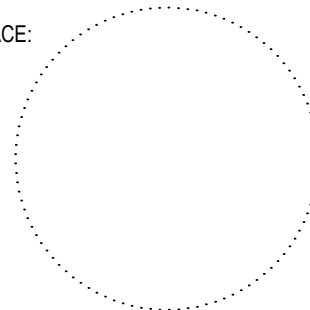


	30.3.2025	ČISTOPIS PO PŘIPOMÍNKÁCH
	13.3.2025	KONCEPT K PŘIPOMÍNKÁM
REVIZE	DATUM	POPIS

INVESTOR		STŘEDOČESKÝ KRAJ KRAJSKÝ ÚŘAD Zborovská 11 150 21 Praha 5
----------	---	---

ZHOTOVITEL	SPOLEČNOST KAMENNÝ PŘÍVOZ	
VEDOUcí SPOLEČNÍK		SILNICE GROUP a.s. Na Florenci 2116/15 110 00 Praha 1 - Nové Město
SPOLEČNÍK		Společnost T.A.Q. s.r.o. Fetrovská 1002/59 160 00 Praha 6 - Dejvice

AUTORIZACE:



SO 201.1

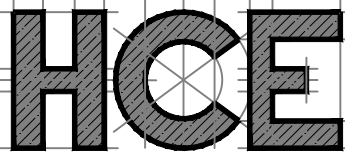
REALIZAČNÍ DOKUMENTACE STAVBY

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM:

S-JTSK

VÝŠKOVÝ SYSTÉM:

BPV

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	ING. MARTIN HERKA			
VYPRACOVAL	ING. MARTIN HERKA			
KONTROLOVAL	ING. PETR POLÁK			
KRAJ	STŘEDOČESKÝ			
STAVEBNÍ ÚŘAD	...			
AKCE :	II/105 Kamenný Přívoz, mosty ev.č. 105-008 a 105-009 přes řeku Sázavu v obci Kamenný Přívoz		DATUM	3/2025
OBJEKT :	SO 201.1 - Most ev.č. 105-009 přes Sázavu - PROVIZORNÍ PODEPŘENÍ		FORMÁT	19 A4
			MĚŘÍTKO	-
			ZAKÁZKA	-
			STUPEŇ	RDS
NÁZEV VÝKRESU :	STATICKÉ POSOUZENÍ		PŘÍLOHA :	PARÉ :
			06	

AKCE:

**II/105 Kamenný Přívóz, mosty ev.č. 105-008 a
105-009 přes řeku Sázavu v obci Kamenný Přívóz**

OBJEKT:

**SO 201.1 Most ev.č. 105-009 přes Sázavu -
PROVIZORNÍ PODEPŘENÍ**

REALIZAČNÍ DOKUMENTACE STAVBY (RDS)

STATICKÉ POSOUZENÍ

OBSAH:

1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE.....	3
2.2	ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STÁVAJÍCÍM MOSTU PODLE ČSN 73 6200.....	3
2	PŘEDPOKLADY STATICKÉHO POSOUZENÍ.....	4
2.1	ÚČEL PODEPŘENÍ A POŽADAVKY NA JEHO ŘEŠENÍ	4
2.2	PODEPŘENÍ MOSTU Z MATERIÁLU PIŽMO	4
2.2.1	ZALOŽENÍ	4
2.3	GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY	4
3	STATICKE POSOUZENÍ.....	5
3.1	PROVIZORNÍ PODEPŘENÍ.....	5
3.1.1	POSOUZENÍ MEZILEHLÝCH PODPĚR.....	6
3.1.1.1	REAKCE NA PODPĚRY	7
3.1.1.1.1	STÁLÉ ZATÍŽENÍ OD KONSTRUKCE STÁVAJÍCÍHO MOSTU	7
3.1.1.1.2	UŽITNÉ ZATÍŽENÍ OD PROVOZU	10
3.1.1.1.3	VLASTNÍ TÍHA KONSTRUKCE Z PRVKŮ PIŽMO	10
3.1.1.2	AKTIVACE PODEPŘENÍ	11
3.1.1.3	SHRNUTÍ REAKCÍ PROVIZORNÍHO PODEPŘENÍ	12
3.1.1.4	POSOUZENÍ PLOŠNÉHO ZÁKLADU	12
3.1.1.5	POSOUZENÍ SVISLÉ ÚNOSNOSTI SLOUPKŮ PIŽMO	18
3.1.1.6	POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI ROŠTOVÝCH NOSNÍKŮ PIŽMO	18
4	ZÁVĚR.....	19

1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

stavba:	II/105 Kamenný Přívoz, mosty ev. č. 105-008 a 105-009 přes řeku Sázavu v obci Kamenný Přívoz
objekt:	SO 201.1 Most ev.č. 105-009 přes Sázavu - PROVIZORNÍ PODEPŘENÍ
obec:	Kamenný Přívoz
katastr. území:	Kamenný Přívoz (539368)
kraj:	Středočeský kraj
investor:	Středočeský kraj Zborovská 81/11 150 21 Praha 5
stupeň dokumentace:	realizační dokumentace stavby (RDS)
zhotovitel:	SPOLEČNOST KAMENNÝ PŘÍVOZ
vedoucí společník:	SILNICE GROUP a.s. Na Florenci 2116/15 110 00 Praha 1 – Nové Město
společník:	Společnost T.A.Q. s.r.o. Fetrovská 1002/59 160 00 Praha 6 - Dejvice
projektant RDS provizorního mostu:	HCE – Herka Consulting Engineering Kounicova 509/54 602 00 Brno
zodpovědný projektant:	Ing. Martin Herka – autorizovaný inženýr ČKAIT 1007185 tel.: +420 728 880 600 e-mail: martin@herka-consulting-engineering.cz
pozemní komunikace:	dočasná provizorní komunikace pro pěší jako náhrada komunikace II/105 na rekonstruovaném mostě
přemostňované překážky:	řeka Sázava říční km 11,0

2.2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STÁVAJÍCÍM MOSTU PODLE ČSN 73 6200

charakteristika stávajícího mostu:	Nýtované ocelové příhradové nosníky se zkříženými diagonály rozpětí 44,8m. Příčníky příhradové rozpětí 5,60m a 4,48m, výšky 1,70m. Podélníky z válcovaných profilů I 240. ŽB deska mostovky tl. 0,16-0,20m s náběhy 0,135m nad podélníky spřažená s ocelovými nosníky. Zavětrování v úrovni spodních pasů příčníků diagonálami z úhelníků. Ocelolitinová ložiska, pevná na pilíři, válečková na opěrách. Opěry a pilíř žulové řádkové zdivo.
délka nosné konstrukce:	~88,4 m
délka mostu:	~140 m
šikmost mostu:	kolmý (100g)
volná šířka mostu:	4,60 m
šířka chodníků:	2x 1,0 m
šířka mostu:	7,95 m
rozpětí polí:	44,8 + 44,8 m
výška mostu nad terénem:	niveleta cca 5,15 m nad normální hladinou vodoteče

volná výška na mostě:	neomezená
stavební výška:	~2,48 m
plocha nosné konstrukce:	91,5 x 7,95 m = 727,4 m ²
rok výstavby:	1901
zatížitelnost mostu:	dle MPM ze dne 22.03.2024 (Ing. Jan Rech) Vn = 3,5 t, Vr = 4,0 t, max. nápravový tlak 2,6 t

2 PŘEDPOKLADY STATICKÉHO POSOUZENÍ

2.1 ÚČEL PODEPŘENÍ A POŽADAVKY NA JEHO ŘEŠENÍ

Na základě Mimořádné mostní prohlídky ze dne 22.3.2024 byla snížena zatížitelnost mostu s ohledem na havarijní stav nosné konstrukce mostu na $V_n=3.5t$. Především se jedná o silnou korozi v místě spojů příhradové konstrukce a stav ložisek, které již neplní svojí funkci. S ohledem na tento stav bude na provedeno podepření NK mostu. Tato dokumentace popisuje toto technické opatření pro podepření NK mostu, aby mohl být zachován provoz do doby celkové opravy mostu.

Podklady pro vypracování projektu:

- 1) MPM 105-009 (22.03.2024, Rech Jan, Ing.)
- 2) Zaměření území (GEOVIA s.r.o., Ing. Martin Kapitančík, 04/2021)
- 3) Průzkum inženýrských sítí (Pontex, spol. s r.o., 2021)
- 4) Geotechnický průzkum (INGES s.r.o., Ing. Marek Soukup, 2021)
- 5) dokumentace PDPS (PONTEX, spol. s.r.o. – 7/2024)
- 6) Směrnice pro používání materiálu PIŽMO

2.2 PODEPŘENÍ MOSTU Z MATERIÁLU PIŽMO

Před zahájením vlastních prací bude vyloučen pěší provoz na mostě a bude zřízena provizorní lávka přes Sázavu (viz SO 220). Podepření je navrženo z materiálu PIŽMO, jako stojky v rastru 2x2m, vždy v polovině rozpětí hlavního pole. V podélném směru se uvažují dvě řady stojek pod každým polem a v příčném směru, ve směru toku se jedná o 5 řad stojek. Umístění je v příčném směru takové, aby tato konstrukce podepírala stávající most a zároveň později sloužila pro demolicí, i výstavbu nového. Skladba stojek z materiálu PIŽMO je vyobrazena v příslušných výkresových přílohách RDS.

2.2.1 ZALOŽENÍ

Konstrukce provizorního podepření - příhradové stojky z inventárního materiálu PIŽMO bude založena na podložkách nánožek sloupků PIŽMO, které jsou určené pro zakládání přímo v korytě vodoteče. Případně může být proveden podsypu ze ŠD pro urovnání dna. Při provádění založení bude ověřen materiál základové spáry opěr a jeho vhodnost pro založení geologickým pracovníkem stavby.

2.3 GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY

Zájmové území leží v úzké údolní nivě Sázavy a na pravém břehu (most ev. č. 105-008 a opěrná zeď) a okraji nivy, která je na obou březích ohraničena strmými svahy. Na pravém břehu je patrných několik skalních výchozů a skalních stěn. Některé jsou zakryty opěrnými zdmi nad silnicí č. 105 ve směru na Jílové u Prahy a silnicí č. 106 ve směru na Krhanice. Skalní podloží v zájmovém prostoru a širším okolí tvoří granodiority, tonality a křemenné diority sázavského typu sázavské skupiny středočeského plutonu. Zdravé, či slabě navětralé granodiority vycházejí na povrch v četných skalních výchozech na pravém břehu. V prostoru koryta řeky lze skalní podloží tvořené zdravými granodiority předpokládat v hloubce 1-2 m pod úrovní dna, pod vrstvou balvanitých štěrků.

Na levém břehu byly zastiženy zvětralé granodiority (poloha *5a*) v hloubce od 4,2 m pod terénem, tj. v úrovni 226,6 m n.m. Granodiorit je tmavě šedého zbarvení s výraznými růžovými zrny živeců (ortoklasu). Skalní podloží je překryto eluviálními zvětralinami charakteru ulehleho písku s příměsí jemnozrnné zeminy (poloha *4*). Písečná frakce je hrubě zrnitá až drobně štěrkovitá, ostrohranná. Mocnost eluviálních písků je 0,7 m. Výše v mocnosti cca 1 m je uložena písčité hlína (poloha *3*) tuhé až pevné konzistence. Svrchní vrstvu přirozeného geologického profilu v hloubce 0,5-2,4 m tvoří deluviální písky s příměsí jemnozrnné zeminy (poloha *2*), které jsou středně uhlé, středně a hrubě zrnité. Výše jsou uloženy navážky (poloha *1*), a to konstrukční vrstvy vozovky (písečtokamenitý podsyp a živice).

Na pravém břehu byly do hloubky 0,9 m zastiženy hlinitopísčité navážky (poloha *1*) a hlouběji středně uhlý hlinitý písek s polohami písčité hlíny (poloha *2*). Vrt byl ukončen na nevrtatelném bloku granodioritu, pravděpodobně se jedná o balvanité štěrky tvořící výplň koryta nad skalním podložím. V prostoru nad opěrnou zdí, zhruba z úrovně povrchu vozovky silnice č. 105, byl proveden průzkumný vrt KP 3. Zdravé granodiority (poloha *5b*) byly dokumentovány v hloubce od 1,9 m pod vrstvou navážky (poloha *1*), která je převážně hlinitopísčité a svrchu tvořená konstrukčními vrstvami povrchu autobusové zastávky (dlažba, podsyp). Severovýchodně od silnice je strmá skalní stěna, která je z menší části odkryta a převážně zakryta opěrnou stěnou. Lze předpokládat, že zájmová opěrná stěna pod silnicí je založena na skalním podloží.

Zatřídění zemin a hornin

Zeminy a horniny lze rozdělit na základě vizuálního popisu do následujících geotechnických poloh, které představují vždy relativně homogenní části vrstevního profilu. Zeminy a horniny jsou zařazeny do následujících tříd dle dříve platné ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy (zatřídění je shodné s platnou ČSN 73 6133 Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací a dalšími ČSN).

Poloha *1*	navážka zatřídění dle ČSN 73 1001 : nezatříděno
Poloha *2*	písek s příměsí jemnozrnné zeminy, středně uhlý zatřídění dle ČSN 73 1001 : S 3, S-F (písek s přím. jemnozrn. zeminy)
Poloha *3*	hlína písčité, tuhé až pevné konzistence a písek hlinitý, středně uhlý zatřídění dle ČSN 73 1001 : F 3, MS (hlína písčité) a S 4, SM (písek hlinitý)
Poloha *4*	písek s příměsí jemnozrnné zeminy, uhlý (eluvium) zatřídění dle ČSN 73 1001 : S 3, S-F (písek s přím. jemnozrn. zeminy)
Poloha *5a*	granodiorit zvětralý (skalní podloží) zatřídění dle ČSN 73 1001 : R 5
Poloha *5b*	granodiorit zdravý (skalní podloží) zatřídění dle ČSN 73 1001 : R 2

Převzato z [1].

3 STATICKÉ POSOUZENÍ

3.1 PROVIZORNÍ PODEPŘENÍ

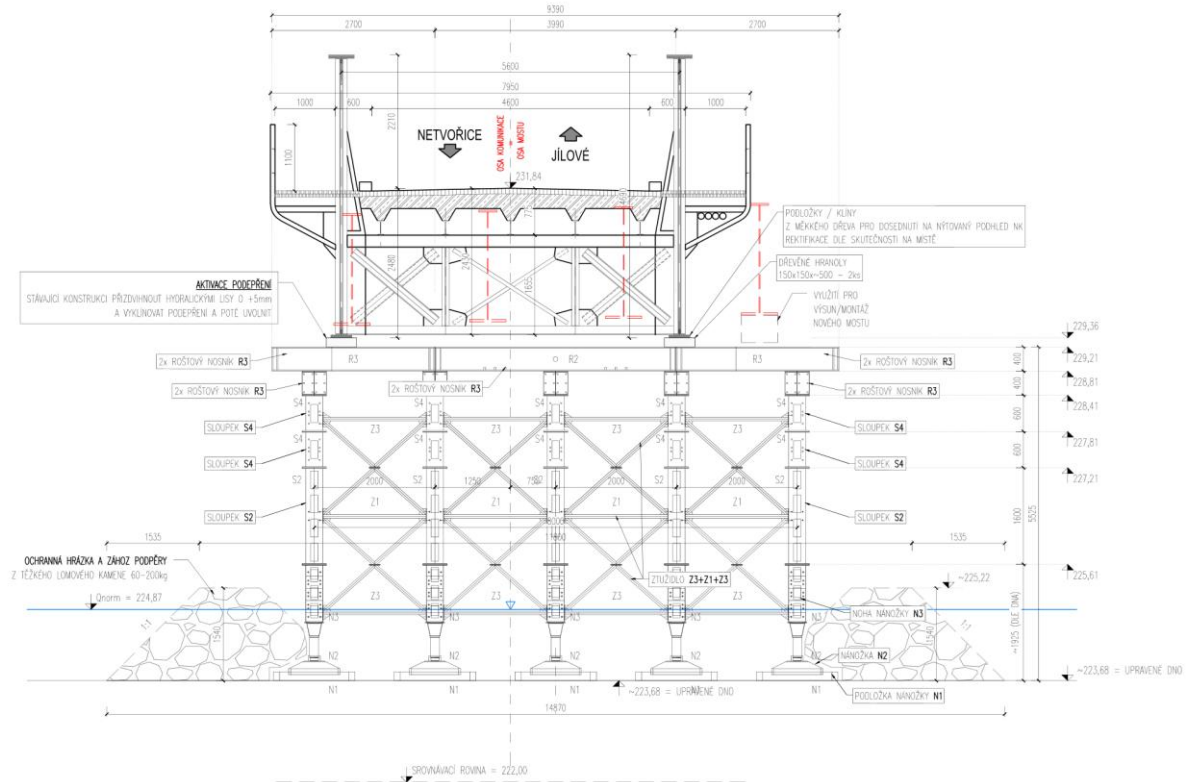
Návrh konstrukce provizorního podepření stávajícího mostu se řídí požadavky „Směrnice pro používání materiálu PIŽMO“ pro sestavení konstrukce. Podepření je navrženo z materiálu PIŽMO, jako stojky v rastru 2x2m, vždy v polovině rozpětí hlavního pole. V podélném směru se uvažují dvě řady stojek pod každým polem a v příčném směru, ve směru toku se jedná o 5 řad stojek. Umístění je v příčném směru takové, aby tato konstrukce podepírala stávající most a zároveň později sloužila pro demolici, i výstavbu nového. Skladba stojek z materiálu PIŽMO je vyobrazena v příslušných výkresových přílohách RDS.

3.1.1 POSOUZENÍ MEZILEHLÝCH PODPĚR

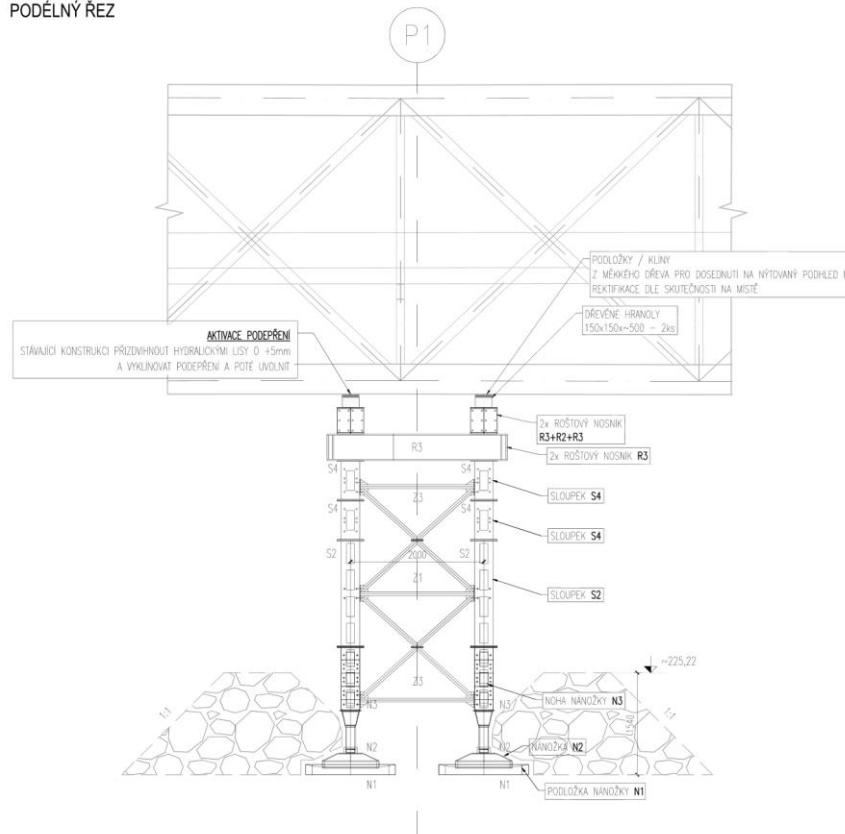
Pilíře podpěr jsou navrženy jako příhradové stojky z inventárního materiálu PIŽMO a budou založeny podločkách nánožek sloupků PIŽMO, které jsou určené pro zakládání přímo v korytě vodoteče.

PROVIZORNÍ PODPĚRA

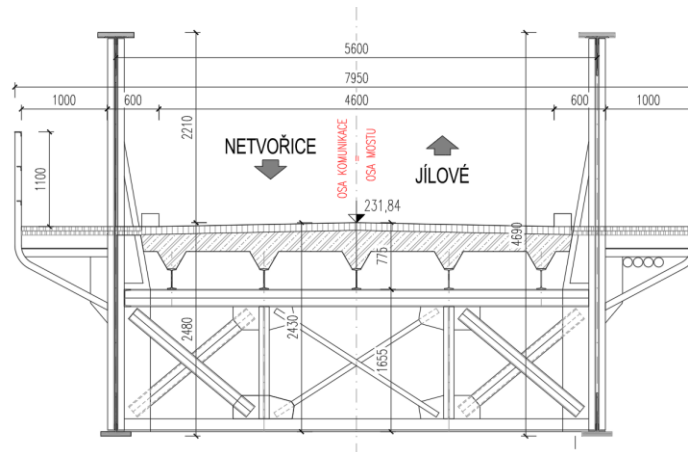
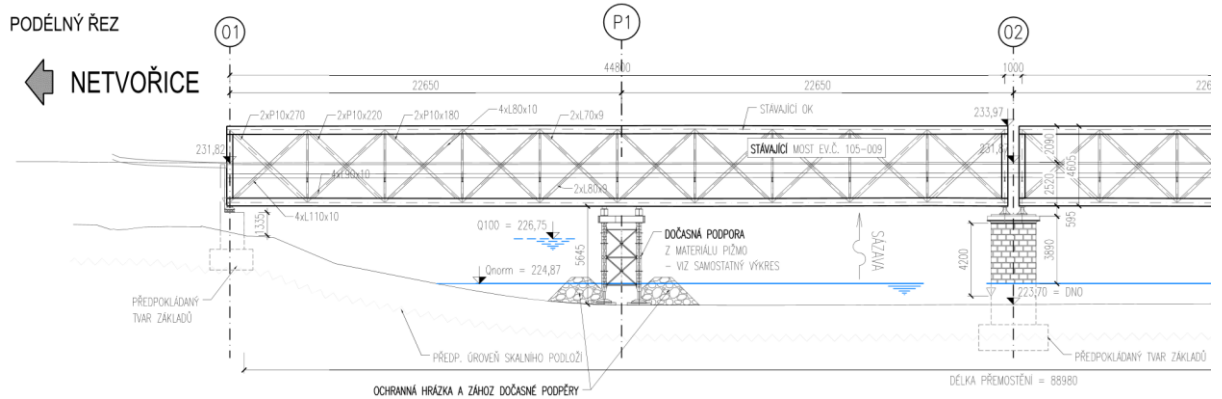
PŘÍČNÝ ŘEZ



PODÉLNÝ ŘEZ

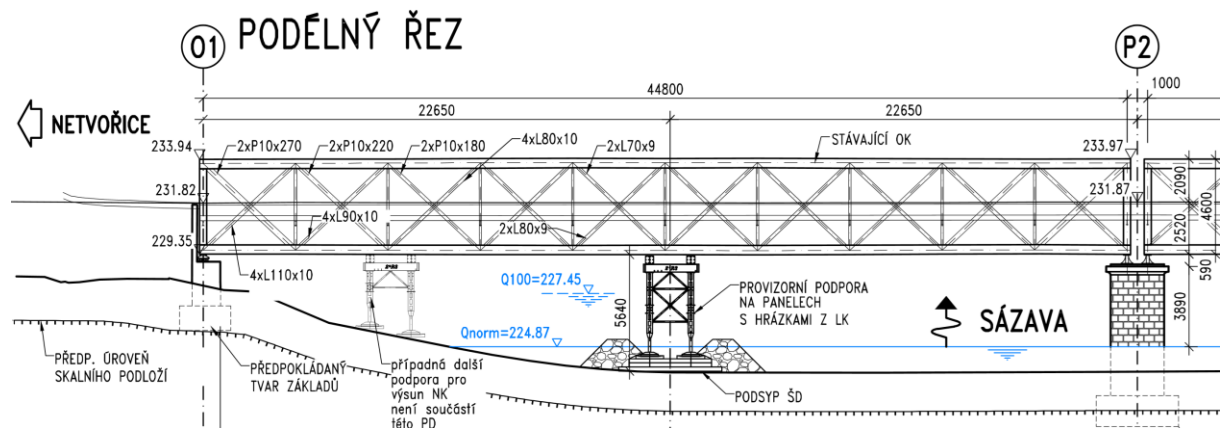


3.1.1.1 REAKCE NA PODPĚRY

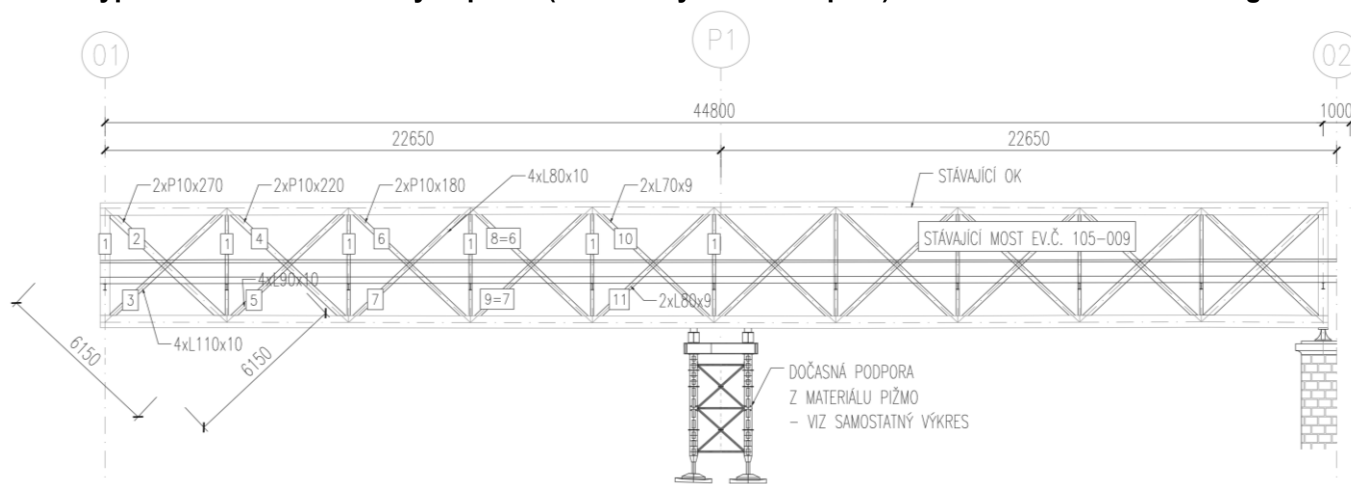


3.1.1.1.1 STÁLÉ ZATÍŽENÍ OD KONSTRUKCE STÁVAJÍCÍHO MOSTU

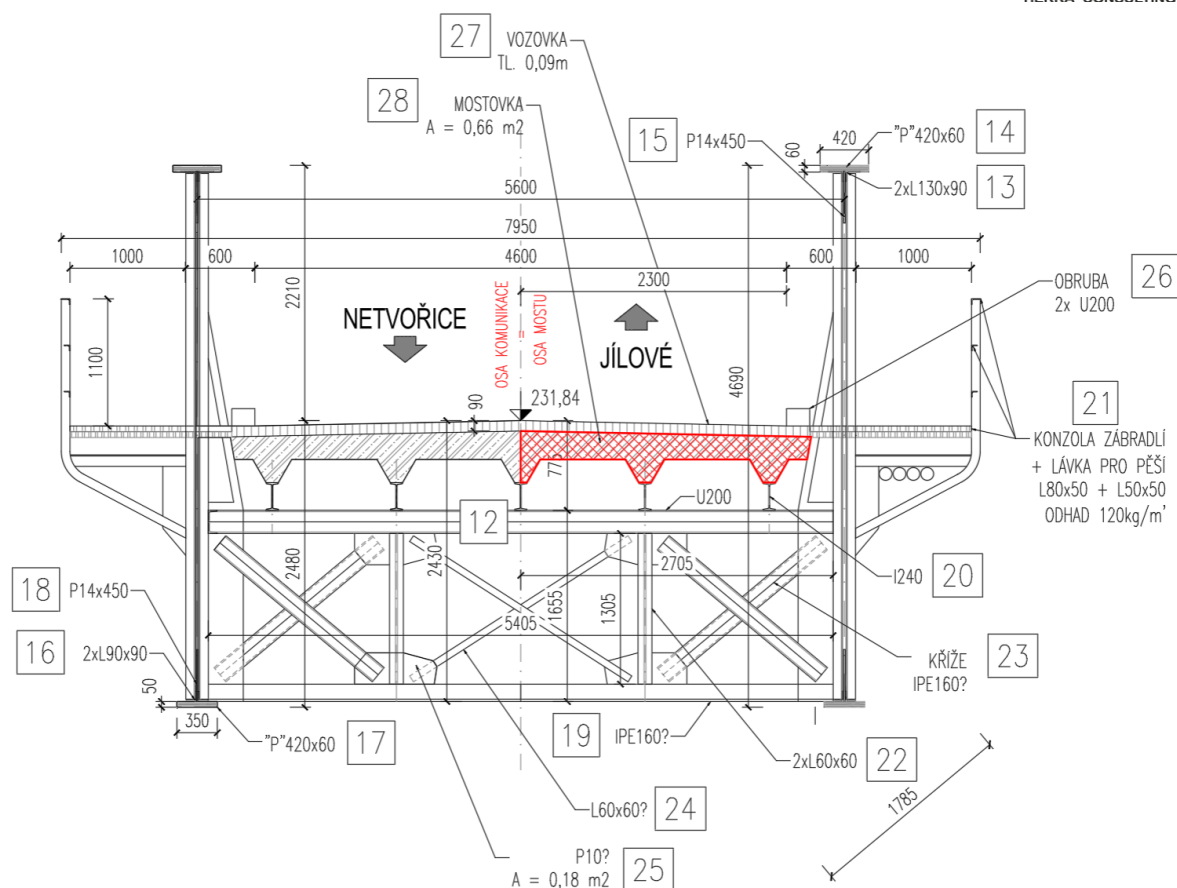
Výpočet vlastní tíhy podpíraného pole stávajícího mostu vychází z popisu ocelových profilů příhradové konstrukce zakreslených v podélném a příčném řezu v PDPS, u nepopsaných prvků byly ocelové profily odhadnuty z měření na místě:



Výpočet hmotnosti ocelových prvků (na ¼ délky mostního pole) – zaokrouhlováno na celé kg:



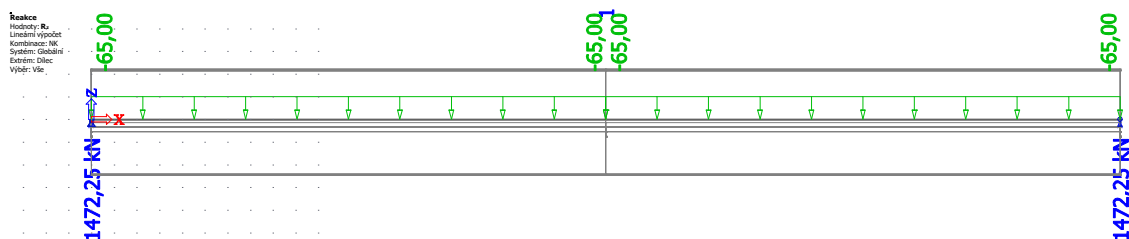
1:	svislíce	L110x10	16,6 kg/m' x 4ks x 4,69m	= 312 kg
2:	prut	2x P10x270	0,01m x 0,27m x 7850 kg/m3 x 2 ks x 6,15 m	= 261 kg
3:	prut	4x L110x10	16,6 kg/m' x 4 ks x 6,15 m	= 409 kg
1:	svislíce	L110x10	16,6 kg/m' x 4ks x 4,69m	= 312 kg
4:	prut	2x P10x220	0,01m x 0,22m x 7850 kg/m3 x 2 ks x 6,15 m	= 213 kg
5:	prut	4x L90x10	13,43 kg/m' x 4 ks x 6,15 m	= 331 kg
1:	svislíce	L110x10	16,6 kg/m' x 4ks x 4,69m	= 312 kg
6:	prut	2x P10x180	0,01m x 0,18m x 7850 kg/m3 x 2 ks x 6,15 m	= 174 kg
7:	prut	4x L80x10	11,86 kg/m' x 4 ks x 6,15 m	= 292 kg
1:	svislíce	L110x10	16,6 kg/m' x 4ks x 4,69m	= 312 kg
8=6:	prut	2x P10x180	0,01m x 0,18m x 7850 kg/m3 x 2 ks x 6,15 m	= 174 kg
9=7:	prut	4x L80x10	11,86 kg/m' x 4 ks x 6,15 m	= 292 kg
1:	svislíce	L110x10	16,6 kg/m' x 4ks x 4,69m	= 312 kg
10:	prut	2x L70x9	9,0 kg/m' x 2 ks x 6,15 m	= 111 kg
11:	prut	2x L80x9	11,86 kg/m' x 2 ks x 6,15 m	= 146 kg
1:	svislíce	L110x10	16,6 kg/m' x 4ks x 4,69m	= 312 kg



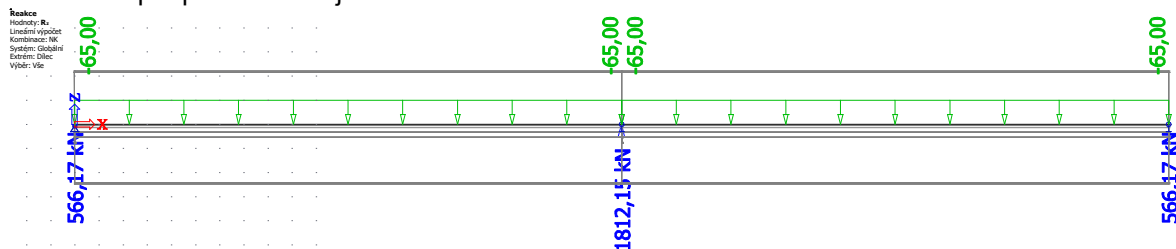
12: příčník	U200	25,3 kg/m' x 6ks x 2,7m	= 410 kg
13: horní pás	2x L130x90	0,00211 m² x 7850 kg/m³ x 2ks x 22,65 m	= 751 kg
14: horní pás	„P“420x60	0,42m x 0,06m x 7850 kg/m³ x 22,65 m	= 4 481 kg
15: horní pás	P14x450	0,014m x 0,45m x 7850 kg/m³ x 22,65 m	= 1 120 kg
16: dolní pás	2x L90x90	0,0017 m² x 7850 kg/m³ x 2ks x 22,65 m	= 605 kg
17: dolní pás	„P“350x50	0,35m x 0,05m x 7850 kg/m³ x 22,65 m	= 3 112 kg
18: horní pás	P14x450	0,014m x 0,45m x 7850 kg/m³ x 22,65 m	= 1 120 kg
19: příčník	IPE160?	15,8 kg/m' x 6ks x 2,7m	= 256 kg
20: podélník	I240	36,2 kg/m' x 2,5ks x 22,65m	= 2 050 kg
21: konzola	L80x50 L50x50	120 kg/m' x 22,65m	= 2 718 kg
chodník	výdřeva	0,05m x 1,0m x 600 kg/m³ x 22,65 m	= 816 kg
22: svislice	2x L60x60	5,49 kg/m' x 1,31m x 2ks x 6ks	= 87 kg
23: kříž 1	IPE160?	15,8 kg/m' x 1,8m x 2ks x 6ks	= 342 kg
24: kříž 2	L60x60?	5,49 kg/m' x 1,8m x 1ks x 6ks	= 60 kg
25: plechy	P10	0,01m x 0,18m² x 7850 kg/m³ x 2ks x 6ks	= 170 kg
26: obruby	2xU200?	25,3 kg/m' x 2ks x 22,65m	= 1 146 kg
27: vozovka	živice	0,09m x 2,3m x 2400 kg/m³ x 22,65 m	= 11 253 kg
28: mostovka	beton	0,66m² x 2500 kg/m³ x 22,65 m	= 37 373 kg

celkem 72 145 kg x 4 = 288 580 kg = 288,58 t → **zaokrouhлено na 290 t (+0,5%)**

Z geometrie nosné konstrukce stávajícího mostu zakreslené v PDPS byla vypočtena hmotnost podpíraného pole mostní konstrukce cca $290t = 2900 \text{ kN}$. Z toho vychází hodnota $2900 \text{ kN} / 44,80\text{m} \approx 65 \text{ kN/m}$. S touto hodnotou bylo uvažováno pro další výpočty zatížení do provizorních podpěr.



Při teoretickém podepření NK uprostřed rozpětí tuhou podporou je předpokládaná reakce na mezilehlou podpěru následující:



R_k , provizorní podepření = 1812,2 kN.

3.1.1.1.2 UŽITNÉ ZATÍŽENÍ OD PROVOZU

Zatížitelnost mostu:

dle MPM ze dne 22.03.2024 (Ing. Jan Rech)
 $V_n = 3,5 \text{ t}$, $V_r = 4,0 \text{ t}$, max. nápravový tlak 2,6 t

Provoz na mostě dle aktuálně stanovené normální zatížitelnosti:

Dle ČSN 73 6222, Kap. 7.1.7. je zatížení při normální zatížitelnosti následující

$$35 \text{ kN} \times \frac{3}{4} = 2,625 \text{ t na zadní nápravu dvounápravového vozidla (V}_{nw})$$

$$\rightarrow v_n = 1/10 V_{nw} = 2,625 / 10 = 0,2625 \text{ kN/m}^2$$

$\rightarrow$ reakce $R_{Qk(V_n)}$ v místě podepření = šířka vozovky $4,6\text{m} \times 0,2625 \text{ kN/m}^2 \times 22,65\text{m} = 27,35 \text{ kN}$

Provoz na mostě dle aktuálně stanovené výhradní zatížitelnosti:

- reakce $R_{Qk(V_r)}$ v místě podepření = vozidlo $4,0\text{t} = 40 \text{ kN} \rightarrow$ uvažováno pro posouzení podepření

3.1.1.1.3 VLASTNÍ TÍHA KONSTRUKCE Z PRVKŮ PÍŽMO

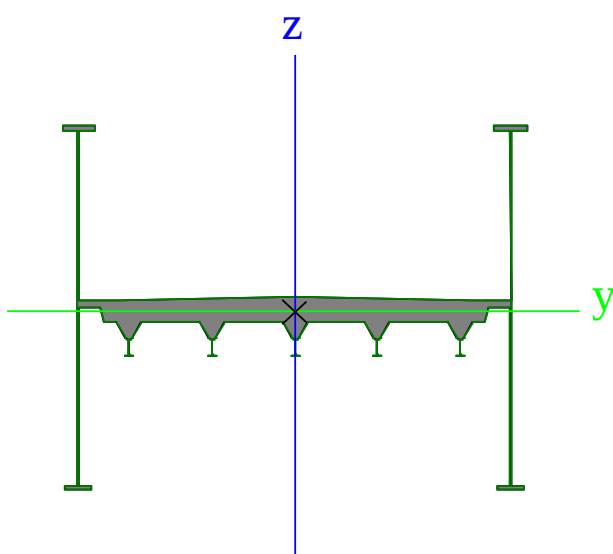
- 4x roštový nosník R2 $465 \text{ kg} \times 4 = 1860 \text{ kg}$
- 8x roštový nosník R3 $322 \text{ kg} \times 8 = 2576 \text{ kg}$
- 10x roštový nosník R3 $322 \text{ kg} \times 10 = 3220 \text{ kg}$
- 10x sloupek S4 $65,4 \text{ kg} \times 10 = 654 \text{ kg}$
- 10x sloupek S4 $65,4 \text{ kg} \times 10 = 654 \text{ kg}$
- 10x sloupek S2 $118,6 \text{ kg} \times 10 = 1186 \text{ kg}$
- 13x ztužidlo Z3 $35,3 \text{ kg} \times 13 = 458,9 \text{ kg}$
- 13x ztužidlo Z1 $50,1 \text{ kg} \times 13 = 651,3 \text{ kg}$
- 13x ztužidlo Z3 $35,3 \text{ kg} \times 13 = 458,9 \text{ kg}$
- 10x noha nánožky N3 $199,7 \text{ kg} \times 10 = 1997 \text{ kg}$
- 10x nánožka N2 $123,4 \text{ kg} \times 10 = 1234 \text{ kg}$
- 10x podložka N1 $146 \text{ kg} \times 10 = 1460 \text{ kg}$
- celkem $16410,1 \text{ kg} \rightarrow 16,5\text{t} = 165 \text{ kN}$

3.1.1.2 AKTIVACE PODEPŘENÍ

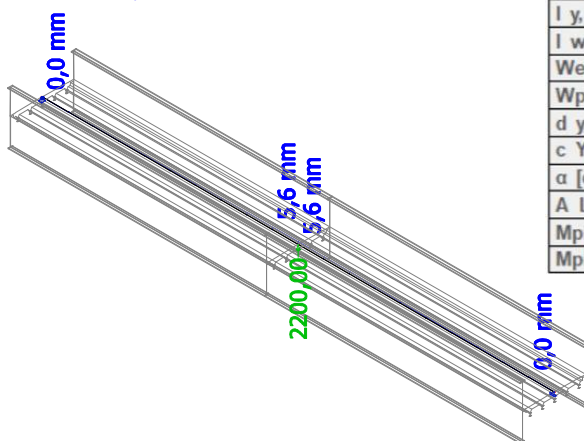
S ohledem na nejistotu ve vlastní tíze podpírané nosné konstrukce stávajícího příhradového mostu se pro aktivaci podepření uvažuje s přizdvižením konstrukce o +5mm na hydraulických lisech, následně dojde k vyklínování podepření spodního pásu příhradoviny a následně k uvolnění. S ohledem na to, že ve spodních pásnicích se nacházejí nýty, předpokládá se dotlačení podhledu NK do dřevěných podkladků.

Pro vyvození kladné deformace +5mm (přizdvižení NK na lisech) bude nutné vyvodit reakci cca 2200 kN na podpěru $\rightarrow 2200 \text{ kN} / 2 \text{ příhradové pásy} = 1100 \text{ kN} = 110\text{t}$ na jeden příhradový pás.

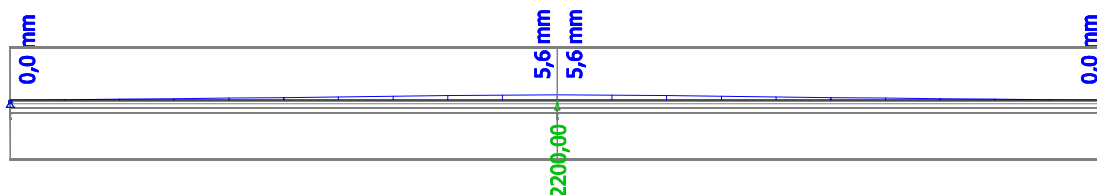
Pro výpočet deformace byl uvažován idealizovaný průřez dle zakreslení konstrukce v PDPS:

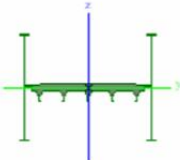


1D deformace
Hodnoty: 0,0
Lineární výpočet
Kombinace: NK+Isy1
Souřadný systém: Globální
Extenze ID: Lokální
Výběr: Vše



1D deformace
Hodnoty: 0,0
Lineární výpočet
Kombinace: NK+Isy1
Souřadný systém: Globální
Extenze ID: Lokální
Výběr: Vše



Jméno	CS1	
Typ	Obecný průřez	
Materiál	S 235	
Výroba	obecný	
Posudek rovinného vzpěru y-y	d	
Posudek rovinného vzpěru z-z	d	
Klopení	Výchozí	
Použit 2D MKP výpočet	✓	
		
A [m ²]	2,0544e+00	
A _{y, z} [m ²]	1,6852e+00	1,2796e-01
I _{y, z} [m ⁴]	6,9727e-01	5,6280e+00
I _w [m ⁶], t [m ⁴]	5,2852e+00	6,2447e-02
W _{el y, z} [m ³]	2,9011e-01	1,8698e+00
W _{pl y, z} [m ³]	5,1847e-01	2,9148e+00
d _{y, z} [mm]	0	-11
c _{YUSS, ZUSS} [mm]	0	-194
α [deg]	0,00	
A _{L, D} [m ² /m]	3,7367e+01	3,7367e+01
M _{ply +, -} [Nm]	1,22e+08	1,22e+08
M _{plz +, -} [Nm]	6,85e+08	6,85e+08

- Při aktivaci podepření dojde i k zatlačení sestavy podložek PIŽMO do podkladu dna koryta. Reakce od podepření bude tedy nutné vnášet v několika krocích dle možností sestavy hydraulických lisů (např. 1. krok aktivace - 40%, 2.krok aktivace - 80%, 3.krok aktivace - 100% reakce) a přitom průběžně sledovat zatlačení a případně provést i rektifikaci podepření.
- Pro aktivaci podepření bude rozhodující předepsaná teoretická hodnota přízdvížení stávající konstrukce.
- Předpokládá se použití synchronizovaných hydraulických lisů a geodetické měření svislých deformací při aktivaci.

3.1.1.3 SHRnutí REAKcí PROVIZORNíHO PODEPŘENí

- reakce od vlastní tíhy na provizorní podepření $R_{k,g0} = 1812,2 \text{ kN}$
- reakce při aktivaci podepření $R_A = 2200 \text{ kN}$
- reakce v místě podepření $R_{Qk(Vr)} = \text{vozidlo } 4,0t = 40 \text{ kN}$
- reakce od vlastní tíhy podpěry PIŽMO $R_{k,G \text{ PIŽMO}} = 165 \text{ kN}$

1) Mimořádná kombinace reakce při aktivaci podepření stávajícího mostu:

$$R_{Ek,1} = 2200 + 40 + 165 = 2405 \text{ kN}$$

$$R_{Ed,1} = 2405 \times 1,35 = 3246,75 \text{ kN}$$

2) Kombinace reakce při podepření stávajícího mostu (po dosednutí kce na podepření):

$$R_{Ek,2} = 1812,2 + 40 + 165 = 2017,2 \text{ kN}$$

$$R_{Ed,2} = 2017,2 \times 1,35 = 2723,22 \text{ kN}$$

3.1.1.4 POSOUZENí PLOŠNÉHO ZÁKLADU

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)
 Omezení deformační zóny : procentem Sigma,Or
 Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

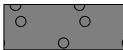
Patky

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Výpočet pro neodvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)
 Posouzení tažené patky : standardní postup
 Dovolená excentricita : 0,333
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$Y_{Rvs} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$Y_{Rhs} =$	1,10 [-]	

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_u [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída S3, středně ulehlá		29,50	1,00	17,50	7,50	
2	Třída G1, ulehlá		41,50	1,00	21,00	11,00	
3	Třída F3, konzistence tuhá		26,50	60,00	18,00	8,00	

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

Parametry zemin

Třída S3, středně ulehlá

Objemová tíha : γ = 17,50 kN/m³
Soudržnost zeminy : c_u = 1,00 kPa
Poissonovo číslo : ν = 0,30
Modul přetvárnosti : E_{def} = 15,50 MPa
Poissonovo číslo : ν = 0,30
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 17,50 kN/m³

Třída G1, ulehlá

Objemová tíha : γ = 21,00 kN/m³
Soudržnost zeminy : c_u = 1,00 kPa
Poissonovo číslo : ν = 0,20
Modul přetvárnosti : E_{def} = 430,00 MPa
Poissonovo číslo : ν = 0,20
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 21,00 kN/m³

Třída F3, konzistence tuhá

Objemová tíha : γ = 18,00 kN/m³
Soudržnost zeminy : c_u = 60,00 kPa
Poissonovo číslo : ν = 0,35
Modul přetvárnosti : E_{def} = 6,50 MPa
Poissonovo číslo : ν = 0,35
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 18,00 kN/m³

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu h_z = 0,00 m
Hloubka základové spáry d = 0,00 m
Tloušťka základu t = 0,20 m

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu
Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky x = 3,35 m
Šířka patky y = 9,35 m
Tvar sloupu obdélník
Šířka sloupu ve směru x c_x = 2,95 m
Šířka sloupu ve směru y c_y = 8,95 m
Objem patky = 6,26 m³

Objem výkopu = 0,00 m³
 Objem zásypu = 0,00 m³

Materiál konstrukce

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

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

Beton: C 20/25

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

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

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

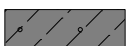
Ocel podélná: B500B

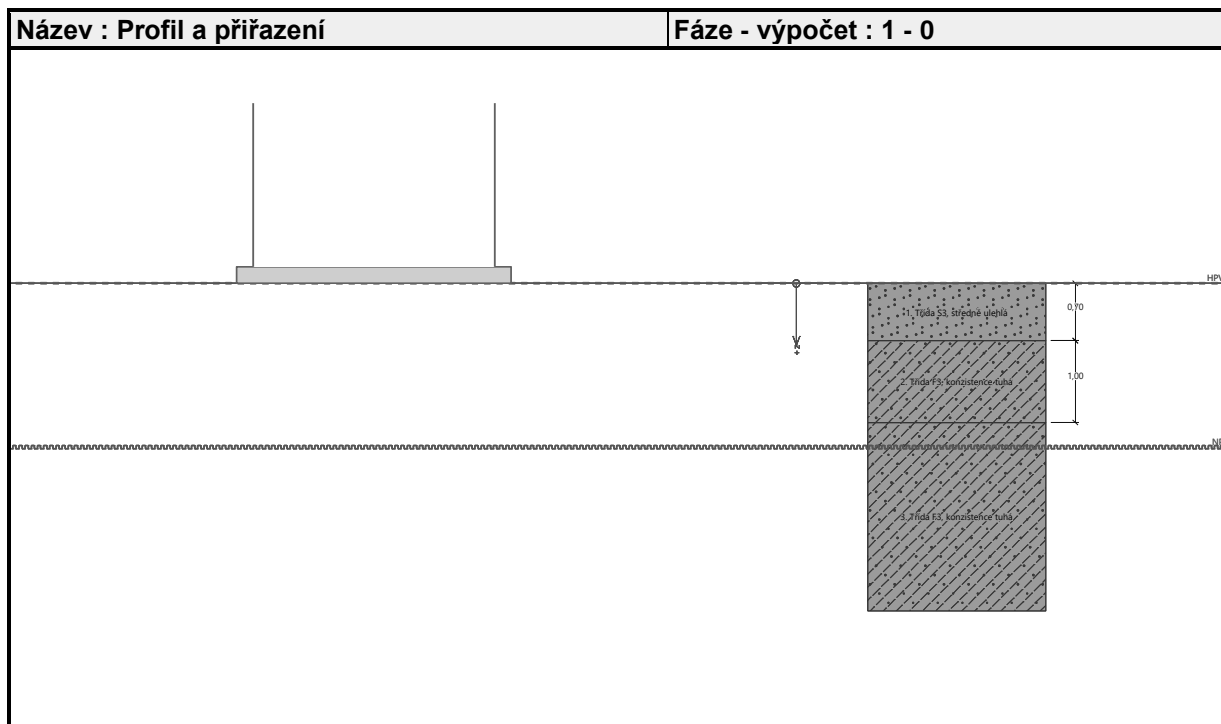
Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500B

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,70	0,00 .. 0,70	Třída S3, středně ulehlá	
2	1,00	0,70 .. 1,70	Třída F3, konzistence tuhá	
3	-	1,70 .. ∞	Třída F3, konzistence tuhá	



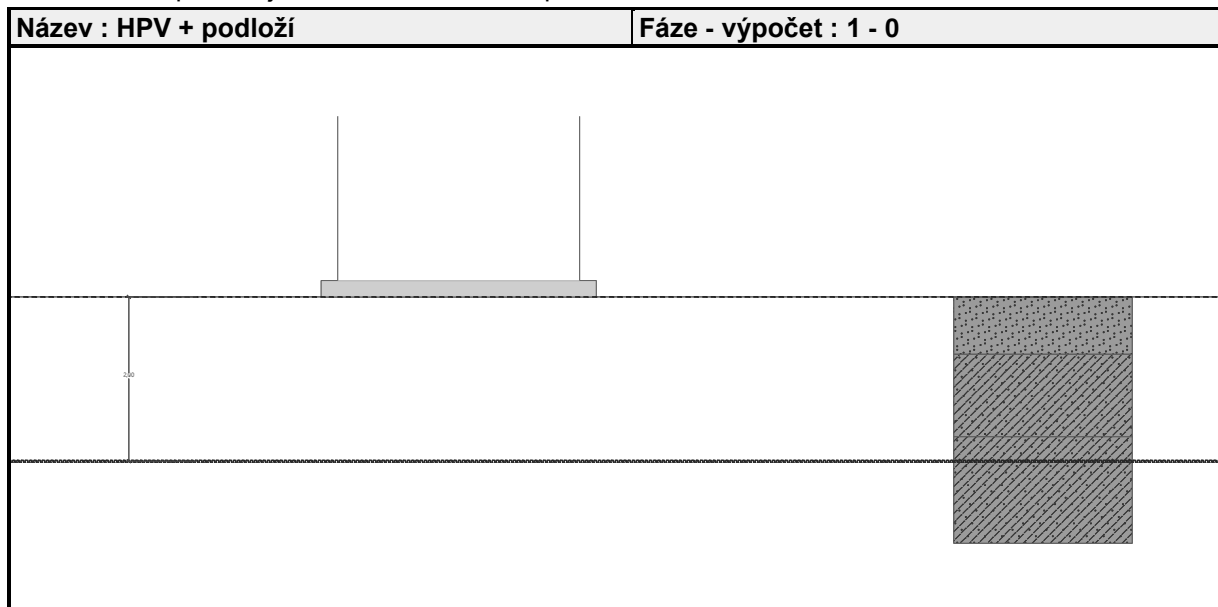
Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Ed, návrhová (aktivace)	Návrhové	3246,75	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Ano		Ek, charakteristická (aktivace)	Užitné	2405,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Ano		Ed, návrhová	Návrhové	2723,22	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Ano		Ek, charakteristická	Návrhové	2017,20	0,00	0,00	0,00	0,00

HPV + nestlačitelné podloží

Hladina podzemní vody je v hloubce 0,00 m od původního terénu.

Nestlačitelné podloží je v hloubce 2,00 m od původního terénu.



Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro neodvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Svislá únosnost základu

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Ed, návrhová (aktivace)	Ano	0,00	0,00	108,26	175,28	61,76	Ano
Ed, návrhová (aktivace)	Ne	0,00	0,00	109,87	175,28	62,68	Ano
Ed, návrhová	Ano	0,00	0,00	91,54	175,28	52,23	Ano
Ed, návrhová	Ne	0,00	0,00	93,15	175,28	53,14	Ano
Ek, charakteristická	Ano	0,00	0,00	69,00	175,28	39,37	Ano
Ek, charakteristická	Ne	0,00	0,00	70,61	175,28	40,28	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 194,51 kN

Spočtená tíha nadloží Z = 0,00 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Ed, návrhová (aktivace))

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 2,37 \text{ m}$

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 5,03 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 175,28 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 109,87 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,000 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Ed, návrhová (aktivace))

Zemní odpor: klidový

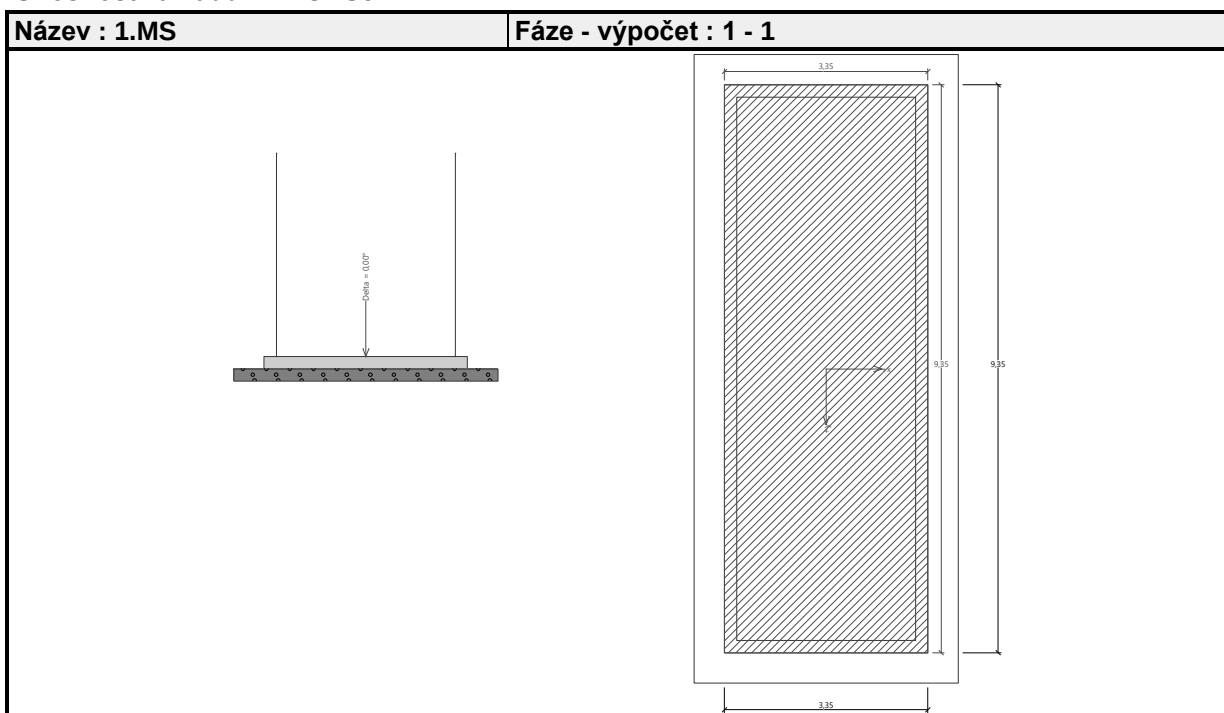
Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 0,00 \text{ kN}$

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 28,48 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla $H = 0,00 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE



Sednutí základu

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_2 (vliv nestlačitelného podloží).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 144,08 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00 \text{ kN}$

Sednutí středu hrany x - 1 = 5,6 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 5,6 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 5,9 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 5,9 mm

Sednutí středu základu = 11,1 mm

Sednutí charakterist. bodu = 8,4 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 54,24 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky poddajný ($k=0,12$)

Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0,01$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,000 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

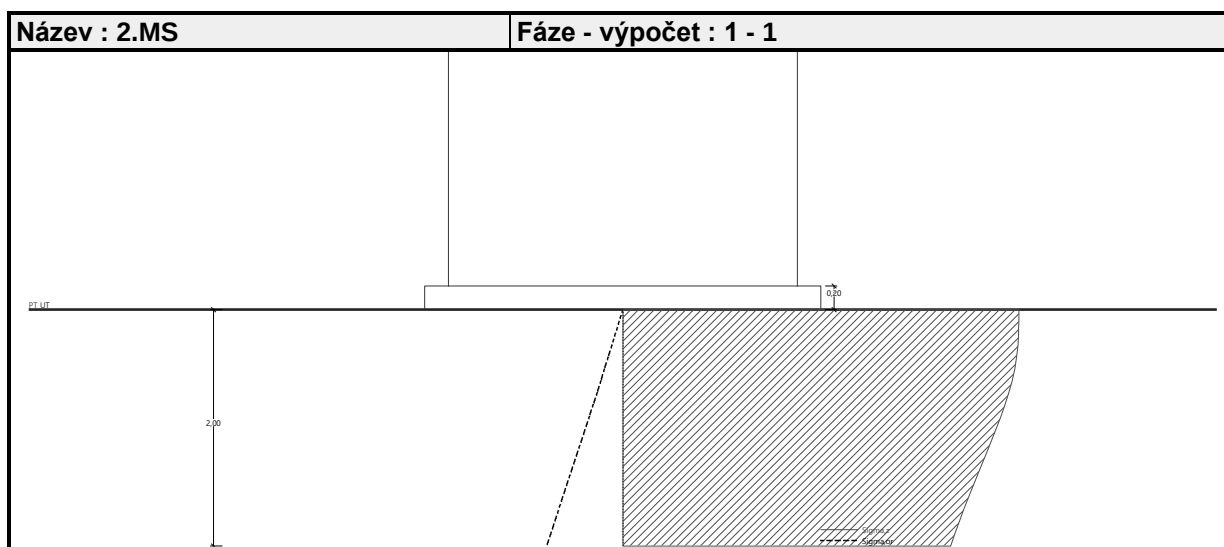
Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 11,1 mm

Hloubka deformační zóny = 2,00 m

Natočení ve směru x = 0,000 ($\tan^*1000$); (0,0E+00 °)

Natočení ve směru y = 0,000 ($\tan^*1000$); (0,0E+00 °)



3.1.1.5 POSOUZENÍ SVISLÉ ÚNOSNOSTI SLOUPKŮ PIŽMO

Dle Předpisu pro Mostní pilíř PIŽMO (Ministerstvo dopravy – Velitelství železničního vojska 1964) je dovolené namáhání osovou silou na 1 sloupek „S“ $P_h = 99,0 \text{ t}$.

23. Statické údaje o sloupku S:

Plocha neoslabeného průřezu	$F = 60,40 \text{ cm}^2$
Plocha průřezu oslabeného otvory	$F_o = 44,0 \text{ cm}^2$
Modul průřezu neoslabeného průřezu	$W = 611 \text{ cm}^3$
Modul průřezu oslabeného průřezu otvory	$W_o = 435 \text{ cm}^3$
Moment setrvačnosti neoslabeného průřezu	$I = 8570 \text{ cm}^4$
Poloměr setrvačnosti	$i_x = 11,9 \text{ cm}$
Moment setrvačnosti průřezu oslabeného otvory	$I_o = 6080 \text{ cm}^4$
Poloměr setrvačnosti jednoho úhelníku $80 \times 80 \times 10$	$i_l = 1,54 \text{ cm}$
Dovolené zatížení (osová síla) pro namáhání hlavní	$P_h = 99,0 \text{ t}$
Dovolené zatížení pro namáhání celkové	$P_v = 114,2 \text{ t}$

- na jednu mezilehlou podpěru provizorní podepření se uvažuje sestava 10 sloupků „S“ – tedy svislá únosnost je $10 \times 99 \text{ t} = 990 \text{ t} = 9900 \text{ kN}$.
- svislá reakce od uložení konstrukce stávajícího mostu na podpěře $R_{Ed} = 3246,75 \text{ kN}$.

$$R_{Ed} = 3246,75 \lll R = 9990 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

3.1.1.6 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI ROŠTOVÝCH NOSNÍKŮ PIŽMO

Dle Předpisu pro Mostní pilíř PIŽMO (Ministerstvo dopravy – Velitelství železničního vojska 1964) je modul průřezu jednoho roštového nosníku $W = 1756 \times 10^{-6} \text{ m}^3$.

34. Statické údaje o roštových nosnících:

Plocha průřezu	$F = 137,6 \text{ cm}^2$
Modul průřezu k ose X	$W_x = 1756 \text{ cm}^3$
Modul průřezu k ose Y	$W_y = 692,4 \text{ cm}^3$
Moment setrvačnosti k ose X	$I_x = 35\,120 \text{ cm}^4$
Moment setrvačnosti k ose Y	$I_y = 6924 \text{ cm}^4$

U roštových nosníků „R“ se předpokládá pevnostní třída oceli S 235. Návrhové materiálové charakteristiky jsou použity z ČSN ISO 13 822.

$$\begin{aligned} \text{ocel S 235} \quad f_y &= 235 \text{ MPa} \\ \gamma &= 1,10 \\ f_{yd} &= 235 / 1,10 = 213,64 \text{ MPa} \end{aligned}$$

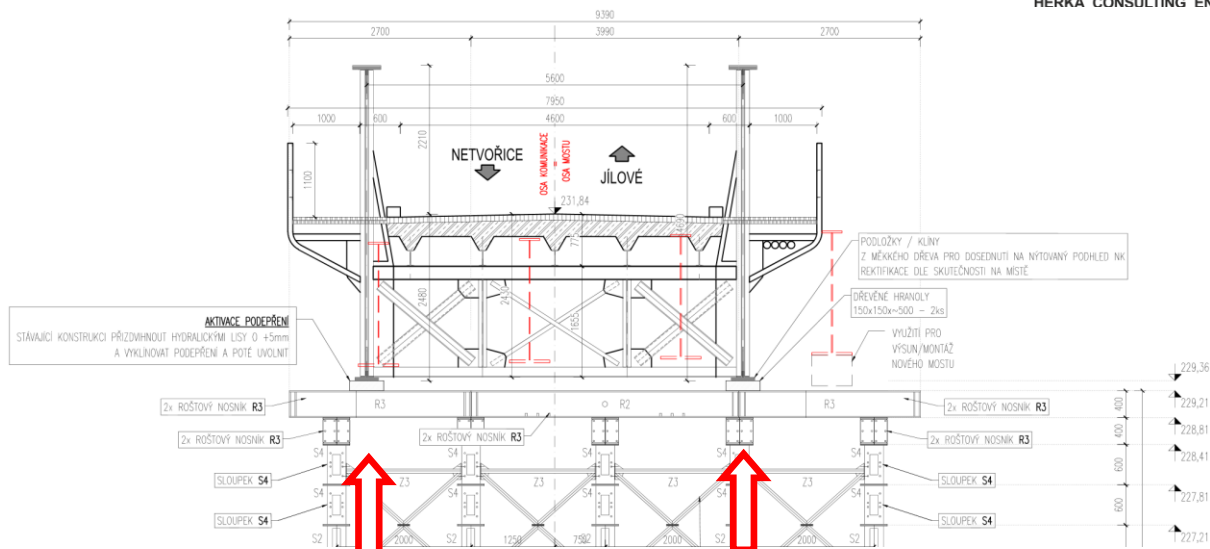
Moment únosnosti se stanoví s ohledem na ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993 -2.

$$M_{c, Rd} = f_{yd} \times W \approx 375 \text{ kNm na 1 průřez roštového nosníku}$$

→ nejnepříznivější ohybový moment

$$M_{Ed} \text{ v } \frac{1}{2} \text{ rozpětí nosníků R2 / R3 v hlavě pilíře} = ((1100 \times 1,35) \times 2) / 4 = 742,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 742,5 \text{ kNm} < M_{Rd} = 2 \times 375 \text{ kNm} = 750 \text{ kNm}$$



Pozn. 1: Podpěření NK stávajícího mostu není umístěno v $\frac{1}{2}$ rozpětí roštových nosníků – posouzení viz výše je tedy uvažováno na stranu bezpečnou.

Pozn. 2: Využití provizorního podpěření pro výsun / montáž nového mostu není součástí této PD.

4 ZÁVĚR

Technické řešení provizorního podpěření z materiálu PIŽMO je navrženo podle norem a stavebních předpisů platných v České republice, zejména dle příslušných technických norem a směrnic a Technických a kvalitativních podmínek staveb pozemních komunikací (TKP).

Bylo provedeno statické posouzení navržené typové konstrukce z materiálu PIŽMO. Dále bylo ověřeno založení a skladba mezilehlých podpěr z dílců PIŽMO.

Dotazy doplňující technické informace směřujte na projektanta RDS:

HCE – Herka Consulting Engineering

Kounicova 509/54
602 00 Brno

zodpovědný projektant:

Ing. Martin Herka – autorizovaný inženýr ČKAIT 1007185
tel.: +420 728 880 600
e-mail: martin@herka-consulting-engineering.cz

V Brně, 30.3.2025

Ing. Martin Herka