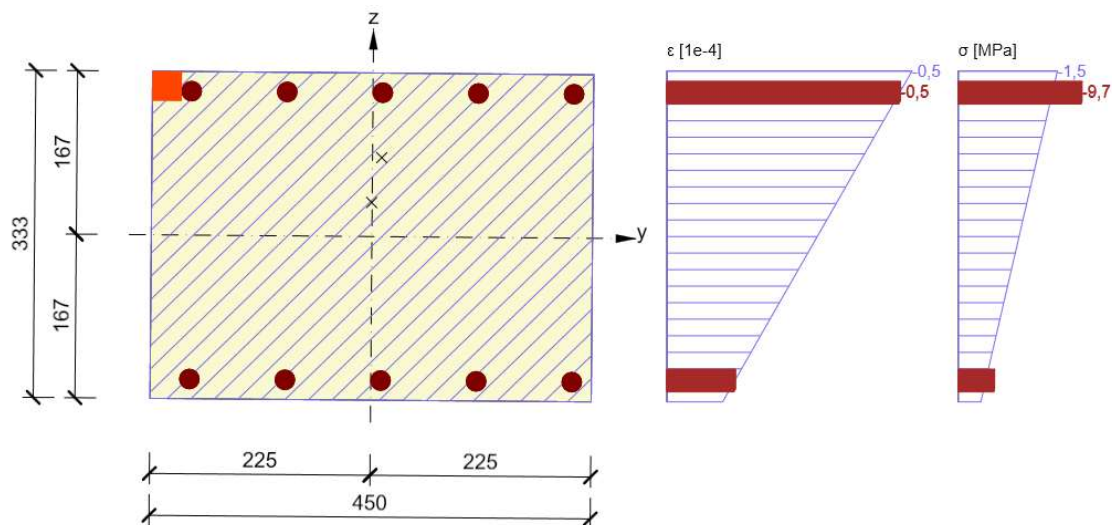
Řez D – 11,1 m – ve čtvrtině rozpětí 3/4 L

Řez E – 14,8 m – v místě uložení na opěře O2

5.3 Normální zatížitelnost

Normální zatížitelnost byla určena hodnotou **Vn = 28 t**.

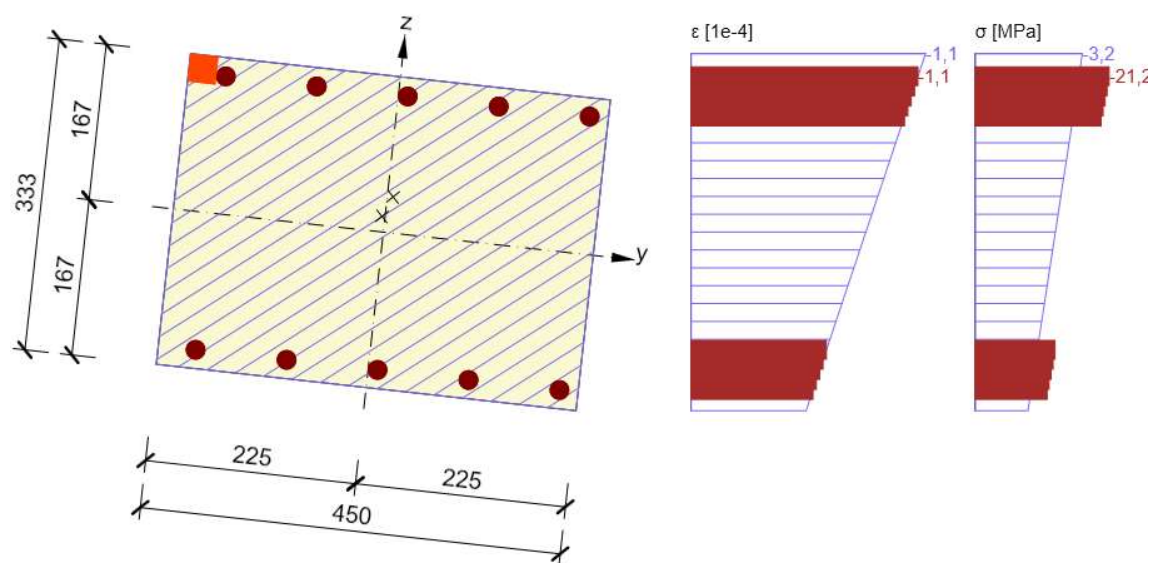
Posouzení na normální zatížitelnost proběhl na prutu P1, využití průřezu 99,4 % a rozhodujícím posudkem byla interakce v řezu E.



Combination	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Value [%]	Check
Capacity N-M-M, Zone: A (0,26 - 0,26)							
MSU Vn(1660)	-793,2	-9,2	-2,3	-2,5	2,1	17,1	OK
Shear, Zone: E (14,46 - 14,46)							
MSU Vn(1856)	-156,7	6,3	0,1	-60,6	10,5	62,6	OK
Interaction, Zone: E (14,46 - 14,46)							
MSU Vn(1856)	-156,7	6,3	0,1	-60,6	10,5	99,4	OK
Stress Limitation, Zone: A (0,26 - 0,26)							
MSP_char_Vn(1876)	-629,5	-7,3	-1,7	0,3	0,9	17,1	OK

5.4 Výhradní zatížitelnost

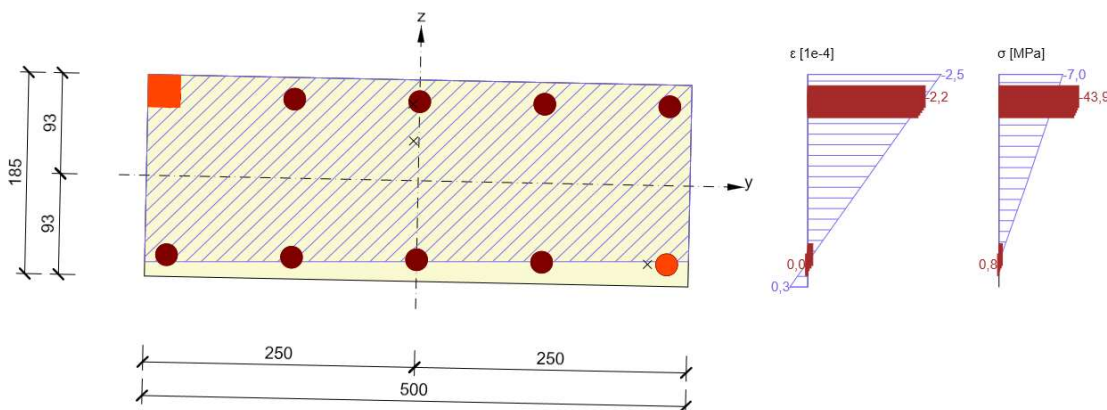
Výhradní zatížitelnost byla určena hodnotou **Vr = 160 t**. Posouzení na výhradní zatížitelnost proběhl na prutu 1, využití průřezu 99,6 % a rozhodujícím posudkem byla interakce v řezu E.



Combination	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Value [%]	Check
Capacity N-M-M, Zone: A (0,26 - 0,26)							
MSU Vr(10996)	-1662,1	-27,1	-7,7	-8,5	2,3	37,1	OK
Shear, Zone: E (14,46 - 14,46)							
MSU Vr(11121)	-409,4	7,9	-0,9	-80,0	10,6	62,6	OK
Interaction, Zone: E (14,46 - 14,46)							
MSU Vr(11121)	-409,4	7,9	-0,9	-80,0	10,6	99,6	OK
Stress Limitation, Zone: A (0,26 - 0,26)							
MSP_char_Vr(11158)	-1239,6	-21,0	-9,0	-2,4	2,5	37,7	OK

5.5 Výjimečná zatížitelnost

Výhradní zatížitelnost byla určena hodnotou **$V_e = 270$ t**. Posouzení na výhradní zatížitelnost proběhl na prutu P2, využití průřezu 99,7 % a rozhodujícím posudkem byla interakce v řezu C.



Combination	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Value [%]	Check
Capacity N-M-M, Zone: C (7,59 - 7,59)							
MSU Ve(6443)	-420,1	14,0	-1,6	2,8	-5,8	19,1	OK
Shear, Zone: B (3,56 - 3,56)							
MSU Ve(6353)	-429,6	-9,9	-5,9	44,8	9,1	52,1	OK
Interaction, Zone: C (7,59 - 7,59)							
MSU Ve(6353)	-392,3	14,4	-1,7	2,6	-7,0	99,7	OK
Stress Limitation, Zone: C (7,59 - 7,59)							
MSP_char_Ve(6573)	-332,3	10,0	-1,2	2,2	-4,3	21,3	OK

5.6 Souhrn zatížitelnosti

Na základě posouzení vyhověla stávající konstrukce doporučeným požadavkům ČSN 73 6222 – Z1.

- Normální zatížitelnost **28 t**
- Výhradní zatížitelnost **160 t**
- Výjimečná zatížitelnost **270 t**

6 POSOUZENÍ KONZOLY NASAZENÉ DESKY

Konzola nasazené desky byla posouzena pro mezní stavby únosnosti a použitelnosti. Dle ČSN EN 1990-1 a ČSN EN 1992-2. Rozhodující zatížení na konzolu je zatížení vozidlem na chodnících a cyklistických pruzích dle ČSN EN 1991-2 ed. 2, kap 4.7.3. Roznos zatížení a vzdorující šířka průřezu je uvažována dle ČSN 73 6214 kap. 3.

Toto zatížení nelze kombinovat se zatížením chodníku chodci, které není rozhodující a nebylo zohledněno.

Posouzení konzoly bylo provedeno v příčném a podélném směru. V příčném směru je posouzení provedeno pro průřez desky v úžlabí ve vrcholu klenby. V podélném směru je uvažován případ, kdy vzniknou podélné trhliny v místě přechodu konzoly na klenbu a konzola v příčném směru nebude přenášet zatížení. Uvažovaná délka, na které vzniká trhlina v podélném směru je délka roznosu zatížení kolovými tlaky v podélném směru.

6.1 Příčný směr

6.1.1 Výpočet vzdorující šířky

5 Deskové konstrukce

5.1 Vzdorující šířka desky

5.1.1 Nepočítá-li se přesněji, lze u deskových konstrukcí uložených na dvou protilehlých stranách nebo u konstrukcí konzolových, kolmých i šikmých s šikmostí od 90° do 60° předpokládat, že účinky ohybu a smyku přenáší část desky o tzv. vzdorující šířce b , která se stanoví z roznášecí šířky b_1 takto:

- a) při výpočtu účinků ohybových momentů, působí-li břemeno mezi dvěma podporami, se uvažuje vzdorující šířka:

$$b = b_1 + \frac{1}{3} \cdot L \quad (1)$$

- b) při výpočtu účinku posouvajících sil, působí-li břemeno mezi podporami, a při výpočtu účinků ohybových momentů i posouvajících sil, pokud břemeno působí na konzole, se uvažuje vzdorující šířka:

$$b = b_1 + \frac{2}{3} \cdot x \quad (2)$$

kde je:

b_1 roznášecí šířka zatěžovací plochy, stanovená podle článku 5.2,

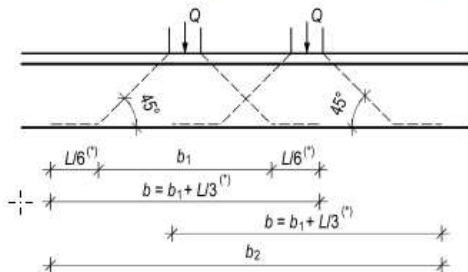
L rozpětí desky,

x vzdálenost břemene od bližší podpory.

Pokud rozhoduje vzdálenost k blízkému okraji desky, uvažuje se po obou stranách roznášecí šířky přídatná vzdálenost odpovídající polovině hodnot ze vztahů (1) a (2), tzn. $1/6 \cdot L$, resp. $2/6 \cdot x$, maximálně však vzdálenost zbývající k okraji desky (viz obrázek 1 a 2).

5.1.3 Přesahují-li se vzdorující šířky stanovené podle článku 5.1.1:

- a) při zatížení několika břemeni téže velikosti, počítá se pro zatížení všemi těmito břemeni s deskou o šířce b_2 , určené vnějšími okraji vzdorujících šířek pod krajními břemeni (obrázek 1),



(*) PLATÍ PRO ÚČINKY OHYBOVÉHO MOMENTU MEZI
 PODPORAMI - VÝRAZ (1)

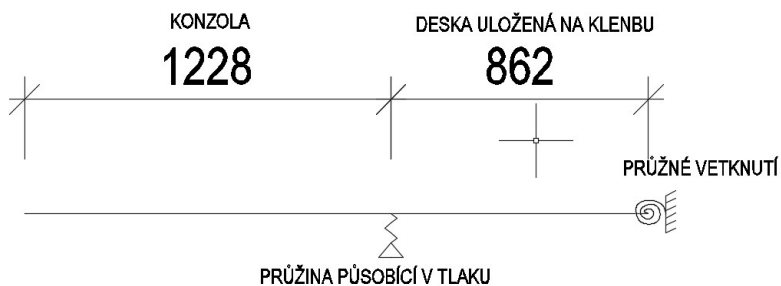
Obrázek 1 – Přesah vzdorujících šířek břemen téže velikosti

Vzdorující šířka - doprava - konzola			dle ČSN 73 6214
x	0.38	m	
1/3 x	0.13	m	
b1	1.25	m	
Vzdorující šířka B	1.50	m	
Vzdálenost náprav	2.00	m	
Přesah zatížení	NE		
Rozhodující průřez			
Šířka	1.50	m	
Výška	0.18	m	

6.1.2 Model

Model je vytvořen v programu Midas Civil. Podepření v místě konce začátku klenby je uvažováno jako pružné působící pouze v tlaku. V úžlabí je uvažováno pružné vetknutí. Tuhosti prужin byly vypočítány z deformací průhybu klenby ve vrcholu a potočení desky v úžlabí od jednotkových sil v globálním modelu.

Tuhost klenby			odečteno z midas - globální model
Zatížení	1000.0	kN	
Průhyb	9.0	mm	
Tuhost klenby	111111.1	kNm/m	
Tuhost desky			odečteno z midas - globální model
Zatížení	1000.0	kN	
Pootočení	0.006341	rad	
Tuhost klenby	157703.8	kNm/rad	



Obr. 1 Statické schéma modelu.

6.1.3 Zatížení

6.1.3.1 Zatížení vlastní tíhou

Zatížení vlastní tíhou je spočítáno automaticky výpočetním programem MIDAS Civil.

6.1.3.2 Ostatní stálé zatížení

Zatížení - stálé zatížení		
Vlastní tíha	Midas	
Zábradlí	2.00	kN/m
Zatížení dlažbou	25.00	kN/m ³
Tloušťka dlažby	0.05	m
Zatížení - vzodorující šířky		
Zatížení zábradlím	3.0	kN
Zatížení dlažbou	1.9	kN/m



6.1.3.3 Zatížení kolovými tlaky

4.7.3 Zatížení vozidly na mostě

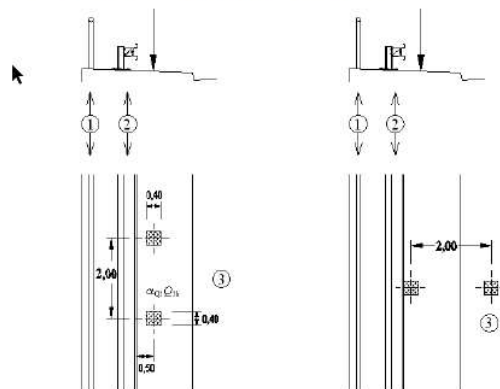
4.7.3.1 Vozidlo na chodnicích a cyklistických pruzích na mostech pozemních komunikací

(1) Pokud je použito tuhé svodidlo vhodné úrovně zadržení, není nutno uvažovat zatížení těžkým kolem nebo vozidlem za tímto svodidlem.

POZNÁMKA Úrovně zadržení svodidel jsou definovány v EN 1317-2.

(2) Pokud se předpokládá ochrana podle (1), má se mimořádná nápravová síla odpovídající $\alpha_{Q2} Q_{2k}$ (viz 4.3.2) umístit na nechráněnou část nosné konstrukce mostu a orientovat tak, aby její účinek u svodidel byl co nejnepříznivější, viz např. obrázek 4.9. Tato nápravová síla se nemá uvažovat současně s žádným jiným proměnným zatížením na nosné konstrukci mostu. Pokud prostorové uspořádání neumožňuje umístění celé nápravy, uvažuje se samostatně jedno kolo.

Pokud je třeba, má se za záchytným systémem pro vozidla uvažovat charakteristické proměnné soustředěné zatížení, definované v 5.3.2.2, oddělené od mimořádného zatížení.

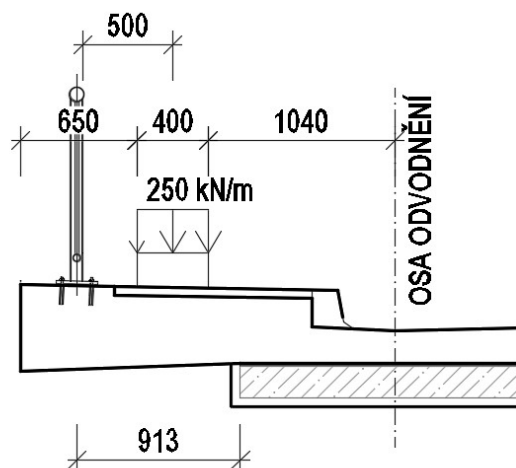


Legenda

- (1) mostní zábradlí (nebo zábradelní svodidlo, nejsou-li instalována svodidla)
(2) svodidlo
(3) vozovka

Obrázek 4.9 – Příklad umístění zatížení od vozidel na chodnicích a pruzích pro cyklisty mostů pozemních komunikací

Zatížení - LM1		
Q_{2k} - kolové tlaky LM1	100	kN
Šířka roznosu	0.4	m
q_{2k} - kolové tlaky LM1	250	kN/m



6.1.4 Kombinace

Kombinace jsou vypsaný formou výpisu ze statického softwaru MidasCivil.

```
+=====
+
| MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software) |
| MIDAS/Civil - Load Combinations |
| (c)SINCE 1989 |
```

```
+=====
+
| MIDAS Information Technology Co.,Ltd. (MIDAS IT) |
| MIDAS/Civil Version 9.4.0 |
```

```
+=====
+
-----
DESIGN TYPE : General
-----
```

LIST OF LOAD COMBINATIONS

```
=====
=====
NUM NAME      ACTIVE      TYPE
LOADCASE(FACTOR) +      LOADCASE(FACTOR) +      LOADCASE(FACTOR)
=====
=====
```

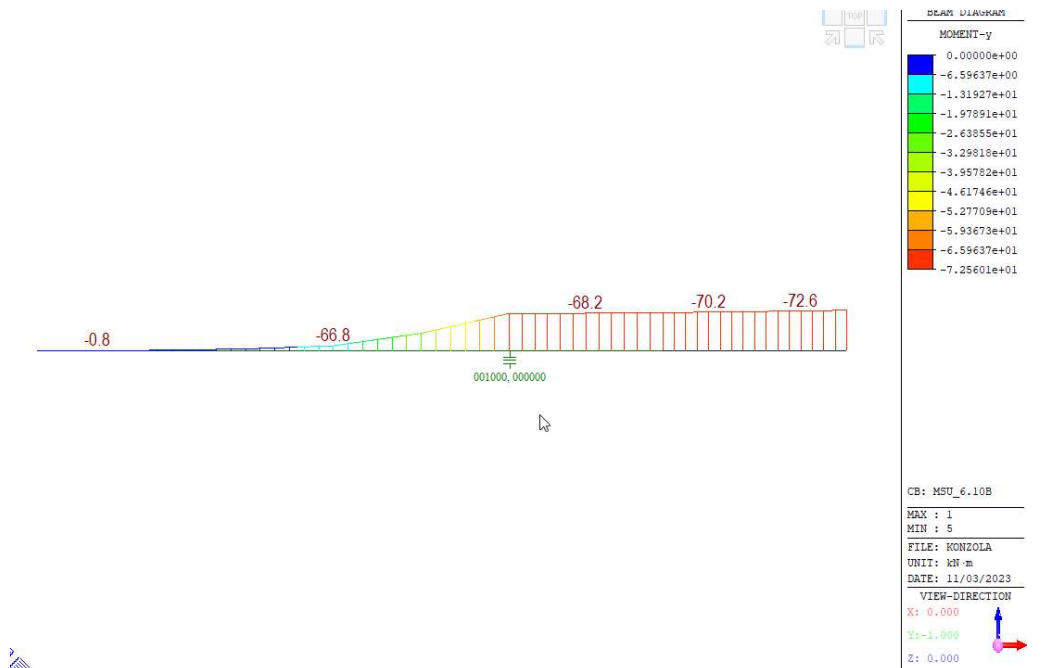
1	MSU_6.10b	Active	Add	
	vl_tiha(1.150) +		Zabradli(1.150) +	LM1(1.350)
	+ Dlazba(1.150)			

2	MSP_Char	Active	Add	
	vl_tiha(1.000) +		Zabradli(1.000) +	LM1(1.000)
	+ Dlazba(1.000)			

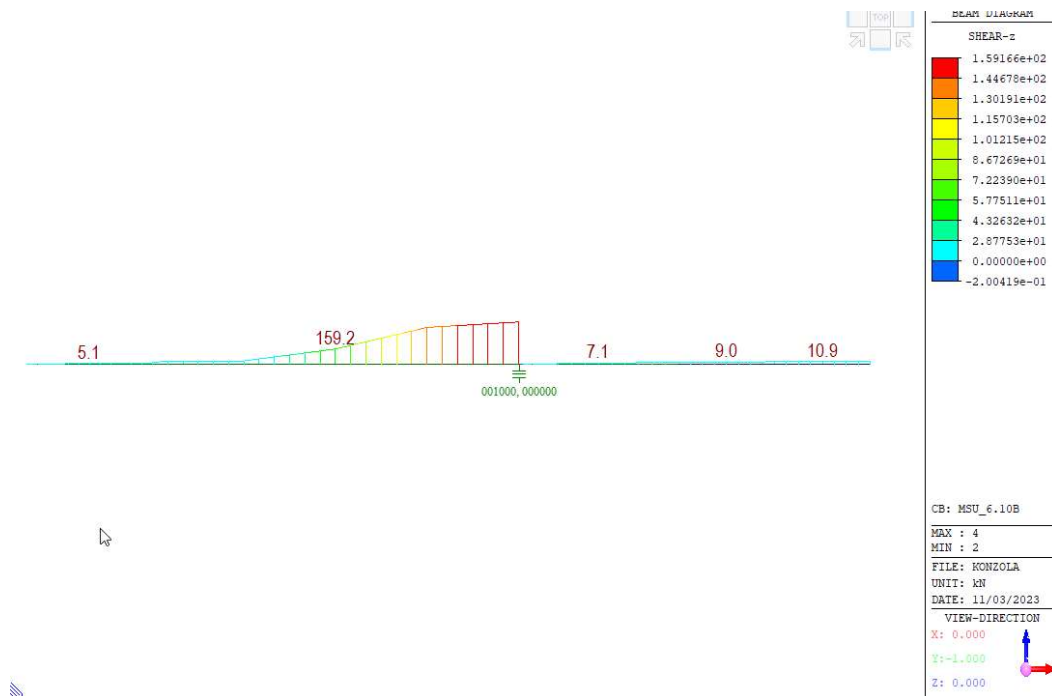
3	MSP_Kvazi	Active	Add	
	vl_tiha(1.000) +		Zabradli(1.000) +	Dlazba(1.000)

6.1.5 Vnitřní síly – kombinace

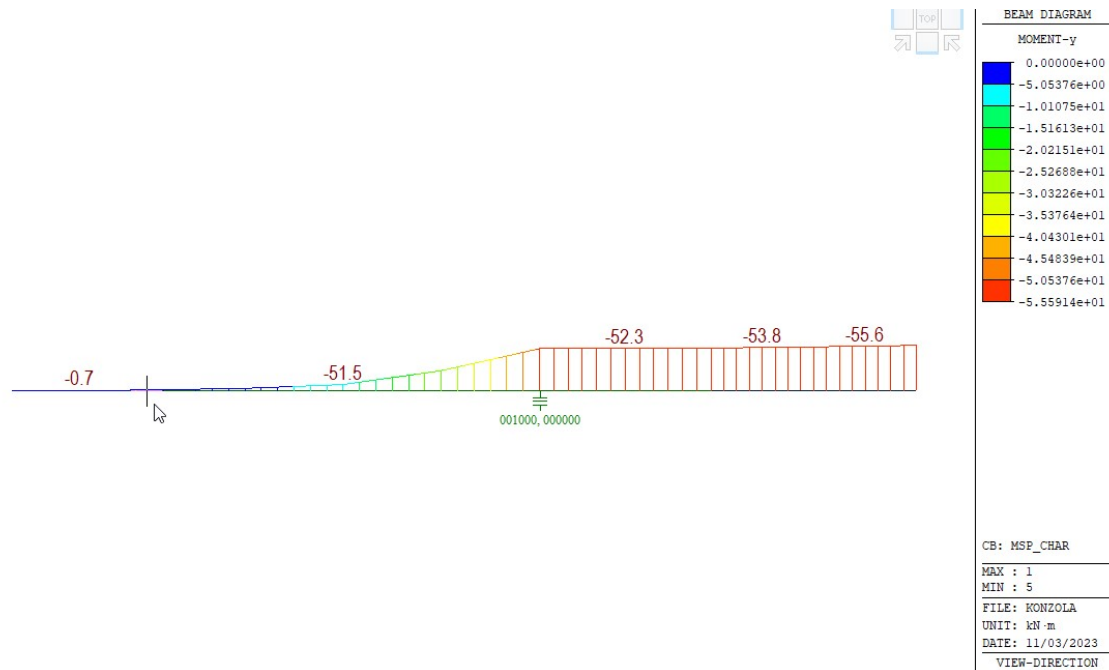
6.1.5.1 Mezní stav únosnost – rozhodující kombinace 6.10b:



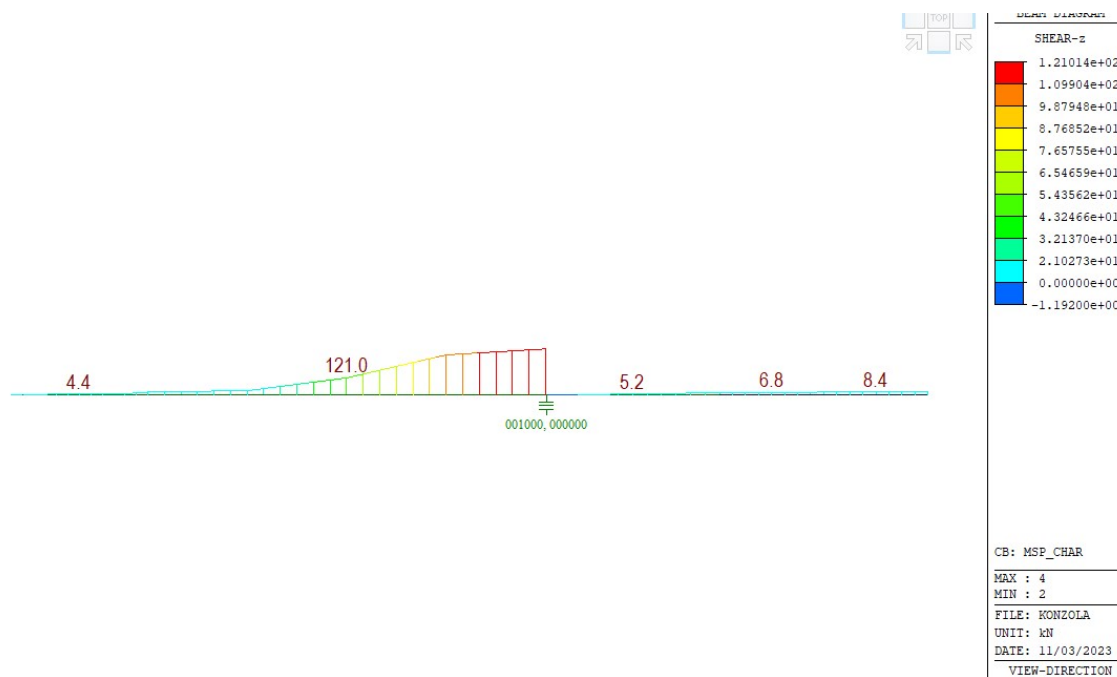
Obr. 2 MSÚ - moment



Obr. 3 MSÚ – posouvající síla

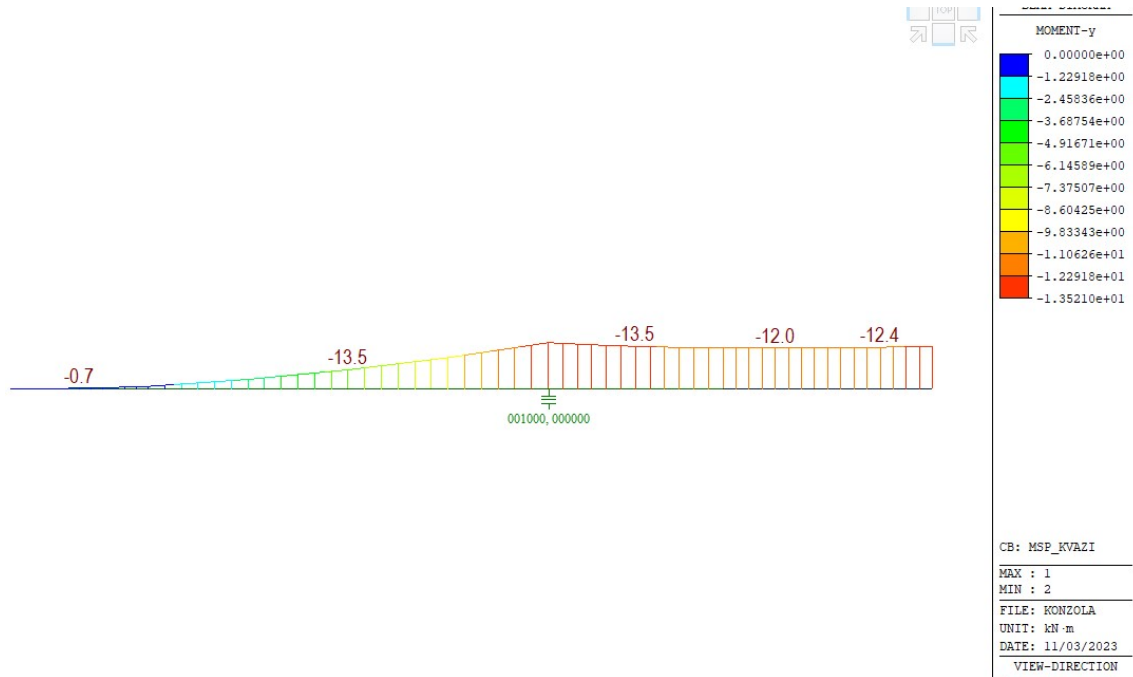
6.1.5.2 Mezní stav použitelnosti – charakteristická kombinace:

Obr. 4 MSP – ohybový moment

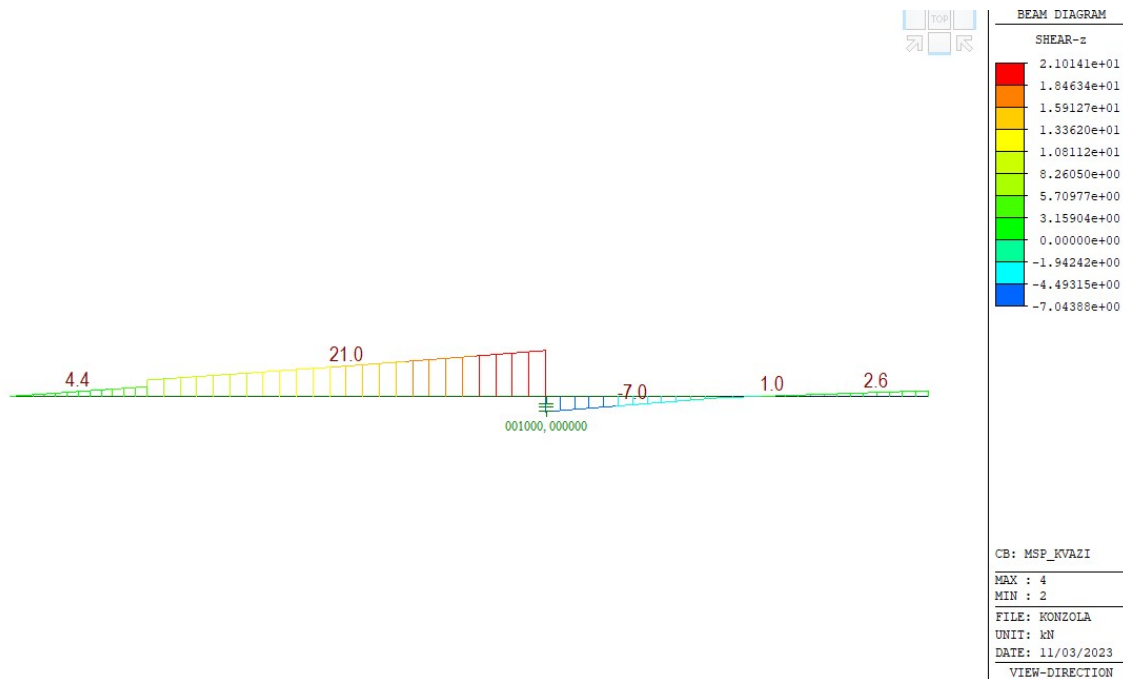


Obr. 5 MSP – posouvající síla

6.1.5.3 Mezní stav použitelnosti – kvazistálá kombinace:



Obr. 6 MSP – ohybový moment



Obr. 7 MSP – posouvající síla

6.1.6 Posouzení

Posouzení průřezu bylo provedeno v programu IDEA StatiCA 23. Posouzení je doloženo pomocí výpisu z tohoto programu.

Project:	
Project number:	IDEA StatiCa® <small>Calculate yesterday's estimates</small>
Author:	

Table of contents

•	<u>1 Project data</u>
•	<u>2 Brief summary of results of sectional checks</u>
•	<u>3 Sectional checks</u>
•	<u>3.1 Section Užlabí - příčný směr</u>
•	<u>4 List of design members</u>
•	<u>5 List of reinforced sections</u>
•	<u>6 List of used materials</u>

1 Project data

Project title

Author

Date of creation 02.11.2023

Version 23.0.4.1320

National code

National code	EN 1992-1-1:2014-12, CSN:2016-04/NA:2012-01 EN 1992-2:2008-07, CSN:2014-01/NA:2014-10
Design working life	50 years

2 Brief summary of results of sectional checks

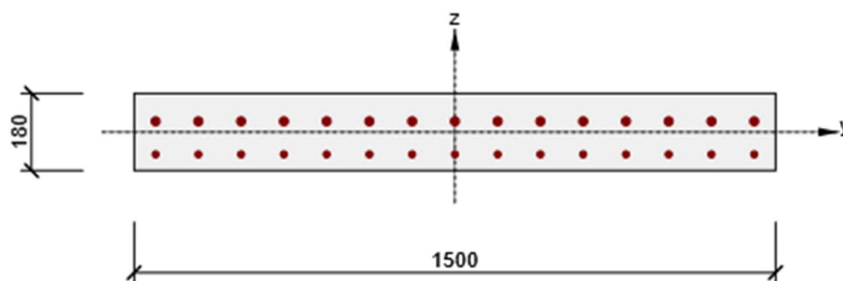
Section name	Design member	Reinforced cross-section	Value [%]	Result status
Užlabí - příčný směr	M 1 (Beam)	R 1	98,7	✓

3 Sectional checks

3.1 Section Užlabí - příčný směr

3.1.1 Critical extreme Konzola - příčný směr

Design member	M 1
Reinforced cross-section	R 1



Concrete: C30/37
 Age: 28,0 d
 Reinforcement: (B 500B)
 ø16-100 mm (2011mm²), z = -52 mm
 ø20-100 mm (3142mm²), z = 25 mm

3.1.1.1 Load effects - internal forces

Load type	Combination type	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Total	Fundamental ULS	0,0	0,0	160,0	0,0	-72,6	0,0
Total	Characteristic	0,0	0,0	0,0	0,0	-55,6	0,0
Total	Quasi-permanent	0,0	0,0	0,0	0,0	-13,0	0,0

3.1.1.2 Overall

Governing type of check	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Value [%]	Check
Shear	0,0			160,0	0,0	98,7	OK
Type of check	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Value [%]	Check
Capacity N-M-M	0,0	-72,6	0,0			41,4	OK
Shear	0,0			160,0	0,0	98,7	OK
Interaction	0,0	-72,6	0,0	160,0	0,0	98,7	OK
Stress Limitation	0,0	-55,6	0,0			79,9	OK
Crack Width	0,0	-13,0	0,0			9,7	OK

Limit value of the exploitation of the cross-section: 100,0 %

Nonconformity

Nonconformities	
⚠	Shear is resisted by concrete, shear reinforcement is required according to detailing provisions, see 6.2.2
⚠	No shear reinforcement found in cross-section
⚠	Strain in longitudinal reinforcement caused by shear force cannot be calculated, because it is not possible to use truss analogy due to missing shear reinforcement.

!	Upper or lower design value of internal forces of one of SLS combinations caused to happen concrete stress higher than concrete tensile strength (section is cracked). Based on code and calculation settings it is assumed that the concrete resists no tension in SLS checks for all combinations of current extreme. The assumptions for SLS checks in other extremes of current section are not influenced.
!	The action of concrete in tension is excluded because the cracks appear, see clause 7.1 (2)
!	Assuming the condition $h_{c,ef} = (h-x)/3$, the longitudinal reinforcement is out of the effective area of concrete in tension $A_{c,ef}$, therefore it would not be possible to calculate crack width according to clause 7.3.4. The depth of the effective area of concrete in tension $h_{c,ef}$ is calculated as the lesser value of $2,5(h-d)$ or $h/2$.

3.1.1.3 Capacity N-M-M

Results presented for combination : Fundamental ULS

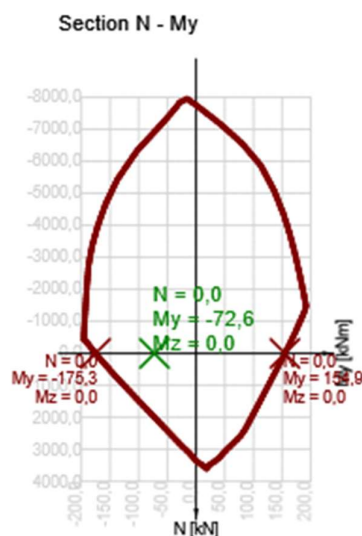
N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Type	Value [%]	Limit [%]	Check
0,0	-72,6	0,0	Nu-Mu-Mu	41,4	100,0	OK

Design resistance of css subjected to bending and axial force

Type	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	0,0	0,0	0,0
M_y [kNm]	-72,6	-175,3	154,9
M_z [kNm]	0,0	0,0	0,0

Nonconformity

No nonconformities



Explanation

Symbol	Explanation
--------	-------------

N_{Ed}	Design value of the applied axial force caused by permanent and variable external load, and by secondary effects of prestressing
$M_{Ed,y}$	Design value of the applied bending moment around y axis caused by permanent and variable external load, and by secondary effects of prestressing
$M_{Ed,z}$	Design value of the applied bending moment around z axis caused by permanent and variable external load, and by secondary effects of prestressing
Type	Nu-Mu-Mu: Cross-sectional resistance is determined assuming proportional change of all components of acting internal forces (the eccentricity of normal force remains constant) until interaction surface is reached. The change of acting internal forces can be interpreted as the movement along the line connecting the origin of coordinate system (0,0,0) and the point of acting internal forces (N_{Ed} , $M_{Ed,y}$, $M_{Ed,z}$). Two points of intersection of the connecting line and interaction surface, which can be found, represent two sets of forces of resistance. Three resistance forces are determined in each point of intersection by the program: normal force capacity N_{Rd} , and capacities in flexure $M_{Rd,y}$ and $M_{Rd,z}$
Value	Utilization of the cross-section or its component (e.g. reinforcement bar) related to the limit value
Limit	Limit value of the exploitation of the cross-section
Check	Result of the check
F_{Ed}	The applied design force caused by external load (without effects of prestressing)
F_{Rd1}	First set of forces of resistance resulting from first point of intersection reached at interaction surface
F_{Rd2}	Second set of forces of resistance resulting from second point of intersection reached at interaction surface

3.1.1.4 Shear

Results presented for combination : Fundamental ULS

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Check zone	Clause	Value [%]	Limit [%]	Check
160,0	0,0	162,1	without reduction	6.2.2(1)	98,7	100,0	OK


Design and resistance shear forces

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
160,0	162,1	730,9	819,7	0,0	162,1

Input values and intermediate results of shear design

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	σ^*_{cp} [MPa]	α_{cw} [-]
0	0	4712	1500	115	90	45,0	90,0	0,0	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	0.0	0.0	0.5	0.53	0.60	

Nonconformity

Nonconformities	
	Shear is resisted by concrete, shear reinforcement is required according to detailing provisions, see 6.2.2

Explanation

Symbol	Explanation
V_{Ed}	Design value of the applied shear force (with effect of prestressing)
N_{Ed}	Design value of the applied axial force (with effect of prestressing)
V_{Rd}	Final value of the design shear resistance
Check zone	Type of zone in which check is performed
Clause	The number of clause (type of method) used for shear check
Value	Utilization of the cross-section or its component (e.g. reinforcement bar) related to the limit value
Limit	Limit value of the exploitation of the cross-section
Check	Result of the check
$V_{Rd,c}$	The design shear resistance of the member without shear reinforcement
$V_{Rd,max}$	The design value of the maximum shear force which can be sustained by the member, limited by crushing of the compression struts
$V_{Rd,r}$	Limit value of design shear force considered without reduction by Beta factor acc. (6.2.2(6))
$V_{Rd,s}$	Design value of the shear force which can be sustained by the yielding of shear reinforcement
n_c	Number of branches of shear reinforcement
a_{sw}	The cross-sectional area of the shear reinforcement per unit length
A_{sl}	The area of the tensile longitudinal reinforcement
b_w	The width of the cross-section effective for shear.
d	Effective depth of the cross-section
z	The inner lever arm
θ	The angle between the concrete compression strut and the beam axis perpendicular to the shear force
α	The angle between shear reinforcement and the beam axis perpendicular to the shear force
σ_{cp}^*	The mean compressive stress (measured positive) in the concrete due to the design axial force taking account of the reinforcement. σ_{cp}^* serves for determining α_{cw} (see. EN 1992-1-1, chap. 6.2.3 (3))
α_{cw}	Coefficient taking account of the state of the stress in the compression chord
$C_{Rd,c}$	Coefficient for calculation the design shear resistance of the member without shear reinforcement
k	Coefficient for calculation the design shear resistance of the member without shear reinforcement
k_1	Coefficient for calculation the design shear resistance of the member without shear reinforcement
ρ_l	Reinforcement ratio of the tensile longitudinal reinforcement
σ_{cp}	The mean compressive stress (measured positive) in the concrete cross-section due to the design axial force. σ_{cp} is limited to value $0,2 \cdot f_{cd}$ (EN 1992-1-1 chap. 6.2.2 (1))
σ_{wd}	Design stress of the shear reinforcement, see note 2 of clause 6.2.3 (3)
v_{min}	Coefficient for calculation the design shear resistance of the member without shear reinforcement
v	Concrete strength reduction factor for the calculation of shear resistance
v_1	Concrete strength reduction factor for the calculation of shear resistance

3.1.1.5 Interaction

Results presented for combination : Fundamental ULS

N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Value V+T [%]	Value V+T+M [%]	Value [%]	Limit [%]	Check
0,0	-72,6	0,0	160,0	0,0	98,7	36,6	98,7	100,0	OK



Interaction check of shear and torsion (concrete)

$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	Eq. 6.31 [%]	Eq. 6.29 [%]	Value [%]	Limit [%]	Check
162,1	30,7	730,9	108,0	98,7	21,9	98,7	100,0	OK

Interaction check of shear, torsion, bending and normal force

F_b [kN]	$\Delta F_{td,s}$ [kN]	$\Delta F_{td,t}$ [kN]	$\Delta \varepsilon_s$ [1e-4]	$\Delta \varepsilon_t$ [1e-4]	Extreme in bar	Value [%]	Limit [%]	Check
610,5	160,0	0,0	0,0	0,0	16	36,6	100,0	OK

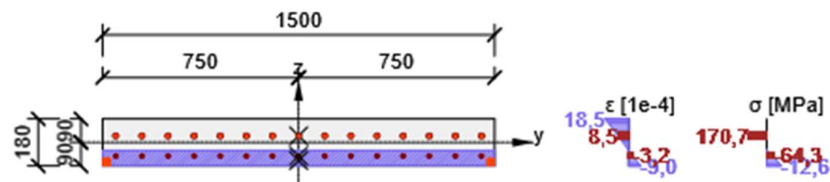
Detailed check of reinforcement

Bar	y_i [mm]	z_i [mm]	$\Delta \varepsilon_{st}$ [1e-4]	ε [1e-4]	ε_{lim} [1e-4]	$\Delta \sigma_{st}$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
16	-700	25	0,0	8,5	450,0	0,0	170,7	465,9	36,6	OK

Nonconformity

Nonconformities	
⚠	No shear reinforcement found in cross-section
⚠	Strain in longitudinal reinforcement caused by shear force cannot be calculated, because it is not possible to use truss analogy due to missing shear reinforcement.

Stress and strain distributions in the cross-section



Explanation

Symbol	Explanation
N_{Ed}	Design value of the applied axial force (with effect of prestressing)
M_{Edy}	Design value of the applied bending moment around y axis (with effect of prestressing)
M_{Edz}	Design value of the applied bending moment around z axis (with effect of prestressing)
V_{Ed}	Design value of the applied shear force (with effect of prestressing)
T_{Ed}	Design value of the applied torsional moment (with effect of prestressing)
Value V+T	Utilization of the cross-section (for interaction of shear and torsion) related to the limit value
Value V+T+M	Utilization of the cross-section (for interaction of shear, torsion and bending) related to the limit value
Value	Utilization of the cross-section or its component (e.g. reinforcement bar) related to the limit value
Limit	Limit value of the exploitation of the cross-section
Check	Result of the check
$V_{Rd,c}$	The design shear resistance of the member without shear reinforcement
$T_{Rd,c}$	The design torsional cracking moment
$V_{Rd,max}$	The design value of the maximum shear force which can be sustained by the member, limited by crushing of the compression struts

$T_{Rd,max}$	The design torsional resistance moment
Eq. 6.31	The value of the exploitation of the cross-section according to equation (6.31) EN 1992-1-1
Eq. 6.29	The value of the exploitation of the cross-section according to equation (6.29) EN 1992-1-1
F_b	Resultant force in longitudinal reinforcement due to bending and normal force
$\Delta F_{td,s}$	Additional tensile force in longitudinal reinforcement due to shear calculated as $V_{Ed} \cdot \cot \theta$. Additional force is applied to the centroid of the area resisting shear.
$\Delta F_{td,t}$	Additional tensile force in longitudinal reinforcement due to torsion
$\Delta \varepsilon_s$	Additional tensile strain in the bar/tendon due to shear
$\Delta \varepsilon_t$	Additional tensile strain in the bar/tendon due to torsion
Extreme in bar	Number of the non-prestressed bar with the extreme value of the check
Bar	Number of reinforcement bar with the extreme value of the check
y_i	y-coordinate of the css component (fibre/bar/tendon...) related to the centroid of css
z_i	z-coordinate of the css component (fibre/bar/tendon...) related to the centroid of css
$\Delta \varepsilon_{st}$	Additional tensile strain in the bar/tendon due to shear and torsion
ε	Strain in the bar/tendon due to shear, torsion and bending
ε_{lim}	Limit value of strain in the bar/tendon
$\Delta \sigma_{st}$	Additional tensile stress in the bar/tendon due to shear and torsion
σ	Stress in the bar/tendon due to shear, torsion and bending
σ_{lim}	Limit value of the stress in the bar/tendon

3.1.1.6 Stress limitation

Stress limitation - short-term effect

Type of check	Component type	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Limit [%]	Check
7.2(2)-Char	Concrete fibre	1	-14,4	-18,0	79,9	100,0	OK

Stress limitation - long-term effect

Type of check	Component type	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Limit [%]	Check
7.2(2)-Char	Concrete fibre	1	-9,0	-18,0	49,8	100,0	OK

Detailed check of concrete - short-term effect

Type of check	Fibre	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
7.2(2)-Char	1	-750	-90	0,0	-55,6	0,0	-14,4	-18,0	79,9	OK
7.2(3)-Quasi	1	-750	-90	0,0	-13,0	0,0	-3,4	-13,5	24,9	OK

Detailed check of reinforcement - short-term effect

Type of check	Bar	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
7.2(5)-Char	16	-700	25	0,0	-55,6	0,0	121,8	400,0	30,5	OK

Detailed check of concrete - long-term effect

Type of check	Fibre	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
7.2(2)-Char	1	-750	-90	0,0	-55,6	0,0	-9,0	-18,0	49,8	OK



7.2(3)-Quasi	1	-750	-90	0,0	-13,0	0,0	-2,1	-13,5	15,5	OK
--------------	---	------	-----	-----	-------	-----	------	-------	------	----

Detailed check of reinforcement - long-term effect

Type of check	Bar	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
7.2(5)-Char	30	700	25	0,0	-55,6	0,0	133,4	400,0	33,4	OK

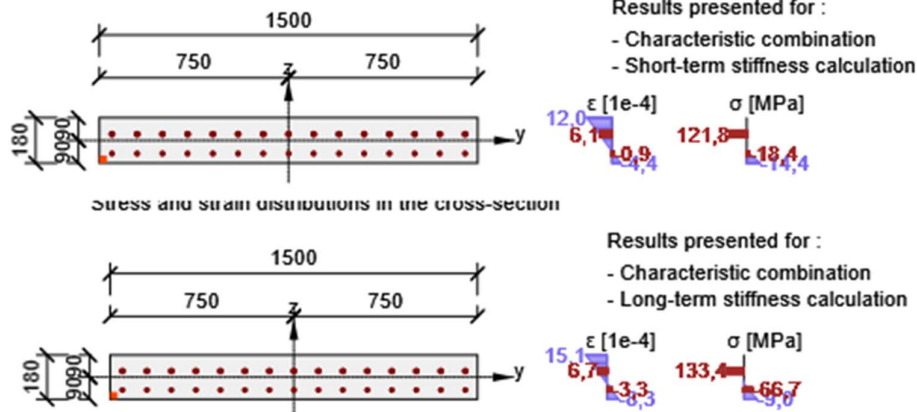
Creep coefficient

Way of assessment	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Use γ_{lt}	$\phi(t, t_0)$ [-]
Automatic	161	270000	3360	18250,0	28,0	7,0	65,0	No	2,03

Nonconformity

Nonconformities	
!	Upper or lower design value of internal forces of one of SLS combinations caused to happen concrete stress higher than concrete tensile strength (section is cracked). Based on code and calculation settings it is assumed that the concrete resists no tension in SLS checks for all combinations of current extreme. The assumptions for SLS checks in other extremes of current section are not influenced.
!	The action of concrete in tension is excluded because the cracks appear, see clause 7.1 (2)

Stress and strain distributions in the cross-section



Explanation

Symbol	Explanation
Type of check	The number of clause and the type of SLS combination used for the calculation of stress limitation
Component type	Specification of type of css component (concrete fibre/bar/tendon) with extreme value of the check
Index	Number of concrete fibre, reinforcement bar or tendon with the extreme value of the check
σ	Stress in css component (fibre/bar/tendon...) calculated for appropriate SLS combination
σ_{lim}	Limit value of the stress in css component (fibre/bar/tendon...) calculated for appropriate SLS combination
Value	Utilization of the cross-section or its component (e.g. reinforcement bar) related to the limit value
Limit	Limit value of the exploitation of the cross-section

Check	Result of the check
Fibre	Number of concrete fibre with the extreme value of the check
y_i	y-coordinate of the css component (fibre/bar/tendon...) related to the centroid of css
z_i	z-coordinate of the css component (fibre/bar/tendon...) related to the centroid of css
N	Normal force for appropriate SLS combination
M_y	Bending moment around y axis for appropriate SLS combination
M_z	Bending moment around z axis for appropriate SLS combination
Bar	Number of reinforcement bar with the extreme value of the check
h_0	The notional size = $2A_c / u$, where A_c is the concrete cross-sectional area and u is the perimeter of that part which is exposed to drying
A_c	The cross-sectional area of the concrete
u	The perimeter of that part which is exposed to drying
t	The age of concrete at the moment considered
t_0	The age of concrete at loading
t_s	The age of the concrete at the beginning of drying shrinkage (or swelling). Normally this is at the end of curing
RH	is the factor to account for relative humidity
Use γ_{lt}	Use long-term delayed strain estimation factor acc. to Annex B, clause B.105 (103)
$\phi(t, t_0)$	Calculated value of creep coefficient

3.1.1.7 Crack width

Crack width - short-term effect

Combination	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Value [%]	Limit [%]	Check
Quasi	0,0	-13,0	0,0	0,018	0,200	8,9	100,0	OK

Crack width - long-term effect

Combination	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Value [%]	Limit [%]	Check
Quasi	0,0	-13,0	0,0	0,019	0,200	9,7	100,0	OK

Intermediate results and coefficients for crack width calculation - short-term effect

x [mm]	$h_{c,eff}$ [mm]	d [mm]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	$A_{s,eff}$ [mm ²]	$A_{p,eff}$ [mm ²]	$\rho_{p,eff}$ [-]
48	90	115	135000	4712	0	0,03
k_t [-]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ [1e-4]	k_1 [-]	k_2 [-]	k_3 [-]	k_4 [-]	
0,60	0,9	0,80	0,50	2,01	0,43	
c [mm]	ϵ_1 [1e-4]	ϵ_2 [1e-4]	$s_{r,max}$ [mm]	Φ [mm]	σ_s [MPa]	
55	2,8	-1,0	208	20	28,5	

Intermediate results and coefficients for crack width calculation - long-term effect

x [mm]	$h_{c,eff}$ [mm]	d [mm]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	$A_{s,eff}$ [mm ²]	$A_{p,eff}$ [mm ²]	$\rho_{p,eff}$ [-]
64	90	115	135000	4712	0	0,03
k_t [-]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ [1e-4]	k_1 [-]	k_2 [-]	k_3 [-]	k_4 [-]	



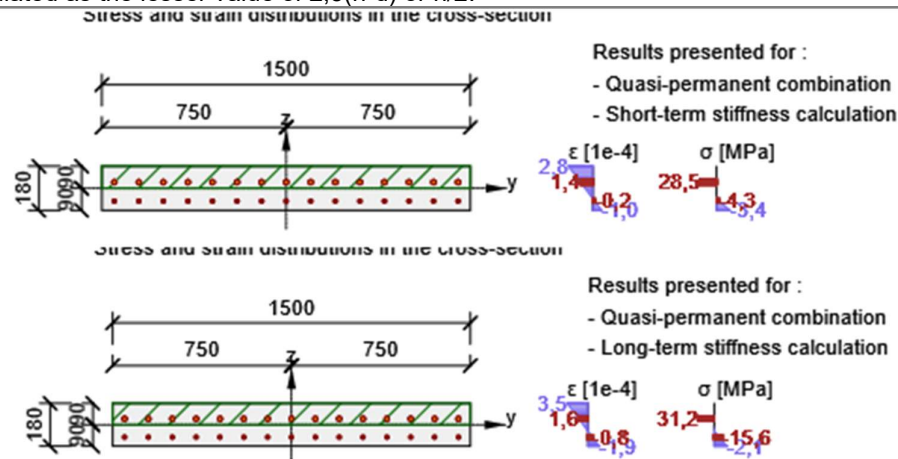
0,40	0,9	0,80	0,50	2,01	0,43
C	ϵ_1	ϵ_2	$S_{r,max}$	Φ	σ_s
[mm]	[1e-4]	[1e-4]	[mm]	[mm]	[MPa]
55	3,5	-1,9	208	20	31,2

Creep coefficient

Way of assessment	h_0	A_c	u	t	t_0	t_s	RH	Use γ_{lt}	$\phi(t,t_0)$
[mm]	[mm ²]	[mm]	[d]	[d]	[d]	[%]			[-]
Automatic	161	270000	3360	18250,0	28,0	7,0	65,0	No	2,03

Nonconformity

Nonconformities	
!	Upper or lower design value of internal forces of one of SLS combinations caused to happen concrete stress higher than concrete tensile strength (section is cracked). Based on code and calculation settings it is assumed that the concrete resists no tension in SLS checks for all combinations of current extreme. The assumptions for SLS checks in other extremes of current section are not influenced.
!	Assuming the condition $h_{c,ef} = (h-x)/3$, the longitudinal reinforcement is out of the effective area of concrete in tension $A_{c,ef}$, therefore it would not be possible to calculate crack width according to clause 7.3.4. The depth of the effective area of concrete in tension $h_{c,ef}$ is calculated as the lesser value of $2,5(h-d)$ or $h/2$.



Explanation

Symbol	Explanation
Combination	Combination used for calculation including r_{sup} or r_{inf} coefficient acc. to 5.10.9
N	Normal force for quasi-permanent combination
M_y	Bending moment around y axis for quasi-permanent combination
M_z	Bending moment around z axis for quasi-permanent combination
w_k	The crack width calculated according to 7.3.4
w_{lim}	Limit value of crack width according to table 7.101N
Value	Utilization of the cross-section or its component (e.g. reinforcement bar) related to the limit value
Limit	Limit value of the exploitation of the cross-section
Check	Result of the check
x	Depth of compression zone (position of neutral axis)
$h_{c,eff}$	Depth of effective tension area of the concrete surrounding the reinforcement or prestressing tendons (7.3.2 (3))

d	Effective depth of the cross-section
$A_{c,eff}$	Effective area of the concrete in tension surrounding the reinforcement or prestressing tendons
$A_{s,eff}$	Effective area of reinforcing steel within effective area of the concrete
$A_{p,eff}$	Effective area of prestressing steel within effective area of the concrete
$\rho_{p,eff}$	Ratio of the effective area of prestressing and reinforcing steel and effective area of the concrete in tension
k_t	Factor dependent on the duration of the load (7.3.4 (2))
k_1	Coefficient which takes account of the bond properties of the bonded reinforcement (7.3.4 (3))
k_2	Coefficient which takes account of the distribution of strain
c	Thickness of concrete cover of main longitudinal reinforcement
ϵ_1	Greater tensile strain at the boundaries of the section considered, assessed on the basis of a cracked section
ϵ_2	Lesser tensile strain at the boundaries of the section considered, assessed on the basis of a cracked section
$s_{r,max}$	Maximum final crack spacing
Φ	Diameter of bar or equivalent diameter of bar for more diameters of bars within effective tension area of the concrete
σ_s	Maximum stress in the tension reinforcement assuming a cracked section
h_0	The notional size = $2A_c / u$, where A_c is the concrete cross-sectional area and u is the perimeter of that part which is exposed to drying
A_c	The cross-sectional area of the concrete
u	The perimeter of that part which is exposed to drying
t	The age of concrete at the moment considered
t_0	The age of concrete at loading
t_s	The age of the concrete at the beginning of drying shrinkage (or swelling). Normally this is at the end of curing
RH	is the factor to account for relative humidity
Use γ_{lt}	Use long-term delayed strain estimation factor acc. to Annex B, clause B.105 (103)
$\phi(t, t_0)$	Calculated value of creep coefficient

4 List of design members

Design member M 1

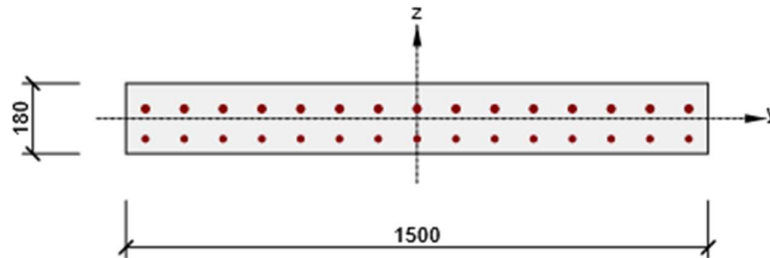
Member type	Beam
Exposure class	XC4, XD1, XF2
Relative humidity	65,0 %
Φ_{inf}	Calculated
Structural member importance	Major

Flexural slenderness data

Clear distance between faces of the supports (5.3.2.2 (1)) m	Width of supporting element (5.3.2.2 (1))		Support condition	
	Left mm	Right mm	Left	Right
1,00	400	400	Non-continuous member	Non-continuous member

5 List of reinforced sections

Reinforced section R 1



Cross-section components

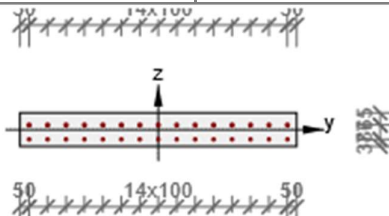
Rectangular cross-section (1500 / 180mm), Material: C30/37

Cross-section characteristics

A [mm ²]	S _y [mm ³]	S _z [mm ³]	I _y [mm ⁴]	I _z [mm ⁴]	C _{gy} [mm]	C _{gz} [mm]	i _y [mm]	i _z [mm]
270000	0	0	729000000	5062500000	0	0	52	433

Concrete cover related to cross-section edges

1	45 mm
2	45 mm
3	45 mm
4	45 mm



Longitudinal reinforcement [kg/m]	Shear reinforcement [kg/m]	Total mass [kg/m]	Reinforcement / m3 concrete [kg/m ³]
61	0	61	225

Longitudinal reinforcement

Bar	Ø [mm]	Material	Y [mm]	Z [mm]
1	16	B 500B	-700	-52
2	16	B 500B	-600	-52
3	16	B 500B	-500	-52
4	16	B 500B	-400	-52
5	16	B 500B	-300	-52
6	16	B 500B	-200	-52
7	16	B 500B	-100	-52

8	16	B 500B	0	-52
9	16	B 500B	100	-52
10	16	B 500B	200	-52
11	16	B 500B	300	-52
12	16	B 500B	400	-52
13	16	B 500B	500	-52
14	16	B 500B	600	-52
15	16	B 500B	700	-52
16	20	B 500B	-700	25
17	20	B 500B	-600	25
18	20	B 500B	-500	25
19	20	B 500B	-400	25
20	20	B 500B	-300	25
21	20	B 500B	-200	25
22	20	B 500B	-100	25
23	20	B 500B	0	25
24	20	B 500B	100	25
25	20	B 500B	200	25
26	20	B 500B	300	25
27	20	B 500B	400	25
28	20	B 500B	500	25
29	20	B 500B	600	25
30	20	B 500B	700	25

6 List of used materials

Concrete

Name	f_{ck} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]	ν [-]	Unit mass [kg/m ³]
C30/37	30,0	38,0	2,9	32836,6	0,20	2500
$\epsilon_{c2} = 20,0 \cdot 10^{-4}$, $\epsilon_{cu2} = 35,0 \cdot 10^{-4}$, $\epsilon_{c3} = 17,5 \cdot 10^{-4}$, $\epsilon_{cu3} = 35,0 \cdot 10^{-4}$, Exponent - n: 2,00, Aggregate size = 16 mm, Cement class: R (s = 0,20), Diagram type: Parabolic						

Explanation

Symbol	Explanation
f_{ck}	Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days
f_{cm}	Mean value of concrete cylinder compressive strength
f_{ctm}	Mean value of axial tensile strength of concrete
E_{cm}	Secant modulus of elasticity of concrete
ϵ_c	Compressive strain in the concrete at the peak stress f_c
ϵ_{cu}	Ultimate compressive strain in the concrete

Reinforcement Steel

Name	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	E [MPa]	ν [-]	Unit mass [kg/m ³]
B 500B	500,0	540,0	200000,0	0,20	7850
$f_{tk}/f_{yk} = 1,08$, $\epsilon_{uk} = 500,0 \cdot 10^{-4}$, Type: Bars, Bar surface: Ribbed, Class: B, Fabrication: Hot rolled, Diagram type: Bilinear with an inclined top branch					



Explanation

Symbol	Explanation
f_{yk}	Characteristic yield strength of reinforcement
f_{tk}	Characteristic tensile strength of reinforcement
E	Modulus of elasticity of reinforcement steel
ϵ_{uk}	Characteristic strain of reinforcement or prestressing steel at maximum load

6.2 Podélný směr

6.2.1 Výpočet vzdorující šířky – podélný směr

5 Deskové konstrukce

5.1 Vzdorující šířka desky

5.1.1 Nepočítá-li se přesněji, lze u deskových konstrukcí uložených na dvou protilehlých stranách nebo u konstrukcí konzolových, kolmých i šikmých s šikmostí od 90° do 60° předpokládat, že účinky ohybu a smyku přenáší část desky o tzv. vzdorující šířce b , která se stanoví z roznášecí šířky b_1 takto:

a) při výpočtu účinků ohybových momentů, působí-li břemeno mezi dvěma podporami, se uvažuje vzdorující šířka:

$$b = b_1 + \frac{1}{3} \cdot L \quad (1)$$

b) při výpočtu účinků posouvajících sil, působí-li břemeno mezi podporami, a při výpočtu účinků ohybových momentů i posouvajících sil, pokud břemeno působí na konzole, se uvažuje vzdorující šířka:

$$b = b_1 + \frac{2}{3} \cdot x \quad (2)$$

kde je:

b_1 roznášecí šířka zatěžovací plochy, stanovená podle článku 5.2,

L rozpětí desky,

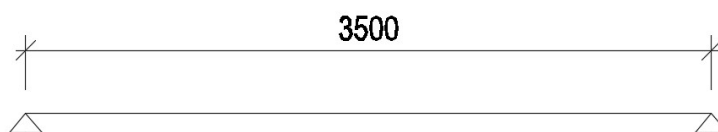
x vzdálenost břemene od bližší podpory.

Pokud rozhoduje vzdálenost k blízkému okraji desky, uvažuje se po obou stranách roznášecí šířky přídavná vzdálenost odpovídající polovině hodnot ze vztahů (1) a (2), tzn. $1/6 \cdot L$, resp. $2/6 \cdot x$, maximálně však vzdálenost zbývající k okraji desky (viz obrázek 1 a 2).

Vzdorující šířka - doprava - konzola			trhlina se vytvoří v místě změny tloušťky desky
L	3.50	m	uvažován stav, že se vytvoří podélná trhlina a v příčném směru nebude deska působit
$1/3 L$	1.17	m	uvažováno působení desky jako prosté pole a šířce $2.0 + 2 \cdot 0.75 = 3.5$ m
b_1	1.25	m	délka rozpětí je rovna vzdálenosti jednotlivých kol a roznášecí šířky
Vzdorující šířka - LM1 - konzola	2.42	m	
Max. šířka	1.60	m	
Vzdorující šířka	1.60	m	
Průřez			
Šířka	1.60	m	
Výška 1	0.36	m	

6.2.2 Model

Model je vytvořen v programu Midas Civil. Deska je uvažována jako prosté pole o rozpětí rovné roznášecí šířky 1 dvounápravy LM1. Rozpětí pole = 3.5 m. Podepření je kloubové.



Obr. 8 – statické schéma desky pro podélný směr

6.2.3 Zatížení

6.2.3.1 Zatížení vlastní tíhou

Zatížení vlastní tíhou je spočítáno automaticky výpočtním programem MIDAS Civil.

6.2.3.2 Ostatní stálé zatížení

Zatížení - stálé zatížení		
Vlastní tíha	Midas	
Zábradlí	2.00	kN/m
Zatížení dlažbou	25.00	kN/m ³
Tloušťka dlažby	0.05	m
Zatížení - vzodorující šířky		
Zatížení zábradlím	2.0	kN/m
Zatížení dlažbou	2.0	kN/m

6.2.3.3 Zatížení kolovými tlaky

4.7.3 Zatížení vozidly na mostě

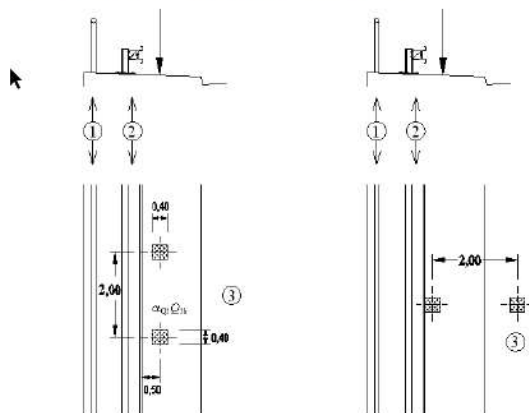
4.7.3.1 Vozidlo na chodnicích a cyklistických pruzích na mostech pozemních komunikací

(1) Pokud je použito tuhé svodidlo vhodné úrovně zadržení, není nutno uvažovat zatížení těžkým kolem nebo vozidlem za tímto svodidlem.

POZNÁMKA Úrovně zadržení svodidel jsou definovány v EN 1317-2.

(2) Pokud se předpokládá ochrana podle (1), má se mimořádná nápravná síla odpovídající $\alpha_{Q2} Q_{2k}$ (viz 4.3.2) umístit na nechráněnou část nosné konstrukce mostu a orientovat tak, aby její účinek u svodidel byl co nejnepříznivější, viz např. obrázek 4.9. Tato nápravná síla se nemá uvažovat současně s žádným jiným proměnným zatížením na nosné konstrukci mostu. Pokud prostorové uspořádání neumožňuje umístění celé nápravy, uvažuje se samostatně jedno kolo.

Pokud je třeba, má se za záchytným systémem pro vozidla uvažovat charakteristické proměnné soustředěné zatížení, definované v 5.3.2.2, odděleně od mimořádného zatížení.



Legenda

- (1) mostní zábradlí (nebo zábradelní svodidlo, nejsou-li instalována svodidla)
- (2) svodidlo
- (3) vozovka

Obrázek 4.9 – Příklady umístění zatížení od vozidel na chodnicích a pruzích pro cyklisty mostů pozemních komunikací

Zatížení - LM1		
Q_{zk} - kolové tlaky LM1	100	kN
Šířka roznosu	0.4	m
q_{zk} - kolové tlaky LM1	250	kN/m

6.2.4 Kombinace

Kombinace jsou vypsané formou výpisu ze statického softwaru MidasCivil.

```
+=====
+
```

```
  | MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software) |
  | MIDAS/Civil - Load Combinations |
  |                               (c)SINCE 1989 |
```

```
+=====
+
```

```
  | MIDAS Information Technology Co.,Ltd. (MIDAS IT) |
  | MIDAS/Civil Version 9.4.0 |
```

```
+=====
+
```

```
-----
DESIGN TYPE : General
```

```
-----
LIST OF LOAD COMBINATIONS
```

```
=====
=====
```

```
NUM NAME      ACTIVE      TYPE
      LOADCASE(FACTOR) +      LOADCASE(FACTOR) +      LOADCASE(FACTOR)
```

```
=====
=====
```

```
1  MSU_6.10b  Active      Add
      VI_tiha( 1.150) +      Zabradli( 1.150) +      LM1( 1.350)
+      Dlazba( 1.150)
```

```
-----
2  MSP_Char   Active      Add
      VI_tiha( 1.000) +      Zabradli( 1.000) +      LM1( 1.000)
+      Dlazba( 1.000)
```

```
-----
3  MSP_Kvazi  Active      Add
```

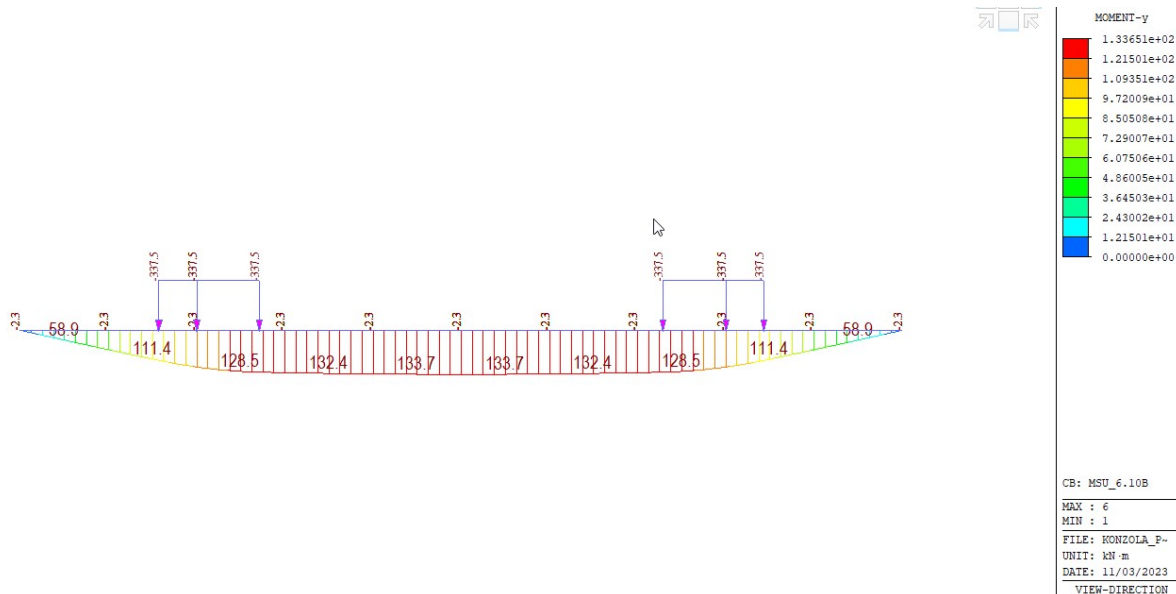
VI_tiha(1.000) +

Zabradli(1.000) +

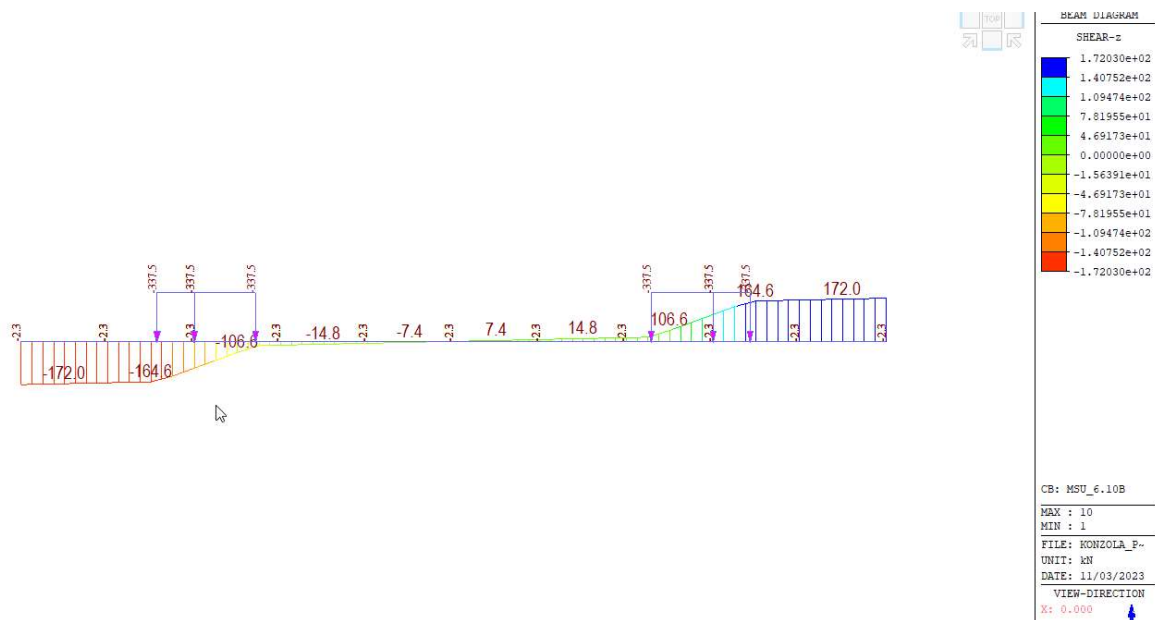
Dlážba(1.000)

6.2.5 Vnitřní síly - kombinace

6.2.5.1 Mezní stav únosnost – rozhodující kombinace 6.10b:

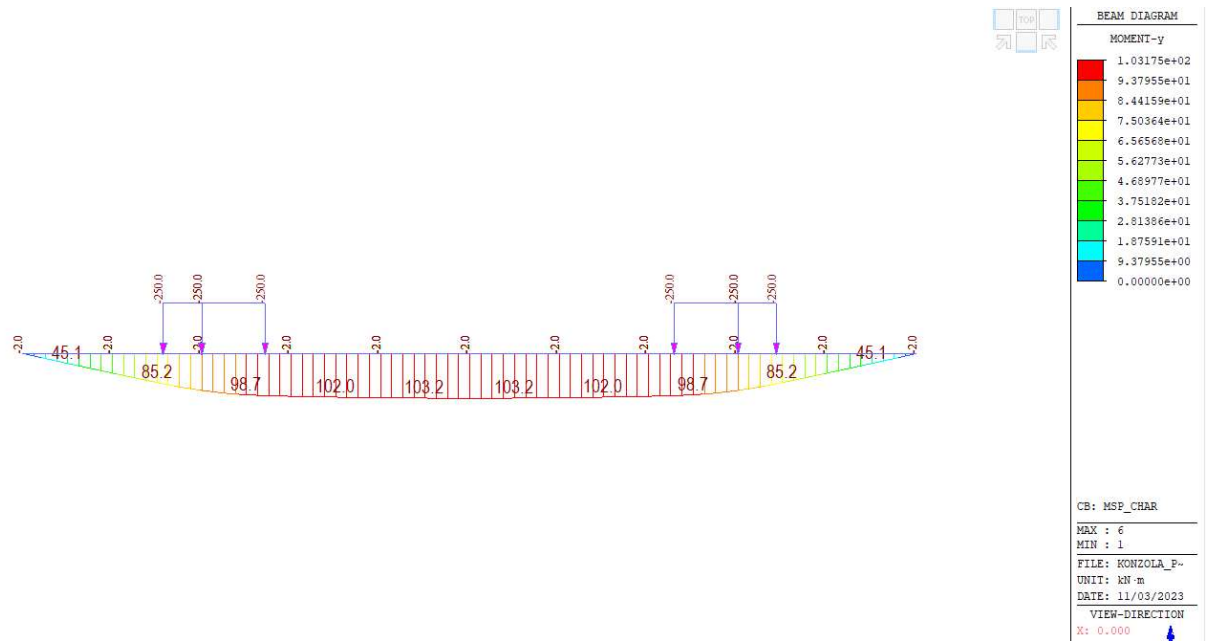


Obr. 2 MSÚ - moment

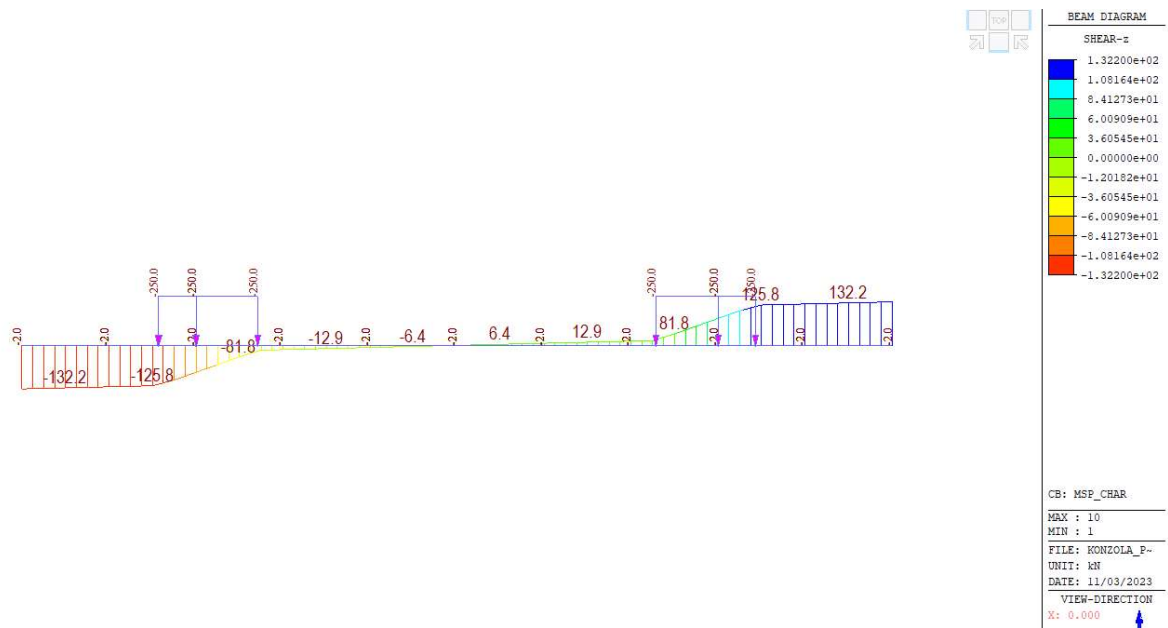


Obr. 3 MSÚ – posouvající síla

6.2.5.2 Mezní stav použitelnosti – charakteristická kombinace:

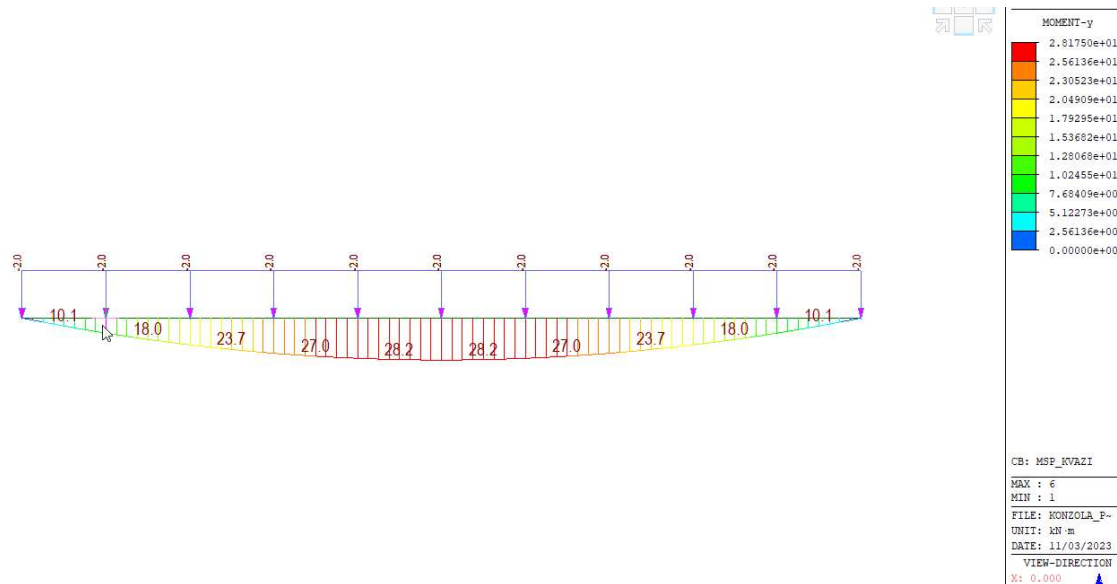


Obr. 4 MSP – ohybový moment

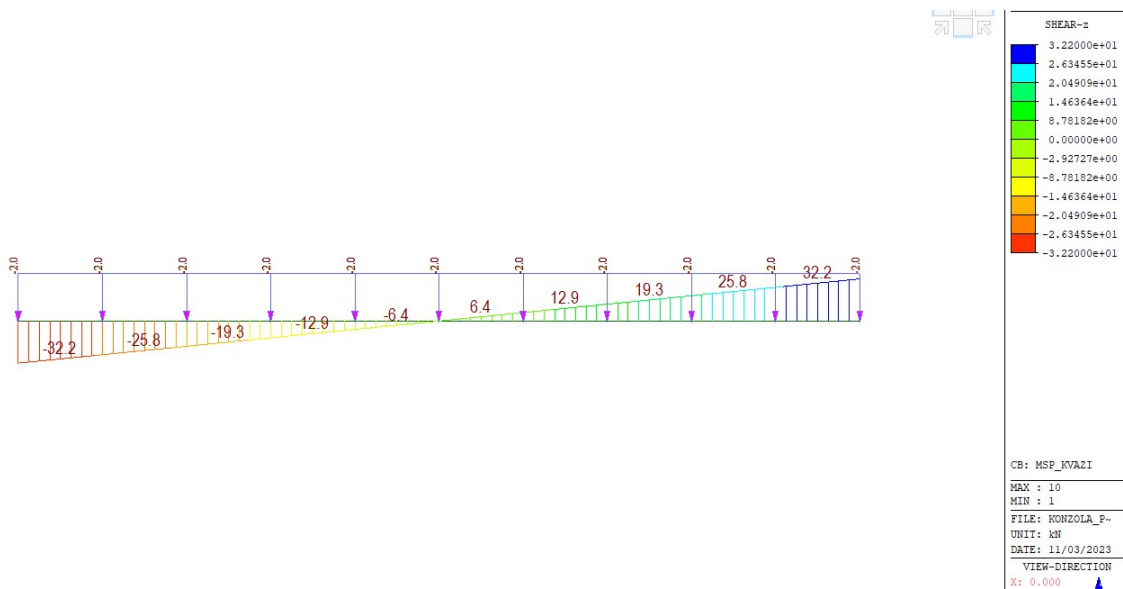


Obr. 5 MSP – posouvající síla

6.2.5.3 Mezní stav použitelnosti – kvazistálá kombinace:



Obr. 6 MSP – ohybový moment



Obr. 7 MSP – posouvající síla

6.2.6 Posouzení


Project:	
Project number:	
Author:	

Table of contents

- [1 Project data](#)
- [2 Brief summary of results of sectional checks](#)
- [3 Sectional checks](#)
- [3.1 Section Konzola - podélný směr](#)
- [4 List of design members](#)
- [5 List of reinforced sections](#)
- [6 List of used materials](#)

1 Project data

Project title

Author

Date of creation 02.11.2023

Version 23.0.4.1320

National code

National code	EN 1992-1-1:2014-12, CSN:2016-04/NA:2012-01 EN 1992-2:2008-07, CSN:2014-01/NA:2014-10
Design working life	50 years

2 Brief summary of results of sectional checks

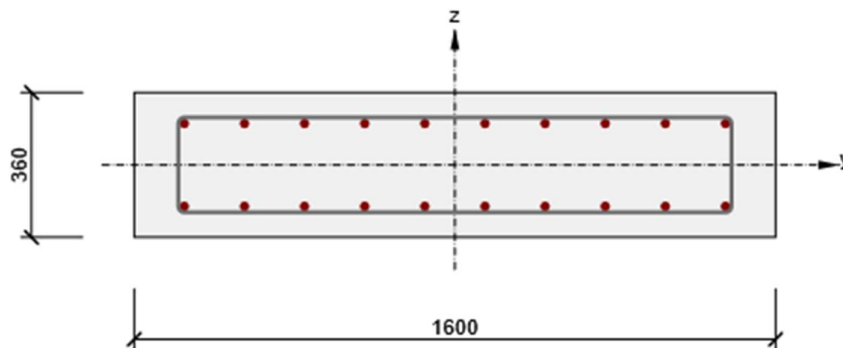
Section name	Design member	Reinforced cross-section	Value [%]	Result status
Konzola - podélný směr	M 2 (Beam)	R 2	61,2	✓

3 Sectional checks

3.1 Section Konzola - podélný směr

3.1.1 Critical extreme Konzola - podélný směr

Design member	M 2
Reinforced cross-section	R 2



Concrete: C30/37
 Age: 28,0 d
 Reinforcement: (B 500B)
 $\phi 20-150$ mm (2094mm²), $z = -103$ mm
 $\phi 20-150$ mm (2094mm²), $z = 103$ mm
 Stirrups:
 $\phi 10 - 200$ mm

3.1.1.1 Load effects - internal forces



Load type	Combination type	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Total	Fundamental ULS	0,0	0,0	172,0	0,0	134,0	0,0
Total	Characteristic	0,0	0,0	0,0	0,0	103,0	0,0
Total	Quasi-permanent	0,0	0,0	0,0	0,0	28,2	0,0

3.1.1.2 Overall

Governing type of check	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Value [%]	Check
Shear	0,0			172,0	0,0	61,2	OK
Type of check	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Value [%]	Check
Capacity N-M-M	0,0	134,0	0,0			35,0	OK
Shear	0,0			172,0	0,0	61,2	OK
Stress Limitation	0,0	103,0	0,0			15,5	OK
Crack Width	0,0	28,2	0,0			0,0	OK

Limit value of the exploitation of the cross-section: 100,0 %

Nonconformity

Nonconformities	
	Shear is resisted by concrete, shear reinforcement is required according to detailing provisions, see 6.2.2
	Cracks do not appear for short-term effect – effective tensile stress of concrete acc. to clause 7.1 (2) not exceeded in most tensioned concrete fibres

3.1.1.3 Capacity N-M-M**Results presented for combination : Fundamental ULS**

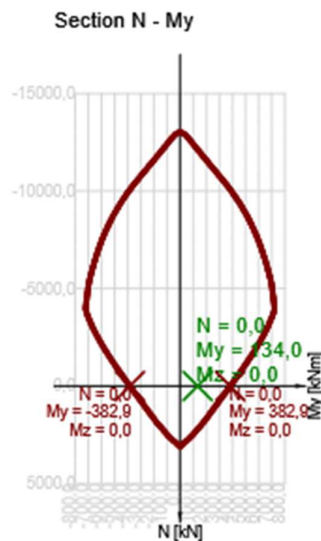
N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Type	Value [%]	Limit [%]	Check
0,0	134,0	0,0	Nu-Mu-Mu	35,0	100,0	OK

Design resistance of css subjected to bending and axial force

Type	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	0,0	0,0	0,0
M_y [kNm]	134,0	382,9	-382,9
M_z [kNm]	0,0	0,0	0,0

Nonconformity

No nonconformities

**Explanation**

Symbol	Explanation
N_{Ed}	Design value of the applied axial force caused by permanent and variable external load, and by secondary effects of prestressing

$M_{Ed,y}$	Design value of the applied bending moment around y axis caused by permanent and variable external load, and by secondary effects of prestressing
$M_{Ed,z}$	Design value of the applied bending moment around z axis caused by permanent and variable external load, and by secondary effects of prestressing
Type	Nu-Mu-Mu: Cross-sectional resistance is determined assuming proportional change of all components of acting internal forces (the eccentricity of normal force remains constant) until interaction surface is reached. The change of acting internal forces can be interpreted as the movement along the line connecting the origin of coordinate system (0,0,0) and the point of acting internal forces (N_{Ed} , $M_{Ed,y}$, $M_{Ed,z}$). Two points of intersection of the connecting line and interaction surface, which can be found, represent two sets of forces of resistance. Three resistance forces are determined in each point of intersection by the program: normal force capacity N_{Rd} , and capacities in flexure $M_{Rd,y}$ and $M_{Rd,z}$
Value	Utilization of the cross-section or its component (e.g. reinforcement bar) related to the limit value
Limit	Limit value of the exploitation of the cross-section
Check	Result of the check
F_{Ed}	The applied design force caused by external load (without effects of prestressing)
F_{Rd1}	First set of forces of resistance resulting from first point of intersection reached at interaction surface
F_{Rd2}	Second set of forces of resistance resulting from second point of intersection reached at interaction surface

3.1.1.4 Shear

Results presented for combination : Fundamental ULS

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Check zone	Clause	Value [%]	Limit [%]	Check
172,0	0,0	281,1	without reduction	6.2.2(1)	61,2	100,0	OK


Design and resistance shear forces

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
172,0	281,1	1882,3	2151,7	84,5	281,1

Input values and intermediate results of shear design

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	σ_{cp}^* [MPa]	α_{cw} [-]
2	785	3351	1600	283	248	45,0	90,0	0,0	1,00
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	v_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]	
0,12	1,84	0,15	0,01	0,0	434,8	0,5	0,53	0,53	

Nonconformity

Nonconformities	
	Shear is resisted by concrete, shear reinforcement is required according to detailing provisions, see 6.2.2

Explanation

Symbol	Explanation
--------	-------------

V_{Ed}	Design value of the applied shear force (with effect of prestressing)
N_{Ed}	Design value of the applied axial force (with effect of prestressing)
V_{Rd}	Final value of the design shear resistance
Check zone	Type of zone in which check is performed
Clause	The number of clause (type of method) used for shear check
Value	Utilization of the cross-section or its component (e.g. reinforcement bar) related to the limit value
Limit	Limit value of the exploitation of the cross-section
Check	Result of the check
$V_{Rd,c}$	The design shear resistance of the member without shear reinforcement
$V_{Rd,max}$	The design value of the maximum shear force which can be sustained by the member, limited by crushing of the compression struts
$V_{Rd,r}$	Limit value of design shear force considered without reduction by Beta factor acc. (6.2.2(6))
$V_{Rd,s}$	Design value of the shear force which can be sustained by the yielding of shear reinforcement
n_c	Number of branches of shear reinforcement
a_{sw}	The cross-sectional area of the shear reinforcement per unit length
A_{sl}	The area of the tensile longitudinal reinforcement
b_w	The width of the cross-section effective for shear.
d	Effective depth of the cross-section
z	The inner lever arm
θ	The angle between the concrete compression strut and the beam axis perpendicular to the shear force
α	The angle between shear reinforcement and the beam axis perpendicular to the shear force
σ_{cp}^*	The mean compressive stress (measured positive) in the concrete due to the design axial force taking account of the reinforcement. σ_{cp}^* serves for determining α_{cw} (see. EN 1992-1-1, chap. 6.2.3 (3))
α_{cw}	Coefficient taking account of the state of the stress in the compression chord
$C_{Rd,c}$	Coefficient for calculation the design shear resistance of the member without shear reinforcement
k	Coefficient for calculation the design shear resistance of the member without shear reinforcement
k_1	Coefficient for calculation the design shear resistance of the member without shear reinforcement
ρ_l	Reinforcement ratio of the tensile longitudinal reinforcement
σ_{cp}	The mean compressive stress (measured positive) in the concrete cross-section due to the design axial force. σ_{cp} is limited to value $0,2 \cdot f_{cd}$ (EN 1992-1-1 chap. 6.2.2 (1))
σ_{wd}	Design stress of the shear reinforcement, see note 2 of clause 6.2.3 (3)
v_{min}	Coefficient for calculation the design shear resistance of the member without shear reinforcement
v	Concrete strength reduction factor for the calculation of shear resistance
v_1	Concrete strength reduction factor for the calculation of shear resistance

3.1.1.5 Stress limitation

Stress limitation - short-term effect

Type of check	Component type	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Limit [%]	Check
7.2(2)-Char	Concrete fibre	3	-2,8	-18,0	15,5	100,0	OK

Stress limitation - long-term effect

Type of check	Component type	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Limit [%]	Check
7.2(2)-Char	Concrete fibre	3	-2,5	-18,0	13,8	100,0	OK

Detailed check of concrete - short-term effect

Type of check	Fibre	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
7.2(2)-Char	3	800	180	0,0	103,0	0,0	-2,8	-18,0	15,5	OK
7.2(3)-Quasi	3	800	180	0,0	28,2	0,0	-0,8	-13,5	5,7	OK

Detailed check of reinforcement - short-term effect

Type of check	Bar	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
7.2(5)-Char	1	-675	-103	0,0	103,0	0,0	9,7	400,0	2,4	OK

Detailed check of concrete - long-term effect

Type of check	Fibre	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
7.2(2)-Char	3	800	180	0,0	103,0	0,0	-2,5	-18,0	13,8	OK
7.2(3)-Quasi	3	800	180	0,0	28,2	0,0	-0,7	-13,5	5,0	OK

Detailed check of reinforcement - long-term effect

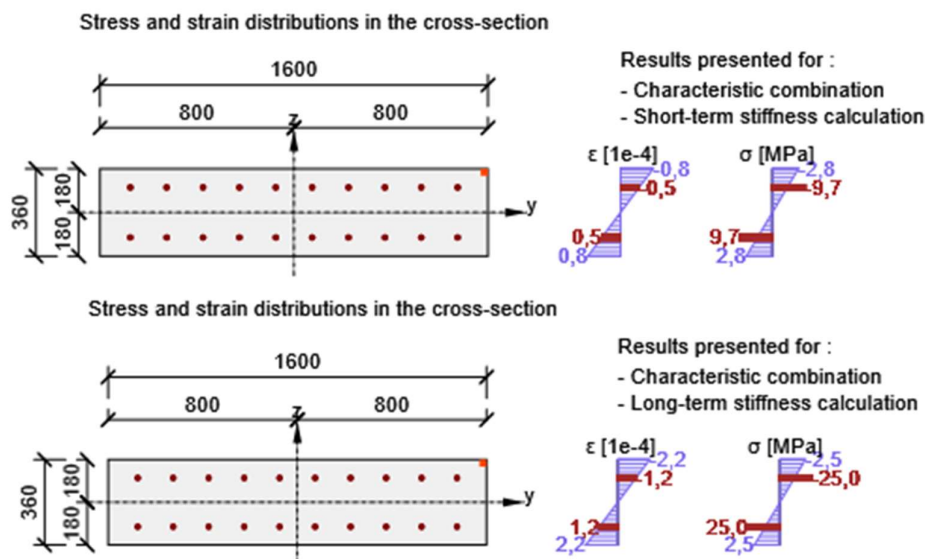
Type of check	Bar	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Value [%]	Check
7.2(5)-Char	1	-675	-103	0,0	103,0	0,0	25,0	400,0	6,2	OK

Creep coefficient

Way of assessment	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Use γ_{lt}	$\phi(t, t_0)$ [-]
Automatic	294	576000	3920	18250,0	28,0	7,0	65,0	No	1,88

Nonconformity

No nonconformities



Explanation

Symbol	Explanation
Type of check	The number of clause and the type of SLS combination used for the calculation of stress limitation
Component type	Specification of type of css component (concrete fibre/bar/tendon) with extreme value of the check
Index	Number of concrete fibre, reinforcement bar or tendon with the extreme value of the check
σ	Stress in css component (fibre/bar/tendon...) calculated for appropriate SLS combination
σ_{lim}	Limit value of the stress in css component (fibre/bar/tendon...) calculated for appropriate SLS combination
Value	Utilization of the cross-section or its component (e.g. reinforcement bar) related to the limit value
Limit	Limit value of the exploitation of the cross-section
Check	Result of the check
Fibre	Number of concrete fibre with the extreme value of the check
y_i	y-coordinate of the css component (fibre/bar/tendon...) related to the centroid of css
z_i	z-coordinate of the css component (fibre/bar/tendon...) related to the centroid of css
N	Normal force for appropriate SLS combination
M_y	Bending moment around y axis for appropriate SLS combination
M_z	Bending moment around z axis for appropriate SLS combination
Bar	Number of reinforcement bar with the extreme value of the check
h_0	The notional size = $2A_c / u$, where A_c is the concrete cross-sectional area and u is the perimeter of that part which is exposed to drying
A_c	The cross-sectional area of the concrete
u	The perimeter of that part which is exposed to drying
t	The age of concrete at the moment considered
t_0	The age of concrete at loading
t_s	The age of the concrete at the beginning of drying shrinkage (or swelling). Normally this is at the end of curing
RH	is the factor to account for relative humidity
Use γ_{lt}	Use long-term delayed strain estimation factor acc. to Annex B, clause B.105 (103)
$\varphi(t, t_0)$	Calculated value of creep coefficient

3.1.1.6 Crack width

Crack width - short-term effect

Combination	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Value [%]	Limit [%]	Check
Quasi	0,0	28,2	0,0	0,000	0,200	0,0	100,0	OK



Crack width - long-term effect

Combination	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Value [%]	Limit [%]	Check
Quasi	0,0	28,2	0,0	0,000	0,200	0,0	100,0	OK

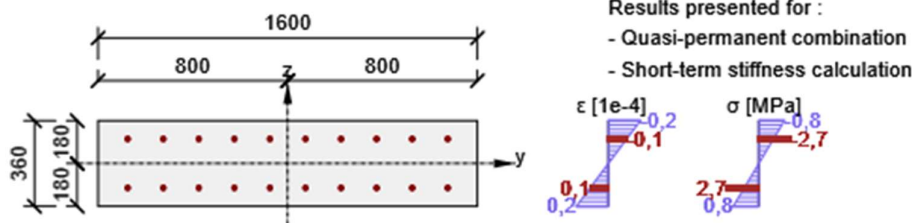
Creep coefficient

Way of assessment	h ₀ [mm]	A _c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t ₀ [d]	t _s [d]	RH [%]	Use γ _{lt}	φ(t,t ₀) [-]
Automatic	294	576000	3920	18250,0	28,0	7,0	65,0	No	1,88

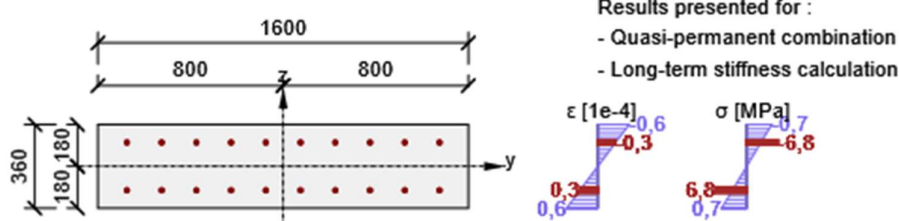
Nonconformity

Nonconformities	
	Cracks do not appear for short-term effect – effective tensile stress of concrete acc. to clause 7.1 (2) not exceeded in most tensioned concrete fibres
	Cracks do not appear for long-term effect - effective tensile stress of concrete acc. to clause 7.1 (2) not exceeded in most tensioned concrete fibres

Stress and strain distributions in the cross-section



Stress and strain distributions in the cross-section



Explanation

Symbol	Explanation
Combination	Combination used for calculation including rsup or rinf coefficient acc. to 5.10.9
N	Normal force for quasi-permanent combination
M _y	Bending moment around y axis for quasi-permanent combination
M _z	Bending moment around z axis for quasi-permanent combination
w _k	The crack width calculated according to 7.3.4

W_{lim}	Limit value of crack width according to table 7.101N
Value	Utilization of the cross-section or its component (e.g. reinforcement bar) related to the limit value
Limit	Limit value of the exploitation of the cross-section
Check	Result of the check
h_0	The notional size = $2A_c / u$, where A_c is the concrete cross-sectional area and u is the perimeter of that part which is exposed to drying
A_c	The cross-sectional area of the concrete
u	The perimeter of that part which is exposed to drying
t	The age of concrete at the moment considered
t_0	The age of concrete at loading
t_s	The age of the concrete at the beginning of drying shrinkage (or swelling). Normally this is at the end of curing
RH	is the factor to account for relative humidity
Use γ_{lt}	Use long-term delayed strain estimation factor acc. to Annex B, clause B.105 (103)
$\varphi(t, t_0)$	Calculated value of creep coefficient

4 List of design members

Design member M 2

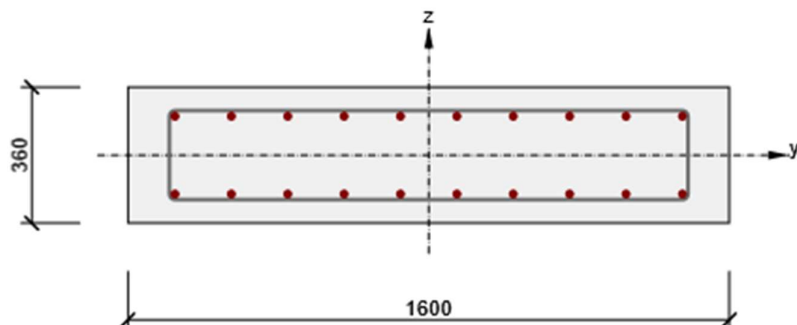
Member type	Beam
Exposure class	XC4, XD1, XF2
Relative humidity	65,0 %
Φ_{inf}	Calculated
Structural member importance	Major

Flexural slenderness data

Clear distance between faces of the supports (5.3.2.2 (1)) m	Width of supporting element (5.3.2.2 (1))		Support condition	
	Left mm	Right mm	Left	Right
1,00	400	400	Non-continuous member	Non-continuous member

5 List of reinforced sections

Reinforced section R 2



Cross-section components

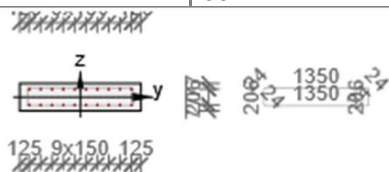
Rectangular cross-section (1600 / 360mm), Material: C30/37

Cross-section characteristics

A [mm ²]	S _y [mm ³]	S _z [mm ³]	I _y [mm ⁴]	I _z [mm ⁴]	C _{ay} [mm]	C _{az} [mm]	i _y [mm]	i _z [mm]
576000	0	0	6220800000	122880000000	0	0	104	462

Concrete cover related to cross-section edges

1	50 mm
2	55 mm
3	55 mm
4	55 mm



Longitudinal reinforcement [kg/m]	Shear reinforcement [kg/m]	Total mass [kg/m]	Reinforcement / m3 concrete [kg/m ³]
53	10	62	108

Longitudinal reinforcement

Bar	Ø [mm]	Material	Y [mm]	Z [mm]
1	20	B 500B	-675	-103
2	20	B 500B	-525	-103
3	20	B 500B	-375	-103
4	20	B 500B	-225	-103
5	20	B 500B	-75	-103
6	20	B 500B	75	-103

7	20	B 500B	225	-103
8	20	B 500B	375	-103
9	20	B 500B	525	-103
10	20	B 500B	675	-103
11	20	B 500B	-675	103
12	20	B 500B	-525	103
13	20	B 500B	-375	103
14	20	B 500B	-225	103
15	20	B 500B	-75	103
16	20	B 500B	75	103
17	20	B 500B	225	103
18	20	B 500B	375	103
19	20	B 500B	525	103
20	20	B 500B	675	103

Stirrups

Stirrup	Ø [mm]	Material	Distance [mm]	Closed	Shear check	Torsion check	Diameter of mandrel
1	10	B 500B	200	Yes	Yes	Yes	0,00
Stirrup	Vertex	Y [mm]	Z [mm]				
1	1	-675	-103				
1	2	675	-103				
1	3	675	103				
1	4	-675	103				

6 List of used materials

Concrete

Name	f_{ck} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]	ν [-]	Unit mass [kg/m ³]
C30/37	30,0	38,0	2,9	32836,6	0,20	2500
	$\epsilon_{c2} = 20,0 \cdot 10^{-4}$, $\epsilon_{cu2} = 35,0 \cdot 10^{-4}$, $\epsilon_{c3} = 17,5 \cdot 10^{-4}$, $\epsilon_{cu3} = 35,0 \cdot 10^{-4}$, Exponent - n: 2,00, Aggregate size = 16 mm, Cement class: R (s = 0,20), Diagram type: Parabolic					

Explanation

Symbol	Explanation
f_{ck}	Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days
f_{cm}	Mean value of concrete cylinder compressive strength
f_{ctm}	Mean value of axial tensile strength of concrete
E_{cm}	Secant modulus of elasticity of concrete
ϵ_c	Compressive strain in the concrete at the peak stress f_c
ϵ_{cu}	Ultimate compressive strain in the concrete

Reinforcement Steel

Name	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	E [MPa]	ν [-]	Unit mass [kg/m ³]
------	----------------	----------------	---------	-----------	--------------------------------

B 500B	500,0	540,0	200000,0	0,20	7850
	$f_{tk}/f_{yk} = 1,08, \epsilon_{uk} = 500,0 \cdot 10^{-4}$, Type: Bars, Bar surface: Ribbed, Class: B, Fabrication: Hot rolled, Diagram type: Bilinear with an inclined top branch				

Explanation

Symbol	Explanation
f_{yk}	Characteristic yield strength of reinforcement
f_{tk}	Characteristic tensile strength of reinforcement
E	Modulus of elasticity of reinforcement steel
ϵ_{uk}	Characteristic strain of reinforcement or prestressing steel at maximum load

7 NÁVRH A POSOUZENÍ KOTVENÍ POPRSNÍ ZÍDKY

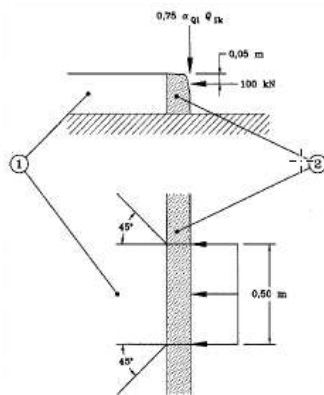
Návrh a posouzení kotvení poprsní zídky je provedeno dle ČSN EN 1990-1 na zatížení nárazem do obrubníku dle ČSN EN 1991-2, čl 4.7.3. Posouzení je provedeno ve odborné programu a doloženo formou výstřžků z tohoto programu.

7.1 Zatížení

4.7.3.2 Síly od nárazu na obrubníky

(1) Zatížení od nárazu vozidla na obrubník nebo okraj chodníku se má uvažovat jako boční síla rovná 100 kN působící 0,05 m pod horním okrajem obrubníku.

Tato síla má působit na délce 0,5 m a je přenášena obrubníkem do nosných prvků, které ho podírají. Předpokládá se, že se v tuhých nosných prvcích zatížení roznáší pod úhlem 45°. Pokud je to nepříznivé, má se současně se silou od nárazu uvažovat působení svislého zatížení dopravou rovného $0,75 \alpha_{Q1} Q_{1k}$ (viz obrázek 4.10).



Legenda

- 1) chodník
- 2) obrubník

Obrázek 4.10 – Definice sil od nárazu vozidla na obrubník

	Posouzení nárazu do římsy				
	Působící síla	100.0	kN	ČSN EN 1991-2, čl. 4.7.3	
	Šířka nabetonované poprsní zídky	0.8	m		
	Úhel roznosu zatížení	45.0	°		
	Šířka zatížení	0.5	m		
	Vzdálenost kotev	0.4	m		
	Spolupůsobící šířka	1.30	m	Uvažováno u dilatační spáry Ve výpočtovém modelu šířka pouze 1.0 m.	
	Šířka v modelu	1.20	m		
	Síly působící na v místě kotvení poprsní zídky				
	Síla působící na danou šířku	92.3	kN		
	Rameno působící síly	0.6	m		
	Síla působící na danou šířku	55.4	kN/m		

7.2 Posouzení

Materiál a Geometrie

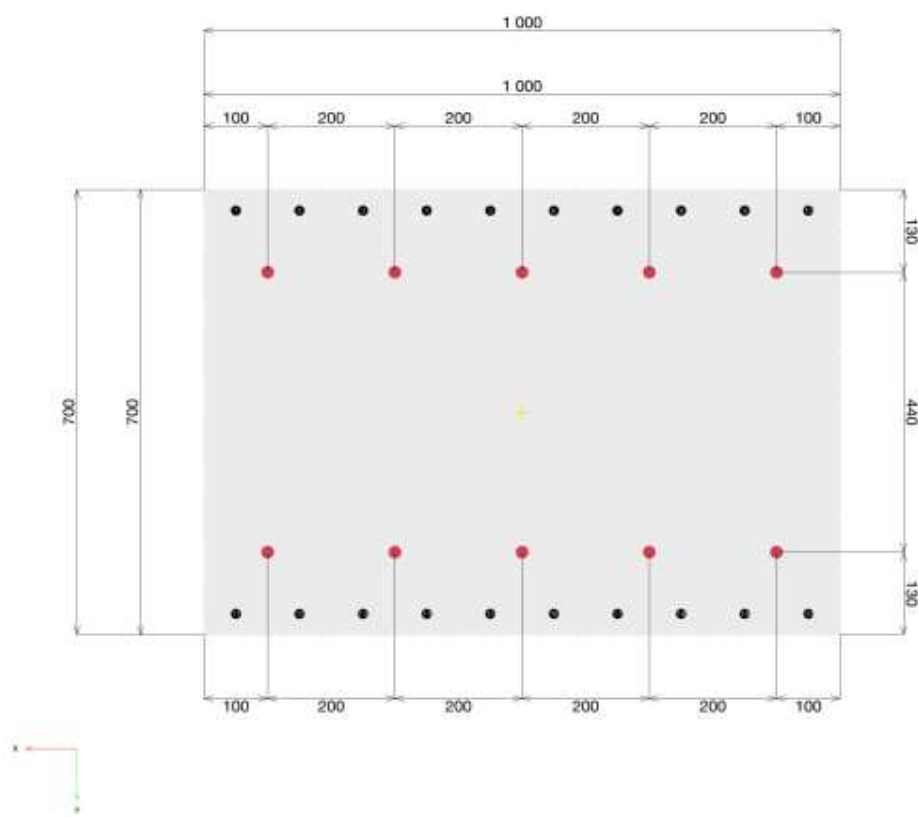
Stávající beton	C50/60, $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$
Nový beton	C30/37, $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Drsnost spoje	Drsný
Rozhraní mezi novým a původním betonem	Obdélníkový tvar, šířka = 1 000 mm, výška = 800 mm
Rozměr stávajícího betonu	1 300 mm
Minimální krytí	25 mm
Přední krytí zabetonované výztuže	25 mm
Teplota	Při montáži: od 5°C do 20°C; Za provozu: 20 °C / 20 °C (krátko / dlouhodobá)

Dodatečně vlepovaná výztuž

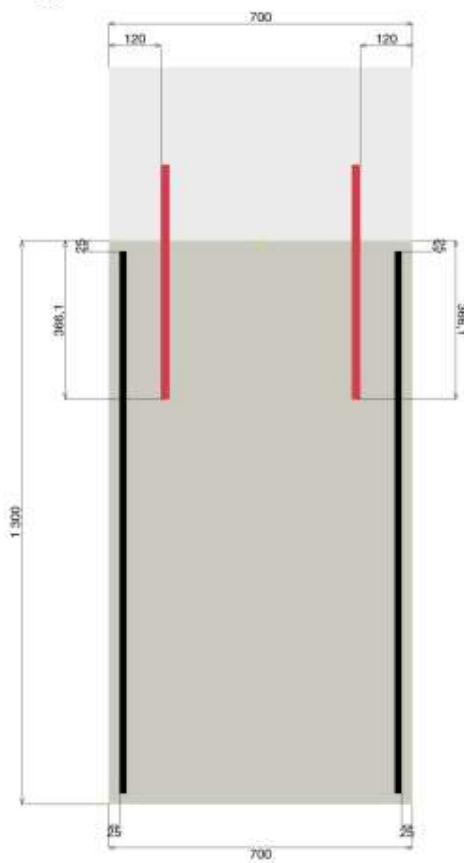
	Průměr	Souřadnice Y	Soudržnost	f_{yk}	Hloubka vrtání (l_v)
Horní vrstva 1	20mm	220 mm	Dobré	500,00 N/mm ²	366 mm
Spodní vrstva 1	20mm	-220 mm	Dobré	500,00 N/mm ²	366 mm

Podélná výztuž

	Průměr	Rozteč (od osy na osu)	Krytí	Soudržnost	f_{yk}	Tvar
Horní vrstva 1	16 mm	100 mm	25 mm	Dobré	200,00 N/mm ²	Přímá
Spodní vrstva 1	16 mm	100 mm	25 mm	Dobré	200,00 N/mm ²	Přímá

1.2. Pohled na výztuže v řezu

1.3. Boční pohled - řez



2. Zatížení

2.1. Kombinace zatížení a geometrie

LC	Typ zatížení	V _x [kN]	V _y [kN]	N [kN]	M _x [kNm]	Design Method	Max drill length l _v [mm]	Max. využití [%]
Kombinace 1	Statické	0,000	93,000	0,000	-55,400	EN1992-1-1	366,128	89

3. Přehled výsledků

3.1. Odkazy na předpisy

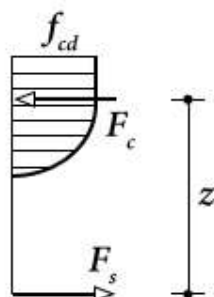
[1] EN 1992-1-1:2011 (01/2011): Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

3.2. Posouzení plochy průřezu

Popis	Velikost	Hodnota
Průměr vlepované výztuže	ϕ	20 mm
Mez kluzu výztuže, dodatečně vlepované	f_{yk}	500,00 N/mm ²
Pevnost betonu v tlaku, stávající	f_{ck}	50,00 N/mm ²
Pevnost betonu v tlaku, nový	f_{cd}	30,00 N/mm ²
Výška betonu	h	700 mm
Šířka betonu	b	1 000 mm

Stanovení únosnosti vyztuženého betonu se provádí za předpokladu Bernoulliho hypotézy („rovinné řezy zůstávají rovinné“).

Parabolicko-rectangulární pracovní diagram pro beton namáhaný tlakem.



$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ for } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad [1] \text{ rovnice (3.17)}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ for } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad [1] \text{ rovnice (3.18)}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_w f_{ck}}{\gamma_c} \quad [1] (3.15)$$

Diagram návrhového napětí a poměrného přetvoření oceli (v tahu a tlaku) předpokládá bilineární řešení s vodorovnou horní částí.

f_{yk}	$= \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	návrhová mez kluzu
ε_{yk}	$= \frac{f_{yk}}{E_s}$	návrhové poměrné přetvoření na mezi kluzu výztuže
ε_{ud}		mezni návrhové poměrné přetvoření

f_{ck} [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	f_{cd} [N/mm ²]	ε_{c2} [-]	ε_{cu2} [-]
30,00	1,000	1,500	20,00	0,002	0,0035

f_{yk} [N/mm ²]	γ_s [-]	f_{yk} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ε_{yk} [-]	ε_{ud} [-]
500,00	1,150	434,78	200 000,00	0,002	0,020

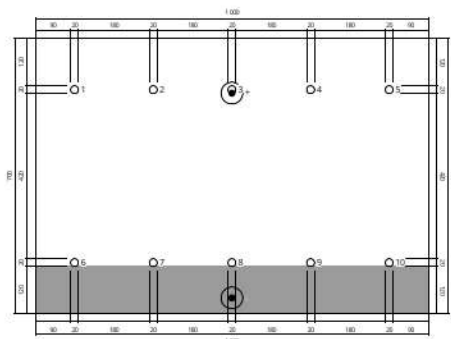


Dodatečná tahová síla vlivem smykového zatížení

$$\Delta F_{td} = V_{Ed} \cdot \cot \Theta \quad [1] \text{ odstavec 6.2.3}$$

V_{Ed} [kN]	Θ [°]	$\cot \Theta$ [-]	ΔF_{td} [kN]
-93,000	42,5	1,091	101,492

Polohy výztuží s uvedením průměru na rozhraní



Výsledné síly ve výztuži

Síla (+Tah, -Tlak)

Vrstva BottomLayer1 zahrnující výztuže 6-10

Vrstva TopLayer1 zahrnující výztuže 1-5

Vrstva	Tahové síly [kN]	Dodatečná tahová síla vlivem smykového zatížení (ΔF_{td}) [kN]	Celková síla [kN]
TopLayer1	104,259	50,746	155,005
BottomLayer1	2,116	50,746	52,862

max. tlakové přetvoření betonu:

max. tlakové napětí v betonu:

výsledná tahová síla v (x/y) = (-0,000/211,248):

výsledná tlaková síla v (x/y) = (0,000/-309,553):

rameno vnitřních sil z =

0,089 ‰

1,75 N/mm²

106,375 kN

106,375 kN

521 mm

4. Návrh výztuže v tahu ([1] odstavec 8.4 , 8.7)

4.1. Posouzení oceli a určení délky přesahu

Vstupní data

Popis	Velikost	Hodnota
Charakteristická pevnost betonu v tlaku, stávající	f_{ck}	50,00 N/mm ²
Charakteristická pevnost betonu v tahu (5% rozptyl), stávající	$f_{ctk;0.05}$	2,850 N/mm ²
Bezpečnostní součinitel materiálu	γ_c	1,500
Součinitel dlouhodobého ovlivnění pevnosti betonu v tahu	α_{ct}	1,000
Návrhová pevnost betonu v tahu, stávající	f_{ctd}	1,900 N/mm ²
Průměr výztuže		
Vlepovaná:	ϕ	20,000 mm
Zabetonovaná:	ϕ	16,000 mm
Mez kluzu výztuže		
Vlepovaná:	f_{yk}	500,000 N/mm ²
Zabetonovaná:	f_{yk}	200,000 N/mm ²
Bezpečnostní součinitel materiálu	γ_s	1,150
Součinitel tvaru výztuže ([1] tabulka 8.2)		
Vlepovaná:	α_1	1,000
Zabetonovaná:	α_1	1,000
Ovlivnění krytí výztuže ([1] tabulka 8.2)		
Vlepovaná:	α_2	0,700
Zabetonovaná:	α_2	0,916
Vliv příčného tlaku ([1] tabulka 8.2)		
Příčný tlak	p	0,00 N/mm ²
	α_3	1,000
	α_3	1,500
Součinitel zvýšení délky přesahu ([1] tabulka 8.3)		

Hlavní situace zatížení

Následující výsledky jsou platné pro hlavní situace zatížení:

Návrh je proveden na základě výsledků analýzy konstrukce (včetně přidavných tahových sil vlivem smykového zatížení)

Výsledky hloubky vrtání

$$l_v \geq l_{0,max} + l_{0,e} + c_f$$

$$l_{0,max} = \max(l_{0,Dodatečné=lepované}, l_{0,Předemzabetonované})$$

$$l_{0,e} = \max(e - \min(4 \cdot \min(\phi_{Dodatečné=lepované}, \phi_{Předemzabetonované}), 50), 0)$$

e rozteč mezi vlepanou výztuží a zabetonovanou výztuží

c_f čelní krytí zabetonovaných výztuží

Vrstva BottomLayer1 zahrnující výztuže 5-8

Vrstva TopLayer1 zahrnující výztuže 1-4

Vrstva	ϕ [mm]	l_0 [mm]
Vleповaná TopLayer1	20	300
Zabetonovaná TopLayer1	16	240
Vleповaná BottomLayer1	20	300
Zabetonovaná BottomLayer1	16	240

Vrstva	$l_{0,max}$ [mm]	e [mm]	$l_{0,e}$ [mm]	c_f [mm]	l_v [mm]
TopLayer1 / TopLayer1	300	91	41	25	366
BottomLayer1 / BottomLayer1	300	91	41	25	366

Posouzení oceli

$$F_{Ed} \leq F_{gd} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s}$$

Vrstva	F_{Ed} [kN]	ϕ [mm]	γ_s [-]	A_s [mm ²]	F_{gd} [kN]	Využití [%]	Stav
Dodatečně vleповané TopLayer1	31,001	20	1,150	314	136,591	23	Ok
Předem zabetonované TopLayer1	31,001	16	1,150	201	34,967	89	Ok
Dodatečně vleповané BottomLayer1	10,572	20	1,150	314	136,591	8	Ok
Předem zabetonované BottomLayer1	10,572	16	1,150	201	34,967	31	Ok

Délka přesahu

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{brqd} \geq l_{0,min} \quad [1] \text{ rovnice (8.10)}$$

$$l_{brqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad [1] \text{ rovnice (8.3)}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_s}$$

$$l_{0,min} = \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{brqd}, 15 \cdot \phi, 200mm) \quad [1] \text{ rovnice (8.11)}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad [1] \text{ rovnice (8.2)}$$

$$\eta_1 = 1.0 \text{ pro dobré podmínky soudržnosti} \quad [1] \text{ odstavec 8.4.2 (2)}$$

$$\eta_2 = 0.7 \text{ pro všechny další případy}$$

$$\eta_2 = 1.0 \text{ pro výztuže } \phi \leq 32mm \quad [1] \text{ odstavec 8.4.2 (2)}$$

$$\eta_2 = \frac{(132-\phi)}{100} \text{ pro výztuže } \phi > 32mm$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctkm}}{\gamma_c} \quad [1] \text{ rovnice (3.16)}$$

$$f_{ctk0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad [1] \text{ tabulka (3.1)}$$

Dodatečně vleповané výztuže

V případě vleповaných výztuží, použijte $f_{bd,PIR}$ v [1] odst. (8.3)

$$f_{bd,PIR} = k_b \cdot f_{bd}$$

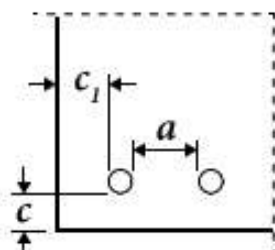
$$k_b = \text{součinitel soudržnosti z ETA-19/0600}$$

$$l_{0,min} = \alpha_{lb} \cdot l_{0,min}$$

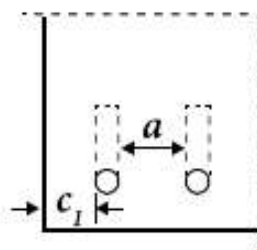
$$\alpha_{lb} = \text{součinitel zesílení ETA-19/0600}$$

Rovnice pro součinitele (α_d)**Krytí výztuže**

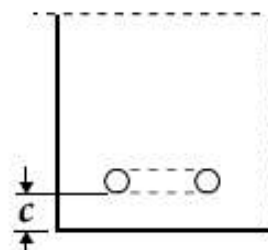
$$0.70 \leq \alpha_2 = 1 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi} \leq 1.00 \quad [1] \text{ tabulka 8.2}$$



Rovné tyče
 $c_d = \min \left(\frac{\phi}{2}, c_1, c \right)$



Zahnuté výztuže
 $c_d = \min (c_1, c)$



Výztuže se smyčkou
 $c_d = c$

Příčný tlak

$$0.7 \leq \alpha_5 = 1 - 0.04 \cdot p \leq 1.00 \quad [1] \text{ tabulka 8.2}$$

Limit kombinace

$$\alpha_{2,3,5} = \max (\alpha_2, \alpha_3, \alpha_5; 0.7) \quad [1] \text{ rovnice (8.5)}$$

Zvýšení délky přesahu

$$\alpha_6 = 1.5 \quad [1] \text{ tabulka 8.3}$$

Vrstva	F_{Ed} [kN]	ϕ [mm]	A_s [mm ²]	σ_{sd} [N/mm ²]	η_1 [-]	η_2 [-]	f_{ctd} [N/mm ²]
Dodatečně vlepované TopLayer1	34,609	20	314	110,17	1,000	1,000	1,900
Předem zabetonované TopLayer1	34,609	16	201	172,13	1,000	1,000	1,900
Dodatečně vlepované BottomLayer1	13,105	20	314	41,71	1,000	1,000	1,900
Předem zabetonované BottomLayer1	13,105	16	201	65,18	1,000	1,000	1,900

Vrstva	k_b [-]	f_{bd} [N/mm ²]	$f_{bd,PIR}$ [N/mm ²]	α_{lb} [-]	$l_{b,rqd}$ [mm]	$l_{0,min}$ [mm]	α_1 [-]	c_d [mm]
Dodatečně vlepované TopLayer1	1,000	4,28	4,28	1,000	129	300	1,000	120
Předem zabetonované TopLayer1	-	4,28	-	-	161	240	1,000	25
Dodatečně vlepované BottomLayer1	1,000	4,28	4,28	1,000	49	300	1,000	120
Předem zabetonované BottomLayer1	-	4,28	-	-	61	240	1,000	25

Vrstva	α_2 [-]	α_3 [-]
Dodatečně vlepované TopLayer1	0,700	1,000
Předem zabetonované TopLayer1	0,916	1,000
Dodatečně vlepované BottomLayer1	0,700	1,000
Předem zabetonované BottomLayer1	0,916	1,000

Vrstva	p [N/mm ²]	α_5 [-]	$\alpha_{2,3,5}$ [-]	α_6 [-]	l_0 [mm]
Dodatečně vlepované TopLayer1	0,00	1,000	0,700	1,500	300
Předem zabetonované TopLayer1	0,00	1,000	0,916	1,500	240
Dodatečně vlepované BottomLayer1	0,00	1,000	0,700	1,500	300
Předem zabetonované BottomLayer1	0,00	1,000	0,916	1,500	240



4.2. Smyk na rozhraní mezi betonem odlévaný v různých časech ([1] odstavec 6.2.5)

Vstupní data

Popis	Velikost	Hodnota
Tvar řezu	obdélníkový	
Výška betonu	h	700 mm
Šířka betonu	b	1 000 mm
Tlačená zóna (analýza konstrukce - průřezu)	$A_{c,comp.}$	120 885 mm ²
Výsledná tlačená síla (analýza konstrukce - průřezu)	$F_{Ed,comp.}$	106,375 kN
Pevnost betonu v tlaku, stávající	f_{ck}	30,00 N/mm ²
Pevnost betonu v tlaku, nový	f_{cd}	30,00 N/mm ²
Bezpečnostní součinitel materiálu	γ_c	1,500
Součinitel dlouhodobého ovlivnění pevnosti betonu v tlaku	α_{cc}	1,000
Součinitel dlouhodobého ovlivnění pevnosti betonu v tahu	α_{ct}	1,000
Návrhová pevnost betonu v tlaku	f_{cd}	20,00 N/mm ²
Návrhová pevnost betonu v tahu	f_{ctd}	1,35 N/mm ²
Mez kluzu výztuže	f_{yk}	500,00 N/mm ²
Bezpečnostní součinitel materiálu	γ_s	1,150
Sklon smykové výztuže	α	90,0 °
Drsnost povrchu		drsný, $c = 0,400$, $\mu = 0,700$

Posouzení

$$\nu_{Edi} \leq \nu_{Rdi} \quad [1] \text{ rovnice (6.23)}$$

$$\nu_{Edi} = \frac{V_{Ed}}{A_{c,comp.}}$$

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed,x}^2 + V_{Ed,y}^2}$$

$$\nu_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad [1] \text{ rovnice (6.25)}$$

$$\text{od } \alpha = 90^\circ$$

$$\nu_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot \mu \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd}$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0.05}}{\gamma_c} \quad [1] \text{ rovnice (6.16)}$$

$$f_{ctk;0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad [1] \text{ tabulka 3.1}$$

$$\sigma_n = \frac{F_{Ed,comp.}}{A_{c,comp.}} \leq 0,6 \cdot f_{cd} \quad [1] \text{ odstavec 6.2.5 (1)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_{c,comp.}} \quad [1] \text{ odstavec 6.2.5 (1)}$$

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad [1] \text{ rovnice (6.6N)}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad [1] \text{ rovnice (3.15)}$$

c [-]	f_{ctd} [N/mm ²]	μ [-]	$F_{Ed,comp.}$ [kN]	$A_{c,comp.}$ [mm ²]	σ_n [N/mm ²]	A_s [mm ²]
0,400	1,35	0,700	106,375	120 885	0,88	0

ρ [-]	f_{yd} [N/mm ²]	ν [-]	f_{cd} [N/mm ²]	$\nu_{Rdi,Limit}$ [N/mm ²]	$V_{Ed,x}$ [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]
0,000	434,78	0,528	20,00	5,28	-0,000	-93,000

V_{Ed} [kN]	ν_{Edi} [N/mm ²]	ν_{Rdi} [N/mm ²]	Využití [%]	Stav
93,000	0,77	1,16	67	Ok

7.3 Závěr

Kotevní poprsní zídky bude provedeno pomocí vlepované výztuže $\varnothing 20$ mm s roztečí 300 mm. Délka vlepení do stávající konstrukce je min 400 mm. Délka přesahu s výztuží stávající konstrukcí min. 350 mm.

Tento výpočet je proveden na základě znalostí vycházejících z průzkumu dostupných v rámci stupně PDPS. V RDS je nutné provést průzkum výztuže poprsní zdi a na základě jeho výsledků a znalosti konkrétního dodavatele kotevního systému výpočet a návrh aktualizovat.

8 PŘEDPISY, NORMY, POUŽITÉ PODKLADY

8.1 Normy

- [1.1] ČSN EN 1990 ed.2 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí (02/2011),
- [1.2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení –
Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zat. pozemních staveb (03/2004, vč.
změn),
- [1.3] ČSN EN 1991-2 ed.2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou
(11/2015),
- [1.4] ČSN EN 1992-1-1 ed.2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1:
Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby (07/2011, vč. změny A1),
- [1.5] ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty
(05/2007, včetně změn),
- [1.6] ČSN EN 206+A1 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
(04/2018),
- [1.7] ČSN 73 6201/2008 Projektování mostních objektů (10/2008, vč. změny Z1)
- [1.8] ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí (06/2010, vč. změn),
- [1.9] ČSN 73 6222 Zatížitelnost mostů pozemních komunikací (07/2013, včetně
změn)

8.2 Použitý software

MIDAS Civil – roštový 3D model nosné konstrukce

IDEA StatiCa – posouzení prutů

MS Office WORD 2010, Microsoft – zpracování textové části statického výpočtu

9 ZÁVĚR

V rámci přepočtu zatížitelnosti pro stupeň PDPS byly ověřeny předpoklady splnění požadavků tabulky 4.1 normy ČSN 73 6222/Z1.

V rámci přepočtu zatížitelnosti po rekonstrukci, před uvedením mostu do provozu, je nutné zohlednit skutečnosti zjištěné při rekonstrukci.

!!! Dokumentace neslouží k realizaci stavby !!!

V Praze, listopad 2023

Ing. Zuzana Vávrová
AFRY CZ s.r.o.
tel: +420 727 960 408
e-mail: zuzana.vavrova@afry.com