



EVROPSKÁ UNIE
Evropské strukturální a investiční fondy
Operační program doprava

Ministerstvo dopravy
Státní fond dopravní
infrastruktury




SO 14-07

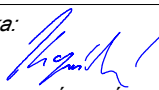
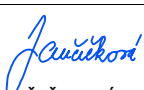
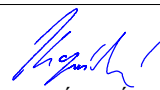
D.2.1.4.1

Číslo změny:	Obsah změny:	Datum změny:
01	-	-
02	-	-
03	-	-

Objednatel:  SPRÁVA ŽELEZNIC	Správa železnic, státní organizace Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 Stavební správa západ Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9
--	---

Sdružení: „SEU + SP+PROJS_Kyjice-Chomutov_DSP“  SUDOP EU	 SUDOP PRAHA	 PROJEKT servis
--	---	---

Zpracovatel části:  PROJEKT servis	PROJEKT servis spol. s r.o. U Elektry 830/2b, Praha 9 - Hloubětín 198 00 Tel.: +420 281 090 860 E-mail: firma@projekt-servis.cz	Hlavní inženýr projektu: ING. STANISLAV JAROŠ Garant profese: -
--	--	--

Středisko: MOSTNÍ A POZEMNÍ STAVBY PRAHA			
Vedoucí střediska:  ING. MICHAELA KOPÁLOVÁ	Odpovědný projektant SO, IO, PS: ING. PETR NOVÁK	Vypracoval:  ING. MARIE JANČÍČKOVÁ	Kontroloval:  ING. MICHAELA KOPÁLOVÁ

Název akce: REKONSTRUKCE TRATI V ÚSEKU KYJICE - CHOMUTOV	Číslo smlouvy: 19-010.640
Část: Železniční mosty SO 14-07 Podchod v km 60,035 (Otvice)	Projektový stupeň: DSP Datum: 09 / 2019 Číslo části: D.2.1.4.1.7
Název přílohy: Statický výpočet	Měřítko: - Počet formátů: - Číslo přílohy: 12

1. Vstupní údaje
 - 1.1. Identifikační údaje
 - 1.2. Základní údaje o konstrukci
2. Komentář ke statickému výpočtu
 - 2.1. Návrhové normy a reference
 - 2.2. Použitý software
 - 2.3. Metodika výpočtu
3. Geometrie Konstrukce
 - 3.1. Řez podchodem
 - 3.2. Model podchodu - GEO5 MKP
4. Materiály
 - 4.1. Ocelové prvky
 - 4.2. Beton
 - 4.3. Výztuž
 - 4.4. Základní geotechnické parametry
5. Zatížení konstrukce
 - 5.1. Seznam zatížení
 - 5.2. Stálé zatížení
 - 5.3. Ostatní stálé zatížení
 - 5.4. Proměnné zatížení - zatížení kolejovou dopravou -model zatížení 71
 - 5.5. Proměnné zatížení - zatížení kolejovou dopravou -model zatížení SW/2
 - 5.6. Proměnné zatížení - zemní a hydrostatický tlak
 - 5.7. Proměnné zatížení - doprava ve vodorovném směru
 - 5.8. Klimatická zatížení
 - 5.9. Rekapitulace uvažovaných zatížení
6. Kombinace
 - 6.1. Mezní stav únosnosti
 - 6.2. Mezní stav únosnosti
7. Vnitřní síly a deformace
 - 7.1. Vnitřní síly - MSU
 - 7.2. Vnitřní síly - MSP
 - 7.3. Grafické výstupy
 - 7.3.1. Vnitřní síly - MSU 1
 - 7.3.2. Vnitřní síly - MSU 2
 - 7.3.3. Vnitřní síly - MSU 3
 - 7.3.4. Vnitřní síly - MSU 4
 - 7.4. Deformace - MSP
 - 7.4.1. Kolmá deformace - MSP 1
 - 7.4.1. Kolmá deformace - MSP 2
 - 7.5. Napětí v základové spáře
8. Posouzení betonových konstrukcí - stropní deska
 - 8.1. Podrobné parametry betonu
 - 8.2. Mezní stav únosnosti
 - 8.2.1. Ohyb
 - 8.2.2. Zatížitelnost v ohybu
 - 8.2.3. Smyk
 - 8.2.4. Zatížitelnost ve smyku
 - 8.3. Mezní stav použitelnosti
 - 8.3.1. Stanovení základních parametrů
 - 8.3.2. Výpočet ideálního charakteristického průřezu bez trhlin
 - 8.3.3. Výpočet ideálního charakteristického průřezu s trhlinou
 - 8.3.4. Průhyb ve středu nosníku
 - 8.3.5. Omezení napětí
 - 8.3.6. Omezení šířky trhlin
9. Posouzení betonových konstrukcí - stěny
 - 9.1. Podrobné parametry betonu

- 9.2. Mezní stav únosnosti
 - 9.2.1. Ohyb
 - 9.2.2. Zatížitelnost v ohybu
 - 9.2.3. Smyk
 - 9.2.4. Zatížitelnost ve smyku
- 9.3. Mezní stav použitelnosti
 - 9.3.1. Stanovení základních parametrů
 - 9.3.2. Výpočet ideálního charakteristického průřezu bez trhlin
 - 9.3.3. Výpočet ideálního charakteristického průřezu s trhlinou
 - 9.3.4. Průhyb ve středu nosníku
 - 9.3.5. Omezení napětí
 - 9.3.6. Omezení šířky trhlin
- 10. Posouzení betonových konstrukcí - spodní deska
 - 10.1. Podrobné parametry betonu
 - 10.2. Mezní stav únosnosti
 - 10.2.1. Ohyb
 - 10.2.2. Zatížitelnost v ohybu
 - 10.2.3. Smyk
 - 10.2.4. Zatížitelnost ve smyku
 - 10.3. Mezní stav použitelnosti
 - 10.3.1. Stanovení základních parametrů
 - 10.3.2. Výpočet ideálního charakteristického průřezu bez trhlin
 - 10.3.3. Výpočet ideálního charakteristického průřezu s trhlinou
 - 10.3.4. Průhyb ve středu nosníku
 - 10.3.5. Omezení napětí
 - 10.3.6. Omezení šířky trhlin
- 11. Posouzení základové spáry
 - 11.1. Napětí a tabulková únosnost
 - 11.2. Výpočet únosnosti základové spáry
 - 11.3. Stanovení zatížitelnosti základové spáry
- 12. Posouzení křídla
 - 12.1. Geometrie
 - 12.2. Vstupy do výpočtu
 - 12.3. Posouzení na překlopení a posunutí
 - 12.4. Posouzení únosnosti základové spáry
 - 12.5. Dimenzování
 - 12.6. Posouzení stability
- 13. Mostní provizorium
 - 13.1. Mostní provizorium
 - 13.2. Zatížení mostního provizoria
 - 13.2.1. Stálé zatížení
 - 13.2.2. Zatížení železniční dopravou
 - 13.3. Reakce, napětí od mostního provizoria, založení
 - 13.3.1. Charakteristické a návrhové hodnory reakcí - mostní provizorium
 - 13.3.2. Návrhová hodnota napětí pod úložnou plochou MP na pražcích
 - 13.3.3. Návrhová hodnota napětí na styku pražců a betonového panelu
 - 13.3.4. Návrhová hodnota kontaktního napětí v základové spáře
- 14. Návrh pažení stavební jámy
 - 14.1. Geometrie
 - 14.1.1. Zajištění stavební jámy pod mostním provizoriem
 - 14.1.2. Zajištění stavební jámy mimo mostní provizorium
 - 14.2. Fáze budování
 - 14.3. Posouzení pažení pod mostním provizoriem
 - 14.3.1. Zemní tlaky a deformace
 - 14.3.2. Vnitřní síly
 - 14.3.3. Vnitřní stabilita
 - 14.3.4. Vnější stabilita
 - 14.3.6. Dimenzování zápor
 - 14.3.7. Únosnost kotev

14.4. Posouzení pažení bez mostního provizoria

14.4.1. Zemní tlaky a deformace

14.4.2. Vnitřní síly

14.3.3. Vnější stabilita

14.3.6. Dimenzování zápor

Přehled zatížitelnosti částí mostu

1. Vstupní údaje

1.1. Identifikační údaje

Název stavby:	"Rekonstrukce trati v úseku Kyjice - Chomutov"
Objekt:	SO 14-07 Podchod v km 60,035 (Otvice)
Obec:	Otvice
Katastrální území:	Otvice [71 6961]
Kraj:	Ústecký
Charakter stavby:	Novostavba
Vlastník:	Česká republika
Správce:	Obec Otvice
Stupeň dokumentace:	Dokumentace pro stavební povolení (DSP)
Investor:	Česká republika
Zpracovatel projektové dokumentace:	PROJEKT servis spol. s r.o., U Elektry 830/2b, 198 00 Praha 9 - Hloubětín
Projektant:	Ing. Marie Jančíčková
Odpovědný projektant:	Ing. Petr Novák
Traťový úsek:	0602 žst. Most - žst. Chomutov, západní zhlaví
Definiční úsek:	06 Kyjice – ústřední stavědlo - Dolní Rybník
Staničení - evidenční:	km 60,035

1.2 Základní údaje o konstrukci

Stručný popis navrhované konstrukce:

Jedná se o železobetonovou deskovou rámovou konstrukci světlé šířky 3500 mm. Pod kolejemi má podchod světlou výšku min. 2500 mm. Tloušťka stěn je 350 mm. Tloušťka spodní desky je konstantní 400 mm, tloušťka horní desky pod tratí je 400 mm až 350 mm. Šířka podchodu bez železobetonových křídel je 22,7 m. Podchod je budován pod železniční tratí v náspu nad hladinou podzemní vody a je po obou stranách ukončen ŽB křídly opatřenými římsou a zábradlím.

Přemostovaná překážka:	Komunikace pro pěší	Počet kolejí:	2
Úhel křížení:	83°	Šířka podchodu:	22,7 m
Statické uspořádání:	rámová konstrukce	Délka podchodu:	4,2 m
Nosná konstrukce	ŽB rám s přesypávkou	Výška objektu:	3,6 m

Tab. 01: Parametry navrhované konstrukce

2. Komentář ke statickému výpočtu

2.1 Návrhové normy a reference

Pro výpočet byly použity následující normy a reference:

Normy/Reference	Název/popis
ČSN EN 1990	Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí
ČSN EN 1992-1-1 (731201)	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-2	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady
ČSN EN 1997-1	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí
ČSN EN 206+A1	Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN 73 6201 (736201)	Projektování mostních objektů
ČSN 73 6214 (736214)	Navrhování betonových mostních konstrukcí
Metodický pokyn	pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů
SŽDC S3	Železniční svršek
SŽDC S3/2	Bezстыková kolej
SŽDC S10	Předpis pro využití výtahů, pohyblivých schodů a pohyblivých plošin u státních drah

Tab. 03: Normy a reference

Seznam použitých výkresů a zpráv:

Výkresy/Zprávy	Název
D.2.1.4.1.7.1	Technická zpráva
D.2.1.4.1.7.2	Situace
D.2.1.4.1.7.3	Půdorysy, řezy, pohledy
D.2.1.4.1.7.4	Výkresy tvaru - podchod
D.2.1.4.1.7.5	Výkresy výztuže - podchod

Tab. 04: Seznam výkresů a zpráv

2.2 Použitý software

Použité výpočetní programy jsou uvedeny v následující tabulce:

Program	Specifikace
SCIA Engineer 16.1	Analýza stavebních konstrukcí - SCIA Engineer 16.1
MS Excel 2010	Microsoft Office - MS Excel 2010 - posouzení konstrukcí
GEO5 - MKP	Metoda konečných prvků - model podchodu - stanovení vnitřních sil
AutoCad 2016	Výkresová dokumentace, obrázky

Tab. 05: Použité programy

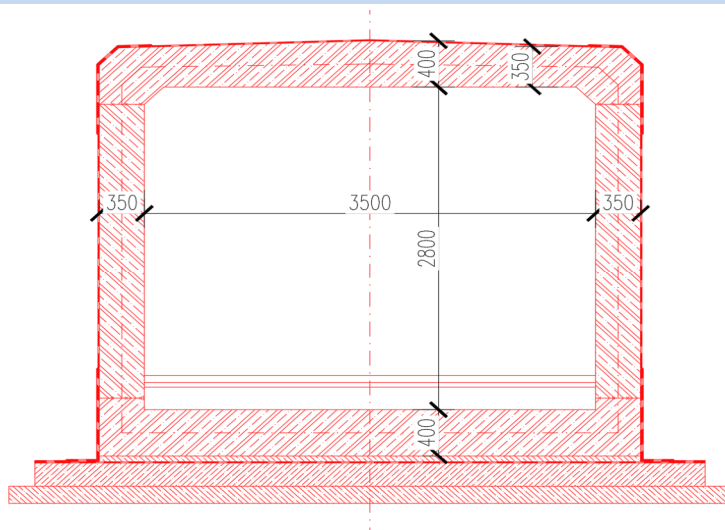
2.3 Metodika výpočtu

V programu GEO 5 MKP byl modelován příčný řez podchodem v místě maximálního namáhání konstrukce. Konstrukce byla modelována v několika fázích budování počínaje fází iniciační. Poté bylo provedeno ruční posouzení v programu MS Excel 2010.

Výpočet pažení je součástí statického výpočtu a byl spočten programem GEO5 - pažení posudek. Na závěr je nutno upozornit, že před započítáním výstavby musí být ověřeny vstupní geotechnické parametry.

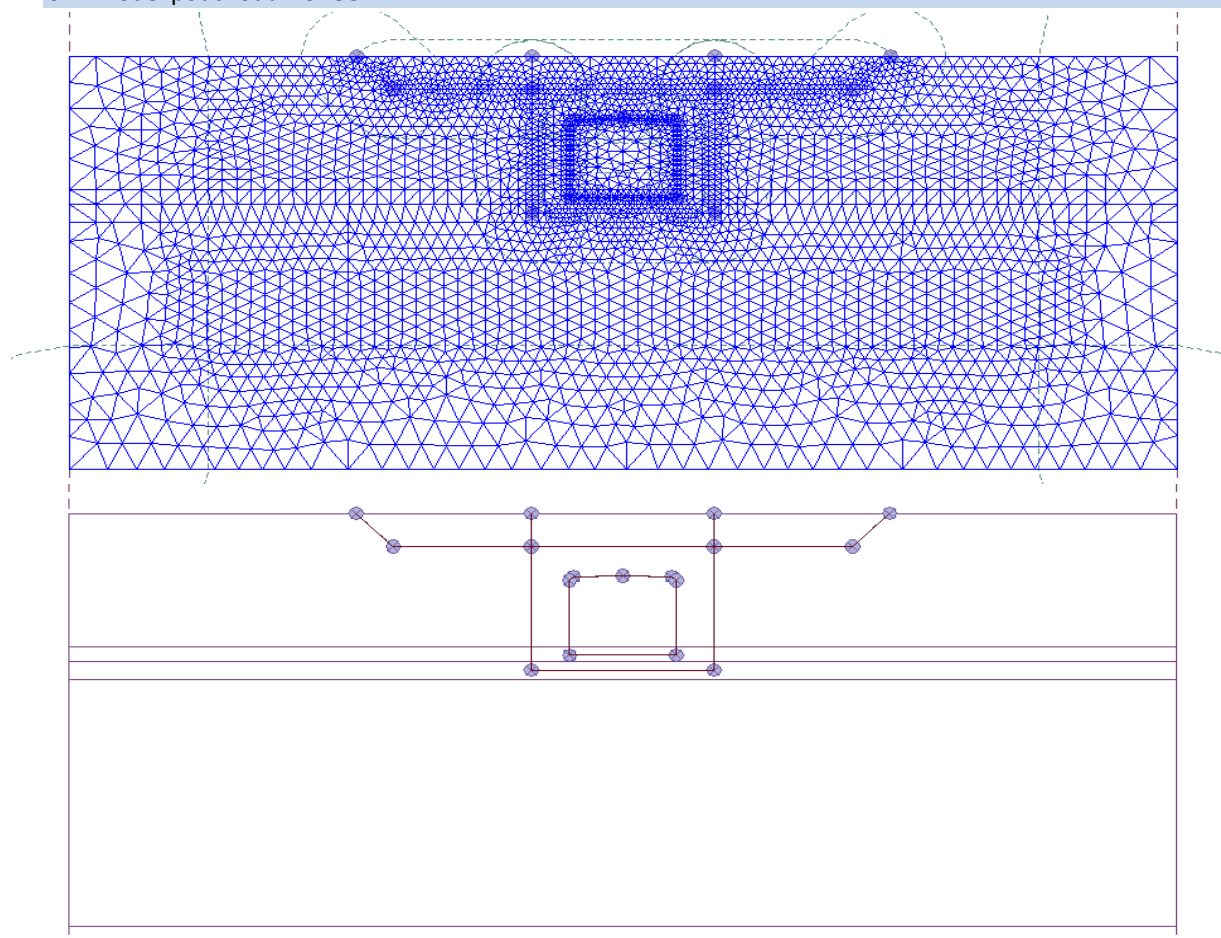
3. Geometrie Konstrukce

3.1. Řez podchodem



světlá výška konstrukce	$H = 2,80$ m	světlá šířka konstrukce	$L = 3,50$ m
výška stropní desky	$h_1 = 0,35$ m	výška stropní desky max.	$h_2 = 0,40$ m
tloušťka stěn	$h_3 = 0,35$ m	výška spodní desky	$h_4 = 0,40$ m

3.2. Model podchodu - GEO5 MKP



4. Materiály

4.1 Ocelové prvky

	Ocel	f_{yk} [N/mm ²]	f_{uk} [N/mm ²]	γ_M	f_{yd} [N/mm ²]	E [N/mm ²]	ν [-]
Ocelové záporny	S 235	235	360	1,00	235	210000	0,30
Kotvy	S 460	460	530	1,25	368	210000	0,30

Tab. 06: Základní charakteristiky použité oceli

Obecně:

Modul pružnosti ve smyku G [N/mm ²]	80769	Souč. dél. tep. roztažnosti α [K ⁻¹]	1E-05
---	-------	---	-------

Dílčí součinitele spolehlivosti materiálu:

- únosnost průřezu kterékoli třídy	$\gamma_{M0} = 1,00$
- únosnost průřezu při posuzování stability prutů:	$\gamma_{M1} = 1,00$
- únosnost průřezu při porušení oslabeného průřezu v tahu:	$\gamma_{M2} = 1,25$
- únosnost spojů (šrouby, nýty, čepy, svary, desková ložiska)	$\gamma_{M2} = 1,25$
- únosnost spojů (odolné proti prokluzu - MSU)	$\gamma_{M3} = 1,25$
- únosnost spojů (odolné proti prokluzu - MSP)	$\gamma_{M3,ser} = 1,10$
- únosnost v otlacení injektovaného šroubu	$\gamma_{M4} = 1,10$
- únosnost spojů u příhradových nosníků z dutých průřezů	$\gamma_{M5} = 1,10$
- únosnost čepů v mezním stavu použitelnosti	$\gamma_{M6,ser} = 1,00$
- předpjaté vysokopevnostní šrouby	$\gamma_{M7} = 1,10$

4.2 Beton

	Beton	f_{ck} [MPa]	γ_c	α_{ct} [MPa]	f_{cd} [MPa]	E_c [GPa]	ν [-]
nosná konstrukce	C30/37	30	1,50	1,00	20	33	0,20
železobetonová podkladní deska	C25/30	25	1,50	1,00	17	31	0,20

Tab. 06: Základní charakteristiky použitého betonu

4.3 Výztuž

	Výztuž	f_{yk} [N/mm ²]	γ_s	f_{yd} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]
podchod, deska, křídla, základy	B500B	500	1,15	435	210000

Tab. 07: Základní charakteristiky použité betonářské oceli

4.4 Základní geotechnické parametry

Zemina	$\gamma_{d,k}$ [kN/m ³]	$\phi_{ef,k}$ [°]	$c_{ef,k}$ [kN/m ²]	$\phi_{u,k}$ [°]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	ν [-]	E_{def} [MPa]
Y1	19	32	0	x	x	0,25	60
Y2	18	25	8	x	x	0,35	15
Y3	18	21	14	2	70	0,37	8
M3	21	22	20	5	80	0,4	9
M-j	19,5	21	8	2	75	0,4	6
M-u	14,5	25	8	x	x	0,35	3

Tab. 08: Základní geotechnické parametry - **nutno ověřit před zahájením výstavby!**

Geotechnický typ	Geologické stáří	Třída / symbol CSN P 73 1005	Třída zemin podle CSN EN ISO 14689-1	Objemová tíha γ [kN.m ⁻³] ¹⁾	I_c * [1] / I_D ** [%]	E_{def} [MPa]	ν [1]	ϕ_{ef}, ϕ^* [°]	c_{ef}, c^* [kPa]	ϕ_u [°]	c_u [kPa]	Předpokládaná únosnost R_p [kPa] ²⁾	$U_{v,tab}$ [kN] ³⁾	Těžitelnost ⁴⁾ Vrtatelnost ⁵⁾
Y1	R	(G3, G4, S3) Y	saGr, grSa	19,0	(70**)	60	0,25	32	0	-	-	575	800	I / II
Y2	R	(G4, S4, F3) Y	siGr, siSa, saSi	18,0	(50**)	15	0,35	25	8	-	-	175	300	I / II
Y3	R	(F3, F6, S4) Y	saSi, saCl, siSa	18,0	(1,2*)	8	0,37	21	14	2	70	200	450	I / I
M3	Mi	F5/MI F6/CI	siCl, Cl	21,0	0,8-1,6* (1,2*)	9	0,40	22	20	5	80	225	650	I / I
M-j	Mi	F6/CIO,CLO	Cl, orCl	19,5	1,0-1,6* (1,3*)	6	0,40	21	8	2	75	225	600	I / I
M-u	Mi	O	siOr, Or	14,5	-	3	0,35	25	8	-	-	125	400	I / I-II

Vysvětlivky:

γ - objemová tíha zeminy

I_c – stupeň konzistence (*)

I_D – relativní ulehlost (**)

E_{def} – modul přetvárnosti

c_u – totální soudržnost

ϕ_u – totální úhel vnitřního tření

c_{ef} – efektivní soudržnost

ϕ_{ef} – efektivní úhel vnitřního tření

c – zdánlivá soudržnost (*)

ϕ – zdánlivý úhel vnitřního tření (*)

ν - Poissonovo číslo

R_p – předpokládaná únosnost

5. Zatížení konstrukce

5.1. Seznam zatížení

1. Stálé zatížení
2. Ostatní stálé zatížení
3. Pohyblivé zatížení - zatížení kolejovou dopravou - model zatížení 71
4. Pohyblivé zatížení - zatížení kolejovou dopravou - model zatížení SW/2
5. Proměnné zatížení - zemní tlak
6. Proměnné zatížení - doprava ve vodorovném směru
7. Klimatická zatížení

5.2. Stálé zatížení

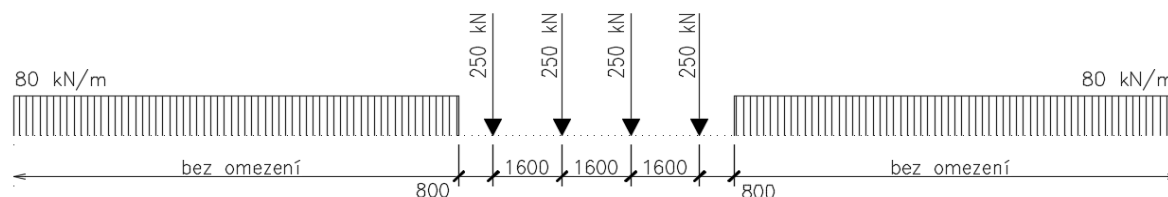
Stálé zatížení zahrnuje vlastní tíhu veškerých nosných prvků podchodu a je generováno programem GEO5 - MKP od firmy fine spol. s r.o.

5.3. Ostatní stálé zatížení

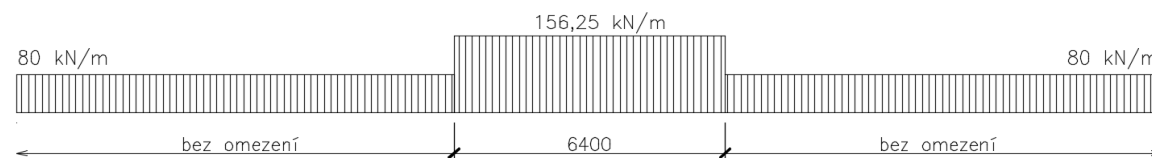
Ostatní stálé zatížení zahrnuje kolejového roštu a tíhu kolejového lože

	Objemová tíha [kN/m ³]	tloušťka [m]	Objemová tíha [kN/m ²]
Kolejové lože	20	0,75	15
Kolejový rošt	2,5 (rozneseno příčně)	-	2,5 (rozneseno příčně)

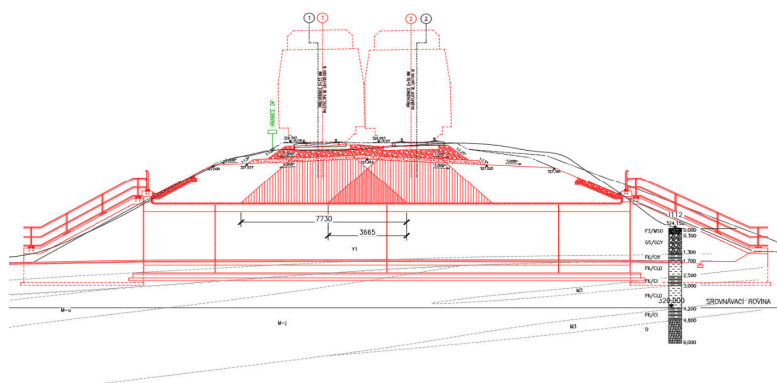
5.4. Proměnné zatížení - zatížení kolejovou dopravou - model zatížení 71



Převod na rovnoměrné zatížení



Stanovení zatížení na 1 m²



b [m]	7,73
q _{k1} [kN/m ²]	20,21
2*q _{k1} [kN/m ²]	40,43
q _{k2} [kN/m ²]	10,35
2*q _{k2} [kN/m ²]	20,70

Zohlednění dynamických účinků:

Třída trati	α	L_m	L_ϕ	$^*\phi_3$	$^{**}\phi_{3,red}$
1.	1,21	3,42	4,442	1,86	1,66

Konečná hodnota spojitého zatížení LM 71:

Stanovení přetížení od jedné koleje se zohledněním dynamických účinků:

$^*q_{vk71,1} =$	37,64	kN/m ²	$^{**}q_{vk71,1} =$	33,56	kN/m ²
$^*q_{vk71,2} =$	19,27	kN/m ²	$^{**}q_{vk71,2} =$	17,18	kN/m ²

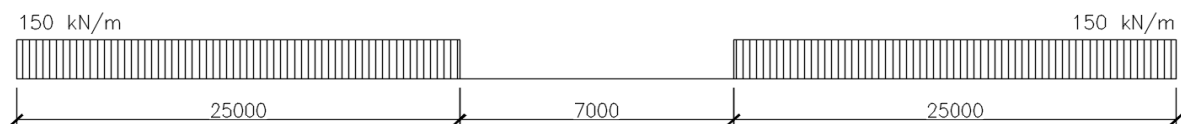
Stanovení přetížení od dvou kolejí se zohledněním dynamických účinků:

$^*2q_{vk71,1} =$	75,29	kN/m ²	$^{**}2q_{vk71,1} =$	67,12	kN/m ²
$^*2q_{vk71,2} =$	38,55	kN/m ²	$^{**}2q_{vk71,2} =$	34,36	kN/m ²

*pro standartně udržovanou kolej - provoz

**pro výšku přesypávky vyšší než 2,00 m

5.5.Proměnné zatížení - zatížení kolejovou dopravou -model zatížení SW/2



Konečná hodnota spojitého zatížení LM 71:

Stanovení přetížení od jedné koleje se zohledněním dynamických účinků:

$^*q_{vksW/2} =$	36,14	kN/m ²
$^{**}q_{vksW/2} =$	32,22	kN/m ²

Stanovení přetížení od dvou kolejí se zohledněním dynamických účinků:

$^*2q_{vksW/2} =$	72,28	kN/m ²
$^{**}2q_{vksW/2} =$	64,43	kN/m ²

*pro standartně udržovanou kolej - provoz

**pro výšku přesypávky vyšší než 2,00 m

5.6.Proměnné zatížení - zemní a hydrostatický tlak

Zemní tlak je automaticky vypočten programem GEO5 - MKP od firmy fine spol. s r.o na základě vytvořeného numerického modelu.

5.7.Proměnné zatížení - doprava ve vodorovném směru

• Zatížení brzdnými a rozjezdovými silami

- zatížení není na konstrukci uvažováno, kce není umístěna na ložiskách, není umožněn pohyb konstrukce

• Zatížení bočním rázem

- zatížení není na konstrukci uvažováno, kce není umístěna na ložiskách, není umožněn pohyb konstrukce

5.8.Klimatická zatížení

• Zatížení větrem

zatížení není na konstrukci uvažováno, kce je umístěna pod zemí

• Zatížení sněhem

zatížení není na konstrukci uvažováno, kce je umístěna pod zemí

• Zatížení rovnoměrnou teplotou

zatížení není na konstrukci uvažováno, kce je umístěna v konstantním prostředí

• Zatížení nerovnoměrnou teplotou

zatížení není na konstrukci uvažováno, kce není vystavena vlivům nerovnoměrné teploty

• Rozdíly v rovnoměrné složce teploty mezi různými konstrukčními prvky

zatížení není na konstrukci uvažováno, kce je umístěna v konstantním prostředí

• Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné teploty

zatížení není na konstrukci uvažováno, kce je umístěna v konstantním prostředí

5.9.Rekapitulace uvažovaných zatížení

ZS1 Stálé zatížení

ZS2 Ostatní stálé zatížení

PZ1 Pohyblivé zatížení - zatížení kolejovou dopravou - model zatížení 71

PZ2 Pohyblivé zatížení - zatížení kolejovou dopravou - model zatížení SW/2

ZT1 Proměnné zatížení - zemní tlak

Pro výpočet vnitřních sil byl stanoven dynamický součinitel zatížení pro standardně udržovanou kolej zatímco pro výpočet tlačných sil byl stanoven dynamický součinitel pro pečlivě udržovanou kolej, neboť je navrženo po celou dobu trvání výstavby snížení traťové rychlosti a budou prováděny pravidelné prohlídky.

6.Kombinace

Základní informace o použitých kombinacích zatížení jsou uvedeny v následující tabulce:

Mezní stav	Kombinace zatížení
Mezní stav únosnosti (stanovíme jako větší hodnotu z výrazů) trvalé a dočasné návrhové situace	6.10.a $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	6.10.b $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Mezní stav použitelnosti charakteristická kombinace (trvalé změny)	6.14.b $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P_k "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Mezní stav použitelnosti častá kombinace (lokální účinky, vratné změny)	6.15.b $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$
Mezní stav použitelnosti kvazistálá kombinace (dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce)	6.16.b $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P_k "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Tab. 09: Kombinační vzorce

Součinitele zatížení a kombinace jsou uvedeny v následující tabulce:

	součinitel		zatížení
stálé zatížení	$\gamma_{G,j}$	1,35	nepříznivý účinek
	$\gamma_{G,j}$	1,00	příznivý účinek
nahodilé zatížení	$\gamma_{Q,1}$	1,45	nepříznivý účinek
	$\gamma_{Q,1}$	0,00	příznivý účinek
	$\gamma_{Q,i}$	1,45	nepříznivý účinek
	$\gamma_{Q,i}$	0,00	příznivý účinek
kombinace nahodilého zatížení	ψ_0	0,80	kolejová doprava
	ψ_1	0,00	
	ψ_2	0,00	
	ξ	0,85	
redukční součinitel			

Tab. 10: Součinitele zatížení

6.1. Mezní stav únosnosti

Kombinace zatížení	označení	Zatěžovací stav				
		ZS1	ZS2	PZ1	PZ2	ZT1
6.10.a	MSU1	1,35	1,35	1,16		1,35
6.10.a	MSU2	1,35	1,35		1,16	1,35
6.10.b	MSU3	1,15	1,15	1,45		1,15
6.10.b	MSU4	1,15	1,15		1,45	1,15

Tab. 11: Kombinace MSÚ

6.2. Mezní stav únosnosti

Kombinace zatížení	označení	Zatěžovací stav				
		ZS1	ZS2	PZ1	PZ2	ZT1
6.14.b	MSP1	1,00	1,00	1,00		1,00
6.14.b	MSP2	1,00	1,00		1,00	1,00
6.16.b	MSP3	1,00	1,00			1,00

Tab. 12: Kombinace MSP

7.Vnitřní síly a deformace

7.1. Vnitřní síly - MSU

Bod 1 - horní deska:

Kombinace zatížení	označení	Vnitřní síly		
		N	V	M
6.10.a	MSU1	-82,080	0,000	201,420
6.10.a	MSU2	-122,040	0,000	203,580
6.10.b	MSU3	-82,685	0,000	209,760
6.10.b	MSU4	-100,510	0,000	191,590

Bod 2 - horní deska:

Kombinace zatížení	označení	Vnitřní síly		
		N	V	M
6.10.a	MSU1	-89,505	328,185	78,570
6.10.a	MSU2	-119,880	343,035	85,725
6.10.b	MSU3	-89,700	339,020	80,500
6.10.b	MSU4	-106,490	328,440	83,835

Bod 3 - stěna:

Kombinace zatížení	označení	Vnitřní síly		
		N	V	M
6.10.a	MSU1	-389,813	0,000	66,825
6.10.a	MSU2	-420,525	0,000	63,990
6.10.b	MSU3	-396,520	0,000	70,955
6.10.b	MSU4	-403,708	0,000	53,015

Bod 4 - spodní deska:

Kombinace zatížení	označení	Vnitřní síly		
		N	V	M
6.10.a	MSU1	-102,330	408,915	135,270
6.10.a	MSU2	-123,120	446,310	152,685
6.10.b	MSU3	-92,115	410,780	133,055
6.10.b	MSU4	-149,730	429,295	154,100

Bod 5 - spodní deska:

Kombinace zatížení	označení	Vnitřní síly		
		N	V	M
6.10.a	MSU1	-102,330	0,000	-222,885
6.10.a	MSU2	-123,120	0,000	-238,815
6.10.b	MSU3	-92,115	0,000	-226,090
6.10.b	MSU4	-149,730	0,000	-223,445

7.2. Vnitřní síly - MSP

Bod 1 - horní deska:

Kombinace zatížení	označení	Vnitřní síly		
		N	V	M
6.14.b	MSP1	-64,1	0	161
6.14.b	MSP2	-78,7	0	148,5
6.16.b	MSP3	-41,5	0	78

Bod 2 - horní deska:

Kombinace zatížení	označení	Vnitřní síly		
		N	V	M
6.14.b	MSP1	-69,8	261,1	-62,3
6.14.b	MSP2	-83,1	254,1	-65,6
6.16.b	MSP3	-46,6	133,6	-36,9

Bod 3 - stěna:

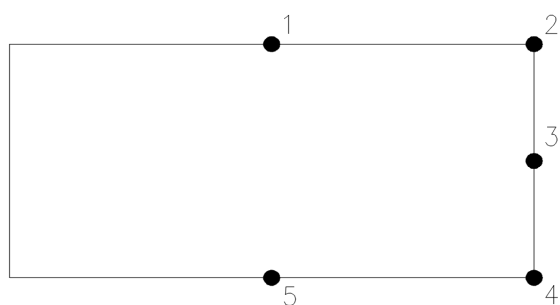
Kombinace zatížení	označení	Vnitřní síly		
		N	V	M
6.14.b	MSP1	-308,1	0	54,1
6.14.b	MSP2	-313,8	0	40,3
6.16.b	MSP3	-170,4	0	18,4

Bod 4 - spodní deska:

Kombinace zatížení	označení	Vnitřní síly		
		N	V	M
6.14.b	MSP1	-76,9	321,6	105,3
6.14.b	MSP2	-120,3	335,1	121
6.16.b	MSP3	-80,6	188,7	71,2

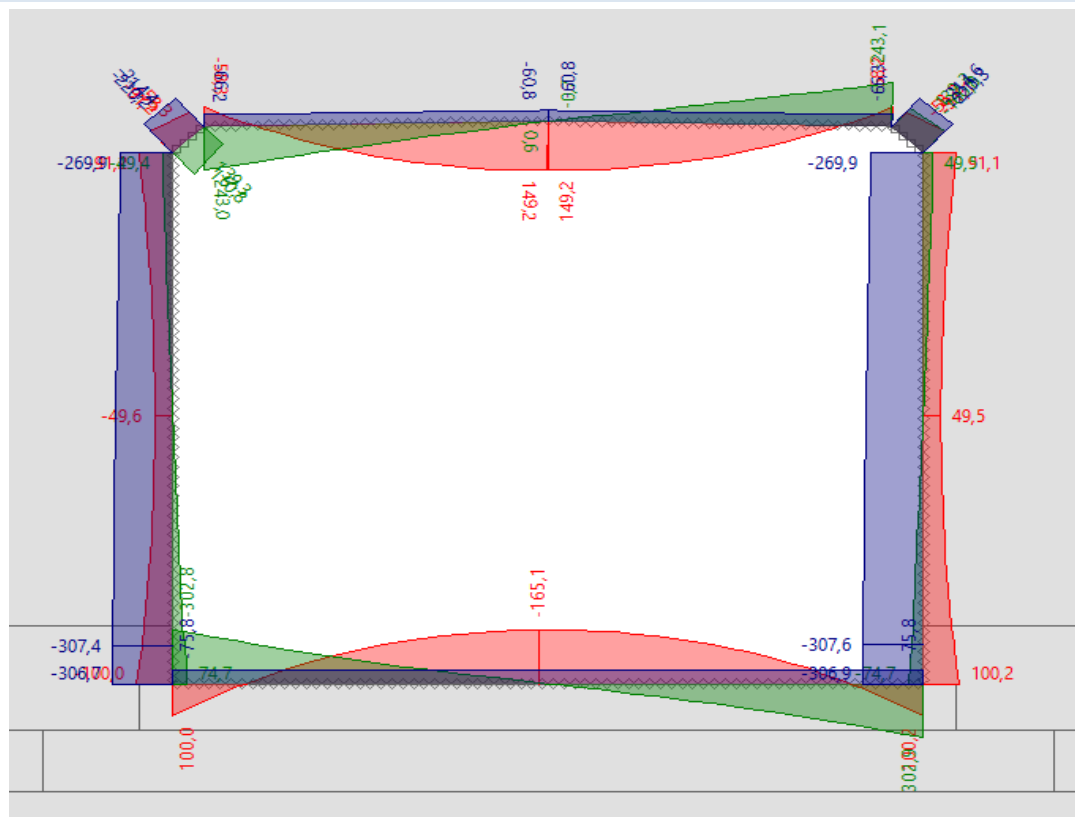
Bod 5 - spodní deska:

Kombinace zatížení	označení	Vnitřní síly		
		N	V	M
6.14.b	MSP1	-76,9	0	-176,1
6.14.b	MSP2	-120,3	0	-174
6.16.b	MSP3	-80,6	0	-95,5

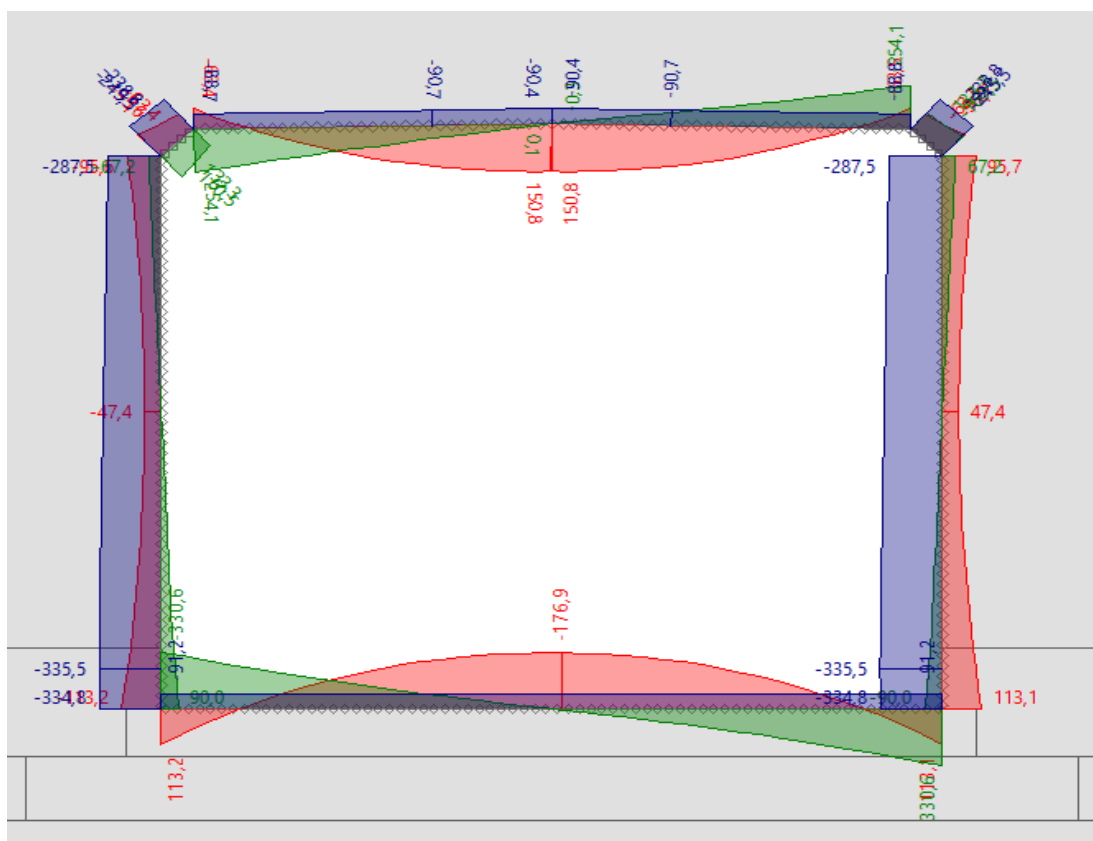


7.3. Grafické výstupy

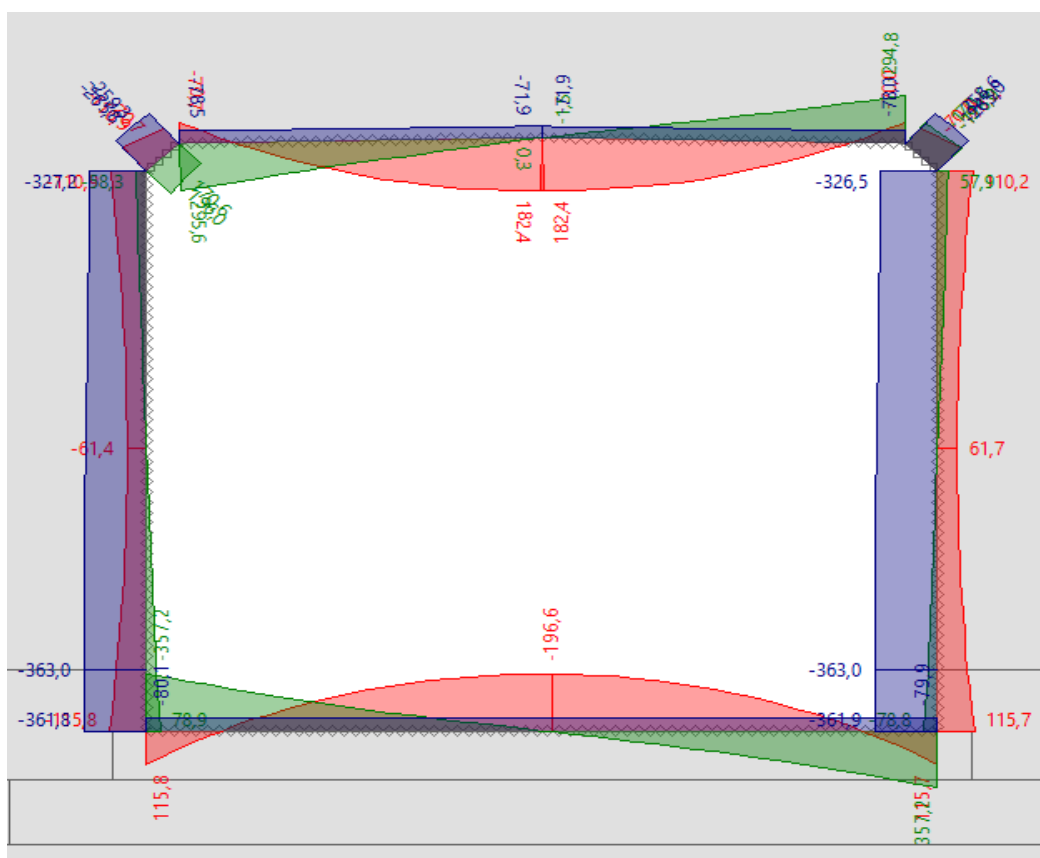
7.3.1. Vnitřní síly - MSU 1



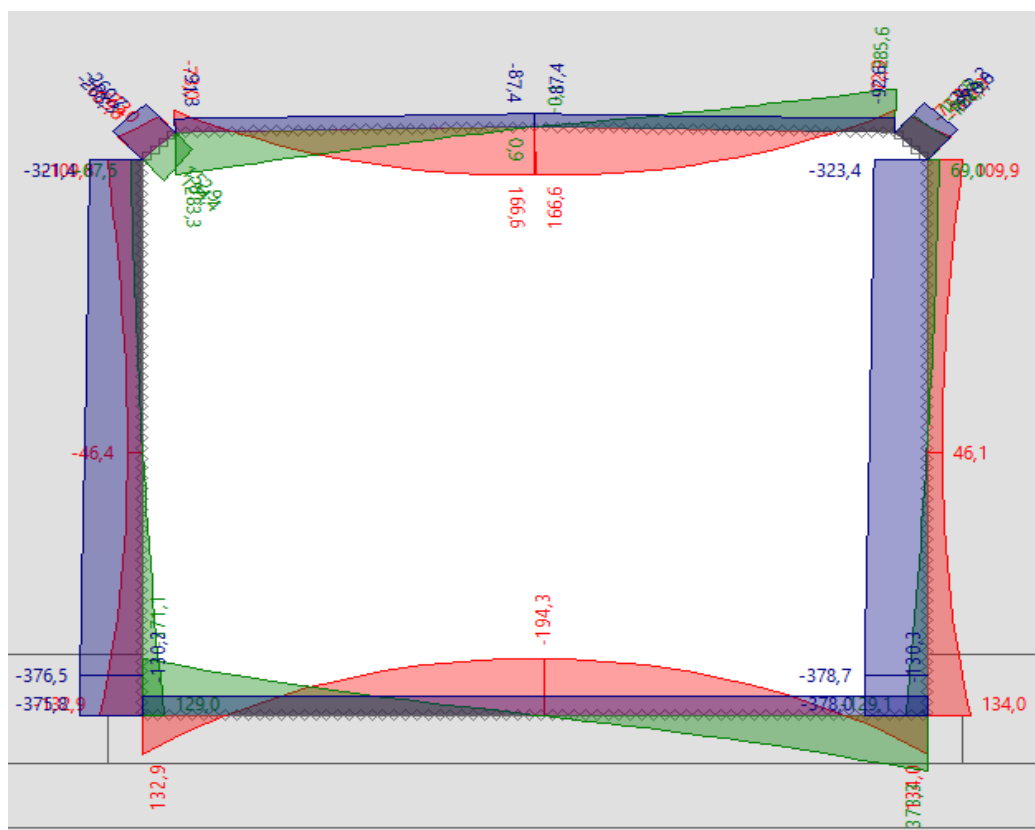
7.3.2. Vnitřní síly - MSU 2



7.3.3. Vnitřní síly - MSU 3

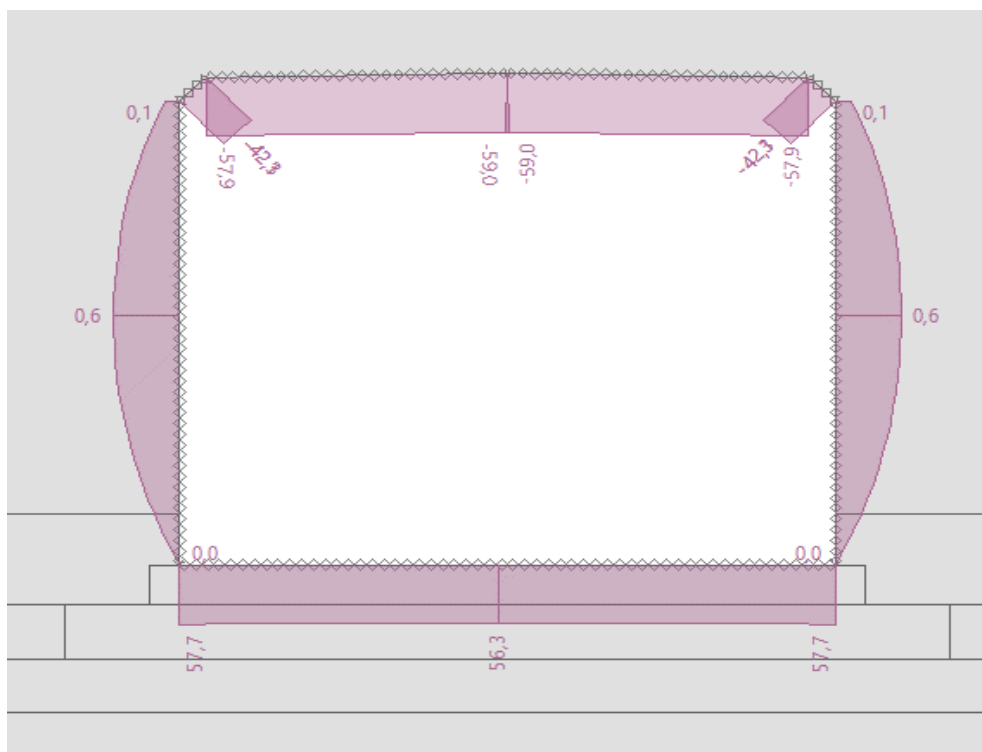


7.3.4. Vnitřní síly - MSU 4

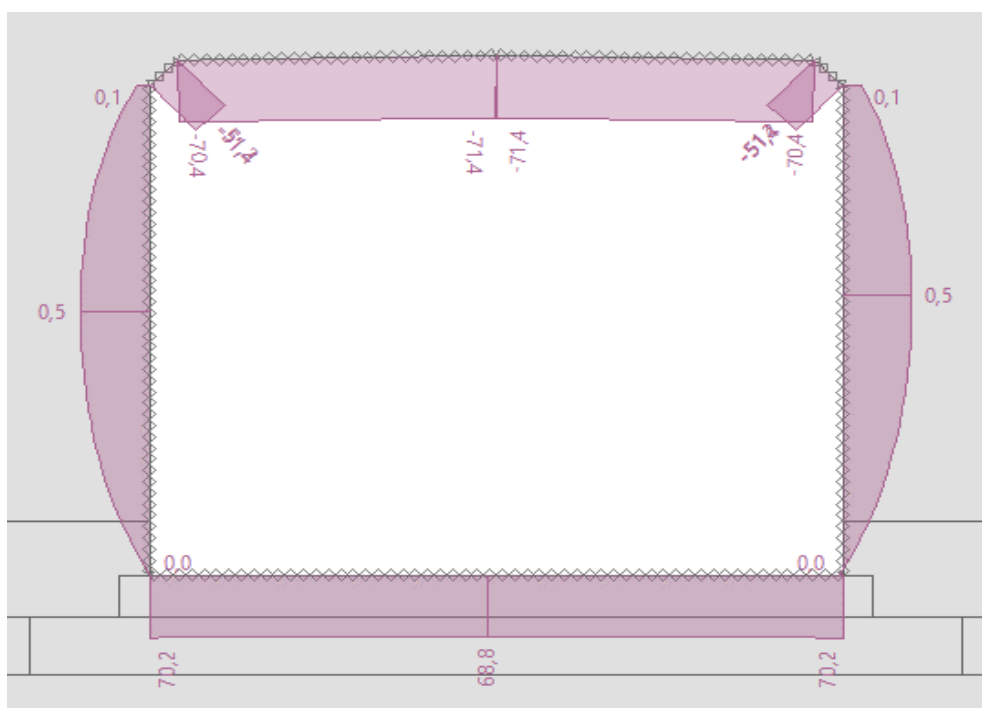


7.4. Deformace - MSP

7.4.1. Kolmá deformace - MSP 1

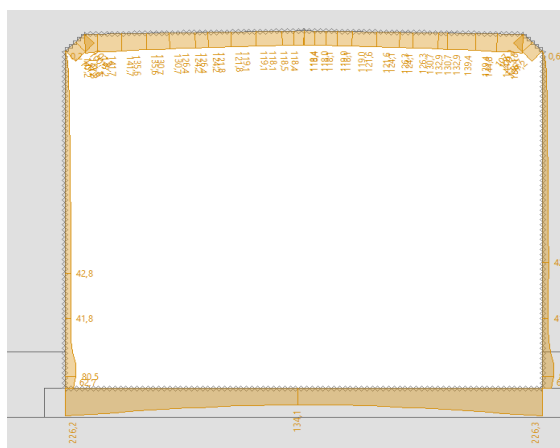


7.4.1. Kolmá deformace - MSP 2

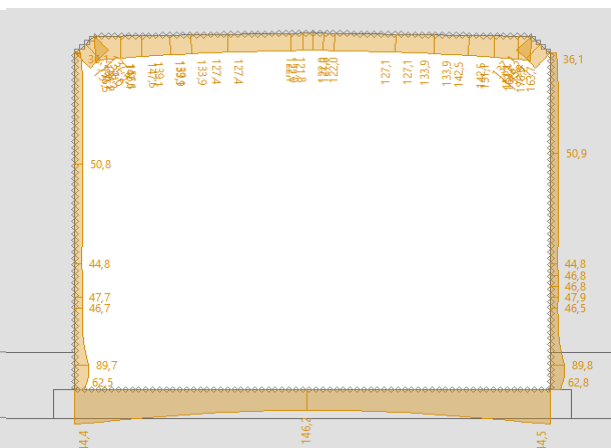


7.5. Napětí v základové spáře

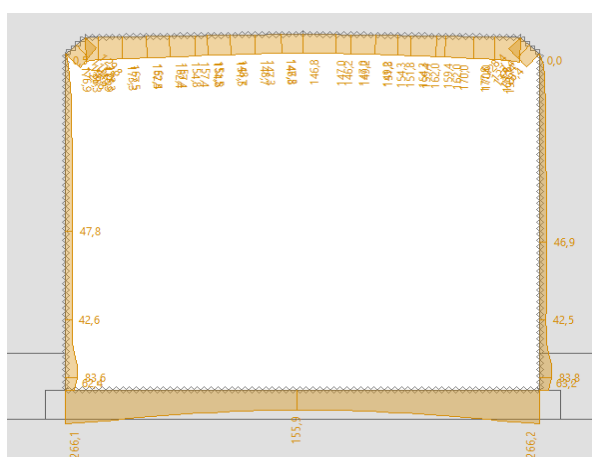
MAX	MSU 1	MSU 2	MSU 3	MSU 4	Bez dopravy
kN/m ²	305,37	329,94	306,13	310,73	190,62



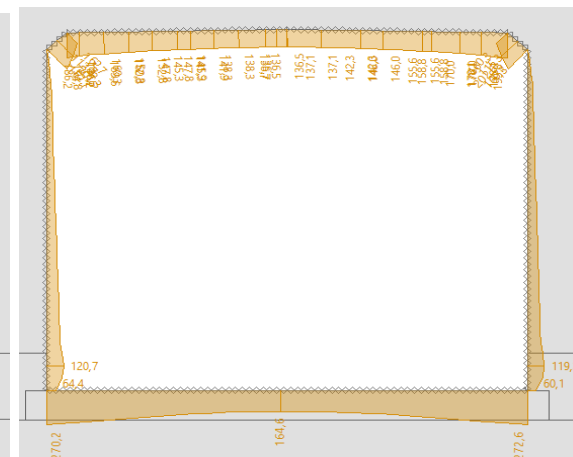
Normálové napětí - MSU 1



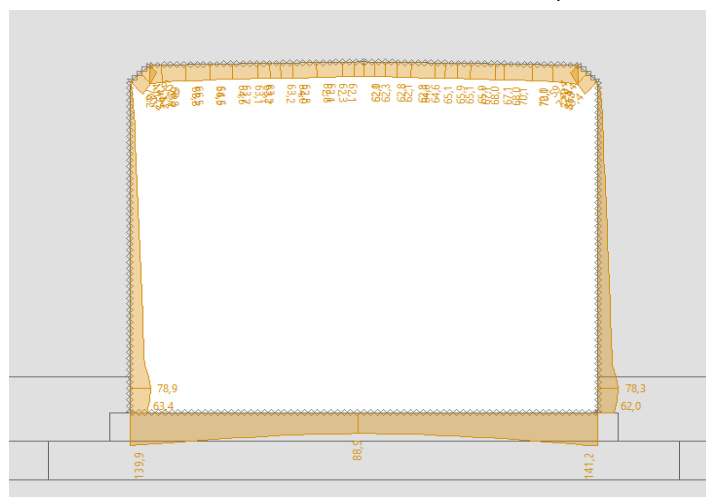
Normálové napětí - MSU 2



Normálové napětí - MSU 3



Normálové napětí - MSU 4



Normálové napětí - bez přitížení dopravou

8. Posouzení betonových konstrukcí - stropní deska

8.1. Podrobné parametry betonu

Návrhová životnost [let]	Stupně vlivu prostředí				
	karbonatace	chloridy	mráz (moře)	mráz	chemie
100	XC2	XD1	-	XF2	XA1

Stanovení třídy konstrukce dle výše zmíněných kritérií:	S4
---	-----------

Krytí výztuže					
Vnitřní povrch			Vnější povrch		
$c_{min,1}$	$\Delta c_{dev,1}$	$c_{nom,1}$	$c_{min,2}$	$\Delta c_{dev,2}$	$c_{nom,2}$
40	10	50	40	10	50

Beton	f_{ck} [MPa]	α_{cc}	γ_c	f_{cd} [MPa]	η	λ
C30/37	30	0,85	1,50	17,00	1,00	0,80
f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	α_{ct}	$f_{ctk\ 0,05}$ [MPa]	ϵ_{cu3} [‰]	E_{cm} [GPa]	
38	2,9	1,00	2,00	3,5	33	

8.2. Mezní stav únosnosti

8.2.1. Ohyb

min. výška průřezu	$h_1 =$	0,35	m	šířka průřezu	$b =$	1,00	m
max. výška průřezu	$h_2 =$	0,40	m				

výztuž spodní povrch				výztuž horní povrch			
krytí výztuže	c_1	50	mm	krytí výztuže	c_2	50	mm
počet prutů	1	8	ks/m	počet prutů	1	8	ks/m
průměr prutu	\varnothing_1	20	mm	průměr prutu	\varnothing_2	16	mm
plocha výztuže	$A_{s,req1}$	2513,3	mm ² /m	plocha výztuže	$A_{s,req2}$	1608,5	mm ² /m
průměr smykové výztuže	\varnothing_{st}	8	mm	průměr smykové výztuže	\varnothing_{st}	8	mm
	d_1	68	mm		d_2	66	mm
účinná výška průřezu	d	0,332	m	účinná výška průřezu	d	0,284	m
výška tlačené oblasti	x	0,0803	m	výška tlačené oblasti	x	0,0514	m
rameno vnitřních sil	z	0,2999	m	rameno vnitřních sil	z	0,2634	m

Ověření výšky tlačené oblasti			Ověření výšky tlačené oblasti		
ξ	$\xi_{bal,1}$		ξ	$\xi_{bal,1}$	
0,24	0,617	VYHOVUJE	0,18	0,617	VYHOVUJE

Ověření momentové únosnosti			Ověření momentové únosnosti		
$M_{Ed,int,1}$ [kNm/m]	$M_{Rd,int}$ [kNm/m]		$M_{Ed,ext,2}$ [kNm/m]	$M_{Rd,ext}$ [kNm/m]	
209,76	327,67	VYHOVUJE	85,73	184,23	VYHOVUJE

Navrženo	\varnothing	20	á	125	mm	Navrženo	\varnothing	16	á	125	mm
----------	---------------	-----------	---	------------	----	----------	---------------	-----------	---	------------	----

8.2.2. Zatížitelnost v ohybu

Návrhová únosnost průřezu v ohybu	Ohybový moment od svislého zatížení dopravou	Ohybový moment od ostatních zatížení	Zatížitelnost
$U_{lim} = M_{Rd}$ [kNm]	$U_{gr} = M_{Ed,dopr}$ [kNm]	$U_{rsgr} = M_{ed,ost}$ [kNm]	Z_{SW02} [-]
327,67	104,46	105,3	2,13

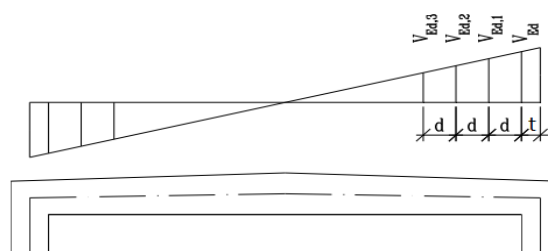
Tab.: zatížitelnost v ohybu v bodě 1

Návrhová únosnost průřezu v ohybu	Ohybový moment od svislého zatížení dopravou	Ohybový moment od ostatních zatížení	Zatížitelnost
$U_{lim} = M_{Rd}$ [kNm]	$U_{gr} = M_{Ed,dopr}$ [kNm]	$U_{rsgr} = M_{ed,ost}$ [kNm]	Z_{SW02} [-]
184,23	35,91	49,815	3,74

Tab.: zatížitelnost v ohybu v bodě 2

8.2.3 Smyk

Velikost posouvajících sil na stropní desce			
$V_{Ed,max}$	=	343,04	kN/m
V_{Ed}	=	311,85	kN/m
$V_{Ed,1}$	=	260,50	kN/m
$V_{Ed,2}$	=	237,49	kN/m
$V_{Ed,3}$	=	214,49	kN/m
t	=	0,175	m



Kontrola nutnosti smykového vyztužení:

Návrhová hodnota smykové únosnosti nevyztuženého průřezu [kN/m]	161,14	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b \cdot d$ $\geq v_{min} \cdot b \cdot d$
	0,12	$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$
součinitel výšky průřezu	1,8392	$k = 1 + (\frac{200}{d})^{1/2}$
stupeň podélného vyztužení	0,0057	$\rho_l = A_{sl}/(b \cdot d)$
	478,15	$v_{min} = 0,035k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2}$

Posouzení: 343,04 > 161,1

NUTNO NAVRHNOUT SMYKOVOU VÝZTUŽ

Návrhová hodnota únosnosti tlakových diagonál [kN/m]	815,32	$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$
Součinitel zmenšující návrhovou hodnotu pevnosti betonu v tlaku	0,528	$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$
Cot úhlu sklonu tlakových diagonál	2,5	$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$

Posouzení: 343,04 < 815,3

ROZMĚRY BETONOVÉ DESKY JSOU V POŘÁDKU

V_{Ed}	>	$V_{Rd}/3$	SMYKOVOU VÝZTUŽ NELZE NAVRHNOUT POUZE Z OHYBŮ
$V_{Ed,1}$	<	$V_{Rd}/3$	SMYKOVOU VÝZTUŽ LZE NAVRHNOUT POUZE Z OHYBŮ ČI SPON
$V_{Ed,2}$	<	$V_{Rd}/3$	SMYKOVOU VÝZTUŽ LZE NAVRHNOUT POUZE Z OHYBŮ ČI SPON
$V_{Ed,3}$	<	$V_{Rd}/3$	SMYKOVOU VÝZTUŽ LZE NAVRHNOUT POUZE Z OHYBŮ ČI SPON

Maximální vzdálenost třmínků v podélném směru [m]	0,213	$s_{max} = 0,75d \cdot (1 + \cot \alpha)$
Maximální vzdálenost třmínků v příčném směru [m]	0,426	$s_{t,max} = 1,5d$
Navržená vzdálenost třmínků v podélném směru s [m]	0,125	
Navržená vzdálenost třmínků v příčném směru s_t [m]	0,250	
Smyková únosnost spon [kN/m]	460,61	$V_{Rd} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot \theta$

Posouzení: 311,85 < 460,6

VYHOVUJE

Navržený profil ohybů [mm]	16	
počet ohybů [ks/m]	0	
Smyková únosnost ohybů [kN/m]	0,00	$V_{Rd} = n \cdot A_{sw,o} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$

Posouzení: 311,85 < 460,6

VYHOVUJE

Určení vzdálenosti se smykovou výztuží:

Únosnost průřezu bez smykového vyztužení	Nárůst posouvající síly	vzdálenost od osy podchodu	Vzdálenost od vnitřní strany stěny podchodu
$V_{Rd,c}$ [kN/m]	ΔV_{Ed} [kN/m/m]	L_{osa} [m]	L_{st} [m]
161,14	178,20	0,90	0,85

8.2.4. Zatížitelnost ve smyku

Návrhová únosnost průřezu ve smyku	Posouvající síla od svislého zatížení dopravou	Posouvající síla od ostatních zatížení	Zatížitelnost
$U_{lim} = V_{Rd}$ [kN/m]	$U_{gr} = V_{Ed,dopr}$ [kN/m]	$U_{rsgr} = V_{ed,ost}$ [kNm]	Z_{SW02} [-]
460,61	131,49	180,36	2,13

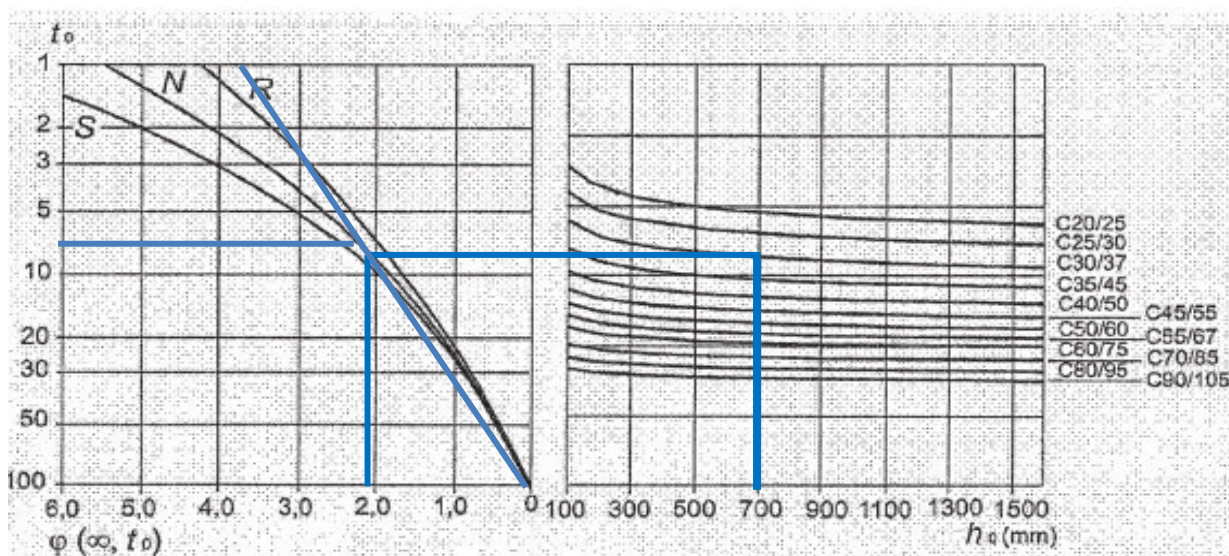
Tab.: zatížitelnost ve smyku v bodě 2

Návrhová únosnost průřezu ve smyku	Posouvající síla od svislého zatížení dopravou	Posouvající síla od ostatních zatížení	Zatížitelnost
$U_{lim} = V_{Rd}$ [kN/m]	$U_{gr} = V_{Ed,dopr}$ [kN/m]	$U_{rsgr} = V_{ed,ost}$ [kNm]	Z_{SW02} [-]
161,14	76,42	84,72	1,00

Tab.: zatížitelnost ve smyku místě s maximální posouvající silou bez smykové výztuže

8.3. Mezní stav použitelnosti

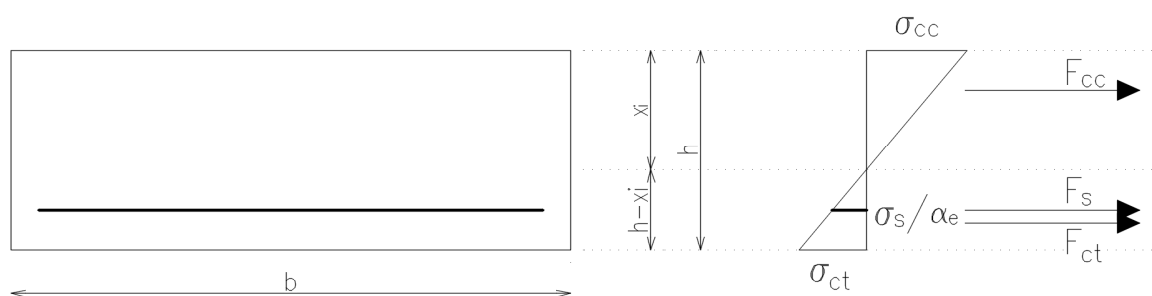
8.3.1. Stanovení základních parametrů



Náhradní rozměr průřezu $h_0=2A_0/u$	stáří betonu v okamžiku zatížení t_0	Prostředí	součinitel dotvarování φ ($\infty; t_0$)
[m]	[dny]	[-]	[-]
0,7	7	vnější	2,1

Efektivní modul přetvárnosti $E_{c,eff}$ [GPa]	10,645	$E_{c,eff} = E_{cm}/(1 + \varphi)$
Pracovní součinitel α_e	19,727	$\alpha_e = E_{cm}/E_{c,eff}$
E_{cm} [GPa]	33	

8.3.2. Výpočet ideálního charakteristického průřezu bez trhlin



$F_{cc} = F_s + F_{ct}$		
$F_{cc} = \frac{1}{2} b \cdot x_i \cdot \sigma_{cc}$	$F_s = A_s \cdot \sigma_s$	$F_{ct} = \frac{1}{2} b \cdot (h - x_i) \cdot \sigma_{ct}$
$\sigma_{cc} = \sigma_{ct} \frac{x_i}{h - x_i}$	$\sigma_s = \alpha_e \cdot \sigma_{ct} \frac{d - x_i}{h - x_i}$	$\sigma_{ct} = \sigma_{ct}$

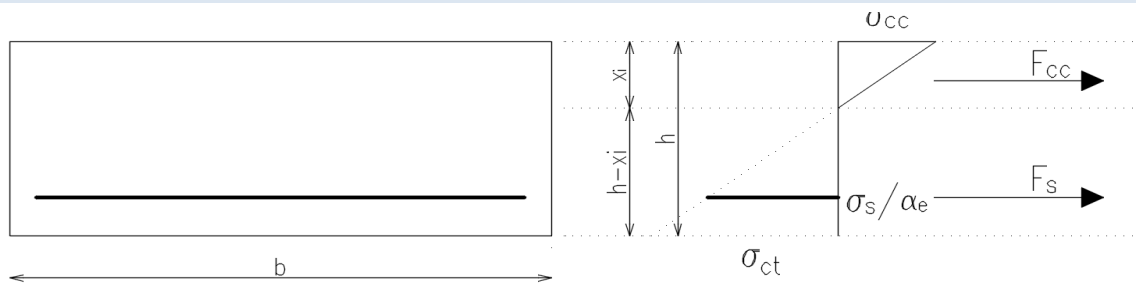
poloha těžiště průřezu bez trhlin [m]	0,2146	x_i odvozeno ze vzorců
a [m ⁴]	0,0146	$a = x_i - \frac{h}{2}$
moment setrvačnosti k vlastní těžišťové ose [m ⁴]	0,0061	$I_i = \frac{1}{12}bh^3 + bha^2 + \alpha_e A_s (d - x_i)^2$
kritický ohybový moment na mezi vzniku trhliny [kNm/m]	95,424	$M_{cr} = f_{ctm} \frac{I_i}{(h - x_i)}$

Posouzení: **161,00** > 95,4

DOCHÁZÍ KE VZNIKU TRHLINY

Výpočet ohybové poddajnosti [N ⁻¹ m ⁻²]	5E-09	$c_i = 1/(E_{cm} \cdot I_i)$
--	--------------	------------------------------

8.3.3. Výpočet ideálního charakteristického průřezu s trhlinou



$F_{cc} = F_s$	
$F_{cc} = \frac{1}{2}b \cdot x_i \cdot \sigma_{cc}$	$F_s = A_s \cdot \sigma_s$
$\sigma_{cc} = \sigma_{ct} \frac{x_i}{h - x_i}$	$\sigma_s = \alpha_e \cdot \sigma_{ct} \frac{d - x_i}{h - x_i}$

poloha těžiště průřezu s trhlinami [m]	0,1385	x_{ir} odvozeno ze vzorců
moment setrvačnosti k vlastní těžišťové ose [m ⁴]	0,0027	$I_{ir} = \frac{1}{3}bx_{ir}^3 + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$
Výpočet ohybové poddajnosti [N ⁻¹ m ⁻²]	1E-08	$c_{ii} = 1/(E_{cm} \cdot I_{ir})$

8.3.4. Průhyb ve středu nosníku

součinitel β	0,5	jednorázové, krátkodobé zatížení - 1 opakované, dlouhodobé zatížení - 0,5
rozdělovací součinitel	0,8244	$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek,max}} \right)^2$
křivost	0,0016	$\frac{1}{r_m} = M_{Ek,max} \cdot [(1 - \zeta)c_i + \zeta \cdot c_{ii}]$
Součinitel β'	-0,7739	$\beta' = (M_A + M_B)/M_F$
Součinitel k	0,1122	$k = \frac{5}{48}(1 - 0,1\beta)$

průhyb [m]	0,0027	$\delta = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_m}$
limitní průhyb [m]	0,0077	$\delta_{lim} = \frac{1}{500} l$

Posouzení: 0,003 < 0,008 m

PRŮHYB VYHOVUJE

8.3.5. Omezení napětí

Maximální moment ve středu nosníku charakteristická kombinace [kNm/m]	161,00	
Maximální moment ve středu nosníku kvazistálá kombinace [kNm/m]	78,00	
tlakové napětí při charakteristické kombinaci [kPa]	8133,1	$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ek,char}}{I_{ir}} x_{ir}$
tlakové napětí při kvazistálé kombinaci [kPa]	3940,3	$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ek,kvazi}}{I_{ir}} x_{ir}$
Přípustné tlakové napětí v betonu před vznikem podélné trhliny [kPa]	18000	$0,6 \cdot f_{ck}$
Přípustné napětí v betonu pro uvažování lineárního dotvarování [kPa]	13500	$0,45 \cdot f_{ck}$

Posouzení: 8,13 < 18,00 Mpa

NEVZNIKNOU PODÉLNÉ TRHLINY

Posouzení: 3,94 < 13,50 Mpa

LZE PŘEDPOKLÁDAT LINEÁRNÍ DOTVAROVÁNÍ

tahové napětí při charakteristické kombinaci [kPa]	224120	$\sigma_s = \frac{M_{Ek,char}}{z_{ir} \cdot A_s}$
rameno vnitřních sil u průřezu s trhlínami [m]	0,2858	$z_{ir} = d - \frac{x_{ir}}{3}$
Přípustné tahové napětí ve výztuži před vznikem nepřijatelných trhlin a deformací [kPa]	400000	$0,8 \cdot f_{yk}$

Posouzení: 224,1 < 400,0 Mpa

NEVZNIKNOU NEPŘIJATELNÉ TRHLINY A DEFORMACE

8.3.6. Omezení šířky trhlin

Součinitele					$f_{ct,eff}$ [Mpa]
k_1	k_2	k_3	k_4	k_t	
0,8	0,5	3,4	0,425	0,6	2,9

k_1 - součinitel zohledňující vlastnosti výztuže

0,8 pro pruty s velkou soudržností

1,6 pro pruty s hladkým povrchem

k_2 - součinitel zohledňující vlastnosti poměrného přetvoření

0,5 pro ohyb

1,0 pro prostý tah

k_t - součinitel závisící na době trvání zatížení

0,6 pro krátkodobé zatížení

0,4 pro dlouhodobé zatížení

Výška účinné plochy taženého betonu obklopujícího betonářskou výztuž [m]	0,09	$h_{c,ef} = \min(2,5(h - d); \frac{h - x_{ir}}{3}; h/2$
Účinná plocha taženého betonu obklopujícího betonářskou výztuž [m ²]	0,09	$A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b$
Upravený poměr pevnosti v soudržnosti [-]	0,84	$\xi_1 = \sqrt{\xi}$
efektivní stupeň vyztužení [-]	0,029	$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1 A'_p) / A_{c,eff}$
Maximální vzdálenost trhlin [m]	0,315	$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ [-]	0,0007	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
	0,0006	
šířka trhliny [mm]	0,229	$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$

Posouzení: 0,229 < **0,300** mm

ŠÍŘKA TRHLINY VYHOVUJE

9. Posouzení betonových konstrukcí - stěny

9.1. Podrobné parametry betonu

Návrhová životnost [let]	Stupně vlivu prostředí				
	karbonatace	chloridy	mráz (moře)	mráz	chemie
100	XC2	XD1	-	XF2	XA1

Stanovení třídy konstrukce dle výše zmíněných kritérií:	S5
---	-----------

Krytí výztuže					
Vnitřní povrch			Vnější povrch		
$c_{min,1}$	$\Delta c_{dev,1}$	$c_{nom,1}$	$c_{min,2}$	$\Delta c_{dev,2}$	$c_{nom,2}$
40	10	50	40	10	50

Beton	f_{ck} [MPa]	α_{cc}	γ_c	f_{cd} [MPa]	η	λ
C30/37	30	1,00	1,50	20,00	1,00	0,80
f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	α_{ct}	$f_{ctk\ 0,05}$ [MPa]	ϵ_{cu3} [‰]	E_{cm} [GPa]	
38	2,9	1,00	2,00	3,5	33	

9.2. Mezní stav únosnosti

9.2.1. Ohyb

min. výška průřezu	$h_{3,min} =$	0,35	m	šířka průřezu	$b =$	1,00	m
max. výška průřezu	$h_{3,max} =$	0,35	m				

výztuž bod 3				výztuž bod 4			
krytí výztuže	c_1	50	mm	krytí výztuže	c_2	50	mm
počet prutů	1	8	ks/m	počet prutů	1	8	ks/m
průměr prutu	\varnothing_1	16	mm	průměr prutu	\varnothing_2	16	mm
plocha výztuže	$A_{s,req1}$	1608,5	mm ² /m	plocha výztuže	$A_{s,req2}$	1608,5	mm ² /m
průměr smykové výztuže	\varnothing_{st}	8	mm	průměr smykové výztuže	\varnothing_{st}	8	mm
	d_1	66	mm		d_2	66	mm
účinná výška průřezu	d	0,284	m	účinná výška průřezu	d	0,284	m
výška tlačené oblasti	x	0,0437	m	výška tlačené oblasti	x	0,0437	m
rameno vnitřních sil	z	0,2665	m	rameno vnitřních sil	z	0,2665	m

Ověření výšky tlačené oblasti			Ověření výšky tlačené oblasti		
ξ	$\xi_{bal,1}$		ξ	$\xi_{bal,1}$	
0,15	0,617	VYHOVUJE	0,15	0,617	VYHOVUJE

Ověření momentové únosnosti			Ověření momentové únosnosti		
$M_{Ed,int,1}$ [kNm/m]	$M_{Rd,int}$ [kNm/m]		$M_{Ed,ext,2}$ [kNm/m]	$M_{Rd,ext}$ [kNm/m]	
70,96	186,39	VYHOVUJE	154,10	186,39	VYHOVUJE

Navrženo	\varnothing	16	á	125	mm	Navrženo	\varnothing	16	á	125	mm
----------	---------------	----	---	-----	----	----------	---------------	----	---	-----	----

9.2.2. Zatížitelnost v ohybu

Návrhová únosnost průřezu v ohybu	Ohybový moment od svislého zatížení dopravou	Ohybový moment od ostatních zatížení	Zatížitelnost
$U_{lim} = M_{Rd} \text{ [kNm]}$	$U_{gr} = M_{Ed,dopr} \text{ [kNm]}$	$U_{rsgr} = M_{ed,ost} \text{ [kNm]}$	$Z_{SW02} \text{ [-]}$
186,39	46,12	24,84	3,50

Tab.: zatížitelnost v ohybu v bodě 3

Návrhová únosnost průřezu v ohybu	Ohybový moment od svislého zatížení dopravou	Ohybový moment od ostatních zatížení	Zatížitelnost
$U_{lim} = M_{Rd} \text{ [kNm]}$	$U_{gr} = M_{Ed,dopr} \text{ [kNm]}$	$U_{rsgr} = M_{ed,ost} \text{ [kNm]}$	$Z_{SW02} \text{ [-]}$
186,39	57,98	96,12	1,56

Tab.: zatížitelnost v ohybu v bodě 4 - stěna

9.2.3 Smyk

Velikost posouvajících sil ve stěně			
$V_{Ed,max}$	=	149,73	kN/m

Kontrola nutnosti smykového vyztužení:

Návrhová hodnota smykové únosnosti nevyztuženého průřezu [kN/m]	161,14	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b \cdot d$ $\geq v_{min} \cdot b \cdot d$
	0,12	$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$
součinitel výšky průřezu	1,8392	$k = 1 + (\frac{200}{d})^{1/2}$
stupeň podélného vyztužení	0,0057	$\rho_l = A_{sl}/(b \cdot d)$
	287,77	$v_{min} = 0,035k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2}$

Posouzení: 149,73 < 161,1

SMYKOVÁ VÝZTUŽ NENÍ NUTNÁ

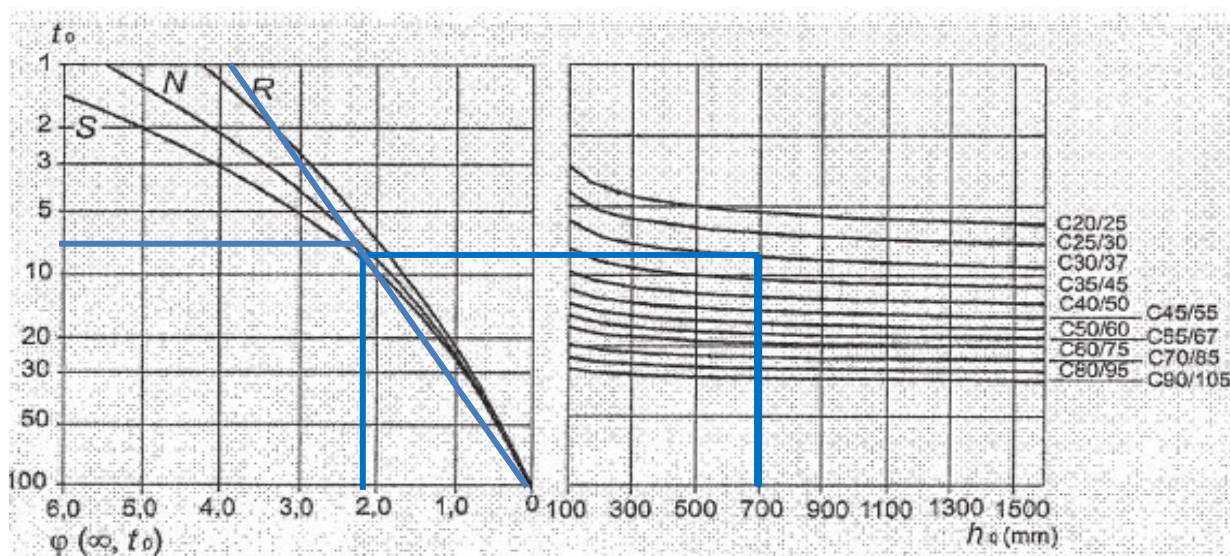
9.2.4. Zatížitelnost ve smyku

Návrhová únosnost průřezu ve smyku	Posouvající síla od svislého zatížení dopravou	Posouvající síla od ostatních zatížení	Zatížitelnost
$U_{lim} = V_{Rd} \text{ [kN/m]}$	$U_{gr} = V_{Ed,dopr} \text{ [kN/m]}$	$U_{rsgr} = V_{ed,ost} \text{ [kN/m]}$	$Z_{SW02} \text{ [-]}$
161,14	69,13	80,6	1,17

Tab.: zatížitelnost ve smyku v bodě 4 - stěna

9.3. Mezní stav použitelnosti

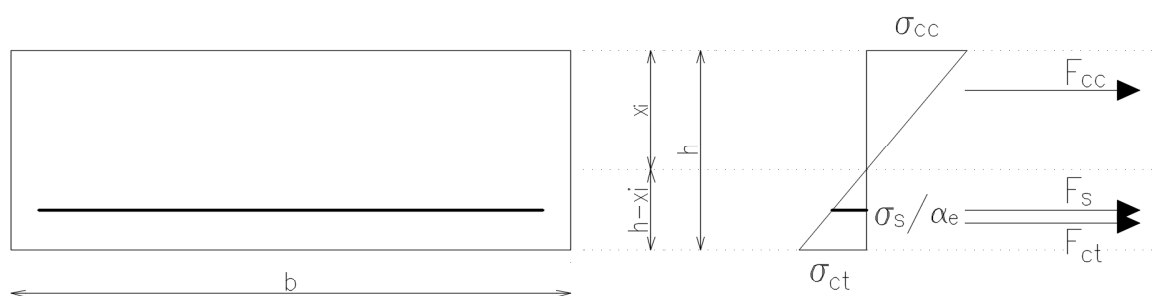
9.3.1. Stanovení základních parametrů



Náhradní rozměr průřezu $h_0=2A_0/u$	stáří betonu v okamžiku zatížení t_0	Prostředí	součinitel dotvarování φ ($\infty; t_0$)
[m]	[dny]	[-]	[-]
0,7	7	vnější	2,1

Efektivní modul přetvárnosti $E_{c,eff}$ [GPa]	10,645	$E_{c,eff} = E_{cm}/(1 + \varphi)$
Pracovní součinitel α_e	19,727	$\alpha_e = E_{cm}/E_{c,eff}$
E_{cm} [GPa]	33	

9.3.2. Výpočet ideálního charakteristického průřezu bez trhlin



$F_{cc} = F_s + F_{ct}$		
$F_{cc} = \frac{1}{2} b \cdot x_i \cdot \sigma_{cc}$	$F_s = A_s \cdot \sigma_s$	$F_{ct} = \frac{1}{2} b \cdot (h - x_i) \cdot \sigma_{ct}$
$\sigma_{cc} = \sigma_{ct} \frac{x_i}{h - x_i}$	$\sigma_s = \alpha_e \cdot \sigma_{ct} \frac{d - x_i}{h - x_i}$	$\sigma_{ct} = \sigma_{ct}$

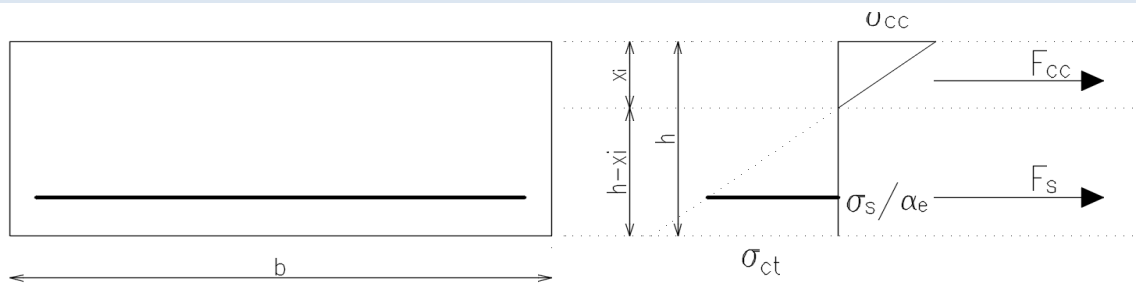
poloha těžiště průřezu bez trhlin [m]	0,1841	x_i odvozeno ze vzorců
a [m ⁴]	0,0091	$a = x_i - \frac{h}{2}$
moment setrvačnosti k vlastní těžišťové ose [m ⁴]	0,0039	$I_i = \frac{1}{12}bh^3 + bha^2 + \alpha_e A_s(d - x_i)^2$
kritický ohybový moment na mezi vzniku trhliny [kNm/m]	68,482	$M_{cr} = f_{ctm} \frac{I_i}{(h - x_i)}$

Posouzení: **110,00** > 68,5

DOCHÁZÍ KE VZNIKU TRHLINY

Výpočet ohybové poddajnosti [N ⁻¹ m ⁻²]	8E-09	$c_i = 1/(E_{cm} \cdot I_i)$
--	--------------	------------------------------

9.3.3. Výpočet ideálního charakteristického průřezu s trhlinou



$F_{cc} = F_s$	
$F_{cc} = \frac{1}{2}b \cdot x_i \cdot \sigma_{cc}$	$F_s = A_s \cdot \sigma_s$
$\sigma_{cc} = \sigma_{ct} \frac{x_i}{h - x_i}$	$\sigma_s = \alpha_e \cdot \sigma_{ct} \frac{d - x_i}{h - x_i}$

poloha těžiště průřezu s trhlinami [m]	0,1062	x_{ir} odvozeno ze vzorců
moment setrvačnosti k vlastní těžišťové ose [m ⁴]	0,0014	$I_{ir} = \frac{1}{3}bx_{ir}^3 + \alpha_e A_s(d - x_{ir})^2$
Výpočet ohybové poddajnosti [N ⁻¹ m ⁻²]	2E-08	$c_{ii} = 1/(E_{cm} \cdot I_{ir})$

9.3.4. Průhyb ve středu nosníku

součinitel β	0,5	jednorázové, krátkodobé zatížení - 1 opakované, dlouhodobé zatížení - 0,5
rozdělovací součinitel	0,8062	$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek,max}} \right)^2$
křivost	0,0021	$\frac{1}{r_m} = M_{Ek,max} \cdot [(1 - \zeta)c_i + \zeta \cdot c_{ii}]$
Součinitel β'	-3,1636	$\beta' = (M_A + M_B)/M_F$
Součinitel k	0,1371	$k = \frac{5}{48}(1 - 0,1\beta)$

průhyb [m]	0,0029	$\delta = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_m}$
limitní průhyb [m]	0,0063	$\delta_{lim} = \frac{1}{500} l$

Posouzení: 0,003 < 0,006 m **PRŮHYB VYHOVUJE**

9.3.5. Omezení napětí

Maximální moment ve středu nosníku charakteristická kombinace [kNm/m]	110,00	
Maximální moment ve středu nosníku kvazistálá kombinace [kNm/m]	18,40	
tlakové napětí při charakteristické kombinaci [kPa]	8331,7	$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ek,char}}{I_{ir}} x_{ir}$
tlakové napětí při kvazistálé kombinaci [kPa]	1393,7	$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ek,kvazi}}{I_{ir}} x_{ir}$
Přípustné tlakové napětí v betonu před vznikem podélné trhliny [kPa]	18000	$0,6 \cdot f_{ck}$
Přípustné napětí v betonu pro uvažování lineárního dotvarování [kPa]	13500	$0,45 \cdot f_{ck}$

Posouzení: 8,33 < 18,00 Mpa **NEVZNIKNOU PODÉLNÉ TRHLINY**

Posouzení: 1,39 < 13,50 Mpa **LZE PŘEDPOKLÁDAT LINEÁRNÍ DOTVAROVÁNÍ**

tahové napětí při charakteristické kombinaci [kPa]	275095	$\sigma_s = \frac{M_{Ek,char}}{z_{ir} \cdot A_s}$
rameno vnitřních sil u průřezu s trhlínami [m]	0,2486	$z_{ir} = d - \frac{x_{ir}}{3}$
Přípustné tahové napětí ve výztuži před vznikem nepřijatelných trhlin a deformací [kPa]	400000	$0,8 \cdot f_{yk}$

Posouzení: 275,1 < 400,0 Mpa **NEVZNIKNOU NEPŘIJATELNÉ TRHLINY A DEFORMACE**

9.3.6. Omezení šířky trhlin

Součinitele					$f_{ct,eff}$ [Mpa]
k_1	k_2	k_3	k_4	k_t	
0,8	0,5	3,4	0,425	0,6	2,9

k_1 - součinitel zohledňující vlastnosti výztuže 0,8 pro pruty s velkou soudržností

1,6 pro pruty s hladkým povrchem

k_2 - součinitel zohledňující vlastnosti poměrného přetvoření

0,5 pro ohyb

1,0 pro prostý tah

k_t - součinitel závisící na době trvání zatížení

0,6 pro krátkodobé zatížení

0,4 pro dlouhodobé zatížení

Výška účinné plochy taženého betonu obklopujícího betonářskou výztuž [m]	0,08	$h_{c,ef} = \min(2,5(h - d); \frac{h - x_{ir}}{3}; h/2$
Účinná plocha taženého betonu obklopujícího betonářskou výztuž [m ²]	0,08	$A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b$
Upravený poměr pevnosti v soudržnosti [-]	0,84	$\xi_1 = \sqrt{\xi}$
efektivní stupeň vyztužení [-]	0,020	$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1 A'_p) / A_{c,eff}$
Maximální vzdálenost trhlin [m]	0,335	$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ [-]	0,0008	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
	0,0008	
šířka trhliny [mm]	0,281	$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$

Posouzení: 0,281 < **0,300** mm

ŠÍŘKA TRHLINY VYHOVUJE

10. Posouzení betonových konstrukcí - spodní deska

10.1. Podrobné parametry betonu

Návrhová životnost [let]	Stupně vlivu prostředí				
	karbonatace	chloridy	mráz (moře)	mráz	chemie
100	XC2	XD1	-	XF2	XA1

Stanovení třídy konstrukce dle výše zmíněných kritérií:	S4
---	-----------

Krytí výztuže					
Vnitřní povrch			Vnější povrch		
$c_{min,1}$	$\Delta c_{dev,1}$	$c_{nom,1}$	$c_{min,2}$	$\Delta c_{dev,2}$	$c_{nom,2}$
40	10	50	40	10	50

Beton	f_{ck} [MPa]	α_{cc}	γ_c	f_{cd} [MPa]	η	λ
C30/37	30	1,00	1,50	20,00	1,00	0,80
f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	α_{ct}	$f_{ctk\ 0,05}$ [MPa]	ϵ_{cu3} [‰]	E_{cm} [GPa]	
38	2,9	1,00	2,00	3,5	33	

10.2. Mezní stav únosnosti

10.2.1. Ohyb

min. výška průřezu	$h_{4,min} =$	0,40	m	šířka průřezu	$b =$	1,00	m
max. výška průřezu	$h_{4,max} =$	0,40	m				

výztuž horní povrch				výztuž spodní povrch			
krytí výztuže	c_1	50	mm	krytí výztuže	c_2	50	mm
počet prutů	1	8	ks/m	počet prutů	1	8	ks/m
průměr prutu	\varnothing_1	20	mm	průměr prutu	\varnothing_2	16	mm
plocha výztuže	$A_{s,req1}$	2513,3	mm ² /m	plocha výztuže	$A_{s,req2}$	1608,5	mm ² /m
průměr smykové výztuže	\varnothing_{st}	8	mm	průměr smykové výztuže	\varnothing_{st}	8	mm
	d_1	68	mm		d_2	66	mm
účinná výška průřezu	d	0,332	m	účinná výška průřezu	d	0,334	m
výška tlačené oblasti	x	0,0683	m	výška tlačené oblasti	x	0,0437	m
rameno vnitřních sil	z	0,3047	m	rameno vnitřních sil	z	0,3165	m

Ověření výšky tlačené oblasti			Ověření výšky tlačené oblasti		
ξ	$\xi_{bal,1}$		ξ	$\xi_{bal,1}$	
0,21	0,617	VYHOVUJE	0,13	0,617	VYHOVUJE

Ověření momentové únosnosti			Ověření momentové únosnosti		
$M_{Ed,int,1}$ [kNm/m]	$M_{Rd,int}$ [kNm/m]		$M_{Ed,ext,2}$ [kNm/m]	$M_{Rd,ext}$ [kNm/m]	
238,82	332,93	VYHOVUJE	154,10	221,35	VYHOVUJE

Navrženo	\varnothing	20	á	125	mm	Navrženo	\varnothing	16	á	125	mm
----------	---------------	-----------	---	------------	----	----------	---------------	-----------	---	------------	----

10.2.2. Zatížitelnost v ohybu

Návrhová únosnost průřezu v ohybu	Ohybový moment od svislého zatížení dopravy	Ohybový moment od ostatních zatížení	Zatížitelnost
$U_{lim} = M_{Rd} \text{ [kNm]}$	$U_{gr} = M_{Ed,dopr} \text{ [kNm]}$	$U_{rsgr} = M_{ed,ost} \text{ [kNm]}$	$Z_{SW02} [-]$
332,93	109,89	128,925	1,86

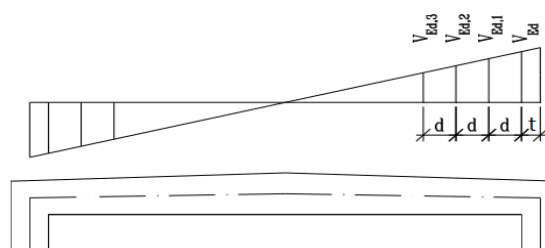
Tab.: zatížitelnost v ohybu v bodě 5

Návrhová únosnost průřezu v ohybu	Ohybový moment od svislého zatížení dopravy	Ohybový moment od ostatních zatížení	Zatížitelnost
$U_{lim} = M_{Rd} \text{ [kNm]}$	$U_{gr} = M_{Ed,dopr} \text{ [kNm]}$	$U_{rsgr} = M_{ed,ost} \text{ [kNm]}$	$Z_{SW02} [-]$
221,35	57,98	96,12	2,16

Tab.: zatížitelnost v ohybu v bodě 4 - základová deska

10.2.3 Smyk

Velikost posouvajících sil na stropní desce			
$V_{Ed,max}$	=	429,30	kN/m
V_{Ed}	=	390,27	kN/m
$V_{Ed,1}$	=	320,93	kN/m
$V_{Ed,2}$	=	287,08	kN/m
$V_{Ed,3}$	=	253,22	kN/m
t	=	0,175	m



Kontrola nutnosti smykového vyztužení:

Návrhová hodnota smykové únosnosti nevyztuženého průřezu [kN/m]	173,16	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b \cdot d$ $\geq v_{min} \cdot b \cdot d$
	0,12	$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$
součinitel výšky průřezu	1,7738	$k = 1 + (\frac{200}{d})^{1/2}$
stupeň podélného vyztužení	0,0048	$\rho_l = A_{sl}/(b \cdot d)$
	280,91	$v_{min} = 0,035k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2}$

Posouzení: 429,30 > 173,2

NUTNO NAVRHNOUT SMYKOVOU VÝZTUŽ

Návrhová hodnota únosnosti tlakových diagonál [kN/m]	1645,8	$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$
Součinitel zmenšující návrhovou hodnotu pevnosti betonu v tlaku	0,528	$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$
Cot úhlu sklonu tlakových diagonál	1,1918	$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$

Posouzení: 429,30 < 1645,8

ROZMĚRY BETONOVÉ DESKY JSOU V POŘÁDKU

V_{Ed}	<	$V_{Rd}/3$	SMYKOVOU VÝZTUŽ LZE NAVRHNOUT POUZE Z OHYBŮ ČI SPON
$V_{Ed,1}$	<	$V_{Rd}/3$	SMYKOVOU VÝZTUŽ LZE NAVRHNOUT POUZE Z OHYBŮ ČI SPON
$V_{Ed,2}$	<	$V_{Rd}/3$	SMYKOVOU VÝZTUŽ LZE NAVRHNOUT POUZE Z OHYBŮ ČI SPON
$V_{Ed,3}$	<	$V_{Rd}/3$	SMYKOVOU VÝZTUŽ LZE NAVRHNOUT POUZE Z OHYBŮ ČI SPON

Maximální vzdálenost třmínků v podélném směru [m]	0,251	$s_{max} = 0,75d \cdot (1 + \cot \alpha)$
Maximální vzdálenost třmínků v příčném směru [m]	0,501	$s_{t,max} = 1,5d$
Navržená vzdálenost třmínků v podélném směru s [m]	0,125	
Navržená vzdálenost třmínků v příčném směru s_t [m]	0,125	
Smyková únosnost spon [kN/m]	527,60	$V_{Rd} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot \theta$

Posouzení: 390,27 < 527,6

VYHOVUJE

Navržený profil ohybů [mm]	18	
počet ohybů [ks/m]	0	
Smyková únosnost ohybů [kN/m]	0,00	$V_{Rd} = n \cdot A_{sw,o} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$

Posouzení: 390,27 < 527,6

VYHOVUJE

Určení vzdálenosti se smykovou výztuží:

Únosnost průřezu bez smykového vyztužení $V_{Rd,c}$ [kN/m]	Nárůst posouvající síly ΔV_{Ed} [kN/m/m]	vzdálenost od osy podchodu L_{osa} [m]	Vzdálenost od vnitřní strany stěny podchodu L_{st} [m]
173,16	223,01	0,78	0,97

10.2.4. Zatížitelnost ve smyku

Návrhová únosnost průřezu ve smyku	Posouvající síla od svislého zatížení dopravou	Posouvající síla od ostatních zatížení	Zatížitelnost
$U_{lim} = V_{Rd}$ [kN/m]	$U_{gr} = V_{Ed,dopr}$ [kN/m]	$U_{rsgr} = V_{ed,ost}$ [kNm]	Z_{SW02} [-]
527,60	135,52	254,745	2,01

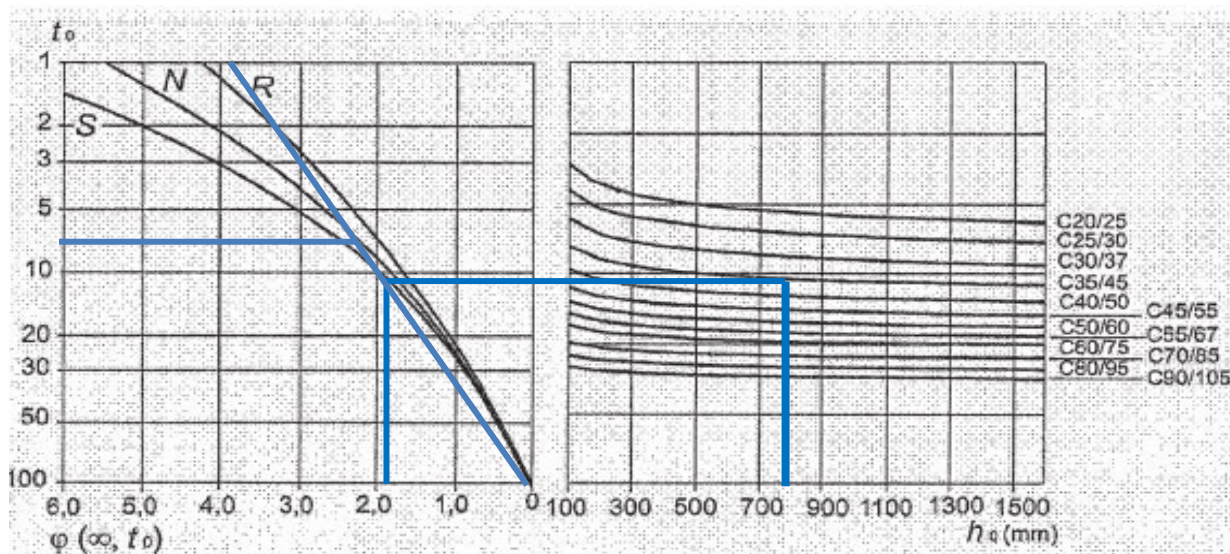
Tab.: zatížitelnost ve smyku bodě 4 - základová deska

Návrhová únosnost průřezu ve smyku	Posouvající síla od svislého zatížení dopravou	Posouvající síla od ostatních zatížení	Zatížitelnost
$U_{lim} = V_{Rd}$ [kN/m]	$U_{gr} = V_{Ed,dopr}$ [kN/m]	$U_{rsgr} = V_{ed,ost}$ [kNm]	Z_{SW02} [-]
173,16	70,40	102,75	1,00

Tab.: zatížitelnost ve smyku v místě s maximální posouvající silou bez smykové výztuže

10.3. Mezní stav použitelnosti

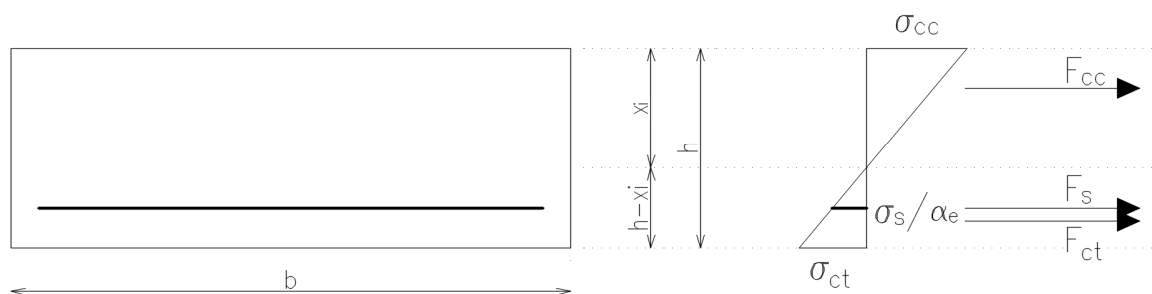
10.3.1. Stanovení základních parametrů



Náhradní rozměr průřezu $h_0 = 2A_0/u$	stáří betonu v okamžiku zatížení t_0	Prostředí	součinitel dotvarování φ ($\infty; t_0$)
[m]	[dny]	[-]	[-]
0,8	7	vnější	1,9

Efektivní modul přetvárnosti $E_{c,eff}$ [GPa]	11,379	$E_{c,eff} = E_{cm}/(1 + \varphi)$
Pracovní součinitel α_e	18,455	$\alpha_e = E_{cm}/E_{c,eff}$
E_{cm} [GPa]	33	

10.3.2. Výpočet ideálního charakteristického průřezu bez trhlin



$F_{cc} = F_s + F_{ct}$		
$F_{cc} = \frac{1}{2} b \cdot x_i \cdot \sigma_{cc}$	$F_s = A_s \cdot \sigma_s$	$F_{ct} = \frac{1}{2} b \cdot (h - x_i) \cdot \sigma_{ct}$
$\sigma_{cc} = \sigma_{ct} \frac{x_i}{h - x_i}$	$\sigma_s = \alpha_e \cdot \sigma_{ct} \frac{d - x_i}{h - x_i}$	$\sigma_{ct} = \sigma_{ct}$

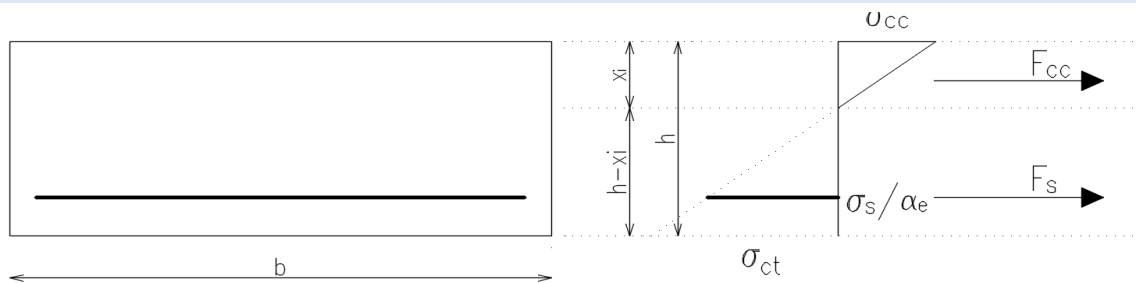
poloha těžiště průřezu bez trhlin [m]	0,2137	x_i odvozeno ze vzorců
a [m ⁴]	0,0137	$a = x_i - \frac{h}{2}$
moment setrvačnosti k vlastní těžišťové ose [m ⁴]	0,0061	$I_i = \frac{1}{12}bh^3 + bha^2 + \alpha_e A_s (d - x_i)^2$
kritický ohybový moment na mezi vzniku trhliny [kNm/m]	94,301	$M_{cr} = f_{ctm} \frac{I_i}{(h - x_i)}$

Posouzení: **176,10** > 94,3

DOCHÁZÍ KE VZNIKU TRHLINY

Výpočet ohybové poddajnosti [N ⁻¹ m ⁻²]	5E-09	$c_i = 1/(E_{cm} \cdot I_i)$
--	--------------	------------------------------

10.3.3. Výpočet ideálního charakteristického průřezu s trhlinou



$F_{cc} = F_s$	
$F_{cc} = \frac{1}{2}b \cdot x_i \cdot \sigma_{cc}$	$F_s = A_s \cdot \sigma_s$
$\sigma_{cc} = \sigma_{ct} \frac{x_i}{h - x_i}$	$\sigma_s = \alpha_e \cdot \sigma_{ct} \frac{d - x_i}{h - x_i}$

poloha těžiště průřezu s trhlínami [m]	0,1351	x_{ir} odvozeno ze vzorců
moment setrvačnosti k vlastní těžišťové ose [m ⁴]	0,0026	$I_{ir} = \frac{1}{3}bx_{ir}^3 + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2$
Výpočet ohybové poddajnosti [N ⁻¹ m ⁻²]	1E-08	$c_{ii} = 1/(E_{cm} \cdot I_{ir})$

10.3.4. Průhyb ve středu nosníku

součinitel β	0,5	jednorázové, krátkodobé zatížení - 1 opakované, dlouhodobé zatížení - 0,5
rozdělovací součinitel	0,8566	$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek,max}} \right)^2$
křivost	0,0019	$\frac{1}{r_m} = M_{Ek,max} \cdot [(1 - \zeta)c_i + \zeta \cdot c_{ii}]$
Součinitel β'	-0,7076	$\beta' = (M_A + M_B)/M_F$
Součinitel k	0,1115	$k = \frac{5}{48}(1 - 0,1\beta)$

průhyb [m]	0,0031	$\delta = k \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_m}$
limitní průhyb [m]	0,0077	$\delta_{lim} = \frac{1}{500} l$

Posouzení: 0,003 < 0,008 m

PRŮHYB VYHOVUJE

10.3.5. Omezení napětí

Maximální moment ve středu nosníku charakteristická kombinace [kNm/m]	176,10	
Maximální moment ve středu nosníku kvazistálá kombinace [kNm/m]	-95,50	
tlakové napětí při charakteristické kombinaci [kPa]	9082,5	$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ek,char}}{I_{ir}} x_{ir}$
tlakové napětí při kvazistálé kombinaci [kPa]	-4925,5	$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ek,kvazi}}{I_{ir}} x_{ir}$
Přípustné tlakové napětí v betonu před vznikem podélné trhliny [kPa]	18000	$0,6 \cdot f_{ck}$
Přípustné napětí v betonu pro uvažování lineárního dotvarování [kPa]	13500	$0,45 \cdot f_{ck}$

Posouzení: 9,08 < 18,00 Mpa

NEVZNIKNOU PODÉLNÉ TRHLINY

Posouzení: -4,93 < 13,50 Mpa

LZE PŘEDPOKLÁDAT LINEÁRNÍ DOTVAROVÁNÍ

tahové napětí při charakteristické kombinaci [kPa]	244178	$\sigma_s = \frac{M_{Ek,char}}{z_{ir} \cdot A_s}$
rameno vnitřních sil u průřezu s trhlínami [m]	0,287	$z_{ir} = d - \frac{x_{ir}}{3}$
Přípustné tahové napětí ve výztuži před vznikem nepřijatelných trhlin a deformací [kPa]	400000	$0,8 \cdot f_{yk}$

Posouzení: 244,2 < 400,0 Mpa

NEVZNIKNOU NEPŘIJATELNÉ TRHLINY A DEFORMACE

10.3.6. Omezení šířky trhlin

Součinitele					$f_{ct,eff}$ [Mpa]
k_1	k_2	k_3	k_4	k_t	
0,8	0,5	3,4	0,425	0,6	2,9

k_1 - součinitel zohledňující vlastnosti výztuže

0,8 pro pruty s velkou soudržností

1,6 pro pruty s hladkým povrchem

k_2 - součinitel zohledňující vlastnosti poměrného přetvoření

0,5 pro ohyb

1,0 pro prostý tah

k_t - součinitel závisící na době trvání zatížení

0,6 pro krátkodobé zatížení

0,4 pro dlouhodobé zatížení

Výška účinné plochy taženého betonu obklopujícího betonářskou výztuž [m]	0,09	$h_{c,ef} = \min(2,5(h - d); \frac{h - x_{ir}}{3}; h/2$
Účinná plocha taženého betonu obklopujícího betonářskou výztuž [m ²]	0,09	$A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b$
Upravený poměr pevnosti v soudržnosti [-]	0,84	$\xi_1 = \sqrt{\xi}$
efektivní stupeň vyztužení [-]	0,028	$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1 A'_p) / A_{c,eff}$
Maximální vzdálenost trhlin [m]	0,317	$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ [-]	0,0008	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
	0,0007	
šířka trhliny [mm]	0,259	$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$

Posouzení: 0,259 < **0,300** mm

ŠÍŘKA TRHLINY VYHOVUJE

11. Posouzení základové spáry

11.1. Napětí a tabulková únosnost

MAX	MSU 1	MSU 2	MSU 3	MSU 4	Bez dopravy
kN/m ²	305,37	329,94	306,13	310,73	190,62

Tabulková únosnost jednotlivých zemin:

	Y1	Y3	M3	M-j	M-u
kN/m ²	800	450	650	600	400

Napětí v ZS bylo stanoveno dle NP 2. Svislá únosnost základové spáry musí být minimálně 460 Mpa. Před započítáním výstavby je nutno únosnost základové spáry ověřit. Tabulková únosnost je stanovena pro hloubku základu 1 m.

11.2. Výpočet únosnosti základové spáry

Rozměry základu [m]		Parametry zeminy			Výstřednost
B	L	$\gamma_{d,k}$ [kN/m ³]	$\phi_{ef,k}$ [°]	$c_{ef,k}$ [kN/m ²]	e [m]
1,00	4,20	14,50	25,00	8,00	0,00

Výpočet svislé únosnosti dle ČSN EN 1997-1

$$\frac{R_d}{A} = c_{ef} N_c b_c s_c i_c + q \cdot N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma_{d,d} B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Součinitele únosnosti

N_c	20,721	$(N_q - 1) \cdot \cot \varphi_{ef,d}$
N_q	10,662	$e^{\pi \tan \varphi_{ef,d}} \tan^2(45 + \varphi_{ef,d}/2)$
N_γ	9,0111	$2(N_q - 1) \cdot \tan \varphi_{ef,d}$

Součinitele sklonu základové spáry

b_c	1	$b_q - (1 - b_q)/(N_c \cdot \tan \varphi_{ef,d})$
b_q	1	$(1 - \alpha \cdot \tan \varphi_{ef,d})^2$
b_γ	1	b_q

Součinitele tvaru základu

s_c	1,111	$(s_q N_q - 1)/(N_q - 1)$
s_q	1,1006	$1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \sin \varphi_{ef,d}$
s_γ	0,9286	$1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'}\right)$

Součinitele šikmosti zatížení

i_c	1	$i_q - (1 - i_q)/(N_c \cdot \tan \varphi_{ef,d})$
i_q	1	$[1 - H/(V + A' c_{ef,d} \cdot \cot \varphi_{ef,d})]^m$
i_γ	1	$[1 - H/(V + A' c_{ef,d} \cdot \cot \varphi_{ef,d})]^{m+1}$
m_L	1,1923	$(2 + \frac{L'}{B'})/(1 + \frac{L'}{B'})$

Svislá únosnost základové půdy	755,3067147	kPa
--------------------------------	--------------------	------------

Posouzení	1 = 0
	329,94 < 539,5047962

1,00 x 4,20

VYHOVUJE

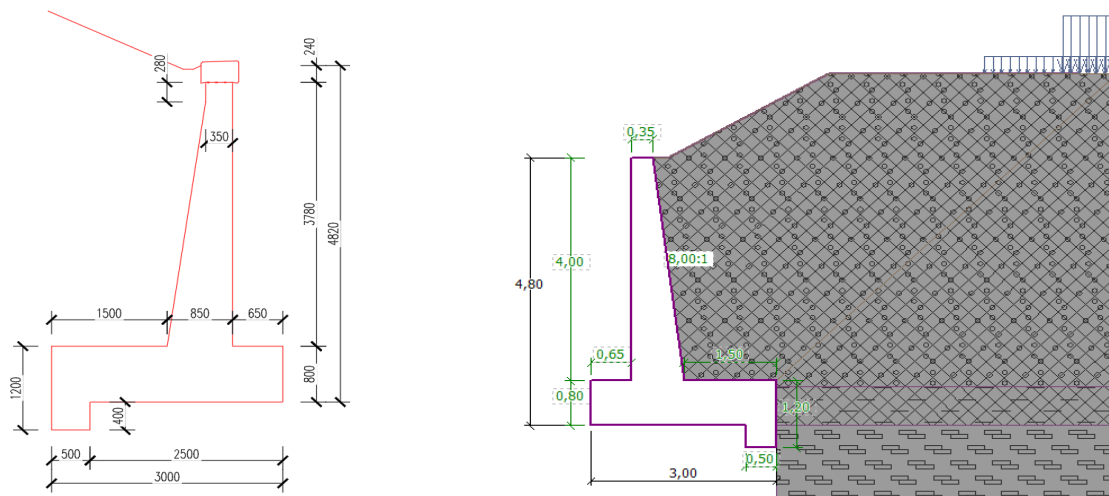
11.3. Stanovení zatížitelnosti základové spáry

Návrhová únosnost průřezu v ohybu	Ohybový moment od svislého zatížení dopravou	Ohybový moment od ostatních zatížení	Zatížitelnost
$U_{lim} = R_d$ [kPa]	$U_{gr} = \sigma_{Ed,dopr}$ [kNm]	$U_{rsg} = \sigma_{ed,ost}$ [kNm]	Z_{SW02} [-]
539,50	139,32	190,62	2,50

Tab.: zatížitelnost při minimální dovolené únosnosti základové spáry

12.Posouzení křídla

12.1. Geometrie



12.2. Vstupy do výpočtu

Zásyp za konstrukci

Přířazená zemina : Y1

Sklon = 45,00 °

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,10	0,00 .. 4,10	Y1	
2	0,70	4,10 .. 4,80	Y3	
3	1,30	4,80 .. 6,10	M-u	
4	-	6,10 .. ∞	M-j	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	0,23	0,00
3	2,83	-1,51
4	3,83	-1,51

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano		stálé	17,50		5,37	9,40	na terénu
2	Ano		proměnné	60,00		6,64	2,60	na terénu
Číslo	Název							
1	Ostatní stálé							
2	LM71							

Odpor na lici konstrukce

Odpor na lici konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

12.3. Posouzení na překlpení a posunutí

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,39	115,00	1,29	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,45	74,29	1,83	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	112,54	-1,59	110,78	2,47	1,350	1,350	1,350
Ostatní stálé	14,00	-1,07	10,87	2,61	1,350	1,350	1,350
LM71	24,96	-0,78	17,27	2,75	0,000	0,000	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 494,93$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 262,21$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

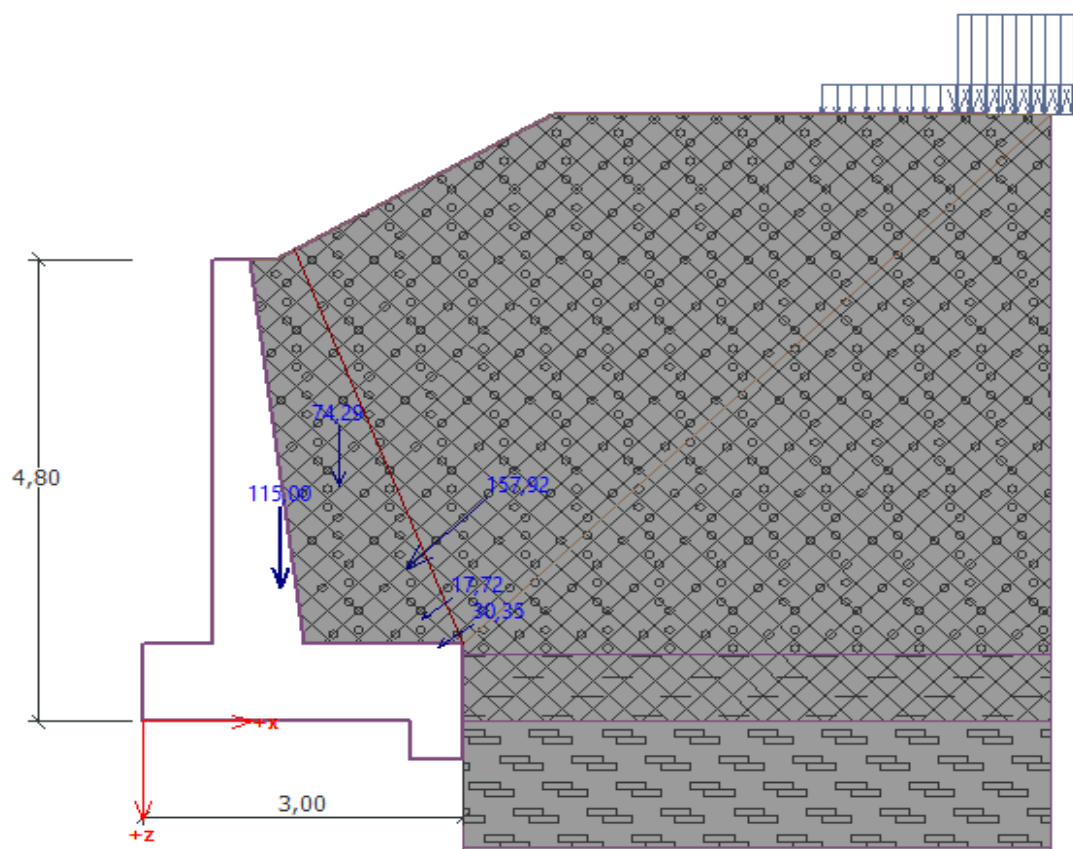
Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 174,91$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 122,61$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 192,30 kPa



12.4. Posouzení únosnosti základové spáry

Maximální napětí v základové spáře : 192,30 kPa

Únosnost základové pudy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	137,54	469,29	144,42	0,098	192,30
2	133,74	372,99	120,03	0,120	161,51

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	101,58	345,35	104,53
2	98,88	324,94	82,49

Posouzení únosnosti základové pudy

Tvar napětí v základové púdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,120$

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

Excentricita normálové síly **VYHOVUJE**

Posouzení únosnosti základové spáry

Únosnost základové pudy $R = 350,00 \text{ kPa}$

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

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 192,30 \text{ kPa}$

Návrhová únosnost základové pudy $R_d = 250,00 \text{ kPa}$

Únosnost základové pudy **VYHOVUJE**

12.5. Dimenzování

Posouzení dříku - přední výztuž

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-1,72	55,18	0,32	1,350	1,350	1,000
Tlak v klidu	103,26	-1,33	27,46	0,68	1,350	1,350	1,350
Ostatní stálé	23,36	-1,83	6,21	0,62	1,350	1,350	1,350
LM71	28,07	-1,85	7,46	0,62	1,500	1,500	1,500

Posouzení dříku - přední výztuž - V_{Ed}

Posouzení zdi v pracovní spáře 4,00 m od koruny zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 20,0 mm, krytí 30,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,85 m

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 232,17 \text{ kN} > 213,04 \text{ kN} = V_{Ed}$

Průřez **VYHOVUJE**.

Posouzení dříku - přední výztuž - M_{Ed}

Posouzení zdi v pracovní spáře 0,08 m od koruny zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 20,0 mm, krytí 30,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,36 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,49 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,06 \text{ m} < 0,20 \text{ m} = x_{max}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 200,66 \text{ kNm} > 0,00 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez **VYHOVUJE**.

Posouzení dříku - zadní výztuž

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-1,72	55,18	0,32	1,350	1,350	1,000
Tlak v klidu	103,26	-1,33	27,46	0,68	1,350	1,350	1,350
Ostatní stálé	23,36	-1,83	6,21	0,62	1,350	1,350	1,350
LM71	28,07	-1,85	7,46	0,62	1,500	1,500	1,500

Posouzení dříku - zadní výztuž

Posouzení zdi v pracovní spáře 4,00 m od koruny zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 20,0 mm, krytí 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,85 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,20 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrální osy $x = 0,05 \text{ m} < 0,49 \text{ m} = x_{max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 227,85 \text{ kN} > 213,04 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 522,75 \text{ kNm} > 315,50 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení výstupku

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-1,39	115,00	1,29	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,45	74,29	1,83	1,350
Aktivní tlak	112,54	-1,59	110,78	2,47	1,350
Ostatní stálé	14,00	-1,07	10,87	2,61	1,350
LM71	24,96	-0,78	17,27	2,75	1,500

Posouzení výstupku

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 20,0 mm, krytí 30,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,80 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,21 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrální osy $x = 0,06 \text{ m} < 0,47 \text{ m} = x_{max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 221,45 \text{ kN} > 136,41 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 501,55 \text{ kNm} > 74,46 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení paty

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-0,40	27,60	2,25	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,45	74,29	1,83	1,350
Aktivní tlak	112,54	-1,59	110,78	2,47	1,350
Ostatní stálé	14,00	-1,07	10,87	2,61	1,350
LM71	24,96	-0,78	17,27	2,75	1,500
Kontaktní napětí	0,00	0,00	-165,87	2,15	1,000

Posouzení paty

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 20,0 mm, krytí 30,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,80 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,21 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrální osy $x = 0,06 \text{ m} < 0,47 \text{ m} = x_{max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 221,45 \text{ kN} > 161,81 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 501,55 \text{ kNm} > 241,04 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

12.6. Posouzení stability

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-1,77 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-24,59 [°]
	z =	5,63 [m]		$\alpha_2 =$	68,95 [°]
Poloměr :	R =	11,47 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 709,31$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 786,11$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 8135,81$ kNm/m

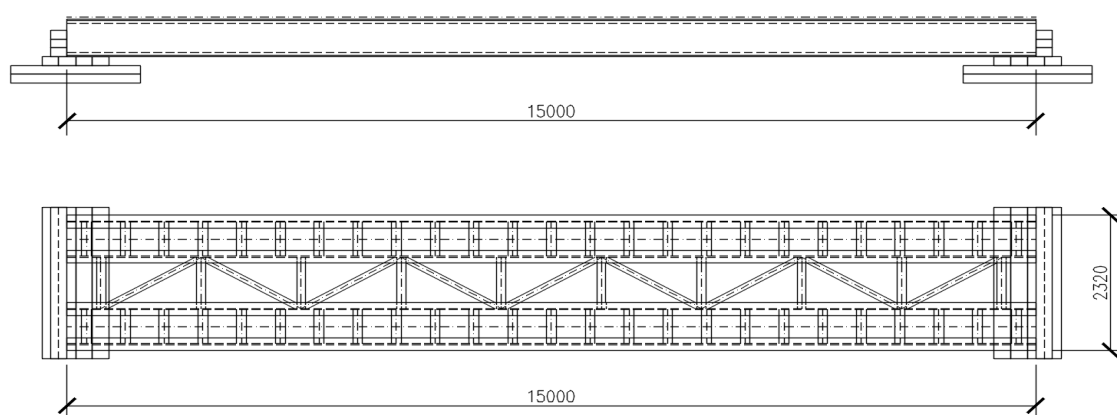
Moment vzdorující : $M_p = 8197,02$ kNm/m

Využití : 99,3 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

13. Mostní provizorium

13.1. Mostní provizorium



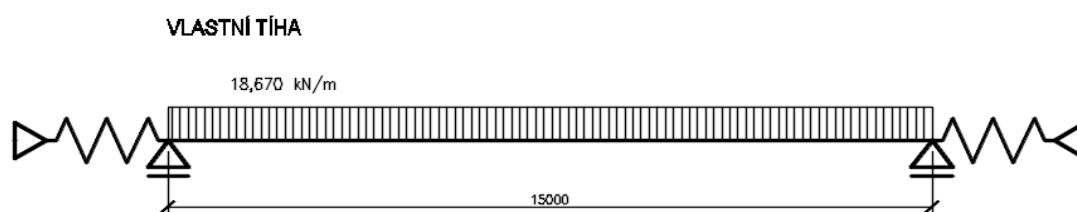
délka konstrukce	L = 15,00 m	hmotnost konstrukce	m = 20,68 kg
rozpětí konstrukce	l = 14,50 m	světlá výška konstrukce	$h_s = 0,48$ m
šířka konstrukce	b = 2,35 m	výška konstrukce	h = 0,64 m

Traťová třída	Hmotnost na nápravu [t]	Hmotnost na jednotku délky [t/m]	c [m]	d [m]
C4	20	8	3,4	10
D4	22,5	8	4,65	11,25

13.2. Zatížení mostního provizoria

13.2.1. Stálé zatížení

Jako stálé zatížení je uvažována vlastní tíha mostního provizoria zvýšená o 35% pro případ, že by bylo v průběhu výstavby zvoleno aktuálně dostupné mostní provizorium s vyšší hmotností. Maximální hmotnost mostního provizoria je 28 t, v případě vyšší hmotnosti použitého mostního provizoria je nutno přeposoudit pažici konstrukci v místě provizorního přemostění. Mostní provizorium musí přenést zatížení odpovídající traťové třídě zatížení D2.



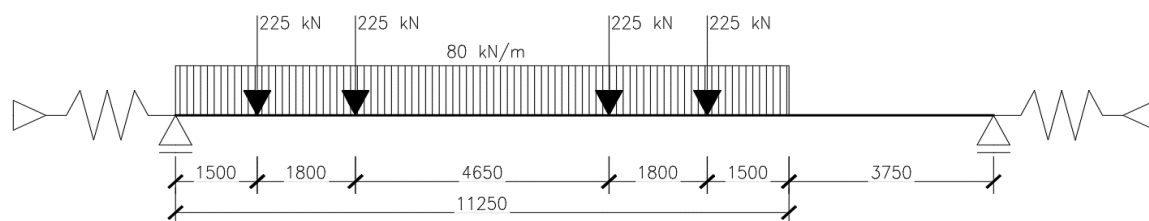
Výpočet maximální reakce od vlastní tíhy:

$$V_k = 140,00 \text{ kN}$$

13.2.2. Zatížení železniční dopravou

Poznámka: Zatížení od brždění není uvažováno. Max. dovolená rychlost při vjezdu na mostní provizorium je stanovena na 10 km/h. Dynamický součinitel není uvažován. **Na mostním provizoriu je zakázáno brždění!**

TRAŤOVÁ TŘÍDA ZATÍŽENÍ D4



Statické působení mostního provizoria:	Prostý nosník pružně uložený v podélném směru
Zatížení na nápravu (P):	225 kN
Hodnota spojitého zatížení:	80 kN/m
Délka spojitého zatížení:	11,25 m
Traťová třída zatížení:	C4/D4 (původní/navrhovaná)
Klasifikační součinitel:	1,11

Výpočet maximální reakce od zatížení železniční dopravou:

$$V_k = 1323,00 \text{ kN}$$

Maximální reakce od zatížení železniční dopravou vč. součinitele:

$$V_{LM} = 1468,53 \text{ kN}$$

13.3. Reakce, napětí od mostního provizoria, založení

13.3.1. Charakteristické a návrhové hodnoty reakcí - mostní provizorium

<u>Charakteristické hodnoty:</u>	od vlastní tíhy	$V_k =$	140,00	kN
	od zatížení železniční dopravou	$V_{LM} =$	1468,53	kN

Hodnota maximální posouvající síly v místě uložení pro kombinaci 6.10:

$$V_{\max} = 2318,37 \text{ kN}$$

13.3.2. Návrhová hodnota napětí pod úložnou plochou MP na pražcích

Roznášecí plocha od provizoria:	$A_{\text{prov}} =$	0,57	kN
Napětí pod provizoriem na dřevěné pražce:	$\sigma_{\text{prov}} =$	4053,09	kN

13.3.3. Návrhová hodnota napětí na styku pražců a betonového panelu

plocha uložení - 3 ks pražců:	$A_{\text{uloz}} =$	2,03	kN
Napětí pod provizoriem na dřevěné pražce:	$\sigma_{\text{uloz}} =$	1143,18	kN

13.3.4. Návrhová hodnota kontaktního napětí v základové spáře

šířka betonového základu:	$B_{\text{základ}} =$	2,00	m
délka betonového základu:	$L_{\text{základ}} =$	3,00	m
výška betonového základu:	$h_{\text{základ}} =$	0,30	m

Skutečná tíha základu [kN]	63,18	$G_d = B \cdot L \cdot d_1 \cdot \gamma_{\text{bet}} \cdot \gamma_{G, \text{destab}}$
Skutečná tíha zeminy nad základem [kN]	0	$G_z = B \cdot L \cdot (d - d_1) \cdot \gamma_{d, d} \cdot \gamma_{G, \text{destab}}$
Výstřednost ve směru osy x [m]	0	$e_x = \frac{M_d + H_d \cdot d_1}{V_d + G_d + G_z}$
Skutečná efektivní délka základu [m]	3	$L' = L - 2e_x$
Výpočet kontaktního napětí v základové spáře [m]	396,92	$\sigma_D = \frac{V_d + G_d + G_z}{B' \cdot L'}$

Únosnost základové spáry s zákla/geobuňky musí být min.: $1,4 \cdot 396,92 = 555,69 \text{ kN/m}^2$

Pro přenos do základové spáry se zeminou nutno zvětšit kontaktní plochu!

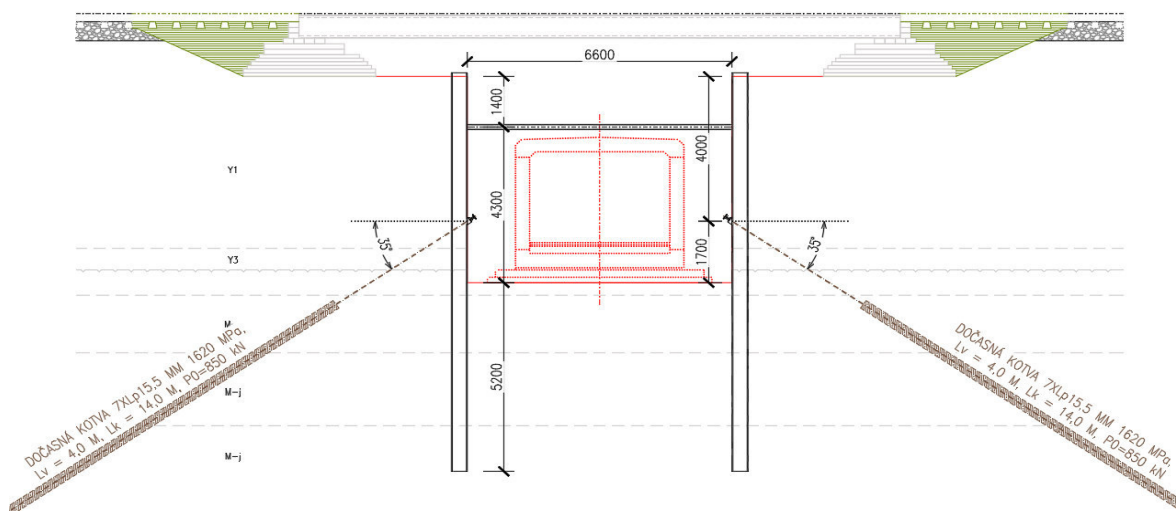
Doporučena kontaktní plocha min. 3,3 * 3,0 m pro napětí 244 kPa

Pro tyto rozměry kontaktní plochy je nutno aby únosnost základové spáry byla minimálně 350 kPa.

14. Návrh pažení stavební jámy

14.1. Geometrie

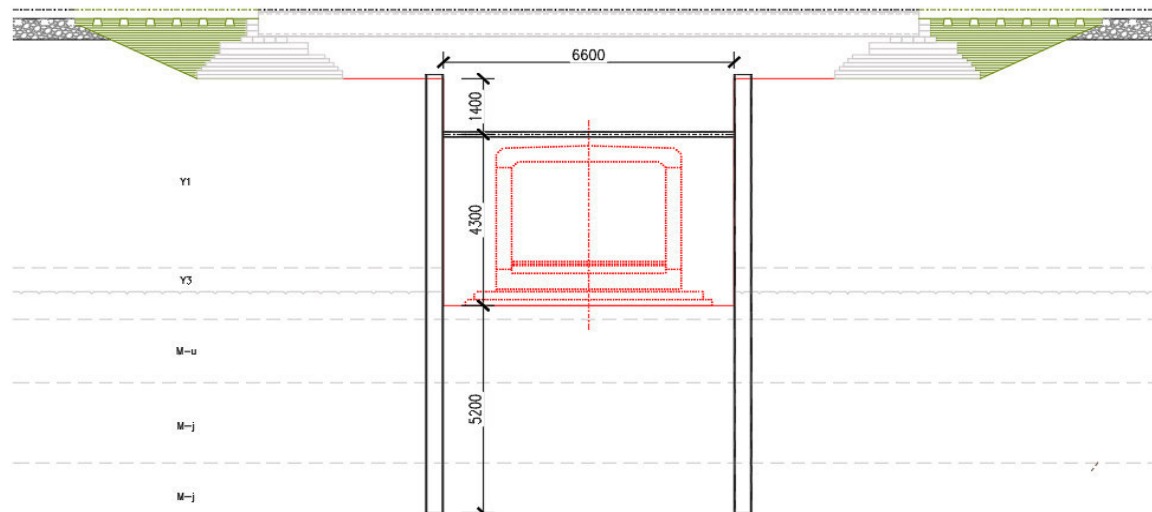
14.1.1. Zajištění stavební jámy pod mostním provizoriem



Délka konstrukce = 11,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 400 B; a = 1,50 m

14.1.2. Zajištění stavební jámy mimo mostní provizorium



Délka konstrukce = 11,00 m

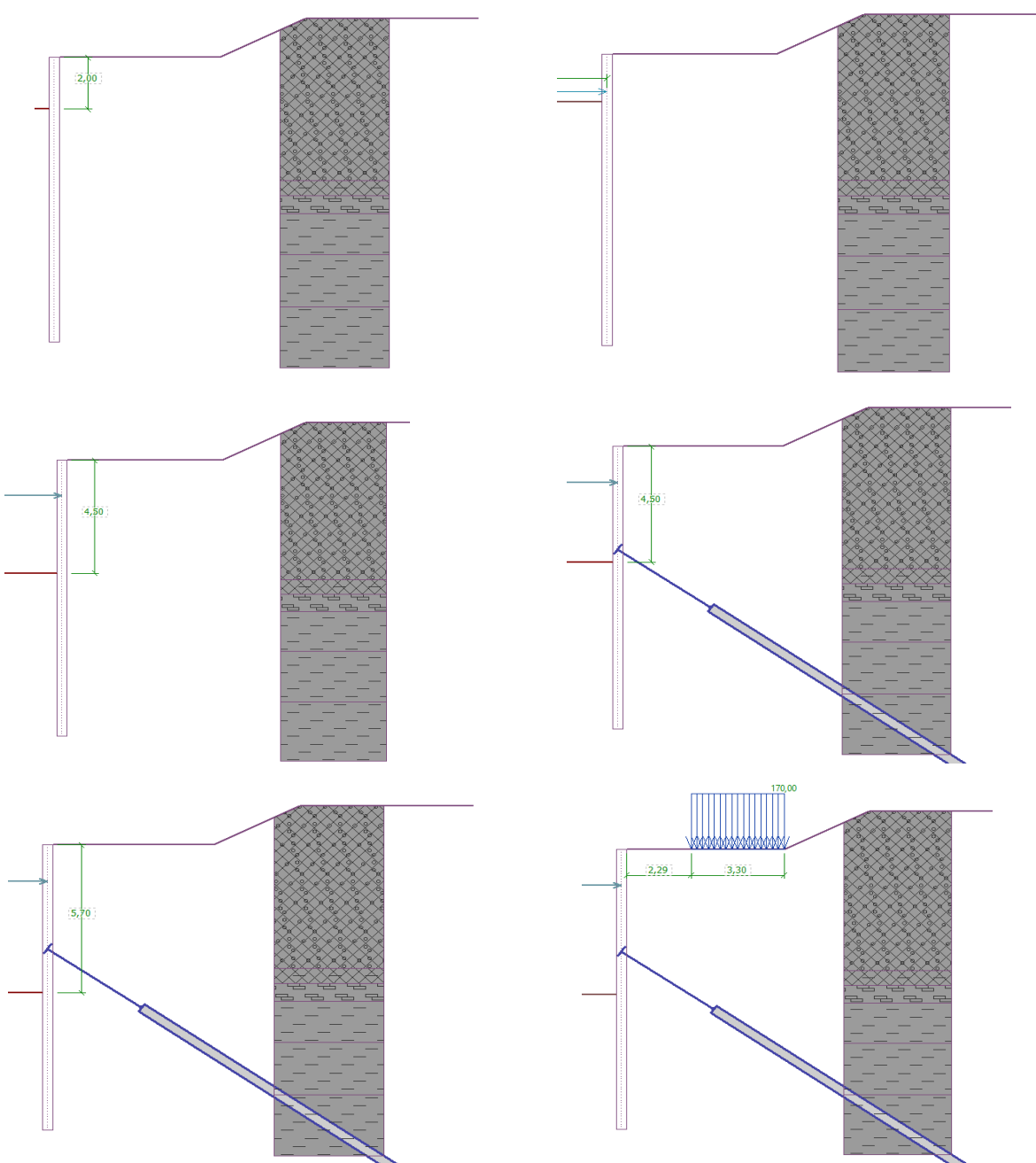
Název průřezu : I-průřez : HE 400 B; a = 2,00 m

14.2. Fáze budování

Vzorový postup (u ostatních řezů analogicky - změna hloubek, změna počtu kotev):

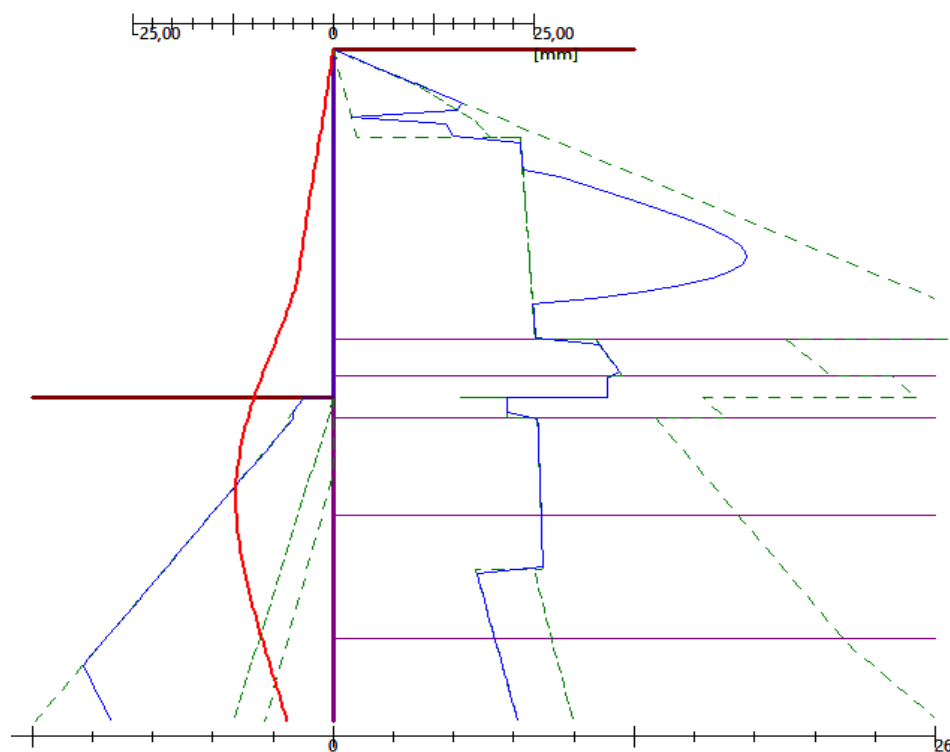
1. Aplikace zápor
2. hloubení stavební jámy na úroveň 1,8 m pod terénem
3. Aplikace prozpěry v hl. 1,4 m pod terénem
4. hloubení stavební jámy na úroveň 4,5 m pod terénem
5. Aplikace kotev v hl. 4,0 m pod terénem, předepnutí na 900 kN
6. hloubení stavební jámy na úroveň 5,7 m pod terénem
7. Aplikace přetížení zatíženým mostním provizoriem

Pro řez mimo mostní provizorium nejsou ve výpočtu body č. 5 a 7.

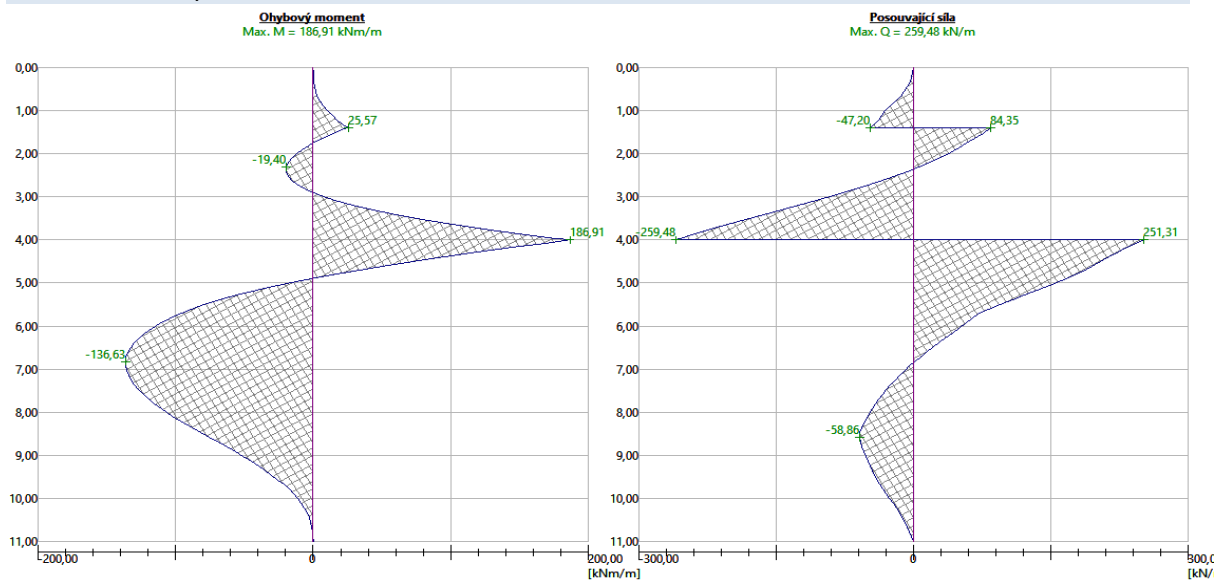


14.3. Posouzení pažení pod mostním provizoriem

14.3.1. Zemní tlaky a deformace



14.3.2. Vnitřní síly



Výpočet proběhl v pořádku.

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 259,48 kN/m
 Maximální moment = 186,91 kNm/m
 Maximální deformace = 12,1 mm

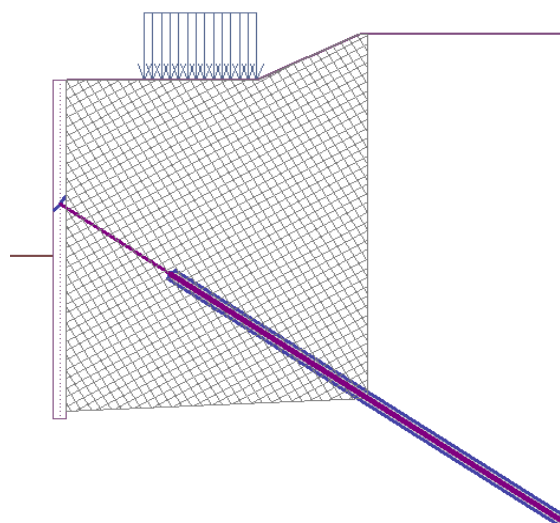
Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	4,00	-5,0	935,34

Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	1,40	328,88

14.3.3. Vnitřní stabilita



Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 740,02 \text{ kN/m}$ $\delta = 7,89^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 5,03 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAX} [kN]
1	429,80	23,87	1842,97	72,17	2,70		1388,39	1035,11	1552,67

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	935,34	1411,51	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 1411,51 \text{ kN} > 935,34 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability **VYHOVUJE**

14.3.4. Vnější stabilita

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 0,09 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil : $F_p = 0,12 \text{ kN/m}$

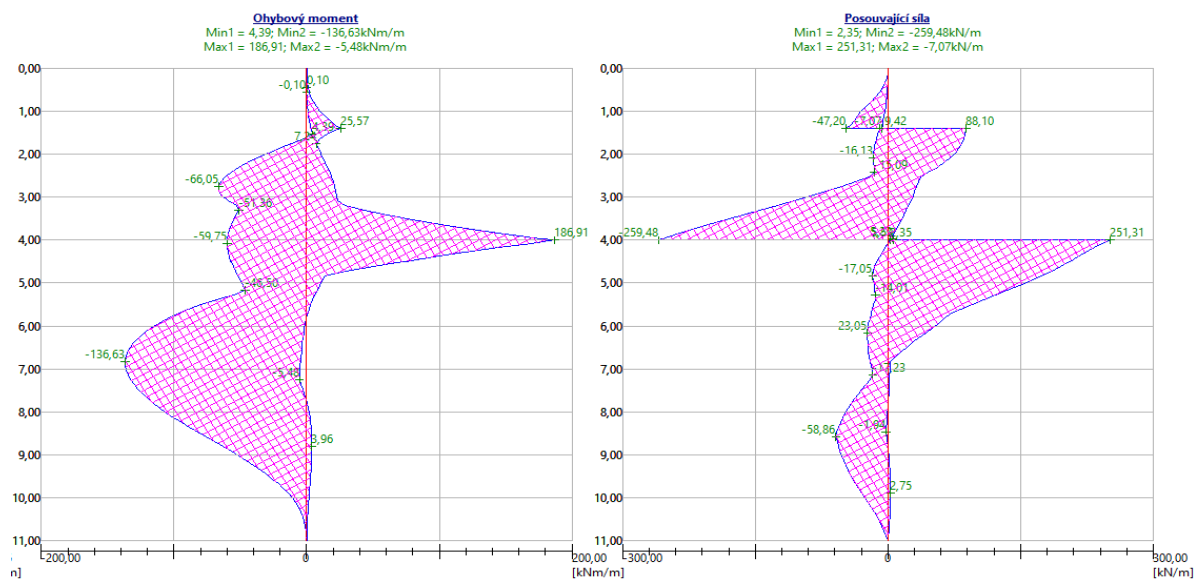
Moment sesouvající : $M_a = 0,08 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující : $M_p = 0,10 \text{ kNm/m}$

Využití : 87,8 %

Stabilita svahu **VYHOVUJE**

14.3.6. Dimenzování zápor





Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
 Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 280,36 \text{ kNm}$; $Q = 389,22 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 389,22 \text{ kN}$; $M = 280,36 \text{ kNm}$

Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$:

Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,414 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,595 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 85,55 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 67,66 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_{yI}/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_{yI}/\gamma_{M0}))^2 = 0,381 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$:

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,414 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,595 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

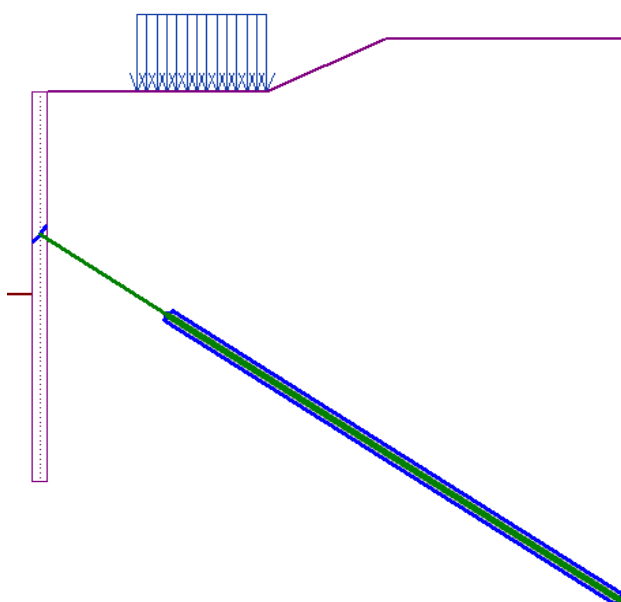
Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 85,55 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 67,66 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_{yI}/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_{yI}/\gamma_{M0}))^2 = 0,381 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

14.3.7. Únosnost kotev



Celkové posouzení únosnosti kotev

Maximálně využitá je kotva č. 1.

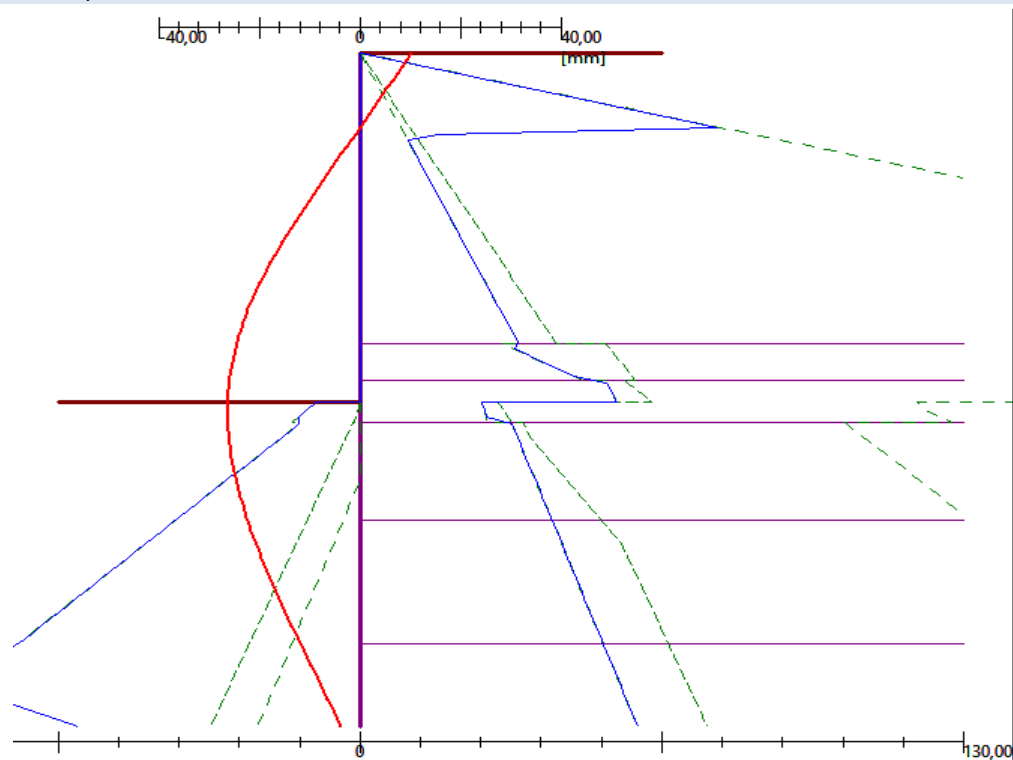
Využití je 95,59 %

Únosnost kotev VYHOVUJE

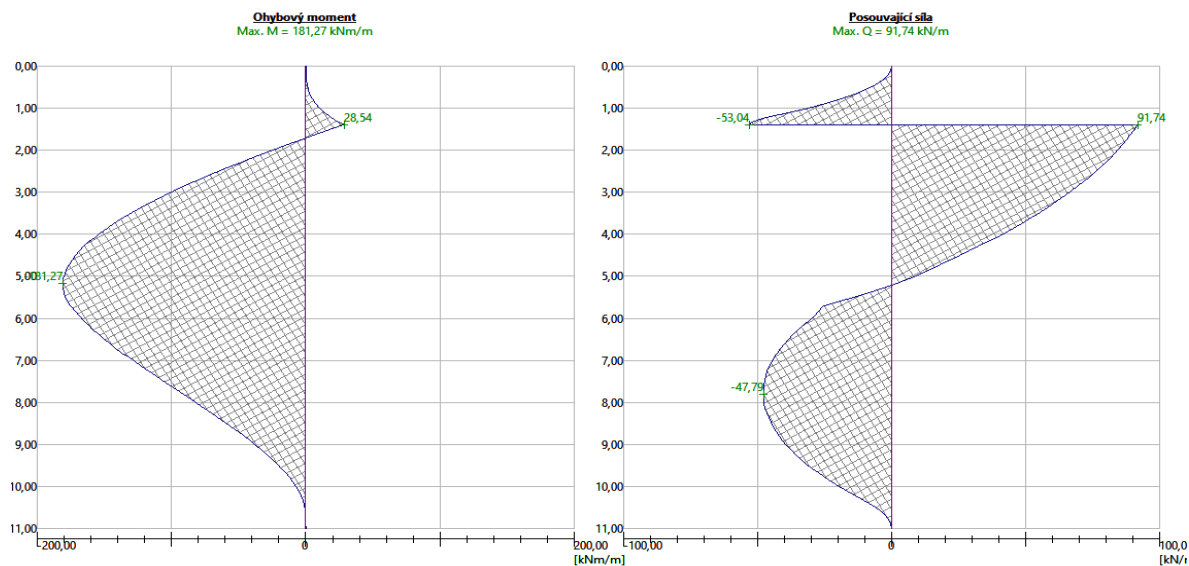
Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R_t [kN]	Únosnosti		Využití [%]	Posouzení
		Vytržení ze zeminy R_e [kN]	Vytržení ze zálivky R_c [kN]		
935,34	1446,67	978,54	1032,18	95,59	Vyhovuje

14.4. Posouzení pažení bez mostního provizoria

14.4.1. Zemní tlaky a deformace



14.4.2. Vnitřní síly



Výpočet proběhl v pořádku.

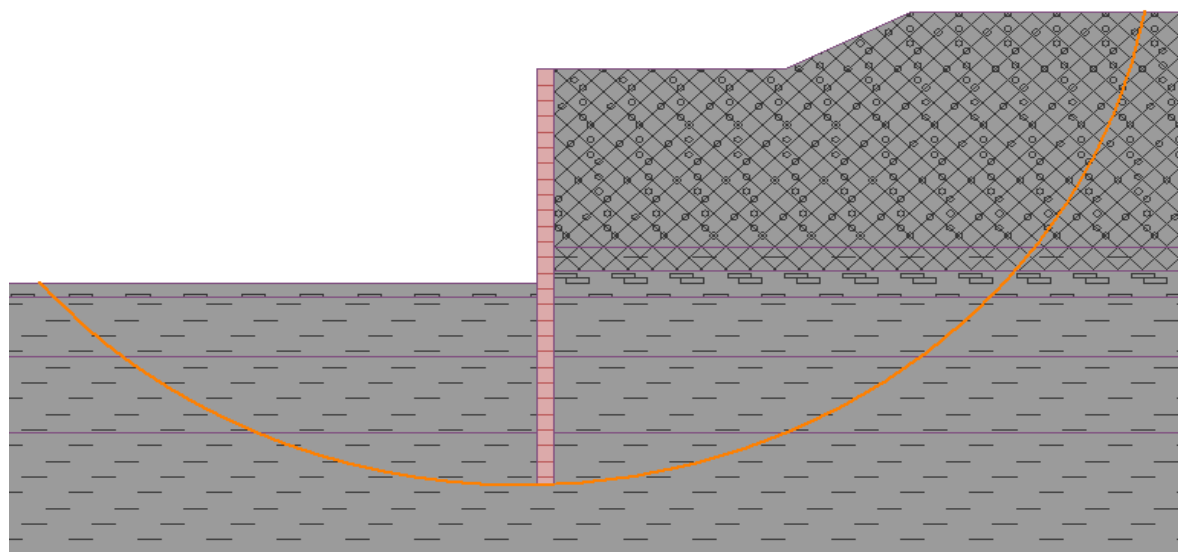
Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

Maximální posouvající síla = 91,74 kN/m
Maximální moment = 181,27 kNm/m
Maximální deformace = 26,3 mm

Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	1,40	289,57

14.3.3. Vnější stabilita



Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil: $F_a = 1044,61 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil: $F_p = 1830,16 \text{ kN/m}$

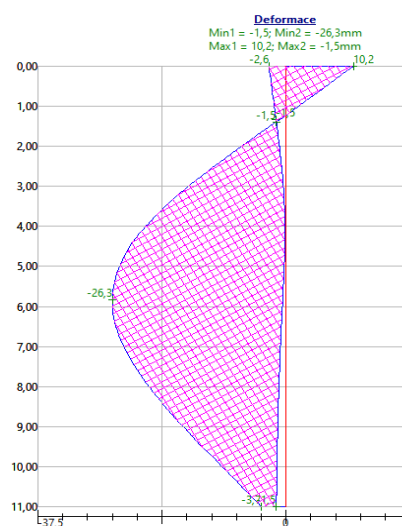
Moment sesouvající: $M_a = 15909,37 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující: $M_p = 25339,42 \text{ kNm/m}$

Využití: 62,8 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

14.3.6. Dimenzování zápor



Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{max} = 362,54 \text{ kNm}$; $Q = 3,86 \text{ kN}$

$Q_{max} = 183,49 \text{ kN}$; $M = 57,08 \text{ kNm}$

Posouzení max. momentu $M_{max} + Q$:

Posouzení ohybu:

$M_{max}/M_{c,Rd} = 0,535 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,006 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 110,62 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 0,67 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,222 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M$:

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,084 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,281 \leq 1$ **Vyhovuje**

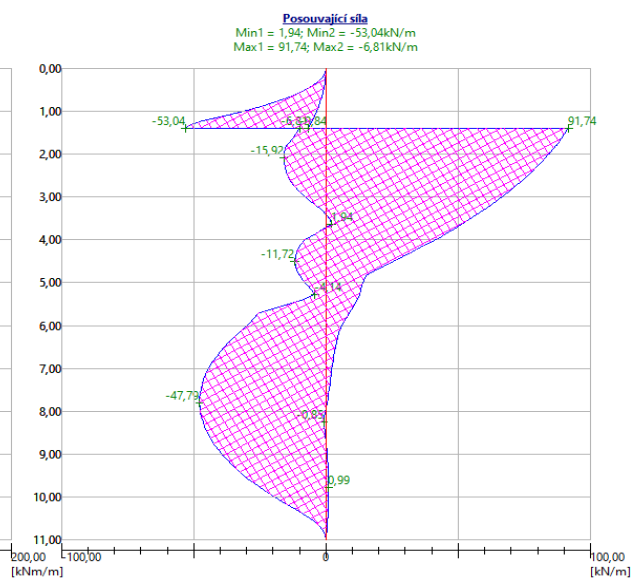
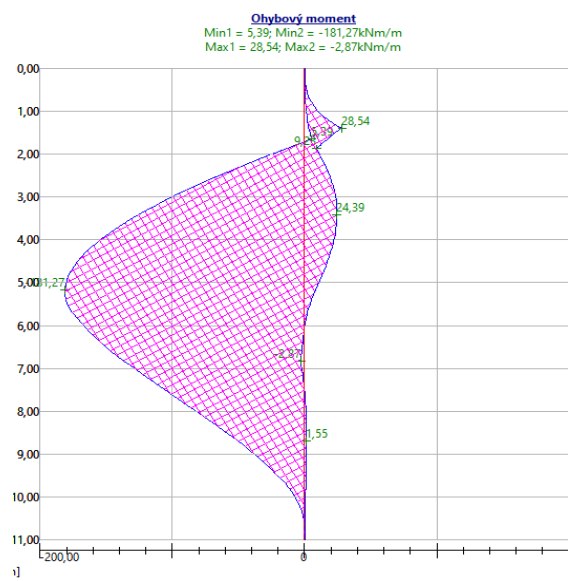
Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 17,42 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 31,90 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,061 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE



Přehled zatížitelnosti částí mostu

A. Identifikace mostu

Traťový úsek	Definiční úsek	Staničení
0602 žst. Most - žst. Chomutov, západní zhlaví	06 Kyjice – ústřední stavědlo - Dolní Rybník	km 60,035

B. Identifikace části mostu

Část mostu	Pořadové číslo	Pod kolejí č.
Nosná konstrukce	-	1, 2

C. Doplňující informace části mostu

Kategorie zatížitelnosti:	1	Výpočtový model:	2D
Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení)			
	Na začátku	Uprostřed	na konci
Poloměr oblouku	-	2393, 369 mm	-
Převýšení koleje	-	33 mm	-
excentricita osy koleje	-	-	-

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

Datum zjištění technického stavu mostu:

SŽDC s. o.

Zpracovatelem přepočtu

P.č.	Prvek	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	Φ_i	L_Φ	$V_{Q,LM71}$	$V_{Q,LM71,E}$	str. přepočtu	Z_{LM71}/Z_{SW02}	$Z_{LM71,E}$	Pozn.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Stropní deska	Bod 1	Ohyb	-	M	3,50	1,66	4,44	1,45	-	-	2,13	-	
2	Stropní deska	Bod 2	Ohyb	-	M	3,50	1,66	4,44	1,45	-	-	3,74	-	
3	Stropní deska	Bod 2	Smyk	-	V	3,50	1,66	4,44	1,45	-	-	2,13	-	
4	Stěny	Bod 3	Ohyb	-	M	2,80	1,66	4,44	1,45	-	-	3,50	-	
5	Stěny	Bod 4	Ohyb	-	M	2,80	1,66	4,44	1,45	-	-	1,56	-	
6	Stěny	Bod 4	Smyk	-	V	2,80	1,66	4,44	1,45	-	-	1,17	-	
7	Spodní deska	Bod 4	Ohyb	-	M	3,50	1,66	4,44	1,45	-	-	2,16	-	
8	Spodní deska	Bod 5	Ohyb	-	M	3,50	1,66	4,44	1,45	-	-	1,86	-	
8	Spodní deska	Bod 5	Smyk	-	V	3,50	1,66	4,44	1,45	-	-	2,01	-	
8	Základ. spára	-	Norm. Napětí	-	σ	3,15	1,66	4,44	1,45	-	-	2,50	-	