


Číslo zakázky: 2016/15	HIP: Ing. Ivo Šlajer	 FORVIA CZ, s.r.o. IČO:02992485, DIČ:CZ02992485, Kolínská 1, 290 01 Poděbrady - Kluk
Schválil:	Zodp. projektant: Ing. Jiří Sobol	
	info@forvia.cz	
Tech. kontrola:	Vypracoval: Kolektiv	
	info@forvia.cz	

VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

	Vedoucí projektu	Zodpovědný projektant	Investor	KSÚS STČ. KRAJE
	ING. V. POLÁK 	ING. P. HORA 	Místo stavby	KOSTELEČ NAD LABEM
	Vypracoval	Kontroloval	Formát	A4
	ING. P. HORA 	ING. K. STIEBITZ 	Datum	11/2017
OPRAVA MOSTU EV. Č. 244-006 MOST PŘES MLÝNSKÝ NÁHON V KOSTELCI NAD LABEM SO 201 - MOST			Účel	PDPS
			Měřítko	
TOP CON SERVIS s.r.o., Ke Stírce 1824/56, 182 00 Praha 8, tel/fax: 284 021 740, email: topcon@topcon.cz			Č.zakázky	105-16
			Číslo kopie	Číslo přílohy
				B2.11
STATICKÝ VÝPOČET ROZNÁŠECÍ DESKY				

STATICKÝ VÝPOČET ROZNÁŠECÍ DESKY

Listopad 2017

Ing. P. Hora

OBSAH:

1. Průvodní zpráva ke statickému výpočtu.....	3
1.1. Úvod	3
1.2. Popis stávající nosné konstrukce mostu	3
1.3. Popis konstrukce roznášecí desky	3
1.3.1. Nosná konstrukce	3
1.3.2. Založení	3
1.3.3. Geotechnické podmínky	3
1.4. Normy literatura a výpočetní programy	4
2. Zatížení	5
2.1. Stálé zatížení	5
2.1.1. Vlastní tíha	5
2.1.2. Ostatní stálé zatížení.....	5
2.1.3. Smršťování	5
2.2. Zatížení dopravou	5
2.2.1. Model zatížení 1 (LM1)	5
2.2.2. Model zatížení 2 (LM2).....	7
2.2.3. Model zatížení 3 (LM3 – zvláštní vozidla).....	7
2.2.4. Model pro posouzení mezního stavu únavy (MZÚ3)	7
2.2.5. Model zatížení 4 (LM4).....	8
2.2.6. Brzdné a rozjezdové síly	8
2.2.7. Příčné síly	8
2.3. Klimatická zatížení.....	8
2.3.1. Zatížení teplotou	8
2.3.2. Zatížení větrem	9
3. Statický model	10
4. Vyhodnocení vnitřních sil	12
4.1. Kombinace zatížení	12
4.1.1. Kombinace pro MSÚ	12
4.1.2. Kombinace pro MSP	12
4.1.3. Kombinace pro posouzení únavy	12
4.1.4. Kombinační součinitelé	12
4.2. Vnitřní síly	13
5. Posouzení průřezů nosné konstrukce.....	14
5.1. Podélný směr.....	14
5.1.1. Průřez v polovině rozpětí pole desky – střed desky (kladný moment).....	14
5.1.2. Průřez v polovině rozpětí pole desky – úžlabí desky (kladný moment)	16
5.1.3. Průřez desky nad vrcholem klenby – střed desky (kladný moment).....	19
5.1.4. Průřez desky nad vrcholem klenby – úžlabí desky (kladný moment)	22
5.2. Příčný směr.....	25
6. Deformace NK.....	27
6.1. Svislý průhyb od nahodilého zatížení	27
7. Založení – mikropiloty.....	28
7.1. Svislá únosnost a sedání	28
8. Závěr	29

1. Průvodní zpráva ke statickému výpočtu

1.1. Úvod

Účelem tohoto statického výpočtu je statické ověření rozhodujících průřezů a rozměrů roznášecí ŽB desky mostu ev. č. 244-006 přes mlýnský náhon v Kostelci nad Labem, vybudované v nadnáspy a přechodové oblasti mostu zakončené ŽB prahy založenými hlubinně na mikropilotách. Nová ŽB deska bude sloužit také jako podklad pro nové hydroizolační souvrství a zabrání zatékání srážkové vody do zásypu stávající nosné konstrukce.

1.2. Popis stávající nosné konstrukce mostu

Trvalý silniční přesypaný most o 1 mostním otvoru. NK je tvořena kamennou půlkruhovou klenbou rozšířenou zleva půlkruhovou betonovou klenbou a z pravé strany eliptickou betonovou klenbou o větší světlosti založenou ve vyšší výškové úrovni. Kamenná část je rozhodující pro výpočet zatížitelnosti mostu.

1.3. Popis konstrukce roznášecí desky

1.3.1. Nosná konstrukce

ŽB roznášecí deska mostu dl. 15,0 m, s rozpětím 14,0 m, v příčném směru s proměnnou tloušťkou 300-390 mm. Deska je zakončena ŽB prahy šířky 1,0 m a výšky 0,9 m založenými hlubinně na mikropilotách.

Mezi vrcholy stávajících kleneb a roznášecí desku bude provedena dilatační vrstva tl. cca 40 mm, která zajistí, aby byla roznášecí deska při zatížení nejdříve podpírána zásypem klenby a až při větším zatížení a větších deformacích se opřela o vrcholy stávajících kleneb.

1.3.2. Založení

Koncové prahy desky jsou založeny hlubinně, práh O1 (směr Líbeznice) na 8 mikropilotách, práh O2 (směr Byšice) na 7 mikropilotách, vetknutých do skalního podloží tvořeného mírně zvětralými pískovci (R4).

Mikropiloty jsou svislé, délky 8,5 m. Navržená délka kořene je 4,0 m a průměr 0,2 m, výztuž mikropilot je z ocelových trubek S355 108/16 opatřených na horních koncích hlavami vetknutými do koncových prahů desky. Mikropiloty budou vrtány z úrovně převáděné komunikace.

Minimální požadovaná hloubka vetknutí do hornin R4 je 2,0.

1.3.3. Geotechnické podmínky

Geotechnické podmínky byly zjištěny průzkumným jádrovým vrtem J1 a dynamickou penetrací DP2 (Global Geo s.r.o., 06/2007). Účelem geotechnického průzkumu bylo zjistit geologické podmínky pro hlubinné založení nového mostu a agresivitu podzemní vody.

Byl proveden jeden jádrový vrt a jedna sonda dynamické penetrace. Předkvartérní podklad je tvořen sedimentárními horninami svrchní křídy (mezozoikum). Při povrchu byly zastíženy silně zvětralé jílovce (R5), rozpadavé na jíl pevné konzistence a křehké úlomky. Jejich mocnost je cca 0,5 m. V podloží jílovců jsou pískovce mírně zvětralé (R4, vložky R5), slabě zpevněné, rozpadavé na úlomky až kameny.

Kvartérní pokryv má proměnlivou mocnost i charakter. Ve vrtu J1 byly do hloubky cca 3,8 m zastíženy pouze heterogenní navážky – písky, štěrkovité jíly a stavební rum. Jedná se o zásyp opěrné zdi přilehlé ulice nad náhonem. Dynamickou penetrací DP2 byly do hloubky cca 2,4 m zastíženy jílovité zeminy měkké až velmi měkké konzistence. Pravděpodobně se jedná o náplavy.

V navážkách a náplavech je prostředí s průlinovou propustností. Zvodnění v těchto zeminách v sondě DP2 má přímou souvislost s úrovní hladiny vody v náhonu. V křídových horninách je prostředí s omezenou puklino-průlinovou propustností. Ve vrtu J1 nebyla podzemní voda vůbec zastižena.

Agresivita kapalného prostředí (podle ČSN EN 206-1) nebyla stanovena. Podle analogie s rozborů podzemních vod ze stejného geologického prostředí, je v průzkumu doporučeno uvažovat se stupněm agresivity XA1.

1.4. Normy literatura a výpočetní programy

- /1/ ČSN 73 6201 – Projektování mostních objektů (2008)
- /2/ ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí (2004)
- /3/ ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb (2004)
- /4/ ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem (2007)
- /5/ ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou (2005)
- /6/ ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou (2005)
- /7/ ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby (2006)
- /8/ ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady (2007)
- /9/ ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla (2006)
- /10/ ČSN 73 6214 – Navrhování betonových mostních konstrukcí (2014)

- /a/ IDA NEXIS - program pro výpočet prutových a deskostěnových konstrukcí (Ida & spol. s.r.o. Brno, FEM consulting s.r.o. Brno, SCIA International, Belgie)
- /b/ IDEA Beton - program pro posouzení průřezů ze železobetonu
- /c/ GEO 4.0 – soubor programů pro návrh a posouzení základových konstrukcí, FINE s.r.o. Praha

2. Zatížení

2.1. Stálé zatížení

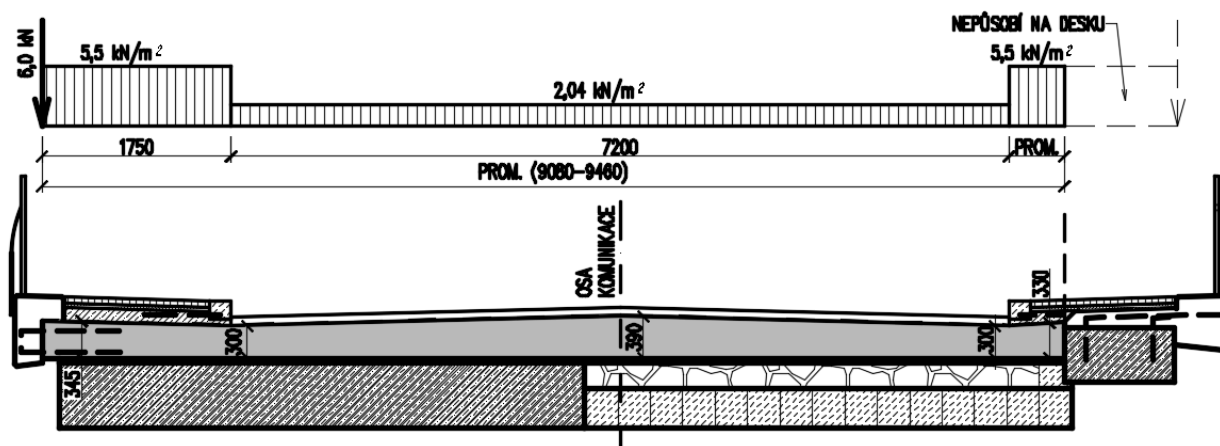
Stálé zatížení se skládá z vlastní tíhy nosné konstrukce a ostatního stálého zatížení.

2.1.1. Vlastní tíha

Vlastní tíha NK je generována programem /a/ na základě zadaných průřezových charakteristik. Uvažována je objemová tíha zdiva a betonu $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

2.1.2. Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení je uvažováno dle /3/, zatížení působící na jednotlivé části NK je vyčísleno v následující tabulce.



OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

zatížení	tloušťka	šířka	γ	g_k	g_k
	m	m	kN/m ³	kN/m ²	kN/m'
římso	0,25	0,8	25		5,00
zábradlí					1,00
CELKEM liniové zatížení na okraje NK					6,00
chodník	0,22		25	5,50	
vozovka a SVI	0,085		24	2,04	

2.1.3. Smršťování

Poměrné přetvoření konstrukce od smršťování betonu je uvažováno hodnotou $\varepsilon = 3,0 \cdot 10^{-4}$.

2.2. Zatížení dopravou

Zatížení dopravou je uvažováno dle /6/, včetně změny Z3, pro silnici II. třídy zařazenou ve skupině pozemních komunikací 1.

2.2.1. Model zatížení 1 (LM1)

Je složen ze soustředného zatížení od dvojnápravy $\alpha_Q \cdot Q_k$, kde α_Q jsou regulační součinitele a rovnoměrného zatížení o tíže na čtvereční metr zatěžovacího pruhu $\alpha_q \cdot q_k$, kde α_q jsou regulační součinitele. Níže uvedené charakteristické hodnoty Q_{ik} a q_{ik} jsou včetně dynamického

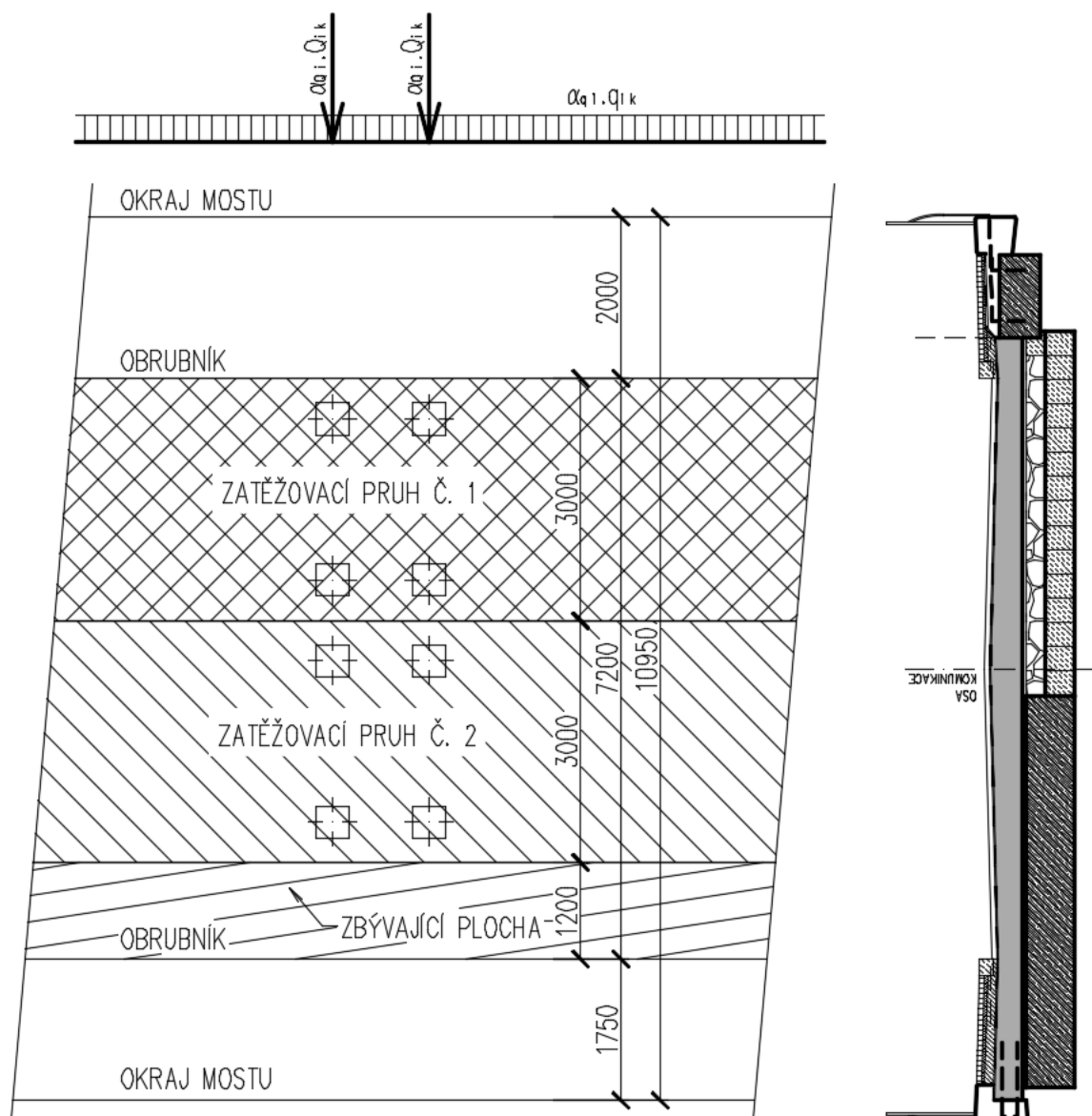
součinitele. Bodové zatížení Q_{ik} je pro výpočet rozneseno do poloviny tloušťky desky mostovky. Na chodníku je uvažováno zatížení od chodců 3 kN/m^2 .

Nápravové síly a rovnoměrné zatížení v jednotlivých pruzích pro model LM1

Umístění	Dvojnáprava (TS) - nápravové síly			Rovnoměrné zatížení (UDL)		
	Q_{ik}	α_{Qi}	$\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$	q_{ik}	α_{qi}	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$
	kN		kN	kN/m^2		kN/m^2
pruh č. 1	300	1	300	9	1	9
pruh č. 2	200	1	200	2,5	2,4	6
zbývající plocha mostu	0	1	0	2,5	1,2	3

Zatížení je na mostě uvažováno ve dvou pruzích o šířce 3,0 m a rovnoměrné na zbývající ploše. Zatěžovací plocha vozovky je uvažována mezi zvýšenými obrubami. Celková šířka vozovky dělená do zatěžovacích pruhů je tedy 6,3 m.

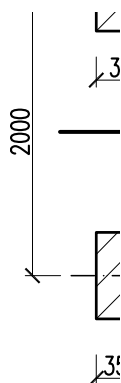
Zatížení je z dotkových ploch kol roznášeno pod 45° vozovkou a roznášecí deskou do poloviny její tloušťky. Dotková plocha kol $0,4 \times 0,4 \text{ m}$ je tedy na všechny strany zvětšena o 150 mm. Kolové síly tedy působí jako rovnoměrné zatížení roznesené na plochu $0,7 \times 0,7 = 0,49 \text{ m}^2$. Stejný způsob roznášení je aplikován i na ostatní modely pohyblivého zatížení.



2.2.2. Model zatížení 2 (LM2)

Je tvořen jednou nápravovou silou $\beta_Q \cdot Q_{ak}$, kde Q_{ak} je rovna 400 kN včetně dynamického součinitele. Hodnota $\beta_Q = \alpha_{Q1} = 1,0$. Bodové zatížení Q_{ak} je pro výpočet rozneseno do poloviny tloušťky desky mostovky.

$$\beta_Q \cdot Q_{ak} = 1,0 \cdot 400 = 400 \text{ kN}$$



Dotyková plocha kol 0,35 x 0,6 m je tedy na všechny strany zvětšena o 150 mm. Kolové síly tedy působí jako rovnoměrné zatížení roznesené na plochu 0,65x0,9 = 0,585 m², síla na plochu kola 200/0,59=341,9 kN/m².

Model zatížení LM2 na konstrukci zjevně nerozhoduje a jeho účinky proto nebyly vyčíslovány.

2.2.3. Model zatížení 3 (LM3 – zvláštní vozidla)

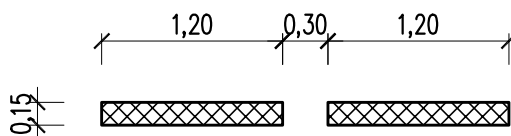
a) model LM3 - 1800/200

Devět náprav po 200 kN v osových vzdálenostech 1,50 m, celková tíha vozidla 1800 kN v jednom zatěžovacím pruhu. Na zbývající ploše mostu je vyloučena veškerá doprava.

Síly od zvláštního vozidla jsou uvažovány včetně dynamického součinitele

$$\phi = 1,25 \text{ dle /6/, tabulka NA.2.3 (změna Z3)}$$

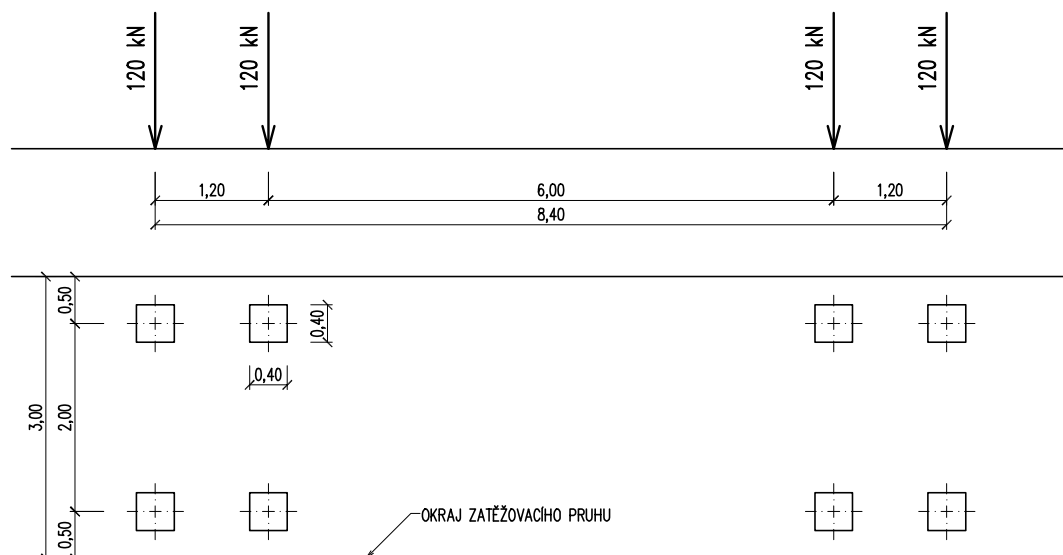
SCHÉMA NÁPRAVY MODELU LM3 SE ZATÍŽENÍM 150 kN NEBO 200 kN



Dotyková plocha kol 0,15 x 1,2 m je tedy na všechny strany zvětšena o 150 mm. Kolové síly tedy působí jako rovnoměrné zatížení roznesené na plochu 0,45x1,5 = 0,675 m², síla na plochu kola 100/0,675=148,1 kN/m².

2.2.4. Model pro posouzení mezního stavu únavy (MZÚ3)

Pro posouzení mezního stavu únavy je v souladu s /8/, příloha NN použit model zatížení na únavu 3 dle /6/, čl. 4.6.4. Jediné čtyřnápravové vozidlo s nápravovými silami 4 x 120 kN. Druhé vozidlo ve stejném pruhu ve vzdálenosti 40 m se vzhledem k délce mostu neuplatní.



Dotyková plocha kol 0,4 x 0,4 m je tedy na všechny strany zvětšena o 150 mm. Kolové síly tedy působí jako rovnoměrné zatížení roznesené na plochu $0,7 \times 0,7 = 0,49 \text{ m}^2$, síla na plochu kola $60/0,49 = 122,4 \text{ kN/m}^2$.

2.2.5. Model zatížení 4 (LM4)

Po celé ploše mostu 5 kN/m^2

Zatížení chodník 3 kN/m^2 současně s vozidly

Model zatížení LM4 na konstrukci zjevně nerozhoduje a jeho účinky proto nebyly vyčíslovány.

2.2.6. Brzdné a rozjezdové síly

Od LM1

$$Q_{lk,LM1} = 0,6 \cdot 1,0 \cdot (2 \cdot 300) + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 8,8 = 360 + 24 = 384 \text{ kN}$$

Od LM3

$$Q_{lk,LM3} = 0,6 \cdot 900 = 540 \text{ kN}$$

2.2.7. Příčné síly

Dle /6/, čl. 4.4.2 (4) příčná síla od šikmého brzdění nebo smyku

$$Q_{trk} = 0,25 Q_{lk} = 0,25 \cdot 384 = 96 \text{ kN}$$

V tomto stupni není, vzhledem k minimálnímu vlivu, uvažováno.

2.3. Klimatická zatížení

2.3.1. Zatížení teplotou

Zatížení teplotou je uvažováno dle /5/. Pro účely stanovení účinků teplot je NK zařazena do skupiny konstrukcí typ 3 - betonová deska.

Rovnoměrná složka teploty

Vzhledem k poloze mostu jsou maximální a minimální hodnoty konstrukce stanoveny hodnotami:

$$T_{\max} = 38^\circ\text{C} \Rightarrow T_{e,\max} = 38 + 1,5 = 39,5^\circ\text{C}$$

$$T_{\min} = -30^\circ\text{C} \Rightarrow T_{e,\min} = -30 + 8 = -22^\circ\text{C}$$

Odečteno z teplotních map (teplota vzduchu ve stínu) a přepočteno v grafu dle /5/ 6.1.3 obr 6.1 pro typ konstrukce 3 (betonová deska)

Uvažovaná počáteční teplota konstrukce $T_0 = 10^\circ\text{C}$

Rovnoměrná složka teploty

Prodloužení $\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{\text{max}} - T_0 = 39,5 - 10 = 29,5^\circ\text{C}$

Zkrácení $\Delta T_{N,\text{com}} = T_{\text{min}} - T_0 = -22 - 10 = -32,0^\circ\text{C}$

Rozdílová složka teploty

Rozdílová složka teploty je uvažována dle čl. 6.1.4.1 jako svisle lineární.

Hodnoty ΔT_M a k_{sur} jsou stanoveny dle /5/, tab. 6.1 a 6.2 pro betonovou desku a tloušťku mostního svršku 530 mm

Maximální rozdíl teploty mezi povrchy NK je uvažován hodnotami:

Teplejší horní povrch $\Delta T_{M,\text{heat}} = 0,5 \cdot 15 = 7,5^\circ\text{C}$

Teplejší dolní povrch $\Delta T_{M,\text{cool}} = 1,0 \cdot (-8) = -8,0^\circ\text{C}$

2.3.2. Zatížení větrem

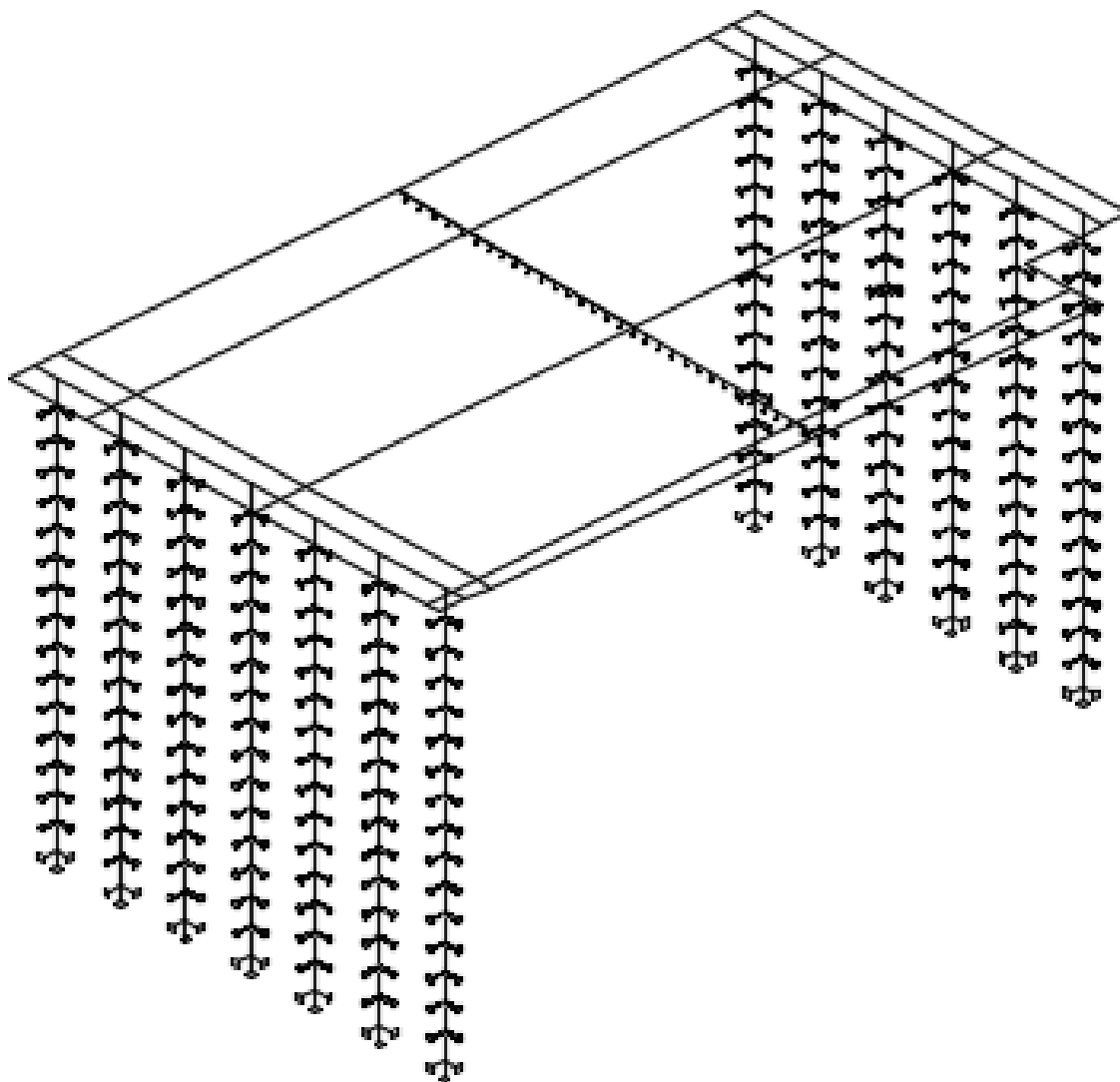
V tomto stupni není, vzhledem k minimálnímu vlivu, uvažováno.

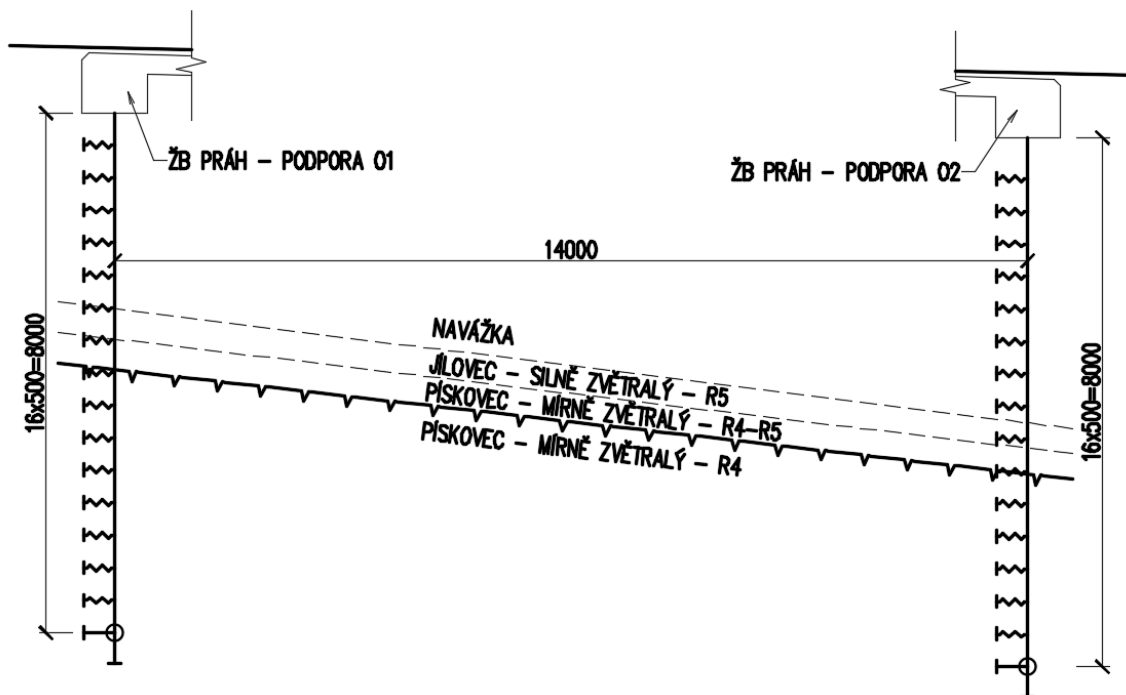
3. Statický model

Konstrukce byla modelována deskovými prvky podepřenými na koncích podporami představujícími mikropiloty, uprostřed rozpětí liniovou podporou v místě vrcholu klenby a celoplošně podložím kde hodnota C1 reprezentuje středně ulehý písek hlinitý.

Mikropiloty jsou ve výpočtu modelovány pruty. Jsou uvažovány jako v patě vetknuté, veškeré svislé zatížení je přenášeno patou mikropiloty. Po výšce ve vzdálenostech 0,5 m jsou mikropiloty podepřeny vodorovnými pružnými podporami s tuhostí odpovídající odporu zeminy proti vodorovnému posunutí. Vodorovná tuhost podpor byla určena jako modul reakce podloží dle ČSN 73 1004, čl. 67.

Statické schéma konstrukce:





Podpora 01

podpora	hloubka pod ZS	hloubka pod terénem	zemina	zatřídění	E_{def}	d	k_h	$k_x=k_y$
	m	m			MPa	m	MN/m ³	MN/m
1-6	0,5-3,0	1,5-4,0	Navážka, zásyp	Y, F6/CI	2,0	0,2	10,00	1,0
7	3,5	4,5	Jílovec silně zvětralý	R5	20,0	0,2	100,00	10,0
8	4,0	5,0	Pískovec mírně zvětralý	R4-R5	100,0	0,2	500,00	50,0
9-15	4,5-7,5	5,5-8,5	Pískovec mírně zvětralý	R4	150	0,4	375,00	75,0

Podpora 02

podpora	hloubka pod ZS	hloubka pod terénem	zemina	zatřídění	E_{def}	d	k_h	$k_x=k_y$
	m	m			MPa	m	MN/m ³	MN/m
1-8	0,5-4,0	1,5-5,0	Navážka, zásyp	Y, F6/CI	2,0	0,2	10,00	1,0
9	4,5	5,5	Jílovec silně zvětralý	R5	20,0	0,4	50,00	10,0
10	5,0	6,0	Pískovec mírně zvětralý	R4-R5	100,0	0,4	250,00	50,0
11-15	5,5-7,5	6,5-8,5	Pískovec mírně zvětralý	R4	150	0,4	375,00	75,0

d - průměr mikropiloty

k_h - modul reakce podloží

$k_h = E_{def} / d$ - pro soudržné zeminy

$k_h = z \cdot n_h / d$ - pro nesoudržné zeminy

z - hloubka pod terénem

$k_x = k_h \cdot d \cdot \Delta h$ - tuhost pružné podpory modelu

4. Vyhodnocení vnitřních sil

Vnitřní síly byly vyhodnoceny v rozhodujících průřezech,

- uprostřed rozpětí polí desky NK - kladný ohybový moment
- nad vrcholem klenby - záporný ohybový moment a posouvající síla
- mikropilota - minimální a maximální normálová síla a ohybový moment

Na desce NK jsou vnitřní síly vyhodnoceny jako průměrné na 1 metr šířky řezu v nejnamáhanější části průřezu.

4.1. Kombinace zatížení

4.1.1. Kombinace pro MSÚ

$$A: \gamma_{G,sup} \cdot G_{k,sup} + \gamma_{Q,nejucinnejsi} \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,nejucinnejsi} + \gamma_{Q,ostatni} \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,ostatni}$$

$$B: \xi \cdot \gamma_{G,sup} \cdot G_{k,sup} + \gamma_{Q,nejucinnejsi} \cdot Q_{k,nejucinnejsi} + \gamma_{Q,ostatni} \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,ostatni}$$

Rozhoduje kombinace B (viz /1/ 6.10b tab. A2.4(B))

4.1.2. Kombinace pro MSP

Charakteristická kombinace

$$G_k + Q_{k,nejucinnejsi} + \psi_0 \cdot Q_{k,ostatni}$$

Kvazistálá kombinace

$$G_k + \psi_{2,nejucinnejsi} \cdot Q_{k,nejucinnejsi} + \psi_{2,ostatni} \cdot Q_{k,ostatni}$$

4.1.3. Kombinace pro posouzení únavy

Cyklické zatížení (dle /7/ vztah (6.69))

$$G_k + \psi_{1,nejucinnejsi} \cdot Q_{k,nejucinnejsi} + \psi_{2,ostatni} \cdot Q_{k,ostatni} + Q_{fat}$$

kde se za Q_{fat} dle /10/ článek A.3 dosadí $Q_{k,MZÚ 3}$

Častá kombinace

$$G_k + \psi_{1,nejucinnejsi} \cdot Q_{k,nejucinnejsi} + \psi_{2,ostatni} \cdot Q_{k,ostatni}$$

4.1.4. Kombinační součinitelé

Přehled uvažovaných kombinačních součinitelů

Zatěžovací stav	γ_F	ξ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Vlastní tíha	1,35	0,85	1	1	1
Ostatní stálé	1,35	0,85	1	1	1
Smršťování	1	-	1	1	1
LM1-UDL, vč. chodníku	-	-	0,4	0,4	0
LM1-TS	-	-	0,75	0,75	0
LM3	-	-	0	0	0
gr1a	1,35	-	-	-	-
gr2	1,35	-	0	0	0
gr5	1,35	-	0	0	0
Teplota	1,5	-	0,6*	0,6	0,5

* pro MSÚ uvažováno nula

4.2. Vnitřní síly

Přehled vnitřních sil	roznášecí deska NK							mikropiloty	
	1/2 rozpětí		nad vrcholem klenby				příčně		
	střed	úžlabí	střed		úžlabí				
	m _{dim.x+}	m _{dim.x+}	m _{dim2.x-}	q _x	m _{dim2.x-}	q _x			
Popis	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kNm	kN
Vlastní tíha	12,2	9,5	39,2	27,9	23,6	19,1	7,0	-0,1	30,1
Ostatní stálé	4,5	4,6	9,8	5,6	8,2	6,7	2,0	-0,1	2,9
Smršťování	0,7	1,0	0,5	0,2	0,2	0,1	0,1	2,2	0,7
Rovnoměrné oteplení	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	-2,2	0,7
Rovnoměrné ochlazení	0,0	0,0	0,0	0,0	0,2	0,1	0,1	2,4	0,8
Nerovnoměrné oteplení	21,8	21,9	0,0	20,4	0,0	28,2	0,0	0,4	28,9
Nerovnoměrné ochlazení	22,2	0,0	62,7	21,7	26,1	30,1	42,9	-0,4	30,8
LM1-UDL, vč. chodníku	11,6	10,0	30,3	22,2	21,9	19,5	5,5	0,1	18,8
Brzdné síly	6,9	4,3	0,2	0,2	0,8	0,7	0,1	22,6	1,6
LM1-TS	91,8	73,6	84,7	124,8	56,6	106,3	21,7	0,7	144,7
LM3	38,8	40,7	72,1	58,9	102,1	113,2	17,8	-0,5	114,9

Sestavy zatížení dopravou a dílčí kombinace	roznášecí deska NK							mikropiloty	
	1/2 rozpětí		nad vrcholem klenby				příčně		
	střed	úžlabí	střed		úžlabí				
	m _{dim.x+}	m _{dim.x+}	m _{dim2.x-}	q _x	m _{dim2.x-}	q _x		m _{dim2.y+}	M
Popis	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kNm	kN
LM3*Φ	48,5	50,9	90,1	73,6	127,7	141,5	22,2	-0,6	143,7
gr1a	103,4	83,6	115,0	147,0	78,5	125,8	27,2	0,8	163,5
gr2	80,4	63,5	75,8	102,7	52,1	88,2	18,5	23,2	117,6
gr5	55,4	55,2	90,3	73,9	128,5	142,2	22,3	22,0	145,3
ΔT _N + ω _M · ΔT _M	16,7	16,4	47,0	16,3	19,8	22,7	32,2	2,7	23,9
ω _N · ΔT _N + ΔT _M	22,2	21,9	62,7	21,7	26,2	30,2	42,9	1,2	31,1
Teplota - rozhodující	22,2	21,9	62,7	21,7	26,2	30,2	42,9	2,7	31,1

Φ = 1,25; ω_N = 0,35; ω_M = 0,70

Kombinace zatížení	roznášecí deska NK							mikropiloty	
	1/2 rozpětí		nad vrcholem klenby				příčně		
	střed	úžlabí	střed		úžlabí				
	$m_{dim.x+}$	$m_{dim.x+}$	$m_{dim2.x-}$	q_x	$m_{dim2.x-}$	q_x			
Popis	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kNm	kN
výpočtová (6.10b) MSÚ	159,5	130,0	212,1	237,1	210,3	221,7	47,2	33,3	259,3
charakteristická MSP	134,1	111,8	202,1	193,7	176,2	186,1	62,1	26,8	215,8
častá (posudek únavy)	102,0	85,2	156,5	147,0	96,4	128,5	49,1	-	-
kvazistálá MSP	28,5	26,0	80,8	44,5	45,1	40,9	30,6	3,4	49,3
stálé	17,4	15,1	49,5	33,7	32,0	25,9	9,2	-	-
MZÚ3 (posudek únavy)	23,3	23,6	28,1	27,2	30,7	43,8	12,4	-	-

5. Posouzení průřezů nosné konstrukce

5.1. Podélný směr

5.1.1. Průřez v polovině rozpětí pole desky – střed desky (kladný moment)

Průřez reprezentuje desku příčně v místě jejího středu s průměrnou tl. 370 mm.
posudek železobetonového průřezu dle ČSN EN 1992-2

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSU (STR)	MSP charakteris tická	MSP kvazistálá	
M_{ed}	159,5	134,1	28,5	kNm
Q_{ed}	0	-	-	kN

materiál

10 505 (R)			beton C30/37		
f_{yk}	=	500 MPa	f_{ck}	=	30 MPa
γ_s	=	1,15	f_{cm}	=	38 MPa
f_{yd}	=	435 MPa	f_{ctm}	=	2,9 MPa
E_s	=	200 GPa	$f_{ctk,0,05}$	=	2,0 MPa
$\xi_{bal,1}$	=	0,617	E_{cm}	=	33 GPa
$\xi_{bal,2}$	=	0,379	ε_{c3}	=	0,00175 pom. přet. na mezi plasticity
			ε_{cu3}	=	0,0035 pom. přet. na mezi porušení
			γ_c	=	1,5
			α_{cc}	=	0,9
			α_{ct}	=	1
			f_{cd}	=	18,0 MPa
			f_{ctd}	=	1,33 MPa

průřez

průřez			výztuž		
h	=	0,370 m	výška ϕ	=	25 mm
b	=	1,00 m	šířka počet	=	10 ks
c	=	50 mm	krytí A_s	=	4,91E-03 m ²
				>	$A_{s,min} = 4,64E-04 \text{ m}^2$
				<	$A_{s,max} = 1,48E-02 \text{ m}^2$

mezní stav únosnosti

ohyb

d	=	0,308 m	účinná výška		
x	=	0,148 m	výška tlač. oblasti		
ξ	=	0,482	poměrná výška tl.obl.	<	$\xi_{max} = 0,62$
z	=	0,248 m	rameno vnitřních sil		
M_{Rd}	=	529,8 kNm	>	$M_{ed} = 159,5 \text{ kNm}$	VYHOVUJE

mezní stav omezení napětí - krátkodobé účinky

M_{ed}	=	134,1 kNm		
α_e	=	6,1	pracovní součinitel pro krátkodobé zatížení	
x	=	0,1087 m		
I_{xi}	=	1,60E-03 m ⁴		

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 9,1 \text{ MPa} < 0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa} && \text{VYHOVUJE} \\ \sigma_s &= 100,7 \text{ MPa} < 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa} && \text{VYHOVUJE}\end{aligned}$$

minimální průřezové plochy výztuže s ohledem na omezení trhlin

$$t = 28 \text{ dní} \quad \text{stáří betonu v době vzniku trhlin}$$

třída cementu (R, N, S): **R**

$$s = 0,2$$

$$\beta_{cc} = 1,000$$

$$f_{cm}(t) = 2,90 \text{ MPa}$$

$$f_{cm,eff} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$A_c = 0,37 \text{ m}^2$$

$$k_c = 0,4$$

$$k = 0,65$$

$$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} = 5,58E-04 \text{ m}^2 < A_s = 4,91E-03 \text{ m}^2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

mezni stav šířky trhlin - přímý výpočet šířky trhliny

$$M_{ed} = 28,5 \text{ kNm}$$

$$\alpha_e = 15,0 \quad \text{pracovní součinitel pro dlouhodobé zatížení}$$

$$x = 0,152 \text{ m}$$

$$I_{xi} = 2,95E-03 \text{ m}^4$$

$$\sigma_c = 1,5 \text{ MPa} < 0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_s = 22,6 \text{ MPa}$$

$$w_k = 0,02 \text{ mm} < w_{lim} = 0,2 \text{ mm} \quad \text{VYHOVUJE}$$

$$s_{r,max} = 233 \text{ mm} \quad k_1 = 0,8$$

$$\rho_{p,eff} = 6,74E-02 \quad k_2 = 0,5$$

$$h_{c,eff} = 0,073 \quad k_3 = 3,4$$

$$k_t = 0,4 \quad k_4 = 0,425$$

únavu - silniční

výpočet rozkmitu napětí

	od cyklického zatížení		
	min	max	
M_{ed}	17,4	40,7	kNm
σ_c	1,2	2,8	MPa
σ_s	13,1	30,6	MPa

únavu - výztuž

$$\gamma_{F,fat} = 1,0$$

$$\Delta\sigma_{s,MZÚ3} = 17,5 \text{ MPa} \quad \text{rozkmít napětí v oceli vyvolaný "Modelem zatížení na únavu 3"}$$

$$k_{NN101} = 1,4 \quad \text{koeficient dle NN.2.1(101)}$$

$$\Delta\sigma_{s,Ec} = 24,50 \text{ MPa} \quad \text{upravený rozkmít napětí od MZÚ3}$$

$\lambda_s =$	1,20	opravný součinitel
$\phi_{at} =$	1,4	dynamický součinitel dle EN1991-2, př.B
$\lambda_{s,1} =$	1,15	druh konstrukčního prvku, délka příčinkové čáry, EN1992-2, př.NN
$\lambda_{s,2} =$	0,73	intensita dopravy
$\lambda_{s,3} =$	1	životnost
$\lambda_{s,4} =$	1,01	vliv dalších zatěžovacích pruhů

$k_2 =$	9	sklon S-N křivky, EN1992-1-1, tab.6.3N
$Q' =$	1	součinitel typu dopravy dle EN1992-2 tab.NN.1
$N_{obs} =$	0,125 mil ks	počet vozidel za rok v pravém jízdním pruhu dle EN1991-2 tab.4.5
$N_{years} =$	100 let	návrhová životnost
$\Sigma N_{obs,i} =$	0,1375 mil ks	počet nákladních vozidel za rok ve všech jízdních pruzích

$\Delta\sigma_{s,eq,u,d} =$	29,3 MPa	poškozující ekvivalentní rozkmit napětí pro posouzení oceli
$\Delta\sigma_{Rsk} =$	162,5 MPa	
$\Delta\sigma_{Rsd} =$	141,3 MPa	

$$\Delta\sigma_{s,eq,u,d} = 29,3 \text{ MPa} < \Delta\sigma_{Rsd} = 141,3 \text{ MPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$

únava - beton

Ověření dle EN1992-1, čl. 6.8.7(1)

$$t = 90 \text{ dní} \quad \text{stáří betonu v době prvního zatížení}$$

třída cementu (R, N, S): **R**

$$s = 0,2$$

$$\beta_{cc} = 1,092$$

$$k_1 = 0,850$$

$$f_{cd,fat} = 14,71 \text{ MPa}$$

$$R_{equ} = 0,428$$

$$E_{cd,min,eq} = 0,1 \quad \text{minimální úroveň tlakového napětí}$$

$$E_{cd,max,eq} = 0,2 \quad \text{maximální úroveň tlakového napětí}$$

$$E_{cd,max,eq} + 0,43(1-R_{equ})^{0,5} = 0,51 < 1 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Průřez v poli pro navrženou výztuž B500B $\phi 25$ po 100 mm vyhovuje.

5.1.2. Průřez v polovině rozpětí pole desky – úžlabí desky (kladný moment)

Průřez reprezentuje desku příčně v místě jejího úžlabí s průměrnou tl. 317 mm.
posudek železobetonového průřezu dle ČSN EN 1992-2

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteris tická	MSP kvazistálá	
M_{ed}	130,0	111,8	26,0	kNm
Q_{ed}	0	-	-	kN

materiál

10 505 (R)		beton	C30/37
$f_{yk} = 500$ MPa		$f_{ck} = 30$ MPa	
$\gamma_s = 1,15$		$f_{cm} = 38$ MPa	
$f_{yd} = 435$ MPa		$f_{ctm} = 2,9$ MPa	
$E_s = 200$ GPa		$f_{ctk,0,05} = 2,0$ MPa	
$\xi_{bal,1} = 0,617$		$E_{cm} = 33$ GPa	
$\xi_{bal,2} = 0,379$		$\varepsilon_{c3} = 0,00175$ pom. přet. na mezi plasticity	
		$\varepsilon_{cu3} = 0,0035$ pom. přet. na mezi porušení	
		$\gamma_c = 1,5$	
		$\alpha_{cc} = 0,9$	
		$\alpha_{ct} = 1$	
		$f_{cd} = 18,0$ MPa	
		$f_{ctd} = 1,33$ MPa	

průřez

		výztuž	
$h = 0,317$ m	výška	$\phi = 25$ mm	
$b = 1,00$ m	šířka	počet = 10 ks	
$c = 50$ mm	krytí	$A_s = 4,91E-03$ m ²	$> A_{s,min} = 3,84E-04$ m ²
			$< A_{s,max} = 1,27E-02$ m ²

mezní stav únosnosti

ohyb

$d = 0,255$ m	účinná výška		
$x = 0,148$ m	výška tlač. oblasti		
$\xi = 0,582$	poměrná výška tl.obl.	$< \xi_{max} = 0,62$	
$z = 0,195$ m	rameno vnitřních sil		
$M_{Rd} = 416,6$ kNm	$> M_{ed} = 130,0$ kNm	VYHOVUJE	

mezní stav omezení napětí - krátkodobé účinky

$M_{ed} = 111,8$ kNm			
$\alpha_e = 6,1$	pracovní součinitel pro krátkodobé zatížení		
$x = 0,0969$ m			
$I_{xi} = 1,04E-03$ m ⁴			
$\sigma_c = 10,4$ MPa	$< 0,6f_{ck} = 18$ MPa	VYHOVUJE	
$\sigma_s = 102,5$ MPa	$< 0,8f_{yk} = 400$ MPa	VYHOVUJE	

minimální průřezové plochy výztuže s ohledem na omezení trhlin

$t = 28$ dní	stáří betonu v době vzniku trhlin		
třída cementu (R, N, S):	R		
$s = 0,2$			
$\beta_{cc} = 1,000$			
$f_{cm}(t) = 2,90$ MPa			
$f_{cm,eff} = 2,90$ MPa			
$A_c = 0,32$ m ²			

$$k_c = 0,4$$

$$k = 0,65$$

$$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{s,\min} = 4,78E-04 \text{ m}^2 < A_s = 4,91E-03 \text{ m}^2 \text{ VYHOVUJE}$$

mezní stav šířky trhlin - přímý výpočet šířky trhliny

$$M_{ed} = 26 \text{ kNm}$$

$$\alpha_e = 15,0 \text{ pracovní součinitel pro dlouhodobé zatížení}$$

$$x = 0,133 \text{ m}$$

$$I_{xi} = 1,87E-03 \text{ m}^4$$

$$\sigma_c = 1,9 \text{ MPa} < 0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa VYHOVUJE}$$

$$\sigma_s = 25,2 \text{ MPa}$$

$$w_k = 0,02 \text{ mm} < w_{lim} = 0,2 \text{ mm VYHOVUJE}$$

$$s_{r,\max} = 223 \text{ mm} \quad k_1 = 0,8$$

$$\rho_{p,\text{eff}} = 8,02E-02 \quad k_2 = 0,5$$

$$h_{c,\text{eff}} = 0,061 \quad k_3 = 3,4$$

$$k_t = 0,4 \quad k_4 = 0,425$$

únava - silniční

výpočet rozkmitu napětí

	od cyklického zatížení		
	min	max	
M_{ed}	15,1	38,7	kNm
σ_c	1,4	3,6	MPa
σ_s	13,8	35,5	MPa

únava - výztuž

$$\gamma_{F,\text{fat}} = 1,0$$

$$\Delta\sigma_{s,\text{MZÚ3}} = 21,6 \text{ MPa} \text{ rozkmit napětí v oceli vyvolaný "Modelem zatížení na únavu 3"}$$

$$k_{\text{NN101}} = 1,4 \text{ koeficient dle NN.2.1(101)}$$

$$\Delta\sigma_{s,\text{Ec}} = 30,29 \text{ MPa} \text{ upravený rozkmit napětí od MZÚ3}$$

$$\lambda_s = 1,20 \text{ opravný součinitel}$$

$$\phi_{\text{fat}} = 1,4 \text{ dynamický součinitel dle EN1991-2, př.B}$$

$$\lambda_{s,1} = 1,15 \text{ druh konstrukčního prvku, délka příčinkové čáry, EN1992-2, př.NN}$$

$$\lambda_{s,2} = 0,73 \text{ intensita dopravy}$$

$$\lambda_{s,3} = 1 \text{ životnost}$$

$$\lambda_{s,4} = 1,01 \text{ vliv dalších zatěžovacích pruhů}$$

$$k_2 = 9 \text{ sklon S-N křivky, EN1992-1-1, tab.6.3N}$$

$$Q' = 1 \text{ součinitel typu dopravy dle EN1992-2 tab.NN.1}$$

$$N_{\text{obs}} = 0,125 \text{ mil ks počet vozidel za rok v pravém jízdním pruhu dle EN1991-2 tab.4.5}$$

$$N_{\text{years}} = 100 \text{ let návrhová životnost}$$

$$\Sigma N_{\text{obs},i} = 0,1375 \text{ mil ks počet nákladních vozidel za rok ve všech jízdních pruzích}$$

$$\Delta\sigma_{s,\text{equ,d}} = 36,2 \text{ MPa} \text{ poškozující ekvivalentní rozkmit napětí pro posouzení oceli}$$

$$\Delta\sigma_{\text{Rsk}} = 162,5 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{Rsd}} = 141,3 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{s,eq,d} = 36,2 \text{ MPa} < \Delta\sigma_{Rsd} = 141,3 \text{ MPa} \text{ VYHOVUJE}$$

únava - beton

Ověření dle EN1992-1, čl. 6.8.7(1)

$t = 90$ dní stáří betonu v době prvního zatížení

třída cementu (R, N, S): **R**

$$s = 0,2$$

$$\beta_{cc} = 1,092$$

$$k_1 = 0,850$$

$$f_{cd,fat} = 14,71 \text{ MPa}$$

$$R_{equ} = 0,390$$

$$E_{cd,min,eq} = 0,1 \text{ minimální úroveň tlakového napětí}$$

$$E_{cd,max,eq} = 0,2 \text{ maximální úroveň tlakového napětí}$$

$$E_{cd,max,eq} + 0,43(1-R_{equ})^{0,5} = 0,58 < 1 \text{ VYHOVUJE}$$

Průřez v poli pro navrženou výztuž B500B $\phi 25$ po 100 mm vyhovuje.

5.1.3. Průřez desky nad vrcholem klenby – střed desky (kladný moment)

Průřez reprezentuje desku příčně v místě jejího středu s průměrnou tl. 370 mm.
posudek železobetonového průřezu dle ČSN EN 1992-2

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteris tická	MSP kvazistálá	
M_{ed}	212,1	202,1	80,8	kNm
Q_{ed}	237,1	-	-	kN

materiál

10 505 (R)	beton	C30/37
$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	
$\gamma_s = 1,15$	$f_{cm} = 38 \text{ MPa}$	
$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$	
$E_s = 200 \text{ GPa}$	$f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$	
$\xi_{bal,1} = 0,617$	$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$	
$\xi_{bal,2} = 0,379$	$\epsilon_{c3} = 0,00175 \text{ pom. přet. na mezi plasticity}$	
	$\epsilon_{cu3} = 0,0035 \text{ pom. přet. na mezi porušení}$	
	$\gamma_c = 1,5$	
	$\alpha_{cc} = 0,9$	
	$\alpha_{ct} = 1$	
	$f_{cd} = 18,0 \text{ MPa}$	
	$f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$	

průřez

výztuž

$h = 0,370 \text{ m}$	výška	$\phi = 25 \text{ mm}$	
$b = 1,00 \text{ m}$	šířka	počet = 10	ks
$c = 50 \text{ mm}$	krytí	$A_s = 4,91E-03 \text{ m}^2$	$> A_{s,min} = 4,64E-04 \text{ m}^2$
			$< A_{s,max} = 1,48E-02 \text{ m}^2$

mezní stav únosnosti ohyb

$$\begin{aligned} d &= 0,308 \text{ m} && \text{účinná výška} \\ x &= 0,148 \text{ m} && \text{výška tlač. oblasti} \\ \xi &= 0,482 && \text{poměrná výška tl.obl.} < \xi_{\max} = 0,62 \\ z &= 0,248 \text{ m} && \text{rameno vnitřních sil} \\ M_{Rd} &= 529,8 \text{ kNm} > M_{ed} = 212,1 \text{ kNm} && \text{VYHOVUJE} \end{aligned}$$

smyk

$$\begin{aligned} b_l = b_w &= 1,00 \text{ m} && \text{šířka průřezu pro smyk} \\ C_{Rd,c} &= 0,12 \\ k &= 1,806 \\ k_1 &= 0,15 \\ A_{sl} &= 4,91E-03 \text{ m}^2 && \text{plocha tahové výztuže, která zasahuje min. } l_{bd} + d \text{ směrem k podpoře} \\ \rho_l &= 1,60E-02 \\ V_{min} &= 0,465 \\ V_{Rd,c} &= 242,1 \text{ kN} > V_{ed} = 237,1 \text{ kNm} && \text{PRŮŘEZ VYHOVUJE} \\ &&& \text{BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE} \end{aligned}$$

mezní stav omezení napětí - krátkodobé účinky

$$\begin{aligned} M_{ed} &= 202,1 \text{ kNm} \\ \alpha_e &= 6,1 && \text{pracovní součinitel pro krátkodobé zatížení} \\ x &= 0,1087 \text{ m} \\ I_{xi} &= 1,60E-03 \text{ m}^4 \\ \sigma_c &= 13,7 \text{ MPa} < 0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa} && \text{VYHOVUJE} \\ \sigma_s &= 151,8 \text{ MPa} < 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa} && \text{VYHOVUJE} \end{aligned}$$

minimální průřezové plochy výztuže s ohledem na omezení trhlin

$$\begin{aligned} t &= 28 \text{ dní} && \text{stáří betonu v době vzniku trhlin} \\ \text{třída cementu (R, N, S):} &&& \text{R} \\ s &= 0,2 \\ \beta_{cc} &= 1,000 \\ f_{cm}(t) &= 2,90 \text{ MPa} \\ f_{cm,eff} &= 2,90 \text{ MPa} \\ A_c &= 0,37 \text{ m}^2 \\ k_c &= 0,4 \\ k &= 0,65 \\ \sigma_s &= 500 \text{ MPa} \\ A_{s,min} &= 5,58E-04 \text{ m}^2 < A_s = 4,91E-03 \text{ m}^2 && \text{VYHOVUJE} \end{aligned}$$

mezní stav šířky trhlin - přímý výpočet šířky trhliny

$$\begin{aligned} M_{ed} &= 80,8 \text{ kNm} \\ \alpha_e &= 15,0 && \text{pracovní součinitel pro dlouhodobé zatížení} \\ x &= 0,152 \text{ m} \\ I_{xi} &= 2,95E-03 \text{ m}^4 \\ \sigma_c &= 4,1 \text{ MPa} < 0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa} && \text{VYHOVUJE} \\ \sigma_s &= 64,1 \text{ MPa} \\ w_k &= 0,04 \text{ mm} < w_{lim} = 0,2 \text{ mm} && \text{VYHOVUJE} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_{r,max} &= 233 \text{ mm} & k_1 &= 0,8 \\ \rho_{p,eff} &= 6,74E-02 & k_2 &= 0,5 \\ h_{c,eff} &= 0,073 & k_3 &= 3,4 \\ k_t &= 0,4 & k_4 &= 0,425 \end{aligned}$$

únava - silniční

výpočet rozkmitu napětí

	od cyklického zatížení		
	min	max	
M_{ed}	49,5	77,6	kNm
σ_c	3,4	5,3	MPa
σ_s	37,2	58,3	MPa

únava - výztuž

$$\begin{aligned} \gamma_{F,fat} &= 1,0 \\ \Delta\sigma_{s,MZÚ3} &= 21,1 \text{ MPa} && \text{rozkmít napětí v oceli vyvolaný "Modelem zatížení na únavu 3"} \\ k_{NN101} &= 1,4 && \text{koeficient dle NN.2.1(101)} \\ \Delta\sigma_{s,Ec} &= 29,55 \text{ MPa} && \text{upravený rozkmít napětí od MZÚ3} \\ \lambda_s &= 1,20 && \text{opravný součinitel} \\ \phi_{fat} &= 1,4 && \text{dynamický součinitel dle EN1991-2, př.B} \\ \lambda_{s,1} &= 1,15 && \text{druh konstrukčního prvku, délka příčinkové čáry, EN1992-2, př.NN} \\ \lambda_{s,2} &= 0,73 && \text{intensita dopravy} \\ \lambda_{s,3} &= 1 && \text{životnost} \\ \lambda_{s,4} &= 1,01 && \text{vliv dalších zatěžovacích pruhů} \\ k_2 &= 9 && \text{sklon S-N křivky, EN1992-1-1, tab.6.3N} \\ Q' &= 1 && \text{součinitel typu dopravy dle EN1992-2 tab.NN.1} \\ N_{obs} &= 0,125 \text{ mil ks} && \text{počet vozidel za rok v pravém jízdním pruhu dle EN1991-2 tab.4.5} \\ N_{years} &= 100 \text{ let} && \text{návrhová životnost} \\ \Sigma N_{obs,i} &= 0,1375 \text{ mil ks} && \text{počet nákladních vozidel za rok ve všech jízdních pruzích} \\ \Delta\sigma_{s,eq,u,d} &= \mathbf{35,3 \text{ MPa}} && \text{poškozuující ekvivalentní rozkmít napětí pro posouzení oceli} \\ \Delta\sigma_{Rsk} &= 162,5 \text{ MPa} \\ \Delta\sigma_{Rsd} &= \mathbf{141,3 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

$$\Delta\sigma_{s,eq,u,d} = \mathbf{35,3 \text{ MPa}} < \Delta\sigma_{Rsd} = \mathbf{141,3 \text{ MPa}} \quad \text{VYHOVUJE}$$

únava - beton

Ověření dle EN1992-1, čl. 6.8.7(1)

$$\begin{aligned} t &= \mathbf{90} \text{ dní} && \text{stáří betonu v době prvního zatížení} \\ \text{třída cementu (R, N, S):} &&& \mathbf{R} \\ s &= 0,2 \\ \beta_{cc} &= 1,092 \\ k_1 &= 0,850 \\ f_{cd,fat} &= 14,71 \text{ MPa} \\ R_{equ} &= 0,638 \end{aligned}$$

$$E_{cd,min,eq} = 0,2 \quad \text{minimální úroveň tlakového napětí}$$

$$E_{cd,max,eq} = 0,4 \quad \text{maximální úroveň tlakového napětí}$$

$$E_{cd,max,eq} + 0,43(1-R_{eq})^{0,5} = 0,62 < 1 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Průřez v poli pro navrženou výztuž B500B $\phi 25$ po 100 mm vyhovuje.

5.1.4. Průřez desky nad vrcholem klenby – úžlabí desky (kladný moment)

Průřez reprezentuje desku příčně v místě jejího úžlabí s průměrnou tl. 317 mm.
posudek železobetonového průřezu dle ČSN EN 1992-2

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteris tická	MSP kvazistálá	
M_{ed}	210,3	176,2	45,1	kNm
Q_{ed}	221,7	-	-	kN

materiál

10 505 (R)	beton	C30/37
$f_{yk} = 500$ MPa	$f_{ck} = 30$ MPa	
$\gamma_s = 1,15$	$f_{cm} = 38$ MPa	
$f_{yd} = 435$ MPa	$f_{ctm} = 2,9$ MPa	
$E_s = 200$ GPa	$f_{ctk,0,05} = 2,0$ MPa	
$\xi_{bal,1} = 0,617$	$E_{cm} = 33$ GPa	
$\xi_{bal,2} = 0,379$	$\varepsilon_{c3} = 0,00175$ pom. přet. na mezi plasticity	
	$\varepsilon_{cu3} = 0,0035$ pom. přet. na mezi porušení	
	$\gamma_c = 1,5$	
	$\alpha_{cc} = 0,9$	
	$\alpha_{ct} = 1$	
	$f_{cd} = 18,0$ MPa	
	$f_{ctd} = 1,33$ MPa	

průřez

	výztuž	
$h = 0,317$ m	výška $\phi = 25$ mm	
$b = 1,00$ m	šířka počet = 10 ks	
$c = 50$ mm	krytí $A_s = 4,91E-03$ m ²	$> A_{s,min} = 3,84E-04$ m ²
		$< A_{s,max} = 1,27E-02$ m ²

mezní stav únosnosti

ohyb

$d = 0,255$ m	účinná výška	
$x = 0,148$ m	výška tlač. oblasti	
$\xi = 0,582$	poměrná výška tl.obl.	$< \xi_{max} = 0,62$
$z = 0,195$ m	rameno vnitřních sil	
$M_{Rd} = 416,6$ kNm	$> M_{ed} = 210,3$ kNm	VYHOVUJE

smyk

$$b_t = b_w = 1,00 \text{ m} \quad \text{šířka průřezu pro smyk}$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k = 1,886$$

$$k_1 = 0,15$$

$$A_{sl} = 4,91E-03 \text{ m}^2 \quad \text{plocha tahové výztuže, která zasahuje min. } l_{bd} + d \text{ směrem k podpoře}$$

$$\rho_l = 1,93E-02$$

$$V_{min} = 0,497$$

$$V_{Rd,c} = 222,8 \text{ kN} > V_{ed} = 221,7 \text{ kNm} \quad \text{PRŮŘEZ VYHOVUJE BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE}$$

mezni stav omezení napětí - krátkodobé účinky

$$M_{ed} = 176,2 \text{ kNm}$$

$$\alpha_e = 6,1 \quad \text{pracovní součinitel pro krátkodobé zatížení}$$

$$x = 0,0969 \text{ m}$$

$$I_{xi} = 1,04E-03 \text{ m}^4$$

$$\sigma_c = 16,4 \text{ MPa} < 0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_s = 161,5 \text{ MPa} < 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$

minimální průřezové plochy výztuže s ohledem na omezení trhlin

$$t = 28 \text{ dní} \quad \text{stáří betonu v době vzniku trhlin}$$

$$\text{třída cementu (R, N, S): R}$$

$$s = 0,2$$

$$\beta_{cc} = 1,000$$

$$f_{cm}(t) = 2,90 \text{ MPa}$$

$$f_{cm,eff} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$A_c = 0,32 \text{ m}^2$$

$$k_c = 0,4$$

$$k = 0,65$$

$$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} = 4,78E-04 \text{ m}^2 < A_s = 4,91E-03 \text{ m}^2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

mezni stav šířky trhlin - přímý výpočet šířky trhliny

$$M_{ed} = 45,1 \text{ kNm}$$

$$\alpha_e = 15,0 \quad \text{pracovní součinitel pro dlouhodobé zatížení}$$

$$x = 0,133 \text{ m}$$

$$I_{xi} = 1,87E-03 \text{ m}^4$$

$$\sigma_c = 3,2 \text{ MPa} < 0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_s = 43,8 \text{ MPa}$$

$$w_k = 0,03 \text{ mm} < w_{lim} = 0,2 \text{ mm} \quad \text{VYHOVUJE}$$

$$s_{r,max} = 223 \text{ mm} \quad k_1 = 0,8$$

$$\rho_{p,eff} = 8,02E-02 \quad k_2 = 0,5$$

$$h_{c,eff} = 0,061 \quad k_3 = 3,4$$

$$k_t = 0,4 \quad k_4 = 0,425$$

únava - silniční výpočet rozkmitu napětí

	od cyklického zatížení		
	min	max	
M_{ed}	32,0	62,7	kNm
σ_c	3,0	5,8	MPa
σ_s	29,3	57,5	MPa

únava - výztuž

$\gamma_{F,fat}$	=	1,0	
$\Delta\sigma_{s,MZÚ3}$	=	28,1	MPa rozkmit napětí v oceli vyvolaný "Modelem zatížení na únavu 3"
k_{NN101}	=	1,4	koeficient dle NN.2.1(101)
$\Delta\sigma_{s,Ec}$	=	39,40	MPa upravený rozkmit napětí od MZÚ3
λ_s	=	1,20	opravný součinitel
ϕ_{fat}	=	1,4	dynamický součinitel dle EN1991-2, př.B
$\lambda_{s,1}$	=	1,15	druh konstrukčního prvku, délka příčinkové čáry, EN1992-2, př.NN
$\lambda_{s,2}$	=	0,73	intensita dopravy
$\lambda_{s,3}$	=	1	životnost
$\lambda_{s,4}$	=	1,01	vliv dalších zatěžovacích pruhů
k_2	=	9	sklon S-N křivky, EN1992-1-1, tab.6.3N
Q'	=	1	součinitel typu dopravy dle EN1992-2 tab.NN.1
N_{obs}	=	0,125	mil ks počet vozidel za rok v pravém jízdním pruhu dle EN1991-2 tab.4.5
N_{years}	=	100	let návrhová životnost
$\Sigma N_{obs,i}$	=	0,1375	mil ks počet nákladních vozidel za rok ve všech jízdních pruzích
$\Delta\sigma_{s,eq,d}$	=	47,1	MPa poškozuující ekvivalentní rozkmit napětí pro posouzení oceli
$\Delta\sigma_{Rsk}$	=	162,5	MPa
$\Delta\sigma_{Rsd}$	=	141,3	MPa

$$\Delta\sigma_{s,eq,d} = 47,1 \text{ MPa} < \Delta\sigma_{Rsd} = 141,3 \text{ MPa} \text{ VYHOVUJE}$$

únava - beton

Ověření dle EN1992-1, čl. 6.8.7(1)

t	=	90	dní stáří betonu v době prvního zatížení
třída cementu (R, N, S):		R	
s	=	0,2	
β_{cc}	=	1,092	
k_1	=	0,850	
$f_{cd,fat}$	=	14,71	MPa
R_{equ}	=	0,510	
$E_{cd,min,eq}$	=	0,2	minimální úroveň tlakového napětí
$E_{cd,max,eq}$	=	0,4	maximální úroveň tlakového napětí
$E_{cd,max,eq} + 0,43(1-R_{equ})^{0,5}$	=	0,7	< 1 VYHOVUJE

Průřez v poli pro navrženou výztuž B500B $\phi 25$ po 100 mm vyhovuje.

5.2. Příčný směr

Průřez reprezentuje desku podélně v místě jejího úžlabí s průměrnou tl. 317 mm.
posudek železobetonového průřezu dle ČSN EN 1992-2

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteris- tická	MSP kvazistálá	
M_{ed}	47,2	62,1	30,6	kNm
Q_{ed}	0	-	-	kN

materiál

10 505 (R)		beton	C30/37
f_{yk}	500 MPa	f_{ck}	30 MPa
γ_s	1,15	f_{cm}	38 MPa
f_{yd}	435 MPa	f_{ctm}	2,9 MPa
E_s	200 GPa	$f_{ctk,0,05}$	2,0 MPa
$\xi_{bal,1}$	0,617	E_{cm}	33 GPa
$\xi_{bal,2}$	0,379	ϵ_{c3}	0,00175 pom. přet. na mezi plasticity
		ϵ_{cu3}	0,0035 pom. přet. na mezi porušení
		γ_c	1,5
		α_{cc}	0,9
		α_{ct}	1
		f_{cd}	18,0 MPa
		f_{ctd}	1,33 MPa

průřez

průřez		výztuž	
h	0,317 m	výška ϕ	16 mm
b	1,00 m	šířka počet	6,666 ks
c	50 mm	krytí A_s	1,34E-03 m ²
			$> A_{s,min} = 3,91E-04 \text{ m}^2$
			$< A_{s,max} = 1,27E-02 \text{ m}^2$

mezní stav únosnosti

ohyb

d	0,259 m	účinná výška	
x	0,040 m	výška tlač. oblasti	
ξ	0,156	poměrná výška tl.obl.	$< \xi_{max} = 0,62$
z	0,243 m	rameno vnitřních sil	
M_{Rd}	141,5 kNm	$> M_{ed} = 47,2 \text{ kNm}$	VYHOVUJE

mezní stav omezení napětí - krátkodobé účinky

M_{ed}	62,1 kNm		
α_e	6,1	pracovní součinitel pro krátkodobé zatížení	
x	0,0573 m		
I_{xi}	3,93E-04 m ⁴		
σ_c	9,0 MPa	$< 0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa}$	VYHOVUJE
σ_s	193,1 MPa	$< 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$	VYHOVUJE

minimální průřezové plochy výztuže s ohledem na omezení trhlin

$t = 28$ dní stáří betonu v době vzniku trhlin
 třída cementu (R, N, S): **R**
 $s = 0,2$
 $\beta_{cc} = 1,000$
 $f_{cm}(t) = 2,90$ MPa
 $f_{cm,eff} = 2,90$ MPa
 $A_c = 0,32$ m²
 $k_c = 0,4$
 $k = 0,65$
 $\sigma_s = 500$ MPa
 $A_{s,min} = 4,78E-04$ m² < $A_s = 1,34E-03$ m² **VYHOVUJE**

mezni stav šířky trhlin - přímý výpočet šířky trhliny

$M_{ed} = 30,6$ kNm
 $\alpha_e = 15,0$ pracovní součinitel pro dlouhodobé zatížení
 $x = 0,084$ m
 $I_{xl} = 8,13E-04$ m⁴
 $\sigma_c = 3,2$ MPa < $0,45f_{ck} = 13,5$ MPa **VYHOVUJE**
 $\sigma_s = 98,8$ MPa
 $w_k = 0,09$ mm < $w_{lim} = 0,2$ mm **VYHOVUJE**

 $s_{r,max} = 303$ mm $k_1 = 0,8$
 $\rho_{p,eff} = 1,72E-02$ $k_2 = 0,5$
 $h_{c,eff} = 0,078$ $k_3 = 3,4$
 $k_t = 0,4$ $k_4 = 0,425$

únava - silniční

výpočet rozkmitu napětí

	od cyklického zatížení		
	min	max	
M_{ed}	9,2	21,6	kNm
σ_c	1,3	3,1	MPa
σ_s	28,6	67,2	MPa

únava - výztuž

$\gamma_{F,fat} = 1,0$
 $\Delta\sigma_{s,MZÚ3} = 38,6$ MPa rozkmit napětí v oceli vyvolaný "Modelem zatížení na únavu 3"
 $k_{NN101} = 1,4$ koeficient dle NN.2.1(101)
 $\Delta\sigma_{s,Ec} = 53,99$ MPa upravený rozkmit napětí od MZÚ3

 $\lambda_s = 1,20$ opravný součinitel
 $\phi_{fat} = 1,4$ dynamický součinitel dle EN1991-2, př.B
 $\lambda_{s,1} = 1,15$ druh konstrukčního prvku, délka příčinkové čáry, EN1992-2, př.NN
 $\lambda_{s,2} = 0,73$ intenzita dopravy
 $\lambda_{s,3} = 1$ životnost
 $\lambda_{s,4} = 1,01$ vliv dalších zatěžovacích pruhů

$$\begin{aligned}k_2 &= 9 && \text{sklon S-N křivky, EN1992-1-1, tab.6.3N} \\Q' &= 1 && \text{součinitel typu dopravy dle EN1992-2 tab.NN.1} \\N_{\text{obs}} &= 0,125 \text{ mil ks} && \text{počet vozidel za rok v pravém jízdním pruhu dle EN1991-2 tab.4.5} \\N_{\text{Years}} &= 100 \text{ let} && \text{návrhová životnost} \\\Sigma N_{\text{obs},i} &= 0,1375 \text{ mil ks} && \text{počet nákladních vozidel za rok ve všech jízdních pruzích} \\\Delta\sigma_{s,\text{equ},d} &= \mathbf{64,6 \text{ MPa}} && \text{poškozující ekvivalentní rozkmit napětí pro posouzení oceli} \\\Delta\sigma_{\text{Rsk}} &= 162,5 \text{ MPa} \\\Delta\sigma_{\text{Rsd}} &= \mathbf{141,3 \text{ MPa}} \\\Delta\sigma_{s,\text{equ},d} &= \mathbf{64,6 \text{ MPa}} < \Delta\sigma_{\text{Rsd}} = \mathbf{141,3 \text{ MPa}} && \mathbf{VYHOVUJE}\end{aligned}$$

únava - beton

Ověření dle EN1992-1, čl. 6.8.7(1)

$$\begin{aligned}t &= \mathbf{90} \text{ dní} && \text{stáří betonu v době prvního zatížení} \\ \text{třída cementu (R, N, S):} & && \mathbf{R} \\ s &= 0,2 \\\beta_{cc} &= 1,092 \\k_1 &= 0,850 \\f_{cd,\text{fat}} &= 14,71 \text{ MPa} \\R_{\text{equ}} &= 0,426 \\E_{cd,\text{min},\text{equ}} &= 0,1 && \text{minimální úroveň tlakového napětí} \\E_{cd,\text{max},\text{equ}} &= 0,2 && \text{maximální úroveň tlakového napětí} \\E_{cd,\text{max},\text{equ}} + \mathbf{0,43(1-R_{\text{equ}})^{0,5}} &= \mathbf{0,54} < \mathbf{1} && \mathbf{VYHOVUJE}\end{aligned}$$

Průřez v poli pro navrženou výztuž B500B $\phi 16$ po 150 mm vyhovuje.

6. Deformace NK

6.1. Svislý průhyb od nahodilého zatížení

Maximálního svislého průhybu bylo dosaženo od zatížení modelem LM1 ve čtvrtině rozpětí desky (uprostřed krajního pole) a dosahuje hodnoty 3,6 mm.

$$\delta = \mathbf{3,6 \text{ mm}} < \delta_{\text{lim}} = L / 600 = \mathbf{11,2 \text{ mm}} - \mathbf{VYHOVUJE}$$

7. Založení – mikropiloty

Je navrženo 8 mikropilot pod prahem O1 (směr líbeznice) a 7 mikropilot pod prahem O2 (směr Byšice), vetknutých do skalního podloží tvořeného mírně zvětralými pískovci (R4) v délce min. 2,0 m.

Mikropiloty jsou svislé, délky 8,5 m. Navržená délka kořene je 4,0 m a průměr 0,2 m, výztuž mikropilot je z ocelových trubek S355 108/16 opatřených na horních koncích hlavami vetknutými do koncových prahů desky.

7.1. Svislá únosnost a sedání

Posouzení svislé únosnosti mikropiloty je provedeno programem GEO 4.0 /c/ modulem mikropilota.

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo vrst.	Vrstva [m]	Zemina
1	4.40	Navazka stredne ulehla F6
2	0.40	Jilovec silne zvetraly R5
3	0.40	Pískovec mírně zvětralý R4-R5
4	-	Pískovec mírně zvětralý R4

Parametry zemín

Název	f_i [st.]	c [kPa]	γ [kN/m ³]
Pískovec mírně zvětralý R4-R5	34.00	30.00	23.00
Pískovec mírně zvětralý R4	34.00	50.00	23.00
Navazka stredne ulehla F6	19.00	12.00	21.00
Jilovec silne zvetraly R5	18.00	10.00	21.00

Parametry zemín pro výpočet vztlaku

Název	γ_{sat} [kN/m ³]	pórovitost [0-1]	γ_{sk} [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]
Pískovec mírně zvětralý R4-R5	23.00	-	-	13.00
Pískovec mírně zvětralý R4	23.00	-	-	13.00
Navazka stredne ulehla F6	21.00	-	-	11.00
Jilovec silne zvetraly R5	21.00	-	-	11.00

Geometrie:

Průměr = 108.0 mm
Tloušťka stěny = 16.0 mm

Délka mikropiloty (bez kořene) = 4.50 m
Délka kořene = 4.00 m
Průměr kořene = 0.20 m
Odklon mikropiloty od svislice = 0.00 °
Vysazení mikropiloty nad terén = 0.50 m

Materiál konstrukce:

Beton : B 20

Pevnost v tlaku R_{bd} = 11.50 MPa
Pevnost v tahu R_{btd} = 0.90 MPa
Modul pružnosti E_b = 27000.00 MPa

Ocel : Ocel 52

Pevnost R_{sd} = 290.00 MPa
Modul pružnosti E_s = 210000.00 MPa

Výpis zatížení:

Normálová síla (tlak) = 259.30 kN
Ohybový moment = 33.30 kNm

Hladina podzemní vody je v hloubce 0.00 m od původního terénu.

Posouzení průřezu - výpočet číslo 1

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce prostředí = 220.00 MN/m³
Spočtený počet půlvln = 5.14
Minimální kritická síla = 10253.82 kN
Vzpěrná délka = 1.03 m

Plocha ideálního průřezu = 5.208E+03 mm²
Moment setrvačnosti ideálního průřezu = 5.251E+06 mm⁴
Štíhlost prutu = 32.444
Součinitel vzpěrnosti = 0.951
Úroveň neutrálné osy = -14.450 mm

Celkové využití spřaženého průřezu = 87.60 %

Průřez VYHOVUJE

Posouzení kořene - výpočet číslo 1

Metoda výpočtu - Lizzi.

Součinitel vlivu průměru kořene = 0.85
Průměrné mezní plášťové tření = 300.00 kPa
Celková únosnost kořene mikropiloty = 640.88 kN
640.88 > 259.30 VYHOVUJE

8. Závěr

Statický výpočet prokázal dostatečnou únosnost nové železobetonové roznášecí desky tak, aby bezpečně přenesla všechna požadovaná zatížení po celou dobu životnosti NK mostu.
Určení celkové zatížitelnosti mostu s novou roznášecí deskou je v samostatné příloze.