



EVROPSKÁ UNIE
Evropské strukturální a investiční fondy
Operační program doprava

Ministerstvo dopravy
Státní fond dopravní
infrastruktury



SO 14-01

D.2.1.4.1

VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

Číslo změny:	Obsah změny:	Datum změny:
01	Zpracování připomínek	10/2023
02	-	-
03	-	-

Objednatel:



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“



Zpracovatel části:



SUDOP EU a.s.
Olšanská 1a, 130 80 Praha
Tel.: +420 267 094 305
E-mail: info@sudopeu.cz

Hlavní inženýr projektu:

ING. STANISLAV JAROŠ

Garant profese:

-

Středisko:

PROJEKTOVÉ STŘEDISKO ÚSTÍ NAD LABEM

Vedoucí střediska:

ING. MIROSLAV VÁŇA

Odpovědný projektant SO, IO, PS:

doc. Ing. ROMAN ŠAFÁŘ, Ph.D.

Vypracoval:

doc. Ing. ROMAN ŠAFÁŘ, Ph.D.

Kontroloval:

doc. Ing. ROMAN ŠAFÁŘ, Ph.D.

ODP. PROJEKTANT STAVBY	ODP. PROJEKTANT OBJEKTU	NAVRHL, VYPRACOVAL	KONTROLOVAL	Ing. Roman Šafář Karla Kryla 2659/10, 155 00 Praha 5 tel.: +420 602 577 387 E-mail: rsafar@seznam.cz IČO: 75512556, DIČ: CZ6703190758
Ing. IVAN GRISA	doc. Ing. ROMAN ŠAFÁŘ, Ph.D.	doc. Ing. ROMAN ŠAFÁŘ, Ph.D.	doc. Ing. ROMAN ŠAFÁŘ, Ph.D.	

Název akce:	Zakázkové číslo: 2023-03 19-010.640	
	Projektový stupeň: PDPS	
název PS/SO:	Datum: 08/2023	
	Číslo části: D.2.1.4.1	
Název přílohy:	Měřítko: -	Počet formátů: -
	Číslo přílohy: 39a	

Výpočty - mostní i provizorní konstrukce

Obsah:

1.	ÚVOD	1
1.1.	PRŮVODNÍ ZPRÁVA	1
1.2.	POUŽITÉ PODKLADY A LITERATURA	2
1.3.	POUŽITÉ PROGRAMY	5
2.	KONSTRUKCE	6
2.1.	ZÁKLADNÍ PARAMETRY KONSTRUKCE	6
2.2.	SCHÉMA KONSTRUKCE - PŮVODNÍ STAV	7
2.3.	SCHÉMA KONSTRUKCE - NOVÝ STAV	14
3.	MATERIÁLY	17
3.1.	BETON - PREFABRIKOVANÁ ČÁST PRŮŘEZU	17
3.2.	BETON - PŮVODNÍ MONOLITICKÁ ČÁST PRŮŘEZU	18
3.3.	BETON - SPODNÍ STAVBA	18
3.4.	BETON - NOVÉ PRVKY	19
3.5.	UHPFRC	20
3.6.	KONSTRUKČNÍ OCEL 1	21
3.7.	KONSTRUKČNÍ OCEL 2	22
3.8.	BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ - PŮVODNÍ KONSTRUKCE	22
3.9.	BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ - NOVÁ	23
3.10.	DŘEVO	23
3.11.	FRP POLYMERY (KOMPOZITY)	26
4.	ZATÍŽENÍ	27
4.1.	ZATÍŽENÍ STÁLÉ	27
4.2.	ZATÍŽENÍ PROMĚNNÉ	49
4.3.	STAVENIŠTNÍ ZATÍŽENÍ	83
4.4.	MIMOŘÁDNÉ ZATÍŽENÍ	83
4.5.	KOMBINACE ZATÍŽENÍ	88
5.	OVĚŘENÍ NOSNÍKŮ V NOVÉM STAVU	93
5.1.	NOSNÍKY PSKT-30	93
5.2.	ZATÍŽENÍ	94
5.3.	POSOUZENÍ	99
6.	VÝPOČETNÍ MODEL PRO NÁVRH PŘÍČNÍKŮ A LOŽISEK	104
6.1.	VÝPOČETNÍ MODEL	104
6.2.	ZATĚŽOVACÍ STAVY	104

7.	NÁVRH A POSOUZENÍ PŘÍČNÍKŮ	105
7.1.	NÁVRH PŘÍČNÍKŮ	105
7.2.	PŘÍČNÉ PŘEDPĚTÍ	105
7.3.	POSOUZENÍ PŘÍČNÍKŮ	106
8.	OVĚŘENÍ SPŘAŽENÍ - PŮVODNÍ ŽB DESKA S KORÝTKEM	134
8.1.	POSOUVAJÍCÍ SÍLY	134
8.2.	PODÉLNÁ SMYKOVÁ SÍLA	135
8.3.	POSOUZENÍ SPŘAŽENÍ MEZI PŮVODNÍ DESKOU A KORÝTKEM	136
9.	OVĚŘENÍ SPŘAŽENÍ - NOVÁ ŽB DESKA S PŮVODNÍ ŽB DESKOU	139
9.1.	POSOUVAJÍCÍ SÍLY	139
9.2.	PODÉLNÁ SMYKOVÁ SÍLA	140
9.3.	POSOUZENÍ SPŘAŽENÍ MEZI NOVOU DESKOU A PŮVODNÍ HORNÍ DESKOU	141
10.	NÁVRH SPŘAŽENÉ ŽB DESKY	144
10.1.	VNITŘNÍ SÍLY	144
10.2.	OHYB	146
10.3.	SMYK	157
11.	KOTVENÍ TRAKČNÍHO VEDENÍ	161
11.1.	SCHÉMA	161
11.2.	ZATÍŽENÍ	162
11.3.	POSOUZENÍ ŽB PRŮŘEZU	172
11.4.	NÁVRH OCELOVÉHO KOTVENÍ	182
12.	LOŽISKA	185
12.1.	SCHÉMA	185
12.2.	SÍLY V LOŽISKÁCH	185
13.	OPĚRY	190
13.1.	ÚVOD	190
13.2.	PŮVODNÍ STAV	190
13.3.	NOVÝ STAV	192

14.	NÁVRH NOVÝCH ŽB ČÁSTÍ OPĚR	194
14.1.	VÝPOČETNÍ MODEL	194
14.2.	ZATÍŽENÍ	194
14.3.	NÁVRH - KŘÍDLA VODOROVNĚ - V PLOŠE A VETKNUTÍ DO ZÁVĚRNÉ ZÍDKY	196
14.4.	NÁVRH - KŘÍDLA VODOROVNĚ - NA KONCI CHAUDYHO DESKY	206
14.5.	NÁVRH - KŘÍDLA SVISLE - V PLOŠE	217
14.6.	NÁVRH - KŘÍDLA SVISLE - NA KONCI CHAUDYHO DESKY	224
14.7.	"STŘECHA" NAD ZÁVĚRNOU ZÍDKOU	232
14.8.	ZÁVĚRNÁ ZÍDKA SVISLE	245
14.9.	ZÁVĚRNÁ ZÍDKA - VODOROVNĚ - VE VETKNUTÍ DO KŘÍDEL	254
14.10.	ZÁVĚRNÁ ZÍDKA - VODOROVNĚ - V PLOŠE	261
14.11.	NÁVRH - CHAUDYHO DESKA - VE SMĚRU PODÉLNÉ OSY MOSTU	266
14.12.	NÁVRH - CHAUDYHO DESKA - KOLMO NA PODÉLNOU OSU MOSTU, STŘED	277
14.13.	NÁVRH - CHAUDYHO DESKA - KOLMO NA PODÉLNOU OSU MOSTU, VETKNUTÍ DO KŘÍDEL	284
14.14.	ÚLOŽNÝ PRÁH - VE SMĚRU PODÉLNÉ OSY MOSTU	288
14.15.	ÚLOŽNÝ PRÁH - KOLMO NA PODÉLNOU OSU MOSTU	299
15.	ÚLOŽNÉ PRAHY	310
15.1.	PILÍŘE	310
15.2.	OPĚRY	317
16.	ZALOŽENÍ	320
16.1.	PŮVODNÍ STAV	320
16.2.	NOVÝ STAV	323
17.	PROVIZORNÍ KONZOLY	326
17.1.	SCHÉMA	326
17.2.	ZATÍŽENÍ	327
17.3.	REAKCE NA JEDEN LIS	329
17.4.	NÁVRH OCELOVÉ KONZOLY	333
18.	MONTÁŽ - OVĚŘENÍ PILÍŘŮ	338
18.1.	ÚVOD	338
18.2.	ZATÍŽENÍ A VNITŘNÍ SÍLY	338
18.3.	KOMBINACE ZATÍŽENÍ	341

19.	PLOŠINA PRO HYDRODEMOLIČNÍ STROJ	350
19.1.	DŘEVĚNÁ PODLAHA	350
19.2.	OCELOVÉ NOSNÍKY	353
19.3.	OCELOVÉ PRŮVLAKY	355
19.4.	OCELOVÉ VZPĚRY	355
19.5.	PŘIKOTVENÍ OCHOZU PŘEDPÍNACÍMI TYČEMI	357
20.	PLOŠNÝ ZÁKLAD SKRUŽE	360
20.1.	ÚVOD	360
20.2.	ZATÍŽENÍ A SÍLY NA ZÁKLAD	361
20.3.	NÁVRHOVÁ ÚNOSNOST PLOŠNÉHO ZÁKLADU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 1	362
20.4.	NÁVRHOVÁ ÚNOSNOST PLOŠNÉHO ZÁKLADU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 2	365
20.5.	NÁVRHOVÁ ÚNOSNOST PLOŠNÉHO ZÁKLADU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 2	368
20.6.	NÁVRHOVÁ ÚNOSNOST PLOŠNÉHO ZÁKLADU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 3	371
20.7.	PŘEHLED VÝSLEDKŮ	374
21.	PAŽENÍ - PRVNÍ FÁZE, VYŠŠÍ STĚNA	375
21.1.	ÚVOD	375
21.2.	NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 1	377
21.3.	NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 2	391
21.4.	NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 2	405
21.5.	NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 3	420
21.6.	PŘEHLED VÝSLEDKŮ	434
22.	PAŽENÍ - PRVNÍ FÁZE, NIŽŠÍ STĚNA	435
22.1.	ÚVOD	435
22.2.	NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 1	437
22.3.	NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 2	451
22.4.	NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 2	465
22.5.	NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 3	480
22.6.	PŘEHLED VÝSLEDKŮ	495
23.	PAŽENÍ - DRUHÁ FÁZE	496
23.1.	ÚVOD	496
23.2.	NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 1	496
23.3.	NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 2	518
23.4.	NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 2	540
23.5.	NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 3	562
23.6.	PŘEHLED VÝSLEDKŮ	584

24.	HŘEBÍKOVANÝ SVAH	586
24.1.	ÚVOD	586
24.2.	POSOUZENÍ HŘEBÍKOVANÉHO SVAHU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 1	586
24.3.	POSOUZENÍ HŘEBÍKOVANÉHO SVAHU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 2	597
24.4.	POSOUZENÍ HŘEBÍKOVANÉHO SVAHU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 2	608
24.5.	POSOUZENÍ HŘEBÍKOVANÉHO SVAHU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 3	619
24.6.	PŘEHLED VÝSLEDKŮ	630
25.	VÝŠKA VĚTROVÉ VLNY	632
25.1.	ÚVOD	632
25.2.	VÝPOČET VÝŠKY VLNY	632
26.	FRP ZÁBRADLÍ	635
26.1.	ÚVOD A MATERIÁLY	635
26.2.	ZATÍŽENÍ	635
26.3.	VNITŘNÍ SÍLY	637
26.4.	NÁVRH A POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ	640
26.5.	NÁVRH KOTVENÍ	642
27.	ÚČINNOST JEŘÁBU EDK-750	644
28.	ZATÍŽITELNOST A PŘECHODNOST - NOVÝ STAV	646
28.1.	ZATÍŽITELNOST NA ZÁKLADĚ MSÚ - OHYB	646
28.2.	ZATÍŽITELNOST NA ZÁKLADĚ MSP - OMEZENÍ TRHLIN	647
28.3.	PŘECHODNOST	647
29.	ZATÍŽITELNOST A PŘECHODNOST - PŘEHLED	648

1. ÚVOD

1.1. PRŮVODNÍ ZPRÁVA

Předmětem tohoto výpočtu je ověření mostní konstrukce i provizorních konstrukcí pro účely připravované rekonstrukce mostu. Základní součástí připravované rekonstrukce je propojení dvojic nosníků PSKT-30 pod jednou kolejí nově doplněnými příčnými a tím eliminace tahových reakcí v ložiskách, které při výpočtu podle současných předpisů ve stávajícím stavu vycházejí.

Most, který převádí dvoukolejnou železniční trať přes vodní nádrž Újezd u obce Jirkov, byl realizován jako dvě samostatné konstrukce, každá pro jednu kolej.

Nosnou konstrukci mostu tvoří v příčném řezu celkem čtyři prefabrikované, předem předpjaté komorové nosníky PSKT-30. Nosníky se skládají z předem předpjatého prefabrikovaného korytka a ze spřažené monolitické železobetonové desky. Krajiní přechodová pole jsou tvořena železobetonovými prefabrikovanými nosníky MZD-16-12.

Vždy dva a dva nosníky tvoří samostatnou nosnou konstrukci pro jednu kolej. Na vnějším i na vnitřním okraji každé konstrukce je prefabrikovaná železobetonová římsová konzola. Střední mezera mezi dvěma nosníky pod jednou kolejí je využita pro odvodnění nosné konstrukce do podvěšeného podélného odvodňovacího žlabu.

Nosníky nejsou ve stávajícím stavu v příčném směru vzájemně propojeny.

Prefabrikované i monolitické části nosníků jsou z betonu zn. 500 (C35/45). Každý nosník je předepnut pomocí 50 dvoulán 2x \varnothing Lp 15,5 mm.

Most má celkem 15 polí. Koncová pole se železobetonovou nosnou konstrukcí mají rozpětí 11,200 m. Předpjaté nosníky ve vnitřních 13 polích mají délku 29,900 m, rozpětí polí je 29,000 m.

Výška průřezu nosníků PSKT-30 je konstantní 2,500 m, šířka nosníků je 2,060 m. Horní povrch nosníků má příčný sklon cca 2 % k odvodňované mezeře mezi nosníky.

Tloušťka horní i dolní desky nosníků je konstantní, tloušťka stěn je u podpěr zvětšena.

Nosná konstrukce je uložena na hrncová ložiska.

Koleje na mostě jsou uloženy v kolejovém loži, pražce jsou betonové. Koleje jsou v přímé.

Na nosné konstrukci jsou prefabrikované konzoly KO-01 (lokálně i KO-02), kabelové žlaby a ocelové zábradlí.

Spodní stavba je monolitická železobetonová, založení je hlubinné na vrtaných velkopřůměrových pilotách.

Na projektové dokumentaci je uveden rok 1978, kdy byly železniční mosty navrhovány na účinky zatěžovacího vlaku A podle [25]. Prefabrikované nosníky byly vyrobeny v souladu

s typovým podkladem [43]. Podle údajů v tomto typovém podkladu byly nosníky navrženy na zatížení vlakem A i na mimořádné zatížení jeřábem GEPK-130 s břemenem.

Most byl realizován v roce 1983.

V současné době je na mostě uvažována traťová třída s přidruženou rychlostí C4/110. Kromě této třídy je ověřena i přechodnost pro traťovou třídu s přidruženou rychlostí D4/120 a D2/160.

Traťová rychlost v místě mostu je 120 km/h, rychlost přímo na mostě je 100 km/h.

Trať převáděná po mostě je zařazena do 1. třídy; pokud by se zde dnes navrhoval nový most, byl by navržen na zatížení 1,21.LM71 + SW/2.

Na mostě byl v nedávné době proveden diagnostický průzkum [47] a přepočít nosné konstrukce [48] a [49].

V současné době se připravuje rekonstrukce traťového úseku včetně této estakády. Důležitým podkladem pro návrh rekonstrukce byla původní projektová dokumentace [44].

1.2. POUŽITÉ PODKLADY A LITERATURA

- [1] SŽ S5/1 Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů, Správa železnic, s.o. 03/2021
- [2] ČSN EN 1990 ed. 2: 2021 (73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí,
- [3] ČSN EN 1991-1-1: 2004 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, vč. Opravy 1 – 02/2010, Změny Z1 – 02/2010 a Změny Z2 – 03/2010,
- [4] ČSN EN 1991-1-4 ed. 2: 2020, (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem,
- [5] ČSN EN 1991-1-5: 2005 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou, vč. Opravy 1 – 02/2010, Opravy 2 – 06/2011, Změny Z1 – 02/2010 a Změny Z2 – 03/2010,
- [6] ČSN EN 1991-2 ed. 2: 2018 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou, 03/2010,
- [7] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2: 2019 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- [8] ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady, vč. Opravy 1 – 10/2009, Změny Z1 – 03/2010, Změny Z2 – 01/2014 a Změny Z3 - 08/2023,
- [9] ČSN EN 1993-1-1 ed. 2: 2011 (73 1401) Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, vč. Změny A1 - 02/2016 a Opravy 1 - 06/2016,
- [10] ČSN EN 1993-1-8 ed. 2: 2013 (73 1401) Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků,
- [11] ČSN EN 1993-1-9 ed. 2: 2013 (73 1401) Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-9: Únava,

- [12] ČSN EN 1993-1-10 ed. 2: 2014 (73 1401) Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-10: Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou,
- [13] ČSN EN 1993-2: 2008 (73 6205) Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2 - Ocelové mosty, vč. Opravy 1 - 05/2010 a Změny Z1 - 03/2010,
- [14] ČSN EN 1994-1-1 ed. 2: 2011 (73 1470) Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- [15] ČSN EN 1994-2: 2007 (73 6210) Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty, vč. Opravy 1 - 02/2009,
- [16] ČSN EN 1997-1: 2006 (73 1000) Eurokód 7. Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla, včetně Opravy 1 - 09/2009 a Změny A1 - 06/2014,
- [17] ČSN EN 1998-1 ed. 2: 2013 (73 0036) Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 1: Obecná pravidla, seismická zatížení a pravidla pro pozemní stavby, vč. Změny Z1 - 01/2016,
- [18] ČSN EN 1998-2 ed. 2: 2013 (73 0036) Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 2: Mosty,
- [19] ČSN EN 15528: 2022 (73 6330) Železniční aplikace - Traťové třídy zatížení pro určení vztahu mezi dovoleným zatížením infrastruktury a maximálním zatížením vozidly,
- [20] ČSN 73 6202: 1953 Jednotný mostní řád. Zatížení a statický výpočet mostů,
- [21] Směrnice pro navrhování mostů, 1951,
- [22] ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu , včetně Změny – 07/1962, Změny b-1/1965, Změny c-1/1970 a Změny d-7/1970,
- [23] ČSN 73 1251: 1969 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, vč. Změny a) - 6/1982. Zrušena 10/1993,
- [24] ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, vč. Změny 1-01/1998 a Změny 2-01/2006. Zrušena 04/2010,
- [25] ČSN 73 6203: 1969 Zatížení mostů, včetně Změny a 4-5/1976. Zrušena 1.9.1987,
- [26] ČSN 73 6203: 1986 Zatížení mostů, vč. Změny a-8/1988, Změny b-11/1989 a Opravy N1-07/1997,
- [27] ČSN 73 1001: 1987 Základová půda pod plošnými základy, vč. Změny Z1 - 09/2009, *zrušena*
- [28] ČSN 73 1201: 1988 Navrhování betonových konstrukcí, vč. Změny a-1989 a Z2-1994, zrušena 04/2010,
- [29] ČSN 73 6222: 2013 Zatížitelnost mostů pozemních komunikací, vč. Změny Z1 - 07/2015,
- [30] ČSN 73 6214: 2014 Navrhování betonových mostních konstrukcí,
- [31] ČSN P ENV 1992-2: 1998 (73 6208) Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty,
- [32] ČSN 73 0037: 1990 Zemní tlak na stavební konstrukce, vč. Opravy 1 - 05/1998 a Změny Z1 - 07/2010,
- [33] ČSN EN 10025-3: 2020 (42 0904) Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí - Část 3: Technické dodací podmínky pro normalizačně žíhané/normalizačně válcované svařitelné jemnozrnné konstrukční oceli,
- [34] ČSN EN 10210-1: 2006 (42 1051) Duté profily tvářené za tepla z nelegovaných a jemnozrnných konstrukčních ocelí - Část 1: Technické dodací podmínky,
- [35] ČSN EN 10204: 2005 (42 0009) Kovové výrobky - Druhy dokumentů kontroly, včetně Opravy 1 - 09/2013,
- [36] ČSN EN 206+A2: 2021 (73 2403) Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda,

- [37] Standard NF P18-470 Concrete - Ultra-high performance fibre-reinforced concrete - Specifications, performance, production and conformity, Francie, 07/2016,
- [38] Standard NF P18-710 National addition to Eurocode 2 - Design of concrete structures: specifické pravidlo pro ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC), Francie, 04/2016,
- [39] Hořejší, J., Šafka, J. a kol.: Statické tabulky - Technický průvodce TP 51, SNTL 1987,
- [40] Masopust, J.: Vrtané piloty, Čeněk a Ježek, 1994,
- [41] Masopust, J.: Navrhování základových a pažicích konstrukcí - příručka k ČSN EN 1997, ČKAIT 2012,
- [42] Interakce koleje a mostů s velkými dilatačními délkami - závěrečná zpráva. FAST VÚT v Brně a FSv ČVUT v Praze, objednatel SŽDC, s.o., 12/2015,
- [43] Typový podklad Předpjatá spřažená betonová konstrukce trémová pro železniční mosty skladebné délky L = 30,0 m. Státní ústav dopravního projektování (SUDOP) 09/1980.
- [44] Třebušice - Chomutov, Definitivní přeložka trati, obj. č. 155 km 57,060 - 57,450, SUDOP, 03/1978, 08/1978 a 12/1978,
- [45] Most - Chomutov - Kyje - ústřední stavědlo - Dolní Rybník - Železniční most v km 57,255, SUDOP, 09/1983,
- [46] Podrobná prohlídka mostu v TU 0602, km 57,255 - Estakáda u rybníka Vrskmaň, SŽDC, 01/2016
- [47] Diagnostika mostu. Most v km 57,255 - trať v úseku Kyjice - Chomutov. Experimentální centrum FSv ČVUT v Praze, 06/2020,
- [48] Rekonstrukce trati Kyjice - Chomutov, DSP. Statický přepočít mostu v km 57,255 (estakáda Vrskmaň), předpjatá konstrukce. Šafář, R., Miklas, P. - FSv ČVUT v Praze, 11/2020,
- [49] Rekonstrukce trati Kyjice - Chomutov, DSP. Statický přepočít mostu v km 57,255 (estakáda Vrskmaň), železobetonová konstrukce. Šafář, R., Miklas, P. - FSv ČVUT v Praze, 11/2020,
- [50] Rekonstrukce trati v úseku Kyjice - Chomutov, DSP. SUDOP EU, a.s., Dipont s.r.o., 2020,
- [51] Technické kvalitativní podmínky staveb Českých drah, v platném znění,
- [52] firemní materiály Freyssinet CS, a.s.,
- [53] firemní materiály Sanax s.r.o.,
- [54] firemní materiály Sika CZ s.r.o.,
- [55] firemní materiály Metrostav TBG,
- [56] Zatížení větrem - dopis ČHMÚ č.j. Chom/541/384/2021 ze dne 13.5.2021,
- [57] TP ČBS 07 Ultra vysokohodnotný beton (UHPC), ČBS 2022,
- [58] ČSN EN 338: 2016 (73 1711) Konstrukční dřevo - Třídy pevnosti,

- [59] ČSN EN 1995-1-1: 2006 (73 1701) Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, vč. Změny A1/2009 a Změny A2/2015,
- [60] ČSN EN 1995-1-1: 2006 (73 6212) Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 2: Mosty.

1.3. POUŽITÉ PROGRAMY

- [A] EXCEL (Microsoft) - tabulkový kalkulátor,
- [B] Allplan 2023 (Nemetschek) - grafický editor,
- [C] Scia Engineer 21.

2. KONSTRUKCE

2.1. ZÁKLADNÍ PARAMETRY KONSTRUKCE

Základní parametry konstrukce (po navrhované opravě):

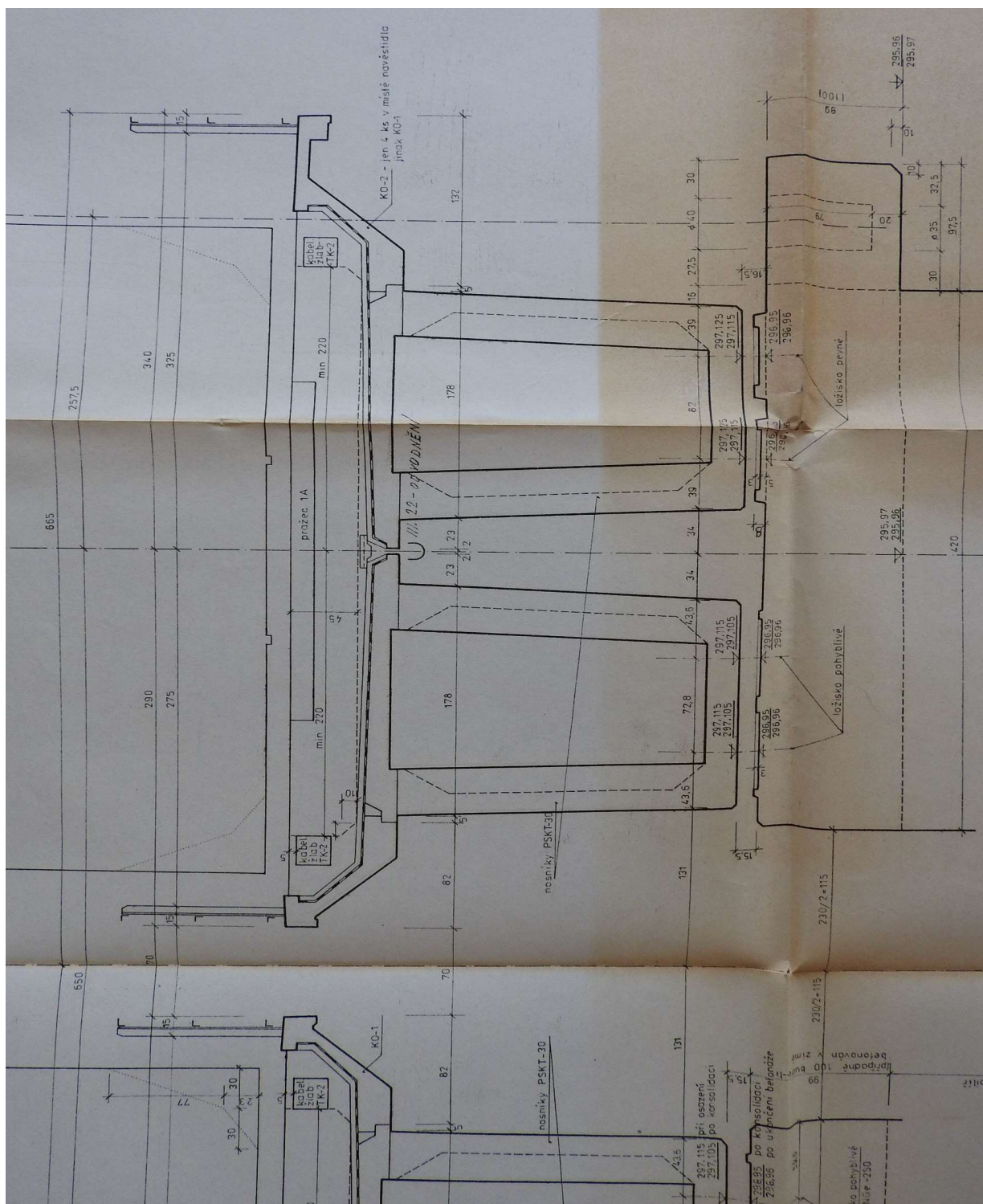
Rozpětí nosníku:	$L =$	29,000	m
Celková délka nosníku:	$L_{NK} =$	29,900	m
Poloměr směrového oblouku:		přímá	
Maximální převýšení:	$p =$	0	mm
Tloušťka svršku:	$h_s =$	0,650	m
Rychlost na mostě:	$V =$	100,0	km/h

**Charkteristiky spřaženého průřezu nosníku uprostřed rozpětí (podle [48] ,
pro účinky krátkodobých zatížení):**

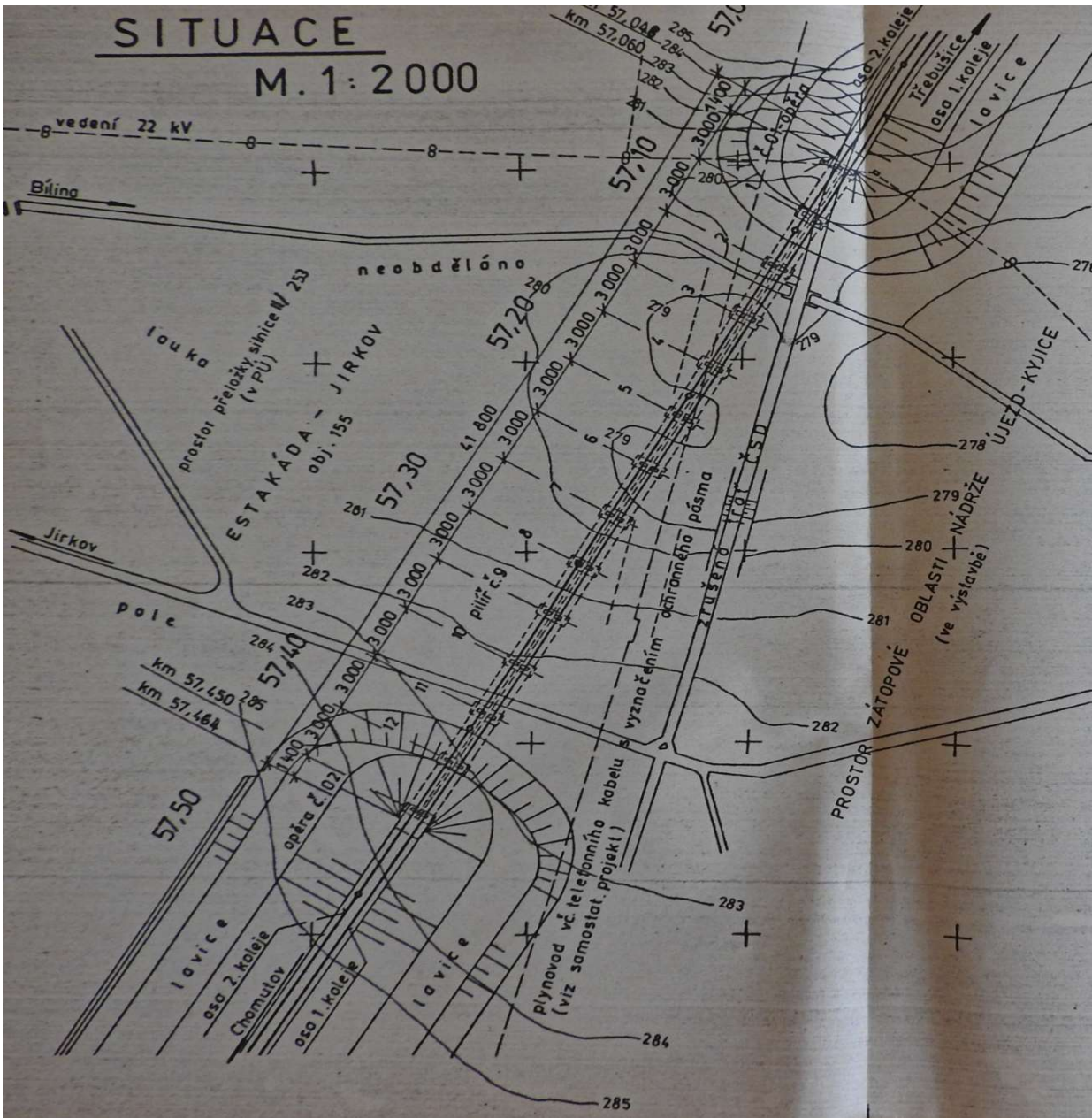
Celková výška spřaženého nosníku ...	$h =$	2,500	m
Výška těžiště nad dolními vlákny ...	$z_T =$	1,229	m
Moment setrvačnosti ...	$I =$	1,3421	m ⁴

2.2. SCHÉMA KONSTRUKCE - PŮVODNÍ STAV

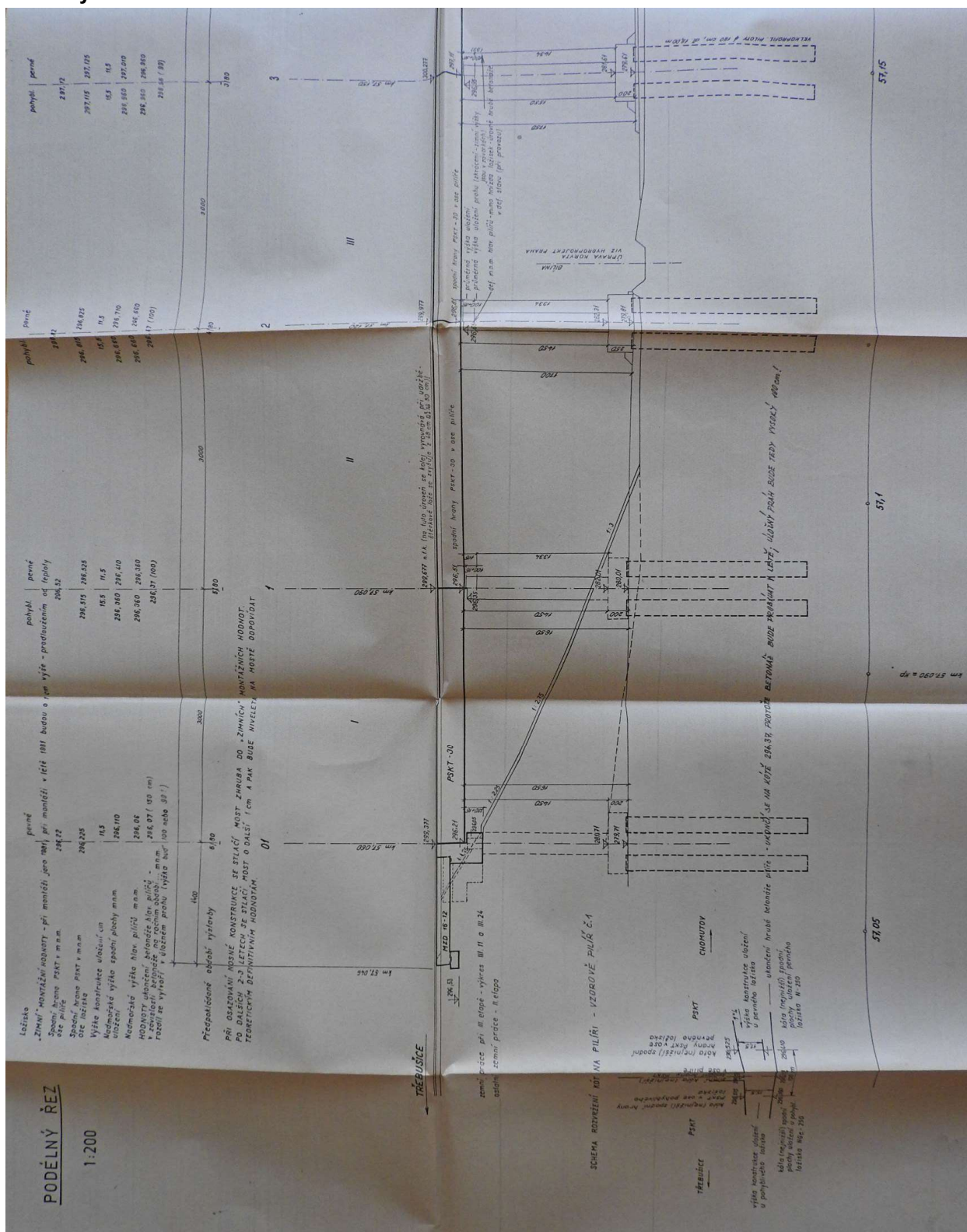
Příčný řez - před navrhovanou opravou:



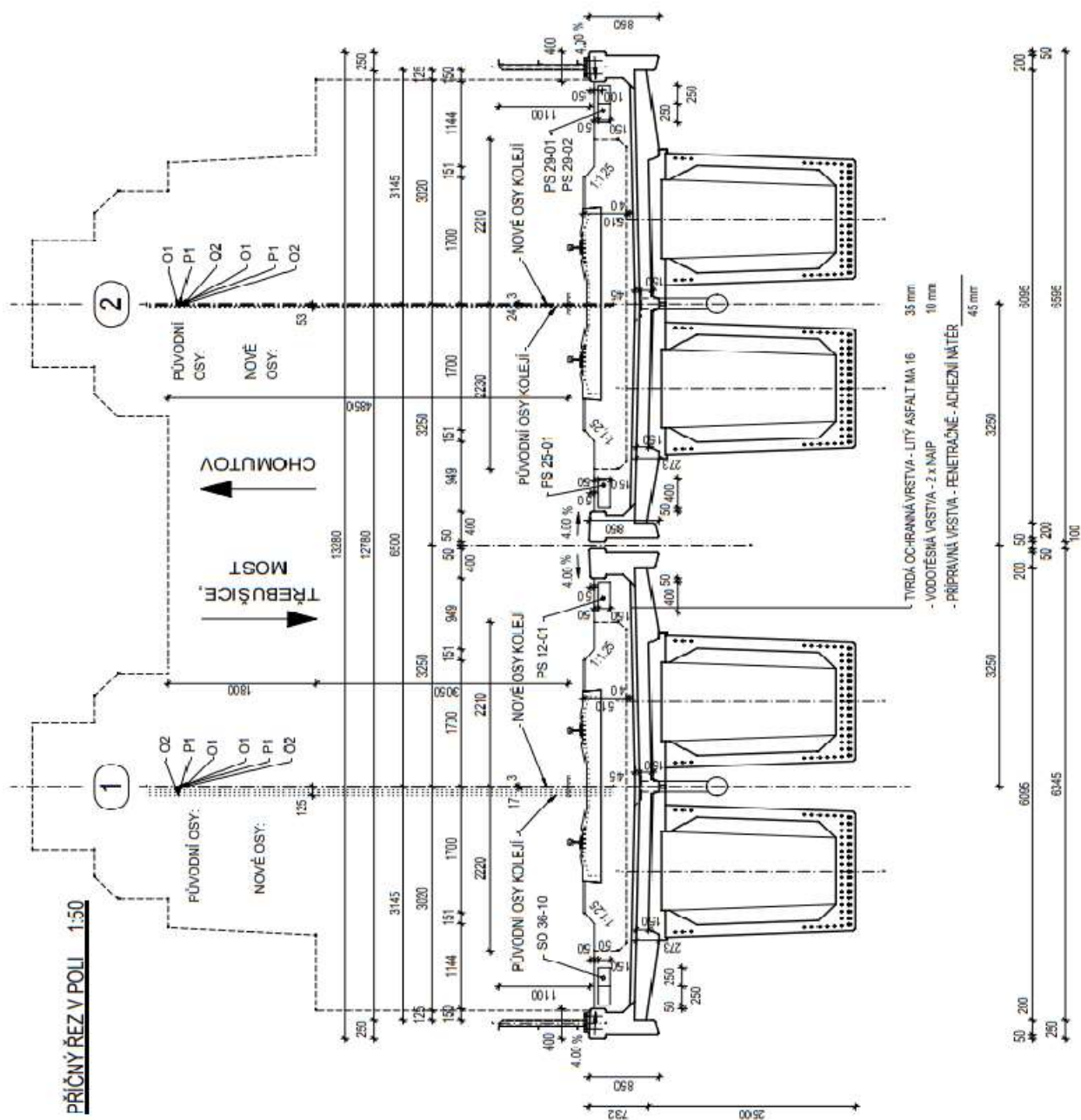
Situace:



Podélný řez:

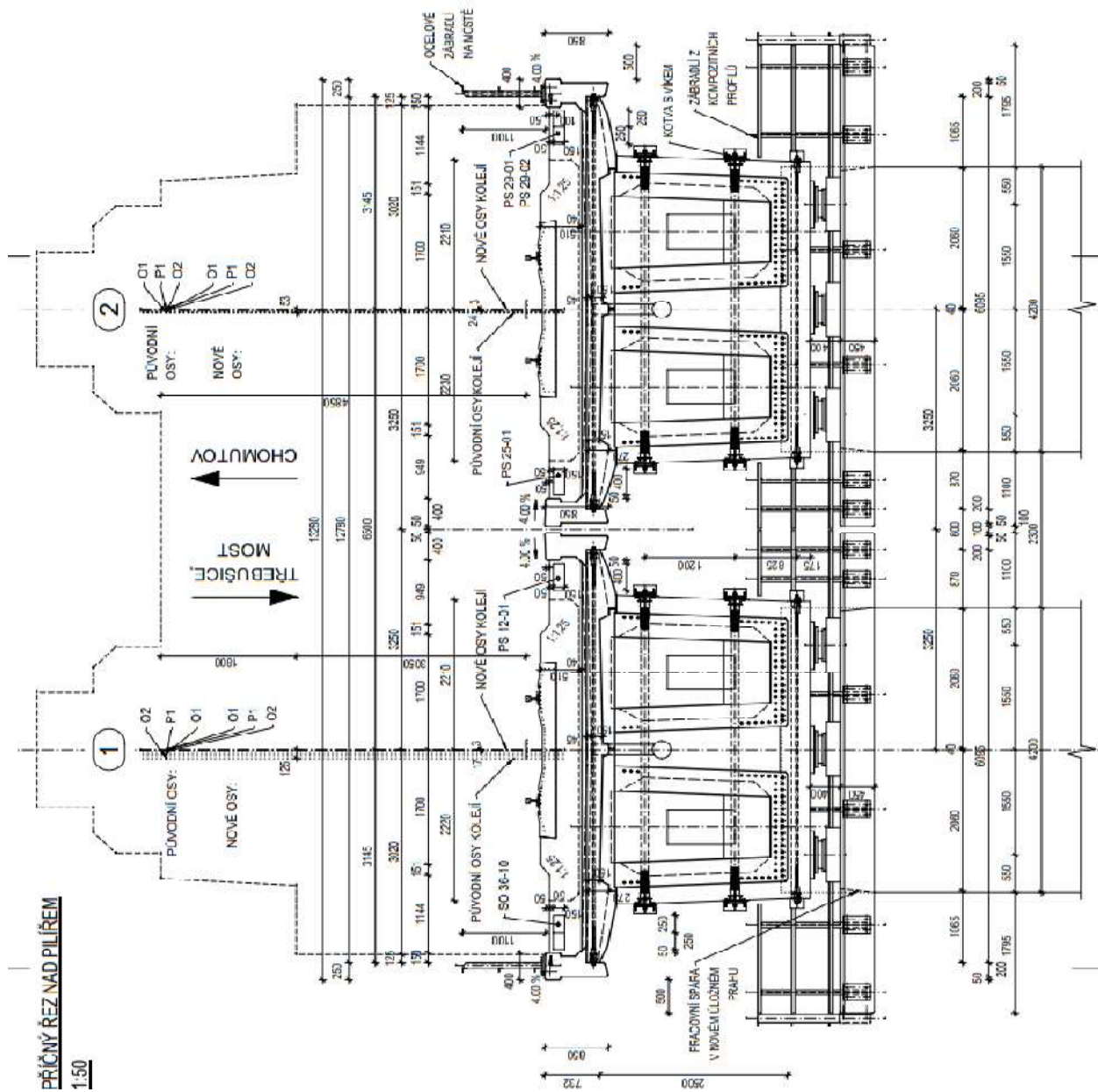


2.3. SCHÉMA KONSTRUKCE - NOVÝ STAV



PŘÍČNÝ ŘEZ NAD PILÍŘEM

1:50



3. MATERIÁLY

3.1. BETON - PREFABRIKOVANÁ ČÁST PRŮŘEZU

Prefabrikované nosníky byly vyrobeny z betonu značky 500, který odpovídá současné třídě C35/45.

Vlastnosti použitého betonu jsou podle [7] následující:

Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} =$	35,0	MPa	
Střední pevnost v tlaku:	$f_{cm} =$	43,0	MPa	
Střední pevnost v tahu:	$f_{ctm} =$	3,210	MPa	\approx 3,200 MPa
Dolní charakt. hodnota pevnosti v tahu:	$f_{ctk0,05} =$	2,240	MPa	\approx 2,200 MPa
Horní charakt. hodnota pevnosti v tahu:	$f_{ctk0,95} =$	4,160	MPa	\approx 4,200 MPa
Modul pružnosti:	$E_{cm} =$	34,077	GPa	\approx 34,000 GPa
Součinitel teplotní délkové roztažnosti ...				0,000010 K ⁻¹
Objemová tíha ...		26,0	kN/m ³	

Návrhová pevnost betonu v tlaku - trvalé a dočasné návrhové situace:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,90 \frac{35,0}{1,50} = 21,0 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku - mimořádné návrhové situace:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,90 \frac{35,0}{1,20} = 26,3 \text{ MPa}$$

Přípustné normálové napětí - charakteristická kombinace zatížení:

$$\sigma_{c,lim} = 0,60 \cdot f_{ck} = 0,60 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$$

Přípustné normálové napětí - kvazistálá kombinace zatížení:

$$\sigma_{c,lim} = 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 35,0 = 15,8 \text{ MPa}$$

V červnu 2020 byl proveden diagnostický průzkum [48]. V rámci tohoto průzkumu byla destruktivně zjištěna pevnost betonu v tlaku v rozmezí 50,2 MPa až 66,1 MPa (průměr 56,9 MPa). Nedestruktivně byla zjištěna průměrná pevnost betonu v tlaku u prefabrikovaných korýtek 66,8 MPa a u spřažené desky 68,3 MPa.

3.2. BETON - PŮVODNÍ MONOLITICKÁ ČÁST PRŮŘEZU

Monolitická část nosníků byla vyrobena z betonu značky 500, který odpovídá současné třídě C35/45.

Vlastnosti použitého betonu jsou podle	[7]	následující:			
Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} =$	35,0	MPa		
Střední pevnost v tlaku:	$f_{cm} =$	43,0	MPa		
Střední pevnost v tahu:	$f_{ctm} =$	3,210	MPa	\approx	3,200 MPa
Dolní charakt. hodnota pevnosti v tahu:	$f_{ctk0,05} =$	2,240	MPa	\approx	2,200 MPa
Horní charakt. hodnota pevnosti v tahu:	$f_{ctk0,95} =$	4,160	MPa	\approx	4,200 MPa
Modul pružnosti:	$E_{cm} =$	34,077	GPa	\approx	34,000 GPa
Součinitel teplotní délkové roztažnosti ...					0,000010 K ⁻¹

3.3. BETON - SPODNÍ STAVBA

Původní spodní stavba je z betonu třídy C16/20 (zn. 250).

Vlastnosti použitého betonu jsou podle	[7]	následující:			
Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} =$	16,0	MPa		
Střední pevnost v tlaku:	$f_{cm} =$	24,0	MPa		
Střední pevnost v tahu:	$f_{ctm} =$	1,905	MPa	\approx	1,900 MPa
Dolní charakt. hodnota pevnosti v tahu:	$f_{ctk0,05} =$	1,330	MPa	\approx	1,300 MPa
Horní charakt. hodnota pevnosti v tahu:	$f_{ctk0,95} =$	2,470	MPa	\approx	2,500 MPa
Modul pružnosti:	$E_{cm} =$	28,608	GPa	\approx	29,000 GPa
Součinitel teplotní délkové roztažnosti ...					0,000010 K ⁻¹
Objemová tíha ...		25,0	kN/m ³		

Návrhová pevnost betonu v tlaku - trvalé a dočasné návrhové situace:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,90 \frac{16,0}{1,50} = 9,6 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku - mimořádné návrhové situace:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,90 \frac{16,0}{1,20} = 12,0 \text{ MPa}$$

3.4. BETON - NOVÉ PRVKY

Nové prvky budou z betonu třídy C35/45.

Vlastnosti použitého betonu jsou podle [7] následující:

Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} =$	35,0	MPa	
Střední pevnost v tlaku:	$f_{cm} =$	43,0	MPa	
Střední pevnost v tahu:	$f_{ctm} =$	3,210	MPa	\approx 3,200 MPa
Dolní charakt. hodnota pevnosti v tahu:	$f_{ctk0,05} =$	2,240	MPa	\approx 2,200 MPa
Horní charakt. hodnota pevnosti v tahu:	$f_{ctk0,95} =$	4,160	MPa	\approx 4,200 MPa
Modul pružnosti:	$E_{cm} =$	34,077	GPa	\approx 34,000 GPa
Součinitel teplotní délkové roztažnosti ...				0,000010 K ⁻¹
Objemová tíha ...		25,0	kN/m ³	

Návrhová pevnost betonu v tlaku - trvalé a dočasné návrhové situace:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,90 \frac{35,0}{1,50} = 21,0 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku - mimořádné návrhové situace:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,90 \frac{35,0}{1,20} = 26,3 \text{ MPa}$$

3.5. UHPFRC

Vlastnosti stanovíme podle [37], [38], [58]
a podle firemních materiálů [56].

Pokud bude použit materiál s odlišnými vlastnostmi, je nunto, aby takovou změnu předem odsouhlasil zadavatel, objednatel a zpracovatel této dokumentace.

Třída: min. C 110

Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} =$	110,0	MPa
Charakteristická pevnost v tahu po vzniku trhlin: (při rozevření trhliny 0,5 mm)	$f_{ctfk} =$	14,0	MPa (FR7)
Střední pevnost v tahu po vzniku trhlin: (při rozevření trhliny 0,5 mm)	$f_{R1m} =$	20,0	MPa
Součinitel orientace vláken:	$k_F =$	0,80	(tl. ≥ 100 mm)
Součinitel teplotní délkové roztažnosti:	$\alpha =$	0,000011	K ⁻¹
Největší délka vláken:	$L_f =$	12	mm
Modul pružnosti:	$E_{cm} =$	44,000	GPa
Objemová tíha:		27,000	kN/m ³

Návrhová pevnost betonu v tlaku - trvalé a dočasné návrhové situace:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \frac{f_{ck}}{\gamma_c'} = \frac{0,85}{1,50} \frac{110,0}{1,20} = 51,9 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku - mimořádné návrhové situace:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \frac{f_{ck}}{\gamma_c'} = \frac{0,85}{1,30} \frac{110,0}{1,20} = 59,9 \text{ MPa}$$

Přípustné normálové napětí v tlaku- charakteristická kombinace zatížení:

$$\sigma_{c,lim} = 0,60 \cdot f_{ck} = 0,60 \cdot 110,0 = 66,0 \text{ MPa}$$

Přípustné normálové napětí v tlaku - kvazistálá a častá kombinace zatížení:

$$\sigma_{c,lim} = 0,40 \cdot f_{ck} = 0,40 \cdot 110,0 = 44,0 \text{ MPa}$$

Přípustné normálové napětí v tahu - charakteristická kombinace zatížení:

$$\sigma_{c,lim} = 0,50 \cdot f_{ctf,k} = 0,50 \cdot 14,0 = 7,0 \text{ MPa}$$

Přípustné normálové napětí v tahu - kvazistálá a častá kombinace zatížení:

$$\sigma_{c,lim} = 0,40 \cdot f_{ctf,k} = 0,40 \cdot 14,0 = 5,6 \text{ MPa}$$

3.6. KONSTRUKČNÍ OCEL 1

Třída oceli S 460

Vlastnosti podle [9] , kapitola 3, str. 27.

Jmenovité hodnoty meze kluzu v tahu f_y a meze pevnosti v tahu f_u konstrukčních ocelí (podle ČSN EN 10210-1):

Jmenovitá třída oceli S	Tloušťka t [mm]			
	t ≤ 40		40 < t ≤ 100	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
460	460	560	430	550

Konstrukce je navržena z ocelových trubek.

Modul pružnosti - tah a tlak $E = 210000,0 \text{ N/mm}^2$

Modul pružnosti - smyk $G = E/[2(1+\nu)] = 81000,0 \text{ N/mm}^2$

Součinitel příčné deformace 0,3

Součinitel teplotní roztažnosti (pro ocel) 0,000012

Součinitel teplotní roztažnosti 0,000010

Dílčí součinitele:

$$\begin{aligned} \gamma_{M0} &= 1,0 \\ \gamma_{M1} &= 1,0 \quad (\text{podle [9] , čl. 6.1 a čl. NA.2.14}) \\ \gamma_{M,ser} &= 1,0 \quad (\text{podle [13] , čl.7.3}) \end{aligned}$$

Tíha oceli: 78,5 kN/m³

(podle [3] , tab. A.4, str. 30 a čl. NA.3, str. 43)

3.7. KONSTRUKČNÍ OCEL 2

Třída oceli **S** **355**

Vlastnosti podle [29], kapitola 3, str. 27.

Jmenovité hodnoty meze kluzu v tahu f_y a meze pevnosti v tahu f_u konstrukčních ocelí
(podle ČSN EN 10210-1):

Jmenovitá třída oceli S	Tloušťka t [mm]			
	t ≤ 40		40 < t ≤ 100	
	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]
355	355	490	335	470

Konstrukce je navržena z ocelových trubek, plechů a válcovaných nosníků.

Modul pružnosti - tah a tlak $E = 210000,0 \text{ N/mm}^2$

Modul pružnosti - smyk $G = E/[2(1+\nu)] = 81000,0 \text{ N/mm}^2$

Součinitel příčné deformace	0,3
-----------------------------	-----

Součinitel teplotní roztažnosti (pro ocel)	0,000012
--	----------

Součinitel teplotní roztažnosti	0,000010
---------------------------------	----------

Dílčí součinitele:

$$\gamma_{M0} = 1,0$$
$$\gamma_{M1} = 1,0 \quad (\text{podle [9], čl. 6.1 a čl. NA.2.14})$$
$$\gamma_{M,ser} = 1,0 \quad (\text{podle [13] , čl.7.3})$$

Tíha oceli: 78,5 kN/m³
(podle [20], tab. A.4, str. 30 a čl. NA.3, str. 43)

3.8. BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ - PŮVODNÍ KONSTRUKCE

Třída oceli výztuže podle původní dokumentace: **10425**

Vlastnosti oceli dle [1] :

Charakteristická mez kluzu: $f_{yk} = 410,0 \text{ MPa}$

Modul pružnosti: $E_s = 200,0 \text{ GPa}$

Návrhová mez kluzu - trvalé a dočasné návrhové situace:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{410,0}{1,15} = 356,5 \text{ MPa}$$

3.9. BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ - NOVÁ

Třída oceli:

B500B

Vlastnosti oceli dle [7] :

Charakteristická mez kluzu: $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$

Modul pružnosti: $E_s = 200,0 \text{ GPa}$

Návrhová mez kluzu - trvalé a dočasné návrhové situace:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500,0}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

Návrhová mez kluzu - mimořádné návrhové situace:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500,0}{1,00} = 500,0 \text{ MPa}$$

3.10. DŘEVO

Dřevěná mostovka je navržena z příčných prvků vyrobených z rostlého dřeva.

Třída pevnosti podle

[59] :

C24

Pevnost v ohybu:	$f_{m,k}$	=	24,000	MPa
Tah rovnoběžně s vlákny:	$f_{t,0,k}$	=	14,500	MPa
Tah kolmo na vlákna:	$f_{t,90,k}$	=	0,400	MPa
Tlak rovnoběžně s vlákny:	$f_{c,0,k}$	=	21,000	MPa
Tlak kolmo na vlákna:	$f_{c,90,k}$	=	2,500	MPa
Smyk:	$f_{v,k}$	=	4,000	MPa

Modul pružnosti rovnoběžně s vlákny - střední hodnota:	$E_{m,0,mean}$	=	11,000	GPa
Modul pružnosti rovnoběžně s vlákny - 5% kvantil:	$E_{m,0,k}$	=	7,400	GPa
Modul pružnosti kolmo na vlákna - střední hodnota:	$E_{m,90,mean}$	=	0,370	GPa
Modul pružnosti ve smyku - střední hodnota:	G_{mean}	=	0,690	GPa

Objemová tíha - střední hodnota:	ρ_{mean}	=	4,200	kN/m ³
Objemová tíha - 5% kvantil	ρ_k	=	3,500	kN/m ³

Dílčí součinitel pro vlastnosti materiálu - rostlé dřevo, běžné posouzení:
(podle [61], tab. 2.1)

$$\gamma_M = 1,300$$

Vliv rozměrů prvku na pevnost:

Pro rostlé dřevo obdélníkového tvaru s charakteristickou hustotou dřeva $\rho_k \leq 700 \text{ kg/m}^3$ je srovnávací výška pro ohyb nebo šířka (maximální rozměr průřezu) pro tah 150 mm. Pro rostlé dřevo o výšce u ohybu a šířce u tahu menší než 150 mm se mohou charakteristické hodnoty $f_{m,k}$ a $f_{t,0,k}$ zvětšit součinitelem k_h daným vztahem:

$$k_h = \min \left\{ (150/h)^{0,2} ; 1,30 \right\}, \text{ kde:}$$

h je výška pro ohýbané prvky nebo šířka pro tažené prvky v mm,

$$h = 0,070 \text{ m}$$

$$k_h = \min \left\{ 1,165 ; 1,30 \right\} = 1,165$$

$$f_{m,k} = 1,165 \cdot 24,000 = 27,952 \text{ MPa}$$

$$f_{t,0,k} = 1,165 \cdot 14,500 = 16,888 \text{ MPa}$$

Vliv doby trvání zatížení:

Ve výpočtech pevností a tuhostí se musí zatížení zařadit do jedné ze tříd trvání zatížení uvedených v následující tabulce:

Třída trvání zatížení	Příklad	Řád sournného trvání charakteristického zatížení
Stálé	Vlastní tíha	déle než 10 let
Dlouhodobé	Skladové zatížení	6 měsíců - 10 let
Střednědobé	Užitné zatížení stropů, sníh	1 týden - 6 měsíců
Krátkodobé	Sníh, vítr	méně než 1 týden
Okamžikové	Vítr, mimořádné zatížení	

Hodnoty k_{mod} pro rostlé dřevo a pro třídu provozu ... 2 :
(podle [60], Změna A1/2009)

Zatížení	Stálé	Dlouho- dobé	Středně- dobé	Krátko- dobé	Okamži- kové
k_{mod}	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10

V našem případě předpokládáme v průměru zatížení "střednědobé" $\Rightarrow k_{mod} = 0,80$

Třídy provozu:

Konstrukce musí být zařazeny do jedné z následujících tříd provozu:

Třída provozu 1 je charakterizována vlhkostí materiálů odpovídající teplotě 20 °C a relativní vlhkosti okolního vzduchu přesahující 65% pouze po několik týdnů v roce.

Třída provozu 2 je charakterizována vlhkostí materiálů odpovídající teplotě 20 °C a relativní vlhkosti okolního vzduchu přesahující 85 % pouze po několik týdnů v roce.

Třída provozu 3 je charakterizována klimatickými podmínkami vedoucími k vyšší vlhkosti než ve třídě provozu 2.

V našem případě: třída provozu ... 2

Vliv trvání zatížení a vlhkosti na deformace: (podle [60] , Změna A2/2015)

Jestliže se konstrukce skládá z prvků nebo dílců majících rozdílné, na čase závislé vlastnosti, potom se pro mezní stavy použitelnosti konečné průměrné hodnoty modulu pružnosti $E_{\text{mean,fin}}$, modulu pružnosti ve smyku $G_{\text{mean,fin}}$ a modulu prokluzu $K_{\text{ser,fin}}$, které se používají pro výpočet konečné deformace od kvazistálé kombinace zatížení, mají určovat podle následujících vztahů:

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{(1 + k_{\text{def}})} ; \quad G_{\text{mean,fin}} = \frac{G_{\text{mean}}}{(1 + k_{\text{def}})}$$

$$K_{\text{ser,fin}} = \frac{K_{\text{ser}}}{(1 + k_{\text{def}})}$$

v našem případě: $k_{\text{def}} = 0,80$

(podle [60] , Změna A1/2009 pro rostlé dřevo třídu provozu 2)

$$E_{\text{m,0,mean,fin}} = \frac{11,000}{1,00 + 0,80} = 6,111 \text{ GPa}$$

$$G_{\text{mean,fin}} = \frac{0,690}{1,00 + 0,80} = 0,383 \text{ GPa}$$

Návrhové vlastnosti dřeva:

Návrhová hodnota X_d pevnostní vlastnosti se vypočítá takto:

$$X_d = k_{\text{mod}} \frac{X_k}{\gamma_M} , \text{ kde:}$$

X_k je charakteristická hodnota pevnostní vlastnosti,

γ_M je dílčí součinitel vlastnosti materiálu,

k_{mod} je modifikační součinitel zohledňující vliv trvání zatížení a vlhkosti.

Pevnost v ohybu:

$$f_{m,d} = 0,80 \frac{24,000}{1,300} = 14,769 \text{ MPa}$$

Tlak kolmo na vlákna:

$$f_{c,90,d} = 0,80 \frac{2,500}{1,300} = 1,538 \text{ MPa}$$

Smyk:

$$f_{v,d} = 0,80 \frac{4,000}{1,300} = 2,462 \text{ MPa}$$

Návrhové tuhostní vlastnosti prvku se spočítají takto:

$$E_d = \frac{E_{\text{mean}}}{\gamma_M} = \frac{6,111}{1,300} = 4,701 \text{ GPa}$$

$$G_d = \frac{G_{\text{mean}}}{\gamma_M} = \frac{0,383}{1,300} = 0,295 \text{ GPa}$$

3.11. FRP POLYMERY (KOMPOZITY)

Materiál pro zábradlí na pilířích a pro rampy uvnitř nosníků PSKT-30.

Přehled uvažovaných vlastností - podle [68] :

Pevnost v tahu - osová ... min. 750,0 MPa

Pevnost v ohybu - osová ... min. 750,0 MPa

Hodnoty dílčích součinitelů - viz kapitola 26. .

4. ZATÍŽENÍ

4.1. ZATÍŽENÍ STÁLÉ

4.1.1. VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE

4.1.1.1. Prefabrikovaný nosník PSKT-30

Při výpočtu uvažujeme hmotnost jednoho kompletního prefabrikovaného nosníku PSKT-30 podle typového podkladu [43] :

$$M_{G0,k} = 127,8 \text{ t} \Rightarrow G_{0,k} = 1278,0 \text{ kN}$$

Mírnou úpravou objemové tíhy betonu uvažovaného ve výpočetním modelu bylo dosaženo toho, že spočítaná vlastní tíha a tíha nosníku podle typového podkladu se shodují.

Zatížení na 1 m délky nosníku ...

$$g_{0,k} = \frac{1278,0}{29,900} = 42,742 \text{ kN/m}$$

4.1.1.2. Nově doplněná spřažená deska

Tíhu nabetonávky zadáme jako spojitě rovnoměrné zatížení (s případnými excentricitami e_y a e_z) na podélné pruty, kterými jsou modelovány přečnívající okraje spřažené desky. Deska byla původně uvažována v několika variantách.

4.1.1.2.1. Varianta 1 - nabetonávka z UHPFRC (původní konzoly), stavební stav (nespolupůsobící spřažená deska)

prut 1 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,12632	27,0	$=$	3,411	kN/m,
	$e_y =$					-0,191	m
prut 2 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,06529	27,0	$=$	1,763	kN/m,
	$e_y =$					-0,370	m
prut 3 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,06529	27,0	$=$	1,763	kN/m,
	$e_y =$					0,371	m

prut 4 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,12632	27,0	=	3,411	kN/m,
	$e_y =$					0,192	m
celkem ...		10,347					kN/m

**4.1.1.2.2. Varianta 1 - nabetonávka z UHPFRC (původní konzoly),
provozní stav (spolupůsobící spřažená deska - samostatně je zadána tíha
pouze přechývajících částí)**

prut 1 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,10300	27,0	=	2,781	kN/m,
	$e_y =$					-0,438	m
prut 2 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	27,0	=	0,000	kN/m,
	$e_y =$					0,000	m
prut 3 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	27,0	=	0,000	kN/m,
	$e_y =$					0,000	m
prut 4 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,10300	27,0	=	2,781	kN/m,
	$e_y =$					0,438	m
celkem ...		5,562					kN/m

**4.1.1.2.3. Varianta 2 - nabetonávka z UHPFRC (nové římsy)
stavební stav (nespolupůsobící spřažená deska)**

prut 1 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,12000	27,0	=	3,240	kN/m,
	$e_y =$					0,010	m
prut 2 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,06529	27,0	=	1,763	kN/m,
	$e_y =$					-0,370	m
prut 3 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,06529	27,0	=	1,763	kN/m,
	$e_y =$					0,371	m
prut 4 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,12000	27,0	=	3,240	kN/m,
	$e_y =$					0,009	m
celkem ...		10,006					kN/m

4.1.1.2.4. Varianta 2 - nabetonávka z UHPFRC (nové římsy)

provozní stav (spolupůsobící spřažená deska - samostatně je zadána tíha pouze přechýlujících částí)

prut 1 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,01200	27,0	=	0,324	kN/m,
	$e_y =$					0,369	m
prut 2 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	27,0	=	0,000	kN/m,
	$e_y =$					0,000	m
prut 3 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	27,0	=	0,000	kN/m,
	$e_y =$					0,000	m
prut 4 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,01200	27,0	=	0,324	kN/m,
	$e_y =$					-0,369	m
celkem ...	0,648	kN/m					

4.1.1.2.5. Varianta 3 - spřažená deska z obyčejného konstrukčního betonu (nové římsy),

stavební stav (nespolupůsobící spřažená deska)

prut 1 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,29829	25,0	=	7,457	kN/m,
	$e_y =$					0,048	m
prut 2 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,17929	25,0	=	4,482	kN/m,
	$e_y =$					-0,413	m
prut 3 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,17929	25,0	=	4,482	kN/m,
	$e_y =$					0,414	m
prut 4 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,29829	25,0	=	7,457	kN/m,
	$e_y =$					-0,047	m
celkem ...	23,879	kN/m					

**4.1.1.2.6. Varianta 4 - spřažená deska z obyčejného konstrukčního betonu (nové římsy),
provozní stav (spolupůsobící spřažená deska - samostatně je zadána tíha
pouze přechýlujících částí)**

prut 1 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,05619	25,0	=	1,405	kN/m,
	$e_y =$					-0,183	m
prut 2 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,
	$e_y =$					0,000	m
prut 3 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,
	$e_y =$					0,000	m
prut 4 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,05619	25,0	=	1,405	kN/m,
	$e_y =$					0,183	m
celkem ...	2,810	kN/m					

4.1.2. OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ (stav po opravě)

Ostatní stálé zatížení zadáme jako spojitě rovnoměrné zatížení (s případnými excentricitami e_y a e_z) na podélné pruty, kterými jsou modelovány přechýlující okraje spřažené desky.

Při určení hodnot a působišť ostatního stálého zatížení i zatížení dopravou se uvažuje excentricita koleje 80 mm podle ČSN EN 1991-2.

4.1.2.1. Varianta 1 - nabetonávka z UHPFRC (původní konzoly)

a) Ostatní stálé zatížení - střední hodnota $(g - g_0)_m$:

Zábradlí ...

prut 1 ...	$g_z =$	1,00	0,500	=	0,500	kN/m,	$e_y =$	-0,756 m
prut 2 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 3 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m

prut 4 ...	$g_z =$	1,00	0,500	=	0,500	kN/m,	$e_y =$	0,756 m
celkem ...	1,000	kN/m						

Prefabrikované konzoly ...

prut 1 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,18918	25,0	=	4,730	kN/m,	
	$e_y =$					-0,414	m	
prut 2 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,	
	$e_y =$					0,000	m	
prut 3 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,	
	$e_y =$					0,000	m	
prut 4 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,18918	25,0	=	4,730	kN/m,	
	$e_y =$					0,415	m	
celkem ...	9,459	kN/m						

Kolejové lože ...

prut 1 ...	$g_{KL} =$	1,00	0,66286	20,0	=	13,257	kN/m,	
	$e_y =$					0,260	m	
prut 2 ...	$g_{KL} =$	1,00	0,65356	20,0	=	13,071	kN/m,	
	$e_y =$					-0,439	m	
prut 3 ...	$g_{KL} =$	1,00	0,65356	20,0	=	13,071	kN/m,	
	$e_y =$					0,440	m	
prut 4 ...	$g_{KL} =$	1,00	0,71133	20,0	=	14,227	kN/m,	
	$e_y =$					-0,256	m	
celkem ...	53,626	kN/m						

Izolace s ochranou ...

prut 1 ... $g_I =$ 1,00 0,07798 25,0 = 1,950 kN/m,

$e_y =$ 0,130 m

prut 2 ... $g_I =$ 1,00 0,05701 25,0 = 1,425 kN/m,

$e_y =$ -0,438 m

prut 3 ... $g_I =$ 1,00 0,05701 25,0 = 1,425 kN/m,

$e_y =$ 0,438 m

prut 4 ... $g_I =$ 1,00 0,07798 25,0 = 1,950 kN/m,

$e_y =$ -0,129 m

celkem ... 6,750 kN/m

Kolejnice ...

prut 1 ... $g_K =$ 1,00 0,000 = 0,000 kN/m, $e_y =$ 0,000 m

prut 2 ... $g_K =$ 1,00 0,600 = 0,600 kN/m, $e_y =$ -0,465 m

prut 3 ... $g_K =$ 1,00 0,357 = 0,357 kN/m, $e_y =$ 0,776 m

prut 4 ... $g_K =$ 1,00 0,243 = 0,243 kN/m, $e_y =$ -1,140 m

celkem ... 1,200 kN/m

Betonové pražce s upevňovacími (předpokládáme působení zatížení v ose kolejnic) ...

prut 1 ... $g_{BP} =$ 1,00 0,000 = 0,000 kN/m, $e_y =$ 0,000 m

prut 2 ... $g_{BP} =$ 1,00 2,400 = 2,400 kN/m, $e_y =$ -0,465 m

prut 3 ... $g_{BP} =$ 1,00 1,428 = 1,428 kN/m, $e_y =$ 0,776 m

prut 4 ... $g_{BP} =$ 1,00 0,972 = 0,972 kN/m, $e_y =$ -1,140 m

celkem ... 4,800 kN/m

b) Ostatní stálé zatížení - horní charakteristická hodnota $(g - g_n)_{k, sup}$:***Zábradlí ...***

prut 1 ...	$g_z =$	1,00	0,500	=	0,500	kN/m,	$e_y =$	-0,756 m
prut 2 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 3 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 4 ...	$g_z =$	1,00	0,500	=	0,500	kN/m,	$e_y =$	0,756 m

Prefabrikované konzoly ...

prut 1 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,18918	25,0	=	4,730	kN/m,	
	$e_y =$					-0,414	m	
prut 2 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,	
	$e_y =$					0,000	m	
prut 3 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,	
	$e_y =$					0,000	m	
prut 4 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,18918	25,0	=	4,730	kN/m,	
	$e_y =$					0,415	m	

Kolejové lože ...

prut 1 ...	$g_{KL} =$	1,30	0,66286	20,0	=	17,234	kN/m,	
	$e_y =$					0,260	m	
prut 2 ...	$g_{KL} =$	1,30	0,65356	20,0	=	16,993	kN/m,	
	$e_y =$					-0,439	m	
prut 3 ...	$g_{KL} =$	1,30	0,65356	20,0	=	16,993	kN/m,	
	$e_y =$					0,440	m	

prut 4 ...	$g_{KL} =$	1,30	0,71133	20,0	=	18,495	kN/m,
	$e_y =$					-0,256	m

Izolace s ochranou ...

prut 1 ...	$g_I =$	1,20	0,07798	25,0	=	2,339	kN/m,
	$e_y =$					0,130	m

prut 2 ...	$g_I =$	1,20	0,05701	25,0	=	1,710	kN/m,
	$e_y =$					-0,438	m

prut 3 ...	$g_I =$	1,20	0,05701	25,0	=	1,710	kN/m,
	$e_y =$					0,438	m

prut 4 ...	$g_I =$	1,20	0,07798	25,0	=	2,339	kN/m,
	$e_y =$					-0,129	m

Kolejnice ...

prut 1 ...	$g_K =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
------------	---------	------	-------	---	-------	-------	---------	------------

prut 2 ...	$g_K =$	1,00	0,600	=	0,600	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
------------	---------	------	-------	---	-------	-------	---------	-------------

prut 3 ...	$g_K =$	1,00	0,357	=	0,357	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
------------	---------	------	-------	---	-------	-------	---------	------------

prut 4 ...	$g_K =$	1,00	0,243	=	0,243	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
------------	---------	------	-------	---	-------	-------	---------	-------------

Betonové pražce s upevňovacími (předpokládáme působení zatížení v ose kolejnic) ...

prut 1 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
------------	------------	------	-------	---	-------	-------	---------	------------

prut 2 ...	$g_{BP} =$	1,00	2,400	=	2,400	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
------------	------------	------	-------	---	-------	-------	---------	-------------

prut 3 ...	$g_{BP} =$	1,00	1,428	=	1,428	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
------------	------------	------	-------	---	-------	-------	---------	------------

prut 4 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,972	=	0,972	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
------------	------------	------	-------	---	-------	-------	---------	-------------

c) Ostatní stálé zatížení - dolní charakteristická hodnota $(g - g_0)_{k,inf}$:

Zábradlí ...

prut 1 ...	$g_z =$	1,00	0,500	=	0,500	kN/m,	$e_y =$	-0,756 m
prut 2 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 3 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 4 ...	$g_z =$	1,00	0,500	=	0,500	kN/m,	$e_y =$	0,756 m

Prefabrikované konzoly ...

prut 1 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,18918	25,0	=	4,730	kN/m,	
	$e_y =$					-0,414	m	
prut 2 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,	
	$e_y =$					0,000	m	
prut 3 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,	
	$e_y =$					0,000	m	
prut 4 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,18918	25,0	=	4,730	kN/m,	
	$e_y =$					0,415	m	

Kolejové lože ...

prut 1 ...	$g_{KL} =$	0,70	0,66286	20,0	=	9,280	kN/m,	
	$e_y =$					0,260	m	
prut 2 ...	$g_{KL} =$	0,70	0,65356	20,0	=	9,150	kN/m,	
	$e_y =$					-0,439	m	
prut 3 ...	$g_{KL} =$	0,70	0,65356	20,0	=	9,150	kN/m,	
	$e_y =$					0,440	m	

prut 4 ...	$g_{KL} =$	0,70	0,71133	20,0	=	9,959	kN/m,
	$e_y =$					-0,256	m

Izolace s ochranou ...

prut 1 ...	$g_I =$	0,80	0,07798	25,0	=	1,560	kN/m,
	$e_y =$					0,130	m

prut 2 ...	$g_I =$	0,80	0,05701	25,0	=	1,140	kN/m,
	$e_y =$					-0,438	m

prut 3 ...	$g_I =$	0,80	0,05701	25,0	=	1,140	kN/m,
	$e_y =$					0,438	m

prut 4 ...	$g_I =$	0,80	0,07798	25,0	=	1,560	kN/m,
	$e_y =$					-0,129	m

Kolejnice ...

prut 1 ...	$g_K =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000
								m

prut 2 ...	$g_K =$	1,00	0,600	=	0,600	kN/m,	$e_y =$	-0,465
								m

prut 3 ...	$g_K =$	1,00	0,357	=	0,357	kN/m,	$e_y =$	0,776
								m

prut 4 ...	$g_K =$	1,00	0,243	=	0,243	kN/m,	$e_y =$	-1,140
								m

Betonové pražce s upevňovacími (předpokládáme působení zatížení v ose kolejnic) ...

prut 1 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000
								m

prut 2 ...	$g_{BP} =$	1,00	2,400	=	2,400	kN/m,	$e_y =$	-0,465
								m

prut 3 ...	$g_{BP} =$	1,00	1,428	=	1,428	kN/m,	$e_y =$	0,776
								m

prut 4 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,972	=	0,972	kN/m,	$e_y =$	-1,140
								m

4.1.2.2. Varianta 2 - nabetonávka z UHPFRC (nové římsy)

a) Ostatní stálé zatížení - střední hodnota ($g - g_n$)_m:

Zábradlí ...

prut 1 ...	$g_z =$	1,00	0,500	=	0,500	kN/m,	$e_y =$	-0,756 m
prut 2 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 3 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 4 ...	$g_z =$	1,00	0,500	=	0,500	kN/m,	$e_y =$	0,756 m
celkem ...	1,000	kN/m						

Nové římsy

prut 1 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,25128	25,0	=	6,282	kN/m,	
	$e_y =$					-0,763	m	
prut 2 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,	
	$e_y =$					0,000	m	
prut 3 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,	
	$e_y =$					0,000	m	
prut 4 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,25128	25,0	=	6,282	kN/m,	
	$e_y =$					0,764	m	
celkem ...	12,564	kN/m						

Kolejové lože ...

prut 1 ...	$g_{KL} =$	1,00	0,67110	20,0	=	13,422	kN/m,	
	$e_y =$					0,251	m	
prut 2 ...	$g_{KL} =$	1,00	0,65356	20,0	=	13,071	kN/m,	
	$e_y =$					-0,439	m	

prut 3 ...	$g_{KL} =$	1,00	0,65356	20,0	=	13,071	kN/m,
	$e_y =$					0,440	m
prut 4 ...	$g_{KL} =$	1,00	0,71957	20,0	=	14,391	kN/m,
	$e_y =$					-0,248	m
celkem ...	53,956	kN/m					

Izolace s ochranou ...

prut 1 ...	$g_I =$	1,00	0,08891	25,0	=	2,223	kN/m,
	$e_y =$					0,051	m
prut 2 ...	$g_I =$	1,00	0,05701	25,0	=	1,425	kN/m,
	$e_y =$					-0,438	m
prut 3 ...	$g_I =$	1,00	0,05701	25,0	=	1,425	kN/m,
	$e_y =$					0,438	m
prut 4 ...	$g_I =$	1,00	0,08891	25,0	=	2,223	kN/m,
	$e_y =$					-0,050	m
celkem ...	7,296	kN/m					

Kolejnice ...

prut 1 ...	$g_K =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$g_K =$	1,00	0,600	=	0,600	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$g_K =$	1,00	0,357	=	0,357	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$g_K =$	1,00	0,243	=	0,243	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	1,200	kN/m						

Betonové pražce s upevňovací (předpokládáme působení zatížení v ose kolejnic) ...

prut 1 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$g_{BP} =$	1,00	2,400	=	2,400	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$g_{BP} =$	1,00	1,428	=	1,428	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,972	=	0,972	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	4,800	kN/m						

b) Ostatní stálé zatížení - horní charakteristická hodnota $(g - g_0)_{k, sup}$:

Zábradlí ...

prut 1 ...	$g_z =$	1,00	0,500	=	0,500	kN/m,	$e_y =$	-0,756 m
prut 2 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 3 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 4 ...	$g_z =$	1,00	0,500	=	0,500	kN/m,	$e_y =$	0,756 m

Nové římsy ...

prut 1 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,25128	25,0	=	6,282	kN/m,	
	$e_y =$					-0,763	m	
prut 2 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,	
	$e_y =$					0,000	m	
prut 3 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,	
	$e_y =$					0,000	m	
prut 4 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,25128	25,0	=	6,282	kN/m,	
	$e_y =$					0,764	m	

Kolejové lože ...

prut 1 ...	$g_{KL} =$	1,30	0,67110	20,0	=	17,449	kN/m,
	$e_y =$					0,251	m
prut 2 ...	$g_{KL} =$	1,30	0,65356	20,0	=	16,993	kN/m,
	$e_y =$					-0,439	m
prut 3 ...	$g_{KL} =$	1,30	0,65356	20,0	=	16,993	kN/m,
	$e_y =$					0,440	m
prut 4 ...	$g_{KL} =$	1,30	0,71957	20,0	=	18,709	kN/m,
	$e_y =$					-0,248	m

Izolace s ochranou ...

prut 1 ...	$g_I =$	1,20	0,08891	25,0	=	2,667	kN/m,
	$e_y =$					0,051	m
prut 2 ...	$g_I =$	1,20	0,05701	25,0	=	1,710	kN/m,
	$e_y =$					-0,438	m
prut 3 ...	$g_I =$	1,20	0,05701	25,0	=	1,710	kN/m,
	$e_y =$					0,438	m
prut 4 ...	$g_I =$	1,20	0,08891	25,0	=	2,667	kN/m,
	$e_y =$					-0,050	m

Kolejnice ...

prut 1 ...	$g_K =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$g_K =$	1,00	0,600	=	0,600	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$g_K =$	1,00	0,357	=	0,357	kN/m,	$e_y =$	0,776 m

prut 4 ...	$g_K =$	1,00	0,243	=	0,243	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
------------	---------	------	-------	---	-------	-------	---------	-------------

Betonové pražce s upevňovací (předpokládáme působení zatížení v ose kolejnic) ...

prut 1 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
------------	------------	------	-------	---	-------	-------	---------	------------

prut 2 ...	$g_{BP} =$	1,00	2,400	=	2,400	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
------------	------------	------	-------	---	-------	-------	---------	-------------

prut 3 ...	$g_{BP} =$	1,00	1,428	=	1,428	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
------------	------------	------	-------	---	-------	-------	---------	------------

prut 4 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,972	=	0,972	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
------------	------------	------	-------	---	-------	-------	---------	-------------

c) Ostatní stálé zatížení - dolní charakteristická hodnota $(g - g_0)_{k,inf}$:

Zábradlí ...

prut 1 ...	$g_z =$	1,00	0,500	=	0,500	kN/m,	$e_y =$	-0,756 m
------------	---------	------	-------	---	-------	-------	---------	-------------

prut 2 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
------------	---------	------	-------	---	-------	-------	---------	------------

prut 3 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
------------	---------	------	-------	---	-------	-------	---------	------------

prut 4 ...	$g_z =$	1,00	0,500	=	0,500	kN/m,	$e_y =$	0,756 m
------------	---------	------	-------	---	-------	-------	---------	------------

Nové římsy ...

prut 1 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,25128	25,0	=	6,282	kN/m,	
	$e_y =$							-0,763 m

prut 2 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,	
	$e_y =$							0,000 m

prut 3 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,	
	$e_y =$							0,000 m

prut 4 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,25128	25,0	=	6,282	kN/m,	
	$e_y =$							0,764 m

Kolejové lože ...

prut 1 ...	$g_{KL} =$	0,70	0,67110	20,0	=	9,395	kN/m,
	$e_y =$					0,251	m
prut 2 ...	$g_{KL} =$	0,70	0,65356	20,0	=	9,150	kN/m,
	$e_y =$					-0,439	m
prut 3 ...	$g_{KL} =$	0,70	0,65356	20,0	=	9,150	kN/m,
	$e_y =$					0,440	m
prut 4 ...	$g_{KL} =$	0,70	0,71957	20,0	=	10,074	kN/m,
	$e_y =$					-0,248	m

Izolace s ochranou ...

prut 1 ...	$g_I =$	0,80	0,08891	25,0	=	1,778	kN/m,
	$e_y =$					0,051	m
prut 2 ...	$g_I =$	0,80	0,05701	25,0	=	1,140	kN/m,
	$e_y =$					-0,438	m
prut 3 ...	$g_I =$	0,80	0,05701	25,0	=	1,140	kN/m,
	$e_y =$					0,438	m
prut 4 ...	$g_I =$	0,80	0,08891	25,0	=	1,778	kN/m,
	$e_y =$					-0,050	m

Kolejnice ...

prut 1 ...	$g_K =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$g_K =$	1,00	0,600	=	0,600	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$g_K =$	1,00	0,357	=	0,357	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$g_K =$	1,00	0,243	=	0,243	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m

Betonové pražce s upevňovacími (předpokládáme působení zatížení v ose kolejnic) ...

prut 1 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$g_{BP} =$	1,00	2,400	=	2,400	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$g_{BP} =$	1,00	1,428	=	1,428	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,972	=	0,972	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m

4.1.2.3. Varianta 3 - spřažená deska (nové římsy)**a) Ostatní stálé zatížení - střední hodnota $(g - g_0)_m$:****Zábradlí ...**

prut 1 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 3 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 4 ...	$g_z =$	1,00	0,500	=	0,500	kN/m,	$e_y =$	1,150 m
celkem ...	0,500	kN/m						

Nové římsy

prut 1 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,24500	25,0	=	6,125	kN/m,	
	$e_y =$					-0,945	m	
prut 2 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,	
	$e_y =$					0,000	m	
prut 3 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,	
	$e_y =$					0,000	m	

prut 4 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,24500	25,0	=	6,125	kN/m,
	$e_y =$					1,160	m
celkem ...	12,250	kN/m					

Kolejové lože ...

prut 1 ...	$g_{KL} =$	1,00	0,91200	20,0	=	18,240	kN/m,
	$e_y =$					0,100	m
prut 2 ...	$g_{KL} =$	1,00	0,70000	20,0	=	14,000	kN/m,
	$e_y =$					-0,439	m
prut 3 ...	$g_{KL} =$	1,00	0,70000	20,0	=	14,000	kN/m,
	$e_y =$					0,440	m
prut 4 ...	$g_{KL} =$	1,00	0,82700	20,0	=	16,540	kN/m,
	$e_y =$					-0,350	m
celkem ...	62,780	kN/m					

Izolace s ochranou ...

prut 1 ...	$g_I =$	1,00	0,12600	25,0	=	3,150	kN/m,
	$e_y =$					-0,100	m
prut 2 ...	$g_I =$	1,00	0,06800	25,0	=	1,700	kN/m,
	$e_y =$					-0,438	m
prut 3 ...	$g_I =$	1,00	0,06840	25,0	=	1,710	kN/m,
	$e_y =$					0,438	m
prut 4 ...	$g_I =$	1,00	0,11450	25,0	=	2,863	kN/m,
	$e_y =$					-0,010	m
celkem ...	9,423	kN/m					

Kolejnice ...

prut 1 ...	$g_K =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$g_K =$	1,00	0,600	=	0,600	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$g_K =$	1,00	0,357	=	0,357	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$g_K =$	1,00	0,243	=	0,243	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	1,200	kN/m						

Betonové pražce s upevňovacími (předpokládáme působení zatížení v ose kolejnic) ...

prut 1 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$g_{BP} =$	1,00	2,400	=	2,400	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$g_{BP} =$	1,00	1,428	=	1,428	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,972	=	0,972	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	4,800	kN/m						

b) Ostatní stálé zatížení - horní charakteristická hodnota $(g - g_n)_{k, sup}$:**Zábradlí ...**

prut 1 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 3 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 4 ...	$g_z =$	1,00	0,500	=	0,500	kN/m,	$e_y =$	1,150 m

Nové římsy ...

$$\text{prut 1 ... } g_{PK} = 1,00 \quad 0,24500 \quad 25,0 \quad = \quad 6,125 \quad \text{kN/m,}$$

$$e_y = -0,945 \quad \text{m}$$

$$\text{prut 2 ... } g_{PK} = 1,00 \quad 0,00000 \quad 25,0 \quad = \quad 0,000 \quad \text{kN/m,}$$

$$e_y = 0,000 \quad \text{m}$$

$$\text{prut 3 ... } g_{PK} = 1,00 \quad 0,00000 \quad 25,0 \quad = \quad 0,000 \quad \text{kN/m,}$$

$$e_y = 0,000 \quad \text{m}$$

$$\text{prut 4 ... } g_{PK} = 1,00 \quad 0,24500 \quad 25,0 \quad = \quad 6,125 \quad \text{kN/m,}$$

$$e_y = 1,160 \quad \text{m}$$

Kolejové lože ...

$$\text{prut 1 ... } g_{KL} = 1,30 \quad 0,91200 \quad 20,0 \quad = \quad 23,712 \quad \text{kN/m,}$$

$$e_y = 0,100 \quad \text{m}$$

$$\text{prut 2 ... } g_{KL} = 1,30 \quad 0,70000 \quad 20,0 \quad = \quad 18,200 \quad \text{kN/m,}$$

$$e_y = -0,439 \quad \text{m}$$

$$\text{prut 3 ... } g_{KL} = 1,30 \quad 0,70000 \quad 20,0 \quad = \quad 18,200 \quad \text{kN/m,}$$

$$e_y = 0,440 \quad \text{m}$$

$$\text{prut 4 ... } g_{KL} = 1,30 \quad 0,82700 \quad 20,0 \quad = \quad 21,502 \quad \text{kN/m,}$$

$$e_y = -0,350 \quad \text{m}$$

Izolace s ochranou ...

$$\text{prut 1 ... } g_I = 1,20 \quad 0,12600 \quad 25,0 \quad = \quad 3,780 \quad \text{kN/m,}$$

$$e_y = -0,100 \quad \text{m}$$

$$\text{prut 2 ... } g_I = 1,20 \quad 0,06800 \quad 25,0 \quad = \quad 2,040 \quad \text{kN/m,}$$

$$e_y = -0,438 \quad \text{m}$$

$$\text{prut 3 ... } g_I = 1,20 \quad 0,06840 \quad 25,0 \quad = \quad 2,052 \quad \text{kN/m,}$$

$$e_y = 0,438 \quad \text{m}$$

prut 4 ...	$g_I =$	1,20	0,11450	25,0	=	3,435	kN/m,
	$e_y =$					-0,010	m

Kolejnice ...

prut 1 ...	$g_K =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$g_K =$	1,00	0,600	=	0,600	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$g_K =$	1,00	0,357	=	0,357	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$g_K =$	1,00	0,243	=	0,243	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m

Betonové pražce s upevňovacími (předpokládáme působení zatížení v ose kolejnic) ...

prut 1 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$g_{BP} =$	1,00	2,400	=	2,400	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$g_{BP} =$	1,00	1,428	=	1,428	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,972	=	0,972	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m

c) Ostatní stálé zatížení - dolní charakteristická hodnota $(g - g_o)_{k,inf}$:

Zábradlí ...

prut 1 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 3 ...	$g_z =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 4 ...	$g_z =$	1,00	0,500	=	0,500	kN/m,	$e_y =$	1,150 m

Nové římsy ...

prut 1 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,24500	25,0	=	6,125	kN/m,
	$e_y =$					-0,945	m
prut 2 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,
	$e_y =$					0,000	m
prut 3 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,00000	25,0	=	0,000	kN/m,
	$e_y =$					0,000	m
prut 4 ...	$g_{PK} =$	1,00	0,24500	25,0	=	6,125	kN/m,
	$e_y =$					1,160	m

Kolejové lože ...

prut 1 ...	$g_{KL} =$	0,70	0,91200	20,0	=	12,768	kN/m,
	$e_y =$					0,100	m
prut 2 ...	$g_{KL} =$	0,70	0,70000	20,0	=	9,800	kN/m,
	$e_y =$					-0,439	m
prut 3 ...	$g_{KL} =$	0,70	0,70000	20,0	=	9,800	kN/m,
	$e_y =$					0,440	m
prut 4 ...	$g_{KL} =$	0,70	0,82700	20,0	=	11,578	kN/m,
	$e_y =$					-0,350	m

Izolace s ochranou ...

prut 1 ...	$g_I =$	0,80	0,12600	25,0	=	2,520	kN/m,
	$e_y =$					-0,100	m
prut 2 ...	$g_I =$	0,80	0,06800	25,0	=	1,360	kN/m,
	$e_y =$					-0,438	m
prut 3 ...	$g_I =$	0,80	0,06840	25,0	=	1,368	kN/m,
	$e_y =$					0,438	m

prut 4 ...	$g_I =$	0,80	0,11450	25,0	=	2,290	kN/m,
	$e_y =$					-0,010	m

Kolejnice ...

prut 1 ...	$g_K =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$g_K =$	1,00	0,600	=	0,600	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$g_K =$	1,00	0,357	=	0,357	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$g_K =$	1,00	0,243	=	0,243	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m

Betonové pražce s upevňovacími (předpokládáme působení zatížení v ose kolejnic) ...

prut 1 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$g_{BP} =$	1,00	2,400	=	2,400	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$g_{BP} =$	1,00	1,428	=	1,428	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$g_{BP} =$	1,00	0,972	=	0,972	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m

4.2. ZATÍŽENÍ PROMĚNNÉ

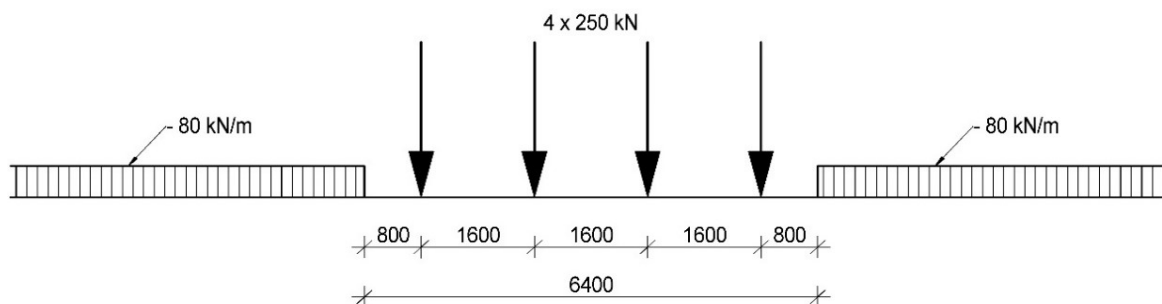
4.2.1. ZATÍŽENÍ DOPRAVOU

4.2.1.1. Model zatížení LM71 (UIC-71)

Taťová rychlost v daném traťovém úseku je 120 km/h, rychlost na mostě je 100 km/h.

Podle údajů SŽDC odpovídá přechodnost mostu traťové třídě C4 s přidruženou rychlostí 110 km/h.

Svislé účinky standardního železničního provozu jsou reprezentovány Modelem zatížení 71:



Nápravové síly budeme uvažovat roznesené na spojitě rovnoměrné zatížení na délce 6,400 m:

$$q_{NS} = \frac{4 \cdot 250,0}{6,400} = 156,250 \text{ kN/m}$$

Spojitě rovnoměrné zatížení mimo nápravové síly:

$$q_{SR} = 80,000 \text{ kN/m}$$

Protože most se nachází na trati 1. třídy, budou uvedené hodnoty zatížení přenásobeny součinitelem $\alpha = 1,21$:

$$q_{NS} = 1,21 \cdot 156,250 = 189,063 \text{ kN/m}$$

$$q_{SR} = 1,21 \cdot 80,000 = 96,800 \text{ kN/m}$$

U zatěžovacích vlaků Model zatížení 71 a SW/0 je nutno uvažovat boční (příčné) posunutí koleje prostřednictvím excentricity e :

$$e = \frac{r}{18} = \frac{1,435}{18} = 0,080 \text{ m} \quad , \text{ kde}$$

r je rozchod koleje.

Rozpočítání Modelu zatížení 71 na podélné pruty výpočetního modelu (vč. součinitele α):

Roznesené nápravové síly ...

prut 1 ...	$q_{Q71} =$	1,21	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000	m
prut 2 ...	$q_{Q71} =$	1,21	78,125	=	94,531	kN/m,	$e_y =$	-0,465	m
prut 3 ...	$q_{Q71} =$	1,21	46,484	=	56,245	kN/m,	$e_y =$	0,776	m

prut 4 ...	$q_{Q71} =$	1,21	31,641	=	38,286	kN/m,	$e_y =$	-1,140
								m
celkem ...	189,063	kN/m						

Spojité rovnoměrné zatížení 80 kN/m ...

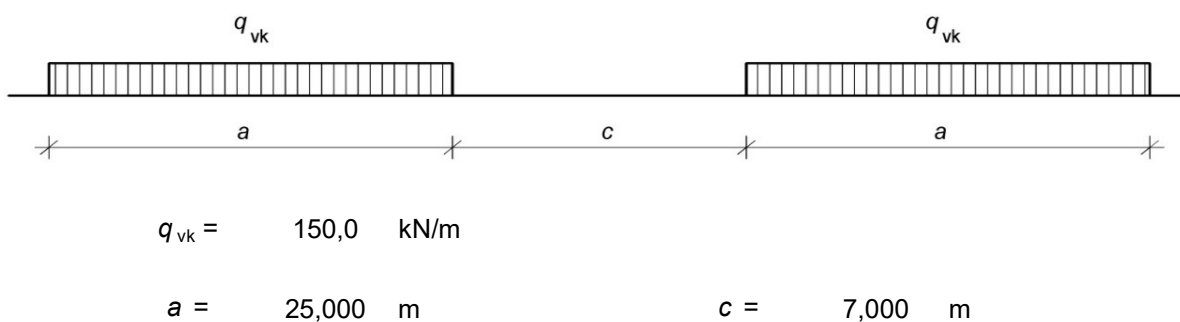
prut 1 ...	$q_{q71} =$	1,21	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000
								m
prut 2 ...	$q_{q71} =$	1,21	40,000	=	48,400	kN/m,	$e_y =$	-0,465
								m
prut 3 ...	$q_{q71} =$	1,21	23,800	=	28,797	kN/m,	$e_y =$	0,776
								m
prut 4 ...	$q_{q71} =$	1,21	16,200	=	19,603	kN/m,	$e_y =$	-1,140
								m
celkem ...	96,800	kN/m						

4.2.1.2. Model zatížení SW/0

Nosná konstrukce je staticky určitá => model zatížení SW/0 není nutno uvažovat.

4.2.1.3. Model zatížení SW/2

Protože most se nachází na trati 1. třídy, budeme uvažovat i model zatížení SW/2, který reprezentuje účinky těžké železniční dopravy:



Rozpočítání Modelu zatížení SW/2 na podélné pruty výpočetního modelu:

prut 1 ...	$q_{SW/2} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000
								m

prut 2 ...	$q_{sw/2} =$	1,00	75,000	=	75,000	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$q_{sw/2} =$	1,00	44,624	=	44,624	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$q_{sw/2} =$	1,00	30,376	=	30,376	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	150,000	kN/m						

4.2.1.4. Model zatížení "nezatížený vlak"

Svislé spojitě rovnoměrné zatížení na jednu kolej ... 10,000 kN/m

Rozpočítání modelu zatížení "nezatížený vlak" na podélné pruty výpočetního modelu:

prut 1 ...	$q_{sw/2} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$q_{sw/2} =$	1,00	5,000	=	5,000	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$q_{sw/2} =$	1,00	2,975	=	2,975	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$q_{sw/2} =$	1,00	2,025	=	2,025	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	10,000	kN/m						

4.2.1.5. Dynamické účinky pohyblivého zatížení

4.2.1.5.1. Přibližné stanovení vlastních frekvencí

Dle ČSN EN 1991-2 [6] lze pro prostě podepřené železniční mosty namáhané pouze ohybem předběžně vypočítat první vlastní ohybovou frekvenci ze vztahu:

$$n_0 \text{ [Hz]} = \frac{17,75}{\delta_0^{1/2}}, \text{ kde:}$$

δ_0 je průhyb uprostřed rozpětí od stálých zatížení [mm], spočítaný s využitím krátkodobého modulu pružnosti pro betonové mosty,

Stálé zatížení celkem (střední hodnota, s UHPFRC nabetonávkou):

$$\begin{aligned}
 g_m &= 42,742 + 1,000 + 9,459 + \\
 &+ 53,626 + 6,750 + 1,200 + \\
 &+ 4,800 + 10,347 = 129,924 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Průhyb od stálého zatížení:

$$\begin{aligned}
 \delta_0 &= \frac{5}{384} \frac{0,129924}{34000,0} \frac{29,0}{1,3421}^4 = 0,0262 \text{ m} = \\
 &= 26,2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$n_0 = \frac{17,75}{26,2}^{0,5} = 3,466 \text{ Hz}$$

Podle ČSN 73 6222 [29] lze vlastní frekvenci nosné konstrukce (silničního) mostu nebo její části stanovit ze vzorce:

$$f = 90,6 L_d^{-0,923}, \text{ kde:}$$

L_d je náhradní délka, která se pro mosty o jednom poli stanoví jako kolmá vzdálenost uložení:

$$L_d = 29,000 \text{ m}$$

$$f = 90,6 \cdot 29,000^{-0,923} = 4,049 \text{ Hz}$$

(tento vzorec počítá s menší tíhou silničního mostu)

4.2.1.5.2. Ověření požadavků na dynamickou analýzu

Podle ČSN EN 1991-2 [6] se případná potřeba dynamické analýzy posoudí podle vývojového diagramu na obr. 6.9:

1) rychlost $V \leq 200 \text{ km/h}$... ANO

2) spojitý most ... NE

3) n_0 v následujícím rozmezí ...

... horní mez ...

$$n_{0,d} = 94,76 L^{-0,748}, \text{ kde } L \text{ je náhradní délka, která se pro prostý nosník}$$

stanoví stejně jako jeho rozpětí:

Pro spojitě nosníky se L_Φ stanoví ze vzorce:

$$L_\Phi = 29,000 \text{ m}$$

$$n_{0,d} = 94,76 \cdot 29,000^{-0,748} = 7,634 \text{ Hz} >$$

$$> n_0 = 3,466 \text{ Hz} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

... dolní mez (pro L od 20 do 100 m) ...

$$n_{0,d} = 23,58 \cdot L^{-0,592} = 23,58 \cdot 29,000^{-0,592} =$$

$$= 3,212 \text{ Hz} < n_0 = 3,466 \text{ Hz} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

4.2.1.5.3. Dynamický součinitel - podélný směr

Podle ČSN EN 1991-2 [6] se rozeznává dynamický součinitel pro pečlivě udržovanou kolej a standardně udržovanou kolej.

a) Dynamický součinitel pro pečlivě udržovanou kolej:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{L_\Phi^{0,5} - 0,2} + 0,82 =$$

$$= \frac{1,44}{29,0^{0,5} - 0,2} + 0,82 =$$

$$= 1,10 > 1,00 \Rightarrow \Phi_2 = 1,10$$

$$< 1,67$$

b) Dynamický součinitel pro standardně udržovanou kolej:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{L_\Phi^{0,5} - 0,2} + 0,73 =$$

$$= \frac{2,16}{29,0^{0,5} - 0,2} + 0,73 =$$

$$= 1,15 > 1,05 \Rightarrow \Phi_3 = 1,15$$

$$< 2,00$$

Podle [6] , Změny Z4, uvažujeme dynamický součinitel následujícím způsobem:

1) pro posouzení mezních stavů únosnosti STR ... $\Phi_3 = 1,15$,

2) pro posouzení mezních stavů použitelnosti včetně MS omezení přetvoření a kmitání, pro posouzení únavy (mezní stav únosnosti FAT) a pro posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje ...

$$\dots \quad \Phi_2 = 1,10$$

4.2.1.5.4. Dynamický součinitel - příčný směr

$$L_\phi = 3 \cdot 1,500 = 4,500 \text{ m} \quad (\text{trojnásobek rozpětí desky})$$

a) Dynamický součinitel pro pečlivě udržovanou kolej:

$$\begin{aligned} \Phi_2 &= \frac{1,44}{L_\phi^{0,5} - 0,2} + 0,82 = \\ &= \frac{1,44}{4,5^{0,5} - 0,2} + 0,82 = \\ &= 1,57 > 1,00 \Rightarrow \Phi_2 = 1,57 \\ &\quad < 1,67 \end{aligned}$$

b) Dynamický součinitel pro standardně udržovanou kolej:

$$\begin{aligned} \Phi_3 &= \frac{2,16}{L_\phi^{0,5} - 0,2} + 0,73 = \\ &= \frac{2,16}{4,5^{0,5} - 0,2} + 0,73 = \\ &= 1,85 > 1,05 \Rightarrow \Phi_3 = 1,85 \\ &\quad < 2,00 \end{aligned}$$

Podle [18], Změny Z4, uvažujeme dynamický součinitel následujícím způsobem:

$$1) \text{ pro posouzení mezních stavů únosnosti STR } \dots \quad \Phi_3 = 1,85$$

2) pro posouzení mezních stavů použitelnosti včetně MS omezení přetvoření a kmitání, pro posouzení únavy (mezní stav únosnosti FAT) a pro posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje ...

$$\dots \quad \Phi_2 = 1,57$$

4.2.1.6. Odstředivé síly

Odstředivé síly se zde neuvažují, protože trať je v přímém úseku.

4.2.1.7. Brzdné a rozjezdové síly

Rozjezdové a brzdné síly působí v úrovni temene kolejnic v podélném směru koleje. Musí se uvažovat jako rovnoměrně rozložené po odpovídající přičiňující délce $L_{a,b}$ účinků rozjezdu a brzdění pro uvažovaný nosný prvek. Směr rozjezdových a brzdných sil musí souhlasit s dovoleným směrem (dovolenými směry) dopravy na každé koleji.

Charakteristické hodnoty rozjezdových a brzdných sil v jedné koleji se musí uvažovat následovně:

$$\text{Rozjezdová síla: } Q_{lak} = 33,000 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 1000,0 \text{ [kN]}$$

pro modely zatížení 71, SW/0, SW/2 a HSLM.

$$\text{Brzdná síla: } Q_{lbk} = 20,000 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 6000,0 \text{ [kN]}$$

pro modely zatížení 71, SW/0 a HSLM a

$$Q_{lbk} = 35,000 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]}$$

pro model zatížení SW/2.

V daném případě:

Rozjezdová síla:

$$\begin{aligned} Q_{lak} &= 1,21 \cdot 33,000 \cdot 29,900 = 1193,9 \text{ kN} > \\ &> 1000,0 \text{ kN} \Rightarrow Q_{lak} = 1000,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Brzdná síla - LM71:

$$\begin{aligned} Q_{lbk} &= 1,21 \cdot 20,000 \cdot 29,900 = 723,6 \text{ kN} < \\ &< 6000,0 \text{ kN} \Rightarrow Q_{lbk} = 723,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Brzdná síla - SW/2:

$$\begin{aligned} Q_{lbk} &= 1,00 \cdot 35,000 \cdot 25,000 = 875,0 \text{ kN} < \\ &< 6000,0 \text{ kN} \Rightarrow Q_{lbk} = 875,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Charakteristické hodnoty rozjezdových a brzdných sil se nesmí násobit součinitelem ϕ nebo f . Mají se ale násobit součinitelem α .

Rozjezdové a brzdné síly lze zanedbat pro "nezatížený vlak".

U tratí určených pro speciální dopravu (např. vyhrazených pro vysokorychlostní dopravu) lze

rozjezdové a brzdné síly stanovit upraveným postupem podle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.3(6).

Tyto charakteristické hodnoty platí pro všechny typy konstrukce koleje, tj. průběžně svařené kolejnice (bezstyková kolej) nebo na kolej se styky, bez dilatačních zařízení nebo s nimi.

Rozjezdové a brzdné síly se musí kombinovat s odpovídajícím svislým zatížením.

U modelů zatížení SW/0 a SW/2 působí rozjezdové a brzdné síly pouze na ty úseky, které jsou zatíženy svislým pohyblivým zatížením.

Pokud kolej probíhá nepřerušovaně na jednom nebo na obou koncích mostu, přenáší se nosnou konstrukcí do ložisek pouze část rozjezdové a brzdné síly, zatímco zbytek této síly se přenáší kolejí a je zadržován za opěrami. Část síly přenášená nosnou konstrukcí do ložisek se má stanovit s uvážením kombinované odezvy konstrukce a koleje podle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.4.

V daném případě použijeme pro rozdělení brzdných a rozjezdových sil mezi konstrukci a zemní těleso ustanovení bývalé normy [26], kterou zde použijeme obdobně jako odbornou literaturu:

brzdné a rozjezdové síly B_e přenášené mostní konstrukcí se podle této normy stanoví z následujícího vztahu:

$$B_e = \mu_b \cdot V_b, \text{ kde:}$$

V_b je svislé pohyblivé zatížení na konstrukci,

μ_b je součinitel podle [26], tab. 7, závislý na uspořádání kolejnicových styků a dilatačních zařízení, na typu ložisek, popř. na způsobu uložení a na délce zatížení mostu ...

konstrukce na ložiskách bezstyková kolej zat. délka 29,900 m	}	=>	$\mu_b =$	0,08
--	---	----	-----------	------

Pokud je kolej oddělena na obou koncích mostu od koleje v širé trati kolejnicovým dilatačním zařízením, uvažuje se v daném případě následující hodnota součinitele:

konstrukce na ložiskách kolej oddělená KDZ zat. délka 29,900 m	}	=>	$\mu_b =$	0,12
--	---	----	-----------	------

Část brzdných a rozjezdových sil, které se přenášejí mostní konstrukcí, je pak v daném případě:

$$\frac{0,08}{0,12} = 0,67$$

Přehled brzdných a rozjezdových sil - vč. součinitele α :

Rozjezdová síla z jedné koleje přenášená mostní konstrukcí v daném případě je:

$$Q_{lak}' = 0,67 \cdot 1000,0 = 666,7 \text{ kN, tzn. } \frac{666,7}{29,900} = 22,297 \text{ kN/m}$$

Brzdná síla z jedné koleje přenášená mostní konstrukcí v daném případě je (pro LM71):

$$Q_{lbk}' = 0,67 \cdot 723,6 = 482,4 \text{ kN, tzn. } \frac{482,4}{29,900} = 16,133 \text{ kN/m}$$

Brzdná síla z jedné koleje přenášená mostní konstrukcí v daném případě je (pro SW/2):

$$Q_{lbk}' = 0,67 \cdot 875,0 = 583,3 \text{ kN, tzn. } \frac{583,3}{29,900} = 19,509 \text{ kN/m}$$

Výška působišť brzdných a rozjezdových sil nad povrchem betonového nosníku:

$$h_{br} = \text{cca } 0,650 + 0,200 = 0,850 \text{ m}$$

Brzdné a rozjezdové síly pro zadání do výpočtu rovněž rozpočítáme na podélné pruty výpočetního modelu:

Rozjezdové síly ...

prut 1 ...	$q_{lak} =$	1,00	0,000	=	0,000 kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$q_{lak} =$	1,00	11,148	=	11,148 kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$q_{lak} =$	1,00	6,633	=	6,633 kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$q_{lak} =$	1,00	4,515	=	4,515 kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	22,297 kN/m						

Brzdné síly - LM71 ...

prut 1 ...	$q_{lbk,71} =$	1,00	0,000	=	0,000 kN/m,	$e_y =$	0,000 m
------------	----------------	------	-------	---	-------------	---------	---------

prut 2 ...	$q_{lbk,71} =$	1,00	8,067	=	8,067	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$q_{lbk,71} =$	1,00	4,800	=	4,800	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$q_{lbk,71} =$	1,00	3,267	=	3,267	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	16,133	kN/m						

Brzdné síly - SW/2 ...

prut 1 ...	$q_{lbk,SW2} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$q_{lbk,SW2} =$	1,00	9,755	=	9,755	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$q_{lbk,SW2} =$	1,00	5,804	=	5,804	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$q_{lbk,SW2} =$	1,00	3,951	=	3,951	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	19,509	kN/m						

4.2.1.8. Spolupůsobení konstrukce s kolejí

Podrobným způsobem lze spolupůsobení mostní konstrukce s kolejí ověřit pomocí analýzy "kombinované odezvy" podle normy [6] ; v daném případě bude spolupůsobení s kolejí pro konstrukci do značné míry příznivé, ale konstrukce bude současně vystavena účinkům zatížení vyvozeným bezстыkovou kolejí. V daném případě budeme tyto účinky zatížení s dostatečnou výstižností uvažovat podle bývalé normy [26] , kterou zde použijeme jako odbornou literaturu. Podle této normy bylo nutno účinky bezстыkové koleje uvažovat při návrhu ložisek, opěr a pilířů, ale nebylo třeba je uvažovat při návrhu hlavní nosné konstrukce, pokud se do ní vnášely spojitě.

Bezстыková kolej působí při teplotních změnách na mostní konstrukci podélnou normálovou silou F_t a v případě koleje v oblouku i příčným vodorovným spojitým zatížením p_t . Velikosti těchto účinků závisí na dispozičním uspořádání a na dilatujících délkách nosné konstrukce.

Podélná normálová síla F_t , působící v dotykové ploše pevných ložisek, se stanoví ze vzorce:

$$F_t = f_t \cdot L_{dT} \quad , \text{ kde:}$$

f_t je jednotkové podélné vodorovné zatížení; u konstrukcí s průběžným kolejovým ložem se uvažuje hodnotou ...

$$f_t = 7,300 \quad \text{kN/m,}$$

L_{dT} u konstrukcí s jednou dilatující délkou je rovno této dilatující délce ...

$$L_{dT} = 29,000 + 0,450 = 29,450 \text{ m}$$

$$F_t = 7,300 \cdot 29,45 = 214,985 \text{ kN}$$

Příčné vodorovné spojitě zatížení p_t , působící v úrovni temene kolejnic, se stanoví ze vzorce:

$$p_t = \frac{2300}{r} = \frac{2300}{\infty} = 0,000 \text{ kN/m.}$$

Výška podélného i příčného zatížení nad horním povrchem betonového nosníku:

$$h_t = \text{cca } 0,650 + 0,200 = 0,850 \text{ m}$$

Síly od spolupůsobení s bezстыkovou kolejí pro zadání do výpočtu rovněž rozpočítáme na podélné pruty výpočetního modelu:

prut 1 ...	$g_K =$	1,00	0,000	=	0,000 kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$g_K =$	1,00	3,650	=	3,650 kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$g_K =$	1,00	2,172	=	2,172 kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$g_K =$	1,00	1,478	=	1,478 kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	7,300 kN/m						

4.2.1.9. Boční rázy

Boční ráz se musí uvažovat jako osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje.

Charakteristická hodnota bočního rázu se uvažuje hodnotou $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$. Nesmí se násobit součinitelem ϕ nebo f . Naopak se násobí součinitelem α , pokud je $\alpha \geq 1,0$.

Boční ráz se musí vždy kombinovat se svislým zatížením dopravou.

Boční rázy pro zadání do výpočtu rovněž rozpočítáme na podélné pruty výpočetního modelu (hodnoty včetně součinitele α):

prut 1 ...	$B_R =$	1,21	0,000	=	0,000	kN,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$B_R =$	1,21	50,000	=	60,500	kN,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$B_R =$	1,21	29,749	=	35,997	kN,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$B_R =$	1,21	20,251	=	24,503	kN,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	121,000 kN							

Výška působíště bočních rázů nad těžištěm betonového průřezu nosné konstrukce:

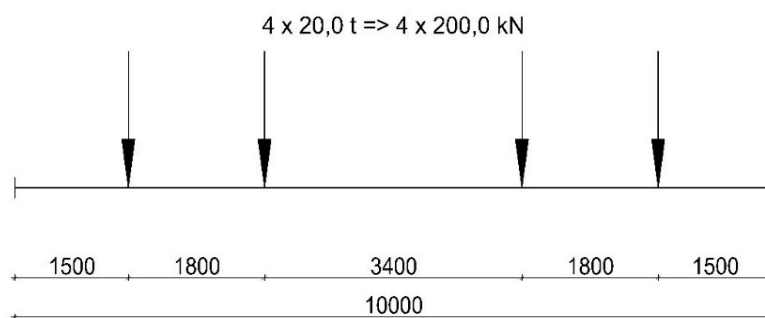
$$h_{BR} = \text{cca } 0,650 + 0,200 = 0,850 \text{ m}$$

4.2.1.10. Traťová třída zatížení C4/110

Na mostě je uvažována traťová třída zatížení s přidruženou rychlostí: **C4/110** :

Schéma vozidla:

(podle [19])



Účinky zatěžovacích vozidel třídy C4 lze nahradit spojitým rovnoměrným zatížením:

$$8,000 \text{ t/m} \Rightarrow 80,000 \text{ kN/m}$$

Dynamické účinky - podélný směr:

(podle [19] , čl. 5.2 a [1] , Příloha C)

Uvažujeme dynamický součinitel ϕ_{T1} , který se používá na mostních objektech se standardně udržovanou jízdní dráhou. Stanoví se ze vztahu:

$$\phi_{T1} = 1 + \phi' + \phi'', \text{ avšak } 1,05 \leq \phi_{T1} \leq 2,00, \text{ kde:}$$

$$v \text{ je maximální dovolená rychlost vozidla [m/s],}$$

$$v = 110,0 \text{ km/h} = 30,556 \text{ m/s}$$

$$L_\phi \text{ ke náhradní délka pro stanovení dynamického součinitele,}$$

$$L_\phi = 29,000 \text{ m (pro prostý nosník)}$$

$$n_0 \text{ je první vlastní ohybová frekvence mostu zatíženého stálými zatíženími:}$$

$$n_0 = 3,466 \text{ Hz (dle kap. 4.2.1.5.1.)}$$

$$K = \frac{v}{2L_\phi \times n_0} = \frac{30,556}{2 \times 29,000 \times 3,466} =$$

$$= 0,152 < 0,76 \Rightarrow \phi' = 0,179$$

$$\phi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \text{ pro } K < 0,76$$

$$\phi' = 1,325 \text{ pro } K \geq 0,76$$

$$\alpha = \frac{v}{22} \text{ pro } v \leq 22,0 \text{ m/s}$$

$$\alpha = 1,0 \text{ pro } v > 22,0 \text{ m/s}$$

$$v = 30,556 \text{ m/s} > 22,0 \Rightarrow \alpha = 1,000$$

$$\phi'' = \frac{\alpha}{100} \cdot \left[56 \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left(\frac{L_\phi n_0}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right] \geq 0,0$$

$$\phi'' = 0,016 > 0,0 \Rightarrow \phi'' = 0,016$$

$$\phi_{T1} = 1 + 0,179 + 0,016 = 1,195$$

Dynamické účinky - příčný směr:

(podle [19], čl. 5.2 a [1], Příloha C)

Uvažujeme dynamický součinitel ϕ_{T1} , který se používá na mostních objektech se standardně udržovanou jízdní dráhou. Stanoví se ze vztahu:

$$\phi_{T1} = 1 + \phi' + \phi'', \text{ avšak } 1,05 \leq \phi_{T1} \leq 2,00, \text{ kde:}$$

v je maximální dovolená rychlost vozidla [m/s],
 $v = 110,0 \text{ km/h} = 30,556 \text{ m/s}$

L_ϕ ke náhradní délka pro stanovení dynamického součinitele,
 $L_\phi = 4,500 \text{ m}$ (trojnásobek rozpětí mostovky)

n_0 je první vlastní ohybová frekvence mostu zatíženého stálými zatíženími:

průhyb mostovky od stálého zatížení ... 5 mm

$$n_0 = \frac{17,75}{\delta_0^{1/2}} = \frac{17,75}{5,0^{0,5}} = 7,938 \text{ Hz} \quad (\text{dle kap. 4.2.1.5.1.})$$

$$K = \frac{v}{2L_\phi \times n_0} = \frac{30,556}{2 \times 4,500 \times 7,938} =$$

$$= 0,428 < 0,76 \Rightarrow \phi' = 0,706$$

$$\phi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \text{ pro } K < 0,76$$

$$\phi' = 1,325 \text{ pro } K \geq 0,76$$

$$\alpha = \frac{v}{22} \text{ pro } v \leq 22,0 \text{ m/s}$$

$$\alpha = 1,0 \text{ pro } v > 22,0 \text{ m/s}$$

$$v = 30,556 \text{ m/s} > 22,0 \Rightarrow \alpha = 1,000$$

$$\phi'' = \frac{\alpha}{100} \cdot \left[56 \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left(\frac{L_\phi n_0}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right] \geq 0,0$$

$$\phi'' = 0,194 > 0,0 \Rightarrow \phi'' = 0,194$$

$$\phi_{T1} = 1 + 0,706 + 0,194 = 1,900$$

Rozpočítání zatížení vozidlem C4 na podélné pruty výpočetního modelu:

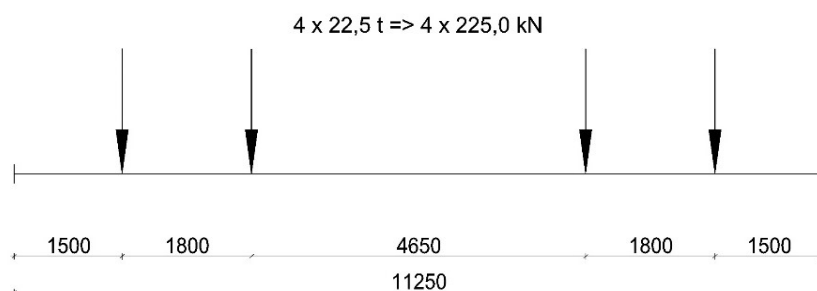
prut 1 ...	$q_{C4} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$q_{C4} =$	1,00	40,000	=	40,000	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$q_{C4} =$	1,00	23,800	=	23,800	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$q_{C4} =$	1,00	16,200	=	16,200	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	80,000	kN/m						

4.2.1.11. Traťová třída zatížení D4/120

Na mostě je uvažována traťová třída zatížení s přidruženou rychlostí: **D4/120** :

Schéma vozidla:

(podle [19])



Účinky zatěžovacích vozidel třídy D4 lze nahradit spojitým rovnoměrným zatížením:

$$8,000 \text{ t/m} \Rightarrow 80,000 \text{ kN/m}$$

Dynamické účinky - podélný směr:

(podle [19] , čl. 5.2 a [1] , Příloha C)

Uvažujeme dynamický součinitel ϕ_{T1} , který se používá na mostních objektech se standardně udržovanou jízdní dráhou. Stanoví se ze vztahu:

$$\phi_{T1} = 1 + \phi' + \phi'' \quad , \text{ avšak } 1,05 \leq \phi_{T1} \leq 2,00 \quad , \text{ kde:}$$

v je maximální dovolená rychlost vozidla [m/s],
 $v = 120,0 \text{ km/h} = 33,333 \text{ m/s}$

L_ϕ ke náhradní délka pro stanovení dynamického součinitele,
 $L_\phi = 29,000 \text{ m}$ (pro prostý nosník)

n_0 je první vlastní ohybová frekvence mostu zatíženého stálými zatíženími:
 $n_0 = 3,466 \text{ Hz}$ (dle kap. 4.2.1.5.1.)

$$K = \frac{v}{2L_\phi \times n_0} = \frac{33,333}{2 \times 29,000 \times 3,466} = 0,166 < 0,76 \Rightarrow \phi' = 0,199$$

$$\phi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \text{ pro } K < 0,76$$

$$\phi' = 1,325 \text{ pro } K \geq 0,76$$

$$\alpha = \frac{v}{22} \text{ pro } v \leq 22,0 \text{ m/s}$$

$$\alpha = 1,0 \text{ pro } v > 22,0 \text{ m/s}$$

$$v = 33,333 \text{ m/s} > 22,0 \Rightarrow \alpha = 1,000$$

$$\phi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56 \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left(\frac{L_\phi n_0}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right] \geq 0,0$$

$$\phi'' = 0,016 > 0,0 \Rightarrow \phi'' = 0,016$$

$$\phi_{T1} = 1 + 0,199 + 0,016 = 1,214$$

Dynamické účinky - příčný směr:

(podle [19], čl. 5.2 a [1], Příloha C)

Uvažujeme dynamický součinitel ϕ_{T1} , který se používá na mostních objektech se standardně udržovanou jízdní dráhou. Stanoví se ze vztahu:

$$\phi_{T1} = 1 + \phi' + \phi'', \text{ avšak } 1,05 \leq \phi_{T1} \leq 2,00, \text{ kde:}$$

$$v \text{ je maximální dovolená rychlost vozidla [m/s],}$$

$$v = 110,0 \text{ km/h} = 30,556 \text{ m/s}$$

$$L_\phi \text{ ke náhradní délka pro stanovení dynamického součinitele,}$$

$$L_\phi = 4,500 \text{ m (trojnásobek rozpětí mostovky)}$$

$$n_0 \text{ je první vlastní ohybová frekvence mostu zatíženého stálými zatíženími:}$$

$$\text{průhyb mostovky od stálého zatížení ... } 5 \text{ mm}$$

$$n_0 = \frac{17,75}{\delta_0^{1/2}} = \frac{17,75}{5,0}^{0,5} = 7,938 \text{ Hz (dle kap. 4.2.1.5.1.)}$$

$$K = \frac{v}{2L_\phi \times n_0} = \frac{30,556}{2 \times 4,500 \times 7,938} =$$

$$= 0,428 < 0,76 \Rightarrow \phi' = 0,706$$

$$\phi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \text{ pro } K < 0,76$$

$$\phi' = 1,325 \text{ pro } K \geq 0,76$$

$$\alpha = \frac{v}{22} \text{ pro } v \leq 22,0 \text{ m/s}$$

$$\alpha = 1,0 \text{ pro } v > 22,0 \text{ m/s}$$

$$v = 30,556 \text{ m/s} > 22,0 \Rightarrow \alpha = 1,000$$

$$\phi'' = \frac{\alpha}{100} \cdot \left[56 \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left(\frac{L_\phi n_0}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right] \geq 0,0$$

$$\phi'' = 0,194 > 0,0 \Rightarrow \phi'' = 0,194$$

$$\phi_{T1} = 1 + 0,706 + 0,194 = 1,900$$

Rozpočítání zatížení vozidlem D4 na podélné pruty výpočetního modelu:

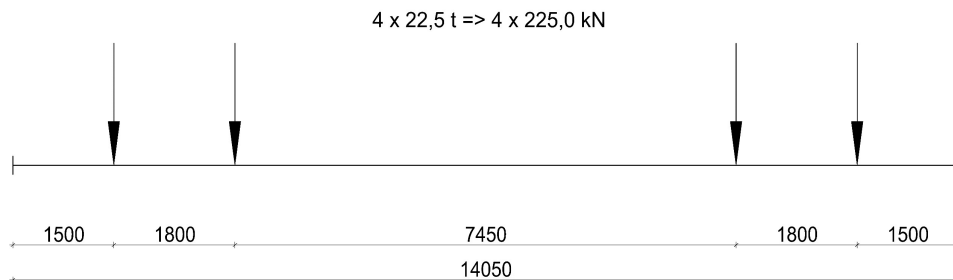
prut 1 ...	$q_{D4} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$q_{D4} =$	1,00	40,000	=	40,000	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$q_{D4} =$	1,00	23,800	=	23,800	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$q_{D4} =$	1,00	16,200	=	16,200	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...		80,000	kN/m					

4.2.1.12. Traťová třída zatížení D2/160

Na mostě je uvažována traťová třída zatížení s přidruženou rychlostí: **D2/160** :

Schéma vozidla:

(podle [19])



Účinky zatěžovacích vozidel třídy D2 lze nahradit spojitým rovnoměrným zatížením:

$$6,400 \text{ t/m} \Rightarrow 64,000 \text{ kN/m}$$

Dynamické účinky - podélný směr:

(podle [19] , čl. 5.2 a [1] , Příloha C)

Uvažujeme dynamický součinitel ϕ_{T1} , který se používá na mostních objektech se standardně udržovanou jízdní dráhou. Stanoví se ze vztahu:

$$\phi_{T1} = 1 + \phi' + \phi'' \quad , \text{ avšak } 1,05 \leq \phi_{T1} \leq 2,00 \quad , \text{ kde:}$$

$$v \text{ je maximální dovolená rychlost vozidla [m/s],}$$
$$v = 160,0 \text{ km/h} = 44,444 \text{ m/s}$$

L_ϕ ke náhradní délka pro stanovení dynamického součinitele,
 $L_\phi = 29,000 \text{ m}$ (pro prostý nosník)

n_0 je první vlastní ohybová frekvence mostu zatíženého stálými zatíženími:
 $n_0 = 3,466 \text{ Hz}$ (dle kap. 4.2.1.5.1.)

$$K = \frac{v}{2L_\phi \times n_0} = \frac{44,444}{2 \times 29,000 \times 3,466} = 0,221 < 0,76 \Rightarrow \phi' = 0,283$$

$$\phi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \text{ pro } K < 0,76$$

$$\phi' = 1,325 \text{ pro } K \geq 0,76$$

$$\alpha = \frac{v}{22} \text{ pro } v \leq 22,0 \text{ m/s}$$

$$\alpha = 1,0 \text{ pro } v > 22,0 \text{ m/s}$$

$$v = 44,444 \text{ m/s} > 22,0 \Rightarrow \alpha = 1,000$$

$$\phi'' = \frac{\alpha}{100} \cdot \left[56 \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left(\frac{L_\phi n_0}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right] \geq 0,0$$

$$\phi'' = 0,016 > 0,0 \Rightarrow \phi'' = 0,016$$

$$\phi_{T1} = 1 + 0,283 + 0,016 = 1,299$$

Dynamické účinky - příčný směr:

(podle [19], čl. 5.2 a [1], Příloha C)

Uvažujeme dynamický součinitel ϕ_{T1} , který se používá na mostních objektech se standardně udržovanou jízdní dráhou. Stanoví se ze vztahu:

$$\phi_{T1} = 1 + \phi' + \phi'' \text{ , avšak } 1,05 \leq \phi_{T1} \leq 2,00 \text{ , kde:}$$

v je maximální dovolená rychlost vozidla [m/s],
 $v = 110,0 \text{ km/h} = 30,556 \text{ m/s}$

L_ϕ ke náhradní délka pro stanovení dynamického součinitele,
 $L_\phi = 4,500 \text{ m}$ (trojnásobek rozpětí mostovky)

n_0 je první vlastní ohybová frekvence mostu zatíženého stálými zatíženími:

průhyb mostovky od stálého zatížení ... 5 mm

$$n_0 = \frac{17,75}{\delta_0^{1/2}} = \frac{17,75}{5,0^{0,5}} = 7,938 \text{ Hz} \quad (\text{dle kap. 4.2.1.5.1.})$$

$$K = \frac{v}{2L_\phi \times n_0} = \frac{30,556}{2 \times 4,500 \times 7,938} = 0,428 < 0,76 \Rightarrow \phi' = 0,706$$

$$\phi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad \text{pro } K < 0,76$$

$$\phi' = 1,325 \quad \text{pro } K \geq 0,76$$

$$\alpha = \frac{v}{22} \quad \text{pro } v \leq 22,0 \text{ m/s}$$

$$\alpha = 1,0 \quad \text{pro } v > 22,0 \text{ m/s}$$

$$v = 30,556 \text{ m/s} > 22,0 \Rightarrow \alpha = 1,000$$

$$\phi'' = \frac{\alpha}{100} \cdot \left[56 \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left(\frac{L_\phi n_0}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right] \geq 0,0$$

$$\phi'' = 0,194 > 0,0 \Rightarrow \phi'' = 0,194$$

$$\phi_{T1} = 1 + 0,706 + 0,194 = 1,900$$

Rozpočítání zatížení vozidlem D2 na podélné pruty výpočetního modelu:

$$\text{prut 1 ... } q_{D2} = 1,00 \quad 0,000 = 0,000 \text{ kN/m, } e_y = 0,000 \text{ m}$$

$$\text{prut 2 ... } q_{D2} = 1,00 \quad 32,000 = 32,000 \text{ kN/m, } e_y = -0,465 \text{ m}$$

prut 3 ...	$q_{D2} =$	1,00	19,040	=	19,040	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$q_{D2} =$	1,00	12,960	=	12,960	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	64,000	kN/m						

4.2.2. TEPLITNÍ ZMĚNY

4.2.2.1. Typ nosné konstrukce

Betonová konstrukce => typ 3 podle [5] , čl. 6.1.1, str. 15.

4.2.2.2. Rovnoměrná složka teploty

Teplota vzduchu ve stínu

Charakteristické hodnoty minimálních a maximálních teplot vzduchu ve stínu se pro místo stavby určí z mapy izoterm - [5] , obr. NA.1, NA.2:

$$T_{\max} = 40,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{\min} = -34,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Maximální a minimální rovnoměrné složky teploty mostu

Pro typ konstrukce 3 se maximální a minimální rovnoměrná složka teploty stanoví ze vztahů:

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5 = 40,0 + 1,5 =$$

$$= 41,5 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{platí pro } 30^\circ\text{C} \leq T_{\max} \leq 50^\circ\text{C})$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8,0 = -34,0 + 8,0 =$$

$$= -26,0 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{platí pro } -50^\circ\text{C} \leq T_{\max} \leq 0^\circ\text{C})$$

Rozsah rovnoměrné složky teploty mostu:

Výchozí teplota mostu - předpokládáme $T_0 = 10,0 \text{ } ^\circ\text{C}$

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet prodloužení mostu $\Delta T_{N,\exp}$ se určí ze vztahu:

$$\Delta T_{N,\exp} = T_{e,\max} - T_0 = 41,5 - 10,0 =$$

$$= 31,5 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{oteplení})$$

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení mostu $\Delta T_{N,con}$ se určí ze vztahu:

$$\begin{aligned}\Delta T_{N,con} &= T_{e,min} - T_0 = -26,0 - 10,0 = \\ &= -36,0 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{ochlazení})\end{aligned}$$

Celkový rozsah rovnoměrné složky teploty mostu je:

$$\begin{aligned}\Delta T_N &= T_{e,max} - T_{e,min} = 41,5 - -26,0 = \\ &= 67,5 \text{ } ^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Pro návrh ložisek a mostních dilatačních závěrů se používají následující hodnoty rovnoměrné složky teploty mostu:

1) oteplení ...

$$\Delta T_{N,exp} + 20,0 \text{ } ^\circ\text{C} = 31,5 + 20,0 = 51,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

2) ochlazení ...

$$\Delta T_{N,con} - 20,0 \text{ } ^\circ\text{C} = -36,0 - 20,0 = -56,0 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Pokud by byla známa teplota, při které se budou ložiska a mostní závěry osazovat, pak by se použily hodnoty:

3) oteplení ...

$$\Delta T_{N,exp} + 10,0 \text{ } ^\circ\text{C} = 31,5 + 10,0 = 41,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

4) ochlazení ...

$$\Delta T_{N,con} - 10,0 \text{ } ^\circ\text{C} = -36,0 - 10,0 = -46,0 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Rozsah dilatačních posunů pro stanovení namáhání nosné konstrukce:

$$\begin{aligned}\Delta L^+ &= 31,5 \cdot 0,000010 \cdot 29000 = 9,14 \text{ mm} \\ \Delta L^- &= -36,0 \cdot 0,000010 \cdot 29000 = -10,44 \text{ mm}\end{aligned}$$

Rozsah dilatačních posunů pro stanovení posunů v nových ložiskách - pouze teplota:

$$\begin{aligned}\Delta L^+ &= 51,5 \quad 0,000010 \quad 29000 &= 14,94 \quad \text{mm} \\ \Delta L^- &= -56,0 \quad 0,000010 \quad 29000 &= -16,24 \quad \text{mm}\end{aligned}$$

Rozsah dilatačních posunů pro stanovení posunů v nových ložiskách - včetně objemových změn betonu (předpokládané hodnoty do konce životnosti):

$$\begin{aligned}\Delta L^+ &= 0,00 \quad + \quad 14,94 &= 14,94 \quad \text{mm} \\ \Delta L^- &= -5,00 \quad + \quad -16,24 &= -21,24 \quad \text{mm}\end{aligned}$$

Návrhové hodnoty:

$$\begin{aligned}\Delta L^+ &= 1,5 \quad 14,94 &= 22,40 \quad \text{mm} \\ \Delta L^- &= 1,5 \quad -21,24 &= -31,86 \quad \text{mm}\end{aligned}$$

4.2.2.3. Svislá proměnná složka teploty - lineární (postup 1)

Uvažované hodnoty lineární proměnné složky teploty ve svislém směru pro betonové komorové nosníky:

- horní povrch teplejší než dolní ...

$$\Delta T_{M, \text{heat}} = 10,0 \quad ^\circ\text{C}, \quad k_{\text{sur}} = 0,6 \quad (\text{kolejové lože})$$

- dolní povrch teplejší než horní ...

$$\Delta T_{M, \text{cool}} = 5,0 \quad ^\circ\text{C}, \quad k_{\text{sur}} = 1,0 \quad (\text{kolejové lože})$$

4.2.2.4. Proměnná složka teploty - ve vodorovném směru

Uvažujeme rozdíl teploty na levém a pravém okraji mostu hodnotou ... 5,0 $^\circ\text{C}$, tzn.:

$$\begin{aligned}\text{teplota levého (pravého) okraje mostovky ...} & 2,5 \quad ^\circ\text{C} \\ \text{teplota pravého (levého) okraje mostovky ...} & -2,5 \quad ^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Nosná konstrukce mostu se skládá ze čtyř podélných nosníků, které jsou překryty souvislou vrstvou kolejového lože, proto uvažujeme výše uvedený teplotní rozdíl na vnějších okrajích celé nosné konstrukce. U jednoho nosníku uvažujeme následující teplotní rozdíly:

Uvažujeme rozdíl teploty na levém a pravém okraji nosníku hodnotou ... 1,25 $^\circ\text{C}$, tzn.:

$$\begin{aligned}\text{teplota levého (pravého) okraje nosníku ...} & 0,625 \quad ^\circ\text{C} \\ \text{teplota pravého (levého) okraje nosníku ...} & -0,625 \quad ^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Z hlediska těchto účinků lze předpokládat, že i ve vodorovném směru nosník působí jako prostě uložený. Rozdíl teploty na levém a pravém okraji nosníku se tedy projeví pouze na jeho deformacích.

4.2.3. ZATÍŽENÍ VĚTREM - PODLE ČSN EN

4.2.3.1. Výchozí základní rychlost větru $v_{b,0}$ (podle [4])

Větrová oblast 2 => $v_{b,0} =$ 25,0 m/s

Podle čl. 8.1(4) tam, kde se uvažuje současně působení zatížení větrem a zatížení od silniční dopravy, má se kombinační hodnota $\psi_0 \cdot F_{wk}$ zatížení mostu a vozidel větrem omezit na hodnotu F_w^* , která se určí pro rychlost $v_{b,0}^*$, nahrazující výchozí základní rychlost větru $v_{b,0}$.

v ČR se uvažuje hodnota ... $v_{b,0}^* =$ 23,0 m/s.

Podle čl. 8.1(5) tam, kde se uvažuje současně působení zatížení větrem a zatížení od železniční dopravy, má se kombinační hodnota $\psi_0 \cdot F_{wk}$ zatížení mostu a vozidel větrem omezit na hodnotu F_w^{**} , která se určí pro rychlost $v_{b,0}^{**}$, nahrazující výchozí základní rychlost větru $v_{b,0}$.

v ČR se uvažuje hodnota ... $v_{b,0}^{**} =$ 25,0 m/s.

4.2.3.2. Zatížení nosné konstrukce ve směru x - obecná metoda

Vítr působí na mostní objekt v následujících směrech:

směr x je směr rovnoběžný se šířkou nosné konstrukce, kolmý k rozpětí mostu,
směr y je směr rovnoběžný s rozpětím mostu,
směr z je směr kolmý k nosné konstrukci.

Základní rychlost větru se vypočte z výrazu:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad , \text{ kde:}$$

v_b je základní rychlost větru ve výšce 10 m nad zemí v terénu kategorie II, definovaná jako funkce směru větru a ročního období,

$v_{b,0}$ je výchozí základní rychlost větru ve výšce 10 m nad zemí v terénu kategorie II podle mapy větrových oblastí s desetiminutovými středními rychlostmi s roční pravděpodobností překročení $\rho = 0,02$ (střední doba návratu 50 let),

výchozí základní rychlosti větru v mapě ČR zahrnují vliv nadmořské výšky,

ve vyznačených oblastech s výchozí základní rychlostí $v_{b,0} > 30$ m/s nebo ve speciálních případech umístění staveb (na vrcholech kopců, v úzkých údolích apod.) je nutné výchozí základní rychlost větru pro konkrétní lokalitu upřesnit na základě vyjádření ČHMÚ,

$$v_{b,0} = 25,0 \text{ m/s,}$$

c_{dir} je součinitel směru větru, $c_{dir} = 1,00$,
 c_{season} je součinitel ročního období, $c_{season} = 1,00$.

$$v_b = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 25,0 = 25,0 \text{ m/s.}$$

Střední rychlost větru $v_m(z)$ ve výšce z nad terénem závisí na drsnosti terénu, orografii a základní rychlosti větru v_b . Stanoví se podle výrazu:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b, \text{ kde:}$$

$c_r(z)$ je součinitel drsnosti terénu, který vyjadřuje změnu střední rychlosti větru v místě konstrukce způsobenou:

- výškou nad úrovní terénu,
- drsností povrchu terénu na návětrné straně konstrukce pro uvažovaný směr větru.

Součinitel $c_r(z)$ se stanoví podle výrazu:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) \quad \text{pro} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{pro} \quad z \leq z_{\min}, \text{ kde:}$$

z_0 je parametr drsnosti terénu:

mostní objekt se nachází v terénu **kategorie I** =>

$$\Rightarrow z_0 = 0,010 \text{ m} \quad (\text{podle [4] , tab. 4.1})$$

k_r je součinitel terénu, který závisí na uvažovaném parametru drsnosti terénu z_0 a vypočte se podle vztahu:

$$k_r = 0,19 \cdot (z_0 / z_{0,II})^{0,07}, \text{ kde:}$$

$$z_{0,II} \text{ je } z_0 \text{ pro kategorii terénu II, tzn. } z_{0,II} = 0,050 \text{ m} \\ (\text{podle [4] , tab. 4.1})$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{0,010}{0,050} \right)^{0,07} = 0,17$$

$$z_{\min} \text{ je minimální výška definovaná v [4] , tab.4.1, } z_{\min} = 1,000 \text{ m}$$

$$z_{\max} \text{ se uvažuje hodnotou } 200,0 \text{ m,}$$

$$z \text{ je výška nosné konstrukce nad terénem, } z = 20,500 \text{ m.}$$

Protože:

$$z_{\min} = 1,000 \text{ m} < z = 20,500 \text{ m} < z_{\max} = 200,0 \text{ m}$$

spočítá se

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) = 0,17 \cdot \ln\left(\frac{20,500}{0,010}\right) = 1,294$$

$$c_0(z) \text{ je součinitel orografie, } c_0(z) = 1,00,$$

(vliv orografie se má uvažovat v případech, kdy orografie zvyšuje rychlosti větru o více než 5 % - postup je v [4], příloha A.3,

mimo situace uvedené v příloze A.3 je součinitel orografie roven 1,0 s výjimkou případů, kdy použít jiné hodnoty doporučí ČHMÚ (na vrcholech kopců, v úzkých údolích apod.),

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 1,294 \cdot 1,00 \cdot 25,0 = 32,362 \text{ m/s.}$$

Turbulence větru:

Intenzita turbulence $I_v(z)$ ve výšce z je definována jako podíl směrodatné odchylky turbulence a střední rychlosti větru.

Směrodatnou odchylku turbulence σ_v lze stanovit ze vztahu:

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l, \text{ kde:}$$

k_r je součinitel terénu,

$$k_r = 0,17,$$

v_b je základní rychlost větru,

$$v_b = 25,0 \text{ m/s,}$$

k_l je součinitel turbulence,

$$k_l = 1,00,$$

$$\sigma_v = 0,17 \cdot 25,0 \cdot 1,00 = 4,244 \text{ m/s.}$$

Intenzita turbulence se stanoví ze vztahu:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{pro } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{pro } z \leq z_{\min}$$

Po dosazení:

$$I_v(z) = \frac{4,244}{32,362} = 0,131$$

Maximální dynamický tlak:

Maximální dynamický tlak $q_p(z)$ ve výšce z zahrnuje střední a krátkodobé fluktuace větru a stanoví se ze vztahu:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b, \text{ kde:}$$

ρ je měrná hmotnost vzduchu, která závisí na nadmořské výšce, teplotě a barometrickém tlaku, který je v oblasti očekáván při silné vichřici,

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

$c_e(z)$ je součinitel expozice, definovaný výrazem:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}, \text{ kde:}$$

q_b je základní dynamický tlak větru, definovaný výrazem:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

$$q_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25,0^2 = 390,625 \text{ N/m}^2$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,131] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 32,362^2 = 1255,448 \text{ N/m}^2$$

$$c_e(z) = \frac{1255,448}{390,625} = 3,214$$

Tlak větru na povrchy

Tlak větru w_e , působící na vnější povrchy konstrukce, se získá z výrazu:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \text{ kde}$$

$q_p(z_e)$ je maximální dynamický tlak,

z_e je referenční výška pro vnější tlak,

c_{pe} je součinitel vnějšího tlaku.

Síly od větru

Síly od větru na celou konstrukci nebo nosný prvek se mají stanovit:

a) výpočtem sil použitím součinitelů sil. Sílu F_w lze stanovit buď přímo použitím výrazu

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref},$$

nebo vektorovým součtem sil na jednotlivé nosné prvky použitím výrazu

$$F_w = c_s c_d \cdot \Sigma c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad , \quad \text{kde}$$

- $c_s c_d$ je součinitel konstrukce,
- c_f je součinitel síly pro konstrukce nebo nosné prvky,
- $q_p(z_e)$ je maximální dynamický tlak v referenční výšce z_e ,
- A_{ref} je referenční plocha konstrukce nebo nosného prvku,

b) výpočtem sil z povrchových tlaků. Sílu F_w lze stanovit vektorovým součtem sil $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ a F_{fr} , vypočtených z vnějších a vnitřních tlaků a třecích sil.

Vnější síly:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \Sigma w_e \cdot A_{ref} \quad ,$$

vnitřní síly:

$$F_{w,i} = \Sigma w_i \cdot A_{ref} \quad ,$$

třecí síly:

$$F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad , \quad \text{kde}$$

- $c_s c_d$ je součinitel konstrukce,
- w_e je vnější tlak na dílčí povrch ve výšce z_e ,
- w_i je vnitřní tlak na dílčí povrch ve výšce z_i ,
- A_{ref} je referenční plocha dílčího povrchu,
- c_{fr} je součinitel tření,
- A_{fr} je plocha vnějšího povrchu rovnoběžná s větrem.

Součinitel konstrukce $c_s c_d$

Součinitel konstrukce $c_s c_d$ má vzít v úvahu účinek zatížení větrem při nesoučasném výskytu maximálních tlaků větru na povrchu konstrukce (c_s), společně s účinkem kmitání konstrukce, vyvolaného turbulentností (c_d).

Pokud není nutný dynamický výpočet, součin $c_s c_d$ lze brát roven 1,00 (podle [4], čl. 8.2, str. 70).

Součinitele sil ve směru x (obecná metoda)

Součinitele sil pro zatížení nosné konstrukce mostu větrem ve směru x jsou dány vztahem:

$$c_{f,x} = c_{fx,0} \quad , \quad \text{kde}$$

- $c_{fx,0}$ je součinitel síly bez vlivu proudění kolem volných konců. Pro běžné mosty lze brát

$$c_{fx,0} = 1,30 \quad . \text{ Lze také brát } c_{fx,0} \text{ podle } [4], \text{ obr. 8.3.}$$

V tomto výpočtu počítáme dále s hodnotami stanovenými podle obr. 8.3.

a) Hodnoty $c_{fx,0}$ - výpočet:

Nezatížený most:

$$d_{\text{tot}} = 2,500 + 0,650 + 0,200 + 0,300 = 3,650 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} b &= 12,310 \text{ m} \\ b/d_{\text{tot}} &= 3,373 \Rightarrow c_{fx,0} = 1,49 \end{aligned}$$

Zatížený most:

$$d_{\text{tot}} = 2,500 + 0,650 + 0,200 + 4,000 = 7,350 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} b &= 12,310 \text{ m} \\ b/d_{\text{tot}} &= 1,675 \Rightarrow c_{fx,0} = 2,00 \end{aligned}$$

b) Součinitel $c_{fx,0}$ - rozhodující hodnoty

$$\text{Nezatížený most:} \quad c_{fx,0} = 1,488$$

$$\text{Zatížený most:} \quad c_{fx,0} = 1,998$$

Referenční plocha $A_{\text{ref},x}$ bez zatížení dopravou se definuje jako součet (pro konstrukce s plnostěnnými nosníky):

- čelní plochy předního hlavního nosníku,
- čelní plochy těch částí průmětů ostatních hlavních nosníků, vyčnívajících pod prvním nosníkem,
- čelní plochy části jedné římsy nebo chodníku nebo koleje se štěrkovým ložem, převyšující čelo hlavního nosníku,
- čelní plochy neprodyšných svodidel nebo protihlukových stěn nad římsami, nebo při absenci takových zařízení, 0,3 m pro každé prodyšné zábradlí nebo svodidlo.

Pás pohyblivého zatížení na železničních mostech má výšku 4,0 m od temene kolejnic.

Uvažuje se na nejméně příznivé délce, nezávisle na umístění svislých zatížení od dopravy.

V daném případě uvažujeme následující výšky referenční plochy (včetně vlivu příčného sklonu):

$$\text{Nezatížený most:} \quad h_{\text{ref}} = 3,650 \text{ m}$$

$$\text{Zatížený most:} \quad h_{\text{ref}} = 7,350 \text{ m}$$

Zatížení větrem na 1 m délky nosné konstrukce:

Nezatížený most:

$$f_{w,x} = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} = 1,00 \quad 1,488 \quad 1,255 \quad 3,650 = 6,820 \text{ kN/m}$$

Zatížený most:

$$f_{w,x} = 1,00 \quad 1,998 \quad 1,255 \quad 7,350 = 18,432 \text{ kN/m}$$

4.2.3.3. Síly ve směru x - zjednodušená metoda

Pokud není nutný dynamický výpočet odezvy, sílu větru ve směru x lze získat pomocí výrazu:

$$F_w = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}, \text{ kde:}$$

v_b je základní rychlost větru,

$$v_b = 25,0 \text{ m/s,}$$

C je součinitel zatížení větrem, $C = c_e \cdot c_{f,x}$, kde

c_e je součinitel expozice,

$c_{f,x}$ je součinitel sil pro zatížení nosné konstrukce mostu větrem ve směru x

Doporučené hodnoty součinitele C jsou uvedeny v následující tabulce:

b/d_{tot}	$z_e \leq 20 \text{ m}$	$z_e = 50 \text{ m}$
$\leq 0,50$	6,7	8,3
$\geq 4,00$	3,6	4,5

Tabulka vychází z následujících předpokladů:

- kategorie terénu II,
- součinitel síly podle ČSN EN 1991-1-4, čl. 8.3.1(1),
- $c_0 = 1,0$,
- $k_1 = 1,0$.

Pro mezilehlé hodnoty b/d_{tot} a z_e lze použít lineární interpolaci.

V daném případě: $z_e = 20,500$

Nezatížený most: $b/d_{tot} = 3,373 \Rightarrow C = 4,156$

Zatížený most: $b/d_{tot} = 1,675 \Rightarrow C = 5,659$

ρ je měrná hmotnost vzduchu: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

$A_{\text{ref},x}$ je referenční plocha pro zatížení větrem ve směru x.

Nezatížený most:

$$f_w = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25,0^z \cdot 4,156 \cdot 3,650 = 5925,112 \text{ N/m} = 5,925 \text{ kN/m}$$

Zatížený most:

$$f_w = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25,0^z \cdot 5,659 \cdot 7,350 = 16248,77 \text{ N/m} = 16,249 \text{ kN/m}$$

4.2.3.4. Síly ve směru x - přehled hodnot

Most	f_w [kN/m]	
	Obecná metoda	Zjednodušená met.
Nezatížený	6,820	5,925
Zatížený	18,432	16,249

Při výpočtu použijeme hodnoty získané obecnou metodou, které lze považovat za přesnější:

nezatížený most ... $f_w = 6,820 \text{ kN/m}$

zatížený most ... $f_w = 18,432 \text{ kN/m}$

Výška působiště zatížení větrem nad povrchem nosníku - zatížený most:

$$h_{\text{labk}} = (2,500 + 0,650 + 0,200 + 4,000) / 2 - 2,500 = 1,175 \text{ m}$$

Výška působiště zatížení větrem nad povrchem nosníku - nezatížený most:

$$h_{\text{labk}} = (2,500 + 0,650 + 0,200 + 0,000) / 2 - 2,500 = -0,825 \text{ m}$$

4.2.3.5. Síly ve směru y

Síly ve směru y (tj. ve směru podélné osy mostu) se mají pro plnostěnné mosty uvažovat jako 25% sil ve směru x.

Délka nosné konstrukce: 29,900 m

Celková síla ve směru x:

Nezatížený most ...	$F_{w,x} =$	6,820	29,900	=	203,9058 kN
Zatížený most ...	$F_{w,x} =$	18,432	29,900	=	551,1314 kN

Síla od větru ve směru y:

Nezatížený most ...	$F_{w,y} =$	0,25	203,906	=	50,976 kN
Zatížený most ...	$F_{w,y} =$	0,25	551,131	=	137,783 kN

Síla od větru ve směru y na 1 m délky nosné konstrukce:

Nezatížený most ...	$F_{w,y} =$	0,25	6,820	=	1,705 kN/m
Zatížený most ...	$F_{w,y} =$	0,25	18,432	=	4,608 kN/m

4.2.3.6. Síly ve směru z

Tato síla má významné účinky pouze tehdy, jestliže je stejného řádu jako stálé zatížení. To v tomto případě neplatí (stálé zatížení je podstatně větší), proto zatížení větrem ve svislém směru ve výpočtu neuvažujeme.

Síly od zatížení větrem pro zadání do výpočtu rovněž rozpočítáme na podélné pruty výpočetního modelu:

Zatížený most ... (ez = 1,175 m)

prut 1 ...	$w_N =$	1,00	0,000	=	0,000 kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$w_N =$	1,00	9,216	=	9,216 kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$w_N =$	1,00	5,484	=	5,484 kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$w_N =$	1,00	3,733	=	3,733 kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	18,432 kN/m						

Nezatížený most ...

(ez = -0,825 m)

prut 1 ...	$w_N =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$w_N =$	1,00	3,410	=	3,410	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$w_N =$	1,00	2,029	=	2,029	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$w_N =$	1,00	1,381	=	1,381	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	6,820	kN/m						

4.2.4. ZATÍŽENÍ VĚTREM - PODLE ČHMÚ

Od ČHMÚ [56] byla získána zpřesněná hodnota výchozí základní rychlosti větru, která činí:

$$v_{b,0} = 22,7 \text{ m/s.}$$

Zatížení větrem zredukujeme v poměru původní a zpřesněné hodnoty $v_{b,0}$:

$$\frac{22,7}{25,0} = 0,908$$

Zatížení na podélné pruty výpočetního modelu:

Zatížený most ...

(ez = 1,175 m)

prut 1 ...	$w_N =$	0,908	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$w_N =$	0,908	9,216	=	8,368	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$w_N =$	0,908	5,484	=	4,979	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$w_N =$	0,908	3,733	=	3,389	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	16,737	kN/m						

Nezatížený most ...

(ez = -0,825 m)

prut 1 ...	$w_N =$	0,908	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$w_N =$	0,908	3,410	=	3,096	kN/m,	$e_y =$	-0,465 m
prut 3 ...	$w_N =$	0,908	2,029	=	1,842	kN/m,	$e_y =$	0,776 m
prut 4 ...	$w_N =$	0,908	1,381	=	1,254	kN/m,	$e_y =$	-1,140 m
celkem ...	6,192	kN/m						

4.3. STAVENIŠTNÍ ZATÍŽENÍ

Uvažujeme hodnotu: 1,000 kN/m², pokud není uvedeno jinak.

4.4. MIMOŘÁDNÉ ZATÍŽENÍ**4.4.1. VYKOLEJENÍ** (podle [6] , kap.6.7, str. 91)

Musí se uvažovat dvě návrhové situace:

- **návrhová situace I:** vykolejená vozidla zůstanou v prostoru koleje na nosné konstrukci a vozidla jsou zadržena sousední kolejnicí nebo postranní stěnou nebo okrajovým nosníkem.

Zatížení uvažujeme ve vzdálenosti min. $450/2 = 225$ mm před přilehlým svislým okrajem římsy. V daném případě rozhodue pro všechny tři uvažované varianty (spřažené desky a římsy) maximální vzdálenost vnějšího liniového zatížení od osy koleje, které může být maximálně $1,5s = 2,153$ m.

Při návrhové situaci I musí být vyloučeno zřícení hlavní části nosné konstrukce. Místní poškození však lze tolerovat. Části dotčených konstrukcí se musí navrhovat na následující návrhová zatížení v mimořádné návrhové situaci:

$\alpha \times 1,4 \times LM71$ (osamělé síly Q_{A1d} a rovnoměrně rozdělené zatížení q_{A1d}) rovnoběžné s kolejí v nejnepríznivější poloze uvnitř oblasti o šířce 1,5-násobku rozchodu koleje na obě strany od osy koleje.

Hodnoty zatížení:

(toto zatížení uvažujeme pouze pro stanovení sil v ložiskách jako podklad pro opravu mostu; započítáme zde proto i součinitel α)

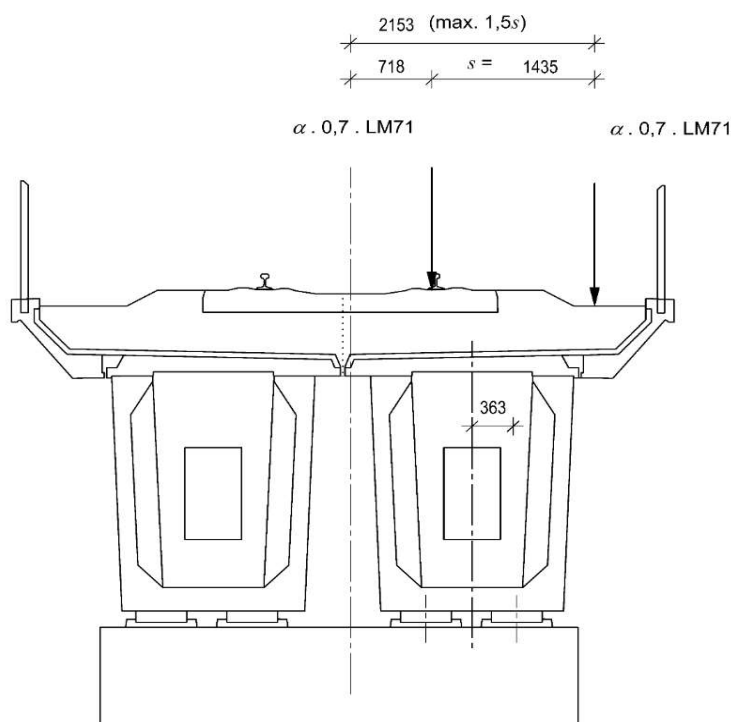
osamělé síly ... 1,21 1,4 250,0 = 423,500 kN

osamělé síly roznesené na délku 6,4 m ...

$$\frac{4 \cdot 423,5}{6,400} = 264,688 \text{ kN/m}$$

spojité rovnoměrné zatížení ...

$$1,21 \cdot 1,4 \cdot 80,0 = 135,520 \text{ kN/m}$$



- Legenda:
- (1) maximálně 1,5s nebo méně, pokud je tam stěna,
 - (2) rozchod koleje s ,
 - (3) pro mosty s kolejovým ložem lze předpokládat, že osamělé síly působí na čtverci o straně 450 mm na horním povrchu nosné konstrukce mostu (mostovky).

- návrhová situace II: vykolejená vozidla jsou zachycena na okraji mostu a zatěžují okraj nosné konstrukce (kromě nenosných prvků jako chodník pro pěší).

Při návrhové situaci II se most nemá převrátit nebo zřítit. Pro určení celkové stability se musí na maximální celkové délce 20 m uvažovat $q_{A2d} = \alpha \times 1,4 \times \text{LM71}$ jako rovnoměrně rozdělené svislé liniové zatížení působící na okraji uvažované konstrukce.

Toto zatížení se uvažuje pouze pro stanovení mezní pevnosti nebo stability konstrukce jako celku. Menší nosné prvky se nemusí na toto zatížení navrhovat.

Hodnoty zatížení:

(toto zatížení uvažujeme pouze pro stanovení sil v ložiskách jako podklad pro opravu mostu;
započítáme zde proto i součinitel α)

spojité rovnoměrné zatížení ...

$$1,21 \quad 1,4 \quad 80,0 \quad = \quad 135,520 \text{ kN/m}$$

Legenda: (1) zatížení působící na okraji konstrukce,
(2) rozchod koleje s .

Zadání zatížení vykolejením na výpočetní model:

zatížení zadáme na podélné pruty výpočetního modelu, s příslušnými excentricitami.

Návrhová situace I - roznesené nápravové síly ...

prut 1 ...	$Q_{SI} =$	1,00	0,000	=	0,000 kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$Q_{SI} =$	1,00	0,000	=	0,000 kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 3 ...	$Q_{SI} =$	1,00	132,344	=	132,344 kN/m,	$e_y =$	0,735 m
prut 4 ...	$Q_{SI} =$	1,00	132,344	=	132,344 kN/m,	$e_y =$	0,254 m

celkem ... 264,688 kN/m

Návrhová situace I - spojitě rovnoměrné zatížení ...

prut 1 ...	$q_{SI} =$	1,00	0,000	=	0,000 kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$q_{SI} =$	1,00	0,000	=	0,000 kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 3 ...	$q_{SI} =$	1,00	67,760	=	67,760 kN/m,	$e_y =$	0,735 m
prut 4 ...	$q_{SI} =$	1,00	67,760	=	67,760 kN/m,	$e_y =$	0,254 m

celkem ... 135,520 kN/m

Návrhová situace II - spojitě rovnoměrné zatížení ...

prut 1 ...	$q_{SI} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 2 ...	$q_{SI} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 3 ...	$q_{SI} =$	1,00	0,000	=	0,000	kN/m,	$e_y =$	0,000 m
prut 4 ...	$q_{SI} =$	1,00	135,520	=	135,520	kN/m,	$e_y =$	0,342 m
celkem ...		135,520				kN/m		

Použití:

Návrhové situace I a II se ověřují odděleně.

Při návrhové situaci I a II se pro kolej zatíženou vykojením mají jiná zatížení železniční dopravou zanedbat.

K návrhovým zatížením od vykojení vozidel není třeba použít dynamický součinitel.

4.4.2. ZATÍŽENÍ SEIZMICKÉ

Podle [17], Změna Z1 (01/2016) je hodnota referenčního špičkového seizmického zrychlení a_{gR} rovna 0,03 g. Tato hodnota je odvozena pro podloží typu "A" a referenční doby návratu dle EN 1998.

Pro jiné než referenční doby návratu je návrhové zrychlení a_g pro základové půdy typu A rovno a_{gR} násobenému součinitelem významu γ_I :

třída významu: II. (podle [17]) => $\gamma_I = 1,0$
(podle [17], čl. 4.2.5(5)P)

V místě stavby se nachází podloží typu "C" podle [17], tab. 3.1, stavba se nachází v okrese "Most" => podle [17], Změna Z1, čl. NA.2.9 se uvažuje spektrum pružné odezvy typu 2 s následujícími parametry:

Typ základové půdy	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
C	1,50	0,100	0,250	1,200

Návrhové seizmické zrychlení pro dané staveniště:

$$a_g S = a_{gR} \gamma_1 S = 0,03 \quad 1,0 \quad 1,50 =$$

$$= 0,045 \quad g < 0,05 \quad g$$

$$< 0,10 \quad g$$

V případě, že $a_g < 0,05$, jedná se o tzv. velmi malou seizmicitu, kdy nemusí být ustanovení EN 1998 dodržována. Pokud je tato hodnota menší než 0,1, jedná se o tzv. malou seizmicitu, pro kterou mohou být v národní příloze uvedeny přípustné zjednodušené postupy ([17], čl. NA.2.7 a NA.2.8).

Podle [18], čl. NA.2.8, lze bez rozdílu třídy mostu a typu podloží použít zjednodušená kritéria, pokud součin a_{gS} není větší než 0,1.

Orientační výpočet seizmických účinků:

$$\text{Tíha dvou nosníků PSKT-30 ...} \quad 2 \quad 1278,0 \quad = \quad 2556,0 \quad \text{kN}$$

$$\text{Ostatní stálé zatížení na dvojici nosníků ...} \quad 90,953 \quad \text{kN}$$

$$\text{Tíha celkem ...} \quad 2646,953 \quad \text{kN}$$

Celková seizmická síla v podélném směru (přenášena jedním ložiskem) ...

$$\dots 2646,953 \quad \text{kN} \approx 264695,3 \quad \text{kg}$$

$$\text{zrychlení ...} \quad 0,045 \quad g = 0,045 \quad 9,81 = 0,441 \quad \text{m/s}^2$$

$$\text{vodorovná síla ...} \quad 264695,3 \quad 0,441 = 116849,7 \quad \text{N} = 116,850 \quad \text{kN}$$

U podélných seizmických sil předpokládáme přerozdělení mezi mostní konstrukci a zemní těleso obdobně, jako u brzdných a rozjezdových sil ...

$$0,67 \quad 116,850 = 77,900 \quad \text{kN}$$

Seizmická síla v příčném směru (přenášena jedním ložiskem na každé podpěře, tzn. dvěma ložisky na jednu nosnou konstrukci) ...

$$\dots 0,5 \quad 2646,953 \quad \text{kN} \approx 132347,6 \quad \text{kg}$$

$$\text{zrychlení ...} \quad 0,045 \quad g = 0,045 \quad 9,81 = 0,441 \quad \text{m/s}^2$$

$$\text{vodorovná síla ...} \quad 132347,6 \quad 0,441 = 58424,9 \quad \text{N} = 58,425 \quad \text{kN}$$

Síly budou přičteny k vodorovným silám v ložiskách v odpovídajících kombinacích.

4.5. KOMBINACE ZATÍŽENÍ

4.5.1. ZÁSADY (podle [6] , kap.6.8, str. 98)

Konstrukce se musí navrhnout na požadovaný počet a polohu kolejí podle stanovených poloh kolejí a tolerancí. Každá konstrukce se má také navrhnout na největší, geometricky a konstrukčně možný, počet kolejí v nejméně příznivé poloze, bez ohledu na polohu zamýšlených kolejí, přičemž se berou v úvahu stanovené minimální vzdálenosti kolejí a požadavky na průjezdní průřez.

Účinky všech zatížení se musí stanovit ze zatížení dopravou umístěných v nejnepříznivějších polohách. Zatížení dopravou, která vyvolávají odlehčující účinek, se musí zanedbat.

Pro konstrukce převádějící dvě koleje se musí použít Model zatížení 71 na jedné nebo na obou kolejích. Pro konstrukce převádějící tři nebo více kolejí se musí použít Model zatížení 71 na jedné nebo na dvou libovolných kolejích nebo 0,75-násobek Modelu zatížení 71 na třech nebo více kolejích.

Všechny mosty navržené jako spojitý nosníky na Model zatížení 71 musí být také posouzeny na Model zatížení SW/0. Součinitel α (resp. ω) se použije pro Model zatížení 71 i pro Model zatížení SW/0.

Pro stanovení nejnepříznivějších účinků zatížení od Modelu zatížení SW/0 -

- se musí na kolej použít jednou zatížení Modelem SW/0,
- pro konstrukce převádějící dvě koleje se musí použít Model zatížení SW/0 na jedné koleji nebo na obou kolejích,
- pro konstrukce převádějící tři nebo více kolejí se musí použít Model zatížení SW/0 na jedné koleji nebo na dvou libovolných kolejích nebo 0,75-násobek Modelu zatížení SW/0 na třech nebo více kolejích.

Pro stanovení nejnepříznivějších účinků zatížení od zatěžovacího modelu "nezatížený vlak" -

- se musí na kolej použít jakýkoli počet délek rovnoměrně rozděleného zatížení q_{vk} ,
- obecně se musí Model zatížení "nezatížený vlak" uvažovat jen při návrhu konstrukce převádějící jednu kolej.

Při ověřování deformací a kmitání se musí použít následující svislá zatížení -

- Model zatížení 71 a, pokud se požadují, Modely zatížení SW/0 a SW/2,
- Model zatížení HSLM, pokud se požaduje dynamická analýza konstrukce,
- skutečné vlaky, pro stanovení dynamického chování v případě rezonance nebo nadměrných kmitání nosné konstrukce, pokud jsou požadovány podle [6] .

Pro nosné konstrukce mostu převádějící jednu nebo více kolejí se musí posoudit meze průhybu

a kmitání, s počtem kolejí zatížených všemi souvisejícími příslušnými důležitými zatíženími dopravou podle tabulky v [6] tabulky. Klasifikovaná zatížení se uvažují včetně součinitele α .

Sestavy zatížení - charakteristické hodnoty vícesložkových zatížení:

Současné působení dopravních zatížení lze uvažovat sestavami zatížení dle [6], tab. 6.11. Každá z těchto sestav, které se navzájem vylučují, se má uvažovat jako jednotlivé proměnné charakteristické zatížení pro kombinaci s nedopravními zatíženími. Každá sestava zatížení se má použít jako jednotlivé proměnné zatížení.

Ačkoliv se jedná o dvoukolejný most, jednotlivé nosníky jsou v příčném směru vzájemně nepojeny a na každý nosník působí účinky pouze jedné koleje. Uvažované sestavy zatížení jsou uvedeny v následující tabulce.

Sestavy zatížení	Svislé zatížení			Vodorovné zatížení			Poznámka
	Model 71 a SW/0, je-li stanoveno	SW/2	Nezatížený vlak	Rozjezdové a brzdové síly	Odstředivé síly	Boční ráz	
gr11	1,00	-	-	1,00	0,50	0,50	Max.svislá 1 s max.podélnou
gr12	1,00	-	-	0,50	1,00	1,00	Max.svislá 2 s max.příčnou
gr13	1,00	-	-	1,00	0,50	0,50	Maximální podélná
gr14	1,00	-	-	0,50	1,00	1,00	Maximální boční
gr15	-	-	1,00	-	1,00	1,00	Boční stabilita s nezat.vlakem
gr16	-	1,00	-	1,00	0,50	0,50	SW/2 s maximální podélnou
gr17	-	1,00	-	0,50	1,00	1,00	SW/2 s maximální příčnou

Doplňující informace jsou v [6] .

Pokud se sestavy zatížení neuvažují, musí se zatížení železniční dopravou kombinovat podle tabulky A2.3 v [2] .

Současnost působení modelů zatížení s jinými zatíženími:

Zatížení sněhem se nemusí uvažovat v žádných kombinacích v trvalých ani dočasných návrhových situacích po dokončení mostu, pokud není stanoveno jinak pro konkrétní klimatické oblasti nebo určité typy železničních mostů.

Zatížení větrem se nemusí kombinovat se -

- sestavami zatížení gr13 nebo gr23,
- sestavami zatížení gr16, gr17, gr26, gr27 a s Modelem zatížení SW/2.

Se zatížením dopravou se nemá kombinovat zatížení větrem vyšší, než je nižší z hodnot F_w^{**} nebo $\psi_0 F_{w,k}$.

Tam, kde se pro zatížení kolejovou dopravou nepoužívají sestavy zatížení, má být zatížení kolejovou dopravou uvažováno jako jedno vícesměrné proměnné zatížení s jednotlivými složkami kolejové dopravy uvažovanými jako maximální nepříznivé a minimální příznivé hodnoty.

4.5.2. POPIS KOMBINACÍ

4.5.2.1. Kombinace zatížení pro mezní stavy únosnosti

(podle [2] , čl. 6.4.3.2, str. 40)

a) Kombinace pro trvalé a dočasné návrhové situace a pro mezní stavy únosnosti kromě těch, které se vztahují k únavě:

$$\Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P_k "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{vztah 6.10})$$

nebo alternativně pro mezní stavy STR a GEO jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů:

$$\Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P_k "+" \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{vztah 6.10a})$$

$$\Sigma \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P_k "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{vztah 6.10b})$$

b) Kombinace pro mimořádné návrhové situace:

$$\Sigma G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kombinace zatížení pro mimořádné návrhové situace mají -

- buď přímo zahrnovat mimořádné zatížení A (požár nebo náraz), nebo
- být vztaženy k situaci po mimořádné události ($A = 0$).

c) Kombinace pro seizmické návrhové situace:

$$\Sigma G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

4.5.2.2. Kombinace pro mezní stavy použitelnosti

(podle [2] , čl. 6.5.3, str. 41)

a) Charakteristická (výjimečná) kombinace:

$$\Sigma G_{k,j} "+" P_k "+" Q_{k,1} "+" \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

b) Častá kombinace:

$$\Sigma G_{k,j} "+" P_k "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

c) Kvazistálá kombinace:

$$\Sigma G_{k,j} "+" P_k "+" \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

4.5.3. DÍLČÍ SOUČinitele Spolehlivosti Zatížení

(podle [2] , tab. A2.3 a podle [1] , čl. 4.3, str. 20)

Zatížení	Značka	Situace	
		T / D	M
Stálá zatížení: vlastní tíha konstrukčních a nekonstrukčních částí, stálá zatížení od zeminy, podzemní a povrchová voda			
nepříznivá g_0	γ_{Gsup}	1,35	1,00
příznivá $g-g_0$	γ_{Ginf}	1,35	1,00
Předpětí	γ_P	1,00	1,00
Sedání	γ_{Gset}	1,20	
Zatížení dopravou - LM71, SW/0	γ_Q		
nepříznivá		1,45	1,00
příznivá		0,00	0,00
Zatížení dopravou - SW/2	γ_Q		
nepříznivá		1,20	1,00
příznivá		0,00	0,00
Zatížení dopravou - traťová třída zatížení	γ_Q		
nepříznivá		1,30	-
příznivá		0,00	-
Další nahodilá zatížení	γ_Q		
nepříznivá		1,50	1,00
příznivá		0,00	0,00
Mimořádná zatížení	γ_A		1,00

Poznámky:

- kurzívou psané hodnoty jsou uvedeny v [1] ,
- doplňující informace jsou uvedeny v [1] a [2] .

$$\xi_G = 0,85$$

4.5.4. SOUČINITELE KOMBINACE PRO ŽELEZNIČNÍ MOSTY

(podle [2] , tab.G.2, str.119)

Zatížení		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Jednotlivá zatížení dopravou	LM71	0,80	¹⁾	0,00
	SW/0	0,80	¹⁾	0,00
	SW/2	0,00	1,00	0,00
	Nezatížený vlak	1,00	-	-
	Rozjezd.a brzdné síly	stejně hodnoty ψ jako pro vedlejší svislé zatížení dtto		
	Odstředivé síly			
	Síly interakce vznikající od průhybu pod svislým zatížením dopravou			
	Boční ráz	1,00	0,80	0,00
	Zatížení neveřejných chodníků	0,80	0,50	0,00
	Zatížení násypů	0,80	¹⁾	0,00
	Aerodynamické účinky	0,80	0,50	0,00
Sestavy zatížení	gr11	0,80	0,80	0,00
	gr12	0,80	0,80	0,00
	gr13	0,80	0,80	0,00
	gr14	0,80	0,80	0,00
	gr15	0,80	0,80	0,00
	gr16	0,80	0,80	0,00
	gr17	0,80	0,80	0,00
Síly od větru	F_{wk} nebo F_{wn}	0,75	0,50	0,00
	F_w^{**}	1,00	0,00	0,00
Účinky teploty	T_k	0,60	0,60	0,50 ³⁾

- ¹⁾ 0,80 při zatížení jedné koleje
0,60 při zatížení dvou kolejí
0,40 při současném zatížení tří nebo více kolejí

Doplňující informace jsou v [2] .

5. OVĚŘENÍ NOSNÍKŮ V NOVÉM STAVU

5.1. NOSNÍKY PSKT-30

Prefabrikované předpjaté nosníky PSKT-30 byly vyráběny podle typového podkladu [43]
 Nosníky tvoří předem předpjaté korýtko a následně (ještě ve výrobě) vybetonovaná spřažená železobetonová deska. Obě části - korýtko i spřažená deska - byly vyráběny z betonu zn. 500, která podle současného značení odpovídá třídě C35/45.

Nosníky byly předem předpínané pomocí dvoulan o následujících parametrech (dle TP):

průměr lana ...	$\phi =$	15,5	mm		
zaručená nejmenší pevnost v tahu ...	$R_m =$	1471,0	MPa, resp.	15000,0	kp/cm ²
zaručená nejmenší mez pružnosti ...	$\sigma_{0,2} =$	1177,0	MPa, resp.	12000,0	kp/cm ²
kotevní napětí ...	$\sigma_{\max} =$	1194,0	MPa		
kotevní síla ...	$P_{\max} =$	337,9	kN/dvoulano 2x15,5 mm		

Předpínací dvoulana v dolní vrstvě jsou na koncích separována, postupně v různých vzdálenostech od konce nosníku. V horní části stěn jsou tři dvoulana nad sebou - horní dvoulano je průběžné přes celou délku nosníku, dolní dvě z těchto dvoulan byla separována uprostřed svojí délky a v určeném čase měla být ve střední části vyloučena z působení přepálením v otvorech vynechaných ve stěně. Betonářská výztuž je z KARI sítí a z oceli 10 425 (V).

Při výpočtu uvažujeme následující postup realizace, který vychází z údajů v TP:

Etapa	Rok	ΔT [dny]	T [dny]
Betonáž korýtky	1983		0,0
		3,0	
Vnesení předpětí, ukončení ošetřování	1983		3,0
		1,0	
Betonáž původní spřažené desky	1983		4,0
		33,0	
Vnesení ostatního stálého zatížení	1983		37,0
		1,0	
Uvedení do provozu	1983		38,0
		14590,0	
Odstranění ostatního stálého zatížení	2023		14600,0
		28,0	
Mezietapa, případné dodatečné předpětí	2023		14628,0
		28,0	
Betonáž doplněné spřažené desky	2023		14656,0
		28,0	
Vnesení ostatního stálého zatížení	2023		14684,0
		28,0	
Uvedení do provozu po opravě	2023		14712,0
		21788	
Konec životnosti	2083		36500

5.2. ZATÍŽENÍ

5.2.1. ZATÍŽENÍ STÁLÉ

5.2.1.1. Vlastní tíha nosné konstrukce g_0

Pro předpjaté nosníky PSKT-30 uvažujeme objemovou tíhu ... 26,0 kN/m³

Pro nově doplněnou železobetonovou spřaženou desku uvažujeme objemovou tíhu ...

25,0 kN/m³

Pro nově doplněnou UHPFRC (varianta) spřaženou nabetonávku uvažujeme objemovou tíhu ...

27,0 kN/m³

Tíha na 1 m délky nosníku:

korýtko - v poli ... 1,130 26,0 = 29,380 kN/m

korýtko - u opěry ... 1,900 26,0 = 49,400 kN/m

první spřažená deska ... 0,300 26,0 = 7,800 kN/m

druhá spřažená deska ... 0,560 25,0 = 14,000 kN/m **(C35/45)**

druhá spřažená deska ... 0,182 27,0 = 4,914 kN/m **(UHPFRC, varianta)**

Ohybové momenty uprostřed rozpětí:

korýtko ... M_k = 4,370 MNm

první spřažená deska ... M_k = 0,820 MNm

druhá spřažená deska ... M_k = 1,472 MNm **(C35/45)**

druhá spřažená deska ... M_k = 0,517 MNm **(UHPFRC, varianta)**

Celkem - původní stav:

$M_k =$ korýtko 4,370 + deska 1 0,820 = 5,190 MNm

Celkem - nová deska z C35/45:

$M_k =$ PSKT 5,190 + deska 2 1,472 = 6,662 MNm

Celkem - nová deska z UHPFRC (variantní řešení):

$M_k =$ 5,190 + 0,517 = 5,707 MNm

5.2.1.2. Ostatní stálé zatížení ($g - g_0$) - původní

Zatížení je spočítáno na jeden - více zatížený - nosník.

1) Střední hodnota:

Prefabrikovaná konzola ...	1,00	0,18918	25,0	=	4,730	kN/m,
Kolejové lože ...	1,00	1,36489	20,0	=	27,298	kN/m,
Izolace s ochranou ...	1,00	0,13499	25,0	=	3,375	kN/m,
Kolejnice ...					0,600	kN/m,
Betonové pražce s upevňovacími ...					2,400	kN/m,
Zábradlí ...					0,500	kN/m,
						<hr/>
Celkem ...					38,902	kN/m.
Ohybový moment uprostřed rozpětí ...					4,090	MNm

2) Horní charakteristická hodnota:

Prefabrikovaná konzola ...	1,00	0,18918	25,0	=	4,730	kN/m,
Kolejové lože ...	1,30	1,36489	20,0	=	35,487	kN/m,
Izolace s ochranou ...	1,20	0,13499	25,0	=	4,050	kN/m,
Kolejnice ...					0,600	kN/m,
Betonové pražce s upevňovacími ...					2,400	kN/m,
Zábradlí ...					0,500	kN/m,
						<hr/>
Celkem ...					47,766	kN/m.
Ohybový moment uprostřed rozpětí ...					5,021	MNm

5.2.1.3. Ostatní stálé zatížení ($g - g_0$) - nové

Zatížení je spočítáno na jeden - více zatížený - nosník.

1) Střední hodnota:

Římsa ...	1,00	0,24500	25,0	=	6,125	kN/m,
Kolejové lože ...	1,00	1,61200	20,0	=	32,240	kN/m,
Izolace s ochranou ...	1,00	0,19400	25,0	=	4,850	kN/m,
Kolejnice ...					0,600	kN/m,
Betonové pražce s upevňovacími ...					2,400	kN/m,
Zábradlí ...					0,500	kN/m,
						<hr/>
Celkem ...					46,715	kN/m.
Ohybový moment uprostřed rozpětí ...					4,911	MNm

Kotevní blok na římsě pro stožár trakčního vedení ...

	1,00	0,340	1,000	25,000	=	8,500	kN
Tíha stožáru TV vč. vedení ... cca			1,00	10,00	=	10,000	kN

Celkem ...						18,500	kN/m.
Ohybový moment uprostřed rozpětí ...						0,134	MNm

2) Horní charakteristická hodnota:

Římsa ...	1,00	0,24500	25,0	=	6,125	kN/m,
Kolejové lože ...	1,30	1,61200	20,0	=	41,912	kN/m,
Izolace s ochranou ...	1,20	0,19400	25,0	=	5,820	kN/m,
Kolejnice ...					0,600	kN/m,
Betonové pražce s upevňovacími ...					2,400	kN/m,
Zábradlí ...					0,500	kN/m,
						<hr/>
Celkem ...					57,357	kN/m.
Ohybový moment uprostřed rozpětí ...					6,030	MNm

Kotevní blok na římse pro stožár trakčního vedení ...

	1,00	0,340	1,000	25,000	=	8,500	kN
Tíha stožáru TV vč. vedení ... cca			1,00	10,00	=	10,000	kN
Celkem ...						18,500	kN
Ohybový moment uprostřed rozpětí ...						0,134	MNm

3) Rozdíl mezi horní charakteristickou a střední hodnotou (spojité rovnoměrné zatížení):

$$\Delta q = 57,357 - 46,715 = 10,642 \text{ kN/m}$$

Ohybový moment od stálého zatížení celkem - střední hodnota:

původní stav ...	<i>PSKT</i>		<i>(g-g0)m,nové</i>				
	5,190	+	4,911	=	10,101	MNm	
spřažená deska z C35/45 ...	<i>PSKT+deska2</i>		<i>(g-g0)m,nové</i>				
	6,662	+	4,911	+	0,134		=
		=	11,707		MNm		
spřažená deska z UHPFRC ...	5,707	+	4,911	+	0,134		=
		=	10,752		MNm		

Ohybový moment od stálého zatížení celkem - horní charakteristická hodnota:

původní stav ...	5,190	+	5,021	=	10,211	MNm	
spřažená deska z C35/45 ...	<i>PSKT+deska2</i>		<i>(g-g0)sup,nové</i>				
	6,662	+	6,030	+	0,134		=
		=	12,826		MNm		
spřažená deska z UHPFRC ...	5,707	+	6,030	+	0,134		=
		=	11,870		MNm		

5.2.2. PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ

5.2.2.1. Zatížení dopravou

Uvažujeme vozidla traťových tříd podle kap. 4.2.1.10. a 4.2.1.11. a 4.2.1.12.

C4/110 ... zatížení ...	$\Phi \cdot q_k =$	1,195	80,0	=	95,592	kN/m
moment v $L/2$...	$\Phi \cdot M_k$			=	10,049	MNm
D4/120 ... zatížení ...	$\Phi \cdot q_k =$	1,214	80,0	=	97,149	kN/m
moment v $L/2$...	$\Phi \cdot M_k$			=	10,213	MNm
D2/160 ... zatížení ...	$\Phi \cdot q_k =$	1,299	64,0	=	83,119	kN/m
moment v $L/2$...	$\Phi \cdot M_k$			=	8,738	MNm
Maximum ...	$\Phi \cdot M_k$			=	10,213	MNm

Pro posouzení únavy spočítáme i ohybový moment od Modelu zatížení 71. Výpočet provedeme s pomocí [39], str. 285 - 286.

Roznesené nápravové síly ...	$q =$	156,250	kN/m
	$L =$	29,900	m
	$c =$	11,750	m
	$d =$	6,400	m
	$M =$	6675,0	kNm
Zatížení 80 kN/m ...	$q =$	80,000	kN/m
	$L =$	29,900	m
	$c =$	11,750	m
	$d =$	6,400	m
	$M =$	5522,5	kNm
Moment uprostřed rozpětí celkem ...	$M =$	12197,5	kNm

5.2.2.2. Zatížení větrem

Uvažujeme svislé přetížení větrem, vznikající následkem kroutícího momentu od větru, rozloženého na dvojici sil v osách jednotlivých nosníků.

Vodorovné zatížení větrem kolmo na podélnou osu mostu - hodnota podle ČHMÚ:

$$w_y = 0,908 \quad 18,432 \quad = \quad 16,737 \quad \text{kN/m}$$

Výška výslednice nad těžištěm nosníku:

$$z = 2,500 + 1,175 - 2,000 = 1,675 \text{ m}$$

Kroutící moment od větru:

$$t = 16,737 \cdot 1,675 = 28,034 \text{ kNm/m}$$

Příčná osová vzdálenost nosníků:

$$r = 2,300 \text{ m}$$

Svislé přitížení a odlehčení jednotlivých nosníků:

$$w_z = \pm \frac{28,034}{2,300} = 12,189 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ohybový moment uprostřed rozpětí: } M_k = 1,281 \text{ MNm}$$

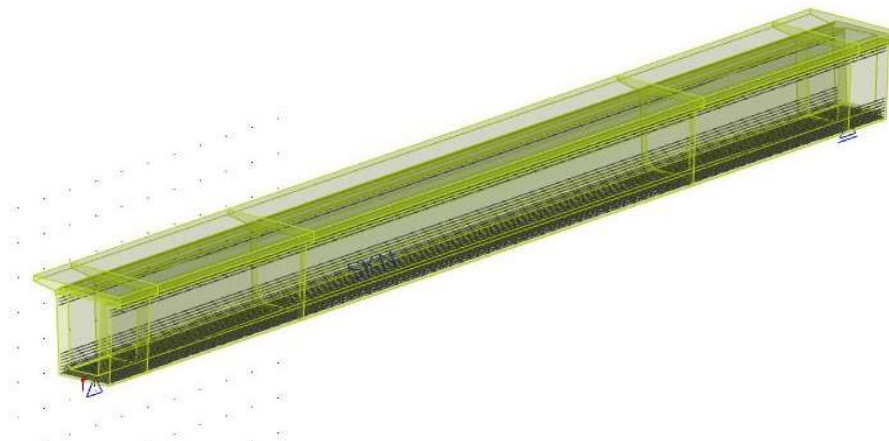
5.2.3. KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Při posouzení uvažujeme kombinace s rozhodujícím vozidlem traťové třídy, tzn. D4/120.

5.3. POSOUZENÍ

Výpočet účinků dlouhodobých zatížení včetně předpětí byl proveden programem Scia Engineer s modulem TDA.

Výpočetní model:



V této kapitole je uveden přehled rozhodujících výsledků. Další podrobnosti jsou archivovány u zpracovatele výpočtu.

5.3.1. MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI

Častá kombinace:

napětí betonu v tahu ... $\sigma = 4,731$ MPa

šířka trhlin ...

$w = 0,071$ mm < $w_{\max} = 0,20$ mm =>
(podle [1])

=> VYHOVÍ

5.3.2. MEZNÍ STAVY ÚNOSNOSTI

5.3.2.1. Jednorázové namáhání

$M_{Rd} = 34,490$ MNm > $M_{Ed} = 29,865$ MNm => VYHOVÍ

5.3.2.2. Únava předpínací výztuže

Únavu předpínací a betonářské výztuže obvykle není nutno ověřovat v oblastech, kde při časté kombinaci zatížení a P_k vyskytují v krajních vláknech betonu pouze tlaková napětí.

To v daném případě není splněno a únava výztuže proto bude ověřena.

Únava předpínací a betonářské výztuže se ověří pomocí následujícího vztahu:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}, \text{ kde:}$$

$\gamma_{F,fat}$ je dílčí součinitel únavového zatížení,

$\gamma_{F,fat} = 1,00$ (podle [8] , čl. 2.4.2.3)

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ je rozkmit napětí při N^* cyklech z příslušné S-N křivky, uvedené v [7] , obr. 6.30,

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*) = 185,0$ MPa

$\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ je poškozuující ekvivalentní rozkmit napětí pro různé druhy výztuže a pro uvažovaný počet zatěžovacích cyklů N^* . Pro konstrukce pozemních staveb lze hodnotu $\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ přibližně nahradit hodnotou $\Delta\sigma_{S,max}$,

$\Delta\sigma_{S,max}$ je největší rozkmit napětí v oceli od příslušných kombinací zatížení.

$\gamma_{S,fat}$ je díčí součinitel pro předpínací výztuž,

$$\gamma_{S,fat} = 1,10 \quad (\text{podle [7] , Poznámka k čl. 2.4.2.4(1) a podle [1] , čl. C.1.2.13})$$

Poškozuující ekvivalentní rozkmit napětí pro betonářskou a předpínací výztuž se vypočítá podle vztahu:

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \lambda_s \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{s,71} \quad , \text{ kde:}$$

$\Delta\sigma_{s,71}$ je rozkmit napětí od Modelu zatížení 71 (a od SW/0, pokud je to požadováno), umístěného v nejnepríznivější poloze pro uvažovaný konstrukční prvek, avšak bez součinitele α .
U konstrukcí nesoucích více kolejí se Model zatížení 71 umísťuje maximálně na dvě koleje,

zde uvažujeme 1,0-násobek Modelu zatížení 71:

napětí v dolní vrstvě předpínací výztuže - stálé zatížení ...	742,740	MPa
napětí v dolní vrstvě předpínací výztuže - stálé zatížení + LM71 ...	934,072	MPa

$$\Delta\sigma_{s,71} = 934,072 - 742,740 = 191,332 \text{ MPa}$$

Φ je dynamický součinitel podle [6] , $\Phi = 1,10$

λ_s je opravný součinitel, který přihlíží k rozpětí, ročnímu objemu dopravy, návrhové životnosti a počtu kolejí. Lze ho vypočítat ze vztahu:

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad , \text{ kde:}$$

$\lambda_{s,1}$ je součinitel zahrnující druh konstrukčního prvku (např. prostý nosník) a poškozuující účinek dopravy, závislý na rozhodující délce příčinkové čáry nebo její ploše. Hodnoty součinitele $\lambda_{s,1}$ pro rozhodující délku příčinkové čáry mezi 2 m a 20 m lze vypočítat ze vztahu (hodnoty pro $L \leq 2$ m a pro $L \geq 20$ m jsou konstantní):

$$\lambda_{s,1}(L) = \lambda_{s,1}(2m) + [\lambda_{s,1}(20m) - \lambda_{s,1}(2m)] \cdot (\log L - 0,3) \quad , \text{ kde:}$$

L je rozhodující délka příčinkové čáry v [m],
 $\lambda_{s,1}(2m)$ je hodnota $\lambda_{s,1}$ pro $L \leq 2$ m,
 $\lambda_{s,1}(20m)$ je hodnota $\lambda_{s,1}$ pro $L \geq 20$ m,
 $\lambda_{s,1}(L)$ je hodnota $\lambda_{s,1}$ pro $2 \text{ m} < L < 20 \text{ m}$.

V našem případě ...

... prostý nosník ...

... běžná smíšená doprava ... } =>
 ... předpětí předem ...
 ... rozpětí L = 29,00 m

=>

S-N křivka ...
 $\lambda_{s,1}(2m)$ = 0,90 ... k_1 = 5,00
 $\lambda_{s,1}(20m)$ = 0,65 ... k_2 = 9,00
 $\lambda_{s,1}(L)$ = 0,65 ... N^* = 1,0E+06

$\lambda_{s,2}$ je součinitel, zohledňující roční objem dopravy. Vypočítá se ze vztahu:

$$\lambda_{s,2} = \sqrt[k_2]{\frac{Vol}{25 \cdot 10^6}}, \text{ kde:}$$

Vol je roční objem dopravy (tuny/rok/kolej);

v našem případě ... Vol = 5,0E+07

k_2 je sklon odpovídající S-N čáry: k_2 = 9,00

$\lambda_{s,2}$ = 1,08

$\lambda_{s,3}$ je součinitel, zohledňující návrhovou životnost mostu. Spočítá se ze vztahu:

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{Years}}{100}}, \text{ kde:}$$

N_{years} je návrhová životnost mostu, uvažujeme ... N_{years} = 100,0 let

$\lambda_{s,3}$ = 1,00

$\lambda_{s,4}$ je součinitel, který se užije, pokud je konstrukční prvek zatěžován více než jednou kolejí. Spočítá se pomocí vztahu:

$$\lambda_{s,4} = \sqrt{n + (1-n)s_1^{k_2} + (1-n)s_2^{k_2}}, \text{ kde:}$$

$$s_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}}; \quad s_2 = \frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_{1+2}}$$

n je podíl dopravy, současně se vyskytující na mostě (doporučená hodnota je $n = 0,12$),

$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$ je rozkmit napětí, způsobený v posuzovaném řezu Modelem zatížení 71 na jedné koleji,

$\Delta\sigma_{1+2}$ je rozkmit napětí ve stejném řezu, způsobený Modelem zatížení 71 na jakýchkoliv dvou kolejích podle [6] ,

k_2 je sklon odpovídající S-N čáry: $k_2 = 9,00$

v našem případě je prefabrikovaný nosník vystaven účinkům zatížení pouze z jedné koleje =>

$$\lambda_{s,4} = 1,00$$

Posouzení:

$\gamma_{F,fat}$

$$\lambda_s = 0,65 \quad 1,08 \quad 1,00 \quad 1,00 = 0,70$$

<

$$\Delta\sigma_{s,eq} = 0,70 \quad 1,10 \quad 191,332 = 147,448 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{s,eq} = 1,00 \quad 147,448 = 147,448 \text{ MPa} <$$

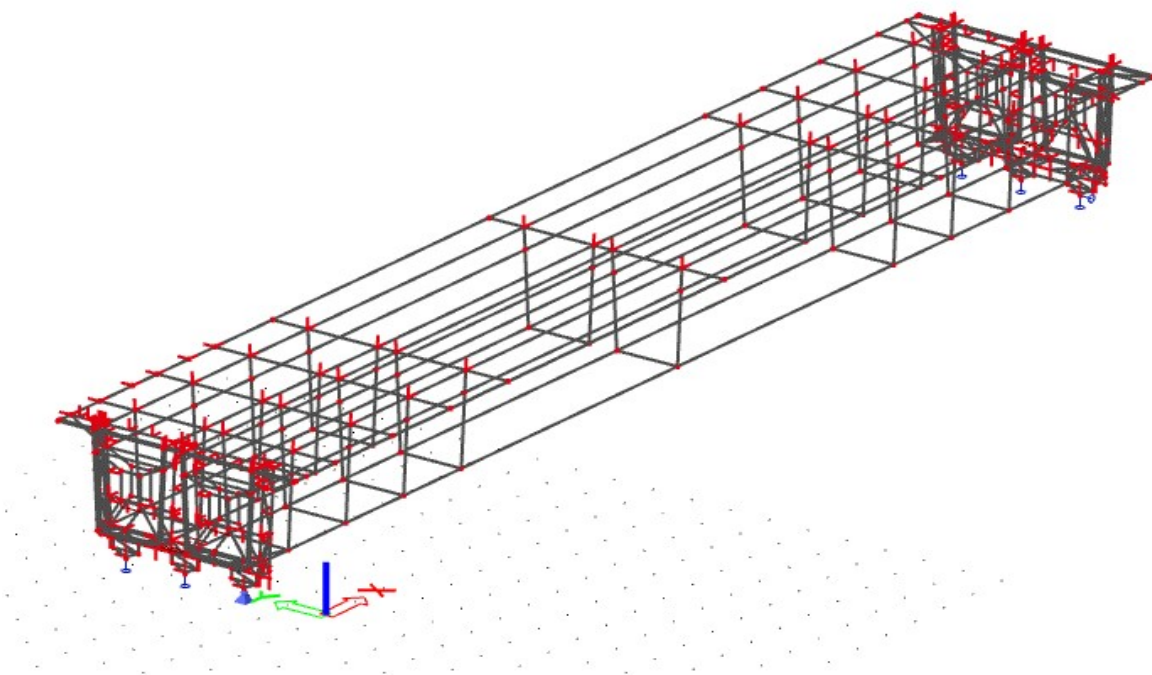
$$< \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} = \frac{185,0}{1,10} = 168,182 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

6. VÝPOČETNÍ MODEL PRO NÁVRH PŘÍČNÍKŮ A LOŽISEK

6.1. VÝPOČETNÍ MODEL

Pro výpočet byl sestaven prostorový prutovo-deskostěnový model.

Schéma výpočetního modelu:



6.2. ZATĚŽOVACÍ STAVY

Na výpočetní modely byla zadána zatížení podle kap. 4.

Výsledky spočítané na tomto výpočetním modelu jsou využívány v následujících kapitolách.

7. NÁVRH A POSOUZENÍ PŘÍČNÍKŮ

7.1. NÁVRH PŘÍČNÍKŮ

Příčníky jsou navrženy o průřezu tvaru obráceného T s tloušťkou stojiny 150 mm, dolní příruba má rozměry 1100 x 330 mm.

Příčníky budou z UHPFRC (mohou být monolitické i prefabrikované - v tom případě by mezi příčníky a stávajícími nosníky PSKT-30 byla tenká vrstva "podlití"). K nosníkům PSKT-30 budou příčníky připevněny pomocí příčné předpínací výztuže uvedené v kapitole 7.2.

7.2. PŘÍČNÉ PŘEDPĚTÍ

Pro příčné spojení prefabrikovaných nosníků a připnutí příčníků jsou navrženy kabely z lan následujícího uspořádání:

Označení kabelu	Výška nad dolními vlákny [m]	Průměr lana [mm]	Počet lan v kabelu [ks]	Počet kabelů [ks]	Kotevní napětí $\sigma_{P,max}$ [MPa]
K1	2,922	15,7	5	1	1473,0
K2	2,200	15,7	5	1	1473,0
K3	1,000	15,7	5	1	1473,0
K4	0,175	15,7	5	2	1473,0

Jsou uvažována lana bez soudržnosti (Monostrandy).

Je nutno použít kotvení s omezeným pokluzem - maximální pokluz je 3 mm.

Podrobnosti jsou archivovány u zpracovatele výpočtu.

Posouzení namáhání pod kotvou:

UHPFRC žebro je proti z hlediska namáhání pod kotvou vysoce odolné, podle použitého předpínacího systému bude do žebra případně doplněna vhodná podkotevní výztuž.

Ověření napětí ve styčné spáře mezi svislým UHPFRC žebrem a stěnou nosníku PSKT-30:

Maximální síla v kabelu při napínání ... $P_{max} = 1104,75 \text{ kN}$

Rozměry kotvy ...	$b =$	0,270	m
	$h =$	0,090	m
	$A =$	0,0243	m ²

Vzhledem k uspořádání předpokládané kotvy uvažujeme roznášení předpínací síly z poloviny tloušťky žebra pod úhlem 2:1:

tloušťka žebra ...	0,250	m
--------------------	-------	---

polovina tloušťky žebra ...	0,125	m
-----------------------------	-------	---

roznášecí plocha ve spáři mezi žebrem a nosníkem ...

0,395	0,215	=	0,0849	m ²
-------	-------	---	--------	----------------

napětí ve styčné spáře ...

$\sigma_c =$	$\frac{1,10475}{0,0849}$	=	13,009	MPa	<
--------------	--------------------------	---	--------	-----	---

<	0,45	35,0	=	15,750	MPa	=>	VYHOVÍ
---	------	------	---	--------	-----	----	--------

Ve styčné spáře již normálové napětí pod kotvou nepřevyšuje přípustné napětí při kvazistálé kombinaci zatížení.

7.3. POSOUZENÍ PŘÍČNÍKŮ

7.3.1. POSOUZENÍ STOJINY - normálové napětí σ_x

Ověření hodnoty "vodorovných" normálových napětí σ_x slouží pro posouzení připojení příčníků k nosníkům PSKT-30. Připojení je provedeno pomocí příčné předpínací výztuže, v provozních stavech (MSP) proto nesmí ve styčné spáře vzniknout tah. Za podmínek MSÚ tah ve spáře vzniknout může, případné tahové síly je však nutno přenést jiným způsobem ("rezervou" v únosnosti předpínací výztuže, betonářskou výztuží v horní spřažené desce, v dolní přírubě příčníku i ve stěně apod.).

V ploše příčníku dále nesmějí dosažená napětí překročit hodnot přípustné pro UHPFRC.

Na rozhraní mezi příčníkem a nosníkem PSKT-30 nesmějí dosažená napětí překročit ani hodnoty přípustné pro beton nosníků.

Maximální přípustné hodnoty normálových napětí - beton C35/45 (tlak):

MSP - charakteristická kombinace ...

$$\sigma_{c,lim} = 0,60 \cdot 35,000 = 21,000 \text{ MPa}$$

MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace ...

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd} = 21,000 \text{ MPa}$$

MSÚ - mimořádné návrhové situace ...

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd} = 26,250 \text{ MPa}$$

Maximální přípustné hodnoty normálových napětí - UHPFRC C110 (tlak):

MSP - charakteristická kombinace ...

$$\sigma_{c,lim} = 0,60 \cdot 110,000 = 66,000 \text{ MPa}$$

MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace ...

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd} = 51,944 \text{ MPa}$$

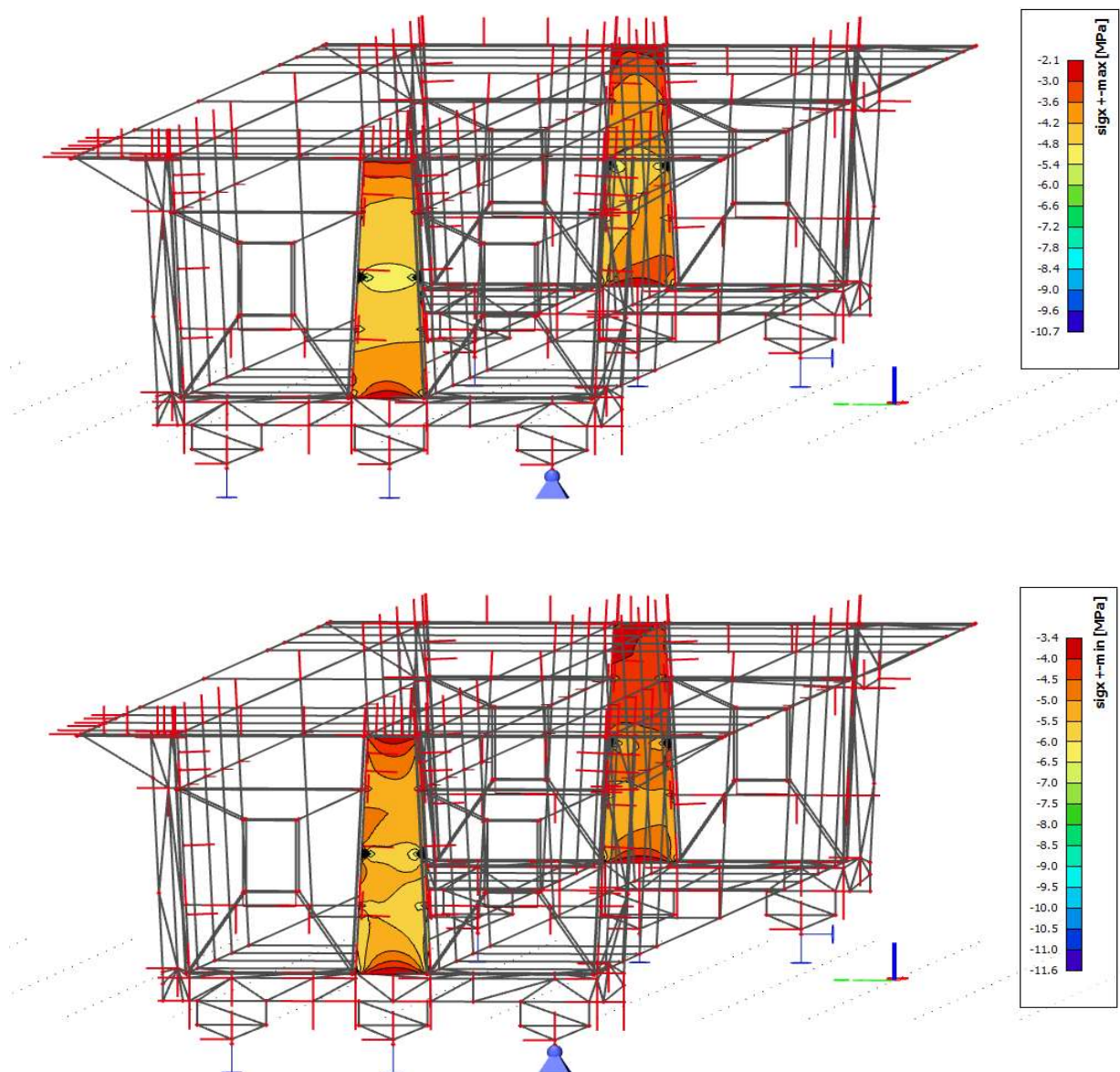
MSÚ - mimořádné návrhové situace ...

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd} = 59,936 \text{ MPa}$$

Maximální přípustné hodnoty normálových napětí - UHPFRC C110 (tah):

1) Mezní stavy použitelnosti:

V následujících grafech jsou vyneseny obálky účinků ze všech uvažovaných kombinací pro MSP (v daném případě jsou uvažovány kombinace charakteristické).

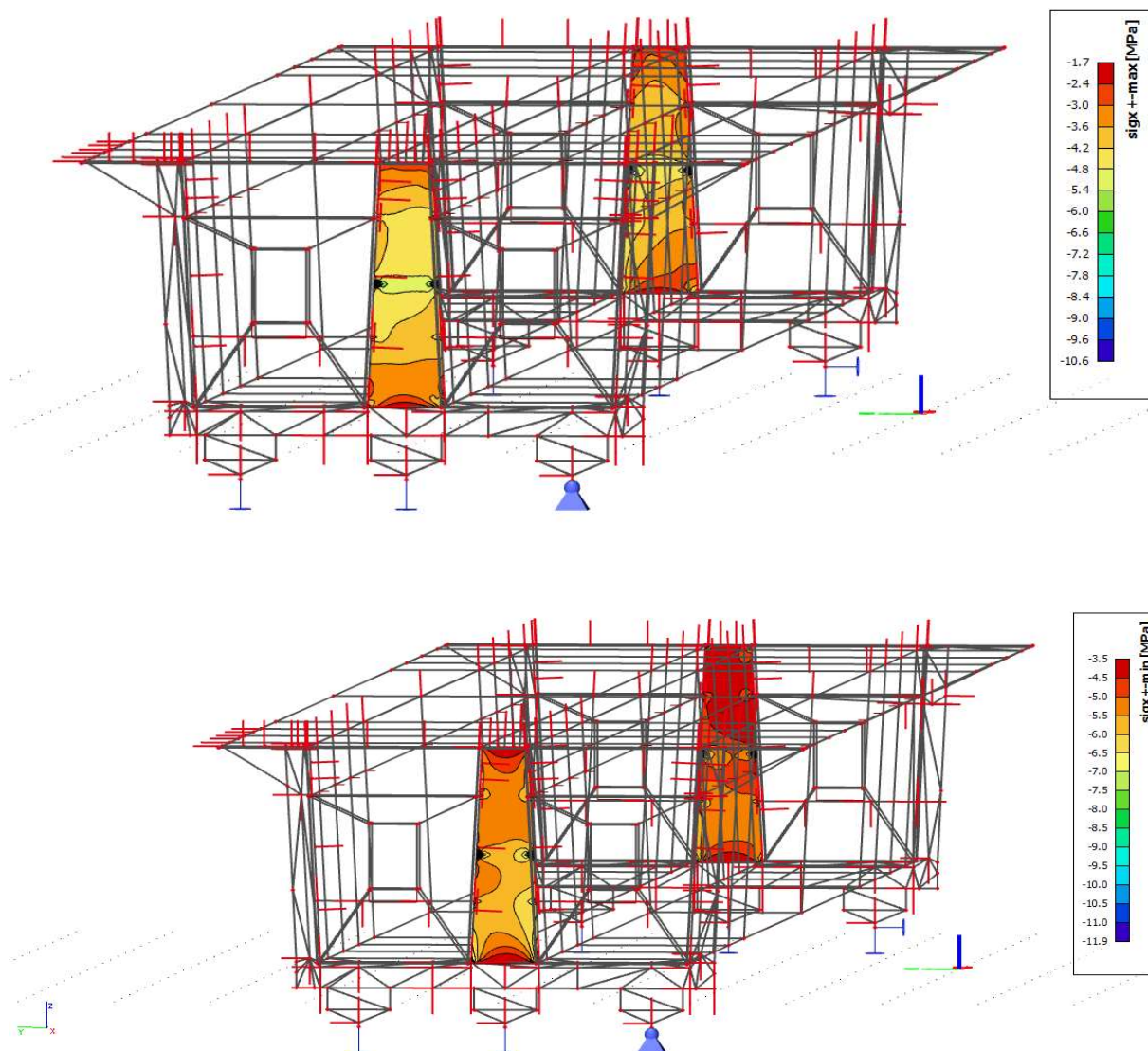


Ve styčné spáři nevzniká tah.

Ostatní hodnoty napětí jsou rovněž nižší než přípustné.

Konstrukce v MSP vyhoví

2) Mezní stavy únosnosti - trvalé a dočasné návrhové situace:



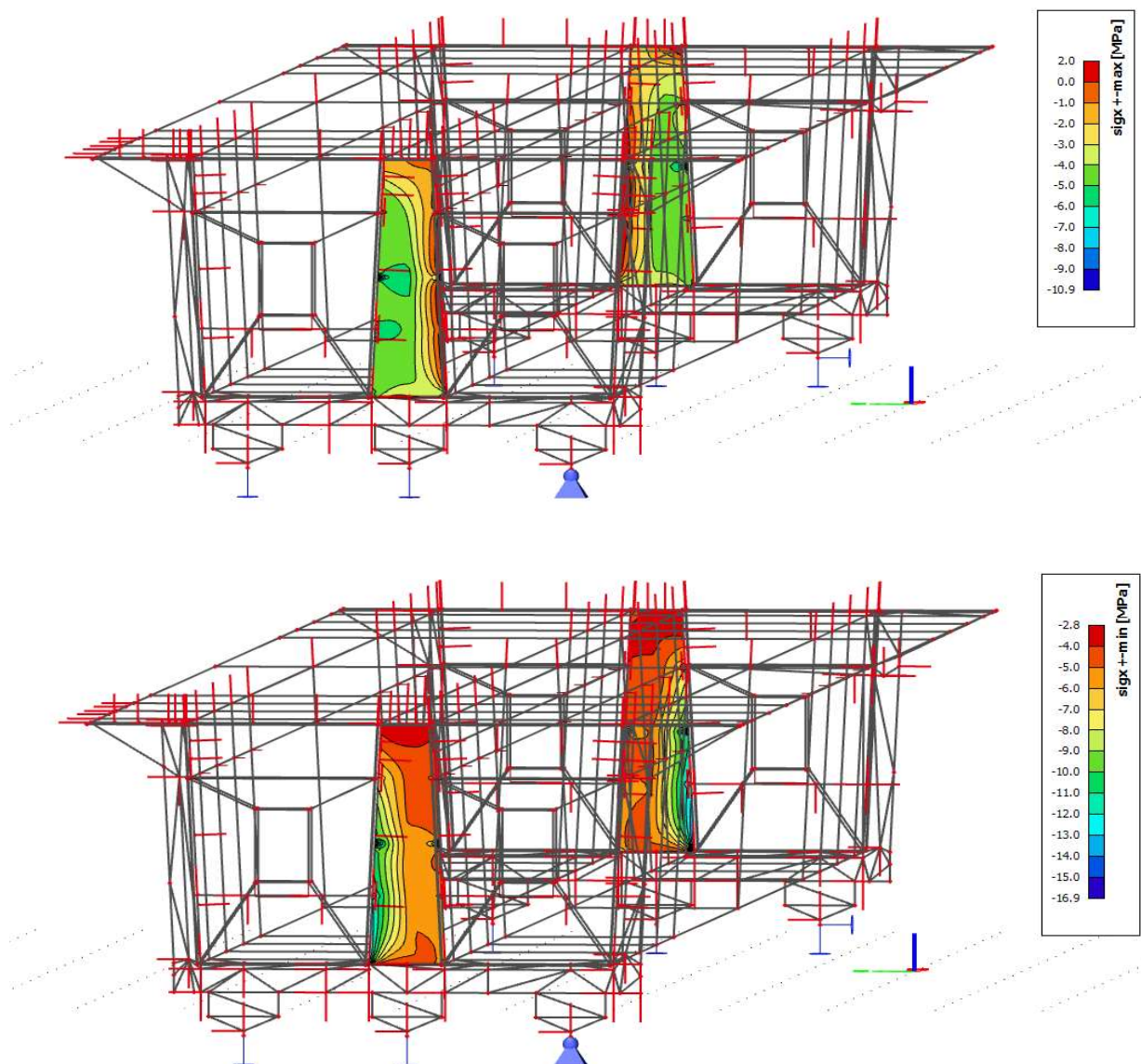
Ve styčné spáři nevzniká tah.

Ostatní hodnoty napětí jsou rovněž nižší než přípustné.

Konstrukce v MSÚ vyhoví

3) Mezní stavy únosnosti - mimořádné návrhové situace:

(vykolejení I "+" II)



V mimořádných návrhových situacích vzniká ve svislé styčné spáři menší tahové napětí. Odpovídající tahová síla bude přenesena výztuží ve spáře.

$$\sigma_{x,\max} = 1,900 \text{ MPa}$$

Výška tažené oblasti ... 2,300 m

Šířka tažené oblasti ... 0,075 m

$$\text{Odpovídající tahová síla ... } \frac{1,900 \cdot 2,300 \cdot 0,075}{2} = 0,164 \text{ MN}$$

Pro přenesení této tahové síly se využije betonářská výztuž a "rezerva" v únosnosti předpínací výztuže (rozdíl mezi přípustným napětím a napětím po ztrátách v dané etapě).

Betonářská výztuž ve spáře ...

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$n = 2 \text{ ks}$$

$$A = 2 \cdot 314,0 = 628,0 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} = 500,0 \cdot 628,0 = 314000,0 \text{ N} = 0,314 \text{ MN} >$$

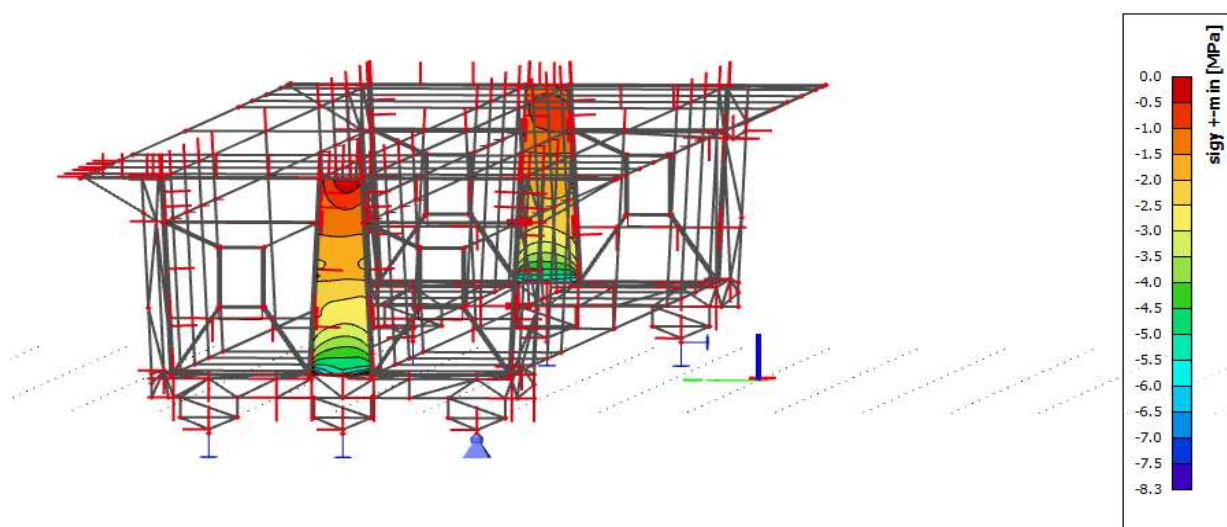
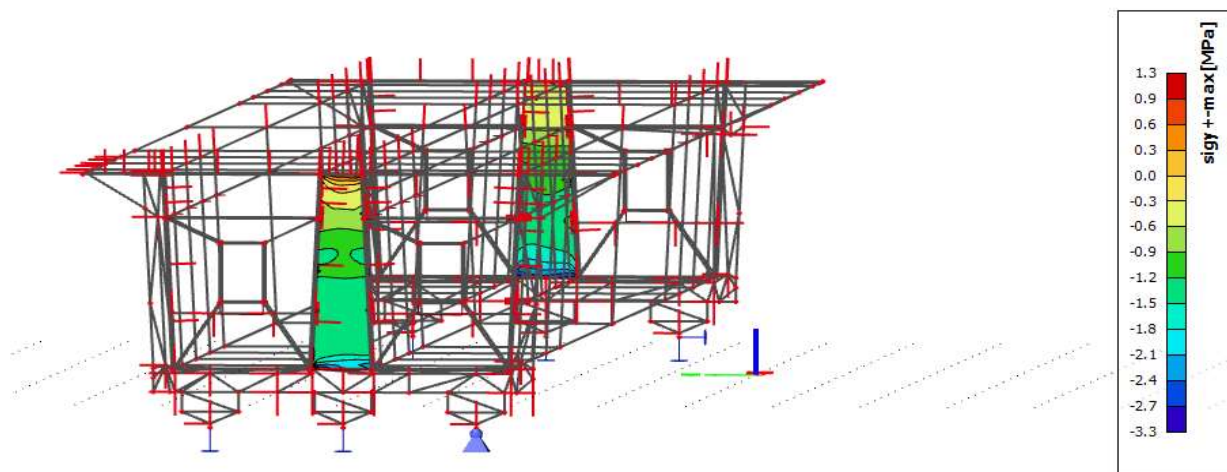
$$> N_{Ed} = 0,164 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Ostatní hodnoty napětí rovněž vyhoví.

Konstrukce vyhoví.

7.3.2. POSOUZENÍ STOJINY - normálové napětí σ_y

1) Mezní stavy použitelnosti - charakteristická kombinace:



V horní vodorovné spáře mezi stěnou příčnicku a spřaženou železobetonovou deskou vzniká menší tahové napětí. Spára je vyztužená, tahové účinky budou přeneseny betonářskou výztuží.

$$\sigma_{y,\max} = 1,300 \text{ MPa}$$

Délka tažené oblasti ... 0,500 m

Šířka tažené oblasti ... 0,15 m

Odpovídající tahová síla ... 1,300 0,500 0,150 = 0,098 MN

Betonářská výztuž ve spáře ...

$\phi = 16$ mm

$n = 10$ ks

$A = 10 \cdot 201,0 = 2009,6$ mm²

$\sigma_s = \frac{0,098}{0,00201} = 48,517$ MPa < $\sigma_{s,lim,char} =$

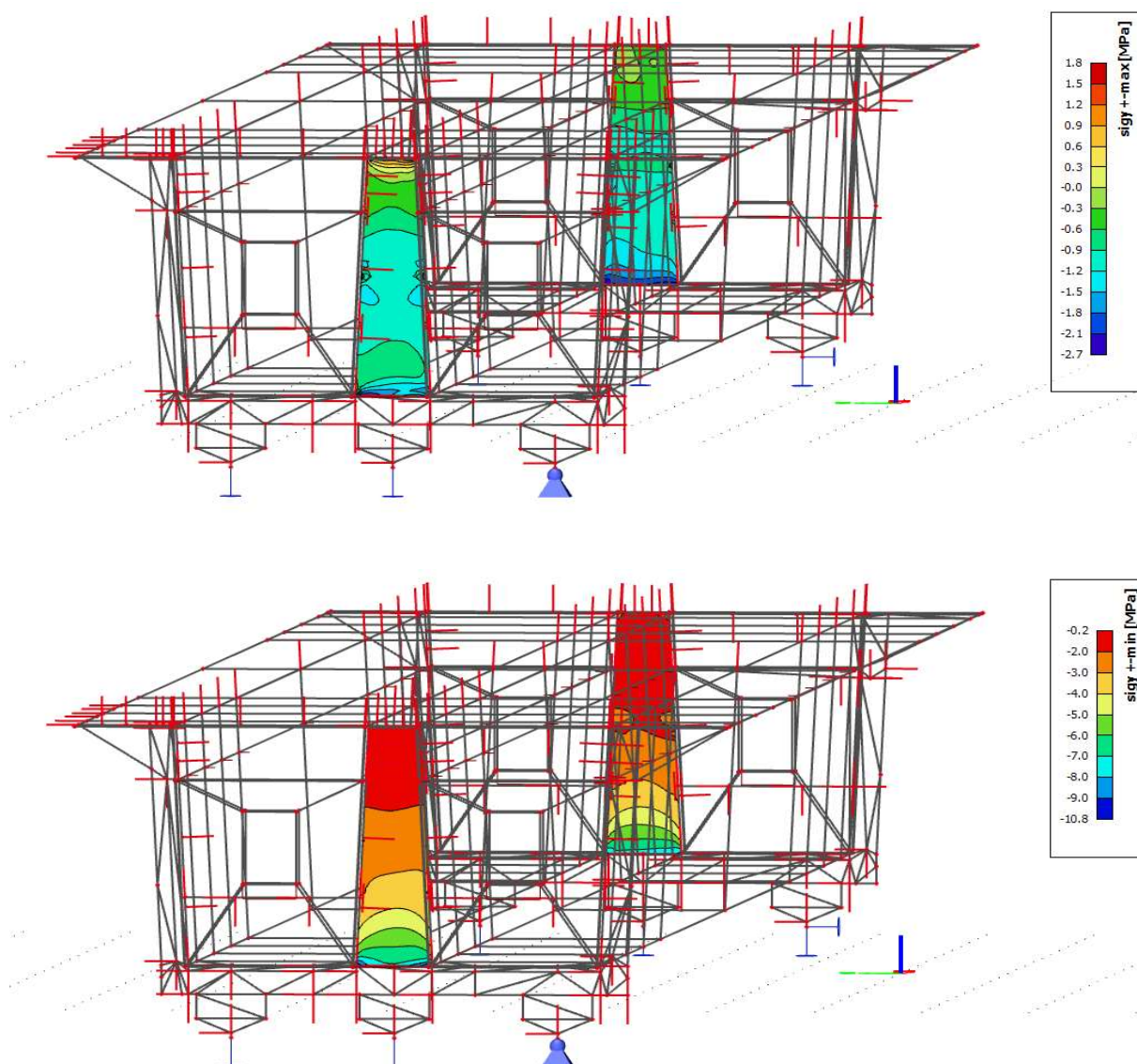
= 0,80 500,0 = 400,0 MPa => VYHOVÍ

Vzhledem k nízké hodnotě napětí ve výztuži je zřejmé, že konstrukce vyhoví i z hlediska šířky trhlin.

Ostatní hodnoty napětí rovněž vyhoví.

Konstrukce vyhoví.

2) Mezní stavy únosnosti - trvalé a dočasné návrhové situace:



Na mezi únosnosti vzniká v horní vodorovné styčné spár menší tahové napětí. Odpovídající tahová síla bude přenesena výztuží ve spáře.

$$\sigma_{x,\max} = 1,800 \text{ MPa}$$

Délka tažené oblasti ... 0,500 m

Šířka tažené oblasti ... 0,150 m

Odpovídající tahová síla ... 1,800 0,500 0,150 = 0,135 MN

Pro přenesení této tahové síly se využije betonářská výztuž a "rezerva" v únosnosti předpínací výztuže (rozdíl mezi přípustným napětím a napětím po ztrátách v dané etapě).

Betonářská výztuž ve spáře ...

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$n = 10 \text{ ks}$$

$$A = 10 \cdot 201,0 = 2009,6 \text{ mm}^2$$

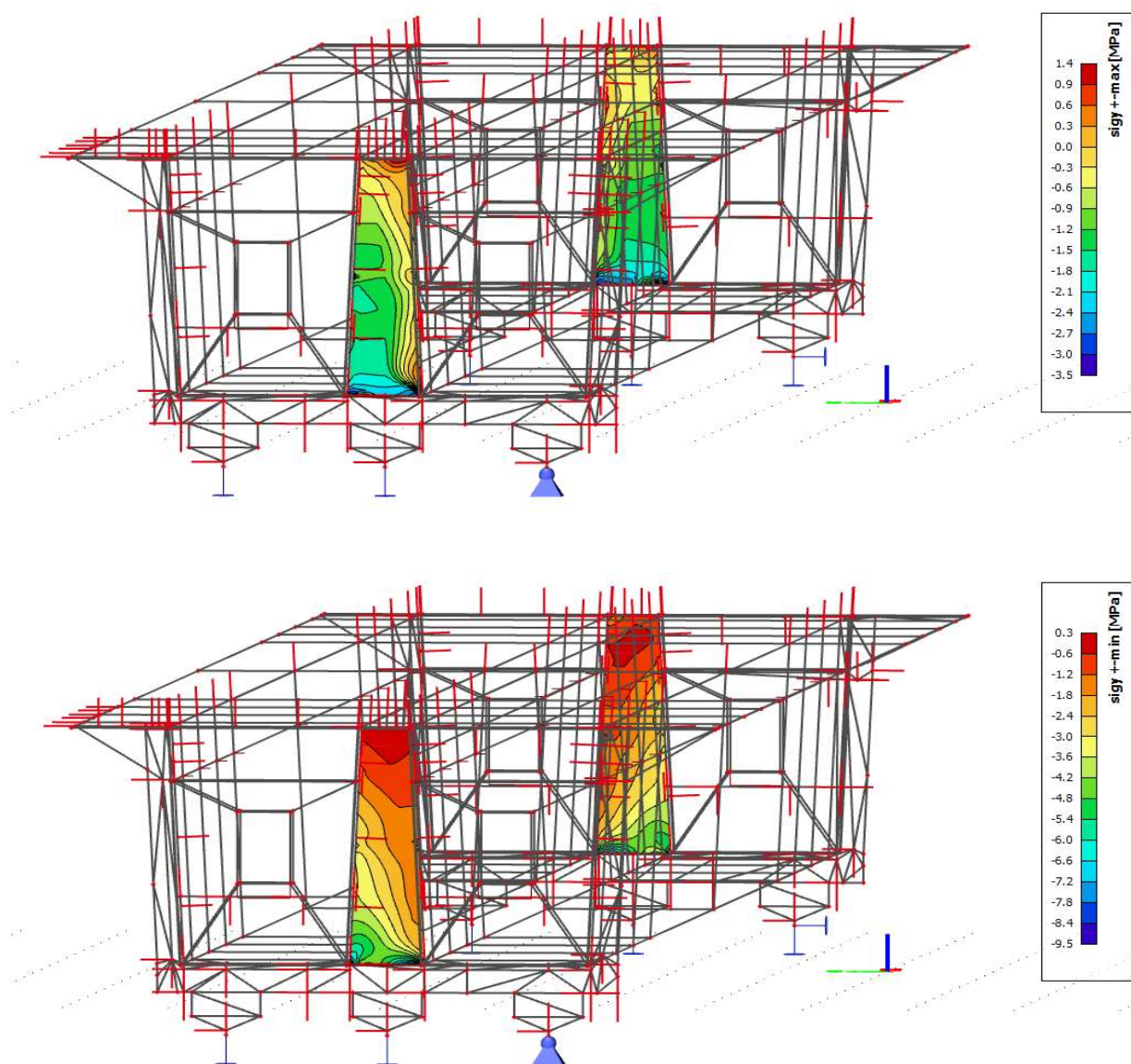
$$N_{Rd} = 434,8 \cdot 2009,6 = 873739,1 \text{ N} = 0,8737 \text{ MN} >$$

$$> N_{Ed} = 0,135 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Ostatní hodnoty napětí rovněž vyhoví.

Konstrukce vyhoví.

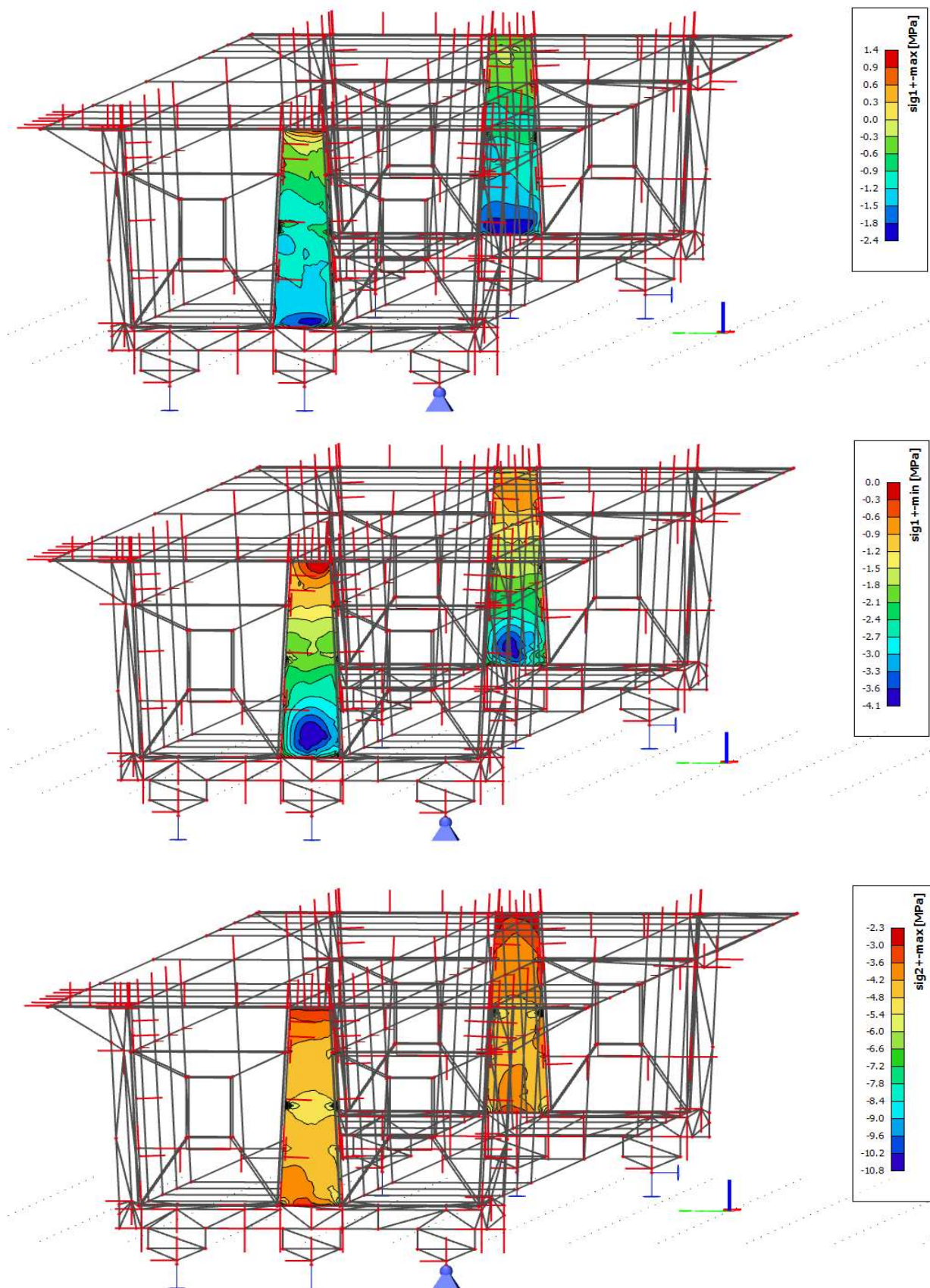
3) Mezní stavy únosnosti - mimořádné návrhové situace

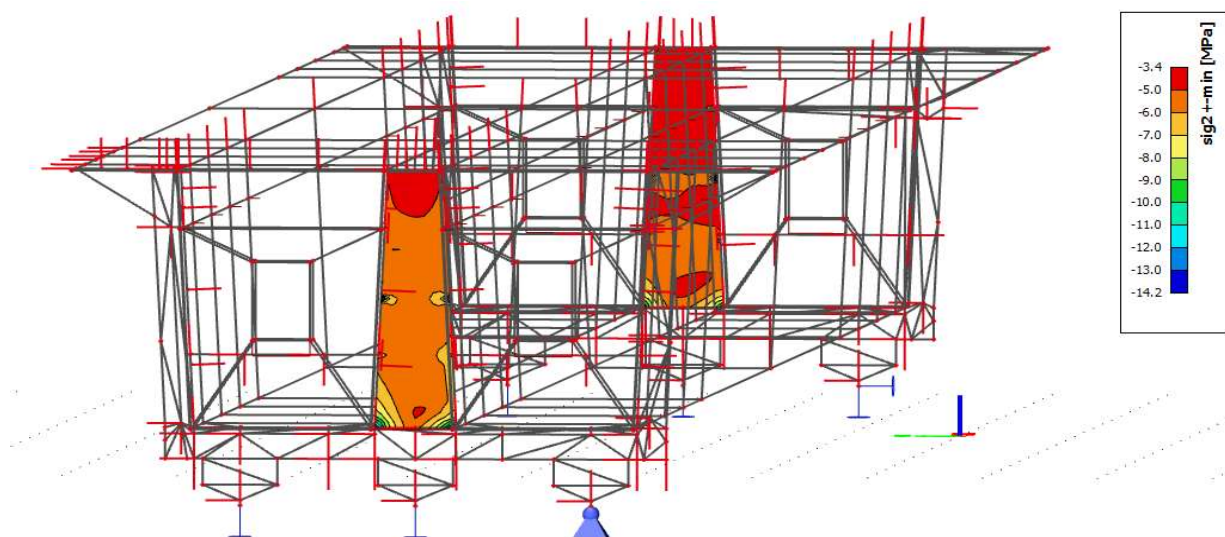


Tahová napětí v mimořádných návrhových situacích jsou menší než tahová napětí v trvalých a dočasných návrhových situacích => **konstrukce vyhoví.**

7.3.3. POSOUZENÍ STOJINY - hlavní napětí σ_1

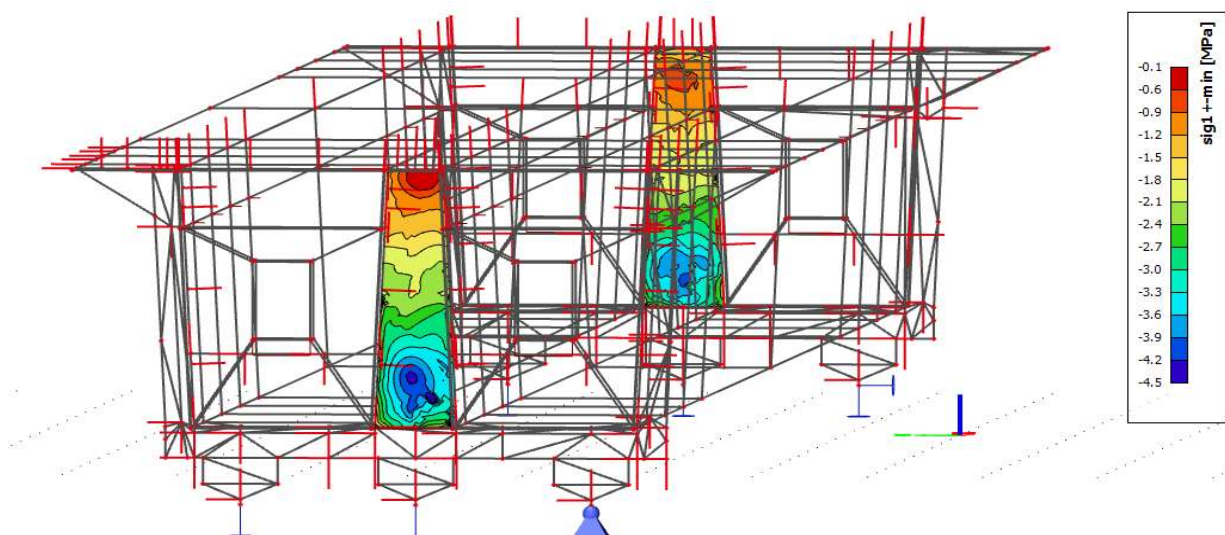
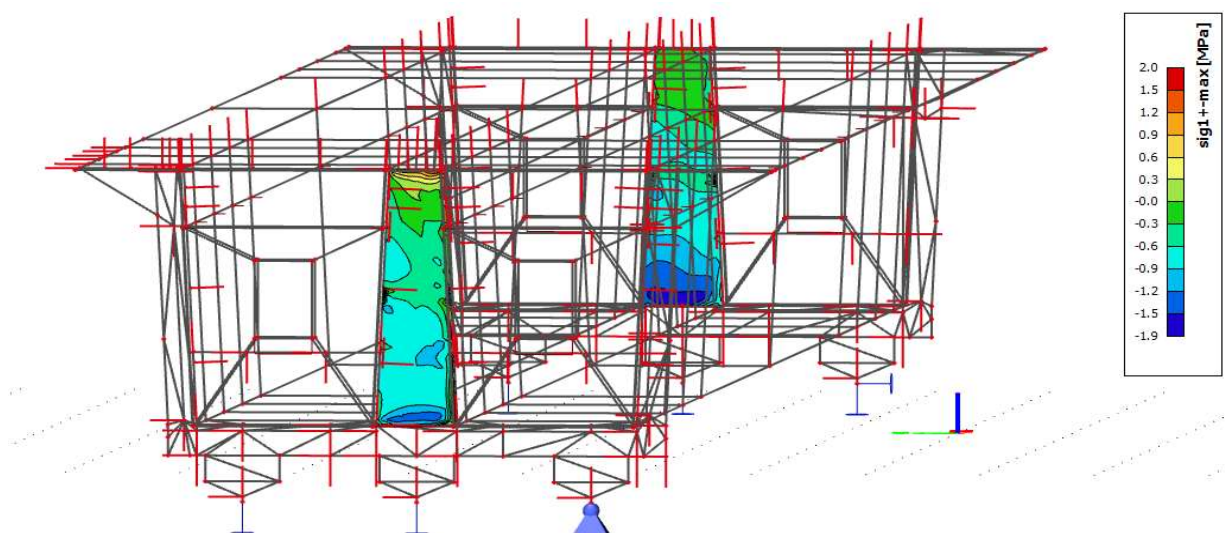
1) Mezní stavy použitelnosti - charakteristická kombinace:

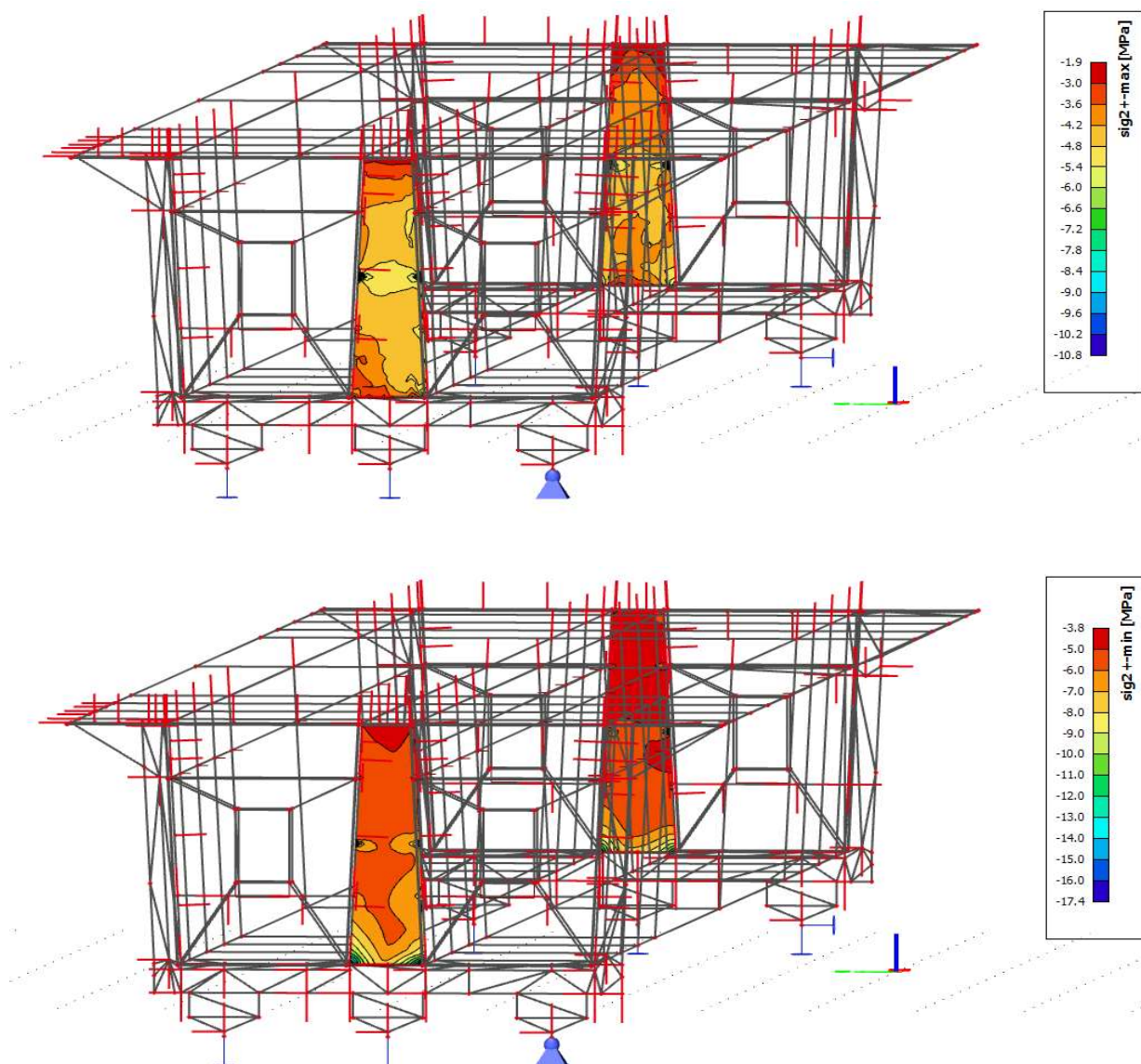




Veškeré hodnoty napětí jsou v přípustných mezích => konstrukce vyhoví.

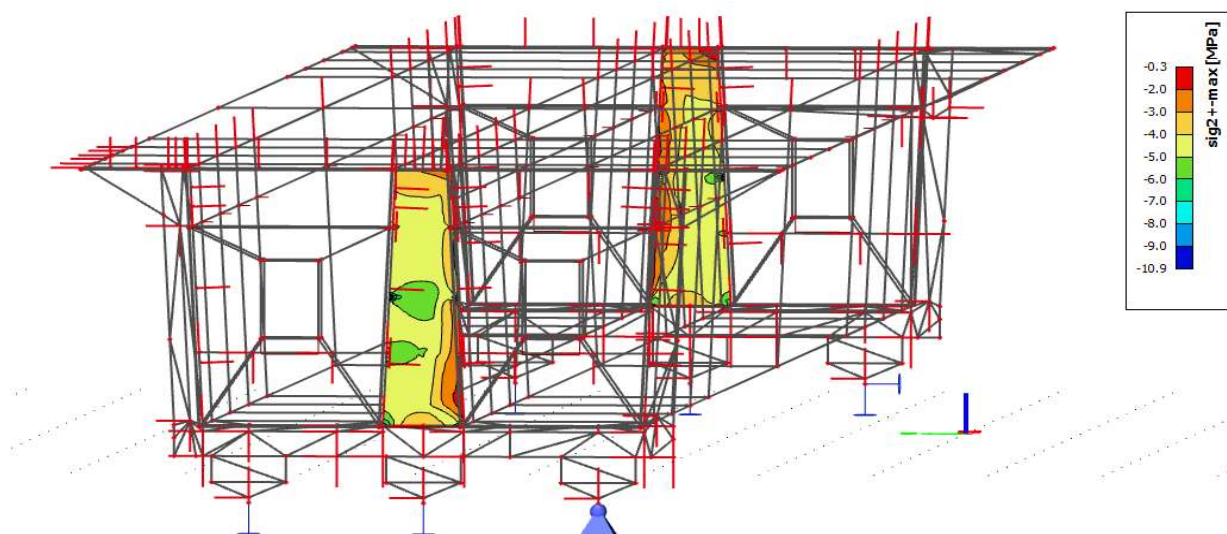
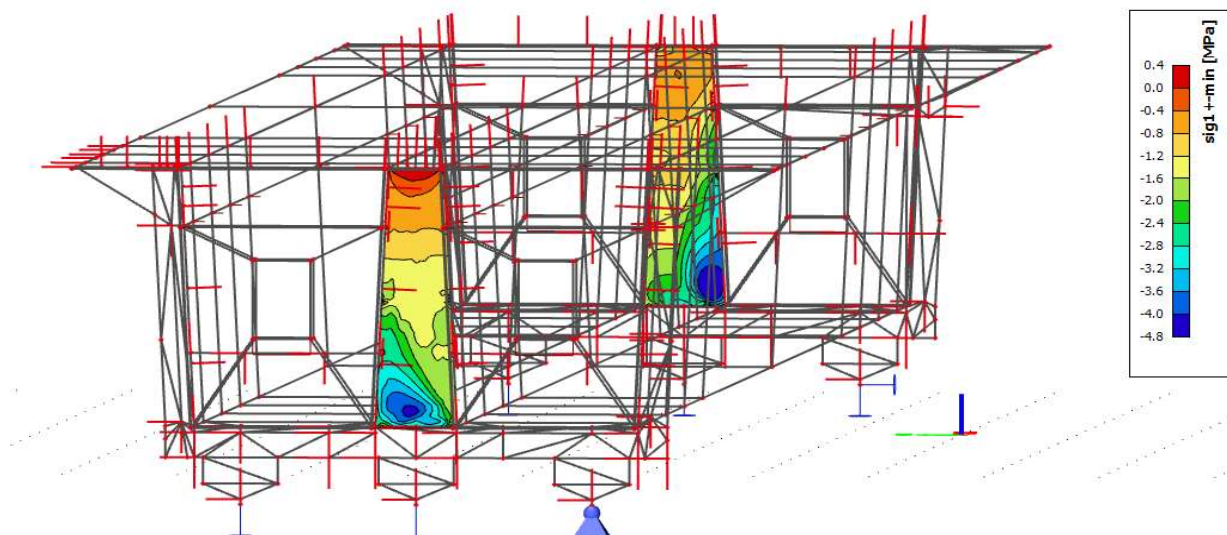
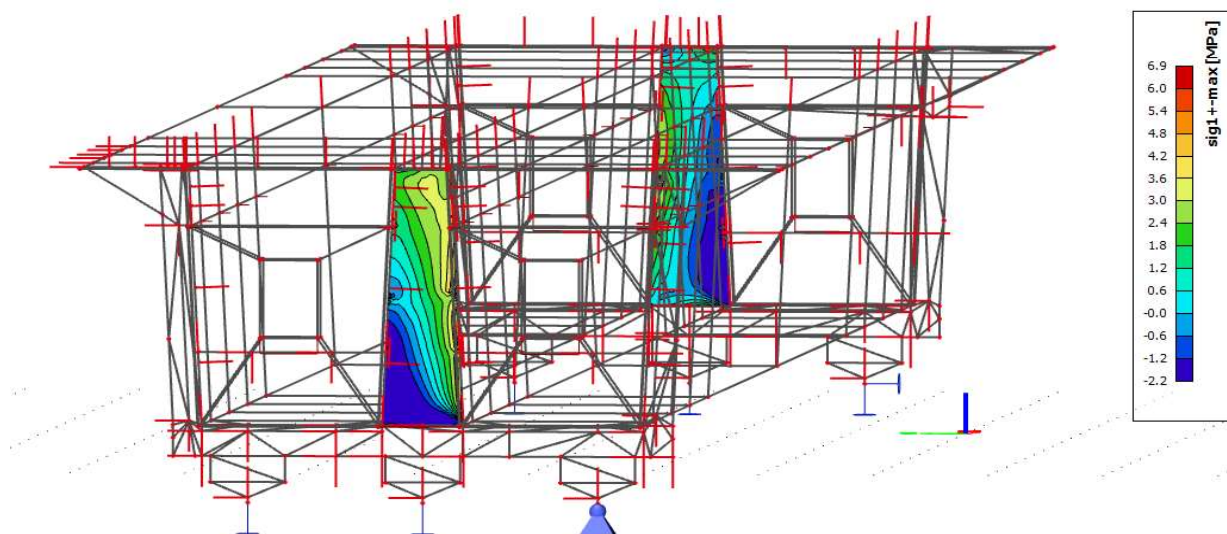
2) Mezní stavy únosnosti - trvalé a dočasné návrhové situace:

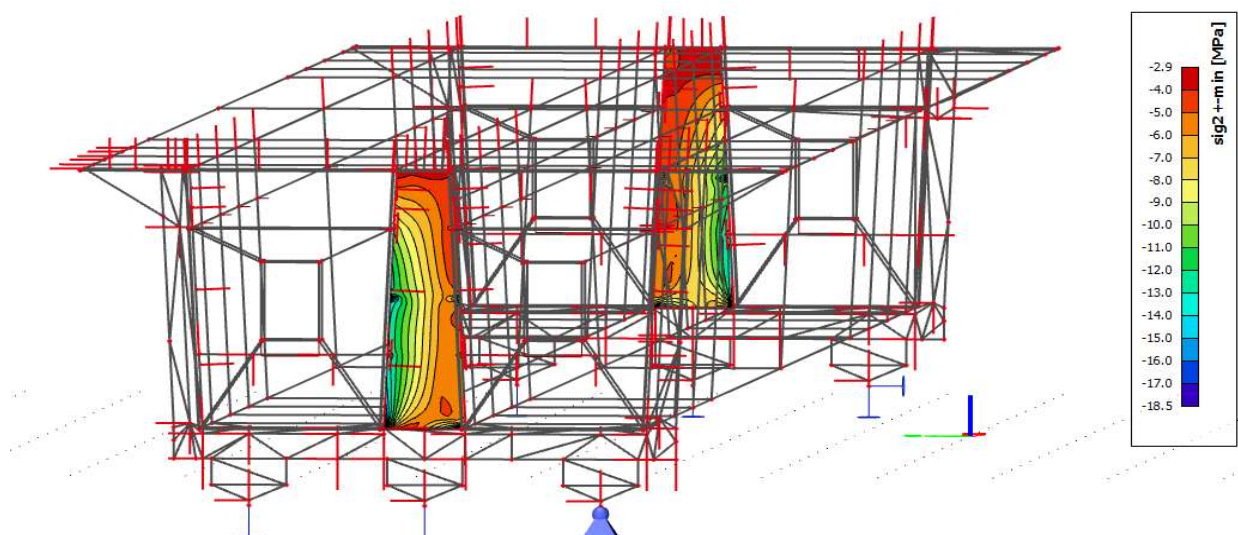




Veškeré hodnoty napětí jsou v přípustných mezích => konstrukce vyhoví.

3) Mezní stavy únosnosti - mimořádné návrhové situace:

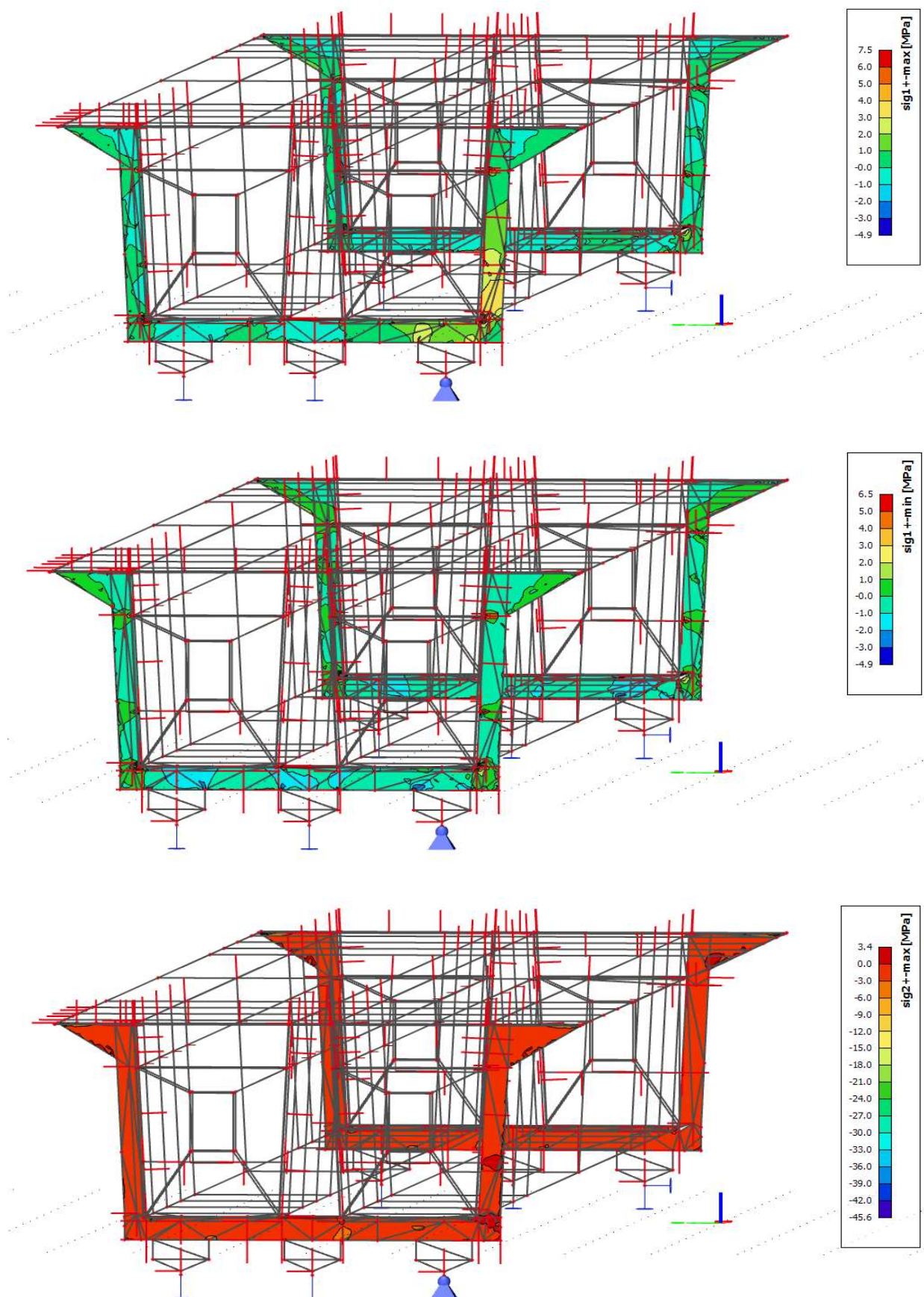


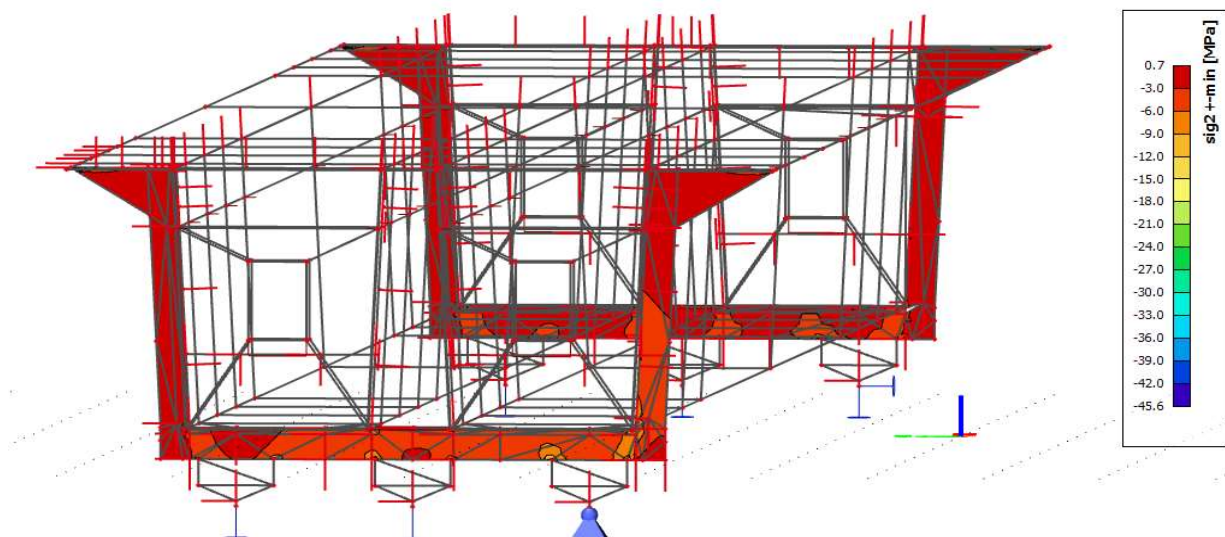


Veškeré hodnoty napětí jsou v přípustných mezích => konstrukce vyhoví.

7.3.4. POSOUZENÍ VNĚJŠÍCH ŽEBER - hlavní napětí σ_1

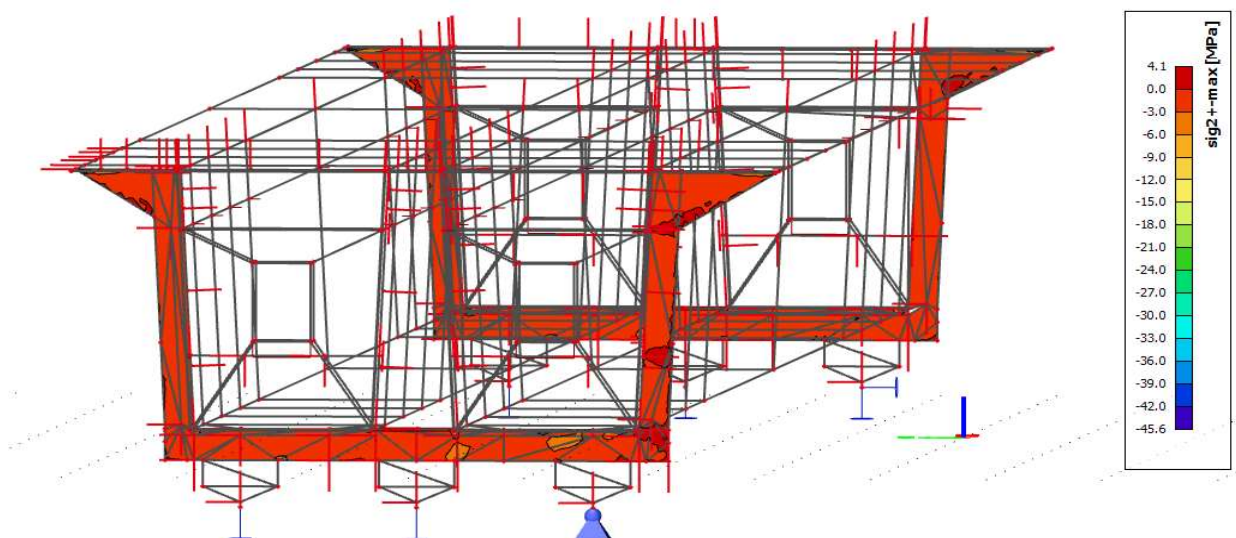
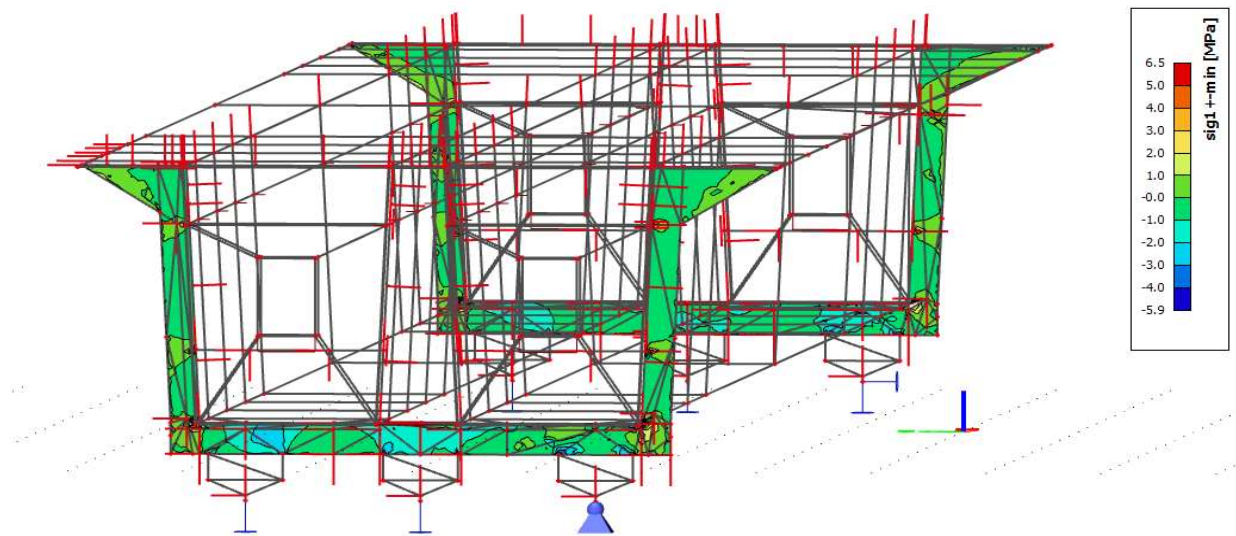
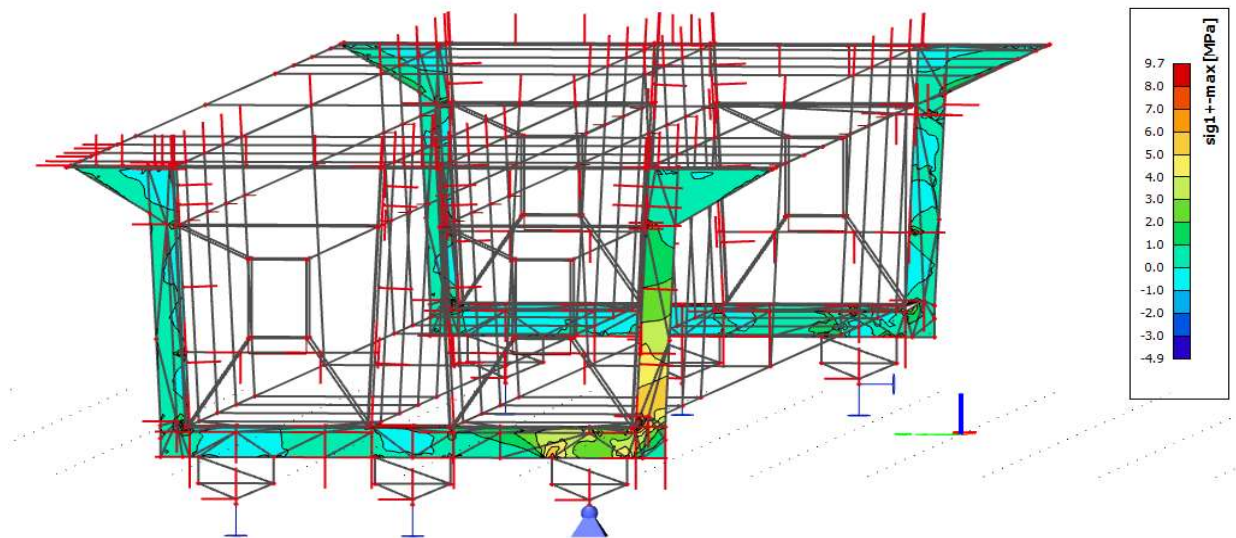
1) Mezní stavy použitelnosti - charakteristická kombinace:

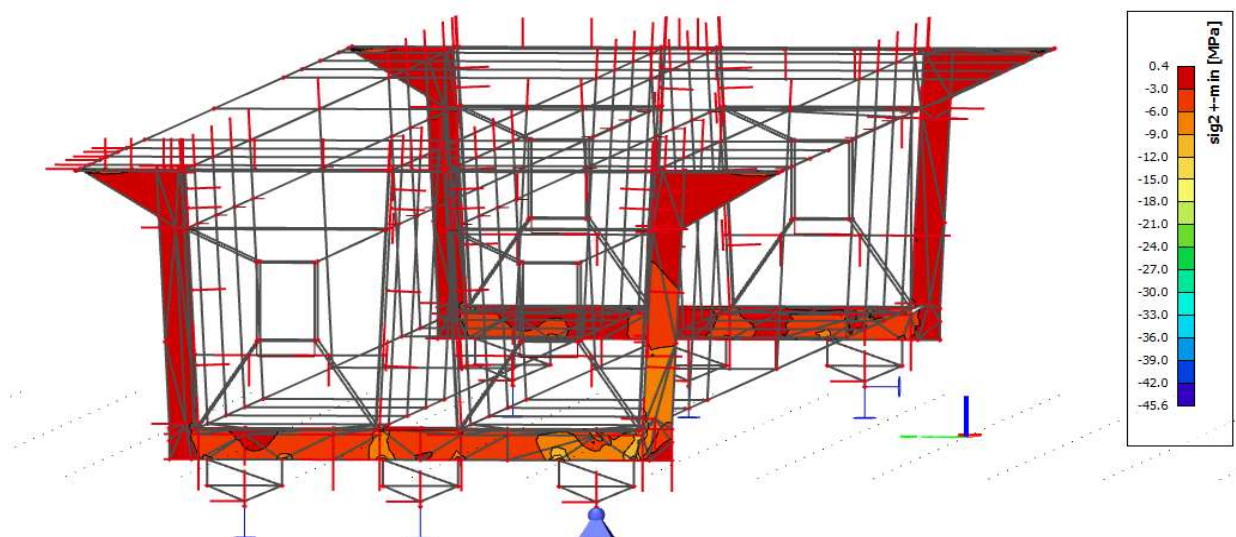




Veškeré hodnoty napětí jsou v přípustných mezích => konstrukce vyhoví.

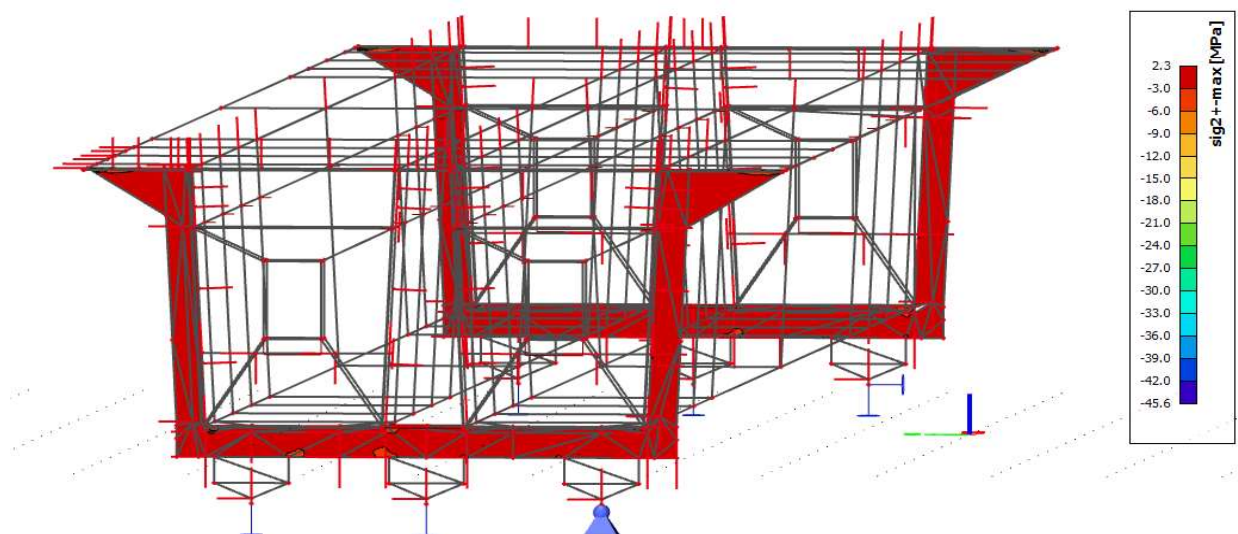
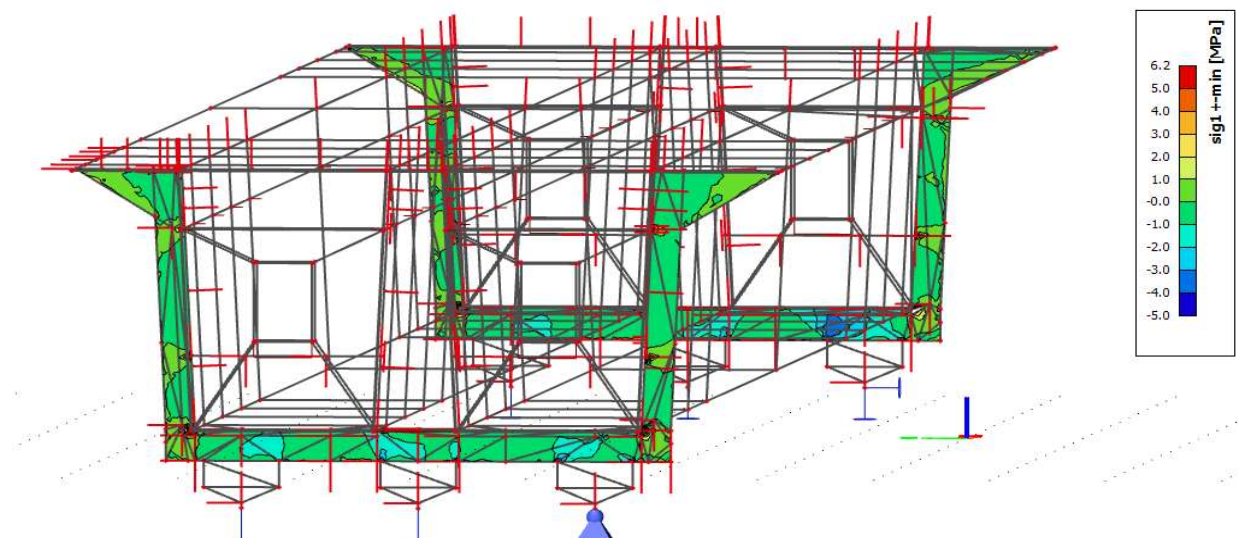
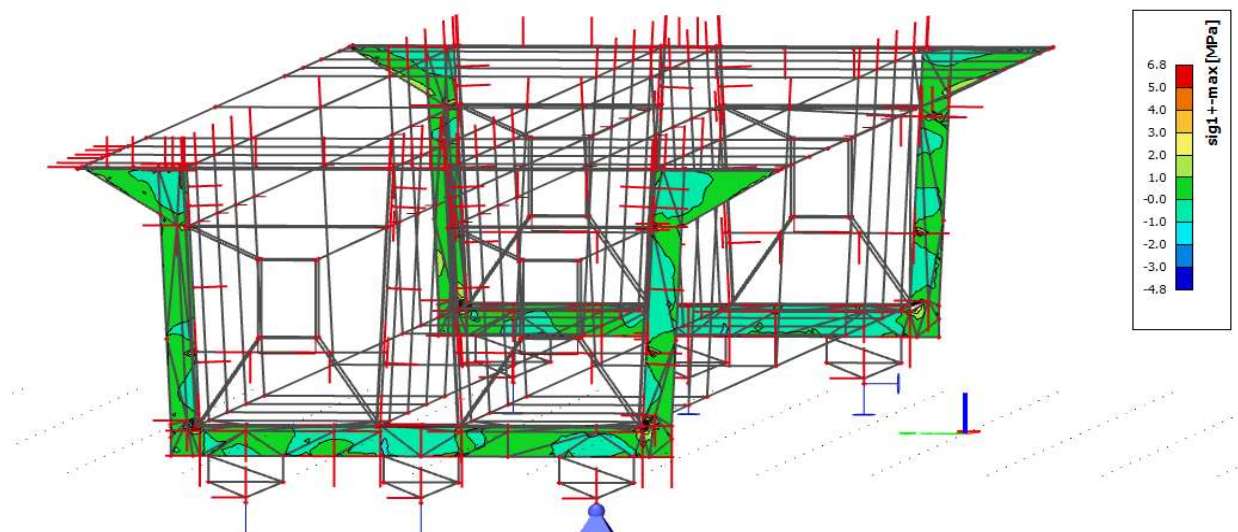
2) Mezní stavy únosnosti - trvalé a dočasné návrhové situace:

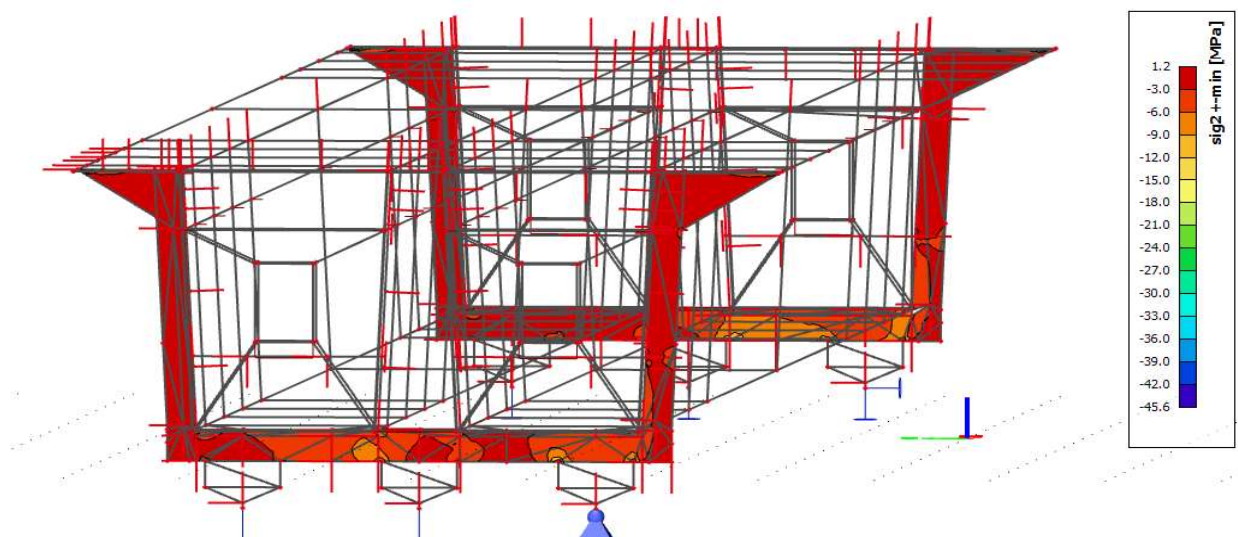




Veškeré hodnoty napětí jsou v přípustných mezích => konstrukce vyhoví.

3) Mezní stavy únosnosti - mimořádné návrhové situace:



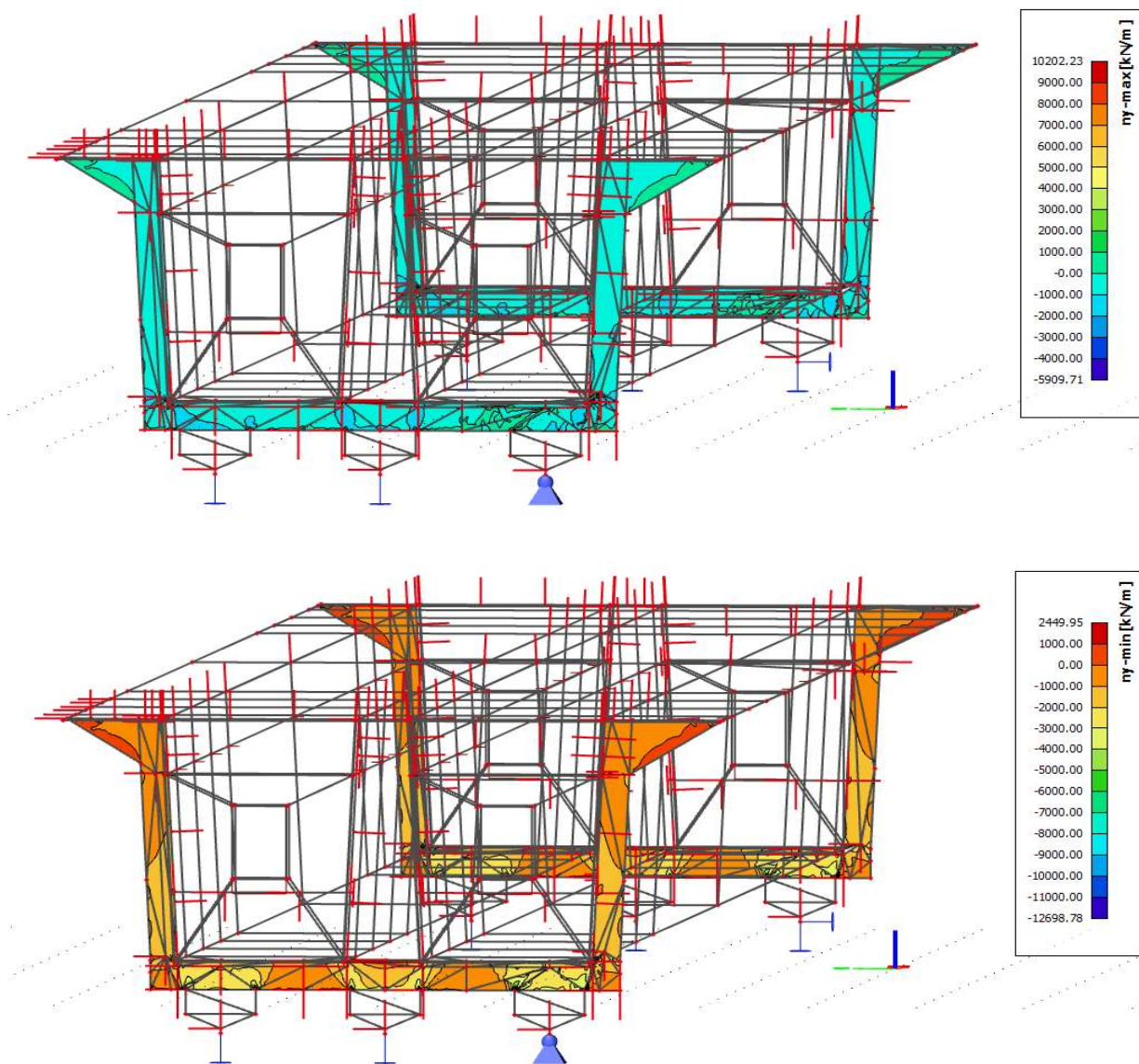


Veškeré hodnoty napětí jsou v přípustných mezích => konstrukce vyhoví.

**7.3.5. POSOUZENÍ VODOROVNÉ SPÁRY MEZI DOLNÍM POVRCHEM NOSNÍKŮ
A HORNÍM POVRCHEM UHPFRC ŽEBRA POD NOSNÍKY - n_y**

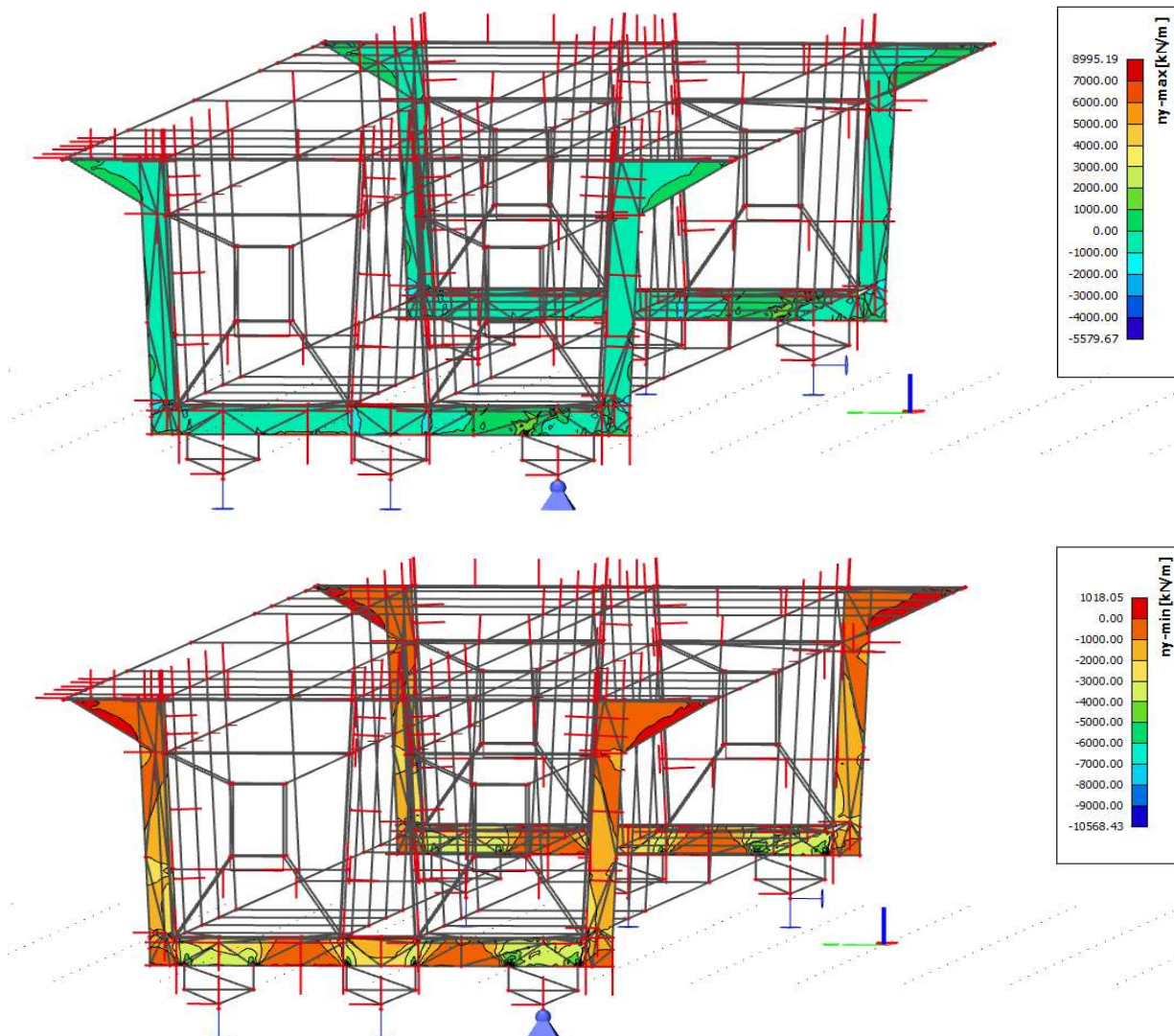
Šířka žebra ... 1,100 m

1) Mezní stavy použitelnosti - charakteristická kombinace:



Ve vodorovné styčné spáře pod nosníky nevznikají příčná tahová napětí => konstrukce vyhoví.

2) Mezní stavy únosnosti - trvalé a dočasné návrhové situace:



Na mezi únosnosti vznikají ve styčné spáře malé hodnoty tahových normálových sil. Tyto síly budou přeneseny svislou výztuží z obou stran nosníku.

$$N_{\max} = 0,370 \cdot 1,000 = 0,370 \text{ MN}$$

Betonářská výztuž ...

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$n = 26 \text{ ks}$$

$$A = 26 \cdot 201,0 = 5225,0 \text{ mm}^2$$

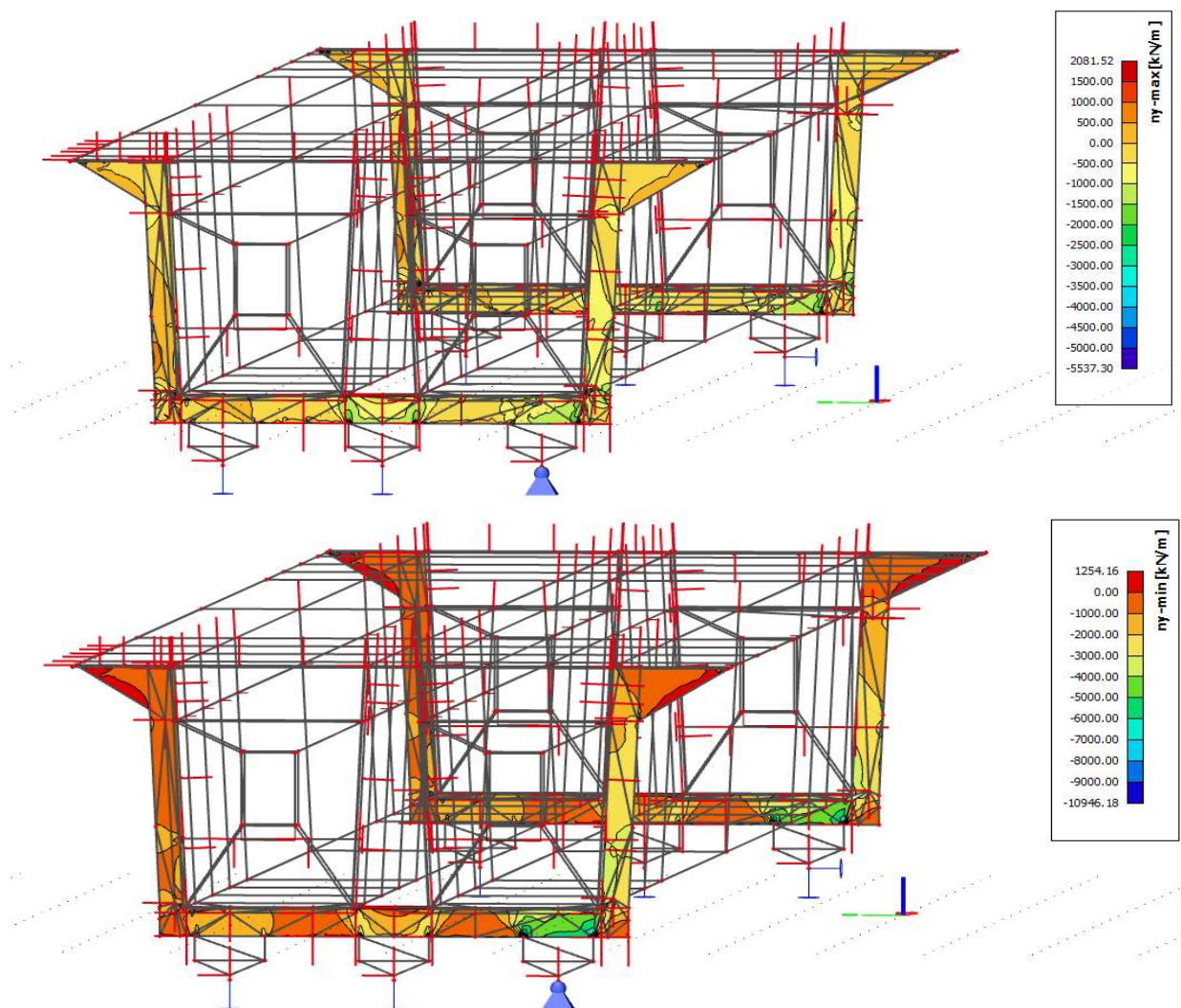
$$N_{Rd} = 434,8 \cdot 5225,0 = 2271722 \text{ N} = 2,272 \text{ MN} >$$

$$> N_{Ed} = 0,370 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Ostatní hodnoty napětí rovněž vyhoví.

Konstrukce vyhoví.

3) Mezní stavy únosnosti - mimořádné návrhové situace:



v mimořádné situaci vznikají ve styčné spáře malé hodnoty tahových normálových sil. Tyto síly budou přeneseny svislou výztuží z obou stran nosníku.

$$N_{\max} = 0,500 \quad 0,700 = 0,350 \text{ MN}$$

Betonářská výztuž ...

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$n = 26 \text{ ks}$$

$$A = 26 \quad 201,0 = 5225,0 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd} = 500,0 \quad 5225,0 = 2612480 \text{ N} = 2,612 \text{ MN} >$$

$$> N_{Ed} = 0,350 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Ostatní hodnoty napětí rovněž vyhoví.

Konstrukce vyhoví.

7.3.6. DOLNÍ VODOROVNÁ SPÁRA MEZI NOSNÍKEM PSKT-30
A DOLNÍM UHPFRC PRAHEM - PŘENOS VODOROVNÝCH SIL
Z LOŽISEK

Ve vodorovné spáře mezi povrchem UHPFRC vodorovného žebra a dolním povrchem nosníků PSKT-30 posoudíme "smyk mezi dvěma betony různého stáří".

Posouzení je provedeno pro rozhodující kombinace zatížení (MSÚ) v následující tabulce. Podrobnosti o postupu výpočtu jsou uvedeny v kapitole 8.

Všesměrně pevné ložisko, kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace:

Č.	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	Vodor. výsled. [kN]	σ_n [MPa]	c [-]	f_{ctd} [MPa]	μ [-]
1	-1217,9	205,0	8540,1	1235,0	8,540	0,00	1,467	0,70
2	1217,9	57,7	2366,5	1219,3	2,366	0,00	1,467	0,70
3	-1217,9	-59,0	8335,0	1219,3	8,335	0,00	1,467	0,70
4	920,7	547,4	2513,6	1071,1	2,514	0,00	1,467	0,70
5	-1217,9	-57,7	1487,9	1219,3	1,488	0,00	1,467	0,70
6	920,7	434,8	10460,6	1018,2	10,461	0,00	1,467	0,70
7	0,0	0,0	2214,2	0,0	2,214	0,00	1,467	0,70
8	0,0	0,0	2073,3	0,0	2,073	0,00	1,467	0,70
9	0,0	0,0	-639,8	0,0	-0,640	0,00	1,467	0,70
10	0,0	0,0	3265,4	0,0	3,265	0,00	1,467	0,70
11	0,0	0,0	2161,6	0,0	2,162	0,00	1,467	0,70
12	0,0	-59,2	1449,2	59,2	1,449	0,00	1,467	0,70
13	0,0	516,8	8304,7	516,8	8,305	0,00	1,467	0,70
14	0,0	-57,7	1446,8	57,7	1,447	0,00	1,467	0,70
15	0,0	406,2	9806,8	406,2	9,807	0,00	1,467	0,70

Č.	ρ	f_{yd}	α	α	f_{ck}	ν	f_{cd}	b
	[-]	[MPa]	[°]	[rad]	[MPa]	[-]	[MPa]	[m]
1	0,00	434,783	90,0	1,5708	35,000	0,516	21,000	1,000
2	0,00	434,783	90,0	1,5708	35,000	0,516	21,000	1,000
3	0,00	434,783	90,0	1,5708	35,000	0,516	21,000	1,000
4	0,00	434,783	90,0	1,5708	35,000	0,516	21,000	1,000
5	0,00	434,783	90,0	1,5708	35,000	0,516	21,000	1,000
6	0,00	434,783	90,0	1,5708	35,000	0,516	21,000	1,000
7	0,00	434,783	90,0	1,5708	35,000	0,516	21,000	1,000
8	0,00	434,783	90,0	1,5708	35,000	0,516	21,000	1,000
9	0,00	434,783	90,0	1,5708	35,000	0,516	21,000	1,000
10	0,00	434,783	90,0	1,5708	35,000	0,516	21,000	1,000
11	0,00	434,783	90,0	1,5708	35,000	0,516	21,000	1,000
12	0,00	434,783	90,0	1,5708	35,000	0,516	21,000	1,000
13	0,00	434,783	90,0	1,5708	35,000	0,516	21,000	1,000
14	0,00	434,783	90,0	1,5708	35,000	0,516	21,000	1,000
15	0,00	434,783	90,0	1,5708	35,000	0,516	21,000	1,000

Č.	h	A_{cc}	V_{Edi}	$V_{Rdi,calc.}$	$0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd}$	$V_{Rdi,výsl.}$	Posouzení
	[m]	[m ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
1	1,000	1,000	1,235	5,978	5,418	5,418	VYHOVÍ
2	1,000	1,000	1,219	1,657	5,418	1,657	VYHOVÍ
3	1,000	1,000	1,219	5,834	5,418	5,418	VYHOVÍ
4	1,000	1,000	1,071	1,760	5,418	1,760	VYHOVÍ
5	1,000	1,000	1,219	1,042	5,418	1,042	NEVYHOVÍ
6	1,000	1,000	1,018	7,322	5,418	5,418	VYHOVÍ
7	1,000	1,000	0,000	1,550	5,418	1,550	VYHOVÍ
8	1,000	1,000	0,000	1,451	5,418	1,451	VYHOVÍ
9	1,000	1,000	0,000	-0,448	5,418	-0,448	NEVYHOVÍ
10	1,000	1,000	0,000	2,286	5,418	2,286	VYHOVÍ
11	1,000	1,000	0,000	1,513	5,418	1,513	VYHOVÍ
12	1,000	1,000	0,059	1,014	5,418	1,014	VYHOVÍ
13	1,000	1,000	0,517	5,813	5,418	5,418	VYHOVÍ
14	1,000	1,000	0,058	1,013	5,418	1,013	VYHOVÍ
15	1,000	1,000	0,406	6,865	5,418	5,418	VYHOVÍ

Zbývající vodorovná síla:

$$1,219 - 1,042 = 0,178 \text{ MN}$$

Síla je minimální.

Způsobuje pouze minimální namáhání UHPFRC žebra pod nosníkem a vedle nosníku - následně bude do nosníku přenesena smykem ve svislé předpjaté styčné spáře mezi UHPFRC žebrem a dolním okrajem stěny nosníku.

Předpínací síla v jednom kabelu na konci životnosti ... 496,347 kN

Tření ve spáře (při uvažování součinitele tření 0,5) ...

$$T = 0,50 \cdot 496,347 = 248,174 \text{ kN} > 177,757 \text{ kN}$$

Zbývající sílu spolehlivě přenesou i tření pod jednou kotvou.

Konstrukce vyhoví.

8. OVĚŘENÍ SPŘAŽENÍ - PŮVODNÍ ŽB DESKA S KORÝTKEM

8.1. POSOUVAJÍCÍ SÍLY

Posouzení provedeme pro stav, kdy už je s konstrukcí spřažena i nová ŽB deska.

(pro dlouhodobé účinky v návrhu ponecháme přiměřenou rezervu)

Tíha původní ŽB desky (projeví se pouze dlouhodobé účinky, ale jsme na straně bezpečné) ...

$$V_{D1} = 0,5 \cdot 7,800 \cdot 29,900 = 116,6 \text{ kN/nosník}$$

Tíha nové ŽB desky ...

$$V_{D2} = 0,5 \cdot 14,000 \cdot 29,900 = 209,3 \text{ kN/nosník}$$

Ostatní stálé zatížení - nové, horní charakteristická hodnota ...

$$V_{(g-g0)} = 0,5 \cdot 57,357 \cdot 29,900 + \frac{18,500}{2} = 866,7 \text{ kN/nosník}$$

Svislé pohyblivé zatížení - rozhodující traťová třída (D4/120), vč. dynamického součinitele ...

$$V_{D4/120} = 0,5 \cdot 97,149 \cdot 29,900 = 1452,4 \text{ kN/nosník}$$

Vítr ...

$$V_W = 0,5 \cdot 12,189 \cdot 29,900 = 182,2 \text{ kN/nosník}$$

Dodatečné předpětí volnými kabely ...

síla v kabelech (na konci životnosti) ...

$$P = 2 \cdot 7 \cdot 0,00015 \cdot 1473,0 \cdot 0,80 = 2,475 \text{ MN}$$

posouvající síla ...

$$V_P = \frac{2,541}{5,450} \cdot 2,475 = 1,154 \text{ MN}$$

Kombinace zatížení pro MSÚ:

(6.10a) ...

$$\begin{aligned} V_d &= 1,00 & 1,35 & 116,6 & + & 1,00 & 1,35 & 209,3 & + \\ & + & 1,00 & 1,35 & 866,7 & + & 0,80 & 1,45 & 1452,4 & + \\ & + & 0,75 & 1,50 & 182,2 & - & 1153,8 & = \\ & = & 2346,1 & \text{ kN} \approx & 2,346 & \text{ MN/nosník} \end{aligned}$$

(6.10b) ...

$$\begin{aligned} V_d &= 0,85 & 1,35 & 116,6 & + & 0,85 & 1,35 & 209,3 & + \\ & + & 0,85 & 1,35 & 866,7 & + & 1,00 & 1,45 & 1452,4 & + \\ & + & 0,85 & 1,35 & 182,2 & - & 1153,8 & = \\ & = & 2529,8 & \text{ kN} \approx & 2,530 & \text{ MN/nosník} \end{aligned}$$

Rozhodující hodnota ... $V_d = 2,530 \text{ MN/nosník}$

Poznámka: následkem tahových napětí od smršťování spřažené desky vzniknou v betonu příčné trhliny obvykle přibližně 2 měsíce po betonáži => účinky smršťování betonu není nutno počítat s ostatními účinky.

8.2. PODÉLNÁ SMYKOVÁ SÍLA

8.2.1. PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

Charakteristiky pro průřez s již oběma spřaženými deskami:

(podrobnosti jsou uloženy u zpracovatele výpočtu)

Výška těžiště průřezu s oběma deskami ...	$z_T =$	2,200	m
Moment setrvačnosti ...	$I =$	2,54169	m ⁴
Výška spáry mezi korýtkem a původní deskou ...	$s_1 =$	2,300	m
Výška spáry mezi původní a novou deskou ...	$s_2 =$	2,483	m
Nová deska - plocha ...	$A_{D2} =$	0,54771	m ²
Nová deska - výška těžiště ...	$z_{T,D2} =$	2,645	m

Původní deska - plocha ...	$A_{D1} =$	0,25867	m^2
Původní deska - výška těžiště ...	$z_{T,D1} =$	2,391	m

Statický moment spřažených desek k povrchu korýtko ...

$$S = 0,54771 \cdot 0,162 + 0,25867 \cdot 0,091 = 0,11249 \text{ m}^3$$

8.2.2. PODÉLNÁ SMYKOVÁ SÍLA

Podélná smyková síla na celý nosník ...

$$V_{l,d} = \frac{V \cdot S}{I} = \frac{2,530 \cdot 0,11249}{2,54169} = 0,112 \text{ MN/m}$$

Podélná smyková síla na jednu stěnu ...

$$V_{l,1,d} = \frac{0,112}{2} = 0,056 \text{ MN/m}$$

8.3. POSOUZENÍ SPŘAŽENÍ MEZI PŮVODNÍ DESKOU A KORÝTKEM

Smykové napětí ve styčné ploše mezi betony různého stáří má splňovat následující podmínku:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}, \text{ kde:}$$

V_{Edi} je návrhová hodnota smykového napětí ve styčné ploše, daná vztahem ...

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z \cdot b_i)$$

β je poměr podélné síly v ploše dobetonovaného průřezu k celkové podélné síle, buď v tlačené nebo v tažené oblasti průřezu; obě síly jsou počítány pro uvažovaný průřez,

V_{Ed} je posouvající síla,

z je rameno vnitřních sil spřaženého průřezu,

b_i je šířka styčné plochy,

V našem případě, vzhledem k uspořádání konstrukce, stanovíme hodnotu v_{Edi} prostým vydělením působící podélné smykové síly šířkou styčné spáry ...

$$v_{Edi} = \frac{55,98}{0,360} = 155,506 \text{ kN/m}^2$$

V_{Rdi} je návrhová únosnost ve smyku sytčné plochy, daná vztahem ...

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot V_{cd}$$

c a μ jsou součinitele závislé na drsnosti povrchu:

pro povrch drsný s nerovnostmi nejméně 3 mm ve vzdálenosti okolo 40 mm, dosažený záměrným zdrsněním, obnažením kameniva nebo jinými metodami s obdobným výsledkem:

$$\begin{aligned} \mu &= 0,70 \\ c &= 0,45 \quad , \text{ ale:} \end{aligned}$$

$$c = 0,00 \quad (\text{podle [8]} \quad \text{při posouzení únavy nebo dynamických účinků - raději použijeme i zde}),$$

f_{ctd} je návrhová pevnost v tahu, daná vztahem:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk0,05} / \gamma_c$$

$$\alpha_{ct} = 1,00$$

$$f_{ctk0,05} \dots f_{ctk0,05} = 2,200 \quad \text{MPa}$$

$$\alpha_c = 1,50$$

$$f_{ctd} = \frac{1,00 \cdot 2,2}{1,50} = 1,467 \quad \text{MPa}$$

σ_n je napětí vyvozené minimální vnější normálovou silou působící kolmo na styčnou plochu, které může působit současně se smykovou silou; kladné pro tlak $\sigma_n < 0,6 \cdot f_{cd}$ a záporné pro tah. Pokud σ_n je tahovým napětím, má se uvažovat hodnota $c \cdot f_{ctd}$ rovna 0;

v daném případě uvažujeme hodnotu ...

$$\sigma_n = 0,000 \quad \text{MN/m}^2$$

$$\rho = A_s / A_i$$

$$\rho = \frac{0,001696}{0,360} = 0,00471$$

A_s je plocha výztuže procházející styčnou plochou, včetně běžné smykové výztuže (pokud existuje), která je dostatečně zakotvena na obou stranách styčné plochy:

$$\begin{aligned} \text{průměr prutů ...} & \quad \phi = 12 \quad \text{mm} \\ \text{počet prutů ...} & \quad n = 15 \quad \text{ks/m} \\ \text{celková plocha prutů ...} & \quad A_s = 0,001696 \quad \text{m}^2 \end{aligned}$$

A_i je plocha styku,

$$A_i = 1,000 \cdot 0,360 = 0,360 \text{ m}^2$$

α je úhel výztuže od povrchu styčné plochy, má být omezen hodnotami $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$,

$$\text{volíme ... } \alpha = 90,0^\circ = 1,5708$$

$$f_{yd} = \frac{500,0}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

ν je redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku:

$$\nu = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (f_{ck} \text{ je v MPa})$$

$$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0,6 \left[1 - \frac{35,0}{250} \right] = 0,516$$

$$f_{cd} = 0,90 \cdot \frac{35,0}{1,5} = 21,000 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \nu_{Rdi} &= 0,00 \cdot 1,467 + 0,70 \cdot 0,000 + \\ &+ 0,00471 \cdot 434,783 \cdot \left(0,70 \cdot \sin 1,5708 + \right. \\ &+ \left. \cos 1,5708 \right) = 0,000 + 0,000 + \\ &+ 2,048 \cdot \left(0,700 + 0,000 \right) = \\ &= 0,000 + 0,000 + 1,433 = \\ &= 1,433 \text{ MPa} < 0,5 \cdot 0,516 \cdot 21,000 = \\ &= 5,418 \text{ MPa} \Rightarrow \nu_{Rdi} = 1,433 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Posouzení:

$$\nu_{Rdi} = 1,433 \text{ MPa} > \nu_{Edi} = 0,156 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

9. OVĚŘENÍ SPŘAŽENÍ - NOVÁ ŽB DESKA S PŮVODNÍ ŽB DESKOU

9.1. POSOUVAJÍCÍ SÍLY

(pro dlouhodobé účinky v návrhu ponecháme přiměřenou rezervu)

Tíha původní ŽB desky - neprojeví se (kromě poměrně malých dlouhodobých vlivů).

Tíha nové ŽB desky (projeví se pouze dlouhodobé účinky, ale jsme na straně bezpečné) ...

$$V_{D2} = 0,5 \cdot 14,000 \cdot 29,900 = 209,3 \text{ kN/nosník}$$

Ostatní stálé zatížení - nové, horní charakteristická hodnota ...

$$V_{(g-g0)} = 0,5 \cdot 57,357 \cdot 29,900 + \frac{18,500}{2} = 866,7 \text{ kN/nosník}$$

Svislé pohyblivé zatížení - rozhodující traťová třída (D4/120), vč. dynamického součinitele ...

$$V_{D4/120} = 0,5 \cdot 97,149 \cdot 29,900 = 1452,4 \text{ kN/nosník}$$

Vítr ...

$$V_w = 0,5 \cdot 12,189 \cdot 29,900 = 182,2 \text{ kN/nosník}$$

Dodatečné předpětí volnými kabely (projeví se pouze dlouhodobé účinky - působí příznivě - je možno zanedbat).

Kombinace zatížení pro MSÚ:

(6.10a) ...

$$\begin{aligned} V_d &= 1,00 \cdot 1,35 \cdot 0,0 + 1,00 \cdot 1,35 \cdot 209,3 + \\ &+ 1,00 \cdot 1,35 \cdot 866,7 + 0,80 \cdot 1,45 \cdot 1452,4 + \\ &+ 0,75 \cdot 1,50 \cdot 182,2 - 0,0 = \\ &= 3342,4 \text{ kN} \approx 3,342 \text{ MN/nosník} \end{aligned}$$

(6.10b) ...

$$\begin{aligned} V_d &= 0,85 \cdot 1,35 \cdot 0,0 + 0,85 \cdot 1,35 \cdot 209,3 + \\ &+ 0,85 \cdot 1,35 \cdot 866,7 + 1,00 \cdot 1,45 \cdot 1452,4 + \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rclclcl}
 + & 0,85 & 1,35 & 182,2 & - & 0,0 & = \\
 \\
 = & 3549,8 & \text{kN} & \approx & 3,550 & \text{MN/nosník} &
 \end{array}$$

Rozhodující hodnota ... $V_d = 3,550 \text{ MN/nosník}$

Poznámka: následkem tahových napětí od smršťování spřažené desky vzniknou v betonu příčné trhliny obvykle přibližně 2 měsíce po betonáži => účinky smršťování betonu není nutno sčítat s ostatními účinky. V počátečním období mezi betonáží a vznikem příčných trhlin budou účinky spolehlivě přeneseny vhodně uspořádanou novou spřaženou deskou (koncové zazubení atd.).

9.2. PODÉLNÁ SMYKOVÁ SÍLA

9.2.1. PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

Charakteristiky pro průřez s již oběma spřaženými deskami:

(podrobnosti jsou uloženy u zpracovatele výpočtu)

Výška těžiště průřezu s oběma deskami ...	$z_T =$	2,200	m
Moment setrvačnosti ...	$I =$	2,54169	m ⁴
Výška spáry mezi korýtkem a původní deskou ...	$s_1 =$	2,300	m
Výška spáry mezi původní a novou deskou ...	$s_2 =$	2,483	m
Nová deska - plocha ...	$A_{D2} =$	0,54771	m ²
Nová deska - výška těžiště ...	$z_{T,D2} =$	2,645	m
Původní deska - plocha ...	$A_{D1} =$	0,25867	m ²
Původní deska - výška těžiště ...	$z_{T,D1} =$	2,391	m

Statický moment nové spřažené desky k povrchu původní spřažené desky ...

$$S = 0,54771 \cdot 0,162 = 0,08883 \text{ m}^3$$

9.2.2. PODÉLNÁ SMYKOVÁ SÍLA

Podélná smyková síla na celý nosník ...

$$V_{l,d} = \frac{V \cdot S}{I} = \frac{3,550 \cdot 0,08883}{2,54169} = 0,124 \text{ MN/m}$$

Podélná smyková síla na jednu stěnu ...

$$V_{l,1,d} = \frac{0,124}{2} = 0,062 \text{ MN/m}$$

9.3. POSOUZENÍ SPŘAŽENÍ MEZI NOVOU DESKOU A PŮVODNÍ HORNÍ DESKOU

Smykové napětí ve styčné ploše mezi betony různého stáří má splňovat následující podmínku:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}, \text{ kde:}$$

V_{Edi} je návrhová hodnota smykového napětí ve styčné ploše, daná vztahem ...

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z \cdot b_i)$$

β je poměr podélné síly v ploše dobetonovaného průřezu k celkové podélné síle, buď v tlačené nebo v tažené oblasti průřezu; obě síly jsou počítány pro uvažovaný průřez,

V_{Ed} je posouvající síla,

z je rameno vnitřních sil spřaženého průřezu,

b_i je šířka styčné plochy,

V našem případě, vzhledem k uspořádání konstrukce, stanovíme hodnotu V_{Edi} prostým vydělením působící podélné smykové síly šířkou styčné spáry ...

$$V_{Edi} = \frac{62,03}{2,000} = 31,014 \text{ kN/m}^2$$

V_{Rdi} je návrhová únosnost ve smyku styčné plochy, daná vztahem ...

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot V \cdot f_{cd}$$

c a μ jsou součinitele závislé na drsnosti povrchu:

pro povrch drsný s nerovnostmi nejméně 3 mm ve vzdálenosti okolo 40 mm, dosažený záměrným zdrsněním, obnažením kameniva nebo jinými metodami s obdobným výsledkem:

$$\mu = 0,70$$

$$c = 0,45, \text{ ale:}$$

$$c = 0,00 \quad (\text{podle [8]} \quad \text{při posouzení únavy nebo dynamických účinků - raději použijeme i zde}),$$

f_{ctd} je návrhová pevnost v tahu, daná vztahem:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk0,05} / \gamma_c$$

$$\alpha_{ct} = 1,00$$

$$f_{ctk0,05} \dots f_{ctk0,05} = 2,200 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c = 1,50$$

$$f_{ctd} = \frac{1,00 \cdot 2,2}{1,50} = 1,467 \text{ MPa}$$

σ_n je napětí vyvozené minimální vnější normálovou silou působící kolmo na styčnou plochu, které může působit současně se smykovou silou; kladné pro tlak $\sigma_n < 0,6 \cdot f_{cd}$ a záporné pro tah. Pokud σ_n je tahovým napětím, má se uvažovat hodnota $c \cdot f_{ctd}$ rovna 0;

v daném případě uvažujeme hodnotu ...

$$\sigma_n = 0,000 \text{ MN/m}^2$$

$$\rho = A_s/A_i$$

$$\rho = \frac{0,001017}{2,000} = 0,000509$$

A_s je plocha výztuže procházející styčnou plochou, včetně běžné smykové výztuže (pokud existuje), která je dostatečně zakotvena na obou stranách styčné plochy:

průměr prutů ...	$\phi =$	12	mm
počet prutů ...	$n =$	9	ks/m ²
celková plocha prutů ...	$A_s =$	0,001017	m ²

A_i je plocha styku,

$$A_i = 1,000 \cdot 2,000 = 2,000 \text{ m}^2$$

α je úhel výztuže od povrchu styčné plochy, má být omezen hodnotami $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$,

$$\text{volíme ... } \alpha = 90,0^\circ = 1,5708$$

$$f_{yd} = \frac{500,0}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

ν je redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku:

$$\nu = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (f_{ck} \text{ je v MPa})$$

$$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0,6 \left[1 - \frac{35,0}{250} \right] = 0,516$$

$$f_{cd} = 0,90 \frac{35,0}{1,5} = 21,000 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} v_{Rdi} &= 0,00 + 1,467 + 0,70 + 0,000 + \\ &+ 0,000509 + 434,783 \left(0,70 \sin 1,5708 + \right. \\ &+ \left. \cos 1,5708 \right) = 0,000 + 0,000 + \\ &+ 0,221 \left(0,700 + 0,000 \right) = \\ &= 0,000 + 0,000 + 0,155 = \\ &= 0,155 \text{ MPa} < 0,5 \cdot 0,516 \cdot 21,000 = \\ &= 5,418 \text{ MPa} \Rightarrow v_{Rdi} = 0,155 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Posouzení:

$$v_{Rdi} = 0,155 \text{ MPa} > v_{Edi} = 0,031 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

10. NÁVRH SPŘAŽENÉ ŽB DESKY

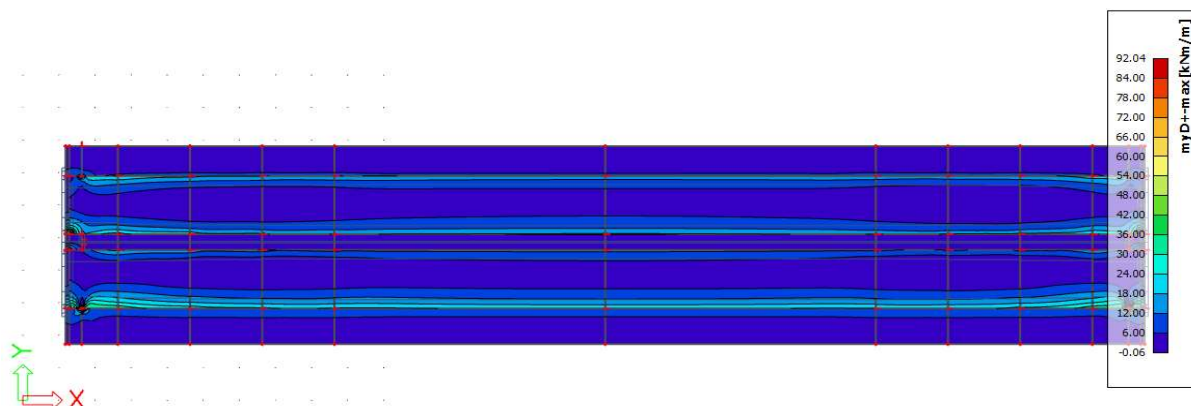
10.1. VNITŘNÍ SÍLY

Vnitřní síly ve spřažené desce byly spočítány na výpočetním modelu podle kapitoly

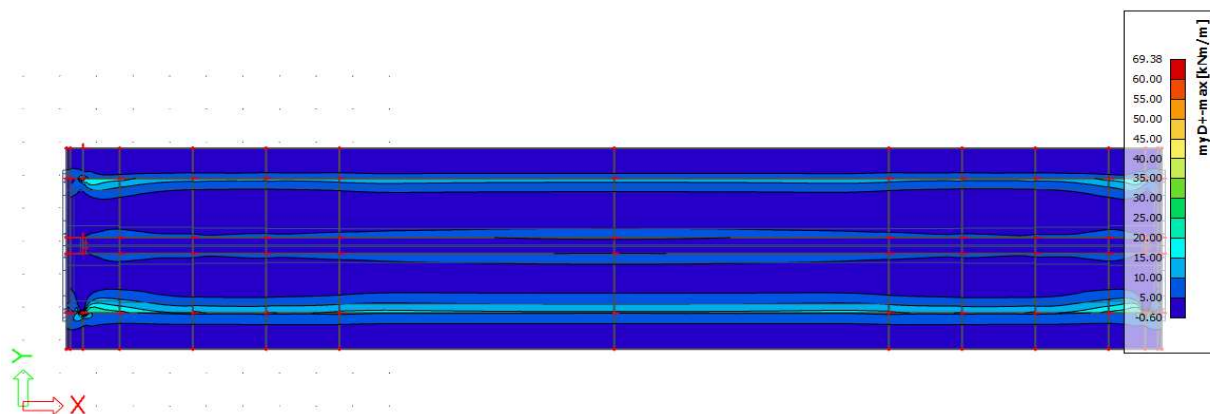
6.

Přehled rozhodujících výsledků:

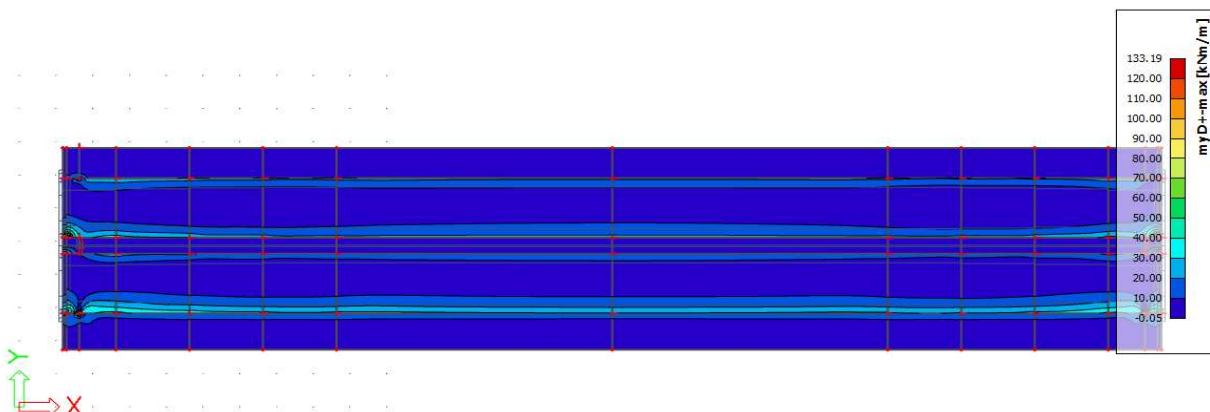
Charakteristická kombinace, $m_{yD+max} = 37,0 \text{ kNm/m}$



Kvazistálá kombinace, $m_{yD+max} = 20,0 \text{ kNm/m}$

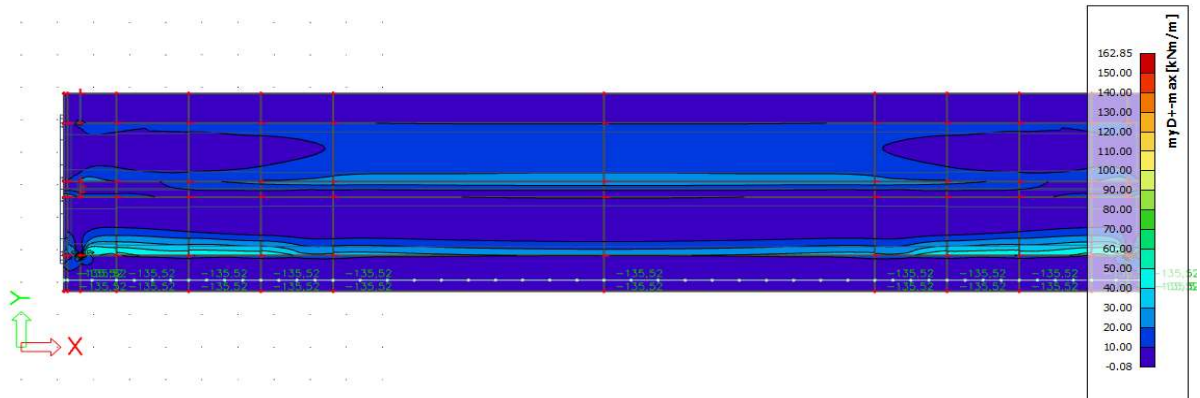


Kombinace pro MSÚ, $m_{yD+max} = 50,0 \text{ kNm/m}$



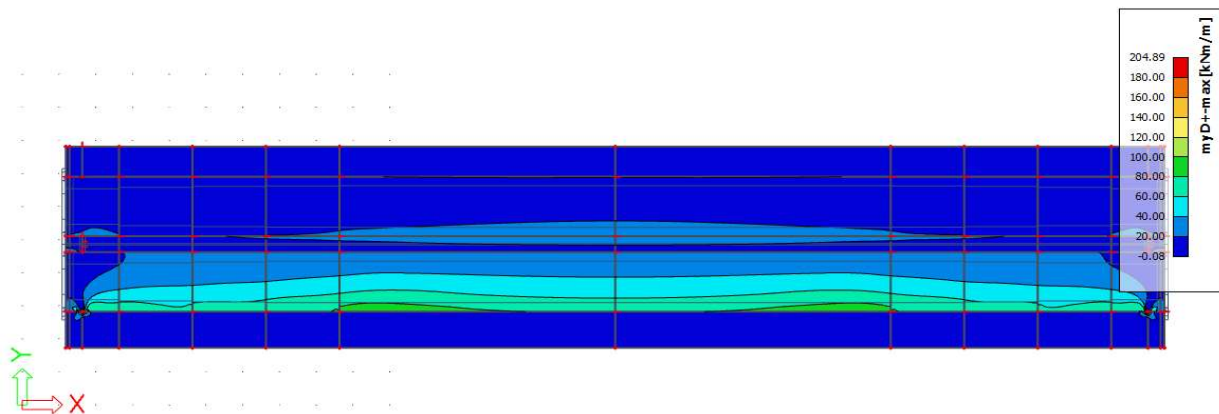
Kombinace pro mimořádné situace (vykolejení - stav I), $m_y D + \max =$

50,0 kNm/m

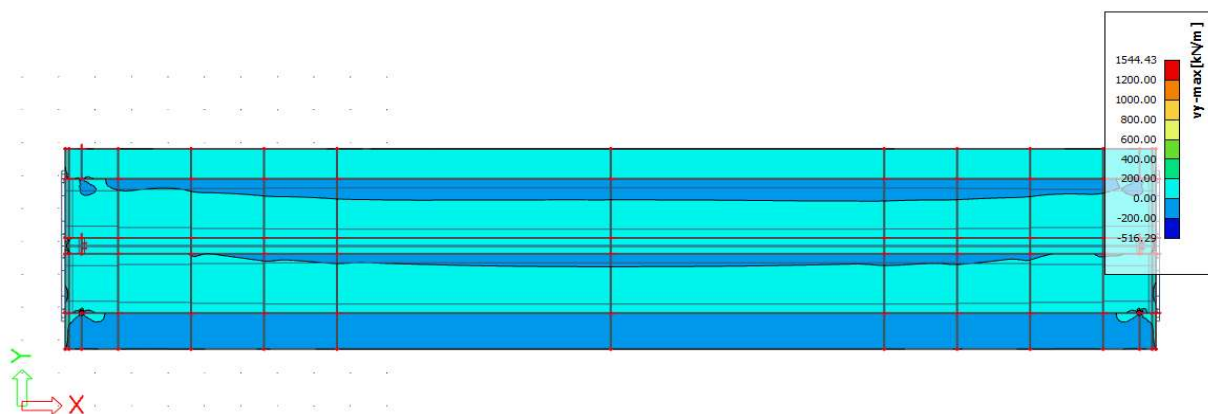


Kombinace pro mimořádné situace (vykolejení - stav I i II), $m_y D + \max =$
(je nutno zajistit pouze celkovou stabilitu konstrukce)

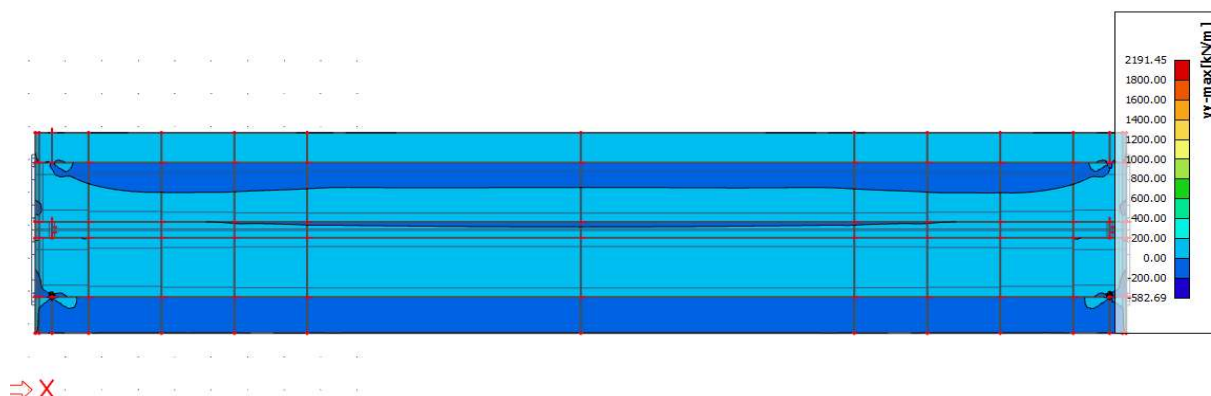
68,0 kNm/m



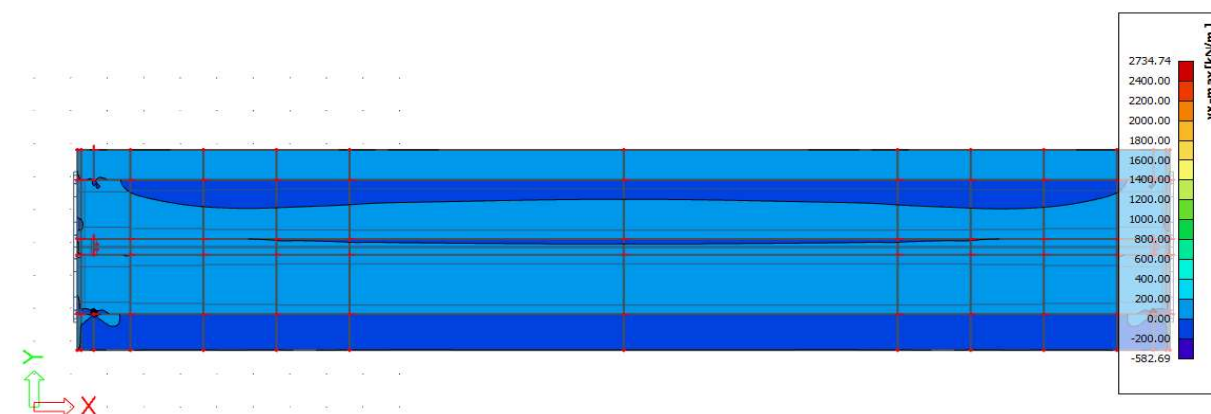
Kombinace pro MSÚ, $v_y \max =$ 100,0 kN/m



Kombinace pro mimořádné situace (vykolejení - stav I), $v_y \max = 60,0 \text{ kN/m}$



Kombinace pro mimořádné situace (vykolejení - stav I i II), $v_y \max = 70,0 \text{ kN/m}$
(je nutno zajistit pouze celkovou stabilitu konstrukce)



10.2. OHYB

10.2.1. VNITŘNÍ SÍLY

Kvazistálá kombinace: $m_{QP} = 20,000 \text{ kNm/m}$

Charakteristická kombinace: $m_{Char.} = 37,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 50,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - mimořádné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 68,000 \text{ kNm/m}$

10.2.2. NÁVRH PRŮŘEZU

Obdélníkový průřez ... $b = 1,000 \text{ m}$ $A_c = 0,200 \text{ m}^2$
 $h = 0,200 \text{ m}$ (v rozhodujícím průřezu)

Beton:

Třída ...	C35/45				$f_{ctm} =$	3,200	MPa
$f_{ck} =$	35,0	MPa			$f_{ctk0,05} =$	2,200	MPa
$f_{cm} =$	43,0	MPa			$f_{ctk0,95} =$	4,200	MPa
$f_{cd} =$	0,90	$\frac{35,0}{1,5}$	=	21,000	$E_{cm} =$	34,000	GPa
					$\varepsilon_{cu} =$	0,0035	

Výztuž:

Třída ...	B500B			
$f_{yk} =$	500,0	MPa		
$f_{yd} =$	$\frac{500,0}{1,15}$	=	434,783	MPa
$E_s =$	200,0	GPa		

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

Průměr prutů ...	$\phi =$	16	mm	$A_1 =$	200,96	mm ²
Počet prutů ...	$n =$	6,667	ks			
Krytí ...	$c =$	60	mm			
Plocha výztuže ...	$A_s =$	1339,73	mm ²			
Poloha výztuže ...	$a =$	60	+	8	=	68,0 mm
Účinná výška ...	$d =$	0,200	-	0,068	=	0,132 m
Mezera mezi pruty ...	$s =$	$\frac{1000 - 2 \cdot 68}{5,667}$			=	152,5 mm

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 132,0 =$$

$$= 219,65 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 132,0 =$$

$$= 171,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 219,65 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{sl} = 1339,73 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,200 = 0,008 \text{ m}^2 =$$

$$= 8000,0 \text{ mm}^2 > 1339,73 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

10.2.3. POSOUZENÍ MSÚ

10.2.3.1. "Jednorázové" namáhání - trvalé a dočasné návrhové situace

Návrhová síla ve výztuži ... $N_{sd} = 0,00134 \cdot 434,783 = 0,582 \text{ MN}$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = \frac{0,582}{21,000} = 0,02774 \text{ m}^2$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{0,582}{1,000 \cdot 21,000} = 0,028 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,028}{0,8} = 0,035 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,035}{0,132} = 0,263 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,132 - \frac{0,028}{2} = 0,118 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 0,582 \cdot 0,118 = 0,069 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,050 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

10.2.3.2. "Jednorázové" namáhání - mimořádné návrhové situace (vykolejení)

Největší namáhání se projevuje v oblasti, ve které je možno počítat s větší výškou průřezu:

Obdélníkový průřez ...	$b =$	1,000	m	$A_c =$	0,200	m ²
	$h =$	0,200	m			
Průměr prutů ...	$\phi =$	16	mm			
Počet prutů ...	$n =$	6,667	ks			
Krytí ...	$c =$	60	mm			
Plocha výztuže ...	$A_s =$	1339,73	mm ²			
Poloha výztuže ...	$a =$	60	+	8	=	68,0 mm
Účinná výška ...	$d =$	0,200	-	0,068	=	0,132 m
Mezera mezi pruty ...	$s =$	$\frac{21000 - 2 \cdot 68}{5,667}$			=	3681,9 mm

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 132,0 =$$

$$= 219,65 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 132,0 =$$

$$= 171,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 219,65 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{sI} = 1339,73 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,200 = 0,008 \text{ m}^2 =$$

$$= 8000,0 \text{ mm}^2 > 1339,73 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Návrhová síla ve výztuži ...	$N_{sd} =$	0,00134	500,000	=	0,670	MN
------------------------------	------------	---------	---------	---	-------	----

Tlačená plocha betonu ...	$A_{cc} =$	$\frac{0,670}{26,250}$	=	0,02552	m ²
---------------------------	------------	------------------------	---	---------	----------------

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{0,670}{1,000 + \frac{0,670}{26,250}} = 0,026 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,026}{0,8} = 0,032 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,032}{0,132} = 0,242 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,132 - \frac{0,026}{2} = 0,119 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 0,670 \cdot 0,119 = 0,080 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,050 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

10.2.3.2. Únava

10.2.3.2.1. Úvod

Únavu předpínací a betonářské výztuže obvykle není nutno ověřovat v oblastech, kde při časté kombinaci zatížení a P_k vyskytují v krajních vláknech betonu pouze tlaková napětí.

To v daném případě není splněno a únava výztuže proto bude ověřena.

Únava předpínací a betonářské výztuže se ověří pomocí následujícího vztahu:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}, \text{ kde:}$$

$\gamma_{F,fat}$ je dílčí součinitel únavového zatížení,

$$\gamma_{F,fat} = 1,00 \quad (\text{podle [8] , čl. 2.4.2.3})$$

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ je rozkmit napětí při N^* cyklech z příslušné S-N křivky, uvedené v [7] , obr. 6.30,

$$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*) = 162,5 \text{ MPa} \quad (\text{betonářská výztuž - přímé a ohýbané pruty})$$

$\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ je poškozující ekvivalentní rozkmit napětí pro různé druhy výztuže a pro uvažovaný počet zatěžovacích cyklů N^* . Pro konstrukce pozemních staveb lze hodnotu $\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ přibližně nahradit hodnotou $\Delta\sigma_{S,max}$,

$\Delta\sigma_{s,max}$ je největší rozkmit napětí v oceli od příslušných kombinací zatížení.

$\gamma_{s,fat}$ je díčí součinitel pro předpínací výztuž,

$$\gamma_{s,fat} = 1,15 \quad (\text{podle [7] , Poznámka k čl. 2.4.2.4(1)}) \\ \text{a podle [1] , čl. C.1.2.13)}$$

Poškozující ekvivalentní rozkmit napětí pro betonářskou a předpínací výztuž se vypočítá podle vztahu:

$$\Delta\sigma_{s,eqv} = \lambda_s \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{s,71} \quad , \text{ kde:}$$

$\Delta\sigma_{s,71}$ je rozkmit napětí od Modelu zatížení 71 (a od SW/0, pokud je to požadováno), umístěného v nejnepříznivější poloze pro uvažovaný konstrukční prvek, avšak bez součinitele α . U konstrukcí nesoucích více kolejí se Model zatížení 71 umísťuje maximálně na dvě koleje ...

zde uvažujeme 1,0-násobek Modelu zatížení 71,

$$b = 1,000 \quad \text{m} \quad A_s = 0,001340 \quad \text{m}^2$$

$$d = 0,132 \quad \text{m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,055 \quad \text{m}$$

$$z = 0,114 \quad \text{m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,0050}{0,114 \cdot 0,001340} = 32,878 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{32,878}{15,0} \cdot \frac{0,055}{0,132 - 0,055} = 1,588 \quad \text{MPa}$$

$$\Phi \quad \text{je dynamický součinitel podle [6] ,} \quad \Phi = 1,57$$

λ_s je opravný součinitel, který přihlíží k rozpětí, ročnímu objemu dopravy, návrhové životnosti a počtu kolejí. Lze ho vypočítat ze vztahu:

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad , \text{ kde:}$$

$\lambda_{s,1}$ je součinitel zahrnující druh konstrukčního prvku (např. prostý nosník) a poškozující účinek dopravy, závislý na rozhodující délce příčinkové čáry nebo její ploše. Hodnoty součinitele $\lambda_{s,1}$ pro rozhodující délku příčinkové čáry mezi 2 m a 20 m lze vypočítat ze vztahu (hodnoty pro $L \leq 2$ m a pro $L \geq 20$ m jsou konstantní):

$$\lambda_{s,1}(L) = \lambda_{s,1}(2m) + [\lambda_{s,1}(20m) - \lambda_{s,1}(2m)] \cdot (\log L - 0,3) \quad , \text{ kde:}$$

L je rozhodující délka příčinkové čáry v [m],
 $\lambda_{s,1}(2m)$ je hodnota $\lambda_{s,1}$ pro $L \leq 2$ m,
 $\lambda_{s,1}(20m)$ je hodnota $\lambda_{s,1}$ pro $L \geq 20$ m,
 $\lambda_{s,1}(L)$ je hodnota $\lambda_{s,1}$ pro $2 \text{ m} < L < 20 \text{ m}$.

V našem případě ...

... prostý nosník ...
 ... běžná smíšená doprava ...
 ... betonářská výztuž ...
 ... rozpětí L = 2,00 m

=>

		S-N křivka ...	
$\lambda_{s,1}(2m)$	=	0,90	... k_1 = 5,00
$\lambda_{s,1}(20m)$	=	0,65	... k_2 = 9,00
$\lambda_{s,1}(L)$	=	0,90	... N^* = 1,0E+06

$\lambda_{s,2}$ je součinitel, zohledňující roční objem dopravy. Vypočítá se ze vztahu:

$$\lambda_{s,2} = \sqrt[k_2]{\frac{Vol}{25 \cdot 10^6}} \quad , \text{ kde:}$$

Vol je roční objem dopravy (tuny/rok/kolej);

v našem případě ... Vol = 5,0E+07

k_2 je sklon odpovídající S-N čáry: k_2 = 9,00

$\lambda_{s,2}$ = 1,08

$\lambda_{s,3}$ je součinitel, zohledňující návrhovou životnost mostu. Spočítá se ze vztahu:

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{Years}}{100}} \quad , \text{ kde:}$$

N_{years} je návrhová životnost mostu, uvažujeme ... N_{years} = 100,0 let

$\lambda_{s,3}$ = 1,00

$\lambda_{s,4}$ je součinitel, který se užije, pokud je konstrukční prvek zatěžován více než jednou kolejí. Spočítá se pomocí vztahu:

$$\lambda_{s,4} = \sqrt{n + (1-n) \cdot s_1^{k_2} + (1-n) \cdot s_2^{k_2}} \quad , \text{ kde:}$$

$$s_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}} \quad ; \quad s_2 = \frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_{1+2}}$$

n je podíl dopravy, současně se vyskytující na mostě (doporučená hodnota je ... $n = 0,12$),

$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$ je rozkmit napětí, způsobený v posuzovaném řezu Modelem zatížení 71 na jedné koleji,

$\Delta\sigma_{1+2}$ je rozkmit napětí ve stejném řezu, způsobený Modelem zatížení 71 na jakýchkoliv dvou kolejích dle [6] ,

k_2 je sklon odpovídající S-N čáry: $k_2 = 9,00$

v našem případě je prefabrikovaný nosník vystaven účinkům zatížení pouze z jedné koleje =>

$$\lambda_{s,4} = 1,00$$

$$\lambda_s = 0,90 \quad 1,08 \quad 1,00 \quad 1,00 = 0,97$$

$$\Delta\sigma_{s,eq} = 0,97 \quad 1,57 \quad 32,878 = 50,160 \text{ MPa}$$

Posouzení:

$$\gamma_{F,fat} \quad \Delta\sigma_{s,eq} = 1,00 \quad 50,160 = 50,160 \text{ MPa} <$$

$$< \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} = \frac{162,5}{1,15} = 141,304 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

10.2.4. POSOUZENÍ MSP

10.2.4.1. Omezení napětí

Charakteristická kombinace ...

$$M_{Ek,char} = 0,0370 \text{ MNm}$$

Výška tlačené oblasti - obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,001340 \text{ m}^2$$

$$d = 0,132 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,055 \text{ m}$$

$$z = 0,114 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,0370}{0,114 \cdot 0,001340} = 243,299 \text{ MPa} <$$

$$< 0,80 \cdot 500,0 = 400,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_c = \frac{243,299}{15,0} \cdot \frac{0,055}{0,132 - 0,055} =$$

$$= 11,754 \text{ MPa} < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Kvazistálá kombinace ...

$$M_{Ek,qp} = 0,0200 \text{ MNm}$$

Obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,001340 \text{ m}^2$$

$$d = 0,132 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,055 \text{ m}$$

$$z = 0,114 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,0200}{0,114 \cdot 0,001340} = 131,513 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{131,513}{15,0} \cdot \frac{0,055}{0,132 - 0,055} =$$

$$= 6,353 \text{ MPa} < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

10.2.4.2. Omezení trhlin (kvazistálá kombinace zatížení)

Šířka průřezu ...	1,000	m			
Osově vzdálenosti mezi pruty ...	0,152	m			
Počet prutů celkem ...	6,666667	ks			
Průměr prutu ...	16	mm,	$A_1 =$	201,0	mm ²
Plocha jednoho prutu ...	201,0				
Plocha betonářské výztuže celkem ...	6,666667	201,0	=	1339,7	mm ²

$$c = 0,060 \text{ m}$$

Stanovení výšky "účinné plochy taženého betonu":

$$h = 0,200 \text{ m}$$

$$x = 0,055 \text{ m}$$

$$d = 0,132 \text{ m}$$

Vzdálenost těžiště výztuže nad dolním povrchem průřezu ...

$$a_s = 0,068 \text{ m}$$

Výška účinné plochy je minimum z následujících hodnot:

$$h_{c,ef} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (0,200 - 0,132) = 0,170 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = (h - x) / 3 = \frac{0,200 - 0,055}{3} = 0,048 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = h / 2 = 0,5 \cdot 0,200 = 0,100 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = \min \{ 0,170 ; 0,048 ; 0,100 \} =$$

$$= 0,048 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = 0,048 \cdot 1,000 = 0,048179 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,00134 \text{ m}^2$$

$$k_t = \frac{0,4 + 0,6}{2} = 0,50$$

(vzhledem k působení dlouhodobého i krátkodobého zatížení uvažujeme průměrnou hodnotu k_t)

$$\text{Průměr výztuže: } \phi_s = 0,016 \text{ m}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{0,00134 + 0,0 + 0,0}{0,048179} = 0,027807$$

$$\alpha_e = 15,0 \quad (\text{hodnota uvažovaná vzhledem ke kombinovanému působení dlouhodobého a krátkodobého zatížení})$$

Pevnost betonu v tahu (předpokládáme, že první trhliny vzniknou až po uvedení do provozu, tj. ve stáří betonu větším než 28 dní):

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$$

$$\text{Napětí v betonářské výztuži:} \quad \sigma_s = 131,513 \text{ MPa}$$

$$\text{Modul pružnosti betonářské výztuže:} \quad E_s = 200000,0 \text{ MPa}$$

Rozdíl poměrného přetvoření v betonu a ve výztuži pro výpočet šířky trhlin:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_i \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{131,513 - 0,50 \cdot \frac{3,200}{0,027807} \cdot (1 + 15,0 \cdot 0,027807)}{200000,0} =$$

$$= \frac{131,513 - 0,50 \cdot 115,077 \cdot (1 + 0,41711)}{200000,0} =$$

$$= 0,00025 < 0,6 \cdot \frac{131,513}{200000,0} = 0,000395 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000395$$

Maximální výsledná vzdálenost trhlin:

$$k_1 = 0,80 \quad (\text{betonářská výztuž s velkou soudržností}),$$

$$k_2 = 0,50 \quad (\text{pro ohyb})$$

$$k_3 = 3,40$$

$$k_4 = 0,425$$

$$\phi = 0,016 \text{ m}$$

$$c = 0,060 \text{ m}$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} =$$

$$= 3,40 \cdot 0,060 + \frac{0,80 \cdot 0,500 \cdot 0,425 \cdot 0,016}{0,027807} =$$

$$= 0,2040 + 0,0978 = 0,3018 \text{ m}$$

Posouzení šířky trhlin:

$$w_k = 0,3018 \cdot 0,000395 = 1,19\text{E-}04$$

$$= 0,119 \text{ mm} < 0,20 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

10.3. SMYK

10.3.1. USPOŘÁDÁNÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE

V deskové konstrukci bude příčná spřahovací výztuž - cca 9 ϕ 12/m² => vyhoví.

10.3.2. POSOUZENÍ PRVKU S OHYBOVÝMI TRHLINAMI NA MÚ - PRVKY NEVYŽADUJÍCÍ NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE VÝPOČTEM - TRVALÉ A DOČASNÉ NÁVRHOVÉ SITUACE

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 132,0 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{132} \right)^{1/2} = 2,231 > 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 2,000$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 0,001340 \text{ m}^2$$

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$d = 0,132 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{0,001340}{1,000 \cdot 0,132} = 0,010149 < 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,01015$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,587 \cdot 5,916 = 0,329$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 1,000 \cdot 0,200 = 0,200 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{0,200} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$< 0,2 \cdot 21,0 = 4,200 \Rightarrow \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 2,000 \cdot (100 \cdot 0,010 \cdot 35,0)^{1/3} +$$

$$+ 0,15 \cdot 0,000] \cdot 1,000 \cdot 0,132 =$$

$$= 0,104141 \text{ MN} > (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$$

$$= (0,329 + 0,15 \cdot 0,000) \cdot 1,000 \cdot 0,132 =$$

$$= 0,043387 \text{ MN} \Rightarrow V_{Rd,c} = 0,104141 \text{ MN} = 104,141 \text{ kN} >$$

$$> V_{Ed} = 100,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Smykovou výztuž není nutno navrhnout výpočtem.

10.3.3. POSOUZENÍ PRVKU S OHYBOVÝMI TRHLINAMI NA MÚ - PRVKY NEVYŽADUJÍCÍ NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE VÝPOČTEM - MIMOŘÁDNÉ NÁVRHOVÉ SITUACE (VYKOLEJENÍ)

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{\text{Rd,c}} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,20} = 0,15$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 132,0 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{132} \right)^{1/2} = 2,231 > 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 2,000$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 0,001340 \text{ m}^2$$

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$d = 0,132 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{0,001340}{1,000 \cdot 0,132} = 0,010149 < 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,01015$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,587 \cdot 5,916 = 0,329$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 26,3 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 1,000 \cdot 0,200 = 0,200 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{0,200} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$< 0,2 \cdot 26,3 = 5,250 \Rightarrow \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$V_{\text{Rd,c}} = \left[0,15 \cdot 2,000 \cdot (100 \cdot 0,010 \cdot 35,0)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,000 \right] \cdot 1,000 \cdot 0,132 =$$

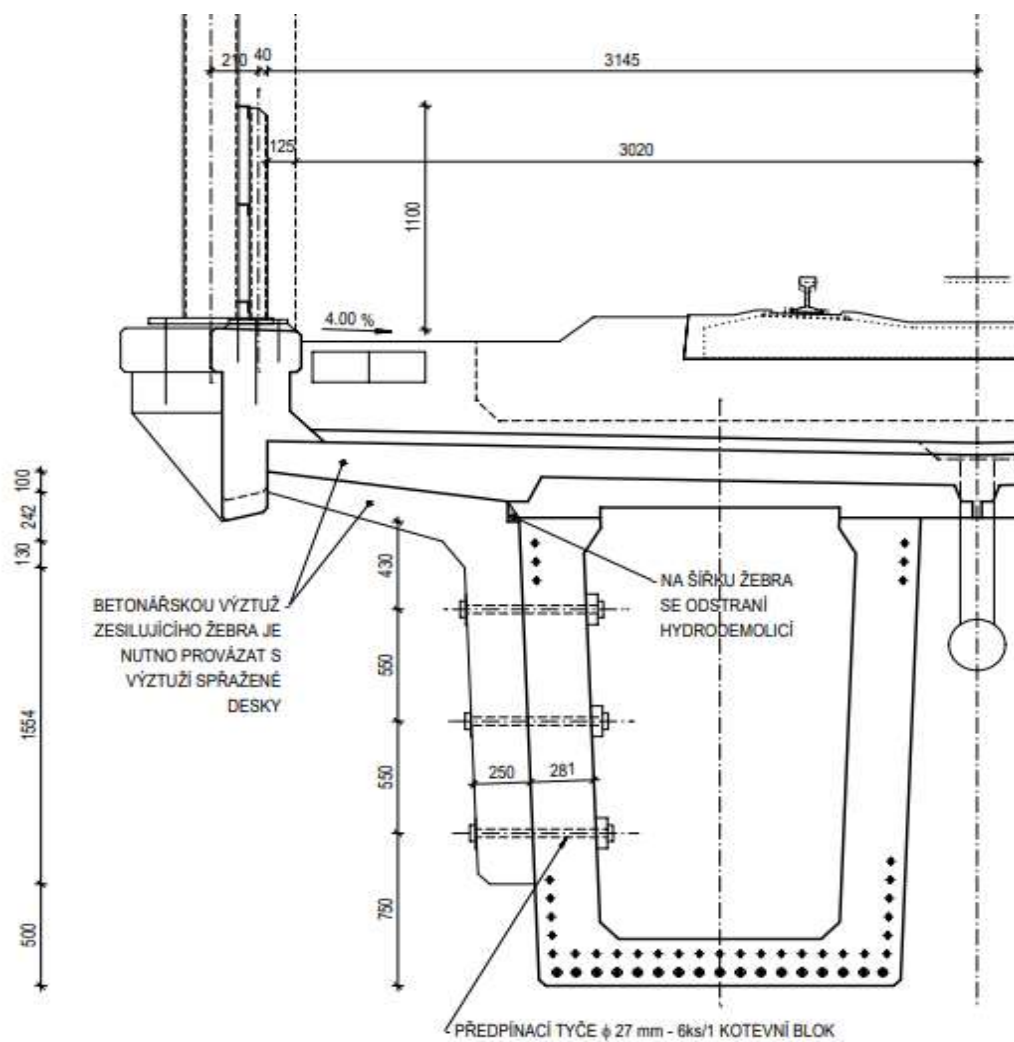
$$\begin{aligned}
&= 0,130177 \text{ MN} > (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = \\
&= (0,329 + 0,15 \cdot 0,000) \cdot 1,000 \cdot 0,132 = \\
&= 0,043387 \text{ MN} \Rightarrow V_{Rd,c} = 0,130177 \text{ MN} = 130,177 \text{ kN} > \\
&> V_{Ed} = 70,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}
\end{aligned}$$

Smykovou výztuž není nutno navrhnout výpočtem.

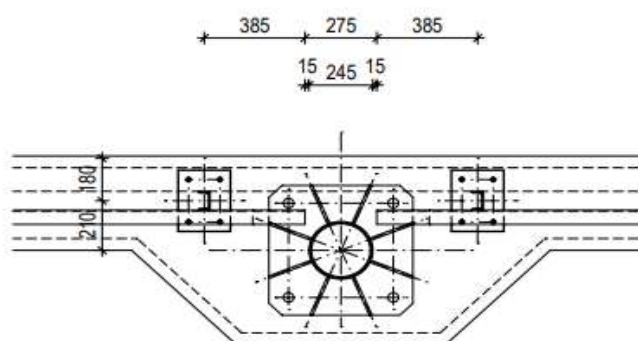
11. KOTVENÍ TRAKČNÍHO VEDENÍ

11.1. SCHÉMA

Příčný řez:



Půdorys kotevního bloku:

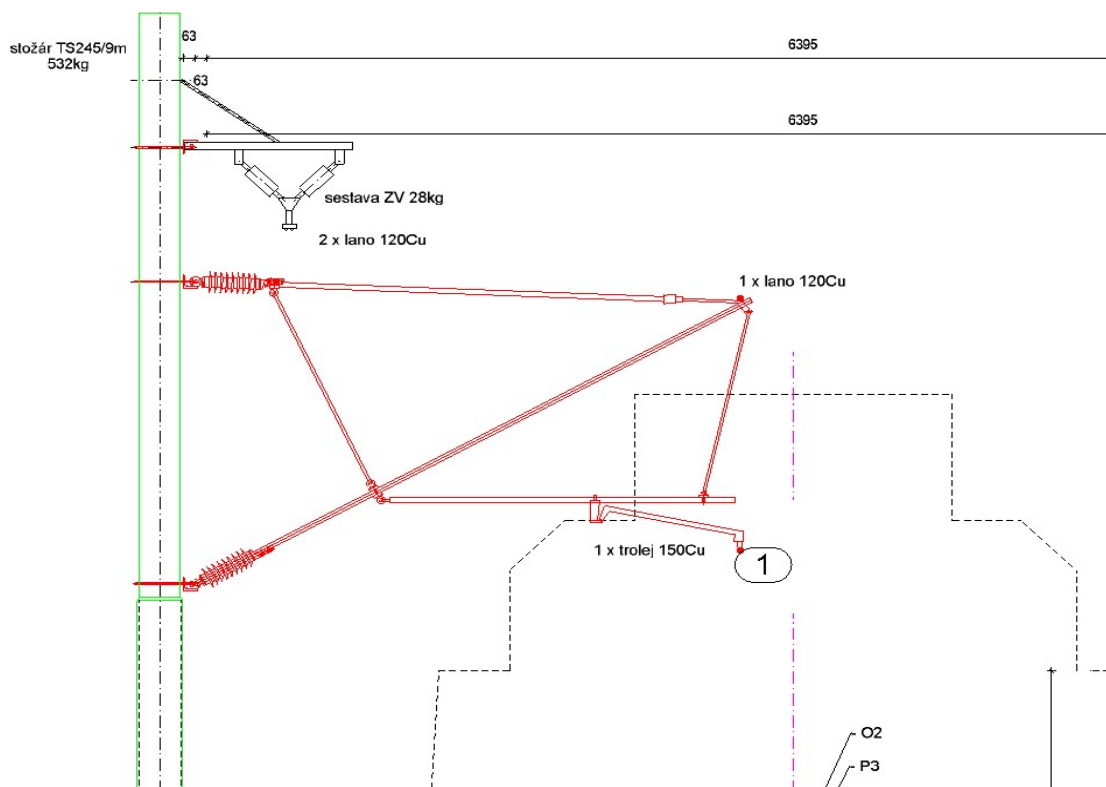


11.2. ZATÍŽENÍ

11.2.1. ÚČINKY SVISLÝCH SIL

Tíha kotevního bloku - rozšíření římsy /včetně zesilujícího žebra) ...

$$0,800 \quad 0,800 \quad 1,200 \quad 25,000 \quad = \quad 19,200 \quad \text{kN}$$



11.2.1.1. Zatížení stálé

Prvek	Tíha [kN]	Rameno od osy stožáru [m]	Moment [kNm]
Stožár TS245/9 m	5,320	0,000	0,000
Konzola	0,500	2,000	1,000
Sestava ZV	0,280	0,700	0,196
2 x lano 120 Cu	0,659	0,700	0,462
1 x lano 120 Cu	0,330	3,150	1,039
1 x trolej 150 Cu	0,401	3,100	1,242
	7,490		3,938

11.2.1.2. Zatížení proměnné

11.2.1.1. Vítr

Síly od větru na kruhovém válci vznikají i kolmo na směr proudění, ale (za předpokladu statického působení) se síly z obou stran válce se vzájemně vyruší.

11.2.1.2. Námraza

Ve svislém směru uvažujeme zatížení námrazou.

Předpokládáme vrstvu ledu tloušťky 1 cm okolo průřezu každého lana (drátu).

Prvek	Průměr lana [mm]	Tloušťka ledu [mm]	Tíha ledu [kN]	Rameno od osy stožáru [m]	Moment [kNm]
2 x lano 120 Cu	14,250	10	0,457	0,700	0,320
1 x lano 120 Cu	14,250	10	0,228	3,150	0,720
1 x trolej 150 Cu	14,800	10	0,234	3,100	0,724
			0,919		1,764

11.2.2. ÚČINKY VODOROVNÝCH SIL - KOLMO NA PODÉLNOU OSU MOSTU

11.2.2.1. Vítr

Maximální dynamický tlak - spočítaný v kapitole 4.2.3. ...

$$q_p(z) = 1,255 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{může působit libovolným směrem})$$

Reynoldsovo číslo:

$$R_e = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu}, \text{ kde:}$$

b je průměr,

$v(z_e)$ je referenční rychlost ve výšce z_e ...

$$v(z_e) = \left(\frac{2 q_p}{\rho} \right)^{1/2} =$$

$$= \left(\frac{2 \cdot 1255,448}{1,25} \right)^{1/2} = 44,819 \text{ m/s}$$

ν je kinematická viskozita vzduchu ... $\nu = 1,50E-05 \text{ m}^2/\text{s}$

Součinitel vnějšího tlaku pro kruhové válce:

$$c_{pe} = c_{p,0} \cdot \psi_{\lambda\alpha}, \text{ kde:}$$

$c_{p,0}$ je součinitel vnějšího tlaku bez vlivu proudění kolem volných konců -
podle [4], obr. 7.27 a Tab. 7.12:

Výpočet pro prvky bez námrazy ...

Prvek	b [m]	$v(z_e)$ [m/s]	ν [m ² /s]	R_e [-]	$c_{p,0}$ (cca) [-]	$\psi_{\lambda\alpha}$ [-]	$ c_{pe} $ [-]
Stožár	0,245	44,819	1,50E-05	7,32E+05	-0,40	1,00	0,40
1 x lano 120 Cu	0,014	44,819	1,50E-05	4,26E+04	-0,40	1,00	0,40
1 x trolej 150 Cu	0,015	44,819	1,50E-05	4,42E+04	-0,40	1,00	0,40

$\psi_{\lambda\alpha}$ je součinitel koncového efektu - v daném případě se může uplatnit pro
stožáry ...

ve směru působícího větru platí ... $\psi_{\lambda\alpha} = \psi_{\lambda}$

výška stožáru ... $L = 9,000 \text{ m}$

průměr stožáru ... $b = 0,245 \text{ m}$

pro $L < 15 \text{ m}$...

$$\lambda = \min. < \frac{2L/b}{0,245} = \frac{2 \cdot 9,000}{0,245} = 73,469$$

70,000

$$\Rightarrow \lambda = 70,000$$

součinitel plnosti .. $\phi = \frac{A}{A_c}$, kde:

A je součet průmětů ploch prvků,
 A_c je celková plocha obálky,

v daném případě ... $\phi = 1,000$

=> ψ_{λ} 0,93 => tento vliv lze zanedbat, jsme mírně na straně bezpečné

Ostatní údaje jsou převzaty z kapitoly 4.2.3.

Prvek	$c_s c_d$	$ c_{pe} $	$q_p(z_e)$	b	$f_{w,x}$	L	$F_{w,x}$
	[-]	[-]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[m]	[kN]
Stožár	1,00	0,40	1,255	0,245	0,123	9,0	1,107
1 x lano 120 Cu	1,00	0,40	1,255	0,014	0,007	30,0	0,215
1 x trolej 150 Cu	1,00	0,40	1,255	0,015	0,007	30,0	0,223

Účinky k úrovni vetknutí (mohou působit oběma směry):

Prvek	$F_{w,x}$	Počet	$n.F_{w,x}$	Výška působistiště	Příčný moment
	[kN]	[ks]	[kN]	[m]	[kNm]
Stožár	1,107	1	1,107	4,500	4,983
2 x lano 120 Cu	0,215	2	0,429	7,800	3,349
1 x lano 120 Cu	0,215	1	0,215	7,500	1,610
1 x trolej 150 Cu	0,223	1	0,223	6,000	1,338
			1,974		11,280

Výpočet pro prvky s námrazou ...

Prvek	b	$v(z_e)$	v	R_e	$c_{p,0}$ (cca)	$\psi_{\lambda\alpha}$	$ c_{pe} $
	[m]	[m/s]	[m ² /s]	[-]	[-]	[-]	[-]
Stožár	0,245	44,819	1,50E-05	7,32E+05	-0,40	1,00	0,40
1 x lano 120 Cu	0,014	44,819	1,50E-05	4,26E+04	-0,40	1,00	0,40
1 x trolej 150 Cu	0,015	44,819	1,50E-05	4,42E+04	-0,40	1,00	0,40

$\psi_{\lambda\alpha}$ je součinitel koncového efektu - v daném případě se může uplatnit pro stožáry ...

ve směru působícího větru platí ...

$$\psi_{\lambda\alpha} = \psi_{\lambda}$$

výška stožáru ... $L = 9,000$ m

průměr stožáru ... $b = 0,245$ m

pro $L < 15$ m ...

$$\lambda = \min. < \frac{2L/b}{0,245} = \frac{2 \cdot 9,000}{0,245} = 73,469$$

70,000

$$\Rightarrow \lambda = 70,000$$

součinitel plnosti ..

$$\phi = \frac{A}{A_c}, \text{ kde:}$$

A je součet průmětů ploch prvků,
 A_c je celková plocha obálky,

v daném případě ... $\phi = 1,000$

$\Rightarrow \psi_{\lambda} = 0,93 \Rightarrow$ tento vliv lze zanedbat, jsme mírně na straně bezpečné

Ostatní údaje jsou převzaty z kapitoly 4.2.3. .

Prvek	$c_s c_d$	$ c_{pe} $	$q_p(z_e)$	b	$f_{w,x}$	L	$F_{w,x}$
	[-]	[-]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[m]	[kN]
Stožár	1,00	0,40	1,255	0,245	0,123	9,0	1,107
1 x lano 120 Cu	1,00	0,40	1,255	0,034	0,017	30,0	0,516
1 x trolej 150 Cu	1,00	0,40	1,255	0,035	0,017	30,0	0,524

Účinky k úrovni vetknutí (mohou působit oběma směry):

Prvek	$F_{w,x}$ [kN]	Počet [ks]	$n.F_{w,x}$ [kN]	Výška působíště [m]	Příčný moment [kNm]
Stožár	1,107	1	1,107	4,500	4,983
2 x lano 120 Cu	0,516	2	1,032	7,800	8,049
1 x lano 120 Cu	0,516	1	0,516	7,500	3,870
1 x trolej 150 Cu	0,524	1	0,524	6,000	3,146
			3,180		20,048

11.2.3. ÚČINKY VODOROVNÝCH SIL - VE SMĚRU PODÉLNÉ OSY MOSTU

11.2.3.1. Zatížení větrem

Ve směru podélné osy mostu uvažujeme 25,00% účinků stanovených pro směr kolmo na podélnou osu mostu.

Účinky stanovené bez námrazy ...

$$F_{w,y} = 0,25 \cdot 1,974 = 0,494 \text{ kN}$$

$$M_{w,y} = 0,25 \cdot 11,280 = 2,820 \text{ kNm}$$

Účinky stanovené s námrazou ...

$$F_{w,y} = 0,25 \cdot 3,180 = 0,795 \text{ kN}$$

$$M_{w,y} = 0,25 \cdot 20,048 = 5,012 \text{ kNm}$$

11.2.3.2. Zatížení mimořádné

Uvažujeme účinky od přetrženého nosného lana dle [26] .

Na jedné řadě je jedno nosné lano sestavy trakčního vedení a dvě lana zesilujícího vedení, která jsou současně napájecí i samonosná.

Uvažujeme podélnou sílu ... 17,000 kN

Výška působíště nad vetknutím ... 7,500 m

Podélný moment ... 17,000 7,500 = 127,500 kNm

11.2.4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Přehled sil a momentů ve vetknutí stožáru (účinky trakčního vedení, bez kotevního bloku římsy a ostatních zatížení):

Zatížení	N [kN]	$H_{\text{příčná}}$ [kN]	$H_{\text{podélná}}$ [kN]	$M_{\text{příčný}}$ [kNm]	$M_{\text{podélný}}$ [kNm]
Stálé	7,490			3,938	
Námraza	0,919			1,764	
Vítr bez námrazy - příčný		1,974		11,280	
Vítr bez námrazy - podélný			0,494		2,820
Vítr s námrazou - příčný		3,180		20,048	
Vítr s námrazou - podélný			0,795		5,012
Přetržené nosné lano			17,000		127,500

Poznámka: vodorovné síly o ohybové momenty jimi způsobené mohou působit libovolným směrem.

Lze předpokládat, že účinky působící ve směru podélné osy mostu budou spolehlivě rozneseny římsou a přeneseny do nosné konstrukce.

U účinků působících kolmo na podélnou osu mostu by bylo možno v daném případě předpokládat, že se římsou dostatečně roznesou v případě, že moment působí směrem "ven z mostu". Ale obzvláště v případě, že momenty působí směrem ke středu mostu, je nutno pro zachycení tahových namáhání při dolním povrchu průřezu navrhnout zesilující žebro, u kterého je naopak žádoucí, aby nemělo příliš velkou šířku.

Kombinace zatížení - MSP:

Kvazistálá ...

$$N = 1,00 \cdot -7,490 = -7,4896 \text{ kN}$$

$$M_{\text{příčný}} = 1,00 \cdot 3,938 = 3,938 \text{ kNm}$$

$$H_{\text{příčná}} = 1,00 \cdot 0,000 = 0,000 \text{ kN}$$

Charakteristická - příčný vítr bez námrazy - "k ose mostu" ...

$$N = 1,00 \cdot -7,490 + 1,00 \cdot 0,000 = -7,490 \text{ kN}$$

$$M_{\text{příčný}} = 1,00 \cdot 3,938 + 1,00 \cdot 11,280 = 15,218 \text{ kNm}$$

$$H_{\text{příčná}} = 1,00 \cdot 0,000 + 1,00 \cdot -1,974 = -1,974 \text{ kN}$$

Charakteristická - příčný vítr bez námrazy - "ven z mostu" ...

$$\begin{aligned}
 N &= 1,00 \quad -7,490 \quad + \quad 1,00 \quad 0,000 \quad = \quad -7,490 \quad \text{kN} \\
 M_{\text{příčný}} &= 1,00 \quad 3,938 \quad + \quad 1,00 \quad -11,280 \quad = \quad -7,342 \quad \text{kNm} \\
 H_{\text{příčná}} &= 1,00 \quad 0,000 \quad + \quad 1,00 \quad 1,974 \quad = \quad 1,974 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Charakteristická - příčný vítr s námrazou - "k ose mostu" ...

$$\begin{aligned}
 N &= 1,00 \quad -7,490 \quad + \quad 1,00 \quad -0,919 \quad + \\
 &\quad + \quad 1,00 \quad 0,000 \quad = \quad -8,409 \quad \text{kN} \\
 M_{\text{příčný}} &= 1,00 \quad 3,938 \quad + \quad 1,00 \quad 1,764 \quad + \\
 &\quad + \quad 1,00 \quad 20,048 \quad = \quad 25,749 \quad \text{kNm} \\
 H_{\text{příčná}} &= 1,00 \quad 0,000 \quad + \quad 1,00 \quad 0,000 \quad + \\
 &\quad + \quad 1,00 \quad -3,180 \quad = \quad -3,180 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Charakteristická - příčný vítr s námrazou - "ven z mostu" ...

$$\begin{aligned}
 N &= 1,00 \quad -7,490 \quad + \quad 1,00 \quad -0,919 \quad + \\
 &\quad + \quad 1,00 \quad 0,000 \quad = \quad -8,409 \quad \text{kN} \\
 M_{\text{příčný}} &= 1,00 \quad 3,938 \quad + \quad 1,00 \quad -1,764 \quad + \\
 &\quad + \quad 1,00 \quad -20,048 \quad = \quad -17,874 \quad \text{kNm} \\
 H_{\text{příčná}} &= 1,00 \quad 0,000 \quad + \quad 1,00 \quad 0,000 \quad + \\
 &\quad + \quad 1,00 \quad 3,180 \quad = \quad 3,180 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Kombinace zatížení - MSÚ:

Příčný vítr bez námrazy - "k ose mostu" ...

$$\begin{aligned}
 N &= 1,35 \quad -7,490 \quad + \quad 1,50 \quad 0,000 \quad = \quad -10,111 \quad \text{kN} \\
 M_{\text{příčný}} &= 1,35 \quad 3,938 \quad + \quad 1,50 \quad 11,280 \quad = \quad 22,236 \quad \text{kNm} \\
 H_{\text{příčná}} &= 1,35 \quad 0,000 \quad + \quad 1,35 \quad -1,974 \quad = \quad -2,665 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Příčný vítr bez námrazy - "ven z mostu" ...

$$\begin{aligned}
 N &= 1,35 \quad -7,490 \quad + \quad 1,50 \quad 0,000 \quad = \quad -10,111 \quad \text{kN} \\
 M_{\text{příčný}} &= 1,35 \quad 3,938 \quad + \quad 1,50 \quad -11,280 \quad = \quad -11,604 \quad \text{kNm} \\
 H_{\text{příčná}} &= 1,35 \quad 0,000 \quad + \quad 1,35 \quad 1,974 \quad = \quad 2,665 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Příčný vítr s námrazou - "k ose mostu" ...

$$\begin{aligned}
 N &= 1,35 \quad -7,490 \quad + \quad 1,50 \quad -0,919 \quad + \\
 &\quad + \quad 1,50 \quad 0,000 \quad = \quad -11,489 \quad \text{kN} \\
 M_{\text{příčný}} &= 1,35 \quad 3,938 \quad + \quad 1,50 \quad 1,764 \quad + \\
 &\quad + \quad 1,50 \quad 20,048 \quad = \quad 38,033 \quad \text{kNm} \\
 H_{\text{příčná}} &= 1,35 \quad 0,000 \quad + \quad 1,35 \quad 0,000 \quad + \\
 &\quad + \quad 1,35 \quad -3,180 \quad = \quad -4,292 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Příčný vítr s námrazou - "ven z mostu" ...

$$\begin{aligned}
 N &= 1,35 \quad -7,490 \quad + \quad 1,50 \quad -0,919 \quad + \\
 &\quad + \quad 1,50 \quad 0,000 \quad = \quad -11,489 \quad \text{kN} \\
 M_{\text{příčný}} &= 1,35 \quad 3,938 \quad + \quad 1,50 \quad -1,764 \quad + \\
 &\quad + \quad 1,50 \quad -20,048 \quad = \quad -27,401 \quad \text{kNm} \\
 H_{\text{příčná}} &= 1,35 \quad 0,000 \quad + \quad 1,35 \quad 0,000 \quad + \\
 &\quad + \quad 1,35 \quad 3,180 \quad = \quad 4,292 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Přepočet účinků pro výpočetní model (započítána i tíha kotevního bloku římsy):

Šířka žebra ... 0,800 m

Tíha ... $q_x = 0,000 \text{ kN/m}$

$q_y = 0,000 \text{ kN/m}$

$$qz = \frac{-26,690}{0,800} = -33,362 \text{ kN/m}$$

$$mx = \frac{-3,938}{0,800} = -4,922 \text{ kNm/m}$$

Tíha s námrazou ...

$$qx = 0,000 \text{ kN/m}$$

$$qy = 0,000 \text{ kN/m}$$

$$qz = \frac{-27,609}{0,800} = -34,511 \text{ kN/m}$$

$$mx = \frac{-5,701}{0,800} = -7,127 \text{ kNm/m}$$

Příčný vítr s námrazou ...

$$qy = \frac{3,180}{0,800} = 3,974 \text{ kN/m}$$

$$mx = \frac{20,048}{0,800} = 25,060 \text{ kNm/m}$$

Přehled účinků - kompletní kombinace z výsledku Scia Engineer:

(vnitřní síly v průřezu desky zesílené žebrem)

MSP - kvazistálá kombinace ...

$$M = 2 \cdot 15,000 = 30,000 \text{ kNm}$$

$$N = 0,000 \text{ kN}$$

$$V = 2 \cdot 33,000 = 66,000 \text{ kN}$$

MSP - charakteristická kombinace ...

$$M = 2 \cdot 30,000 = 60,000 \text{ kNm}$$

$$N = 3,180 \text{ kN}$$

$$V = 2 \cdot 35,000 = 70,000 \text{ kN}$$

MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace ...

$$M = 2 \cdot 45,000 = 90,000 \text{ kNm}$$

$$N = 4,292 \text{ kN}$$

$$V = 2 \cdot 45,000 = 90,000 \text{ kN}$$

MSÚ - mimořádné návrhové situace (vykolejení - stav I i II) ...

$$M = 2 \cdot 25,000 = 50,000 \text{ kNm}$$

$$N = 4,292 \text{ kN}$$

$$V = 2 \cdot 30,000 = 60,000 \text{ kN}$$

Normálové síly v průřezu jsou zanedbatelné.

11.3. POSOUZENÍ ŽB PRŮŘEZU

11.3.1. VNITŘNÍ SÍLY

Kvazistálá kombinace: $m_{QP} = 30,000 \text{ kNm/m}$

Charakteristická kombinace: $m_{Char.} = 60,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 90,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - mimořádné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 50,000 \text{ kNm/m}$

Normálová síla je zanedbatelná.

11.3.2. NÁVRH PRŮŘEZU

Obdélníkový průřez ... $b = 0,800 \text{ m}$ $A_c = 0,200 \text{ m}^2$
 $h = 0,250 \text{ m}$

Beton:

Třída ... C35/45 $f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 35,0 \text{ MPa} & f_{ctk0,05} &= 2,200 \text{ MPa} \\
 f_{cm} &= 43,0 \text{ MPa} & f_{ctk0,95} &= 4,200 \text{ MPa} \\
 f_{cd} &= 0,90 \cdot \frac{35,0}{1,5} = 21,000 \text{ MPa} & E_{cm} &= 34,000 \text{ GPa} \\
 & & \varepsilon_{cu} &= 0,0035
 \end{aligned}$$

Výztuž:

Třída ... B500B

$$\begin{aligned}
 f_{yk} &= 500,0 \text{ MPa} \\
 f_{yd} &= \frac{500,0}{1,15} = 434,783 \text{ MPa} \\
 E_s &= 200,0 \text{ GPa}
 \end{aligned}$$

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{s,pl} &= \frac{434,783}{200000} = 0,002174 \\
 \xi_{bal} &= \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Průměr prutů ...} & \phi = 16 \text{ mm} & A_1 &= 200,96 \text{ mm}^2 \\
 \text{Počet prutů ...} & n = 9,000 \text{ ks} \\
 \text{Krytí ...} & c = 75 \text{ mm} \\
 \text{Plocha výztuže ...} & A_s = 1808,64 \text{ mm}^2 \\
 \text{Poloha výztuže ...} & a = 75 + 8 = 83,0 \text{ mm} \\
 \text{Účinná výška ...} & d = 0,250 - 0,083 = 0,167 \text{ m} \\
 \text{Mezera mezi pruty ...} & s = \frac{800 - 2 \cdot 83}{8,000} = 79,3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \\
 A_{s,min} &= 0,26 \cdot \frac{3,20}{500,0} \cdot 800,0 \cdot 167,0 =
 \end{aligned}$$

$$= 222,31 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 800,0 \cdot 167,0 =$$

$$= 173,68 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,\min} = 222,31 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{sl} = 1808,64 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,\max} = 0,040 \cdot A_c = 0,040 \cdot 0,200 = 0,008 \text{ m}^2 =$$

$$= 8000,0 \text{ mm}^2 > 1808,64 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

11.3.3. OHYB - MSÚ

11.3.3.1. "Jednorázové" namáhání - trvalé a dočasné návrhové situace

$$\text{Návrhová síla ve výztuži ... } N_{sd} = 0,0018086 \cdot 434,783 = 0,786 \text{ MN}$$

$$\text{Tlačená plocha betonu ... } A_{cc} = \frac{0,786}{21,000} = 0,03745 \text{ m}^2$$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{0,786}{0,800 \cdot 21,000} = 0,047 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,047}{0,8} = 0,059 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,059}{0,167} = 0,350 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,167 - \frac{0,047}{2} = 0,144 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 0,786 \cdot 0,144 = 0,113 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,090 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

11.3.3.2. "Jednorázové" namáhání - mimořádné návrhové situace (vykolejení)

Největší namáhání se projevuje v oblasti, ve které je možno počítat s větší výškou průřezu:

Obdélníkový průřez ...	$b =$	0,800	m	$A_c =$	0,200	m ²
	$h =$	0,250	m			
Průměr prutů ...	$\phi =$	16	mm			
Počet prutů ...	$n =$	9,000	ks			
Krytí ...	$c =$	75	mm			
Plocha výztuže ...	$A_s =$	1808,64	mm ²			
Poloha výztuže ...	$a =$	75	+	8	=	83,0 mm
Účinná výška ...	$d =$	0,250	-	0,083	=	0,167 m
Mezera mezi pruty ...	$s =$	$\frac{800 - 2 \cdot 83}{8,000}$			=	79,3 mm

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 800,0 \cdot 167,0 =$$

$$= 222,31 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 800,0 \cdot 167,0 =$$

$$= 173,68 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 222,31 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{sI} = 1808,64 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,200 = 0,008 \text{ m}^2 =$$

$$= 8000,0 \text{ mm}^2 > 1808,64 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\text{Návrhová síla ve výztuži ... } N_{sd} = 0,0018086 \cdot 500,000 = 0,904 \text{ MN}$$

$$\text{Tlačená plocha betonu ... } A_{cc} = \frac{0,904}{26,250} = 0,03445 \text{ m}^2$$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{0,904}{0,800 \cdot 26,250} = 0,043 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,043}{0,8} = 0,054 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,054}{0,167} = 0,322 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,167 - \frac{0,043}{2} = 0,145 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 0,904 \cdot 0,145 = 0,132 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,050 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

11.3.4. OHYB - MSP

11.3.4.1. Omezení napětí

Charakteristická kombinace ...

$$M_{Ek, char} = 0,0600 \text{ MNm}$$

Výška tlačené oblasti - obdélníkový průřez:

$$b = 0,800 \text{ m} \quad A_s = 0,001809 \text{ m}^2$$

$$d = 0,167 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,078 \text{ m}$$

$$z = 0,141 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,0600}{0,141 \cdot 0,001809} = 235,159 \text{ MPa} <$$

$$< 0,80 \quad 500,0 = 400,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_c = \frac{235,159}{15,0} \cdot \frac{0,078}{0,167 - 0,078} =$$

$$= 13,669 \text{ MPa} < 0,60 \quad 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$$

\Rightarrow VYHOVÍ

Kvazistálá kombinace ...

$$M_{Ek,qp} = 0,0300 \text{ MNm}$$

Obdélníkový průřez:

$$b = 0,800 \text{ m} \quad A_s = 0,001809 \text{ m}^2$$

$$d = 0,167 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,078 \text{ m}$$

$$z = 0,141 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,0300}{0,141 \cdot 0,001809} = 117,579 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{117,579}{15,0} \cdot \frac{0,078}{0,167 - 0,078} =$$

$$= 6,835 \text{ MPa} < 0,45 \quad 35,0 = 15,75 \text{ MPa}$$

\Rightarrow VYHOVÍ

11.3.4.2. Omezení trhlin (kvazistálá kombinace zatížení)

$$\text{Šířka průřezu ...} \quad 0,800 \text{ m}$$

$$\text{Osové vzdálenosti mezi pruty ...} \quad 0,111 \text{ m}$$

$$\text{Počet prutů celkem ...} \quad 9,000 \text{ ks}$$

$$\text{Průměr prutu ...} \quad 16 \text{ mm}, \quad A_1 = 201,0 \text{ mm}^2$$

$$\text{Plocha jednoho prutu ...} \quad 201,0$$

$$\text{Plocha betonářské výztuže celkem ...} \quad 1808,6 \text{ mm}^2$$

$$c = 0,075 \text{ m}$$

Stanovení výšky "účinné plochy taženého betonu":

$$\begin{aligned}h &= 0,250 \text{ m} \\x &= 0,078 \text{ m} \\d &= 0,167 \text{ m}\end{aligned}$$

Vzdálenost těžiště výztuže nad dolním povrchem průřezu ...

$$a_s = 0,083 \text{ m}$$

Výška účinné plochy je minimum z následujících hodnot:

$$h_{c,ef} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (0,250 - 0,167) = 0,208 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = (h - x)/3 = \frac{0,250 - 0,078}{3} = 0,057 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = h / 2 = 0,5 \cdot 0,250 = 0,125 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}h_{c,ef} &= \min \{ 0,208 ; 0,057 ; 0,125 \} = \\&= 0,057 \text{ m}\end{aligned}$$

$$A_{c,eff} = 0,057 \cdot 0,800 = 0,0459235 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,001809 \text{ m}^2$$

$$k_t = \frac{0,4 + 0,6}{2} = 0,50$$

(vzhledem k působení dlouhodobého i krátkodobého zatížení uvažujeme průměrnou hodnotu k_t)

Průměr výztuže: $\phi_s = 0,016 \text{ m}$

$$\rho_{p,eff} = \frac{0,001809 + 0,0 + 0,0}{0,045924} = 0,039384$$

$$\alpha_c = 15,0 \quad (\text{hodnota uvažovaná vzhledem ke kombinovanému působení dlouhodobého a krátkodobého zatížení})$$

Pevnost betonu v tahu (předpokládáme, že první trhliny vzniknou až po uvedení do provozu, tj. ve stáří betonu větším než 28 dní):

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$$

Napětí v betonářské výztuži: $\sigma_s = 117,579 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonářské výztuže: $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$

Rozdíl poměrného přetvoření v betonu a ve výztuži pro výpočet šířky trhlin:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_i \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{117,579 - 0,50 \cdot \frac{3,200}{0,039384} \cdot (1 + 15,0 \cdot 0,039384)}{200000,0} =$$

$$= \frac{117,579 - 0,50 \cdot 81,252 \cdot (1 + 0,59076)}{200000,0} =$$

$$= 0,000265 < 0,6 \cdot \frac{117,579}{200000,0} = 0,000353 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000353$$

Maximální výsledná vzdálenost trhlin:

$$k_1 = 0,80 \quad (\text{betonářská výztuž s velkou soudržností}),$$

$$k_2 = 0,50 \quad (\text{pro ohyb})$$

$$k_3 = 3,40$$

$$k_4 = 0,425$$

$$\phi = 0,016 \quad \text{m}$$

$$c = 0,075 \quad \text{m}$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} =$$

$$= 3,40 \cdot 0,075 + \frac{0,80 \cdot 0,500 \cdot 0,425 \cdot 0,016}{0,039384} =$$

$$= 0,2550 + 0,0691 = 0,3241 \quad \text{m}$$

Posouzení šířky trhlin:

$$w_k = 0,3241 \cdot 0,000353 = 1,14 \cdot 10^{-4} =$$

$$= 0,114 \quad \text{mm} < 0,20 \quad \text{mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

11.3.4. SMYK

11.3.4.1. Uspořádání smykové výztuže

Návrh smykové výztuže:

Uvažovaná šířka průřezu ... $b_w = 0,800 \text{ m}$

Průměr prutů ... $\phi = 8 \text{ mm}$

Počet prutů ... $n = 6,667 \text{ ks/m}$

Plocha výztuže ... $A_{sw} = 334,93 \text{ mm}^2$

Úhel mezi osou prvku a osou smykové výztuže: $\alpha = 90,0^\circ = 1,57080 \text{ rad}$

Maximální podélná osová vzdálenost sestav třmínkové výztuže:

$$s_{l,\max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) = 0,75 \cdot 0,167 \cdot (1 + \cotg 1,57080) = 0,125 \text{ m} > s = 0,125 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Příčná osová vzdálenost větví třmínků:

$$s_{t,\max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 0,167 = 0,125 \text{ m} > s_t = 0,125 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{0,000335}{0,125 \cdot 0,800 \cdot \sin 1,57080} = 0,003349 > \rho_{w,\min} = (0,08 \cdot f_{ck}^{1/2}) / f_{yk} = \frac{0,08 \cdot 35,0^{1/2}}{500,0} = 0,000947 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

11.3.4.2. Posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky nevyžadující návrh smykové výztuže výpočtem

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 167,0 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{167} \right)^{1/2} = 2,094 > 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 2,000$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 0,001809 \text{ m}^2$$

$$b_w = 0,800 \text{ m}$$

$$d = 0,167 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{0,001809}{0,800 \cdot 0,167} = 0,013538 < 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,014$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,587 \cdot 5,916 = 0,329$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 0,800 \cdot 0,250 = 0,200 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{0,200} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$< 0,2 \cdot 21,0 = 4,200 \Rightarrow \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 2,000 \cdot (100 \cdot 0,014 \cdot 35,0)^{1/3} +$$

$$+ 0,15 \cdot 0,000] \cdot 0,800 \cdot 0,167 =$$

$$= 0,116026 \text{ MN} > (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$$

$$\begin{aligned}
&= (0,329 + 0,15 \cdot 0,000) \cdot 0,800 \cdot 0,167 = \\
&= 0,043913 \text{ MN} \Rightarrow V_{Rd,c} = 0,116026 \text{ MN} = 116,026 \text{ kN} > \\
&> V_{Ed} = 90,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}
\end{aligned}$$

Smykovou výztuž není nutno navrhnout výpočtem.

11.4. NÁVRH OCELOVÉHO KOTVENÍ

V této kapitole je proveden návrh ocelového kotvicího přípravku, který bude zabetonován v kotevních blocích římsy.

Typizované svorníkové koše jsou vyráběny z materiálu S355J0. Zde uvažujeme stejný materiál.

11.4.1. POSOUZENÍ KOLMO NA PODÉLNOU OSU MOSTU

Vnitřní síly v jednom svorníku - pro výpočet ohybového momentu ve svorníku předpokládáme, že vodorovná síla působí nad povrchem základu (bloku) ve výšce ...

30 mm

Návrhové síly celý základ:

$$N = -11,489 \text{ kN}$$

$$M_{\text{příčný}} = 38,033 \text{ kNm}$$

$$H_{\text{příčná}} = -4,292 \text{ kN}$$

Návrhové síly v jednom svorníku:

$$\begin{aligned}
N_d &= \frac{11,489}{4} + \frac{38,033}{0,400 \cdot 2} = \\
&= 2,872 + 47,541 = 50,414 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$V_d = \frac{4,292}{4} = 1,073 \text{ kN}$$

$$M_d = 1,073 \cdot 0,030 = 0,032 \text{ kNm}$$

Navržený průřez:

$$\phi = 30 \text{ mm}$$

$$A = 706,5 \text{ mm}^2$$

$$I_{el} = 39740,6 \text{ mm}^4$$

$$W_{el} = 2649,4 \text{ mm}^3$$

Průřez pro zjednodušení posoudíme pružně - jsme na straně bezpečné:

$$\sigma = \frac{50413,67}{706,5} + \frac{3,22E+04}{2649} = 71,357 + 12,151 =$$

$$= 83,508 \text{ MPa} << 355,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\tau = \text{cca } \frac{1073,097}{706,5} = = 1,519 \text{ MPa} <<$$

$$<< 0,60 \text{ } 355,0 = 213,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

11.4.2. POSOUZENÍ VE SMĚRU PODÉLNÉ OSY MOSTU

Vnitřní síly v jednom svorníku - pro výpočet ohybového momentu ve svorníku předpokládáme, že vodorovná síla působí nad povrchem základu (bloku) ve výšce ...

$$30 \text{ mm}$$

Návrhové síly celý základ:

Přetržené trakční lano ...

$$N = 1,35 \quad 7,490 \quad + \quad 1,50 \quad 0,000 \quad +$$

$$+ \quad 1,00 \quad 0,000 \quad = \quad 10,111 \text{ kN}$$

$$M_{\text{podélný}} = 1,35 \quad 0,000 \quad + \quad 1,50 \quad 5,012 \quad +$$

$$+ \quad 1,00 \quad 127,500 \quad = \quad 135,018 \text{ kNm}$$

$$H_{\text{podélná}} = 1,35 \quad 0,000 \quad + \quad 1,50 \quad 0,795 \quad +$$

$$+ \quad 1,00 \quad 17,000 \quad = \quad 18,192 \text{ kN}$$

$$N = 10,111 \text{ kN}$$

$$M_{\text{příčný}} = 135,018 \text{ kNm}$$

$$H_{\text{příčná}} = 18,192 \text{ kN}$$

Návrhové síly v jednom svorníku:

$$N_d = \frac{10,111}{4} + \frac{135,018}{0,400 \cdot 2} = 2,528 + 168,772 = 171,300 \text{ kN}$$

$$V_d = \frac{18,192}{4} = 4,548 \text{ kN}$$

$$M_d = 4,548 \cdot 0,030 = 0,136 \text{ kNm}$$

Navržený průřez:

$$\phi = 30 \text{ mm}$$

$$A = 706,5 \text{ mm}^2$$

$$I_{\text{el}} = 39740,6 \text{ mm}^4$$

$$W_{\text{el}} = 2649,4 \text{ mm}^3$$

Průřez pro zjednodušení posoudíme pružně - jsme na straně bezpečné:

$$\sigma = \frac{171300,2}{706,5} + \frac{1,36E+05}{2649} = 242,463 + 51,500 =$$

$$= 293,963 \text{ MPa} < 355,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\tau = \text{cca } \frac{4548,083}{706,5} = 6,437 \text{ MPa} <$$

$$< 0,577 \cdot 355,0 = 205,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$(\sqrt{293,963^2 + 3 \cdot 6,437^2})^{1/2} = 294,174 \text{ MPa} <$$

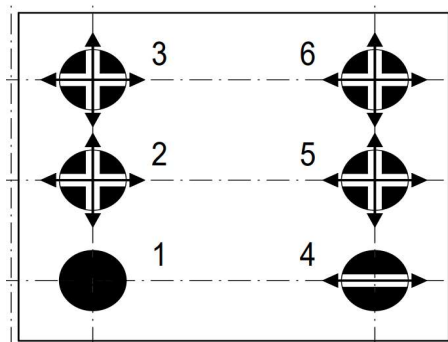
$$< 355,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

12. LOŽISKA

12.1. SCHÉMA

Navržena jsou kalotová ložiska.

Uspořádání ložisek v jedn mostním poli:



12.2. SÍLY V LOŽISKÁCH

Síly v ložiskách byly spočítány na výpočetním modelu podle kap.

6.1.

12.2.1. Všesměrně pevné ložisko

1) MSP - charakteristická kombinace:

Č. kombi	Rz [kN] N	Rx [kN] $H_{\text{podélná}}$	Ry [kN] $H_{\text{příčná}}$
1	1982,7	-876,8	-41,6
2	1129,6	876,8	-148,8
3	1451,9	-744,7	-289,5
4	1615,7	546,6	217,8
5	701,1	-744,7	-289,0
6	2393,7	546,6	217,8
7	1314,3	0,0	0,0
max.	2393,7	876,8	217,8
min.	701,1	-876,8	-289,5

2) MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace:

Č. kombi	Rz [kN] N	Rx [kN] $H_{\text{podélná}}$	Ry [kN] $H_{\text{příčná}}$
1	2486,3	-1282,2	-60,8
2	1237,3	1282,2	-224,7
3	1697,1	-1090,7	-432,9
4	1440,0	803,3	319,7
5	273,6	-1090,7	-432,2
6	3088,0	803,3	319,7
7	1797,6	0,0	0,0
max.	3088,0	1282,2	319,7
min.	273,6	-1282,2	-432,9

3) MSÚ - mimořádné návrhové situace (vykolejení):

Č. kombi	Rz [kN] N	Rx [kN] $H_{\text{podélná}}$	Ry [kN] $H_{\text{příčná}}$
1	3142,1	-129,8	-6,2
2	1330,5	129,8	6,1
3	3564,5	-108,1	-132,0
4	1240,8	108,1	51,4
5	976,9	-108,1	-132,0
6	4103,2	108,1	51,4
7	1314,3	0,0	0,0
max.	4103,2	129,8	51,4
min.	976,9	-129,8	-132,0

Podélná a příčná síla na jedno ložisko od účinků seizmicity - viz též kap.

4.4.2. :

$$H_{\text{podélná},A} = 77,900 \text{ kN}$$

$$H_{\text{příčná},A} = 58,425 \text{ kN}$$

Vzhledem k pravidlům pro sestavení kombinací pro seizmické návrhové situace lze konstatovat, že seizmické účinky nerozhodují.

12.2.2. Podélně posuvné ložisko

1) MSP - charakteristická kombinace:

Č. kombi	Rz [kN] N	Rx [kN] $H_{\text{podélná}}$	Ry [kN] $H_{\text{příčná}}$
1	1310,9	0,0	0,0
2	838,0	0,0	-282,0
3	2360,9	0,0	193,7
4	713,8	0,0	-281,4
max.	2360,9	0,0	193,7
min.	713,8	0,0	-282,0

2) MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace:

Č. kombi	Rz [kN] N	Rx [kN] $H_{\text{podélná}}$	Ry [kN] $H_{\text{příčná}}$
1	1786,4	0,0	0,0
2	296,3	0,0	-421,7
3	2789,3	0,0	285,4
4	295,0	0,0	-420,8
5	3038,7	0,0	284,8
max.	3038,7	0,0	285,4
min.	295,0	0,0	-421,7

3) MSÚ - mimořádné návrhové situace (vykolejení):

Č. kombi	Rz [kN] N	Rx [kN] $H_{\text{podélná}}$	Ry [kN] $H_{\text{příčná}}$
1	1310,9	0,0	0,0
2	984,2	0,0	-128,2
3	3122,0	0,0	50,6
4	3884,6	0,0	50,6
max.	3884,6	0,0	50,6
min.	984,2	0,0	-128,2

Příčná síla na jedno ložisko od účinků seismicity - viz též kap.

4.4.2. :

$$H_{\text{příčná,A}} = 58,425 \text{ kN}$$

Vzhledem k pravidlům pro sestavení kombinací pro seizmické návrhové situace lze konstatovat, že seizmické účinky nerozhodují.

12.2.3. Všesměrně posuvná ložiska

1) MSP - charakteristická kombinace:

Č. kombi	Rz [kN] N	Rx [kN] $H_{\text{podélná}}$	Ry [kN] $H_{\text{příčná}}$
1	1128,3	0,0	0,0
2	975,4	0,0	0,0
3	1918,7	0,0	0,0
4	1217,9	0,0	0,0
5	904,8	0,0	0,0
6	2269,3	0,0	0,0
7	1195,4	0,0	0,0
8	907,0	0,0	0,0
9	2238,7	0,0	0,0
10	1108,8	0,0	0,0
11	968,7	0,0	0,0
12	1887,7	0,0	0,0
max.	2269,3	0,0	0,0
min.	904,8	0,0	0,0

2) MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace:

Č. kombi	Rz [kN] N	Rx [kN] $H_{\text{podélná}}$	Ry [kN] $H_{\text{příčná}}$
1	1475,9	0,0	0,0
2	809,4	0,0	0,0
3	2423,8	0,0	0,0
4	1668,0	0,0	0,0
5	635,6	0,0	0,0
6	2975,0	0,0	0,0
7	1644,2	0,0	0,0
8	650,6	0,0	0,0
9	2938,6	0,0	0,0
10	1449,8	0,0	0,0
11	810,3	0,0	0,0
12	2384,7	0,0	0,0
max.	2975,0	0,0	0,0
min.	635,6	0,0	0,0

3) MSÚ - mimořádné návrhové situace (vykolejení):

Č. kombi	Rz [kN] N	Rx [kN] $H_{\text{podélná}}$	Ry [kN] $H_{\text{příčná}}$
1	1128,3	0,0	0,0
2	1025,9	0,0	0,0
3	1894,4	0,0	0,0
4	1217,9	0,0	0,0
5	108,0	0,0	0,0
6	1388,1	0,0	0,0
7	1195,4	0,0	0,0
8	169,5	0,0	0,0
9	1359,7	0,0	0,0
10	1108,8	0,0	0,0
11	1009,2	0,0	0,0
12	1823,9	0,0	0,0
max.	1894,4	0,0	0,0
min.	108,0	0,0	0,0

13. OPĚRY

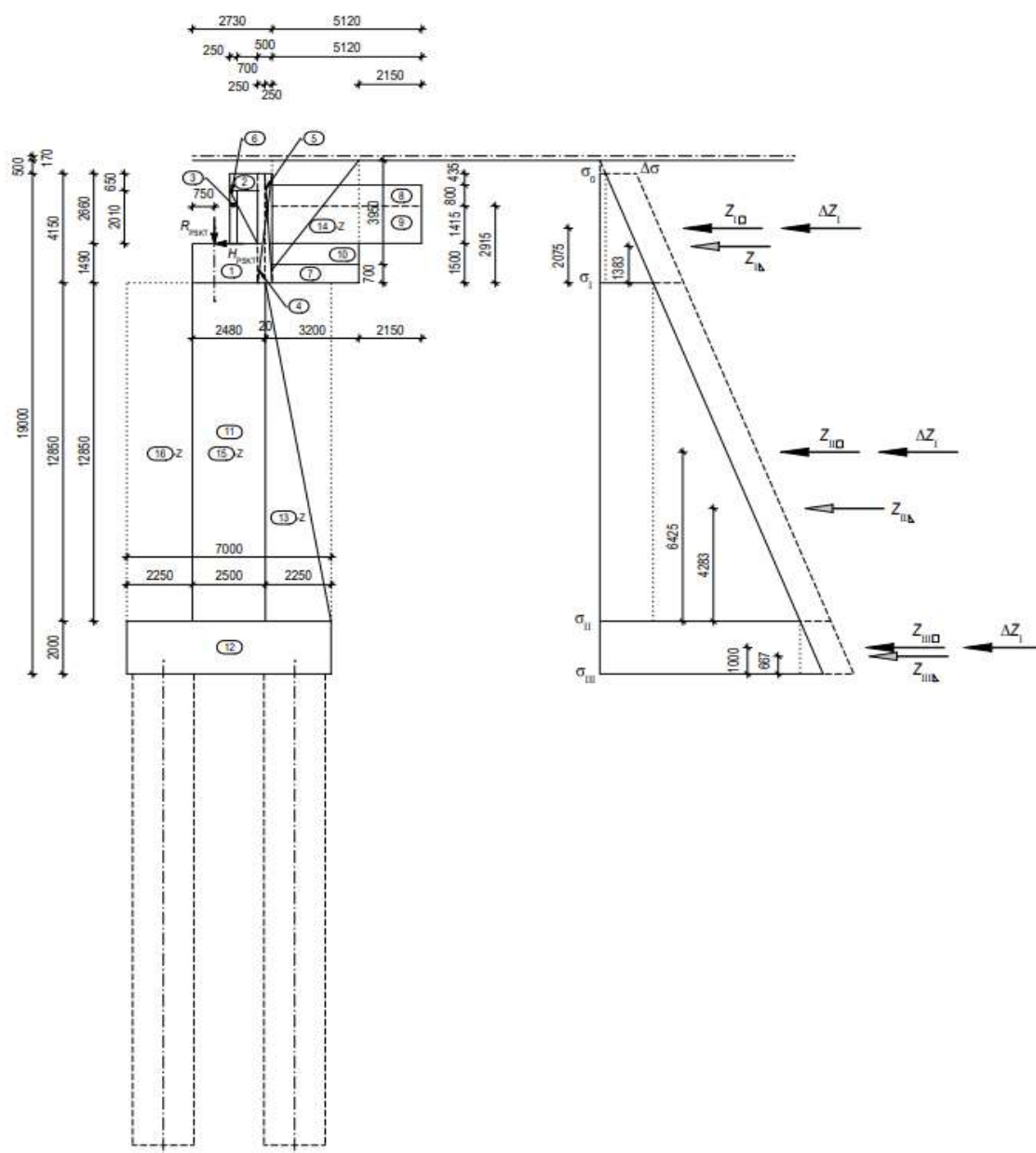
13.1. ÚVOD

V rámci rekonstrukce mostu budou odstraněna přechodová pole ze železobetonových desek MZD. Tato přechodová pole přispívají ke stabilitě opěr tím, že moment od svislé reakce působí proti zemnímu tlaku a zemní tlak samotný je mírně snížen tím, že zemní tlak nepůsobí na horní část opěr. Z tohoto důvodu budou opěry stabilizovány.

Návrh stabilizace opěr bude proveden na základě porovnání původního a nového stavu tak, aby namáhání rozhodujících průřezů v novém stavu (z tohoto hlediska se jedná především o vetknutí dříku do základu a o síly v pilotách) odpovídalo jejich namáhání v původním stavu.

13.2. PŮVODNÍ STAV

13.2.1. SCHÉMA OPĚRY



13.2.2. PŘEHLED VÝSLEDKŮ

V této kapitole je uveden přehled výsledků. Podrobnosti jsou archivovány u zpracovatele výpočtu.

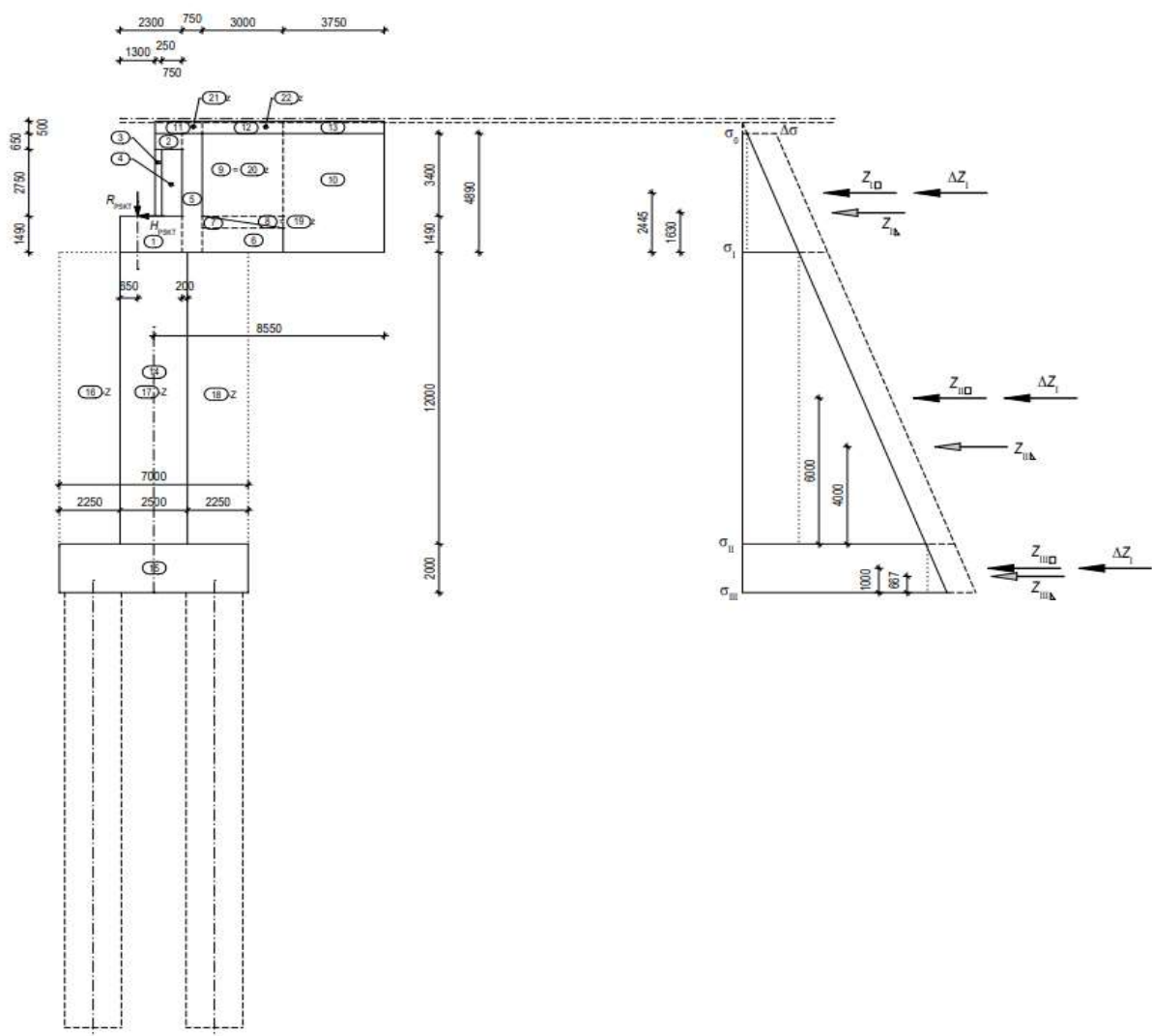
Pohyblivé zatížení	Síla v pilotě		Únosnost - pata dřívku		Svislá síla na základ [MN]
	max.	min.	M_{Ed}	M_{Rd}	
	[MN]	[MN]	[MNm]	[MNm]	
Na mostě i za mostem	7,437	0,415	48,987	55,607	31,411
Pouze za mostem	5,218	0,037	34,005	38,779	21,020
Pouze na mostě	7,009	0,064	49,044	47,813	28,293
Bez pohyblivého zatížení	5,137	0,141	33,405	31,845	21,109

Únosnost dřívku je při výpočtu podle současných norem poněkud překročena, nikoliv však podstatně. Mostní objekt je v provozu již 40 let bez toho, že by jeho podpěry vykazovaly zjevné poruchy. Lze rovněž předpokládat, že na opěry příznivě působí pasivní zemní tlak z jejich čelní plochy, který byl v tomto výpočtu zanedbán (jsme na straně bezpečné).

Vzhledem k bezporuchovému působení konstrukce je rozhodující, aby namáhání opěr v novém stavu nevybočovalo z namáhání opěr ve stávajícím stavu - předmětem následující kapitoly tohoto výpočtu je, aby bylo takového stavu u nových opěr dosaženo.

13.3. NOVÝ STAV

13.3.1. SCHÉMA OPĚRY



13.3.2. PŘEHLED VÝSLEDKŮ

V této kapitole je uveden přehled výsledků. Podrobnosti jsou archivovány u zpracovatele výpočtu.

Pohyblivé zatížení	Síla v pilotě		Únosnost - pata dříku		Únosnost - hlava dříku	
	max. [MN]	min. [MN]	M_{Ed} [MNm]	M_{Rd} [MNm]	M_{Ed} [MNm]	M_{Rd} [MNm]
Na mostě i za mostem	7,061	0,746	41,595	57,153	-6,903	37,523
Pouze za mostem	4,770	0,198	27,818	39,904	-8,591	22,864
Pouze na mostě	6,902	0,520	42,519	54,129	-4,720	34,330
Bez pohyblivého zatížení	5,019	0,514	27,531	40,134	-7,474	22,073

Pozn.: výztuž dříku v hlavě i v patě je v průřezu symetrická.

Pohyblivé zatížení	Svislá síla na základ [MN]
Na mostě i za mostem	31,228
Pouze za mostem	19,874
Pouze na mostě	29,690
Bez pohyblivého zatížení	22,131

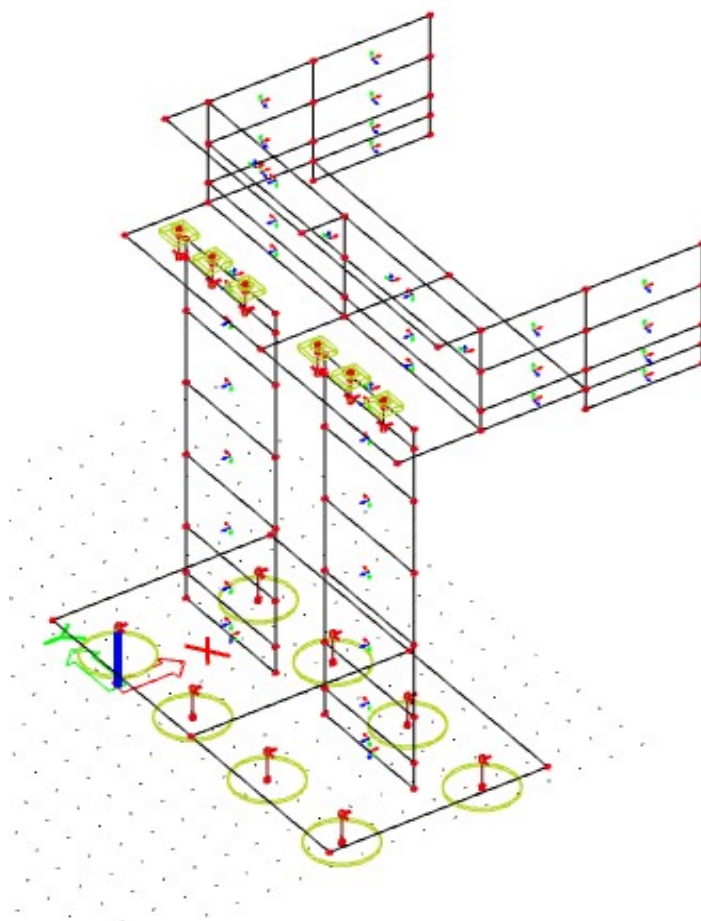
Síly v jednotlivých pilotách dosahují příznivějších hodnot než ve stávajícím stavu.

Únosnost dříku v patě (vetknutí do základu) i na horním konci (ve vetknutí úložného prahu) je rovněž příznivější než ve stávajícím stavu a vyhovuje s rezervou.

Celková svislá síla působící na základ je v novém stavu mírně menší, než svislá síla působící na základ ve stávajícím stavu.

14. NÁVRH NOVÝCH ŽB ČÁSTÍ OPĚR

14.1. VÝPOČETNÍ MODEL



14.2. ZATÍŽENÍ

Podrobnosti jsou archivovány u zpracovatele výpočtu.

Podporové reakce - svislé - stálé zatížení (horní charakteristická hodnota):

Ložisko krajní ...	1237,04	kN
Ložisko střední ...	1089,57	kN
Ložisko vnitřní ...	1113,07	kN

Charakteristická kombinace:

	včetně stálého		bez stálého	
Ložisko krajní ...	2082,43	kN	845,39	kN
Ložisko střední ...	1740,95	kN	651,38	kN
Ložisko vnitřní ...	1590,90	kN	477,83	kN

Kvazistálá kombinace:

	včetně stálého		bez stálého	
Ložisko krajní ...	1244,66	kN	7,62	kN
Ložisko střední ...	1130,51	kN	40,94	kN
Ložisko vnitřní ...	1120,18	kN	7,11	kN

Kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace:

	včetně stálého		bez stálého	
Ložisko krajní ...	2741,25	kN	1504,21	kN
Ložisko střední ...	2227,96	kN	1138,39	kN
Ložisko vnitřní ...	2068,42	kN	955,35	kN

Kombinace pro MSÚ - mimořádné návrhové situace (vykolejení)

	včetně stálého		bez stálého	
Ložisko krajní ...	4195,79	kN	2958,75	kN
Ložisko střední ...	2004,62	kN	915,05	kN
Ložisko vnitřní ...	1120,97	kN	7,90	kN

Zemní tlak - zatížení stálé:

K_a	γ_z [kN/m ³]	z [m]	σ_z [kN/m ²]
0,333	17,50	0,500	2,917
0,333	17,50	2,100	12,250
0,333	17,50	3,600	21,000
0,333	17,50	4,350	25,375
0,333	17,50	5,100	29,750
0,333	17,50	6,350	37,042
0,333	17,50	9,100	53,083
0,333	17,50	11,850	69,125
0,333	17,50	14,600	85,167
0,333	17,50	16,360	95,433

K_0	γ_z [kN/m ³]	z [m]	σ_z [kN/m ²]
0,500	17,50	0,500	4,375
0,500	17,50	2,100	18,375
0,500	17,50	3,600	31,500
0,500	17,50	4,350	38,063
0,500	17,50	5,100	44,625
0,500	17,50	6,350	55,563
0,500	17,50	9,100	79,625
0,500	17,50	11,850	103,688
0,500	17,50	14,600	127,750
0,500	17,50	16,360	143,150

Zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení (lokální účinky):

$$p_Q = \frac{156,25}{6,400 + 3,000} = 8,138 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 8,138 / 17,500 = 0,465 \text{ m}$$

$$\Delta \sigma_a = 0,333 \cdot 17,50 \cdot 0,465 = 2,713 \text{ kPa}$$

$$\Delta \sigma_0 = 0,500 \cdot 17,50 \cdot 0,465 = 4,069 \text{ kPa}$$

Tíha zeminy na základu:

$$17,50 \cdot 12,5 = 218,75 \text{ kN/m}^2$$

Tíha zeminy na Chaudyho desce:

$$17,50 \cdot 3,95 = 69,125 \text{ kN/m}^2$$

Vlak svislý na Chaudyho desce a na závěrné zídce:

$$1,90 \cdot 1,21 \cdot 8,138 = 18,709 \text{ kN/m}^2$$

Podrobné průběhy vnitřních sil jsou uloženy u zpracovatele výpočtu.

14.3. NÁVRH - KŘÍDLA VODOROVNĚ - V PLOŠE A VETKNUTÍ DO ZÁVĚRNÉ ZÍDKY

14.3.1. VNITŘNÍ SÍLY

Kvazistálá kombinace: $m_{QP} = 250,000 \text{ kNm/m}$

Charakteristická kombinace: $m_{Char.} = 300,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 400,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - mimořádné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 300,000 \text{ kNm/m}$

Vzhledem k uspořádání konstrukce (použití Chaudyho desky) je normálová síla zanedbatelná.

14.3.2. NÁVRH PRŮŘEZU

Obdélníkový průřez ...

$$\begin{aligned} b &= 1,000 \text{ m} & A_c &= 0,750 \text{ m}^2 \\ h &= 0,750 \text{ m} \end{aligned}$$

Beton:

Třída ... C35/45

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 3,200 \text{ MPa} \\ f_{ck} &= 35,0 \text{ MPa} & f_{ctk0,05} &= 2,200 \text{ MPa} \\ f_{cm} &= 43,0 \text{ MPa} & f_{ctk0,95} &= 4,200 \text{ MPa} \\ E_{cm} &= 34,000 \text{ GPa} \\ f_{cd} &= 0,90 \cdot \frac{35,0}{1,5} = 21,000 \text{ MPa} & \varepsilon_{cu} &= 0,0035 \end{aligned}$$

Výztuž:

Třída ... B500B

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 500,0 \text{ MPa} \\ f_{yd} &= \frac{500,0}{1,15} = 434,783 \text{ MPa} \\ E_s &= 200,0 \text{ GPa} \end{aligned}$$

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

Průměr prutů ... $\phi = 25 \text{ mm}$ $A_1 = 490,63 \text{ mm}^2$
Počet prutů ... $n = 6,667 \text{ ks}$
Krytí ... $c = 65 \text{ mm}$
Plocha výztuže ... $A_s = 3270,83 \text{ mm}^2$
Poloha výztuže ... $a = 65 + 12,5 = 77,5 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Účinná výška ...} \quad d &= 0,750 - 0,0775 = 0,673 \text{ m} \\ \text{Mezera mezi pruty ...} \quad s &= \frac{1000 - 2 \cdot 78}{5,667} = 149,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 672,5 =$$

$$= 1119,04 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 672,5 =$$

$$= 874,25 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,\min} = 1119,04 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{sl} = 3270,83 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,\max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,750 = 0,03 \text{ m}^2 =$$

$$= 30000,0 \text{ mm}^2 > 3270,83 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.3.3. OHYB - MSÚ

14.3.3.1. "Jednorázové" namáhání - trvalé a dočasné návrhové situace

$$\text{Návrhová síla ve výztuži ...} \quad N_{sd} = 0,003271 \cdot 434,783 = 1,422 \text{ MN}$$

$$\text{Tlačená plocha betonu ...} \quad A_{cc} = \frac{1,422}{21,000} = 0,06772 \text{ m}^2$$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{1,422}{1,000 \cdot 21,000} = 0,068 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,068}{0,8} = 0,085 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,085}{0,673} = 0,126 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,673 - \frac{0,068}{2} = 0,639 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 1,422 \cdot 0,639 = 0,908 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,400 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.3.3.2. "Jednorázové" namáhání - mimořádné návrhové situace (vykolejení)

Největší namáhání se projevuje v oblasti, ve které je možno počítat s větší výškou průřezu:

Obdélníkový průřez ...

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_c = 0,750 \text{ m}^2$$

$$h = 0,750 \text{ m}$$

Průměr prutů ... $\phi = 25 \text{ mm}$

Počet prutů ... $n = 6,667 \text{ ks}$

Krytí ... $c = 65 \text{ mm}$

Plocha výztuže ... $A_s = 3270,83 \text{ mm}^2$

Poloha výztuže ... $a = 65 + 12,5 = 77,5 \text{ mm}$

Účinná výška ... $d = 0,750 - 0,0775 = 0,673 \text{ m}$

Mezera mezi pruty ... $s = \frac{1000 - 2 \cdot 78}{5,667} = 149,1 \text{ mm}$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{3,20}{500,0} \cdot 1000,0 \cdot 672,5 =$$

$$= 1119,04 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 672,5 =$$

$$= 874,25 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 1119,04 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{sI} = 3270,83 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 \quad A_c = 0,040 \quad 0,750 = 0,03 \quad m^2 =$$

$$= 30000,0 \quad mm^2 > 3270,83 \quad mm^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Návrhová síla ve výztuži ... $N_{sd} = 0,003271 \quad 500,000 = 1,635 \quad MN$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = \frac{1,635}{26,250} = 0,06230 \quad m^2$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{1,635}{1,000 \quad 26,250} = 0,062 \quad m$$

$$x = \frac{0,062}{0,8} = 0,078 \quad m$$

$$\xi = \frac{0,078}{0,673} = 0,116 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,673 - \frac{0,062}{2} = 0,641 \quad m$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 1,635 \quad 0,641 = 1,049 \quad MNm >$$

$$> M_{Ed} = 0,200 \quad MNm \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.3.4. OHYB - MSP

14.3.4.1. Omezení napětí

Charakteristická kombinace ...

$$M_{Ek,char} = 0,3000 \quad MNm$$

Výška tlačené oblasti - obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \quad m \quad A_s = 0,003271 \quad m^2$$

$$d = 0,673 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,212 \text{ m}$$

$$z = 0,602 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,3000}{0,602 \cdot 0,003271} = 152,440 \text{ MPa} <$$

$$< 0,80 \cdot 500,0 = 400,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_c = \frac{152,440}{15,0} \cdot \frac{0,212}{0,673 - 0,212} =$$

$$= 4,694 \text{ MPa} < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Kvazistálá kombinace ...

$$M_{Ek,qp} = 0,2500 \text{ MNm}$$

Obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,003271 \text{ m}^2$$

$$d = 0,673 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,212 \text{ m}$$

$$z = 0,602 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,2500}{0,602 \cdot 0,003271} = 127,033 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{127,033}{15,0} \cdot \frac{0,212}{0,673 - 0,212} =$$

$$= 3,911 \text{ MPa} < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.3.4.2. Omezení trhlin (kvazistálá kombinace zatížení)

$$\text{Šířka průřezu ...} \quad 1,000 \text{ m}$$

$$\text{Osové vzdálenosti mezi pruty ...} \quad 0,150 \text{ m}$$

Počet prutů celkem ...	6,667	ks		
Průměr prutu ...	25	mm,	$A_1 =$	490,6 mm ²
Plocha jednoho prutu ...	490,6			
Plocha betonářské výztuže celkem ...	3270,8	mm ²		

$$c = 0,065 \text{ m}$$

Stanovení výšky "účinné plochy taženého betonu":

$$h = 0,750 \text{ m}$$

$$x = 0,212 \text{ m}$$

$$d = 0,673 \text{ m}$$

Vzdálenost těžiště výztuže nad dolním povrchem průřezu ...

$$a_s = 0,0775 \text{ m}$$

Výška účinné plochy je minimum z následujících hodnot:

$$h_{c,ef} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (0,750 - 0,673) = 0,194 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = (h - x) / 3 = \frac{0,750 - 0,212}{3} = 0,179 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = h / 2 = 0,5 \cdot 0,750 = 0,375 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = \min \{ 0,194 ; 0,179 ; 0,375 \} =$$

$$= 0,179 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = 0,179 \cdot 1,000 = 0,179179 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,003271 \text{ m}^2$$

$$k_t = \frac{0,4 + 0,6}{2} = 0,50$$

(vzhledem k působení dlouhodobého i krátkodobého zatížení uvažujeme průměrnou hodnotu k_t)

Průměr výztuže: $\phi_s = 0,025 \text{ m}$

$$\rho_{p,eff} = \frac{0,003271 + 0,0 + 0,0}{0,179179} = 0,018255$$

$$\alpha_c = 15,0 \text{ (hodnota uvažovaná vzhledem ke kombinovanému působení dlouhodobého a krátkodobého zatížení)}$$

Pevnost betonu v tahu (předpokládáme, že první trhliny vzniknou až po uvedení do provozu, tj. ve stáří betonu větším než 28 dní):

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$$

Napětí v betonářské výztuži: $\sigma_s = 127,033 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonářské výztuže: $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$

Rozdíl poměrného přetvoření v betonu a ve výztuži pro výpočet šířky trhlin:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{127,033 - 0,50 \cdot \frac{3,200}{0,018255} \cdot (1 + 15,0 \cdot 0,018255)}{200000,0} =$$

$$= \frac{127,033 - 0,50 \cdot 175,298 \cdot (1 + 0,27382)}{200000,0} =$$

$$= 7,69E-05 < 0,6 \cdot \frac{127,033}{200000,0} = 0,000381 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000381$$

Maximální výsledná vzdálenost trhlin:

$$k_1 = 0,80 \quad (\text{betonářská výztuž s velkou soudržností}),$$

$$k_2 = 0,50 \quad (\text{pro ohyb})$$

$$k_3 = 3,40$$

$$k_4 = 0,425$$

$$\phi = 0,025 \text{ m}$$

$$c = 0,065 \text{ m}$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} =$$

$$= 3,40 \cdot 0,065 + \frac{0,80 \cdot 0,500 \cdot 0,425 \cdot 0,025}{0,018255} =$$

$$= 0,2210 + 0,2328 = 0,4538 \text{ m}$$

Posouzení šířky trhlin:

$$w_k = 0,4538 \cdot 0,000381 = 1,73E-04 = 0,173 \text{ mm} < 0,20 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.3.4. SMYK**14.3.4.1. Uspořádání smykové výztuže****Návrh smykové výztuže:**

Uvažovaná šířka průřezu ... $b_w = 1,000 \text{ m}$

Průměr prutů ... $\phi = 8 \text{ mm}$

Počet prutů ... $n = 6,667 \text{ ks/m}$

Plocha výztuže ... $A_{sw} = 334,93 \text{ mm}^2$

Úhel mezi osou prvku a osou smykové výztuže: $\alpha = 90,0^\circ = 1,57080 \text{ rad}$

Maximální podélná osová vzdálenost sestav třmínkové výztuže:

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) = 0,75 \cdot 0,673 \cdot (1 + \cotg 1,57080) = 0,504 \text{ m} > s = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Příčná osová vzdálenost větví třmínků:

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 0,673 = 0,504 \text{ m} > s_t = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{0,000335}{0,300 \cdot 1,000 \cdot \sin 1,57080} = 0,001116 > \rho_{w,min} = (0,08 \cdot f_{ck}^{1/2}) / f_{yk} = \frac{0,08 \cdot 35,0^{1/2}}{500,0} = 0,000947 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

**14.3.4.2. Posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ -
prvky nevyžadující návrh smykové výztuže výpočtem**

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad , \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,15} = 0,156522$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 672,5 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{672,5} \right)^{1/2} = 1,545 < 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 1,545$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 0,003271 \text{ m}^2$$

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$d = 0,6725 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{0,003271}{1,000 \cdot 0,6725} = 0,004864 < 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,005$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,337 \cdot 5,916 = 0,277$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 1,000 \cdot 0,750 = 0,750 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{0,750} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$< 0,2 \quad 21,0 \quad = \quad 4,200 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= [0,156522 \quad 1,545 \quad (100 \cdot 0,005 \quad 35,0) ^{1/3} + \\
 &+ 0,15 \quad 0,000] \quad 1,000 \quad 0,6725 = \\
 &= 0,418443 \text{ MN} > (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = \\
 &= (0,277 + 0,15 \quad 0,000) \quad 1,000 \quad 0,6725 = \\
 &= 0,186128 \text{ MN} \Rightarrow V_{Rd,c} = 0,418443 \text{ MN} = 418,443 \text{ kN} > \\
 &> V_{Ed} = 200,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}
 \end{aligned}$$

Smykovou výztuž není nutno navrhnout výpočtem.

14.4. NÁVRH - KŘÍDLA VODOROVNĚ - NA KONCI CHAUDYHO DESKY

14.4.1. VNITŘNÍ SÍLY

Kvazistálá kombinace: $m_{QP} = 500,000 \text{ kNm/m}$

Charakteristická kombinace: $m_{Char.} = 600,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 700,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - mimořádné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 600,000 \text{ kNm/m}$

14.4.2. NÁVRH PRŮŘEZU

Obdélníkový průřez ... $b = 1,000 \text{ m}$ $A_c = 0,750 \text{ m}^2$
 $h = 0,750 \text{ m}$

Beton:

Třída ... C35/45 $f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$

$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$ $f_{ctk0,05} = 2,200 \text{ MPa}$

$f_{cm} = 43,0 \text{ MPa}$ $f_{ctk0,95} = 4,200 \text{ MPa}$

$$f_{cd} = 0,90 \cdot \frac{35,0}{1,5} = 21,000 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 34,000 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

Výztuž:

Třída ... B500B

$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{500,0}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200,0 \text{ GPa}$$

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

Průměr prutů ...	$\phi = 25 \text{ mm}$	+	$\phi = 22 \text{ mm}$
Počet prutů ...	$n = 6,667 \text{ ks}$		$n = 6,667 \text{ ks}$

$A_1 = 490,63 \text{ mm}^2$	$A_1 = 379,94 \text{ mm}^2$
-----------------------------	-----------------------------

Krytí ...	$c = 65 \text{ mm}$
-----------	---------------------

Plocha výztuže ...	$A_s = 5803,77 \text{ mm}^2$
--------------------	------------------------------

Poloha výztuže ...	$a = 65 + 12,5 = 77,5 \text{ mm}$
--------------------	-----------------------------------

Účinná výška ...	$d = 0,750 - 0,0775 = 0,673 \text{ m}$
------------------	--

Mezera mezi pruty ...	$s = \frac{1000 - 2 \cdot 78}{5,667} = 149,1 \text{ mm}$
-----------------------	--

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{3,20}{500,0} \cdot 1000,0 \cdot 672,5 =$$

$$= 1119,04 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 672,5 =$$

$$= 874,25 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,\min} = 1119,04 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{s1} = 5803,77 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,\max} = 0,040 \quad A_c = 0,040 \cdot 0,750 = 0,03 \text{ m}^2 =$$

$$= 30000,0 \text{ mm}^2 > 5803,77 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.4.3. OHYB - MSÚ

14.4.3.1. "Jednorázové" namáhání - trvalé a dočasné návrhové situace

$$\text{Návrhová síla ve výztuži ...} \quad N_{sd} = 0,005804 \cdot 434,783 = 2,523 \text{ MN}$$

$$\text{Tlačená plocha betonu ...} \quad A_{cc} = \frac{2,523}{21,000} = 0,12016 \text{ m}^2$$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{2,523}{1,000 \cdot 21,000} = 0,120 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,120}{0,8} = 0,150 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,150}{0,673} = 0,223 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,673 - \frac{0,120}{2} = 0,612 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 2,523 \cdot 0,612 = 1,545 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,700 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.4.3.2. "Jednorázové" namáhání - mimořádné návrhové situace (vykolejení)

Největší namáhání se projevuje v oblasti, ve které je možno počítat s větší výškou průřezu:

Obdélníkový průřez ...	$b =$	1,000	m	$A_c =$	0,750	m ²
	$h =$	0,750	m			
Průměr prutů ...	$\phi =$	25	mm			
Počet prutů ...	$n =$	6,667	ks			
Krytí ...	$c =$	65	mm			
Plocha výztuže ...	$A_s =$	5803,77	mm ²			
Poloha výztuže ...	$a =$	65	+	12,5	=	77,5 mm
Účinná výška ...	$d =$	0,750	-	0,0775	=	0,673 m
Mezera mezi pruty ...	$s =$	1000	-	2	78	= 149,1 mm
		<hr/>				
			5,667			

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 672,5 =$$

$$= 1119,04 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 672,5 =$$

$$= 874,25 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 1119,04 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{sI} = 5803,77 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,750 = 0,03 \text{ m}^2 =$$

$$= 30000,0 \text{ mm}^2 > 5803,77 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Návrhová síla ve výztuži ...	$N_{sd} =$	0,005804	500,000	=	2,902	MN
------------------------------	------------	----------	---------	---	-------	----

Tlačená plocha betonu ...	$A_{cc} =$	$\frac{2,902}{26,250}$	=	0,11055	m ²
---------------------------	------------	------------------------	---	---------	----------------

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{2,902}{1,000 \cdot 26,250} = 0,111 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,111}{0,8} = 0,138 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,138}{0,673} = 0,205 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,673 - \frac{0,111}{2} = 0,617 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 2,902 \cdot 0,617 = 1,791 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,600 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.4.4. OHYB - MSP

14.4.4.1. Omezení napětí

Charakteristická kombinace ...

$$M_{Ek, char} = 0,6000 \text{ MNm}$$

Výška tlačené oblasti - obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,005804 \text{ m}^2$$

$$d = 0,673 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,266 \text{ m}$$

$$z = 0,584 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,6000}{0,584 \cdot 0,005804} = 177,076 \text{ MPa} <$$

$$< 0,80 \cdot 500,0 = 400,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_c = \frac{177,076}{15,0} \cdot \frac{0,266}{0,673 - 0,266} =$$

$$= 7,726 \text{ MPa} < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$$

=> VYHOVÍ

Kvazistálá kombinace ...

$$M_{Ek,qp} = 0,5000 \text{ MNm}$$

Obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,005804 \text{ m}^2$$

$$d = 0,673 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,266 \text{ m}$$

$$z = 0,584 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,5000}{0,584 \cdot 0,005804} = 147,563 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{147,563}{15,0} \cdot \frac{0,266}{0,673 - 0,266} =$$

$$= 6,439 \text{ MPa} < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75 \text{ MPa}$$

=> VYHOVÍ

14.4.4.2. Omezení trhlin (kvazistálá kombinace zatížení)

$$\text{Šířka průřezu ...} \quad 1,000 \text{ m}$$

$$\text{Osové vzdálenosti mezi pruty ...} \quad 0,075 \text{ m}$$

$$\text{Počet prutů celkem ...} \quad 13,333 \text{ ks}$$

$$\text{Průměr prutu ...} \quad 25 \text{ mm}, \quad A_1 = 490,6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Plocha jednoho prutu ...} \quad 490,6$$

$$\text{Plocha betonářské výztuže celkem ...} \quad 5803,8 \text{ mm}^2$$

$$c = 0,065 \text{ m}$$

Stanovení výšky "účinné plochy taženého betonu":

$$h = 0,750 \text{ m}$$

$$x = 0,266 \text{ m}$$

$$d = 0,673 \text{ m}$$

Vzdálenost těžiště výztuže nad dolním povrchem průřezu ...

$$a_s = 0,0775 \text{ m}$$

Výška účinné plochy je minimum z následujících hodnot:

$$h_{c,ef} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (0,750 - 0,673) = 0,194 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = (h - x)/3 = \frac{0,750 - 0,266}{3} = 0,161 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = h / 2 = 0,5 \cdot 0,750 = 0,375 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = \min \{ 0,194 ; 0,161 ; 0,375 \} = 0,161 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = 0,161 \cdot 1,000 = 0,161323 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,005804 \text{ m}^2$$

$$k_t = \frac{0,4 + 0,6}{2} = 0,50$$

(vzhledem k působení dlouhodobého i krátkodobého zatížení uvažujeme průměrnou hodnotu k_t)

Průměr výztuže: $\phi_s = 0,025 \text{ m}$

$$\rho_{p,eff} = \frac{0,005804 + 0,0 + 0,0}{0,161323} = 0,035976$$

$$\alpha_e = 15,0 \quad (\text{hodnota uvažovaná vzhledem ke kombinovanému působení dlouhodobého a krátkodobého zatížení})$$

Pevnost betonu v tahu (předpokládáme, že první trhliny vzniknou až po uvedení do provozu, tj. ve stáří betonu větším než 28 dní):

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$$

Napětí v betonářské výztuži: $\sigma_s = 147,563 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonářské výztuže: $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$

Rozdíl poměrného přetvoření v betonu a ve výztuži pro výpočet šířky trhlin:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{147,563 - 0,50 \cdot \frac{3,200}{0,035976} (1 + 15,0 \cdot 0,035976)}{200000,0} = \\
&= \frac{147,563 - 0,50 \cdot 88,948 (1 + 0,53964)}{200000,0} = \\
&= 0,000395 < 0,6 \cdot \frac{147,563}{200000,0} = 0,000443 \Rightarrow \\
\Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= 0,000443
\end{aligned}$$

Maximální výsledná vzdálenost trhlin:

$$k_1 = 0,80 \quad (\text{betonářská výztuž s velkou soudržností}),$$

$$k_2 = 0,50 \quad (\text{pro ohyb})$$

$$k_3 = 3,40$$

$$k_4 = 0,425$$

$$\phi = 0,025 \quad \text{m}$$

$$c = 0,065 \quad \text{m}$$

$$\begin{aligned}
s_{r,\max} &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,\text{eff}} = \\
&= 3,40 \cdot 0,065 + \frac{0,80 \cdot 0,500 \cdot 0,425 \cdot 0,025}{0,035976} = \\
&= 0,2210 + 0,1181 = 0,3391 \quad \text{m}
\end{aligned}$$

Posouzení šířky trhlin:

$$\begin{aligned}
w_k &= 0,3391 \cdot 0,000443 = 1,50\text{E-}04 = \\
&= 0,150 \quad \text{mm} < 0,20 \quad \text{mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}
\end{aligned}$$

14.4.4. SMYK

14.4.4.1. Uspořádání smykové výztuže

Návrh smykové výztuže:

Uvažovaná šířka průřezu ... $b_w = 1,000 \text{ m}$

Průměr prutů ... $\phi = 12 \text{ mm}$

Počet prutů ... $n = 6,667 \text{ ks/m}$

Plocha výztuže ... $A_{sw} = 753,60 \text{ mm}^2$

Úhel mezi osou prvku a osou smykové výztuže: $\alpha = 90,0^\circ = 1,57080 \text{ rad}$

Maximální podélná osová vzdálenost sestav třmínkové výztuže:

$$s_{l,\max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) = 0,75 \cdot 0,673 \cdot (1 + \cotg 1,57080) = 0,504 \text{ m} > s = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Příčná osová vzdálenost větví třmínků:

$$s_{t,\max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 0,673 = 0,504 \text{ m} > s_t = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{0,000754}{0,300 \cdot 1,000 \cdot \sin 1,57080} = 0,002512 > \rho_{w,\min} = (0,08 \cdot f_{ck}^{1/2}) / f_{yk} = \frac{0,08 \cdot 35,0^{1/2}}{500,0} = 0,000947 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.4.4.2. Posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky nevyžadující návrh smykové výztuže výpočtem

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 672,5 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{672,5} \right)^{1/2} = 1,545 < 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 1,545$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 0,005804 \text{ m}^2$$

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$d = 0,6725 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{0,005804}{1,000 \cdot 0,6725} = 0,00863 < 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,009$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,337 \cdot 5,916 = 0,277$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 1,000 \cdot 0,750 = 0,750 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{0,750} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$< 0,2 \cdot 21,0 = 4,200 \Rightarrow \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,545 \cdot (100 \cdot 0,009 \cdot 35,0)^{1/3} +$$

$$+ 0,15 \cdot 0,000] \cdot 1,000 \cdot 0,6725 =$$

$$= 0,388383 \text{ MN} > (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$$

$$= (0,277 + 0,15 \cdot 0,000) \cdot 1,000 \cdot 0,6725 =$$

$$= 0,186128 \text{ MN} \Rightarrow V_{\text{Rd,c}} = 0,388383 \text{ MN} = 388,383 \text{ kN} <$$

$$< V_{\text{Ed}} = 700,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Smykovou výztuž je nutno navrhnout výpočtem.

14.4.4.3. Posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky vyžadující návrh smykové výztuže výpočtem

Pro prvky se svislou smykovou výztuží je smyková únosnost V_{Rd} menší z hodnot:

$$V_{\text{Rd,s}} = \frac{A_{\text{sw}}}{s} \cdot z \cdot f_{\text{ywd}} \cdot \cot \theta \quad \text{a}$$

$$V_{\text{Rd,max}} = \alpha_{\text{cw}} \cdot b_{\text{w}} \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{\text{cd}} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$A_{\text{sw}} = 0,000754 \text{ m}^2 \quad z = 0,612 \text{ m}$$

$$s = 0,300 \text{ m} \quad f_{\text{ywd}} = 434,8 \text{ MPa}$$

$$b_{\text{w}} = 1,000 \text{ m}$$

$$\theta = 35,0^\circ = 0,61087 \text{ rad} \Rightarrow \cot \theta = 1,4281$$

(volíme v rozmezí $1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \Rightarrow \text{cca } 22,5^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)

$$\alpha_{\text{cw}} = 1,0 \quad (\text{pro nepředpjaté konstrukce})$$

$$\nu_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250}\right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{35,0}{250}\right] = 0,516$$

$$f_{\text{cd}} = 21,0 \text{ MPa}$$

$$V_{\text{Rd,s}} = \frac{0,000754}{0,300} \cdot 0,612 \cdot 434,8 \cdot \cot 0,61087 = 0,95524 \text{ MN}$$

$$V_{\text{Rd,max}} = \frac{1,0 \cdot 1,000 \cdot 0,612 \cdot 0,516 \cdot 21,0}{\cot 0,61087 + \tan 0,61087} = 3,11798 \text{ MN}$$

$$V_{\text{Rd}} = 0,95524 \text{ MN} = 955,244 \text{ kN} > V_{\text{Ed}} = 700,0 \text{ kN}$$

\Rightarrow VYHOVÍ

Maximální účinná průřezová plocha smykové výztuže pro $\cotg \theta = 1,0$ (tzn. pro $\theta = 45^\circ$):

$$A_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{ywd}}$$

$$\alpha_{cw} = 1,0 \quad b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$\nu_1 = 0,516 \quad s = 0,300 \text{ m}$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa} \quad f_{ywd} \dots 434,8 \text{ MPa}$$

$$A_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,516 \cdot 21,0 \cdot 1,000 \cdot 0,300}{434,8} =$$

$$= 0,00374 \text{ m}^2 = 3738,4 \text{ mm}^2 > A_{sw} = 753,60 \text{ mm}^2$$

=> VYHOVÍ

14.5. NÁVRH - KŘÍDLA SVISLE - V PLOŠE

14.5.1. VNITŘNÍ SÍLY

Kvazistálá kombinace: $m_{QP} = 100,000 \text{ kNm/m}$

Charakteristická kombinace: $m_{Char.} = 150,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 250,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - mimořádné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 150,000 \text{ kNm/m}$

14.5.2. NÁVRH PRŮŘEZU

Obdélníkový průřez ... $b = 1,000 \text{ m}$ $A_c = 0,750 \text{ m}^2$
 $h = 0,750 \text{ m}$

Beton:

Třída ... C35/45 $f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$

$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$ $f_{ctk0,05} = 2,200 \text{ MPa}$

$f_{cm} = 43,0 \text{ MPa}$ $f_{ctk0,95} = 4,200 \text{ MPa}$

$E_{cm} = 34,000 \text{ GPa}$

$f_{cd} = 0,90 \cdot \frac{35,0}{1,5} = 21,000 \text{ MPa}$ $\varepsilon_{cu} = 0,0035$

Výztuž:

Třída ... B500B

$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{500,0}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200,0 \text{ GPa}$$

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

$$\text{Průměr prutů ... } \phi = 18 \text{ mm} \quad A_1 = 254,34 \text{ mm}^2$$

$$\text{Počet prutů ... } n = 6,667 \text{ ks}$$

$$\text{Krytí ... } c = 90 \text{ mm}$$

$$\text{Plocha výztuže ... } A_s = 1695,60 \text{ mm}^2$$

$$\text{Poloha výztuže ... } a = 90 + 9 = 99,0 \text{ mm}$$

$$\text{Účinná výška ... } d = 0,750 - 0,099 = 0,651 \text{ m}$$

$$\text{Mezera mezi pruty ... } s = \frac{1000 - 2 \cdot 99}{5,667} = 141,5 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 651,0 =$$

$$= 1083,26 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 651,0 =$$

$$= 846,30 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 1083,26 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{s1} = 1695,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 \quad A_c = 0,040 \quad 0,750 = 0,03 \quad m^2 =$$

$$= 30000,0 \quad mm^2 > 1695,60 \quad mm^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.5.3. OHYB - MSÚ

14.5.3.1. "Jednorázové" namáhání - trvalé a dočasné návrhové situace

Návrhová síla ve výztuži ... $N_{sd} = 0,001696 \quad 434,783 = 0,737 \quad MN$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = \frac{0,737}{21,000} = 0,03511 \quad m^2$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{0,737}{1,000 \quad 21,000} = 0,035 \quad m$$

$$x = \frac{0,035}{0,8} = 0,044 \quad m$$

$$\xi = \frac{0,044}{0,651} = 0,067 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,651 - \frac{0,035}{2} = 0,633 \quad m$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 0,737 \quad 0,633 = 0,467 \quad MNm >$$

$$> M_{Ed} = 0,250 \quad MNm \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.5.3.2. "Jednorázové" namáhání - mimořádné návrhové situace (vykolejení)

Největší namáhání se projevuje v oblasti, ve které je možno počítat s větší výškou průřezu:

Obdélníkový průřez ...

$$b = 1,000 \quad m \quad A_c = 0,750 \quad m^2$$

$$h = 0,750 \quad m$$

Průměr prutů ... $\phi = 18 \text{ mm}$
 Počet prutů ... $n = 6,667 \text{ ks}$

Krytí ... $c = 90 \text{ mm}$

Plocha výztuže ... $A_s = 1695,60 \text{ mm}^2$

Poloha výztuže ... $a = 90 + 9 = 99,0 \text{ mm}$

Účinná výška ... $d = 0,750 - 0,099 = 0,651 \text{ m}$

Mezera mezi pruty ... $s = \frac{1000 - 2 \cdot 99}{5,667} = 141,5 \text{ mm}$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 651,0 =$$

$$= 1083,26 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 651,0 =$$

$$= 846,30 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 1083,26 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{sI} = 1695,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,750 = 0,03 \text{ m}^2 =$$

$$= 30000,0 \text{ mm}^2 > 1695,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Návrhová síla ve výztuži ... $N_{sd} = 0,001696 \cdot 500,000 = 0,848 \text{ MN}$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = \frac{0,848}{26,250} = 0,03230 \text{ m}^2$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{0,848}{1,000 \cdot 26,250} = 0,032 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,032}{0,8} = 0,040 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,040}{0,651} = 0,062 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,651 - \frac{0,032}{2} = 0,635 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 0,848 \cdot 0,635 = 0,538 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,150 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.5.4. OHYB - MSP

14.5.4.1. Omezení napětí

Charakteristická kombinace ...

$$M_{Ek, char} = 0,1500 \text{ MNm}$$

Výška tlačené oblasti - obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,001696 \text{ m}^2$$

$$d = 0,651 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,158 \text{ m}$$

$$z = 0,598 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,1500}{0,598 \cdot 0,001696} = 147,877 \text{ MPa} <$$

$$< 0,80 \cdot 500,0 = 400,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_c = \frac{147,877}{15,0} \cdot \frac{0,158}{0,651 - 0,158} =$$

$$= 3,168 \text{ MPa} < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Kvazistálá kombinace ...

$$M_{Ek, qp} = 0,1000 \text{ MNm}$$

Obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,001696 \text{ m}^2$$

$$d = 0,651 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,158 \text{ m}$$

$$z = 0,598 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,1000}{0,598 \cdot 0,001696} = 98,584 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{98,584}{15,0} \cdot \frac{0,158}{0,651 - 0,158} =$$

$$= 2,112 \text{ MPa} < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75 \text{ MPa}$$

=> VYHOVÍ

14.5.4.2. Omezení trhlin (kvazistálá kombinace zatížení)

Šířka průřezu ... 1,000 m

Osové vzdálenosti mezi pruty ... 0,150 m

Počet prutů celkem ... 6,667 ks

Průměr prutu ... 18 mm, $A_1 = 254,3 \text{ mm}^2$

Plocha jednoho prutu ... 254,3

Plocha betonářské výztuže celkem ... 1695,6 mm²

$$c = 0,090 \text{ m}$$

Stanovení výšky "účinné plochy taženého betonu":

$$h = 0,750 \text{ m}$$

$$x = 0,158 \text{ m}$$

$$d = 0,651 \text{ m}$$

Vzdálenost těžiště výztuže nad dolním povrchem průřezu ...

$$a_s = 0,099 \text{ m}$$

Výška účinné plochy je minimum z následujících hodnot:

$$h_{c,ef} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (0,750 - 0,651) = 0,248 \text{ m}$$

$$h_{c,eff} = (h - x)/3 = \frac{0,750 - 0,158}{3} = 0,197 \text{ m}$$

$$h_{c,eff} = h / 2 = 0,5 \cdot 0,750 = 0,375 \text{ m}$$

$$h_{c,eff} = \min \{ 0,248 ; 0,197 ; 0,375 \} = 0,197 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = 0,197 \cdot 1,000 = 0,19723 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,001696 \text{ m}^2$$

$$k_t = \frac{0,4 + 0,6}{2} = 0,50$$

(vzhledem k působení dlouhodobého i krátkodobého zatížení uvažujeme průměrnou hodnotu k_t)

Průměr výztuže: $\phi_s = 0,018 \text{ m}$

$$\rho_{p,eff} = \frac{0,001696 + 0,0 \cdot 0,0}{0,197230} = 0,008597$$

$$\alpha_e = 15,0 \quad (\text{hodnota uvažovaná vzhledem ke kombinovanému působení dlouhodobého a krátkodobého zatížení})$$

Pevnost betonu v tahu (předpokládáme, že první trhliny vzniknou až po uvedení do provozu, tj. ve stáří betonu větším než 28 dní):

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$$

Napětí v betonářské výztuži: $\sigma_s = 98,584 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonářské výztuže: $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$

Rozdíl poměrného přetvoření v betonu a ve výztuži pro výpočet šířky trhlin:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{98,584 - 0,50 \cdot \frac{3,200}{0,008597} \cdot (1 + 15,0 \cdot 0,008597)}{200000,0} = \\ &= \frac{98,584 - 0,50 \cdot 372,220 \cdot (1 + 0,12896)}{200000,0} = \end{aligned}$$

$$= -0,000558 < 0,6 \frac{98,584}{200000,0} = 0,000296 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000296$$

Maximální výsledná vzdálenost trhlín:

$$k_1 = 0,80 \quad (\text{betonářská výztuž s velkou soudržností}),$$

$$k_2 = 0,50 \quad (\text{pro ohyb})$$

$$k_3 = 3,40$$

$$k_4 = 0,425$$

$$\phi = 0,018 \quad \text{m}$$

$$c = 0,090 \quad \text{m}$$

$$\begin{aligned} s_{r,\max} &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,\text{eff}} = \\ &= 3,40 \cdot 0,090 + \frac{0,80 \cdot 0,500 \cdot 0,425 \cdot 0,018}{0,008597} = \\ &= 0,3060 + 0,3559 = 0,6619 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Posouzení šířky trhlín:

$$\begin{aligned} w_k &= 0,6619 \cdot 0,000296 = 1,96\text{E-}04 = \\ &= 0,196 \quad \text{mm} < 0,20 \quad \text{mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

14.6. NÁVRH - KŘÍDLA SVISLE - NA KONCI CHAUDYHO DESKY

14.6.1. VNITŘNÍ SÍLY

Kvazistálá kombinace: $m_{QP} = 300,000 \quad \text{kNm/m}$

Charakteristická kombinace: $m_{\text{Char.}} = 350,000 \quad \text{kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace: $m_{\text{MSÚ}} = 500,000 \quad \text{kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - mimořádné návrhové situace: $m_{\text{MSÚ}} = 400,000 \quad \text{kNm/m}$

14.6.2. NÁVRH PRŮŘEZU

Obdélníkový průřez ...	$b =$	1,000	m	$A_c =$	0,750	m ²
	$h =$	0,750	m			

Beton:

Třída ...	C35/45	$f_{ctm} =$	3,200	MPa
$f_{ck} =$	35,0	MPa	$f_{ctk0,05} =$	2,200 MPa
$f_{cm} =$	43,0	MPa	$f_{ctk0,95} =$	4,200 MPa
$f_{cd} =$	0,90	$\frac{35,0}{1,5}$	$=$	21,000 MPa
			$E_{cm} =$	34,000 GPa
			$\varepsilon_{cu} =$	0,0035

Výztuž:

Třída ...	B500B
$f_{yk} =$	500,0 MPa
$f_{yd} =$	$\frac{500,0}{1,15} = 434,783$ MPa
$E_s =$	200,0 GPa

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

Průměr prutů ...	$\phi =$	18	mm	+	$\phi =$	20	mm
Počet prutů ...	$n =$	6,667	ks		$n =$	6,667	ks
	$A_1 =$	254,34	mm ²		$A_1 =$	314,00	mm ²
Krytí ...	$c =$	90	mm				
Plocha výztuže ...	$A_s =$	3788,93	mm ²				

Poloha výztuže ...	$a =$	90	+	9	=	99,0	mm
Účinná výška ...	$d =$	0,750	-	0,099	=	0,651	m
Mezera mezi pruty ...	$s =$	1000	-	2	99	=	141,5 mm
		5,667					

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 651,0 =$$

$$= 1083,26 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 651,0 =$$

$$= 846,30 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 1083,26 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{sI} = 3788,93 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,750 = 0,03 \text{ m}^2 =$$

$$= 30000,0 \text{ mm}^2 > 3788,93 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.6.3. OHYB - MSÚ

14.6.3.1. "Jednorázové" namáhání - trvalé a dočasné návrhové situace

Návrhová síla ve výztuži ...	$N_{sd} =$	0,003789	434,783	=	1,647	MN
------------------------------	------------	----------	---------	---	-------	----

Tlačená plocha betonu ...	$A_{cc} =$	$\frac{1,647}{21,000}$	=	0,07845	m ²
---------------------------	------------	------------------------	---	---------	----------------

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{1,647}{1,000 \cdot 21,000} = 0,078 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,078}{0,8} = 0,098 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,098}{0,651} = 0,151 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,651 - \frac{0,078}{2} = 0,612 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 1,647 \cdot 0,612 = 1,008 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,500 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.6.3.2. "Jednorázové" namáhání - mimořádné návrhové situace (vykolejení)

Největší namáhání se projevuje v oblasti, ve které je možno počítat s větší výškou průřezu:

Obdélníkový průřez ...	$b =$	1,000	m	$A_c =$	0,750	m^2
	$h =$	0,750	m			

Průměr prutů ...	$\phi =$	18	mm
-------------------------	----------	----	----

Počet prutů ...	$n =$	6,667	ks
------------------------	-------	-------	----

Krytí ...	$c =$	90	mm
------------------	-------	----	----

Plocha výztuže ...	$A_s =$	3788,93	mm^2
---------------------------	---------	---------	---------------

Poloha výztuže ...	$a =$	90	+	9	$=$	99,0	mm
---------------------------	-------	----	---	---	-----	------	----

Účinná výška ...	$d =$	0,750	-	0,099	$=$	0,651	m
-------------------------	-------	-------	---	-------	-----	-------	---

Mezera mezi pruty ...	$s =$	$\frac{1000 - 2 \cdot 99}{5,667}$	$=$	141,5	mm
------------------------------	-------	-----------------------------------	-----	-------	----

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{3,20}{500,0} \cdot 1000,0 \cdot 651,0 =$$

$$= 1083,26 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 651,0 =$$

$$= 846,30 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 1083,26 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{sl} = 3788,93 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 \quad A_c = 0,040 \quad 0,750 = 0,03 \quad m^2 =$$

$$= 30000,0 \quad mm^2 > 3788,93 \quad mm^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Návrhová síla ve výztuži ... $N_{sd} = 0,003789 \quad 500,000 = 1,894 \quad MN$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = \frac{1,894}{26,250} = 0,07217 \quad m^2$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{1,894}{1,000 \quad 26,250} = 0,072 \quad m$$

$$x = \frac{0,072}{0,8} = 0,090 \quad m$$

$$\xi = \frac{0,090}{0,651} = 0,139 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,651 - \frac{0,072}{2} = 0,615 \quad m$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 1,894 \quad 0,615 = 1,165 \quad MNm >$$

$$> M_{Ed} = 0,400 \quad MNm \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.6.4. OHYB - MSP

14.6.4.1. Omezení napětí

Charakteristická kombinace ...

$$M_{Ek,char} = 0,3500 \quad MNm$$

Výška tlačené oblasti - obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \quad m \quad A_s = 0,003789 \quad m^2$$

$$d = 0,651 \quad m \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,221 \text{ m}$$

$$z = 0,577 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,3500}{0,577 \cdot 0,003789} = 160,008 \text{ MPa} <$$

$$< 0,80 \cdot 500,0 = 400,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_c = \frac{160,008}{15,0} \cdot \frac{0,221}{0,651 - 0,221} =$$

$$= 5,485 \text{ MPa} < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Kvazistálá kombinace ...

$$M_{Ek,qp} = 0,3000 \text{ MNm}$$

Obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,003789 \text{ m}^2$$

$$d = 0,651 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,221 \text{ m}$$

$$z = 0,577 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,3000}{0,577 \cdot 0,003789} = 137,149 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{137,149}{15,0} \cdot \frac{0,221}{0,651 - 0,221} =$$

$$= 4,701 \text{ MPa} < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.6.4.2. Omezení trhlin (kvazistálá kombinace zatížení)

$$\text{Šířka průřezu ...} \quad 1,000 \text{ m}$$

$$\text{Osově vzdálenosti mezi pruty ...} \quad 0,075 \text{ m}$$

$$\text{Počet prutů celkem ...} \quad 13,333 \text{ ks}$$

Průměr prutu ...	18 mm,	$A_1 =$	254,3 mm ²
Plocha jednoho prutu ...	254,3		
Plocha betonářské výztuže celkem ...	3788,9 mm ²		

$$c = 0,090 \text{ m}$$

Stanovení výšky "účinné plochy taženého betonu":

$$h = 0,750 \text{ m}$$

$$x = 0,221 \text{ m}$$

$$d = 0,651 \text{ m}$$

Vzdálenost těžiště výztuže nad dolním povrchem průřezu ...

$$a_s = 0,099 \text{ m}$$

Výška účinné plochy je minimum z následujících hodnot:

$$h_{c,ef} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (0,750 - 0,651) = 0,248 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = (h - x) / 3 = \frac{0,750 - 0,221}{3} = 0,176 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = h / 2 = 0,5 \cdot 0,750 = 0,375 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = \min \{ 0,248 ; 0,176 ; 0,375 \} = 0,176 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = 0,176 \cdot 1,000 = 0,176312 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,003789 \text{ m}^2$$

$$k_t = \frac{0,4 + 0,6}{2} = 0,50$$

(vzhledem k působení dlouhodobého i krátkodobého zatížení uvažujeme průměrnou hodnotu k_t)

$$\text{Průměr výztuže: } \phi_s = 0,018 \text{ m}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{0,003789 + 0,0 + 0,0}{0,176312} = 0,021490$$

$$\alpha_e = 15,0 \text{ (hodnota uvažovaná vzhledem ke kombinovanému působení dlouhodobého a krátkodobého zatížení)}$$

Pevnost betonu v tahu (předpokládáme, že první trhliny vzniknou až po uvedení do provozu, tj. ve stáří betonu větším než 28 dní):

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$$

Napětí v betonářské výztuži: $\sigma_s = 137,149 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonářské výztuže: $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$

Rozdíl poměrného přetvoření v betonu a ve výztuži pro výpočet šířky trhlin:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{137,149 - 0,50 \cdot \frac{3,200}{0,021490} \cdot (1 + 15,0 \cdot 0,021490)}{200000,0} = \\ &= \frac{137,149 - 0,50 \cdot 148,907 \cdot (1 + 0,32235)}{200000,0} = \\ &= 0,000193 < 0,6 \cdot \frac{137,149}{200000,0} = 0,000411 \Rightarrow \\ \Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= 0,000411 \end{aligned}$$

Maximální výsledná vzdálenost trhlin:

$k_1 = 0,80$ (betonářská výztuž s velkou soudržností),

$k_2 = 0,50$ (pro ohyb)

$k_3 = 3,40$

$k_4 = 0,425$

$\phi = 0,018 \text{ m}$

$c = 0,090 \text{ m}$

$$\begin{aligned} s_{r,max} &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} = \\ &= 3,40 \cdot 0,090 + \frac{0,80 \cdot 0,500 \cdot 0,425 \cdot 0,018}{0,021490} = \\ &= 0,3060 + 0,1424 = 0,4484 \text{ m} \end{aligned}$$

Posouzení šířky trhlin:

$$w_k = 0,4484 \cdot 0,000411 = 1,84E-04 = 0,184 \text{ mm} < 0,20 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.7. "STŘECHA" NAD ZÁVĚRNOU ZÍDKOU**14.7.1. VNITŘNÍ SÍLY**

Kvazistálá kombinace:	$m_{QP} =$	30,000	kNm/m
Charakteristická kombinace:	$m_{Char.} =$	40,000	kNm/m
Kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace:	$m_{MSÚ} =$	60,000	kNm/m
Kombinace pro MSÚ - mimořádné návrhové situace:	$m_{MSÚ} =$	50,000	kNm/m
Model zatížení 71:	$m_{LM71} =$	20,000	kNm/m

14.7.2. NÁVRH PRŮŘEZU

Obdélníkový průřez ...	$b =$	1,000	m	$A_c =$	0,600	m ²
	$h =$	0,600	m			

Beton:

Třída ...	C35/45				$f_{ctm} =$	3,200	MPa
$f_{ck} =$	35,0	MPa			$f_{ctk0,05} =$	2,200	MPa
$f_{cm} =$	43,0	MPa			$f_{ctk0,95} =$	4,200	MPa
					$E_{cm} =$	34,000	GPa
$f_{cd} =$	0,90	$\frac{35,0}{1,5}$	=	21,000			MPa
					$\varepsilon_{cu} =$	0,0035	

Výztuž:

Třída ...	B500B	$f_{yk} =$	500,0	MPa
$f_{yd} =$	$\frac{500,0}{1,15}$	$=$	434,783	MPa

$$E_s = 200,0 \text{ GPa}$$

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

$$\text{Průměr prutů ... } \phi = 16 \text{ mm} \quad A_1 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$\text{Počet prutů ... } n = 6,667 \text{ ks}$$

$$\text{Krytí ... } c = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Plocha výztuže ... } A_s = 1339,73 \text{ mm}^2$$

$$\text{Poloha výztuže ... } a = 60 + 8 = 68,0 \text{ mm}$$

$$\text{Účinná výška ... } d = 0,600 - 0,068 = 0,532 \text{ m}$$

$$\text{Mezera mezi pruty ... } s = \frac{1000 - 2 \cdot 68}{5,667} = 152,5 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 532,0 =$$

$$= 885,25 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 532,0 =$$

$$= 691,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 885,25 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{s1} = 1339,73 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,600 = 0,024 \text{ m}^2 =$$

$$= 24000,0 \text{ mm}^2 > 1339,73 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.7.3. POSOUZENÍ MSÚ

14.7.3.1. "Jednorázové" namáhání - trvalé a dočasné návrhové situace

Návrhová síla ve výztuži ... $N_{sd} = 0,00134 \cdot 434,783 = 0,582 \text{ MN}$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = \frac{0,582}{21,000} = 0,02774 \text{ m}^2$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{0,582}{1,000 \cdot 21,000} = 0,028 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,028}{0,8} = 0,035 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,035}{0,532} = 0,065 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,532 - \frac{0,028}{2} = 0,518 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 0,582 \cdot 0,518 = 0,302 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,060 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.7.3.2. "Jednorázové" namáhání - mimořádné návrhové situace (vykolejení)

Největší namáhání se projevuje v oblasti, ve které je možno počítat s větší výškou průřezu:

Obdélníkový průřez ... $b = 1,000 \text{ m}$ $A_c = 0,600 \text{ m}^2$
 $h = 0,600 \text{ m}$

Průměr prutů ... $\phi = 16 \text{ mm}$

Počet prutů ... $n = 6,667 \text{ ks}$

Krytí ... $c = 60 \text{ mm}$

$$\text{Plocha výztuže ...} \quad A_s = 1339,73 \text{ mm}^2$$

$$\text{Poloha výztuže ...} \quad a = 60 + 8 = 68,0 \text{ mm}$$

$$\text{Účinná výška ...} \quad d = 0,600 - 0,068 = 0,532 \text{ m}$$

$$\text{Mezera mezi pruty ...} \quad s = \frac{1000 - 2 \cdot 68}{5,667} = 152,5 \text{ mm}$$

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 532,0 =$$

$$= 885,25 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 532,0 =$$

$$= 691,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,\min} = 885,25 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{s1} = 1339,73 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,\max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,600 = 0,024 \text{ m}^2 =$$

$$= 24000,0 \text{ mm}^2 > 1339,73 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\text{Návrhová síla ve výztuži ...} \quad N_{sd} = 0,00134 \cdot 500,000 = 0,670 \text{ MN}$$

$$\text{Tlačená plocha betonu ...} \quad A_{cc} = \frac{0,670}{26,250} = 0,02552 \text{ m}^2$$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{0,670}{1,000 \cdot 26,250} = 0,026 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,026}{0,8} = 0,032 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,032}{0,532} = 0,060 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,532 - \frac{0,026}{2} = 0,519 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 0,670 \cdot 0,519 = 0,348 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,050 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.7.3.3. Únava

14.7.3.3.1. Úvod

Únavu předpínací a betonářské výztuže obvykle není nutno ověřovat v oblastech, kde při časté kombinaci zatížení a P_k vyskytují v krajních vláknech betonu pouze tlaková napětí.

To v daném případě není splněno a únava výztuže proto bude ověřena.

Únava předpínací a betonářské výztuže se ověří pomocí následujícího vztahu:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}, \text{ kde:}$$

$\gamma_{F,fat}$ je dílčí součinitel únavového zatížení,

$$\gamma_{F,fat} = 1,00 \quad (\text{podle [8] , čl. 2.4.2.3})$$

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ je rozkmit napětí při N^* cyklech z příslušné S-N křivky, uvedené v [7] , obr. 6.30,

$$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*) = 162,5 \text{ MPa} \quad (\text{betonářská výztuž - přímé a ohýbané pruty})$$

$\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ je poškozuující ekvivalentní rozkmit napětí pro různé druhy výztuže a pro uvažovaný počet zatěžovacích cyklů N^* . Pro konstrukce pozemních staveb lze hodnotu $\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ přibližně nahradit hodnotou $\Delta\sigma_{S,max}$,

$\Delta\sigma_{S,max}$ je největší rozkmit napětí v oceli od příslušných kombinací zatížení.

$\gamma_{S,fat}$ je dílčí součinitel pro předpínací výztuž,

$$\gamma_{S,fat} = 1,15 \quad (\text{podle [7] , Poznámka k čl. 2.4.2.4(1) a podle [1] , čl. C.1.2.13})$$

Poškozuující ekvivalentní rozkmit napětí pro betonářskou a předpínací výztuž se vypočítá podle vztahu:

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \lambda_s \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{s,71}, \text{ kde:}$$

$\Delta\sigma_{s,71}$ je rozkmit napětí od Modelu zatížení 71 (a od SW/0, pokud je to požadováno), umístěného v nejnepříznivější poloze pro uvažovaný konstrukční prvek, avšak bez součinitele α . U konstrukcí nesoucích více kolejí se Model zatížení 71 umísťuje

maximálně na dvě koleje,

zde uvažujeme 1,0-násobek Modelu zatížení 71,

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,001340 \text{ m}^2$$

$$d = 0,532 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,128 \text{ m}$$

$$z = 0,489 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,0200}{0,489 \cdot 0,001340} = 30,497 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{30,497}{15,0} \cdot \frac{0,128}{0,532 - 0,128} = 0,641 \text{ MPa}$$

Φ je dynamický součinitel podle [6] , $\Phi = 1,57$

λ_s je opravný součinitel, který přihlíží k rozpětí, ročnímu objemu dopravy, návrhové životnosti a počtu kolejí. Lze ho vypočítat ze vztahu:

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad , \text{ kde:}$$

$\lambda_{s,1}$ je součinitel zahrnující druh konstrukčního prvku (např. prostý nosník) a poškozuující účinek dopravy, závislý na rozhodující délce příčinkové čáry nebo její ploše. Hodnoty součinitele $\lambda_{s,1}$ pro rozhodující délku příčinkové čáry mezi 2 m a 20 m lze vypočítat ze vztahu (hodnoty pro $L \leq 2 \text{ m}$ a pro $L \geq 20 \text{ m}$ jsou konstantní):

$$\lambda_{s,1}(L) = \lambda_{s,1}(2m) + [\lambda_{s,1}(20m) - \lambda_{s,1}(2m)] \cdot (\log L - 0,3) \quad , \text{ kde:}$$

L je rozhodující délka příčinkové čáry v [m],

$\lambda_{s,1}(2m)$ je hodnota $\lambda_{s,1}$ pro $L \leq 2 \text{ m}$,

$\lambda_{s,1}(20m)$ je hodnota $\lambda_{s,1}$ pro $L \geq 20 \text{ m}$,

$\lambda_{s,1}(L)$ je hodnota $\lambda_{s,1}$ pro $2 \text{ m} < L < 20 \text{ m}$.

V našem případě ...

... prostý nosník ...

... běžná smíšená doprava ...

... betonářská výztuž ...

... rozpětí $L = 2,00 \text{ m}$

} =>

=>

			S-N křivka ...		
$\lambda_{s,1}(2m)$	=	0,90	... k_1	=	5,00
$\lambda_{s,1}(20m)$	=	0,65	... k_2	=	9,00
$\lambda_{s,1}(L)$	=	0,90	... N^*	=	1,0E+06

$\lambda_{s,2}$ je součinitel, zohledňující roční objem dopravy. Vypočítá se ze vztahu:

$$\lambda_{s,2} = \sqrt[k_2]{\frac{Vol}{25 \cdot 10^6}}, \text{ kde:}$$

Vol je roční objem dopravy (tuny/rok/kolej);

v našem případě ... $Vol = 5,0E+07$

k_2 je sklon odpovídající S-N čáry: $k_2 = 9,00$

$$\lambda_{s,2} = 1,08$$

$\lambda_{s,3}$ je součinitel, zohledňující návrhovou životnost mostu. Spočítá se ze vztahu:

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{Years}}{100}}, \text{ kde:}$$

N_{years} je návrhová životnost mostu, uvažujeme ... $N_{years} = 100,0$
let

$$\lambda_{s,3} = 1,00$$

$\lambda_{s,4}$ je součinitel, který se užije, pokud je konstrukční prvek zatěžován více než jednou kolejí. Spočítá se pomocí vztahu:

$$\lambda_{s,4} = \sqrt{n + (1-n)s_1^{k_2} + (1-n)s_2^{k_2}}, \text{ kde:}$$

$$s_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}}; \quad s_2 = \frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_{1+2}}$$

n je podíl dopravy, současně se vyskytující na mostě (doporučená hodnota je ... $n = 0,12$),

$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$ je rozkmit napětí, způsobený v posuzovaném řezu Modelem zatížení 71 na jedné kolejí,

$\Delta\sigma_{1+2}$ je rozkmit napětí ve stejném řezu, způsobený Modelem zatížení 71 na jakýchkoliv dvou kolejích dle [6] ,

k_2 je sklon odpovídající S-N čáry: $k_2 = 9,00$

v našem případě je prefabrikovaný nosník vystaven účinkům zatížení pouze z jedné koleje =>

$$\lambda_{s,4} = 1,00$$

$$\lambda_s = 0,90 \quad 1,08 \quad 1,00 \quad 1,00 = 0,97$$

$$\Delta\sigma_{s,eq} = 0,97 \quad 1,57 \quad 30,497 = 46,527 \text{ MPa}$$

Posouzení:

$$\gamma_{F,fat} \quad \Delta\sigma_{s,eq} = 1,00 \quad 46,527 = 46,527 \text{ MPa} <$$

$$< \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} = \frac{162,5}{1,15} = 141,304 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.7.4. POSOUZENÍ MSP

14.7.4.1. Omezení napětí

Charakteristická kombinace ...

$$M_{Ek,char} = 0,0400 \text{ MNm}$$

Výška tlačené oblasti - obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,001340 \text{ m}^2$$

$$d = 0,532 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,128 \text{ m}$$

$$z = 0,489 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,0400}{0,489 \cdot 0,001340} = 60,994 \text{ MPa} <$$

$$< 0,80 \cdot 500,0 = 400,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_c = \frac{60,994}{15,0} \cdot \frac{0,128}{0,532 - 0,128} =$$

$$= 1,282 \text{ MPa} < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Kvazistálá kombinace ...

$$M_{Ek,qp} = 0,0300 \text{ MNm}$$

Obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$A_s = 0,001340 \text{ m}^2$$

$$d = 0,532 \text{ m}$$

$$\alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,128 \text{ m}$$

$$z = 0,489 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,0300}{0,489 \cdot 0,001340} = 45,746 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{45,746}{15,0} \cdot \frac{0,128}{0,532 - 0,128} =$$

$$= 0,961 \text{ MPa} < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75 \text{ MPa}$$

=> VYHOVÍ

14.7.4.2. Omezení trhlin (kvazistálá kombinace zatížení)

Šířka průřezu ... 1,000 m

Osová vzdálenosti mezi pruty ... 0,150 m

Počet prutů celkem ... 6,6667 ks

Průměr prutu ... 16 mm, $A_1 = 201,0 \text{ mm}^2$

Plocha jednoho prutu ... 201,0

Plocha betonářské výztuže celkem ... 1339,7 mm²

$$c = 0,060 \text{ m}$$

Stanovení výšky "účinné plochy taženého betonu":

$$h = 0,600 \text{ m}$$

$$x = 0,128 \text{ m}$$

$$d = 0,532 \text{ m}$$

Vzdálenost těžiště výztuže nad dolním povrchem průřezu ...

$$a_s = 0,068 \text{ m}$$

Výška účinné plochy je minimum z následujících hodnot:

$$h_{c,ef} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (0,600 - 0,532) = 0,170 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = (h - x)/3 = \frac{0,600 - 0,128}{3} = 0,157 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = h / 2 = 0,5 \cdot 0,600 = 0,300 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = \min \{ 0,170 ; 0,157 ; 0,300 \} = 0,157 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = 0,157 \cdot 1,000 = 0,157498 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,00134 \text{ m}^2$$

$$k_t = \frac{0,4 + 0,6}{2} = 0,50$$

(vzhledem k působení dlouhodobého i krátkodobého zatížení uvažujeme průměrnou hodnotu k_t)

Průměr výztuže: $\phi_s = 0,016 \text{ m}$

$$\rho_{p,eff} = \frac{0,00134 + 0,0 + 0,0}{0,157498} = 0,008506$$

$$\alpha_e = 15,0 \text{ (hodnota uvažovaná vzhledem ke kombinovanému působení dlouhodobého a krátkodobého zatížení)}$$

Pevnost betonu v tahu (předpokládáme, že první trhliny vzniknou až po uvedení do provozu, tj. ve stáří betonu větším než 28 dní):

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$$

Napětí v betonářské výztuži: $\sigma_s = 45,746 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonářské výztuže: $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$

Rozdíl poměrného přetvoření v betonu a ve výztuži pro výpočet šířky trhlin:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{45,746 - 0,50 \cdot \frac{3,200}{0,008506} \cdot (1 + 15,0 \cdot 0,008506)}{200000,0} =$$

$$= \frac{45,746 - 0,50 \cdot 376,190 \cdot (1 + 0,12759)}{200000,0} =$$

$$= -0,000832 < 0,6 \cdot \frac{45,746}{200000,0} = 0,000137 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000137$$

Maximální výsledná vzdálenost trhlín:

$$k_1 = 0,80 \quad (\text{betonářská výztuž s velkou soudržností}),$$

$$k_2 = 0,50 \quad (\text{pro ohyb})$$

$$k_3 = 3,40$$

$$k_4 = 0,425$$

$$\phi = 0,016 \quad \text{m}$$

$$c = 0,060 \quad \text{m}$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} =$$

$$= 3,40 \cdot 0,060 + \frac{0,80 \cdot 0,500 \cdot 0,425 \cdot 0,016}{0,008506} =$$

$$= 0,2040 + 0,3198 = 0,5238 \quad \text{m}$$

Posouzení šířky trhlín:

$$w_k = 0,5238 \cdot 0,000137 = 7,19\text{E-}05 =$$

$$= 0,072 \quad \text{mm} < 0,20 \quad \text{mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.7.5. SMYK

14.7.5.1. Uspořádání smykové výztuže

Návrh smykové výztuže:

$$\text{Uvažovaná šířka průřezu ...} \quad b_w = 1,000 \quad \text{m}$$

Průměr prutů ... $\phi = 12 \text{ mm}$
 Počet prutů ... $n = 3,333 \text{ ks/m}$
 Plocha výztuže ... $A_{sw} = 376,80 \text{ mm}^2$

Úhel mezi osou prvku a osou smykové výztuže: $\alpha = 90,0^\circ = 1,57080 \text{ rad}$

Maximální podélná osová vzdálenost sestav třmínkové výztuže:

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) = 0,75 \cdot 0,532 \cdot (1 + \cotg 1,57080) = 0,399 \text{ m} > s = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Příčná osová vzdálenost větví třmínků:

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 0,532 = 0,399 \text{ m} > s_t = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{0,000377}{0,300 \cdot 1,000 \cdot \sin 1,57080} = 0,001256 > \rho_{w,min} = \frac{(0,08 \cdot f_{ck}^{1/2})}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot 35,0^{1/2}}{500,0} = 0,000947 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.7.5.2. Posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky nevyžadující návrh smykové výztuže výpočtem

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 532,0 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{532} \right)^{1/2} = 1,613 < 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 1,613$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 1,339733 \text{ m}^2$$

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$d = 0,532 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{1,339733}{1,000 \cdot 0,532} = 2,518296 > 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,020$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,375 \cdot 5,916 = 0,285$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 1,000 \cdot 0,600 = 0,600 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{0,600} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$< 0,2 \cdot 21,0 = 4,200 \Rightarrow \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,613 \cdot (100 \cdot 0,020 \cdot 35,0)^{1/3} +$$

$$+ 0,15 \cdot 0,000] \cdot 1,000 \cdot 0,532 =$$

$$= 0,424422 \text{ MN} > (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$$

$$= (0,285 + 0,15 \cdot 0,000) \cdot 1,000 \cdot 0,532 =$$

$$= 0,151517 \text{ MN} \Rightarrow V_{Rd,c} = 0,424422 \text{ MN} = 424,422 \text{ kN} >$$

$$> V_{Ed} = 80,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Smykovou výztuž není nutno navrhnout výpočtem.

14.8. ZÁVĚRNÁ ZÍDKA SVISLE

14.8.1. VNITŘNÍ SÍLY

Kvazistálá kombinace: $m_{QP} = 150,000 \text{ kNm/m}$

Charakteristická kombinace: $m_{Char.} = 200,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 250,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - mimořádné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 200,000 \text{ kNm/m}$

Normálovou sílu je možno zanedbat.

14.8.2. NÁVRH PRŮŘEZU

Obdélníkový průřez ... $b = 1,000 \text{ m}$ $A_c = 0,750 \text{ m}^2$
 $h = 0,750 \text{ m}$

Beton:

Třída ... C35/45 $f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$

$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$ $f_{ctk0,05} = 2,200 \text{ MPa}$

$f_{cm} = 43,0 \text{ MPa}$ $f_{ctk0,95} = 4,200 \text{ MPa}$

$E_{cm} = 34,000 \text{ GPa}$

$f_{cd} = 0,90 \frac{35,0}{1,5} = 21,000 \text{ MPa}$

$\varepsilon_{cu} = 0,0035$

Výztuž:

Třída ... B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$

$f_{yd} = \frac{500,0}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$

$E_s = 200,0 \text{ GPa}$

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

Průměr prutů ...	$\phi =$	20	mm	+	$\phi =$	0	mm
Počet prutů ...	$n =$	6,667	ks		$n =$	0,000	ks
	$A_1 =$	314,00	mm ²		$A_1 =$	0,00	mm ²
Krytí ...	$c =$	70	mm				
Plocha výztuže ...	$A_s =$	2093,33	mm ²				
Poloha výztuže ...	$a =$	70		+	10	=	80,0 mm
Účinná výška ...	$d =$	0,750	-	0,08	=	0,670	m
Mezera mezi pruty ...	$s =$	1000	-	2	80	=	148,2 mm
				5,667			

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 670,0 =$$

$$= 1114,88 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 670,0 =$$

$$= 871,00 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 1114,88 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{s1} = 2093,33 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,750 = 0,03 \text{ m}^2 =$$

$$= 30000,0 \text{ mm}^2 > 2093,33 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.8.3. OHYB - MSÚ

14.8.3.1. "Jednorázové" namáhání - trvalé a dočasné návrhové situace

$$\text{Návrhová síla ve výztuži ... } N_{sd} = 0,002093 \cdot 434,783 = 0,910 \text{ MN}$$

$$\text{Tlačená plocha betonu ... } A_{cc} = \frac{0,910}{21,000} = 0,04334 \text{ m}^2$$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{0,910}{1,000 \cdot 21,000} = 0,043 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,043}{0,8} = 0,054 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,054}{0,670} = 0,081 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,670 - \frac{0,043}{2} = 0,648 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 0,910 \cdot 0,648 = 0,590 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,250 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.8.3.2. "Jednorázové" namáhání - mimořádné návrhové situace (vykolejení)

Největší namáhání se projevuje v oblasti, ve které je možno počítat s větší výškou průřezu:

Obdélníkový průřez ...

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$h = 0,750 \text{ m}$$

$$A_c = 0,750 \text{ m}^2$$

Průměr prutů ...

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

Počet prutů ...

$$n = 6,667 \text{ ks}$$

Krytí ...

$$c = 70 \text{ mm}$$

Plocha výztuže ...

$$A_s = 2093,33 \text{ mm}^2$$

Poloha výztuže ...

$$a = 70 + 10 = 80,0 \text{ mm}$$

Účinná výška ...

$$d = 0,750 - 0,08 = 0,670 \text{ m}$$

Mezera mezi pruty ...

$$s = \frac{1000 - 2 \cdot 80}{5,667} = 148,2 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 670,0 =$$

$$= 1114,88 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 670,0 =$$

$$= 871,00 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 1114,88 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{sI} = 2093,33 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,750 = 0,03 \text{ m}^2 =$$

$$= 30000,0 \text{ mm}^2 > 2093,33 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Návrhová síla ve výztuži ... $N_{sd} = 0,002093 \cdot 500,000 = 1,047 \text{ MN}$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = \frac{1,047}{26,250} = 0,03987 \text{ m}^2$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{1,047}{1,000 \cdot 26,250} = 0,040 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,040}{0,8} = 0,050 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,050}{0,670} = 0,074 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,670 - \frac{0,040}{2} = 0,650 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 1,047 \cdot 0,650 = 0,680 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,200 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.8.4. OHYB - MSP

14.8.4.1. Omezení napětí

Charakteristická kombinace ...

$$M_{Ek, char} = 0,2000 \text{ MNm}$$

Výška tlačené oblasti - obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,002093 \text{ m}^2$$

$$d = 0,670 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,176 \text{ m}$$

$$z = 0,611 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,2000}{0,611 \cdot 0,002093} = 156,293 \text{ MPa} <$$

$$< 0,80 \cdot 500,0 = 400,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_c = \frac{156,293}{15,0} \cdot \frac{0,176}{0,670 - 0,176} =$$

$$= 3,715 \text{ MPa} < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Kvazistálá kombinace ...

$$M_{Ek, qp} = 0,1500 \text{ MNm}$$

Obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,002093 \text{ m}^2$$

$$d = 0,670 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,176 \text{ m}$$

$$z = 0,611 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,1500}{0,611 \cdot 0,002093} = 117,220 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{117,220}{15,0} \cdot \frac{0,176}{0,670 - 0,176} =$$

$$= 2,787 \text{ MPa} < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75 \text{ MPa}$$

=> VYHOVÍ

14.8.4.2. Omezení trhlin (kvazistálá kombinace zatížení)

Šířka průřezu ... 1,000 m

Osové vzdálenosti mezi pruty ... 0,150 m

Počet prutů celkem ... 6,667 ks

Průměr prutu ... 20 mm, $A_1 = 314,0 \text{ mm}^2$

Plocha jednoho prutu ... 314,0

Plocha betonářské výztuže celkem ... 2093,3 mm^2

$$c = 0,070 \text{ m}$$

Stanovení výšky "účinné plochy taženého betonu":

$$h = 0,750 \text{ m}$$

$$x = 0,176 \text{ m}$$

$$d = 0,670 \text{ m}$$

Vzdálenost těžiště výztuže nad dolním povrchem průřezu ...

$$a_s = 0,080 \text{ m}$$

Výška účinné plochy je minimum z následujících hodnot:

$$h_{c,ef} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (0,750 - 0,670) = 0,200 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = (h - x)/3 = \frac{0,750 - 0,176}{3} = 0,191 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = h / 2 = 0,5 \cdot 0,750 = 0,375 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = \min \{ 0,200 ; 0,191 ; 0,375 \} =$$

$$= 0,191 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = 0,191 \cdot 1,000 = 0,191295 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,002093 \text{ m}^2$$

$$k_t = \frac{0,4}{2} + \frac{0,6}{2} = 0,50$$

(vzhledem k působení dlouhodobého i krátkodobého zatížení uvažujeme průměrnou hodnotu k_t)

Průměr výztuže: $\phi_s = 0,020 \text{ m}$

$$\rho_{p,eff} = \frac{0,002093}{0,191295} + \frac{0,0}{0,191295} + \frac{0,0}{0,191295} = 0,010943$$

$\alpha_e = 15,0$ (hodnota uvažovaná vzhledem ke kombinovanému působení dlouhodobého a krátkodobého zatížení)

Pevnost betonu v tahu (předpokládáme, že první trhliny vzniknou až po uvedení do provozu, tj. ve stáří betonu větším než 28 dní):

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$$

Napětí v betonářské výztuži: $\sigma_s = 117,220 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonářské výztuže: $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$

Rozdíl poměrného přetvoření v betonu a ve výztuži pro výpočet šířky trhlin:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{117,220 - 0,50 \cdot \frac{3,200}{0,010943} \cdot (1 + 15,0 \cdot 0,010943)}{200000,0} =$$

$$= \frac{117,220 - 0,50 \cdot 292,426 \cdot (1 + 0,16414)}{200000,0} =$$

$$= -0,000265 < 0,6 \cdot \frac{117,220}{200000,0} = 0,000352 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000352$$

Maximální výsledná vzdálenost trhlin:

$k_1 = 0,80$ (betonářská výztuž s velkou soudržností),

$k_2 = 0,50$ (pro ohyb)

$k_3 = 3,40$

$$k_4 = 0,425$$

$$\phi = 0,020 \text{ m}$$

$$c = 0,070 \text{ m}$$

$$s_{r,\max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,\text{eff}} =$$

$$= 3,40 \cdot 0,070 + \frac{0,80 \cdot 0,500 \cdot 0,425 \cdot 0,020}{0,010943} =$$

$$= 0,2380 + 0,3107 = 0,5487 \text{ m}$$

Posouzení šířky trhlin:

$$w_k = 0,5487 \cdot 0,000352 = 1,93\text{E-}04 =$$

$$= 0,193 \text{ mm} < 0,20 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.8.4. SMYK

14.8.4.1. Uspořádání smykové výztuže

Návrh smykové výztuže:

Uvažovaná šířka průřezu ... $b_w = 1,000 \text{ m}$

Průměr prutů ... $\phi = 12 \text{ mm}$

Počet prutů ... $n = 6,667 \text{ ks/m}$

Plocha výztuže ... $A_{sw} = 753,60 \text{ mm}^2$

Úhel mezi osou prvku a osou smykové výztuže: $\alpha = 90,0^\circ = 1,57080 \text{ rad}$

Maximální podélná osová vzdálenost sestav třmínkové výztuže:

$$s_{l,\max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) = 0,75 \cdot 0,670 \cdot (1 + \cotg 1,57080) =$$

$$= 0,503 \text{ m} > s = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Příčná osová vzdálenost větví třmínků:

$$s_{t,\max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 0,670 =$$

$$= 0,503 \text{ m} > s_t = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{0,000754}{0,300 \cdot 1,000 \cdot \sin 1,57080} =$$

$$= 0,002512 > \rho_{w,min} = (0,08 \cdot f_{ck}^{1/2}) / f_{yk} =$$

$$= \frac{0,08}{500,0} \cdot \frac{35,0}{1,57080}^{1/2} = 0,000947 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.8.4.2. Posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky nevyžadující návrh smykové výztuže výpočtem

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 670,0 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{670} \right)^{1/2} = 1,546 < 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 1,546$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 0,002093 \text{ m}^2$$

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$d = 0,67 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{0,002093}{1,000 \cdot 0,67} = 0,003124 < 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,003$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,337 \cdot 5,916 = 0,277$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 1,000 \cdot 0,750 = 0,750 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{0,750} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$< 0,2 \cdot 21,0 = 4,200 \Rightarrow \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,546 \cdot (100 \cdot 0,003 \cdot 35,0)^{1/3} +$$

$$+ 0,15 \cdot 0,000] \cdot 1,000 \cdot 0,67 =$$

$$= 0,275958 \text{ MN} > (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$$

$$= (0,277 + 0,15 \cdot 0,000) \cdot 1,000 \cdot 0,67 =$$

$$= 0,185517 \text{ MN} \Rightarrow V_{Rd,c} = 0,275958 \text{ MN} = 275,958 \text{ kN} >$$

$$> V_{Ed} = 200,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Smykovou výztuž není nutno navrhnout výpočtem.

14.9. ZÁVĚRNÁ ZÍDKA - VODOROVNĚ - VE VETKNUTÍ DO KŘÍDEL

14.9.1. VNITŘNÍ SÍLY

$$\text{Kvazistálá kombinace:} \quad m_{QP} = 200,000 \text{ kNm/m}, \quad n_{QP} = 150,000 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Charakteristická kombinace:} \quad m_{Char.} = 250,000 \text{ kNm/m}, \quad n_{Char.} = 200,000 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace:} \quad m_{MSÚ} = 300,000 \text{ kNm/m}, \quad n_{MSÚ} = 250,000 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Kombinace pro MSÚ - mimořádné návrhové situace:} \quad m_{MSÚ} = 200,000 \text{ kNm/m}, \quad n_{MSÚ} = 200,000 \text{ kNm/m}$$

14.9.2. NÁVRH PRŮŘEZU

$$\text{Obdélníkový průřez ...} \quad b = 1,000 \text{ m} \quad A_c = 0,750 \text{ m}^2$$

$$h = 0,750 \text{ m}$$

Beton:

Třída ...	C35/45				$f_{ctm} =$	3,200	MPa
$f_{ck} =$	35,0	MPa			$f_{ctk0,05} =$	2,200	MPa
$f_{cm} =$	43,0	MPa			$f_{ctk0,95} =$	4,200	MPa
$f_{cd} =$	0,90	$\frac{35,0}{1,5}$	=	21,000	$E_{cm} =$	34,000	GPa
					$\varepsilon_{cu} =$	0,0035	

Výztuž:

Třída ...	B500B			
$f_{yk} =$	500,0	MPa		
$f_{yd} =$	$\frac{500,0}{1,15}$	=	434,783	MPa
$E_s =$	200,0	GPa		

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

Průměr prutů ...	$\phi =$	18	mm	+	$\phi =$	18	mm
Počet prutů ...	$n =$	6,667	ks		$n =$	6,667	ks
	$A_1 =$	254,34	mm ²		$A_1 =$	254,34	mm ²
Krytí ...	$c =$	60	mm				
Plocha výztuže ...	$A_s =$	3391,20	mm ²				
Poloha výztuže ...	$a =$	60	+	9	=	69,0	mm
Účinná výška ...	$d =$	0,750	-	0,069	=	0,681	m
Mezera mezi pruty ...	$s =$	$\frac{1000 - 2 \cdot 69}{5,667}$			=	152,1	mm

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 681,0 = 1133,18 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 681,0 = 885,30 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 1133,18 \text{ mm}^2 < A_{s1} = 3391,20 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,750 = 0,03 \text{ m}^2 = 30000,0 \text{ mm}^2 > 3391,20 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.9.3. MSÚ - M+N

14.9.3.1. "Jednorázové" namáhání - trvalé a dočasné návrhové situace

Tažená výztuž ... B500B	$\phi = 18 \text{ mm}$ $n = 6,667 \text{ ks}$ $A_1 = 254,34 \text{ mm}^2$	+	$\phi = 18 \text{ mm}$ $n = 6,667 \text{ ks}$ $A_1 = 254,34 \text{ mm}^2$
	$A = 3391,20 \text{ mm}^2$ $a = 69,0 \text{ mm}$		
Tlačená výztuž ... B500B	$\phi = 18 \text{ mm}$ $n = 6,667 \text{ ks}$ $A_1 = 254,34 \text{ mm}^2$ $A' = 1695,6 \text{ mm}^2$ $a' = 70 \text{ mm}$		

Č.	Vnitřní síly		Průřez			Výztuž	
	M_{Ed} [MNm]	N_{Ed} [MN]	b [m]	h [m]	d [m]	A_a [m ²]	$A_{a'}$ [m ²]
1	0,300	0,250	1,000	0,750	0,681	3,39E-03	1,70E-03

Č.	Napětí na MÚ		Vnitřní síly		
	ηf_{cd} [MPa]	f_{yd} [MPa]	N_{ad} [MN]	$N_{ad'}$ [MN]	N_{cd} [MN]
1	21,000	434,8	1,474	0,737	0,487

Č.	Moment únosnosti				M_{Rd} [MNm]	M_{Ed} [MNm]	Posou- zení
	A_{cc} [m ²]	x_u [m]	z_c [m]	$z_{a'}$ [m]			
1	0,023	0,023	0,669	0,611	0,777	0,300	VYHOVÍ

Síla v tažené výztuži ... $N_{ad} = A_a \cdot f_{yd}$

Síla v tlačené výztuži ... $N_{ad'} = A_{a'} \cdot f_{yd}$

Síla v betonu ... $N_{cd} = A_{cc} \cdot f_{cd}$

Plocha tlačného betonu ... $A_{cc} = N_{cd} / f_{cd}$

Tlačená výška průřezu ... $x_u = A_{cc} / b$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = 0,02320 \text{ m}^2$

Návrhová síla v tažené výztuži ... $N_{sd} = 1,474 \text{ MN}$

Výška tlačené oblasti průřezu ... $x_u = 0,023 \text{ m}$

$$x = \frac{0,023}{0,8} = 0,029 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,029}{0,681} = 0,043 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = \frac{0,487 + 0,669 + 0,737 + 0,611}{1,224} = 0,634 \text{ m}$$

14.9.3.2. "Jednorázové" namáhání - mimořádné návrhové situace (vykolejení)

Největší namáhání se projevuje v oblasti, ve které je možno počítat s větší výškou průřezu:

Č.	Vnitřní síly		Průřez			Výztuž	
	M_{Ed} [MNm]	N_{Ed} [MN]	b [m]	h [m]	d [m]	A_a [m ²]	$A_{a'}$ [m ²]
2	0,200	0,200	1,000	0,750	0,749	3,39E-03	1,70E-03

Č.	Napětí na MÚ		Vnitřní síly		
	ηf_{cd} [MPa]	f_{yd} [MPa]	N_{ad} [MN]	$N_{ad'}$ [MN]	N_{cd} [MN]
2	26,250	500,0	1,696	0,848	0,648

Č.	Moment únosnosti				M_{Rd}	M_{Ed}	Posouzení
	A_{cc} [m ²]	x_u [m]	z_c [m]	$z_{a'}$ [m]			
2	0,025	0,025	0,736	0,749	1,112	0,200	VYHOVÍ

Síla v tažené výztuži ... $N_{ad} = A_a \cdot f_{yd}$

Síla v tlačené výztuži ... $N_{ad'} = A_{a'} \cdot f_{yd}$

Síla v betonu ... $N_{cd} = A_{cc} \cdot f_{cd}$

Plocha tlačného betonu ... $A_{cc} = N_{cd} / f_{cd}$

Tlačená výška průřezu ... $x_u = A_{cc} / b$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = 0,02468 \text{ m}^2$

Návrhová síla v tažené výztuži ... $N_{sd} = 1,696 \text{ MN}$

Výška tlačené oblasti průřezu ... $x_u = 0,025 \text{ m}$

$$x = \frac{0,025}{0,8} = 0,031 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,031}{0,681} = 0,045 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = \frac{0,648 + 0,736 + 0,848 + 0,749}{1,496} = 0,743 \text{ m}$$

14.9.4. MSP - M+N

14.9.4.1. Omezení napětí

Vzhledem k působící normálové síle je výpočet napětí spočítán externí aplikací v programu Excel.

Charakteristická kombinace ...

$$M_{Ek, char} = 0,2500 \text{ MNm} \quad N_{Ek, char} = 0,2000 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = 149,258 \text{ MPa} < 0,80 \cdot 500,0 = 400,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_c = 3,246 \text{ MPa} < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Kvazistálá kombinace ...

$$\begin{aligned} M_{Ek,qp} &= 0,2000 \text{ MNm} & N_{Ek,char} &= 0,1500 \text{ MN} \\ \sigma_s &= 120,774 \text{ MPa} \\ \sigma_c &= 2,696 \text{ MPa} < 0,45 \cdot 35,0 &= 15,75 \text{ MPa} => \\ & & &=> \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

14.9.4.2. Omezení trhlin (kvazistálá kombinace zatížení)

Vzhledem k působící normálové síle je výpočet šířky trhlin spočítán externí aplikací v programu Excel.

Posouzení šířky trhlin:

$$w_k = 0,187 \text{ mm} < 0,20 \text{ mm} => \text{VYHOVÍ}$$

14.9.4. SMYK

14.9.4.1. Uspořádání smykové výztuže

Návrh smykové výztuže:

$$\begin{aligned} \text{Uvažovaná šířka průřezu ...} & \quad b_w = 1,000 \text{ m} \\ \text{Průměr prutů ...} & \quad \phi = 12 \text{ mm} \\ \text{Počet prutů ...} & \quad n = 3,333 \text{ ks/m} \\ \text{Plocha výztuže ...} & \quad A_{sw} = 376,80 \text{ mm}^2 \\ \text{Úhel mezi osou prvku a osou smykové výztuže:} & \quad \alpha = 90,0^\circ = 1,57080 \text{ rad} \end{aligned}$$

Maximální podélná osová vzdálenost sestav třmínkové výztuže:

$$\begin{aligned} s_{l,max} &= 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) = 0,75 \cdot 0,813 \cdot (1 + \cotg 1,57080) = \\ &= 0,610 \text{ m} > s = 0,300 \text{ m} => \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

Příčná osová vzdálenost větví třmínků:

$$\begin{aligned} s_{t,max} &= 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 0,813 = \\ &= 0,610 \text{ m} > s_t = 0,300 \text{ m} => \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

Stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{0,000377}{0,300 \cdot 1,000 \cdot \sin 1,57080} =$$

$$= 0,001256 > \rho_{w,min} = (0,08 \cdot f_{ck}^{1/2}) / f_{yk} =$$

$$= \frac{0,08}{500,0} \cdot \frac{35,0}{1,57080}^{1/2} = 0,000947 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.9.4.2. Posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky nevyžadující návrh smykové výztuže výpočtem

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 813,4 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{813,4311} \right)^{1/2} = 1,496 < 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 1,496$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 0,003391 \text{ m}^2$$

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$d = 0,813431 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{0,003391}{1,000 \cdot 0,813431} = 0,004169 < 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,004$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,308 \cdot 5,916 = 0,271$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 1,000 \cdot 0,750 = 0,750 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{0,750} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$< 0,2 \cdot 21,0 = 4,200 \Rightarrow \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,496 \cdot (100 \cdot 0,004 \cdot 35,0)^{1/3} +$$

$$+ 0,15 \cdot 0,000] \cdot 1,000 \cdot 0,813431 =$$

$$= 0,356800 \text{ MN} > (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$$

$$= (0,271 + 0,15 \cdot 0,000) \cdot 1,000 \cdot 0,813431 =$$

$$= 0,220301 \text{ MN} \Rightarrow V_{Rd,c} = 0,356800 \text{ MN} = 356,800 \text{ kN} >$$

$$> V_{Ed} = 250,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Smykovou výztuž není nutno navrhnout výpočtem.

14.10. ZÁVĚRNÁ ZÍDKA - VODOROVNĚ - V PLOŠE

14.10.1. VNITŘNÍ SÍLY

$$\text{Kvazistálá kombinace:} \quad m_{QP} = 50,000 \text{ kNm/m}, \quad n_{QP} = 150,000 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Charakteristická kombinace:} \quad m_{Char.} = 60,000 \text{ kNm/m}, \quad n_{Char.} = 200,000 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace:} \quad m_{MSÚ} = 80,000 \text{ kNm/m}, \quad n_{MSÚ} = 250,000 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Kombinace pro MSÚ - mimořádné návrhové situace:} \quad m_{MSÚ} = 50,000 \text{ kNm/m}, \quad n_{MSÚ} = 260,000 \text{ kNm/m}$$

14.10.2. NÁVRH PRŮŘEZU

$$\text{Obdélníkový průřez ...} \quad b = 1,000 \text{ m} \quad A_c = 0,750 \text{ m}^2$$

$$h = 0,750 \text{ m}$$

Beton:

Třída ...	C35/45				$f_{ctm} =$	3,200	MPa
$f_{ck} =$	35,0	MPa			$f_{ctk0,05} =$	2,200	MPa
$f_{cm} =$	43,0	MPa			$f_{ctk0,95} =$	4,200	MPa
					$E_{cm} =$	34,000	GPa
$f_{cd} =$	0,90	$\frac{35,0}{1,5}$	=	21,000	MPa	$\varepsilon_{cu} =$	0,0035

Výztuž:

Třída ...	B500B		
$f_{yk} =$	500,0	MPa	
$f_{yd} =$	$\frac{500,0}{1,15}$	=	434,783 MPa
$E_s =$	200,0	GPa	

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

Průměr prutů ...	$\phi =$	18	mm	+	$\phi =$	0	mm
Počet prutů ...	$n =$	6,667	ks		$n =$	0,000	ks
	$A_1 =$	254,34	mm ²		$A_1 =$	0,00	mm ²
Krytí ...	$c =$	65	mm				
Plocha výztuže ...	$A_s =$	1695,60	mm ²				
Poloha výztuže ...	$a =$	65	+	9	=	74,0	mm
Účinná výška ...	$d =$	0,750	-	0,074	=	0,676	m
Mezera mezi pruty ...	$s =$	$\frac{1000 - 2 \cdot 74}{5,667}$			=	150,4	mm

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 676,0 =$$

$$= 1124,86 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 676,0 =$$

$$= 878,80 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 1124,86 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{sI} = 1695,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,750 = 0,03 \text{ m}^2 =$$

$$= 30000,0 \text{ mm}^2 > 1695,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.10.3. MSÚ - M+N

14.10.3.1. "Jednorázové" namáhání - trvalé a dočasné návrhové situace

Tažená výztuž ...	$\phi =$	18	mm	+	$\phi =$	0	mm
B500B	$n =$	6,667	ks		$n =$	0,000	ks
	$A_1 =$	254,34	mm ²		$A_1 =$	0,00	mm ²
	$A =$	1695,60	mm ²				
	$a =$	74,0	mm				
Tlačená výztuž ...	$\phi =$	0	mm				
B500B	$n =$	0,000	ks				
	$A_1 =$	0	mm ²				
	$A' =$	0	mm ²				
	$a' =$	70	mm				

Č.	Vnitřní síly		Průřez			Výztuž	
	M_{Ed} [MNm]	N_{Ed} [MN]	b [m]	h [m]	d [m]	A_a [m ²]	$A_{a'}$ [m ²]
1	0,080	0,250	1,000	0,750	0,676	1,70E-03	0,00E+00

Č.	Napětí na MÚ		Vnitřní síly		
	ηf_{cd} [MPa]	f_{yd} [MPa]	N_{ad} [MN]	$N_{ad'}$ [MN]	N_{cd} [MN]
1	21,000	434,8	0,737	0,000	0,487

Č.	Moment únosnosti				M_{Rd}	M_{Ed}	Posouzení
	A_{cc} [m ²]	x_u [m]	z_c [m]	$z_{a'}$ [m]			
1	0,023	0,023	0,664	0,606	0,324	0,080	VYHOVÍ

Síla v tažené výztuži ... $N_{ad} = A_a \cdot f_{yd}$

Síla v tlačené výztuži ... $N_{ad'} = A_{a'} \cdot f_{yd}$

Síla v betonu ... $N_{cd} = A_{cc} \cdot f_{cd}$

Plocha tlačného betonu ... $A_{cc} = N_{cd} / f_{cd}$

Tlačená výška průřezu ... $x_u = A_{cc} / b$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = 0,02320 \text{ m}^2$

Návrhová síla v tažené výztuži ... $N_{sd} = 0,737 \text{ MN}$

Výška tlačené oblasti průřezu ... $x_u = 0,023 \text{ m}$

$$x = \frac{0,023}{0,8} = 0,029 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,029}{0,676} = 0,043 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = \frac{0,487 + 0,664 + 0,000 + 0,606}{0,487} = 0,664 \text{ m}$$

14.10.3.2. "Jednorázové" namáhání - mimořádné návrhové situace (vykolejení)

Č.	Vnitřní síly		Průřez			Výztuž	
	M_{Ed} [MNm]	N_{Ed} [MN]	b [m]	h [m]	d [m]	A_a [m ²]	$A_{a'}$ [m ²]
2	0,050	0,260	1,000	0,750	0,750	1,70E-03	0,00E+00

Č.	Napětí na MÚ		Vnitřní síly		
	ηf_{cd} [MPa]	f_{yd} [MPa]	N_{ad} [MN]	$N_{ad'}$ [MN]	N_{cd} [MN]
2	26,250	500,0	0,848	0,000	0,588

Č.	Moment únosnosti				M_{Rd}	M_{Ed}	Posouzení
	A_{cc} [m ²]	x_u [m]	z_c [m]	$z_{a'}$ [m]			
2	0,022	0,022	0,738	0,750	0,434	0,050	VYHOVÍ

Síla v tažené výztuži ...	$N_{ad} = A_a \cdot f_{yd}$
Síla v tlačené výztuži ...	$N_{ad}' = A_a' \cdot f_{yd}$
Síla v betonu ...	$N_{cd} = A_{cc} \cdot f_{cd}$
Plocha tlačného betonu ...	$A_{cc} = N_{cd} / f_{cd}$
Tlačená výška průřezu ...	$x_u = A_{cc} / b$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = 0,02239 \text{ m}^2$

Návrhová síla v tažené výztuži ... $N_{sd} = 0,848 \text{ MN}$

Výška tlačené oblasti průřezu ... $x_u = 0,022 \text{ m}$

$$x = \frac{0,022}{0,8} = 0,028 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,028}{0,676} = 0,041 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = \frac{0,588 \quad 0,738 \quad + \quad 0,000 \quad 0,750}{0,588} = 0,738 \text{ m}$$

14.10.4. MSP - M+N

14.10.4.1. Omezení napětí

Vzhledem k působící normálové síle je výpočet napětí spočítán externí aplikací v programu Excel.

Charakteristická kombinace ...

$$M_{Ek, char} = 0,0600 \text{ MNm} \quad N_{Ek, char} = 0,2000 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = 124,049 \text{ MPa} < 0,80 \cdot 500,0 = 400,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_c = 0,515 \text{ MPa} < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Kvazistálá kombinace ...

$$M_{Ek, qp} = 0,0500 \text{ MNm} \quad N_{Ek, char} = 0,1500 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = 101,202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 0,686 \text{ MPa} < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75 \text{ MPa} \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

14.10.4.2. Omezení trhlin (kvazistálá kombinace zatížení)

Vzhledem k působící normálové síle je výpočet šířky trhlin spočítán externí aplikací v programu Excel.

Posouzení šířky trhlin:

$$w_k = 0,168 \text{ mm} < 0,20 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.11. NÁVRH - CHAUDYHO DESKA - VE SMĚRU PODÉLNÉ OSY MOSTU

14.11.1. VNITŘNÍ SÍLY

Kvazistálá kombinace: $m_{QP} = 950,000 \text{ kNm/m}$

Charakteristická kombinace: $m_{Char.} = 1100,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 1500,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - mimořádné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 1100,000 \text{ kNm/m}$

14.11.2. NÁVRH PRŮŘEZU

Obdélníkový průřez ... $b = 1,000 \text{ m}$ $A_c = 1,500 \text{ m}^2$
 $h = 1,500 \text{ m}$

Beton:

Třída ... C35/45 $f_{ctm} = 3,200$

$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$ $f_{ctk0,05} = 2,200$

$f_{cm} = 43,0 \text{ MPa}$ $f_{ctk0,95} = 4,200$

$f_{cd} = 0,90 \cdot \frac{35,0}{1,50} = 21,000 \text{ MPa}$ $E_{cm} = 34,000$

$\varepsilon_{cu} = 0,0035$

Výztuž:

Třída ... B500B

$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{500,0}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200,0 \text{ GPa}$$

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

$$\text{Průměr prutů ... } \phi = 32 \text{ mm} \quad A_1 = 803,84 \text{ mm}^2$$

$$\text{Počet prutů ... } n = 6,667 \text{ ks}$$

$$\text{Krytí ... } c = 65 \text{ mm}$$

$$\text{Plocha výztuže ... } A_s = 5358,93 \text{ mm}^2$$

$$\text{Poloha výztuže ... } a = 65 + 16 = 81,0 \text{ mm}$$

$$\text{Účinná výška ... } d = 1,500 - 0,081 = 1,419 \text{ m}$$

$$\text{Mezera mezi pruty ... } s = \frac{1000 - 2 \cdot 81}{5,667} = 147,9 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 1419,0 =$$

$$= 2361,22 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 1419,0 =$$

$$= 1844,70 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 2361,22 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{s1} = 5358,93 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 \quad A_c = 0,040 \quad 1,500 = 0,06 \quad m^2 =$$

$$= 60000,0 \quad mm^2 > 5358,93 \quad mm^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.11.3. OHYB - MSÚ

14.11.3.1. "Jednorázové" namáhání - trvalé a dočasné návrhové situace

Návrhová síla ve výztuži ... $N_{sd} = 0,005359 \quad 434,783 = 2,330 \quad MN$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = \frac{2,330}{21,000} = 0,11095 \quad m^2$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{2,330}{1,000 \quad 21,000} = 0,111 \quad m$$

$$x = \frac{0,111}{0,8} = 0,139 \quad m$$

$$\xi = \frac{0,139}{1,419} = 0,098 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 1,419 - \frac{0,111}{2} = 1,364 \quad m$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 2,330 \quad 1,364 = 3,177 \quad MNm >$$

$$> M_{Ed} = 1,500 \quad MNm \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.11.3.2. "Jednorázové" namáhání - mimořádné návrhové situace (vykolejení)

Největší namáhání se projevuje v oblasti, ve které je možno počítat s větší výškou průřezu:

Obdélníkový průřez ...

$$b = 1,000 \quad m \quad A_c = 1,500 \quad m^2$$

$$h = 1,500 \quad m$$

Průměr prutů ...	$\phi =$	32	mm				
Počet prutů ...	$n =$	6,667	ks				
Krytí ...	$c =$	65	mm				
Plocha výztuže ...	$A_s =$	5358,93	mm ²				
Poloha výztuže ...	$a =$	65	+	16	=	81,0	mm
Účinná výška ...	$d =$	1,500	-	0,081	=	1,419	m
Mezera mezi pruty ...	$s =$	1000	-	2	81	=	147,9 mm
		<hr/>					
		5,667					
$A_{s,min} =$	0,26	$\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$	$b_t d$	\geq	0,0013	$b_t d$	
$A_{s,min} =$	0,26	$\frac{3,20}{500,0}$	1000,0	1419,0	=		
	=	2361,22	mm ²	>	0,0013	1000,0	1419,0
	=	1844,70	mm ²	=>	$A_{s,min} =$	2361,22	mm ²
	<	$A_{sI} =$	5358,93	mm ²	=>	VYHOVÍ	
$A_{s,max} =$	0,040	$A_c =$	0,040	1,500	=	0,06	m ²
	=	60000,0	mm ²	>	5358,93	mm ²	=> VYHOVÍ
Návrhová síla ve výztuži ...	$N_{sd} =$	0,005359	500,000	=	2,679	MN	
Tlačená plocha betonu ...	$A_{cc} =$	$\frac{2,679}{26,250}$	=	0,10207	m ²		
Výška tlačené oblasti průřezu ...	$x_u =$	$\frac{2,679}{1,000 \cdot 26,250}$	=	0,102	m		
	$x =$	$\frac{0,102}{0,8}$	=	0,128	m		
	$\xi =$	$\frac{0,128}{1,419}$	=	0,090	<	$\xi_{bal} =$	0,617
					=>	VYHOVÍ	

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 1,419 - \frac{0,102}{2} = 1,368 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 2,679 \cdot 1,368 = 3,665 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 1,100 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.11.4. OHYB - MSP

14.11.4.1. Omezení napětí

Charakteristická kombinace ...

$$M_{Ek, char} = 1,1000 \text{ MNm}$$

Výška tlačené oblasti - obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,005359 \text{ m}^2$$

$$d = 1,419 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,404 \text{ m}$$

$$z = 1,284 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{1,1000}{1,284 \cdot 0,005359} = 159,820 \text{ MPa} <$$

$$< 0,80 \cdot 500,0 = 400,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_c = \frac{159,820}{15,0} \cdot \frac{0,404}{1,419 - 0,404} =$$

$$= 4,240 \text{ MPa} < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Kvazistálá kombinace ...

$$M_{Ek, qp} = 0,9500 \text{ MNm}$$

Obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,005359 \text{ m}^2$$

$$d = 1,419 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,404 \text{ m}$$

$$z = 1,284 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,9500}{1,284 \cdot 0,005359} = 138,027 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{138,027}{15,0} \cdot \frac{0,404}{1,419 - 0,404} =$$

$$= 3,662 \text{ MPa} < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75 \text{ MPa}$$

=> VYHOVÍ

14.11.4.2. Omezení trhlin (kvazistálá kombinace zatížení)

Šířka průřezu ... 1,000 m

Osová vzdálenosti mezi pruty ... 0,150 m

Počet prutů celkem ... 6,667 ks

Průměr prutu ... 32 mm, $A_1 = 803,8 \text{ mm}^2$

Plocha jednoho prutu ... 803,8

Plocha betonářské výztuže celkem ... 5358,9 mm²

$$c = 0,065 \text{ m}$$

Stanovení výšky "účinné plochy taženého betonu":

$$h = 1,500 \text{ m}$$

$$x = 0,404 \text{ m}$$

$$d = 1,419 \text{ m}$$

Vzdálenost těžiště výztuže nad dolním povrchem průřezu ...

$$a_s = 0,081 \text{ m}$$

Výška účinné plochy je minimum z následujících hodnot:

$$h_{c,ef} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (1,500 - 1,419) = 0,203 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = (h - x)/3 = \frac{1,500 - 0,404}{3} = 0,365 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = h / 2 = 0,5 \cdot 1,500 = 0,750 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = \min \{ 0,203 ; 0,365 ; 0,750 \} = 0,203 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = 0,203 \cdot 1,000 = 0,2025 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,005359 \text{ m}^2$$

$$k_t = \frac{0,4 + 0,6}{2} = 0,50$$

(vzhledem k působení dlouhodobého i krátkodobého zatížení uvažujeme průměrnou hodnotu k_t)

Průměr výztuže: $\phi_s = 0,032 \text{ m}$

$$\rho_{p,eff} = \frac{0,005359 + 0,0 \cdot 0,0}{0,202500} = 0,026464$$

$$\alpha_e = 15,0 \text{ (hodnota uvažovaná vzhledem ke kombinovanému působení dlouhodobého a krátkodobého zatížení)}$$

Pevnost betonu v tahu (předpokládáme, že první trhliny vzniknou až po uvedení do provozu, tj. ve stáří betonu větším než 28 dní):

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$$

Napětí v betonářské výztuži: $\sigma_s = 138,027 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonářské výztuže: $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$

Rozdíl poměrného přetvoření v betonu a ve výztuži pro výpočet šířky trhlin:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{138,027 - 0,50 \cdot \frac{3,200}{0,026464} \cdot (1 + 15,0 \cdot 0,026464)}{200000,0} =$$

$$= \frac{138,027 - 0,50 \cdot 120,920 \cdot (1 + 0,39696)}{200000,0} =$$

$$= 0,000268 < 0,6 \frac{138,027}{200000,0} = 0,000414 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000414$$

Maximální výsledná vzdálenost trhlín:

$$k_1 = 0,80 \quad (\text{betonářská výztuž s velkou soudržností}),$$

$$k_2 = 0,50 \quad (\text{pro ohyb})$$

$$k_3 = 3,40$$

$$k_4 = 0,425$$

$$\phi = 0,032 \quad \text{m}$$

$$c = 0,065 \quad \text{m}$$

$$\begin{aligned} s_{r,\max} &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,\text{eff}} = \\ &= 3,40 \cdot 0,065 + \frac{0,80 \cdot 0,500 \cdot 0,425 \cdot 0,032}{0,026464} = \\ &= 0,2210 + 0,2056 = 0,4266 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Posouzení šířky trhlín:

$$\begin{aligned} w_k &= 0,4266 \cdot 0,000414 = 1,77\text{E-}04 = \\ &= 0,177 \quad \text{mm} < 0,20 \quad \text{mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

14.11.4. SMYK

14.11.4.1. Uspořádání smykové výztuže

Návrh smykové výztuže:

$$\text{Uvažovaná šířka průřezu ...} \quad b_w = 1,000 \quad \text{m}$$

$$\text{Průměr prutů ...} \quad \phi = 12 \quad \text{mm}$$

$$\text{Počet prutů ...} \quad n = 3,333 \quad \text{ks/m}$$

$$\text{Plocha výztuže ...} \quad A_{sw} = 376,80 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{Úhel mezi osou prvku a osou smykové výztuže:} \quad \alpha = 90,0 \quad ^\circ = 1,57080 \quad \text{rad}$$

Maximální podélná osová vzdálenost sestav třmínkové výztuže:

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) = 0,75 \cdot 1,419 \cdot (1 + \cotg 1,57080) =$$

$$= 1,064 \text{ m} > s = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Příčná osová vzdálenost větví třmínků:

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 1,419 =$$

$$= 1,064 \text{ m} > s_t = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) = \frac{0,000377}{0,300 \cdot 1,000 \cdot \sin 1,57080} =$$

$$= 0,001256 > \rho_{w,min} = (0,08 \cdot f_{ck}^{1/2}) / f_{yk} =$$

$$= \frac{0,08 \cdot 35,0^{1/2}}{500,0} = 0,000947 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.11.4.2. Posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky nevyžadující návrh smykové výztuže výpočtem

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 1419,0 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{1419} \right)^{1/2} = 1,375 < 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 1,375$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 0,005359 \text{ m}^2$$

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$d = 1,419 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{0,005359}{1,000 \cdot 1,419} = 0,003777 < 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,004$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,237 \cdot 5,916 = 0,256$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 1,000 \cdot 1,500 = 1,500 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{1,500} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$< 0,2 \cdot 21,0 = 4,200 \Rightarrow \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,375 \cdot (100 \cdot 0,004 \cdot 35,0)^{1/3} +$$

$$+ 0,15 \cdot 0,000] \cdot 1,000 \cdot 1,419 =$$

$$= 0,553761 \text{ MN} > (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$$

$$= (0,256 + 0,15 \cdot 0,000) \cdot 1,000 \cdot 1,419 =$$

$$= 0,363392 \text{ MN} \Rightarrow V_{Rd,c} = 0,553761 \text{ MN} = 553,761 \text{ kN} <$$

$$< V_{Ed} = 800,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Smykovou výztuž je nutno navrhnout výpočtem.

14.11.4.3. Posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky vyžadující návrh smykové výztuže výpočtem

Pro prvky se svislou smykovou výztuží je smyková únosnost V_{Rd} menší z hodnot:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad a$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$A_{sw} = 0,000377 \text{ m}^2 \quad z = 1,364 \text{ m}$$

$$s = 0,300 \text{ m} \quad f_{ywd} \dots 434,8 \text{ MPa}$$

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$\theta = 40,0^\circ = 0,69813 \text{ rad} \Rightarrow \cot \theta = 1,1918$$

(volíme v rozmezí $1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \Rightarrow \text{cca } 22,5^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)

$$\alpha_{cw} = 1,0 \quad (\text{pro nepředpjaté konstrukce})$$

$$\nu_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{35,0}{250}\right] = 0,516$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,000377}{0,300} \cdot 1,364 \cdot 434,8 \cdot \cot 0,69813 = 0,88738 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0}{\cot 0,69813} \cdot \frac{1,000}{0,69813} \cdot \frac{1,364}{+} \cdot \frac{0,516}{\tan 0,69813} \cdot \frac{21,0}{0,69813} = 7,27534 \text{ MN}$$

$$V_{Rd} = 0,88738 \text{ MN} = 887,383 \text{ kN} > V_{Ed} = 800,0 \text{ kN}$$

\Rightarrow VYHOVÍ

Maximální účinná průřezová plocha smykové výztuže pro $\cotg \theta = 1,0$ (tzn. pro $\theta = 45^\circ$):

$$A_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{ywd}}$$

$$\alpha_{cw} = 1,0 \quad b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$\nu_1 = 0,516 \quad s = 0,300 \text{ m}$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa} \quad f_{ywd} \dots 434,8 \text{ MPa}$$

$$A_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,516 \cdot 21,0 \cdot 1,000 \cdot 0,300}{434,8} =$$

$$= 0,00374 \text{ m}^2 = 3738,4 \text{ mm}^2 > A_{sw} = 376,80 \text{ mm}^2$$

\Rightarrow VYHOVÍ

14.12. NÁVRH - CHAUDYHO DESKA - KOLMO NA PODÉLNOU OSU MOSTU, STŘED

14.12.1. VNITŘNÍ SÍLY

Kvazistálá kombinace:	$m_{QP} =$	300,000	kNm/m
Charakteristická kombinace:	$m_{Char.} =$	350,000	kNm/m
Kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace:	$m_{MSÚ} =$	450,000	kNm/m
Kombinace pro MSÚ - mimořádné návrhové situace:	$m_{MSÚ} =$	350,000	kNm/m

14.12.2. NÁVRH PRŮŘEZU

Obdélníkový průřez ...	$b =$	1,000	m	$A_c =$	1,500	m ²
	$h =$	1,500	m			

Beton:

Třída ...	C35/45	$f_{ctm} =$	3,200	MPa
$f_{ck} =$	35,0	MPa	$f_{ctk0,05} =$	2,200 MPa
$f_{cm} =$	43,0	MPa	$f_{ctk0,95} =$	4,200 MPa
$f_{cd} =$	0,90	$\frac{35,0}{1,50}$	$=$	21,000 MPa
			$E_{cm} =$	34,000 GPa
			$\varepsilon_{cu} =$	0,0035

Výztuž:

Třída ...	B500B	$f_{yk} =$	500,0	MPa
$f_{yd} =$	$\frac{500,0}{1,15}$	$=$	434,783	MPa
$E_s =$	200,0	GPa		

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

Průměr prutů ...	$\phi =$	25	mm	$A_1 =$	490,63	mm ²
Počet prutů ...	$n =$	6,667	ks			
Krytí ...	$c =$	100	mm			
Plocha výztuže ...	$A_s =$	3270,83	mm ²			
Poloha výztuže ...	$a =$	100	+	12,5	=	112,5 mm
Účinná výška ...	$d =$	1,500	-	0,1125	=	1,388 m
Mezera mezi pruty ...	$s =$	1000	-	2	113	= 136,8 mm
				5,667		

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 1387,5 =$$

$$= 2308,80 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 1387,5 =$$

$$= 1803,75 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 2308,80 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{s1} = 3270,83 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 1,500 = 0,06 \text{ m}^2 =$$

$$= 60000,0 \text{ mm}^2 > 3270,83 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.12.3. OHYB - MSÚ

14.12.3.1. "Jednorázové" namáhání - trvalé a dočasné návrhové situace

Návrhová síla ve výztuži ...	$N_{sd} =$	0,003271	434,783	=	1,422	MN
Tlačená plocha betonu ...	$A_{cc} =$	$\frac{1,422}{21,000}$	=	0,06772	m ²	

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{1,422}{1,000 \cdot 21,000} = 0,068 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,068}{0,8} = 0,085 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,085}{1,388} = 0,061 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 1,388 - \frac{0,068}{2} = 1,354 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 1,422 \cdot 1,354 = 1,925 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,450 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.12.3.2. "Jednorázové" namáhání - mimořádné návrhové situace (vykolejení)

Největší namáhání se projevuje v oblasti, ve které je možno počítat s větší výškou průřezu:

Obdélníkový průřez ...

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$h = 1,500 \text{ m}$$

$$A_c = 1,500 \text{ m}^2$$

Průměr prutů ...

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

Počet prutů ...

$$n = 6,667 \text{ ks}$$

Krytí ...

$$c = 100 \text{ mm}$$

Plocha výztuže ...

$$A_s = 3270,83 \text{ mm}^2$$

Poloha výztuže ...

$$a = 100 + 12,5 = 112,5 \text{ mm}$$

Účinná výška ...

$$d = 1,500 - 0,1125 = 1,388 \text{ m}$$

Mezera mezi pruty ...

$$s = \frac{1000 - 2 \cdot 113}{5,667} = 136,8 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 1387,5 =$$

$$= 2308,80 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 1387,5 =$$

$$= 1803,75 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 2308,80 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{sI} = 3270,83 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 1,500 = 0,06 \text{ m}^2 =$$

$$= 60000,0 \text{ mm}^2 > 3270,83 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Návrhová síla ve výztuži ... $N_{sd} = 0,003271 \cdot 500,000 = 1,635 \text{ MN}$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = \frac{1,635}{26,250} = 0,06230 \text{ m}^2$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{1,635}{1,000 \cdot 26,250} = 0,062 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,062}{0,8} = 0,078 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,078}{1,388} = 0,056 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 1,388 - \frac{0,062}{2} = 1,356 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 1,635 \cdot 1,356 = 2,218 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,350 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.12.4. OHYB - MSP

14.12.4.1. Omezení napětí

Charakteristická kombinace ...

$$M_{Ek, char} = 0,3500 \text{ MNm}$$

Výška tlačené oblasti - obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,003271 \text{ m}^2$$

$$d = 1,388 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,323 \text{ m}$$

$$z = 1,280 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,3500}{1,280 \cdot 0,003271} = 83,613 \text{ MPa} <$$

$$< 0,80 \cdot 500,0 = 400,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_c = \frac{83,613}{15,0} \cdot \frac{0,323}{1,388 - 0,323} =$$

$$= 1,693 \text{ MPa} < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Kvazistálá kombinace ...

$$M_{Ek, qp} = 0,3000 \text{ MNm}$$

Obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,003271 \text{ m}^2$$

$$d = 1,388 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,323 \text{ m}$$

$$z = 1,280 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,3000}{1,280 \cdot 0,003271} = 71,669 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{71,669}{15,0} \cdot \frac{0,323}{1,388 - 0,323} =$$

$$= 1,451 \text{ MPa} < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75 \text{ MPa}$$

=> VYHOVÍ

14.12.4.2. Omezení trhlin (kvazistálá kombinace zatížení)

Šířka průřezu ... 1,000 m

Osově vzdálenosti mezi pruty ... 0,150 m

Počet prutů celkem ... 6,667 ks

Průměr prutu ... 25 mm, $A_1 = 490,6 \text{ mm}^2$

Plocha jednoho prutu ... 490,6

Plocha betonářské výztuže celkem ... 3270,8 mm^2

$$c = 0,100 \text{ m}$$

Stanovení výšky "účinné plochy taženého betonu":

$$h = 1,500 \text{ m}$$

$$x = 0,323 \text{ m}$$

$$d = 1,388 \text{ m}$$

Vzdálenost těžiště výztuže nad dolním povrchem průřezu ...

$$a_s = 0,1125 \text{ m}$$

Výška účinné plochy je minimum z následujících hodnot:

$$h_{c,ef} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (1,500 - 1,388) = 0,281 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = \frac{(h - x)/3}{3} = \frac{1,500 - 0,323}{3} = 0,392 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = h / 2 = 0,5 \cdot 1,500 = 0,750 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = \min \{ 0,281 ; 0,392 ; 0,750 \} =$$

$$= 0,281 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = 0,281 \cdot 1,000 = 0,28125 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,003271 \text{ m}^2$$

$$k_t = \frac{0,4 + 0,6}{2} = 0,50$$

(vzhledem k působení dlouhodobého i krátkodobého zatížení uvažujeme průměrnou hodnotu k_t)

Průměr výztuže: $\phi_s = 0,025 \text{ m}$

$$\rho_{p,eff} = \frac{0,003271 + 0,0 + 0,0}{0,281250} = 0,011630$$

$$\alpha_e = 15,0 \quad (\text{hodnota uvažovaná vzhledem ke kombinovanému působení dlouhodobého a krátkodobého zatížení})$$

Pevnost betonu v tahu (předpokládáme, že první trhliny vzniknou až po uvedení do provozu, tj. ve stáří betonu větším než 28 dní):

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$$

Napětí v betonářské výztuži: $\sigma_s = 71,669 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonářské výztuže: $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$

Rozdíl poměrného přetvoření v betonu a ve výztuži pro výpočet šířky trhlin:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{71,669 - 0,50 \cdot \frac{3,200}{0,011630} \cdot (1 + 15,0 \cdot 0,011630)}{200000,0} =$$

$$= \frac{71,669 - 0,50 \cdot 275,159 \cdot (1 + 0,17444)}{200000,0} =$$

$$= -0,00045 < 0,6 \cdot \frac{71,669}{200000,0} = 0,000215 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000215$$

Maximální výsledná vzdálenost trhlin:

$$k_1 = 0,80 \quad (\text{betonářská výztuž s velkou soudržností}),$$

$$k_2 = 0,50 \quad (\text{pro ohyb})$$

$$k_3 = 3,40$$

$$k_4 = 0,425$$

$$\phi = 0,025 \text{ m}$$

$$c = 0,100 \text{ m}$$

$$s_{r,max} = \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff}}{0,011630} =$$

$$= \frac{3,40 \cdot 0,100 + \frac{0,80 \cdot 0,500 \cdot 0,425 \cdot 0,025}{0,011630}}{0,011630} =$$

$$= 0,3400 + 0,3654 = 0,7054 \text{ m}$$

Posouzení šířky trhlin:

$$w_k = 0,7054 \cdot 0,000215 = 1,52E-04 =$$

$$= 0,152 \text{ mm} < 0,20 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.13. NÁVRH - CHAUDYHO DESKA - KOLMO NA PODÉLNOU OSU MOSTU, VETKNUTÍ DO KŘÍDEL

Hodnoty ohybových momentů jsou nižší, než v ploše. Posouzení provedeme na smyk.

14.13.1. SMYK

14.13.4.1. Uspořádání smykové výztuže

Návrh smykové výztuže:

$$\text{Uvažovaná šířka průřezu ... } b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$\text{Průměr prutů ... } \phi = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Počet prutů ... } n = 3,333 \text{ ks/m}$$

$$\text{Plocha výztuže ... } A_{sw} = 376,80 \text{ mm}^2$$

$$\text{Úhel mezi osou prvku a osou smykové výztuže: } \alpha = 90,0^\circ = 1,57080 \text{ rad}$$

Maximální podélná osová vzdálenost sestav třmínkové výztuže:

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) = 0,75 \cdot 1,388 \cdot (1 + \cotg 1,57080) =$$

$$= 1,041 \text{ m} > s = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Příčná osová vzdálenost větví třmínek:

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 1,388 =$$

$$= 1,041 \text{ m} > s_t = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) = \frac{0,000377}{0,300 \cdot 1,000 \cdot \sin 1,57080} =$$

$$= 0,001256 > \rho_{w,min} = (0,08 \cdot f_{ck}^{1/2}) / f_{yk} =$$

$$= \frac{0,08 \cdot 35,0^{1/2}}{500,0} = 0,000947 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.13.4.2. Posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky nevyžadující návrh smykové výztuže výpočtem

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 1387,5 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{1387,5} \right)^{1/2} = 1,380 < 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 1,380$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 0,003271 \text{ m}^2$$

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$d = 1,3875 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{0,003271}{1,000 \cdot 1,3875} = 0,002357 < 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,002$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,239 \cdot 5,916 = 0,257$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 1,000 \cdot 1,500 = 1,500 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{1,500} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$< 0,2 \cdot 21,0 = 4,200 \Rightarrow \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= [0,12 \cdot 1,380 \cdot (100 \cdot 0,002 \cdot 35,0)^{1/3} + \\ &+ 0,15 \cdot 0,000] \cdot 1,000 \cdot 1,3875 = \\ &= 0,464179 \text{ MN} > (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = \\ &= (0,257 + 0,15 \cdot 0,000) \cdot 1,000 \cdot 1,3875 = \\ &= 0,356055 \text{ MN} \Rightarrow V_{Rd,c} = 0,464179 \text{ MN} = 464,179 \text{ kN} > \\ &> V_{Ed} = 300,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

Smykovou výztuž není nutno navrhnout výpočtem.

14.13.4.3. Posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky vyžadující návrh smykové výztuže výpočtem

Pro prvky se svislou smykovou výztuží je smyková únosnost V_{Rd} menší z hodnot:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad a$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_l \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$A_{sw} = 0,000377 \text{ m}^2 \quad z = 1,354 \text{ m}$$

$$s = 0,300 \text{ m} \quad f_{ywd} \dots 434,8 \text{ MPa}$$

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$\theta = 40,0^\circ = 0,69813 \text{ rad} \Rightarrow \cot \theta = 1,1918$$

(volíme v rozmezí $1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \Rightarrow \text{cca } 22,5^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)

$$\alpha_{cw} = 1,0 \quad (\text{pro nepředpjeté konstrukce})$$

$$\nu_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{35,0}{250} \right] = 0,516$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,000377}{0,300} \cdot 1,354 \cdot 434,8 \cdot \cot 0,69813 = 0,88095 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0}{\cot} \cdot \frac{1,000}{0,69813} \cdot \frac{1,354}{+} \cdot \frac{0,516}{\tan} \cdot \frac{21,0}{0,69813} = 7,22260 \text{ MN}$$

$$V_{Rd} = 0,88095 \text{ MN} = 880,951 \text{ kN} > V_{Ed} = 300,0 \text{ kN}$$

\Rightarrow VYHOVÍ

Maximální účinná průřezová plocha smykové výztuže pro $\cot \theta = 1,0$ (tzn. pro $\theta = 45^\circ$):

$$A_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{ywd}}$$

$$\alpha_{cw} = 1,0 \quad b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$\nu_1 = 0,516 \quad s = 0,300 \text{ m}$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa} \quad f_{ywd} \dots 434,8 \text{ MPa}$$

$$A_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,516 \cdot 21,0 \cdot 1,000 \cdot 0,300}{434,8} =$$

$$= 0,00374 \text{ m}^2 = 3738,4 \text{ mm}^2 > A_{sw} = 376,80 \text{ mm}^2$$

\Rightarrow VYHOVÍ

14.14. ÚLOŽNÝ PRÁH - VE SMĚRU PODÉLNÉ OSY MOSTU

14.14.1. VNITŘNÍ SÍLY

Kvazistálá kombinace:	$m_{QP} =$	1200,000	kNm/m
Charakteristická kombinace:	$m_{Char.} =$	1500,000	kNm/m
Kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace:	$m_{MSÚ} =$	2000,000	kNm/m
Kombinace pro MSÚ - mimořádné návrhové situace:	$m_{MSÚ} =$	1500,000	kNm/m

14.14.2. NÁVRH PRŮŘEZU

Obdélníkový průřez ...	$b =$	1,000	m	$A_c =$	1,500	m ²
	$h =$	1,500	m			

Beton:

Třída ...	C35/45				$f_{ctm} =$	3,200	MPa
$f_{ck} =$	35,0	MPa			$f_{ctk0,05} =$	2,200	MPa
$f_{cm} =$	43,0	MPa			$f_{ctk0,95} =$	4,200	MPa
					$E_{cm} =$	34,000	GPa
$f_{od} =$	0,90	$\frac{35,0}{1,50}$	=	21,000			MPa
					$\varepsilon_{cu} =$	0,0035	

Výztuž:

Třída ...	B500B		
$f_{yk} =$	500,0	MPa	
$f_{yd} =$	$\frac{500,0}{1,15}$	=	434,783 MPa
$E_s =$	200,0	GPa	

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

Průměr prutů ...	$\phi =$	32	mm	+	$\phi =$	20	mm
Počet prutů ...	$n =$	6,667	ks		$n =$	6,667	ks
	$A_1 =$	803,84	mm ²		$A_1 =$	314,00	mm ²
Krytí ...	$c =$	65	mm				
Plocha výztuže ...	$A_s =$	7452,27	mm ²				
Poloha výztuže ...	$a =$	65	+	16	$=$	81,0	mm
Účinná výška ...	$d =$	1,500	-	0,081	$=$	1,419	m
Mezera mezi pruty ...	$s =$	0,075	mm				

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 1419,0 =$$

$$= 2361,22 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 1419,0 =$$

$$= 1844,70 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 2361,22 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{s1} = 7452,27 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 1,500 = 0,06 \text{ m}^2 =$$

$$= 60000,0 \text{ mm}^2 > 7452,27 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.14.3. OHYB - MSÚ

14.14.3.1. "Jednorázové" namáhání - trvalé a dočasné návrhové situace

$$\text{Návrhová síla ve výztuži ... } N_{sd} = 0,007452 \cdot 434,783 = 3,240 \text{ MN}$$

$$\text{Tlačená plocha betonu ... } A_{cc} = \frac{3,240}{21,000} = 0,15429 \text{ m}^2$$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{3,240}{1,000 \cdot 21,000} = 0,154 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,154}{0,8} = 0,193 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,193}{1,419} = 0,136 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 1,419 - \frac{0,154}{2} = 1,342 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 3,240 \cdot 1,342 = 4,348 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 2,000 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.14.3.2. "Jednorázové" namáhání - mimořádné návrhové situace (vykolejení)

Největší namáhání se projevuje v oblasti, ve které je možno počítat s větší výškou průřezu:

Obdélníkový průřez ...

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$A_c = 1,500 \text{ m}^2$$

$$h = 1,500 \text{ m}$$

Průměr prutů ...

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

Počet prutů ...

$$n = 6,667 \text{ ks}$$

Krytí ...

$$c = 65 \text{ mm}$$

Plocha výztuže ...

$$A_s = 5358,93 \text{ mm}^2$$

Poloha výztuže ...

$$a = 65 + 16 = 81,0 \text{ mm}$$

Účinná výška ...

$$d = 1,500 - 0,081 = 1,419 \text{ m}$$

Mezera mezi pruty ...

$$s = \frac{1000 - 2 \cdot 81}{5,667} = 147,9 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 1419,0 =$$

$$= 2361,22 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 1419,0 =$$

$$= 1844,70 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 2361,22 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{sI} = 5358,93 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 1,500 = 0,06 \text{ m}^2 =$$

$$= 60000,0 \text{ mm}^2 > 5358,93 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Návrhová síla ve výztuži ... $N_{sd} = 0,007452 \cdot 500,000 = 3,726 \text{ MN}$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = \frac{3,726}{26,250} = 0,14195 \text{ m}^2$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{3,726}{1,000 \cdot 26,250} = 0,142 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,142}{0,8} = 0,177 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,177}{1,419} = 0,125 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 1,419 - \frac{0,142}{2} = 1,348 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 3,726 \cdot 1,348 = 5,023 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 1,500 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.14.4. OHYB - MSP

14.14.4.1. Omezení napětí

Charakteristická kombinace ...

$$M_{Ek, char} = 1,5000 \text{ MNm}$$

Výška tlačené oblasti - obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,007452 \text{ m}^2$$

$$d = 1,419 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,462 \text{ m}$$

$$z = 1,265 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{1,5000}{1,265 \cdot 0,007452} = 159,134 \text{ MPa} <$$

$$< 0,80 \cdot 500,0 = 400,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_c = \frac{159,134}{15,0} \cdot \frac{0,462}{1,419 - 0,462} =$$

$$= 5,129 \text{ MPa} < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Kvazistálá kombinace ...

$$M_{Ek, qp} = 1,2000 \text{ MNm}$$

Obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,007452 \text{ m}^2$$

$$d = 1,419 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,462 \text{ m}$$

$$z = 1,265 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{1,2000}{1,265 \cdot 0,007452} = 127,307 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{127,307}{15,0} \cdot \frac{0,462}{1,419 - 0,462} =$$

$$= 4,103 \text{ MPa} < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75 \text{ MPa}$$

=> VYHOVÍ

14.14.4.2. Omezení trhlin (kvazistálá kombinace zatížení)

Šířka průřezu ... 1,000 m

Osové vzdálenosti mezi pruty ... 0,150 m

Počet prutů celkem ... 6,667 ks

Průměr prutu ... 32 mm, $A_1 = 803,8 \text{ mm}^2$

Plocha jednoho prutu ... 803,8

Plocha betonářské výztuže celkem ... 7452,3 mm^2

$$c = 0,065 \text{ m}$$

Stanovení výšky "účinné plochy taženého betonu":

$$h = 1,500 \text{ m}$$

$$x = 0,462 \text{ m}$$

$$d = 1,419 \text{ m}$$

Vzdálenost těžiště výztuže nad dolním povrchem průřezu ...

$$a_s = 0,081 \text{ m}$$

Výška účinné plochy je minimum z následujících hodnot:

$$h_{c,ef} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (1,500 - 1,419) = 0,203 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = (h - x)/3 = \frac{1,500 - 0,462}{3} = 0,346 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = h / 2 = 0,5 \cdot 1,500 = 0,750 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = \min \{ 0,203 ; 0,346 ; 0,750 \} =$$

$$= 0,203 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = 0,203 \cdot 1,000 = 0,2025 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,007452 \text{ m}^2$$

$$k_t = \frac{0,4}{2} + \frac{0,6}{2} = 0,50$$

(vzhledem k působení dlouhodobého i krátkodobého zatížení uvažujeme průměrnou hodnotu k_t)

Průměr výztuže: $\phi_s = 0,032 \text{ m}$

$$\rho_{p,eff} = \frac{0,007452}{0,202500} + \frac{0,0}{0,202500} + \frac{0,0}{0,202500} = 0,036801$$

$\alpha_e = 15,0$ (hodnota uvažovaná vzhledem ke kombinovanému působení dlouhodobého a krátkodobého zatížení)

Pevnost betonu v tahu (předpokládáme, že první trhliny vzniknou až po uvedení do provozu, tj. ve stáří betonu větším než 28 dní):

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$$

Napětí v betonářské výztuži: $\sigma_s = 127,307 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonářské výztuže: $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$

Rozdíl poměrného přetvoření v betonu a ve výztuži pro výpočet šířky trhlin:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{127,307 - 0,50 \cdot \frac{3,200}{0,036801} \cdot (1 + 15,0 \cdot 0,036801)}{200000,0} =$$

$$= \frac{127,307 - 0,50 \cdot 86,953 \cdot (1 + 0,55202)}{200000,0} =$$

$$= 0,000299 < 0,6 \cdot \frac{127,307}{200000,0} = 0,000382 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000382$$

Maximální výsledná vzdálenost trhlin:

$k_1 = 0,80$ (betonářská výztuž s velkou soudržností),

$k_2 = 0,50$ (pro ohyb)

$k_3 = 3,40$

$$k_4 = 0,425$$

$$\phi = 0,032 \text{ m}$$

$$c = 0,065 \text{ m}$$

$$s_{r,\max} = \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,\text{eff}}}{0,036801} =$$

$$= \frac{3,40 \cdot 0,065 + \frac{0,80 \cdot 0,500 \cdot 0,425 \cdot 0,032}{0,036801}}{0,036801} =$$

$$= 0,2210 + 0,1478 = 0,3688 \text{ m}$$

Posouzení šířky trhlin:

$$w_k = 0,3688 \cdot 0,000382 = 1,41\text{E-}04 =$$

$$= 0,141 \text{ mm} < 0,20 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.14.4. SMYK

14.14.4.1. Uspořádání smykové výztuže

Návrh smykové výztuže:

Uvažovaná šířka průřezu ... $b_w = 1,000 \text{ m}$

Průměr prutů ... $\phi = 14 \text{ mm}$

Počet prutů ... $n = 3,333 \text{ ks/m}$

Plocha výztuže ... $A_{sw} = 512,87 \text{ mm}^2$

Úhel mezi osou prvku a osou smykové výztuže: $\alpha = 90,0^\circ = 1,57080 \text{ rad}$

Maximální podélná osová vzdálenost sestav třmínkové výztuže:

$$s_{l,\max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) = 0,75 \cdot 1,419 \cdot (1 + \cotg 1,57080) =$$

$$= 1,064 \text{ m} > s = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Příčná osová vzdálenost větví třmínků:

$$s_{t,\max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 1,419 =$$

$$= 1,064 \text{ m} > s_t = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{0,000513}{0,300 \cdot 1,000 \cdot \sin 1,57080} =$$

$$= 0,001710 > \rho_{w,min} = (0,08 \cdot f_{ck}^{1/2}) / f_{yk} =$$

$$= \frac{0,08}{500,0} \cdot \frac{35,0}{1,57080}^{1/2} = 0,000947 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.14.4.2. Posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky nevyžadující návrh smykové výztuže výpočtem

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 1419,0 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{1419} \right)^{1/2} = 1,375 < 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 1,375$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 0,007452 \text{ m}^2$$

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$d = 1,419 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{0,007452}{1,000 \cdot 1,419} = 0,005252 < 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,005$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,237 \cdot 5,916 = 0,256$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 1,000 \cdot 1,500 = 1,500 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{1,500} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$< 0,2 \cdot 21,0 = 4,200 \Rightarrow \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,375 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 35,0)^{1/3} +$$

$$+ 0,15 \cdot 0,000] \cdot 1,000 \cdot 1,419 =$$

$$= 0,618100 \text{ MN} > (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$$

$$= (0,256 + 0,15 \cdot 0,000) \cdot 1,000 \cdot 1,419 =$$

$$= 0,363392 \text{ MN} \Rightarrow V_{Rd,c} = 0,618100 \text{ MN} = 618,100 \text{ kN} <$$

$$< V_{Ed} = 900,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Smykovou výztuž je nutno navrhnout výpočtem.

14.14.4.3. Posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky vyžadující návrh smykové výztuže výpočtem

Pro prvky se svislou smykovou výztuží je smyková únosnost V_{Rd} menší z hodnot:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad a$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$A_{sw} = 0,000513 \text{ m}^2 \quad z = 1,342 \text{ m}$$

$$s = 0,300 \text{ m} \quad f_{ywd} \dots 434,8 \text{ MPa}$$

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$\theta = 40,0^\circ = 0,69813 \text{ rad} \Rightarrow \cot \theta = 1,1918$$

(volíme v rozmezí $1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \Rightarrow \text{cca } 22,5^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)

$$\alpha_{cw} = 1,0 \quad (\text{pro nepředpjaté konstrukce})$$

$$\nu_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{35,0}{250}\right] = 0,516$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,000513}{0,300} \cdot 1,342 \cdot 434,8 \cdot \cot 0,69813 = 1,18863 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0}{\cot 0,69813} \cdot \frac{1,000}{0,69813} \cdot \frac{1,342}{+} \cdot \frac{0,516}{\tan 0,69813} \cdot \frac{21,0}{0,69813} = 7,15972 \text{ MN}$$

$$V_{Rd} = 1,18863 \text{ MN} = 1188,632 \text{ kN} > V_{Ed} = 900,0 \text{ kN}$$

\Rightarrow VYHOVÍ

Maximální účinná průřezová plocha smykové výztuže pro $\cot \theta = 1,0$ (tzn. pro $\theta = 45^\circ$):

$$A_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{ywd}}$$

$$\alpha_{cw} = 1,0 \quad b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$\nu_1 = 0,516 \quad s = 0,300 \text{ m}$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa} \quad f_{ywd} \dots 434,8 \text{ MPa}$$

$$A_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,516 \cdot 21,0 \cdot 1,000 \cdot 0,300}{434,8} =$$

$$= 0,00374 \text{ m}^2 = 3738,4 \text{ mm}^2 > A_{sw} = 512,87 \text{ mm}^2$$

\Rightarrow VYHOVÍ

14.15. ÚLOŽNÝ PRÁH - KOLMO NA PODÉLNOU OSU MOSTU

14.15.1. VNITŘNÍ SÍLY

Kvazistálá kombinace: $m_{QP} = 380,000 \text{ kNm/m}$

Charakteristická kombinace: $m_{Char.} = 500,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 600,000 \text{ kNm/m}$

Kombinace pro MSÚ - mimořádné návrhové situace: $m_{MSÚ} = 500,000 \text{ kNm/m}$

14.15.2. NÁVRH PRŮŘEZU

Obdélníkový průřez ... $b = 1,000 \text{ m}$ $A_c = 1,500 \text{ m}^2$
 $h = 1,500 \text{ m}$

Beton:

Třída ... C35/45 $f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$

$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$ $f_{ctk0,05} = 2,200 \text{ MPa}$

$f_{cm} = 43,0 \text{ MPa}$ $f_{ctk0,95} = 4,200 \text{ MPa}$

$E_{cm} = 34,000 \text{ GPa}$

$f_{cd} = 0,90 \frac{35,0}{1,50} = 21,000 \text{ MPa}$

$\varepsilon_{cu} = 0,0035$

Výztuž:

Třída ... B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$

$f_{yd} = \frac{500,0}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$

$E_s = 200,0 \text{ GPa}$

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

Průměr prutů ...	$\phi =$	25	mm	+	$\phi =$	0	mm
Počet prutů ...	$n =$	6,667	ks		$n =$	0,000	ks
	$A_1 =$	490,63	mm ²		$A_1 =$	0,00	mm ²

Krytí ... $c = 100$ mm

Plocha výztuže ... $A_s = 3270,83$ mm²

Poloha výztuže ... $a = 100 + 12,5 = 112,5$ mm

Účinná výška ... $d = 1,500 - 0,1125 = 1,388$ m

Mezera mezi pruty ... $s = 0,150$ mm

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 1387,5 =$$

$$= 2308,80 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 1387,5 =$$

$$= 1803,75 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 2308,80 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{s1} = 3270,83 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 1,500 = 0,06 \text{ m}^2 =$$

$$= 60000,0 \text{ mm}^2 > 3270,83 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.15.3. OHYB - MSÚ

14.15.3.1. "Jednorázové" namáhání - trvalé a dočasné návrhové situace

Návrhová síla ve výztuži ... $N_{sd} = 0,003271 \cdot 434,783 = 1,422$ MN

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = \frac{1,422}{21,000} = 0,06772 \text{ m}^2$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{1,422}{1,000 + 21,000} = 0,068 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,068}{0,8} = 0,085 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,085}{1,388} = 0,061 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 1,388 - \frac{0,068}{2} = 1,354 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 1,422 \cdot 1,354 = 1,925 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,600 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.15.3.2. "Jednorázové" namáhání - mimořádné návrhové situace (vykolejení)

Největší namáhání se projevuje v oblasti, ve které je možno počítat s větší výškou průřezu:

Obdélníkový průřez ...

$$\begin{aligned} b &= 1,000 \text{ m} & A_c &= 1,500 \text{ m}^2 \\ h &= 1,500 \text{ m} \end{aligned}$$

Průměr prutů ...

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

Počet prutů ...

$$n = 6,667 \text{ ks}$$

Krytí ...

$$c = 100 \text{ mm}$$

Plocha výztuže ...

$$A_s = 3270,83 \text{ mm}^2$$

Poloha výztuže ...

$$a = 100 + 12,5 = 112,5 \text{ mm}$$

Účinná výška ...

$$d = 1,500 - 0,1125 = 1,388 \text{ m}$$

Mezera mezi pruty ...

$$s = \frac{1000 - 2 \cdot 113}{5,667} = 136,8 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 1000,0 \cdot 1387,5 =$$

$$= 2308,80 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 1000,0 \cdot 1387,5 =$$

$$= 1803,75 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 2308,80 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{sI} = 3270,83 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 1,500 = 0,06 \text{ m}^2 =$$

$$= 60000,0 \text{ mm}^2 > 3270,83 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Návrhová síla ve výztuži ... $N_{sd} = 0,003271 \cdot 500,000 = 1,635 \text{ MN}$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = \frac{1,635}{26,250} = 0,06230 \text{ m}^2$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{1,635}{1,000 \cdot 26,250} = 0,062 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,062}{0,8} = 0,078 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,078}{1,388} = 0,056 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 1,388 - \frac{0,062}{2} = 1,356 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 1,635 \cdot 1,356 = 2,218 \text{ MNm} >$$

$$> M_{Ed} = 0,500 \text{ MNm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.15.4. OHYB - MSP

14.15.4.1. Omezení napětí

Charakteristická kombinace ...

$$M_{Ek, char} = 0,5000 \text{ MNm}$$

Výška tlačené oblasti - obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,003271 \text{ m}^2$$

$$d = 1,388 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,323 \text{ m}$$

$$z = 1,280 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,5000}{1,280 \cdot 0,003271} = 119,448 \text{ MPa} <$$

$$< 0,80 \cdot 500,0 = 400,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_c = \frac{119,448}{15,0} \cdot \frac{0,323}{1,388 - 0,323} =$$

$$= 2,418 \text{ MPa} < 0,60 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Kvazistálá kombinace ...

$$M_{Ek, qp} = 0,3800 \text{ MNm}$$

Obdélníkový průřez:

$$b = 1,000 \text{ m} \quad A_s = 0,003271 \text{ m}^2$$

$$d = 1,388 \text{ m} \quad \alpha_e = 15,0$$

$$x = 0,323 \text{ m}$$

$$z = 1,280 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{0,3800}{1,280 \cdot 0,003271} = 90,780 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{90,780}{15,0} \cdot \frac{0,323}{1,388 - 0,323} =$$

$$= 1,838 \text{ MPa} < 0,45 \cdot 35,0 = 15,75 \text{ MPa}$$

=> VYHOVÍ

14.15.4.2. Omezení trhlin (kvazistálá kombinace zatížení)

Šířka průřezu ... 1,000 m

Osově vzdálenosti mezi pruty ... 0,150 m

Počet prutů celkem ... 6,667 ks

Průměr prutu ... 25 mm, $A_1 = 490,6 \text{ mm}^2$

Plocha jednoho prutu ... 490,6

Plocha betonářské výztuže celkem ... 3270,8 mm^2

$$c = 0,100 \text{ m}$$

Stanovení výšky "účinné plochy taženého betonu":

$$h = 1,500 \text{ m}$$

$$x = 0,323 \text{ m}$$

$$d = 1,388 \text{ m}$$

Vzdálenost těžiště výztuže nad dolním povrchem průřezu ...

$$a_s = 0,1125 \text{ m}$$

Výška účinné plochy je minimum z následujících hodnot:

$$h_{c,ef} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (1,500 - 1,388) = 0,281 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = (h - x)/3 = \frac{1,500 - 0,323}{3} = 0,392 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = h / 2 = 0,5 \cdot 1,500 = 0,750 \text{ m}$$

$$h_{c,ef} = \min \{ 0,281 ; 0,392 ; 0,750 \} =$$

$$= 0,281 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = 0,281 \cdot 1,000 = 0,28125 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,003271 \text{ m}^2$$

$$k_t = \frac{0,4 + 0,6}{2} = 0,50$$

(vzhledem k působení dlouhodobého i krátkodobého zatížení uvažujeme průměrnou hodnotu k_t)

Průměr výztuže: $\phi_s = 0,025 \text{ m}$

$$\rho_{p,eff} = \frac{0,003271 + 0,0 + 0,0}{0,281250} = 0,011630$$

$$\alpha_e = 15,0 \quad (\text{hodnota uvažovaná vzhledem ke kombinovanému působení dlouhodobého a krátkodobého zatížení})$$

Pevnost betonu v tahu (předpokládáme, že první trhliny vzniknou až po uvedení do provozu, tj. ve stáří betonu větším než 28 dní):

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$$

Napětí v betonářské výztuži: $\sigma_s = 90,780 \text{ MPa}$

Modul pružnosti betonářské výztuže: $E_s = 200000,0 \text{ MPa}$

Rozdíl poměrného přetvoření v betonu a ve výztuži pro výpočet šířky trhlin:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{90,780 - 0,50 \cdot \frac{3,200}{0,011630} \cdot (1 + 15,0 \cdot 0,011630)}{200000,0} =$$

$$= \frac{90,780 - 0,50 \cdot 275,159 \cdot (1 + 0,17444)}{200000,0} =$$

$$= -0,000354 < 0,6 \cdot \frac{90,780}{200000,0} = 0,000272 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000272$$

Maximální výsledná vzdálenost trhlin:

$$k_1 = 0,80 \quad (\text{betonářská výztuž s velkou soudržností}),$$

$$k_2 = 0,50 \quad (\text{pro ohyb})$$

$$k_3 = 3,40$$

$$k_4 = 0,425$$

$$\phi = 0,025 \text{ m}$$

$$c = 0,100 \text{ m}$$

$$s_{r,\max} = \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,\text{eff}}}{0,011630} =$$

$$= \frac{3,40 \cdot 0,100 + \frac{0,80 \cdot 0,500 \cdot 0,425 \cdot 0,025}{0,011630}}{0,011630} =$$

$$= 0,3400 + 0,3654 = 0,7054 \text{ m}$$

Posouzení šířky trhlín:

$$w_k = 0,7054 \cdot 0,000272 = 1,92\text{E-}04 =$$

$$= 0,192 \text{ mm} < 0,20 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.15.4. SMYK

14.15.4.1. Uspořádání smykové výztuže

Návrh smykové výztuže:

$$\text{Uvažovaná šířka průřezu ... } b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$\text{Průměr prutů ... } \phi = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Počet prutů ... } n = 3,333 \text{ ks/m}$$

$$\text{Plocha výztuže ... } A_{sw} = 376,80 \text{ mm}^2$$

$$\text{Úhel mezi osou prvku a osou smykové výztuže: } \alpha = 90,0^\circ = 1,57080 \text{ rad}$$

Maximální podélná osová vzdálenost sestav třmínkové výztuže:

$$s_{l,\max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) = 0,75 \cdot 1,388 \cdot (1 + \cotg 1,57080) =$$

$$= 1,041 \text{ m} > s = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Příčná osová vzdálenost větví třmínků:

$$s_{t,\max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 1,388 =$$

$$= 1,041 \text{ m} > s_t = 0,300 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{0,000377}{0,300 \cdot 1,000 \cdot \sin 1,57080} =$$

$$= 0,001256 > \rho_{w,min} = (0,08 \cdot f_{ck}^{1/2}) / f_{yk} =$$

$$= \frac{0,08}{500,0} \cdot 35,0^{1/2} = 0,000947 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

14.15.4.2. Posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky nevyžadující návrh smykové výztuže výpočtem - v ploše

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 1387,5 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{1387,5} \right)^{1/2} = 1,380 < 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 1,380$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 0,003271 \text{ m}^2$$

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$d = 1,3875 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{0,003271}{1,000 \cdot 1,3875} = 0,002357 < 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,002$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,239 \cdot 5,916 = 0,257$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 1,000 \cdot 1,500 = 1,500 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{1,500} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$< 0,2 \cdot 21,0 = 4,200 \Rightarrow \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,380 \cdot (100 \cdot 0,002 \cdot 35,0)^{1/3} +$$

$$+ 0,15 \cdot 0,000] \cdot 1,000 \cdot 1,3875 =$$

$$= 0,464179 \text{ MN} > (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$$

$$= (0,257 + 0,15 \cdot 0,000) \cdot 1,000 \cdot 1,3875 =$$

$$= 0,356055 \text{ MN} \Rightarrow V_{Rd,c} = 0,464179 \text{ MN} = 464,179 \text{ kN} >$$

$$> V_{Ed} = 300,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Smykovou výztuž není nutno navrhnout výpočtem.

14.15.4.3. Posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky vyžadující návrh smykové výztuže výpočtem - na okraji dříku

Posouvající síla na okraji dříku ...

$$V_{Ed} = 600,0 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 464,179 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Smykovou výztuž je nutno navrhnout výpočtem.

Pro prvky se svislou smykovou výztuží je smyková únosnost V_{Rd} menší z hodnot:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad a$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$A_{sw} = 0,000377 \text{ m}^2 \quad z = 1,354 \text{ m}$$

$$s = 0,300 \text{ m} \quad f_{ywd} \dots 434,8 \text{ MPa}$$

$$b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$\theta = 40,0^\circ = 0,69813 \text{ rad} \Rightarrow \cot \theta = 1,1918$$

(volíme v rozmezí $1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \Rightarrow \text{cca } 22,5^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)

$$\alpha_{cw} = 1,0 \quad (\text{pro nepředpjaté konstrukce})$$

$$\nu_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{35,0}{250} \right] = 0,516$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,000377}{0,300} \cdot 1,354 \cdot 434,8 \cdot \cot 0,69813 = 0,88095 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0}{\cot 0,69813} \cdot \frac{1,000}{0,69813} \cdot \frac{1,354}{+} \cdot \frac{0,516}{\tan 0,69813} \cdot \frac{21,0}{0,69813} = 7,22260 \text{ MN}$$

$$V_{Rd} = 0,88095 \text{ MN} = 880,951 \text{ kN} > V_{Ed} = 600,0 \text{ kN}$$

\Rightarrow VYHOVÍ

Maximální účinná průřezová plocha smykové výztuže pro $\cotg \theta = 1,0$ (tzn. pro $\theta = 45^\circ$):

$$A_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{ywd}}$$

$$\alpha_{cw} = 1,0 \quad b_w = 1,000 \text{ m}$$

$$\nu_1 = 0,516 \quad s = 0,300 \text{ m}$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa} \quad f_{ywd} \dots 434,8 \text{ MPa}$$

$$A_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,516 \cdot 21,0 \cdot 1,000 \cdot 0,300}{434,8} =$$

$$= 0,00374 \text{ m}^2 = 3738,4 \text{ mm}^2 > A_{sw} = 376,80 \text{ mm}^2$$

\Rightarrow VYHOVÍ

Beton ... C35/45 , tzn.

$$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku - trvalé a dočasné návrhové situace:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,90 \frac{35,0}{1,50} = 21,000 \text{ MPa}$$

Posouzení:

$$F_{Rdu} = 0,15896 \cdot 21,000 \cdot 1,889 = 6,306 \text{ MN} >$$

$$> N_{Ed} = 3,408 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

2) MSÚ - mimořádné návrhové situace (vykolejení):

Maximální návrhová svislá síla ... $N_{d,max} = 4254,6 \text{ kN}$

Průměr dotykové plochy ... $d = 0,450 \text{ m}$

Průměr roznášecí plochy ... $D = 0,850 \text{ m (z výkresu)}$

(uvažujeme roznášení ve sklonu 2:1)

Dotyková plocha ... $A_{c0} = 0,15896 \text{ m}^2$

Roznášecí plocha ... $A_{c1} = 0,56716 \text{ m}^2$

Zvětšovací součinitel:

$$k = \left(\frac{0,56716}{0,15896} \right)^{1/2} = 1,889 < 3,00 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 1,889$$

Beton ... C35/45 , tzn.

$$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku - mimořádné návrhové situace:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,90 \frac{35,0}{1,20} = 26,250 \text{ MPa}$$

Posouzení:

$$F_{Rdu} = 0,15896 \cdot 26,250 \cdot 1,889 = 7,882 \text{ MN} >$$

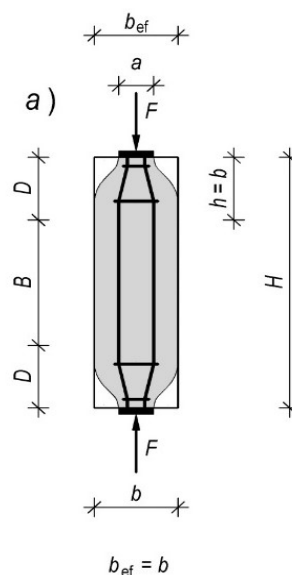
$$> N_{Ed} = 4,255 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

15.1.2. PŘÍČNÝ TAH POD LOŽISKEM

1) MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace:

Maximální návrhová svislá síla ... $N_{d,max} = 3408,5 \text{ kN}$

Průměr dotykové plochy ... $a = 0,450 \text{ m}$
 Průměr roznášecí plochy ... $b = 0,850 \text{ m}$ (z výkresu)
 (uvažujeme roznášení ve sklonu 2:1)



$$T_{Ed} = \frac{1}{4} \frac{(b-a)}{b} F =$$

$$= \frac{1}{4} \left(\frac{0,850 - 0,450}{0,850} \right) 3,408 =$$

$$= 0,401 \text{ MN}$$

Výztuž pod ložiskem v jednom směru :

Průměr ... $\phi = 12 \text{ mm}$
 Počet ... $n = 12 \text{ ks}$
 Plocha celkem ... $A_s = 1356,48 \text{ mm}^2$

Návrhová mez kluzu ... $f_{yd} = 434,783 \text{ MPa}$

Návrhová únosnost výztuže ... $T_{Rd} = 0,001356 \cdot 434,783 =$

$= 0,590 \text{ MN} > T_{Ed} = 0,401 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$

2) MSÚ - mimořádné návrhové situace (vykolejení):

Maximální návrhová svislá síla ... $N_{d,max} = 4254,6 \text{ kN}$

Průměr dotykové plochy ... $a = 0,450 \text{ m}$
 Průměr roznášecí plochy ... $b = 0,850 \text{ m}$ (z výkresu)
 (uvažujeme roznášení ve sklonu 2:1)

$$T_{Ed} = \frac{1}{4} \frac{(b-a)}{b} F =$$

$$= \frac{1}{4} \left(\frac{0,850 - 0,450}{0,850} \right) 4,255 =$$

$$= 0,501 \text{ MN}$$

Výztuž pod ložiskem v jednom směru :

Průměr ...	$\phi =$	12	mm
Počet ...	$n =$	12	ks
Plocha celkem ...	$A_s =$	1356,48	mm ²

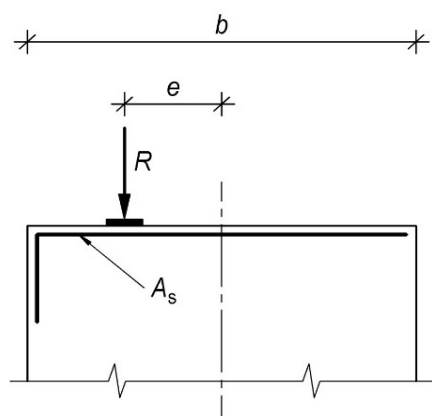
Návrhová mez kluzu ...	$f_{yd} =$	500,000	MPa
------------------------	------------	---------	-----

Návrhová únosnost výztuže ...	$T_{Rd} =$	0,001356	500,000	=
-------------------------------	------------	----------	---------	---

$$= 0,678 \text{ MN} > T_{Ed} = 0,501 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

15.1.3. USMYKNUTÍ ROHU

Výpočet provedeme podle [28] - použitý postup byl obecně ověřen pomocí MKP.



$$T_2 = \frac{0,015}{1 - \sqrt{\frac{2e}{b}}} \cdot R \leq 0,3 \cdot R$$

15.1.3.1. Ve směru podélné osy mostu

$$R_d = 3344,1 \text{ kN}$$

$$e = 0,600 \text{ m}$$

$$b = 2,500 \text{ m}$$

$$T_{2d} = \frac{0,015}{1 - \left(2 \cdot \frac{0,600}{2,500}\right)^{1/2}} \cdot 3,344 = 0,049 \cdot 3,344 =$$

$$= 0,163 \text{ MN} < 0,3 \cdot 3,344 = 1,003 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow T_{2d} = 0,163 \text{ MN}$$

Podélná reakce z ložiska ... $F_{//,d} = 0,811 \text{ MN}$

Podélná síla celkem ...

$$H_{//,d} = 0,163 + 0,811 = 0,974 \text{ MN}$$

Výztuž pod ložiskem v podélném směru :

Průměr ... $\phi = 25 \text{ mm}$

Počet ... $n = 6,667 \text{ ks}$

Plocha celkem ... $A_s = 3270,833 \text{ mm}^2$

Návrhová mez kluzu ... $f_{yd} = 434,783 \text{ MPa}$

Návrhová únosnost výztuže ... $H_{//,Rd} = 0,003271 \cdot 434,783 =$

$= 1,422 \text{ MN} > H_{//,d} 0,974 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$

Další zatěžovací stavy jsou posouzeny v tabulce:

Č.	R_z R_d [kN]	R_x $H_{//,d}$ [kN]	e [m]	b [m]	$T_{2d, \text{spoč.}}$ [kN]	$T_{2d, \text{max.}}$ [kN]	$T_{2d, \text{výsl.}}$ [kN]
1	1415,7	0,0	0,600	2,500	69,131	424,710	69,131
2	769,7	0,0	0,600	2,500	37,584	230,901	37,584
3	2273,2	0,0	0,600	2,500	111,005	681,972	111,005
4	1647,9	0,0	0,600	2,500	80,468	494,361	80,468
5	281,7	0,0	0,600	2,500	13,756	84,513	13,756
6	2586,2	0,0	0,600	2,500	126,287	775,857	126,287
7	2908,7	-1294,1	0,600	2,500	142,035	872,604	142,035
8	1676,2	1294,1	0,600	2,500	81,849	502,848	81,849
9	2540,4	-1294,1	0,600	2,500	124,049	762,105	124,049
10	1760,6	714,1	0,600	2,500	85,973	528,186	85,973
11	883,1	-1294,1	0,600	2,500	43,123	264,930	43,123
12	3344,1	810,7	0,600	2,500	163,297	1003,233	163,297
13	1812,8	0,0	0,600	2,500	88,520	543,831	88,520
14	1671,9	0,0	0,600	2,500	81,642	501,576	81,642
15	303,0	0,0	0,600	2,500	14,795	90,894	14,795
16	2621,0	0,0	0,600	2,500	127,985	786,285	127,985
17	1848,3	0,0	0,600	2,500	90,255	554,493	90,255
18	901,0	0,0	0,600	2,500	43,997	270,297	43,997
19	3248,1	0,0	0,600	2,500	158,610	974,433	158,610
20	898,5	0,0	0,600	2,500	43,873	269,535	43,873
21	3408,5	0,0	0,600	2,500	166,439	1022,535	166,439
22	1356,2	0,0	0,600	2,500	66,225	406,857	66,225
23	732,2	0,0	0,600	2,500	35,752	219,645	35,752
24	2177,5	0,0	0,600	2,500	106,332	653,262	106,332

Č.	$\Sigma H_{//,d}$ [MN]	$H_{//,Rd}$ [MN]	Posou- zení
1	0,069	1,422	VYHOVÍ
2	0,038	1,422	VYHOVÍ
3	0,111	1,422	VYHOVÍ
4	0,080	1,422	VYHOVÍ
5	0,014	1,422	VYHOVÍ
6	0,126	1,422	VYHOVÍ
7	-1,152	1,422	VYHOVÍ
8	1,376	1,422	VYHOVÍ
9	-1,170	1,422	VYHOVÍ
10	0,800	1,422	VYHOVÍ
11	-1,251	1,422	VYHOVÍ
12	0,974	1,422	VYHOVÍ
13	0,089	1,422	VYHOVÍ
14	0,082	1,422	VYHOVÍ
15	0,015	1,422	VYHOVÍ
16	0,128	1,422	VYHOVÍ
17	0,090	1,422	VYHOVÍ
18	0,044	1,422	VYHOVÍ
19	0,159	1,422	VYHOVÍ
20	0,044	1,422	VYHOVÍ
21	0,166	1,422	VYHOVÍ
22	0,066	1,422	VYHOVÍ
23	0,036	1,422	VYHOVÍ
24	0,106	1,422	VYHOVÍ

Poznámka: protože rozhodují vodorovné síly, vykolejení v tomto případě nerozhoduje.

15.1.3.2. Kolmo na podélnou osu mostu

$$R_d = 3344,1 \text{ kN}$$

$$e = 1,550 \text{ m}$$

$$b = 4,200 \text{ m}$$

$$T_{2d} = \frac{0,015}{1 - \left(2 \cdot \frac{1,550}{4,200}\right)^{1/2}} \cdot 3,344 = 0,106 \cdot 3,344 =$$

$$= 0,356 \text{ MN} < 0,3 \cdot 3,344 = 1,003 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow T_{2d} = 0,356 \text{ MN}$$

Příčná reakce z ložiska ... $F_{\text{příč.,d}} = 497,230 \text{ kN}$

Příčná síla celkem ...

$$H_{\text{příč.,d}} = 0,356 + 0,497 = 0,853 \text{ MN}$$

Výztuž pod ložiskem v příčném směru :

Průměr ... $\phi = 20 \text{ mm}$

Počet ... $n = 6,667 \text{ ks}$

Plocha celkem ... $A_s = 2093,333 \text{ mm}^2$

Návrhová mez kluzu ... $f_{yd} = 434,783 \text{ MPa}$

Návrhová únosnost výztuže ... $H_{\text{příč.,Rd}} = 0,002093 \cdot 434,783 =$

$$= 0,910 \text{ MN} > \Sigma H_{\text{příč.,d}} \cdot 0,853 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Další zatěžovací stavy jsou posouzeny v tabulce:

Č.	R_z R_d [kN]	R_y $H_{\text{příč.,d}}$ [kN]	e [m]	b [m]	$T_{2d,\text{spoč.}}$ [kN]	$T_{2d,\text{max.}}$ [kN]	$T_{2d,\text{výsl.}}$ [kN]
1	1415,7	0,0	1,550	4,200	150,740	424,710	150,740
2	769,7	0,0	1,550	4,200	81,952	230,901	81,952
3	2273,2	0,0	1,550	4,200	242,048	681,972	242,048
4	1647,9	0,0	1,550	4,200	175,460	494,361	175,460
5	281,7	0,0	1,550	4,200	29,996	84,513	29,996
6	2586,2	0,0	1,550	4,200	275,370	775,857	275,370
7	2908,7	220,5	1,550	4,200	309,708	872,604	309,708
8	1676,2	61,0	1,550	4,200	178,473	502,848	178,473
9	2540,4	-62,1	1,550	4,200	270,489	762,105	270,489
10	1760,6	551,0	1,550	4,200	187,466	528,186	187,466
11	883,1	-61,0	1,550	4,200	94,030	264,930	94,030
12	3344,1	497,2	1,550	4,200	356,071	1003,233	356,071
13	1812,8	0,0	1,550	4,200	193,019	543,831	193,019
14	1671,9	0,0	1,550	4,200	178,021	501,576	178,021
15	303,0	0,0	1,550	4,200	32,260	90,894	32,260
16	2621,0	0,0	1,550	4,200	279,071	786,285	279,071
17	1848,3	0,0	1,550	4,200	196,803	554,493	196,803
18	901,0	-62,0	1,550	4,200	95,935	270,297	95,935
19	3248,1	551,0	1,550	4,200	345,849	974,433	345,849
20	898,5	-61,0	1,550	4,200	95,664	269,535	95,664
21	3408,5	497,3	1,550	4,200	362,922	1022,535	362,922
22	1356,2	0,0	1,550	4,200	144,403	406,857	144,403
23	732,2	0,0	1,550	4,200	77,957	219,645	77,957
24	2177,5	0,0	1,550	4,200	231,858	653,262	231,858

Č.	$\Sigma H_{\text{příč.,d}}$ [MN]	$H_{\text{příč.,Rd}}$ [MN]	Posou- zení
1	0,151	0,910	VYHOVÍ
2	0,082	0,910	VYHOVÍ
3	0,242	0,910	VYHOVÍ
4	0,175	0,910	VYHOVÍ
5	0,030	0,910	VYHOVÍ
6	0,275	0,910	VYHOVÍ
7	0,530	0,910	VYHOVÍ
8	0,239	0,910	VYHOVÍ
9	0,208	0,910	VYHOVÍ
10	0,738	0,910	VYHOVÍ
11	0,033	0,910	VYHOVÍ
12	0,853	0,910	VYHOVÍ
13	0,193	0,910	VYHOVÍ
14	0,178	0,910	VYHOVÍ
15	0,032	0,910	VYHOVÍ
16	0,279	0,910	VYHOVÍ
17	0,197	0,910	VYHOVÍ
18	0,034	0,910	VYHOVÍ
19	0,897	0,910	VYHOVÍ
20	0,035	0,910	VYHOVÍ
21	0,860	0,910	VYHOVÍ
22	0,144	0,910	VYHOVÍ
23	0,078	0,910	VYHOVÍ
24	0,232	0,910	VYHOVÍ

Poznámka: protože rozhodují vodorovné síly, vykolejení v tomto případě nerozhoduje.

15.2. OPĚRY

15.2.1. SOUSTŘEDĚNÝ TLAK POD LOŽISKEM

Platí posouzení pilířů - viz kap. 15.1.1.

15.2.2. PŘÍČNÝ TAH POD LOŽISKEM

Platí posouzení pilířů - viz kap. 15.1.2.

15.2.3. USMYKNUTÍ ROHU (doplňkové posouzení ke kapitole 14.)

15.2.3.1. Ve směru podélné osy mostu

$$R_d = 3344,1 \text{ kN}$$

$$e = 0,600 \text{ m}$$

$$b = 2,500 \text{ m}$$

$$T_{2d} = \frac{0,015}{1 - \left(2 \cdot \frac{0,600}{2,500}\right)^{1/2}} \cdot 3,344 = 0,049 \cdot 3,344 =$$

$$= 0,163 \text{ MN} < 0,3 \cdot 3,344 = 1,003 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow T_{2d} = 0,163 \text{ MN}$$

$$\text{Podélná reakce z ložiska ... } F_{//,d} = 0,811 \text{ MN} \quad (\text{pouze na O1})$$

Podélná síla celkem ...

$$H_{//,d} = 0,163 + 0,811 = 0,974 \text{ MN}$$

Výztuž pod ložiskem v podélném směru :

$$\text{Průměr ... } \phi = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Počet ... } n = 6,667 \text{ ks}$$

$$\text{Plocha celkem ... } A_s = 2532,933 \text{ mm}^2$$

$$\text{Návrhová mez kluzu ... } f_{yd} = 434,783 \text{ MPa}$$

$$\text{Návrhová únosnost výztuže ... } H_{//,Rd} = 0,002533 \cdot 434,783 =$$

$$= 1,101 \text{ MN} > H_{//,d} \cdot 0,974 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Na opěře O2 jsou podélně posuvná ložiska - posouzení provedeme pouze na účinky svislé síly:

Výztuž:

$$\text{Průměr ... } \phi = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Počet ... } n = 6,667 \text{ ks}$$

$$\text{Plocha celkem ... } A_s = 523,3333 \text{ mm}^2$$

$$\text{Návrhová mez kluzu ... } f_{yd} = 434,783 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Návrhová únosnost výztuže ...} \quad H_{//,Rd} &= 0,000523 \cdot 434,783 = \\ &= 0,228 \text{ MN} > H_{//,d} = 0,163 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

15.2.3.2. Kolmo na podélnou osu mostu

(doplňkové posouzení ke kapitole 14.)

$$R_d = 3344,1 \text{ kN}$$

$$e = 1,550 \text{ m}$$

$$b = 4,200 \text{ m}$$

$$T_{2d} = \frac{0,015 \cdot 3,344}{1 - \left(2 \cdot \frac{1,550}{4,200}\right)^{1/2}} = 0,106 \cdot 3,344 =$$

$$= 0,356 \text{ MN} < 0,3 \cdot 3,344 = 1,003 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow T_{2d} = 0,356 \text{ MN}$$

$$\text{Příčná reakce z ložiska ...} \quad F_{příč.,d} = 0,497 \text{ MN}$$

Příčná síla celkem ...

$$H_{příč.,d} = 0,356 + 0,497 = 0,853 \text{ MN}$$

Výztuž pod ložiskem v příčném směru :

$$\text{Průměr ...} \quad \phi = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Počet ...} \quad n = 6,667 \text{ ks}$$

$$\text{Plocha celkem ...} \quad A_s = 2093,333 \text{ mm}^2$$

$$\text{Návrhová mez kluzu ...} \quad f_{yd} = 434,783 \text{ MPa}$$

$$\text{Návrhová únosnost výztuže ...} \quad H_{příč.,Rd} = 0,002093 \cdot 434,783 =$$

$$= 0,910 \text{ MN} > \Sigma H_{příč.,d} = 0,853 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

16. ZALOŽENÍ

V této kapitole je provedeno posouzení založení prostřednictvím porovnání namáhání v základové spáře (konkrétně porovnáním svislých sil, kterých se především týkají úpravy mostu provedené připravovanou rekonstrukcí).

Porovnání provedeme pro část konstrukce spočívající na jednom dříku spodní stavby, tzn. připadající na polovinu základového bloku.

Porovnáváme střední hodnotu stálého zatížení.

16.1. PŮVODNÍ STAV

16.1.1. ZATÍŽENÍ STÁLÉ

Nosníky PSKT-30 ...	4	1278,0	=	2556,0	kN
	<hr/>			2	
Prefabrikované konzoly ...	30,000	9,459	=	283,8	kN
Zábradlí ...	30,000	0,025	=	0,750	kN
Kolejové lože ...	30,000	53,626	=	1608,8	kN
Izolace s ochranou ...	30,000	6,750	=	202,5	kN
Kolejnice ...	30,000	1,200	=	36,0	kN
Betonové pražce s upevňovací ...	30,000	4,800	=	144,0	kN
<hr/>					
Celkem ...				4831,8	kN

Tíha dříku ... uvažujeme nižší typ dříku, aby procentuální změna zatížení vyšla co největší ...

$$G_{\text{DŘÍK}} = 2,500 \cdot 4,200 \cdot 14,350 \cdot 25,000 = 3766,9 \text{ kN}$$

Tíha základového bloku (typického) ...

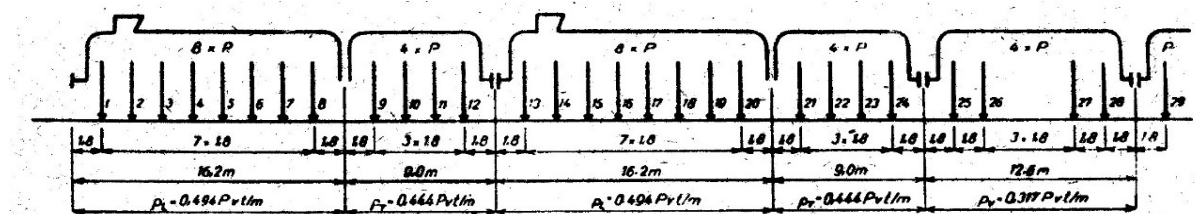
$$G_{\text{BLOK}} = 7,000 \cdot 13,000 \cdot 2,500 \cdot 25,000 = 5687,5 \text{ kN}$$

16.1.2. ZATÍŽENÍ PROMĚNNÉ

Pro porovnání jako zatížení v původním stavu uvažujeme zatížení, na které byl most navržen, tzn.:

- vlak "A",
- jeřáb GEPK-130 se zavěšeným nosníkem PSKT-30 o hmotnosti 130 t.

Zatěžovací vlak A ...



$$P = 240,0 \text{ kN}$$

$$R_A = 0,494 \cdot 240,000 + 15,000 + 0,444 \cdot 240,000 + 15,000 =$$

$$= 3376,8 \text{ kN}$$

Dynamický součinitel se počítal podle vztahu:

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{P}}, \text{ kde:}$$

L je rozpětí vyšetřované části konstrukce,

G je celkové stálé zatížení na toto rozpětí,

P je celkové pohyblivé zatížení, jež lze umístit na uvažovanou část ...

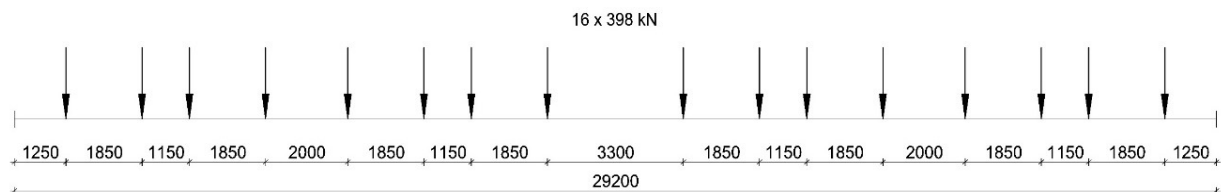
$$\begin{aligned} \delta &= 1,00 + \frac{0,40}{1,00 + \frac{0,20}{30,000}} + \\ &+ \frac{0,60}{1,00 + \frac{4,00}{\frac{4831,8}{3376,8}}} = \\ &= 1,00 + 0,057 + 0,089 = \\ &= 1,146 \end{aligned}$$

Dynamický součinitel uvažujeme pouze v úrovni úložného prahu, níže dynamický součinitel neuvažujeme.

Vlak A vynásobený dynamickým součinitelem ...

$$\delta \cdot R_A = 1,146 \cdot 3376,8 = 3871,102 \text{ kN}$$

Jeřáb GEPK - 130 ...



V uvedených nápravových silách už je započítáno i břemeno o hmotnosti 130,0 t.

Dynamický součinitel se uvažoval hodnotou: $\delta = 1,05$

Pro výpočet reakce na pilíř převedeme nápravové síly na spojitě rovnoměrné zatížení ...

$$f = \frac{16 \cdot 398,0}{29,200} = 218,082 \text{ kN/m}$$

Délka spojitěho rovnoměrného zatížení na jednom nosníku ...

$$\frac{29,200}{2} = 14,600 \text{ m}$$

Vzdálenost středu spojitěho rovnoměrného zatížení na nosníku od osy pilíře ...

$$\frac{29,200}{2} = 14,600 \text{ m}$$

Reakce na pilíř - ze dvou navazujících nosníků nad pilířem dohromady ...

$$R_{\text{GEPK}} = \frac{2 \cdot 218,082 \cdot 14,600}{30,000} = 4818,453 \text{ kN}$$

Jeřáb GEPK-130 vynásobený dynamickým součinitelem ...

$$\delta \cdot R_{\text{GEPK}} = 1,05 \cdot 4818,453 = 5059,376 \text{ kN}$$

S dynamickým součinitelem i bez něho rozhoduje jeřáb GEPK-130.

16.1.3. PŘEHLED A SOUČTY

Zatížení		Svislá síla [MN]
Stálé z n.k.		4,832
Dřík		3,767
Základ		5,688
GEPK		4,818
δ_{GEPK}		1,05
Součty - stálé	úložný práh	4,83
	pata dříku	8,60
	základová spára	14,29
Součty - včetně pohyb.	úložný práh	9,891
	pata dříku	13,417
	základová spára	19,105

16.2. NOVÝ STAV

16.2.1. ZATÍŽENÍ STÁLÉ

Nosníky PSKT-30 ...		4	1278,0	=	2556,0	kN
			2			
Spřažená ŽB deska ...	30,000	1,080	0,025	=	0,810	kN
Monolitické římsy ...		30,000	12,250	=	367,5	kN
Zábradlí ...		30,000	0,025	=	0,750	kN
Kolejové lože ...		30,000	62,780	=	1883,4	kN
Izolace s ochranou ...		30,000	9,423	=	282,7	kN
Kolejnice ...		30,000	1,200	=	36,0	kN
Betonové pražce s upevňovací ...		30,000	4,800	=	144,0	kN
Celkem ...						5271,1 kN

Tíha dříku ... uvažujeme nižší typ dříku, aby procentuální změna zatížení vyšla co největší ...

$$G_{\text{DŘÍK}} = 2,500 \quad 4,200 \quad 14,350 \quad 25,000 = 3766,9 \text{ kN}$$

Tíha základového bloku (typického) ...

$$G_{\text{BLOK}} = 7,000 + 13,000 + 2,500 + 25,000 = 5687,5 \text{ kN}$$

16.2.2. ZATÍŽENÍ PROMĚNNÉ

Pro porovnání jako zatížení v novém stavu uvažujeme požadované traťové třídy s přidruženou rychlostí, tzn. ...

$$\begin{aligned} \text{C4/110 ...} \quad & 8,000 \text{ t/m} \Rightarrow 80,000 \text{ kN/m} \\ & \phi_{T1} = 1,195 \\ & R_{C4} = 30,000 + 80,000 = 2400,0 \text{ kN} \\ & \delta \cdot R_{C4} = 1,19 \cdot 2400,0 = 2867,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{D4/120 ...} \quad & 8,000 \text{ t/m} \Rightarrow 80,000 \text{ kN/m} \\ & \phi_{T1} = 1,214 \\ & R_{C4} = 30,000 + 80,000 = 2400,0 \text{ kN} \\ & \delta \cdot R_{C4} = 1,21 \cdot 2400,0 = 2914,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{D2/160 ...} \quad & 6,400 \text{ t/m} \Rightarrow 64,000 \text{ kN/m} \\ & \phi_{T1} = 1,299 \\ & R_{C4} = 30,000 + 64,000 = 1920,0 \text{ kN} \\ & \delta \cdot R_{C4} = 1,30 \cdot 1920,0 = 2493,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

S dynamickým součinitelem i bez něho rozhoduje D4/120.

16.2.3. PŘEHLED A SOUČTY

Zatížení		Svislá síla [MN]	Násobek původního stavu
Stálé z n.k.		5,271	1,091
Dřík		3,767	1,000
Základ		5,688	1,000
D4/120		2,400	0,498
δ_{D4}		1,21	1,157
Součty - stálé	úložný práh	5,271	1,091
	pata dříku	9,038	1,051
	základová spára	14,726	1,031
Součty - včetně pohyb.	úložný práh	8,186	0,828
	pata dříku	11,438	0,852
	základová spára	17,126	0,896

Nové úložné prahy jsou navrženy na účinky nového zatížení.

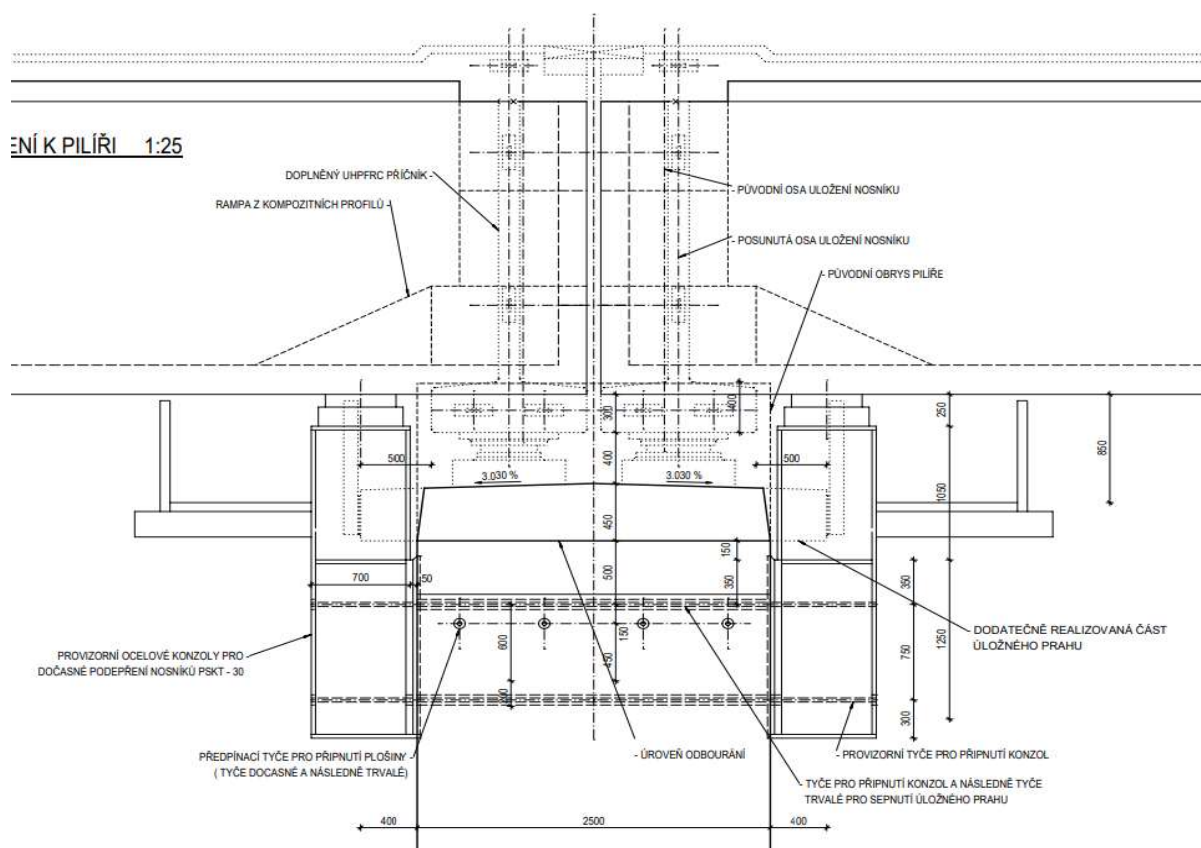
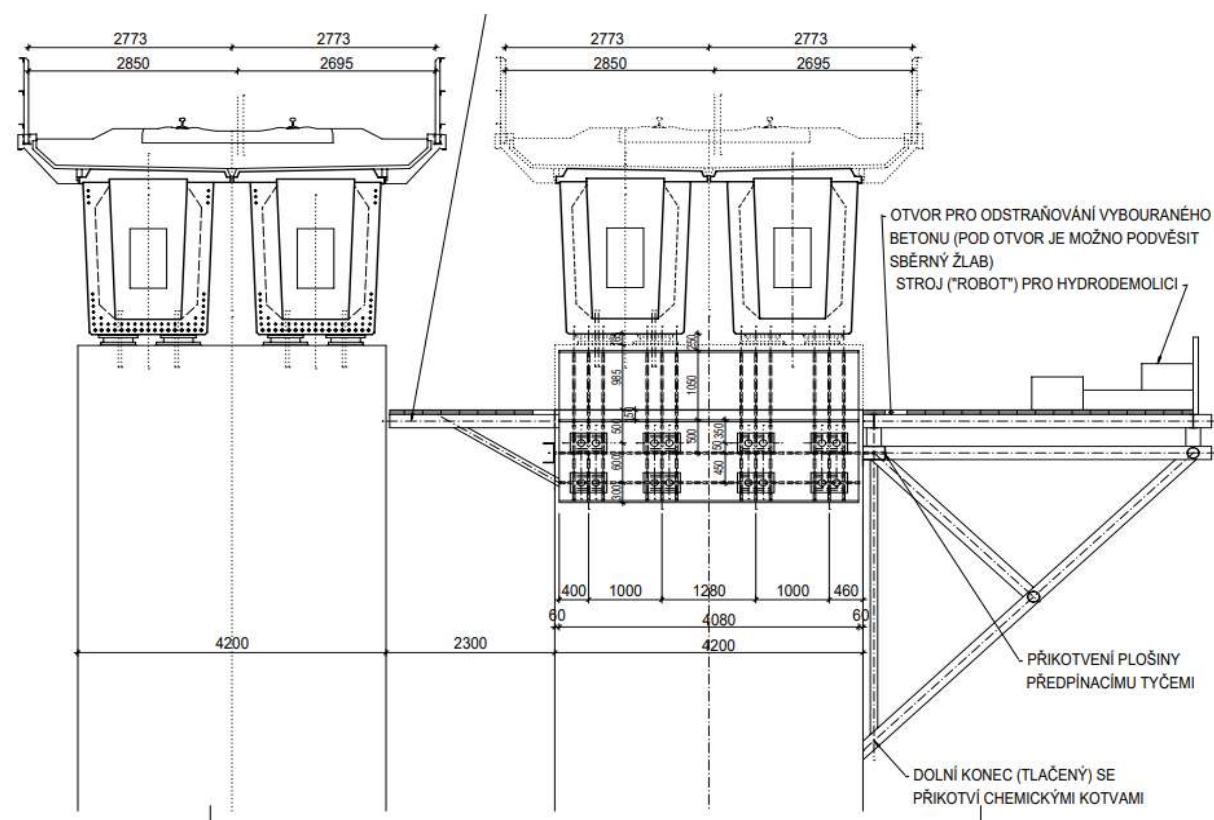
Účinky stálého zatížení v patě dříku a v základové spáře jsou v novém stavu vyšší asi o 5 % a 3 % - navýšení je zanedbatelné.

Účinky stálého a pohyblivého zatížení celkem jsou v patě dříku a v základové spáře oproti původnímu stavu nižší asi o 15 %.

Uvedené výsledky byly stanoveny pro pilíře. U koncových opěr se projevuje i značná tíha zemního tělesa - přitížení novými konstrukcemi je zde procentuálně ještě mnohem nižší. Porovnání účinků mostní konstrukce bylo provedeno v kapitole 13.

17. PROVIZORNÍ KONZOLY

17.1. SCHÉMA



Během demolice původních úložných prahů a realizace nových úložných prahů budou nosníky PSKT-30 dočasně uloženy na provizorních ocelových konzolách, přikotvených k pilířům pomocí předpínacích tyčí.

Délka nosníku ...	29,900	m
Rozpětí nosníku ...	29,000	m
Šířka pilíře - ve směru podélné osy mostu ...	2,500	m
Šířka pilíře - kolmo na podélnou osu mostu ...	4,200	m
Vzdálenost osy uložení na konzole od líce pilíře ...	0,500	m
Vzdálenost původní osy uložení od osy pilíře ...	0,500	m
Přesah nosníku za původní osu uložení ...	0,450	m
Vzdálenost osy uložení na provizorní konzole od konce nosníku ...	1,700	m
Osová vzdálenost lisů kolmo na podélnou osu mostu ...	1,000	m
Osová vzdálenost horní a dolní vrstvy kotevních předpínacích tyčí ...	0,750	m

Nosníky budou na provizorních konzolách uloženy obdobně jako na dosavadních ložiskách, tzn. na každém konci nosníku na dvou bodech (v příčném směru umístěných prakticky ve stejné poloze jako stávající ložiska). Nosníky se zdvihnou pomocí hydraulických lisů, následně je možno nosníky uložit na vhodné ocelové podpěry ("podložky") s pružnou vrstvou pod nosníky.

Ocelové konzoly budou vyrobeny jako celistvé vždy pod celou nosnou konstrukcí (tzn. pod dvěma nosníky PSKT-30), a to z následujících důvodů -

- snadnější manipulace - ocelové konzoly bude možno zvedat z terénu a opět spouštět na terén s pomocí závěsů vně (na okrajích, případně i ve středu - mezi nosníky) nosné konstrukce,
- stávající železobetonové pilíře nebyly pro takovéto stavební stavy navrženy ani realizovány, společné ocelové konzoly jsou proto spolehlivější (např. z hlediska případného "rozštípnutí" pilíře lokálními silami aapod.). Ze stejného důvodu budou pilíř sepnuty předpínacími tyčemi i ve směru kolmo na podélnou osu mostu.

17.2. ZATÍŽENÍ

Před podepřením na provizorních konzolách budou nosníky kompletně "odstrojeny" - bude odstraněna kolej, kolejové lože, římsové konzoly i izolační souvrství. Při návrhu konzol tedy uvažujeme pouze vlastní tíhu nosníků, staveništní zatížení, zatížení větrem a mimořádné zatížení seismicitou.

Vlastní tíha nosníků ...	na metr délky ...	$g_{0,k} =$	42,742	kN/m
	tíha celého nosníku ...	$G_{0,k} =$	1278,000	kN

Staveništní zatížení ...

$$q_{s,k} = 1,000 \text{ kN/m}^2 \approx 2,060 \cdot 1,000 = 2,060 \text{ kN/m}$$

Vítr (podle ČHMÚ) ...

tlak větru na 1 m² uvažujeme (mírně zjednodušeně) stejnou hodnotou, která byla spočítána pro kompletní "nezatížení most", tzn. s redukcí na hodnotu podle ČHMÚ) ...

$$w_k = 0,908 \cdot \frac{6,820}{3,650} = 1,696 \text{ kN/m}^2$$

Výška průřezu nosníků ... $h = 2,500 \text{ m}$

Na nosníku předpokládáme provizorní zábradlí - uvažujeme zvětšení výšky o 0,3 m...

$$\Sigma h = 2,500 + 0,300 = 2,800 \text{ m}$$

Zatížení větrem na 1 m délky ... $1,696 \cdot 2,800 = 4,750 \text{ kN/m}$

Výška výslednice zatížení větrem nad dolními vlákny nosníku ...

$$\frac{2,800}{2} = 1,400 \text{ m}$$

Protože nosníky budou v této etapě kompletně odstrojené, bude vítr působit vždy pouze na jeden nosník.

Seizmické zatížení - vodorovné setrvačné síly od vlastní tíhy nosníků ...

hmotnost celého nosníku ... $1278,000 \text{ kN} \approx 127800,0 \text{ kg}$

zrychlení ... $0,045 \text{ g} = 0,045 \cdot 9,81 = 0,441 \text{ m/s}^2$

vodorovná síla ... $127800,0 \cdot 0,441 = 56417,3 \text{ N} = 56,417 \text{ kN}$
(z celého nosníku)

výška působíště nad dolními vlákny nosníku (uvažujeme těžiště průřezu uprostřed rozpětí) ...
 $1,558 \text{ m}$

Seizmické zatížení - vodorovné setrvačné síly od staveništního zatížení ...

zatížení na celém nosníku ...

$$2,060 \cdot 29,900 = 61,594 \text{ kN} \approx 6159,4 \text{ kg}$$

zrychlení ... $0,045 \text{ g} = 0,045 \cdot 9,81 = 0,441 \text{ m/s}^2$

vodorovná síla ... $6159,4 \cdot 0,441 = 2719,1 \text{ N} = 2,719 \text{ kN}$
(z celého nosníku)

výška působíště nad dolními vlákny nosníku (uvažujeme 0,5 m nad povrchem nosníku) ...

$$2,500 + 0,500 = 3,000 \text{ m}$$

17.3. REAKCE NA JEDEN LIS

17.3.1. SVISLÉ REAKCE

Vlastní tíha nosníků ... $R_{g0,Z,k} = \frac{1278,000}{4} = 319,500 \text{ kN}$

Staveništní zatížení ...

$$R_{s,Z,k} = \frac{29,900 + 2,060}{4} = 15,399 \text{ kN}$$

Vítr (kolmo na podélnou osu mostu - hodnoty podle ČHMÚ) ...

$$R_{w,Z,k} = \frac{29,900 + 4,750 + 1,400}{1,000 \cdot 2} = 99,421 \text{ kN}$$

Seizmické zatížení (kolmé) - vodorovné setrvačné síly od vlastní tíhy nosníků ...

$$R_{Ag,Z,k} = \frac{56,417 + 1,558}{1,000 \cdot 2} = 43,949 \text{ kN}$$

Seizmické zatížení - vodorovné setrvačné síly od staveništního zatížení ...

$$R_{As,Z,k} = \frac{2,719 + 3,000}{1,000 \cdot 2} = 4,079 \text{ kN}$$

Vlastní tíha ocelové konzoly (pro návrh kotvení k pilíři) ...

předpokládáme ... $R_{OK,Z,k} = 5,000 \text{ kN}$ (na jeden lis)

17.3.2. VODOROVNÉ REAKCE - KOLMO NA PODÉLNOU OSU MOSTU

Vítr (podle ČHMÚ) ... (předpokládáme rozdělení na všechny čtyři lisy pod nosníkem)

$$R_{w,Y,k} = \frac{29,900 + 4,750}{4} = 35,508 \text{ kN}$$

Seizmické zatížení - vodorovné setrvačné síly od vlastní tíhy nosníků ...

$$R_{Ag,Y,k} = \frac{56,417}{4} = 14,104 \text{ kN}$$

Seizmické zatížení - vodorovné setrvačné síly od staveništního zatížení ...

$$R_{As,Y,k} = \frac{2,719}{4} = 0,680 \text{ kN}$$

U vodorovných sil předpokládáme jejich působení v úrovni dolních vláken nosníků PSKT-30.

17.3.3. VODOROVNÉ REAKCE - VE SMĚRU PODÉLNÉ OSY MOSTU

Vítr (podle ČHMÚ) ... (předpokládáme rozdělení na všechny čtyři lisy pod nosníkem)

$$R_{w,X,k} = \frac{0,25 \cdot 29,900 \cdot 4,750}{2} = 17,754 \text{ kN}$$

Seizmické zatížení - vodorovné setrvačné síly od vlastní tíhy nosníků ...

$$R_{Ag,X,k} = \frac{56,417}{2} = 28,209 \text{ kN}$$

Seizmické zatížení - vodorovné setrvačné síly od staveništního zatížení ...

$$R_{As,X,k} = \frac{2,719}{2} = 1,360 \text{ kN}$$

17.3.4. MOMENTY K DOLNÍMU OKRAJI "NÁSTAVCE" - VE SMĚRU PODÉLNÉ OSY MOSTU

Momenty jsou stanoveny pro jeden lis.

Vítr (podle ČHMÚ) ...

$$M_{w,X,k} = 17,754 \cdot 2,700 = 47,935 \text{ kNm}$$

Seizmické zatížení - vodorovné setrvačné síly od vlastní tíhy nosníků ...

$$M_{Ag,X,k} = 28,209 \cdot 2,858 = 80,620 \text{ kNm}$$

Seizmické zatížení - vodorovné setrvačné síly od staveništního zatížení ...

$$M_{As,X,k} = 1,360 \cdot 2,858 = 3,886 \text{ kNm}$$

17.3.5. MOMENTY K OSE KOTVENÍ - VE SMĚRU PODÉLNÉ OSY MOSTU

Momenty jsou stanoveny pro jeden lis.

Vítr (podle ČHMÚ) ...

$$M_{w,X,k} = 17,754 \quad 3,550 \quad = \quad 63,026 \quad \text{kNm}$$

Seizmické zatížení - vodorovné setrvačné síly od vlastní tíhy nosníků ...

$$M_{Ag,X,k} = 28,209 \quad 3,708 \quad = \quad 104,598 \quad \text{kNm}$$

Seizmické zatížení - vodorovné setrvačné síly od staveništního zatížení ...

$$M_{As,X,k} = 1,360 \quad 3,708 \quad = \quad 5,041 \quad \text{kNm}$$

17.3.6. MOMENTY K DOLNÍMU OKRAJI "NÁSTAVCE" - KOLMO NA PODÉLNOU OSU MOSTU

V tomto stádiu návrhu je účinek příčných momentů uvažován prostřednictvím svislého přetížení/odlehčení na jednotlivé lisy (viz výše).

17.3.7. MOMENTY K OSE KOTVENÍ - KOLMO NA PODÉLNOU OSU MOSTU

V tomto stádiu návrhu je účinek příčných momentů uvažován prostřednictvím svislého přetížení/odlehčení na jednotlivé lisy (viz výše).

17.3.8. KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Pro návrh ocelových konzol budou rozhodující mezní stavy únosnosti. Vzhledem k hodnotám sil lze předpokládat, že rozhodující budou svislé síly a momenty ve směru podélné osy mostu.

MSÚ - kombinace podle (6.10) - trvalé a dočasné návrhové situace:

Svislá síla na lis (vlastní tíha ocelové konzoly je zanedbatelná):

$$\begin{aligned} Z_{lis,d} &= 1,35 \quad 319,500 \quad + \quad 1,50 \quad 99,421 \quad + \\ &+ \quad 1,00 \quad 1,50 \quad 15,399 \quad = \quad 603,554 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Svislá síla na kotvení (pod jedním lisem):

$$Z_{kotv,d} = 603,554 \quad + \quad 1,35 \quad 5,000 \quad = \quad 610,304 \quad \text{kN}$$

Podélná síla:

$$H_{//,d} = 1,50 \quad 17,754 \quad = \quad 26,631 \quad \text{kN}$$

Podélný moment v úrovni osy kotvení:

$$M_{//,d} = 1,50 \quad 63,026 \quad = \quad 94,539 \quad \text{kNm}$$

Zvětšení/zmenšení osově síly v jednotlivých vrstvách kotevních předpínacích tyčí vlivem podélného momentu:

$$\Delta N_d = \frac{94,539}{0,750} = 126,052 \quad \text{kN}$$

MSÚ - kombinace pro seizmické návrhové situace:

Svislá síla na lis (vlastní tíha ocelové konzoly je zanedbatelná):

$$\begin{aligned} Z_{lis,d} &= 319,500 + 1,00 \quad 15,399 + 43,949 + \\ &+ 1,00 \quad 4,079 + 0,00 \quad 99,421 = 382,926 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Svislá síla na kotvení (pod jedním lisem):

$$Z_{kotv,d} = 382,926 + 1,00 \quad 5,000 = 387,926 \quad \text{kN}$$

Podélná síla:

$$\begin{aligned} H_{//,d} &= 28,209 + 1,00 \quad 1,360 + 0,00 \quad 17,754 = \\ &= 29,568 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Podélný moment v úrovni osy kotvení:

$$\begin{aligned} M_{//,d} &= 104,598 + 1,00 \quad 5,041 + 0,00 \quad 63,026 = \\ &= 109,639 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Zvětšení/zmenšení osově síly v jednotlivých vrstvách kotevních předpínacích tyčí vlivem podélného momentu:

$$\Delta N_d = \frac{109,639}{0,750} = 146,185 \quad \text{kN}$$

MSP - charakteristická kombinace:

Svislá síla na lis (vlastní tíha ocelové konzoly je zanedbatelná):

$$\begin{aligned} Z_{\text{lis,d}} &= 1,00 \cdot 319,500 + 1,00 \cdot 99,421 + \\ &+ 1,00 \cdot 1,00 \cdot 15,399 = 434,320 \text{ kN} \end{aligned}$$

Svislá síla na kotvení (pod jedním lisem):

$$Z_{\text{kotv,d}} = 434,320 + 1,00 \cdot 5,000 = 439,320 \text{ kN}$$

Podélná síla:

$$H_{\text{ll,d}} = 1,00 \cdot 17,754 = 17,754 \text{ kN}$$

Podélný moment v úrovni osy kotvení:

$$M_{\text{ll,d}} = 1,00 \cdot 63,026 = 63,026 \text{ kNm}$$

Zvětšení/zmenšení osově síly v jednotlivých vrstvách kotevních předpínacích tyčí vlivem podélného momentu:

$$\Delta N_d = \frac{63,026}{0,750} = 84,035 \text{ kN}$$

17.4. NÁVRH OCELOVÉ KONZOLY

Návrh pro mírné zjednodušení provedeme samostatně pro účinky v místě jednoho lisu.

17.4.1. NÁVRH "NÁSTAVCE"

Pro mírné zjednodušení provedeme posouzení nástavce na účinky v úrovni osy kotvení. Návrh provedeme pružně. Předpokládáme, že v případě potřeby bude konstrukce doplněna výztuhami tak, aby bylo možno uvažovat celý průřez (bez případného vyloučení štíhlých tlačенých oblastí vlivem boulení).

Působící průřez - vodorovný řez nástavcem:

nosník o průřezu "tvaru I" se třemi stojinami ...

horní příruba ...	šířka ...	$b_{\text{fh}} =$	0,800	m
	tloušťka ...	$t_{\text{fh}} =$	0,025	m
jedna stěna ...	výška ...	$h_{\text{w}} =$	0,659	m
	tloušťka ...	$t_{\text{w}} =$	0,016	m

počet stěn ...		$n =$	2	ks
dolní příruba ...	šířka ...	$b_{fd} =$	0,800	m
	tloušťka ...	$t_{fd} =$	0,016	m
celková výška průřezu ...			0,700	m
plocha průřezu ...		$A =$	0,053888	m ²
moment setrvačnosti k "vodorovné" ose ...		$I =$	0,022103	m ⁴
průřezový modul ke krajním vláknům ...		$W =$	0,063153	m ³
statický moment k neutrální ose ...		$S =$	0,008487	m ³

Posouzení - trvalé a dočasné návrhové situace ...

normálová napětí pod lisem ve svislém směru - (maximální napětí v tlaku) ...

$$\sigma = \frac{-0,603554}{0,053888} + \frac{0,09454}{-0,063153} = -11,200 + -1,497 = -12,697 \text{ MPa}$$

Posouzení - seismické návrhové situace ...

normálová napětí pod lisem ve svislém směru - (maximální napětí v tlaku) ...

$$\sigma = \frac{0,382926}{0,053888} + \frac{0,10964}{-0,063153} = 7,106 + -1,736 = 5,370 \text{ MPa}$$

Působící průřez - svislý řez v místě připojení k čelní desce:

nosník o průřezu "tvaru I" se třemi stojinami ...

horní příruba ...	šířka ...	$b_{fh} =$	0,800	m
	tloušťka ...	$t_{fh} =$	0,025	m
jedna stěna ...	výška ...	$h_w =$	0,959	m
	tloušťka ...	$t_w =$	0,016	m
počet stěn ...		$n =$	2	ks
dolní příruba ...	šířka ...	$b_{fd} =$	0,800	m
	tloušťka ...	$t_{fd} =$	0,016	m
celková výška průřezu ...			1,000	m
plocha průřezu ...		$A =$	0,063488	m ²
moment setrvačnosti k "vodorovné" ose ...		$I =$	0,064315	m ⁴
průřezový modul ke krajním vláknům ...		$W =$	0,128629	m ³
statický moment k neutrální ose ...		$S =$	0,013429	m ³

Posouzení - trvalé a dočasné návrhové situace ...

normálová napětí pod lisem ve svislém směru - (maximální napětí v tahu) ...

$$\sigma = \frac{0,026631}{0,063488} + \frac{0,09454}{0,128629} = 0,419 + 0,735 = 1,154 \text{ MPa}$$

smykové napětí v místě připojení k čelní desce ...

$$\tau = \frac{0,610304}{0,032} \frac{0,013429}{0,064315} = 3,982 \text{ MPa}$$

Posouzení - seismické návrhové situace ...

normálová napětí pod lisem ve svislém směru - (maximální napětí v tahu) ...

$$\sigma = \frac{0,029568}{0,063488} + \frac{0,10964}{0,128629} = 0,466 + 0,852 = 1,318 \text{ MPa}$$

smykové napětí v místě připojení k čelní desce ...

$$\tau = \frac{0,387926}{0,032} \frac{0,013429}{0,064315} = 2,531 \text{ MPa}$$

Vzhledem k uspořádání konstrukce a hodnotám vnitřních sil momenty kolmo na podélnou osu mostu nerozhodují.

17.4.2. NÁVRH KOTVENÍ PŘEDPÍNACÍMI TYČEMI

Maximální hodnoty příčných sil:

kvazistálá kombinace ...	-	kN
charakteristická kombinace ...	439,320	kN
návrhová kombinace (trvalé a dočasné n.s.) ...	610,304	kN
návrhová kombinace (mimořádné n.s.) ...	387,926	kN
Uvažovaný součinitel tření ...	0,50	

Potřebná příčná síla vyvozená předpínacími tyčemi ...

$$P_{\text{nut}} = \frac{610,304}{0,50} = 1220,609$$

Návrh předpětí - tyče Freyssibar+ HSA:

Průměr tyče ...	$D =$	32	mm
Plocha průřezu tyče ...	$A =$	816,0	mm ²

Zaručená mez pevnosti ...	$f_{pk} =$	1070,0	MPa
Zaručená mez kluzu ...	$f_{p0,2k} =$	870,0	MPa
Modul pružnosti ...	$E_p =$	200,0	GPa
Zaručená tažnost ...	$A \% =$	12,0	%

Houževnatost při ...	20 °C	...	50,0	J
	0 °C	...	30,0	J
	-20 °C	...	20,0	J

$$\text{Síla na mezi pevnosti ... (charakteristická)} \quad F_{rg} = \frac{1070,0 \cdot 816,0}{1000} = 873,1 \text{ kN}$$

$$\text{Síla na mezi kluzu } \sigma_{0,2} \dots \quad F_e = \frac{870,0 \cdot 816,0}{1000} = 709,9 \text{ kN}$$

Maximální napětí a maximální síla při napínání ...

$$\sigma_{\max} = 0,8 \cdot 1070,0 = 856,0 \text{ MPa}$$

$$F_{\max} = \frac{856,0 \cdot 816,0}{1000} = 698,5 \text{ kN} >$$

$$> 639,0 \text{ kN (hodnota stanovená výrobcem)} \Rightarrow F_{\max} = 639,0 \text{ kN}$$

Předpokládané hodnoty předpínací síly v posuzovaných časových etapách - v jedné tyči:

vnesení předpětí ...	0,95	639,0	=	607,1	kN
uvedení do provozu ...	0,90	639,0	=	575,1	kN
konec životnosti ...	0,60	639,0	=	383,4	kN

Návrhová síla na mezi únosnosti (trvalé a dočasné návrhové situace):

$$\sigma_{pd} = \frac{0,88 \cdot 1070,0}{1,00 \cdot 1,15} = 818,8 \text{ MPa}$$

$$N_{pd} = \frac{818,8 \cdot 816,0}{1000} = 668,1 \text{ kN}$$

Návrhová síla na mezi únosnosti (pro mimořádné návrhové situace):

$$\sigma_{pd} = \frac{0,88 \cdot 1070,0}{1,00} = 941,6 \text{ MPa}$$

$$N_{pd} = \frac{941,6 + 816,0}{1000} = 768,3 \text{ kN}$$

Navržený počet tyčí ... 4 ks

Síla vyvozená tyčemi na konci životnosti ... 4 383,4 = 1533,6 kN

Posouzení tyče na mezi únosnosti - v době uvedení do provozu ...

Trvalé a dočasné návrhové situace ...

$$N_{\max,Ed} = 575,1 + \frac{126,052}{2} + \frac{26,631}{4} = 644,784 \text{ kN} < N_{P,Rd} = 668,127 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ (trvalé a dočasné n.s.)}$$

Mimořádná (seizmická) návrhová situace ...

$$N_{\max,d} = 575,1 + \frac{146,185}{2} + \frac{29,568}{4} = 655,585 \text{ kN} < N_{P,Rd} = 768,346 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ (mimořádné/seizmické n.s.)}$$

Posouzení tření v přípoji konzoly - na konci "životnosti" ...

Charakteristická kombinace ...

Příčná síla ... 439,320 kN ... celkem
219,660 kN ... na jednu vrstvu tyčí

Normálová síla působící na přípoj (vyvozující tření) ...

$$-383,4 \cdot 2 + \frac{84,035}{2} + \frac{17,754}{4} = -720,3443 \text{ kN (tlak)}$$

Tření ...

$$T = 0,50 \cdot 720,3443 = 360,1721 \text{ kN} > 219,660 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

18. MONTÁŽ - OVĚŘENÍ PILÍŘŮ

18.1. ÚVOD

V této kapitole je provedeno posouzení dříků pilířů pro případ, kdy by - na základě případně přijatého postupu realizace - byla nosná konstrukce přizdvížena a podepřena na provizorních konzolách pouze z jedné strany pilíře, zatímco druhá nosná konstrukce by byla uložena na ložiska (původní nebo nová).

18.2. ZATÍŽENÍ A VNITŘNÍ SÍLY

18.2.1. SVISLÉ SÍLY

V uvažovaném stavu uvažujeme následující zatížení -

- vlastní tíhu prefabrikovaných nosníků PSKT-30 (mostní svršek a vybavení bude - přinejmenším ze zvedané konstrukce - v této etapě odstraněno; neuvažujeme ho ale ani na konstrukci spočívající na ložiskách - jsme na straně bezpečné),
- vlastní tíhu dříku pilíře,
- staveništní zatížení $1,0 \text{ kN/m}^2$,
- vozidlo o hmotnosti 10 t (například autodomývač s čerstvým betonem),
- zatížení větrem,
- seizmické zatížení.

Excentricita uložení nosné konstrukce od osy dříku pilíře ...

- při uložení na konzolách ... 1,650 m
- při uložení na ložiskách ... 0,500 m
(uvažujeme stávající stav, v novém stavu je excentricita o 0,1 m větší - jsme na straně bezpečné)

18.2.2. SVISLÉ SÍLY

Nosníky (dva ks) ...

$$R_{N,k} = 2 \cdot \frac{1278,0}{2} = 1278,0 \text{ kN}$$

Normálová síla v dříku (nosníky z obou stran pilíře) ...

$$N = 2 \cdot 1278,0 = 2556,0 \text{ kN (tlak)}$$

Moment k ose dříku (z jedné strany pilíře) - provizorní podpeření ...

$$M_{\text{prov}} = 1278,0 \cdot 1,650 = 2108,7 \text{ kNm}$$

Moment k ose dříku (z jedné strany pilíře) - trvalé podpeření ...

$$M_{\text{prov}} = 1278,0 \cdot 0,500 = 639,0 \text{ kNm}$$

Tíha dříku pilíře (uvažujeme nejvyšší pilíř) ...

$$G_{\text{PIL,k}} = 4,200 \cdot 2,500 \cdot 15,340 \cdot 25,000 = 4026,750 \text{ kN}$$

Normálová síla v patě dříku ...

$$N = 4026,750 \text{ kN (tlak)}$$

$$\text{Moment - ve směru podélné osy mostu ...} \quad M = 0,0 \text{ kNm}$$

$$\text{Moment - kolmo na podélnou osu mostu ...} \quad M = 0,0 \text{ kNm}$$

Staveništní zatížení (na dva nosníky) ...

$$R_{\text{stav,k}} = 2 \cdot \frac{2,060 \cdot 29,900}{2} = 61,594 \text{ kN}$$

Normálová síla v dříku (z jedné strany pilíře) ...

$$M = 61,594 \text{ kN (tlak)}$$

Moment k ose dříku (z jedné strany pilíře) - provizorní podpeření ...

$$M_{\text{prov}} = 61,6 \cdot 1,650 = 101,630 \text{ kNm}$$

Moment k ose dříku (z jedné strany pilíře) - trvalé podpeření ...

$$M_{\text{prov}} = 61,6 \cdot 0,500 = 30,797 \text{ kNm}$$

18.2.3. VODOROVNÉ SÍLY - VE SMĚRU PODÉLNÉ OSY MOSTU

V provizorním i trvalém stavu předpokládáme, že nosníky budou mít na jednom konci pevné uložení a na druhém konci posuvné uložení. Pilíř je tedy namáhán zatížením z celé délky nosníků, ale pouze z jedné strany od osy uložení.

Podélný vítr (u podélného větru uvažujeme působení větru na oba nosníky v příčném řezu) ...

$$R_{w,X,k} = 2 \cdot 17,754 = 35,508 \text{ kN}$$

výška působíště nad dolními vlákny nosníku ... 1,400 m

Podélný moment k patě dříku ...

$$M = 35,508 \cdot 16,890 = 599,723 \text{ kNm}$$

Seizmická síla - nosníky (dva nosníky) ...

$$R_{\text{seiz,N,X,k}} = 2 \cdot 56,417 = 112,835 \text{ kN}$$

výška působíště nad dolními vlákny nosníku ... 1,558 m

Podélný moment k patě dříku ...

$$M = 112,835 \cdot 17,048 = 1923,605 \text{ kNm}$$

Seizmická síla - dřík pilíře ...

$$R_{\text{seiz,N,X,k}} = 0,441 \cdot 4026,750 = 1777,609 \text{ kN}$$

výška působíště nad dolním koncem dříku ... 7,670 m

Podélný moment k patě dříku ...

$$M = 1777,609 \cdot 7,670 = 13634,3 \text{ kNm}$$

18.2.4. VODOROVNÉ SÍLY - KOLMO NA PODÉLNOU OSU MOSTU

Příčný vítr (u příčného větru předpokládáme, že působí pouze na jeden - návětrný - nosník, zatížení z jedné strany pilíře) ...

$$R_{w,Y,k} = 4,750 \cdot \frac{29,900}{2} = 71,015 \text{ kN}$$

výška působíště nad dolními vlákny nosníku ... 1,400 m

Příčný moment k patě dříku ...

$$M = 71,015 \cdot 16,890 = 1199,445 \text{ kNm}$$

Seizmická síla - nosníky (dva nosníky, z jedné strany pilíře) ...

$$R_{\text{seiz,N,X,k}} = 2 \cdot \frac{56,417}{2} = 56,417 \text{ kN}$$

výška působíště nad dolními vlákny nosníku ... 1,558 m

Příčný moment k patě dříku ...

$$M = 56,417 \cdot 17,048 = 961,802 \text{ kNm}$$

Seizmická síla - dřík pilíře ...

$$R_{\text{seiz},N,X,k} = 0,441 \cdot 4026,750 = 1777,609 \text{ kN}$$

výška působíště nad dolním koncem dříku ... 7,670 m

Příčný moment k patě dříku ...

$$M = 1777,609 \cdot 7,670 = 13634,3 \text{ kNm}$$

18.3. KOMBINACE ZATÍŽENÍ

18.3.1. SYMETRICKÉ ULOŽENÍ - OBĚ NAVAZUJÍCÍ POLE NA PROVIZORNÍCH KONZOLÁCH

Staveništní zatížení uvažujeme pouze z jedné strany pilíře.

18.3.1.1. Normálová síla a podélný ohybový moment

MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace ...

Pole "vlevo" od pilíře ...

N_d :	nosníky ...	1,00	1,35	-1278,000	=	-1725,300 kN
	staveništní ...	1,00	1,50	-61,594	=	-92,391 kN
	podélný vítr ...	1,00	1,50	0,000	=	0,000 kN

celkem -1817,691 kN

M_d :	nosníky ...	1,00	1,35	2108,700	=	2846,745 kNm
	staveništní ...	1,00	1,50	101,630	=	152,445 kNm
	podélný vítr ...	1,00	1,50	599,723	=	899,584 kNm

celkem 3898,774 kNm

Pole "vpravo" od piliře ...

N_d :	nosníky ...	1,00	1,35	-1278,000	=	-1725,300 kN
	staveništní ...	1,00	1,50	0,000	=	0,000 kN
	podélný vítr ...	1,00	1,50	0,000	=	0,000 kN
						<hr/>
	celkem					-1725,300 kN

M_d :	nosníky ...	1,00	1,35	-2108,700	=	-2846,745 kNm
	staveništní ...	1,00	1,50	0,000	=	0,000 kNm
	podélný vítr ...	1,00	1,50	0,000	=	0,000 kNm
						<hr/>
	celkem					-2846,745 kNm

Dřík ... $N_d = -4026,750$ kN

$M_d = 0,0$ kNm

Celkem:	$N_d =$	-1817,691	+	-1725,300	+	-4026,750	=	-7569,741 kN
	$M_d =$	3898,774	+	-2846,745	+	0,0	=	1052,029 kNm

MSÚ - mimořádná (seizmická) návrhová situace ...**Pole "vlevo" od piliře ...**

N_d :

nosníky ...	1,00	1,00	-1278,000	=	-1278,000	kN
seizmická síla - nosníky ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000	kN
			<hr/>			
			celkem		-1278,000	kN

M_d :

nosníky ...	1,00	1,00	2108,700	=	2108,700 kNm
seizmická síla - nosníky ...	1,00	1,00	1923,605	=	1923,605 kNm
			celkem		4032,30 kNm

Pole "vpravo" od piliře ...

N_d :

nosníky ...	1,00	1,00	-1278,000	=	-1278,000 kN
seizmická síla - nosníky ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000 kN
			celkem		-1278,000 kN

M_d :

nosníky ...	1,00	1,00	-2108,700	=	-2108,700 kNm
seizmická síla - nosníky ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000 kNm
			celkem		-2108,70 kNm

Dřík - tíha ... $N_d = -4026,750$ kN
 $M_d = 0,0$ kNm

Dřík - seizmicita ... $N_d = 0,000$ kN
 $M_d = 13634,3$ kNm

Celkem: $N_d = -1278,000 + -1278,000 + -4026,750 +$
 $+ 0,000 = -6582,750$ kN
 $M_d = 4032,30 + -2108,70 + 0,0 +$
 $+ 13634,3 = 15557,86$ kNm

MSP - charakteristická kombinace ...***Pole "vlevo" od piliře ...***

N_d :	nosníky ...	1,00	1,00	-1278,000	=	-1278,000 kN
	staveništní ...	1,00	1,00	-61,594	=	-61,594 kN
	podélný vítr ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000 kN
						<hr/>
	celkem					-1339,594 kN

M_d :	nosníky ...	1,00	1,00	2108,700	=	2108,700 kNm
	staveništní ...	1,00	1,00	101,630	=	101,630 kNm
	podélný vítr ...	1,00	1,00	599,723	=	599,723 kNm
						<hr/>
	celkem					2810,053 kNm

Pole "vpravo" od piliře ...

N_d :	nosníky ...	1,00	1,00	-1278,000	=	-1278,000 kN
	staveništní ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000 kN
	podélný vítr ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000 kN
						<hr/>
	celkem					-1278,000 kN

M_d :	nosníky ...	1,00	1,00	-2108,700	=	-2108,700 kNm
	staveništní ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000 kNm
	podélný vítr ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000 kNm
						<hr/>
	celkem					-2108,700 kNm

Dřík ... $N_d = -4026,750$ kN
 $M_d = 0,0$ kNm

Celkem:	$N_d =$	-1339,594	+	-1278,000	+	-4026,750	=	-6644,344
								kN
	$M_d =$	2810,053	+	-2108,700	+	0,0	=	701,353
								kNm

18.3.2. NESYMETRICKÉ ULOŽENÍ - "LEVÉ"Í POLE JE NA PROVIZORNÍCH KONZOLÁCH, "PRAVÉ" POLE NA TRVALÝCH LOŽISKÁCH

Staveništní zatížení uvažujeme pouze z jedné strany pilíře.

18.3.2.1. Normálová síla a podélný ohybový moment

MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace ...

Pole "vlevo" od pilíře ...

$N_d :$	nosníky ...	1,00	1,35	-1278,000	=	-1725,300 kN
	staveništní ...	1,00	1,50	-61,594	=	-92,391 kN
	podélný vítr ...	1,00	1,50	0,000	=	0,000 kN
				celkem		-1817,691 kN

M_d :	nosníky ...	1,00	1,35	2108,700	=	2846,745 kNm
	staveništní ...	1,00	1,50	101,630	=	152,445 kNm
	podélný vítr ...	1,00	1,50	599,723	=	899,584 kNm
				celkem		3898,774 kNm

Pole "vpravo" od pilíře ...

N_d :	nosníky ...	1,00	1,35	-1278,000	=	-1725,300 kN
	staveništní ...	1,00	1,50	0,000	=	0,000 kN
	podélný vítr ...	1,00	1,50	0,000	=	0,000 kN
						<hr/>
	celkem					-1725,300 kN

M_d :	nosníky ...	1,00	1,35	-639,000	=	-862,650 kNm
	staveništní ...	1,00	1,50	0,000	=	0,000 kNm
	podélný vítr ...	1,00	1,50	0,000	=	0,000 kNm
						<hr/>
	celkem					-862,650 kNm

Dřík ... $N_d = -4026,750$ kN

$M_d = 0,0$ kNm

Celkem:	$N_d =$	-1817,691	+	-1725,300	+	-4026,750	=	-7569,741 kN
	$M_d =$	3898,774	+	-862,650	+	0,0	=	3036,124 kNm

MSÚ - mimořádná (seizmická) návrhová situace ...**Pole "vlevo" od pilíře ...**

N_d :

nosníky ...	1,00	1,00	-1278,000	=	-1278,000	kN
seizmická síla - nosníky ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000	kN
			<hr/>			
			celkem		-1278,000	kN

M_d :

nosníky ...	1,00	1,00	2108,700	=	2108,700 kNm
-------------	------	------	----------	---	--------------

seizmická síla - nosníky ...	1,00	1,00		=	0,000 kNm
------------------------------	------	------	--	---	-----------

celkem					2108,70 kNm
--------	--	--	--	--	-------------

Pole "vpravo" od piliře ...

N_d :

nosníky ...	1,00	1,00	-1278,000	=	-1278,000 kN
-------------	------	------	-----------	---	--------------

seizmická síla - nosníky ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000 kN
------------------------------	------	------	-------	---	----------

celkem					-1278,000 kN
--------	--	--	--	--	--------------

M_d :

nosníky ...	1,00	1,00	-639,000	=	-639,000 kNm
-------------	------	------	----------	---	--------------

seizmická síla - nosníky ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000 kNm
------------------------------	------	------	-------	---	-----------

celkem					-639,00 kNm
--------	--	--	--	--	-------------

Dřík - tíha ...	$N_d =$	-4026,750 kN
-----------------	---------	--------------

	$M_d =$	0,0 kNm
--	---------	---------

Dřík - seismická síla ...	$N_d =$	0,000 kN
---------------------------	---------	----------

	$M_d =$	13634,3 kNm
--	---------	-------------

Celkem:

Celkem:	$N_d =$	-1278,000	+	-1278,000	+	-4026,750	+
---------	---------	-----------	---	-----------	---	-----------	---

		+	0,000	=	-6582,750 kN
--	--	---	-------	---	--------------

	$M_d =$	2108,70	+	-639,00	+	0,0	+
--	---------	---------	---	---------	---	-----	---

		+	13634,3	=	15103,96 kNm
--	--	---	---------	---	--------------

MSP - charakteristická kombinace ...***Pole "vlevo" od pilíře ...***

N_d :	nosníky ...	1,00	1,00	-1278,000	=	-1278,000 kN
	staveništní ...	1,00	1,00	-61,594	=	-61,594 kN
	podélný vítr ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000 kN
<hr/>						
	celkem					-1339,594 kN

M_d :	nosníky ...	1,00	1,00	2108,700	=	2108,700 kNm
	staveništní ...	1,00	1,00	101,630	=	101,630 kNm
	podélný vítr ...	1,00	1,00	599,723	=	599,723 kNm
<hr/>						
	celkem					2810,053 kNm

Pole "vpravo" od pilíře ...

N_d :	nosníky ...	1,00	1,00	-1278,000	=	-1278,000 kN
	staveništní ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000 kN
	podélný vítr ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000 kN
<hr/>						
	celkem					-1278,000 kN

M_d :	nosníky ...	1,00	1,00	-639,000	=	-639,000 kNm
	staveništní ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000 kNm
	podélný vítr ...	1,00	1,00	0,000	=	0,000 kNm
<hr/>						
	celkem					-639,000 kNm

Dřík ... $N_d = -4026,750 \text{ kN}$

$M_d = 0,0 \text{ kNm}$

Celkem: $N_d = -1339,594 + -1278,000 + -4026,750 = -6644,344 \text{ kN}$
 $M_d = 2810,053 + -639,000 + 0,0 = 2171,053 \text{ kNm}$

Lze předpokládat, že rozhoduje zatížení ve směru podélné osy mostu.

Přehled kombinací:

Uspořádání		N_d [MN]	M_d [MNm]	σ_{\min}	σ_{\max}
Symetrické	MSÚ - TD	-7,570	1,052	-0,961	-0,480
	MSÚ - A	-6,583	15,558	-4,183	2,929
	Char	-6,644	0,701	-0,793	-0,472
Nesymetrické	MSÚ - TD	-7,570	3,036	-1,415	-0,027
	MSÚ - A	-6,583	15,104	-4,079	2,825
	Char	-6,644	2,171	-1,129	-0,137

Závěr:

MSÚ - trvalé a dočasné návrhové situace (symetrické i nesymetrické uspořádání):

v průřezu vzniká pouze tlak.

Charakteristická kombinace (symetrické i nesymetrické uspořádání):

v průřezu vzniká pouze tlak.

MSÚ - mimořádná (seizmická návrhová situace):

v průřezu vzniká pouze malý tah, který je na hranici pevnosti betonu v tahu.

Dřík pilíře vyhoví při symetrickém i nesymetrickém uspořádání uložení nosné konstrukce.

19. PLOŠINA PRO HYDRODEMOLIČNÍ STROJ

V této kapitole je proveden návrh plošiny pro hydrodemoliční stroj, připnuté k pilířům.

19.1. DŘEVĚNÁ PODLAHA

19.1.1. USPOŘÁDÁNÍ

Osová vzdálenost podpěr podlahy ... 1,050 m

Tloušťka podlahy ... 0,070 m

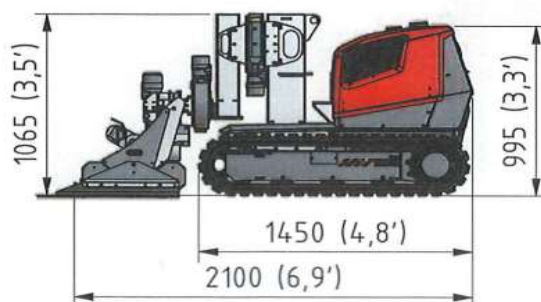
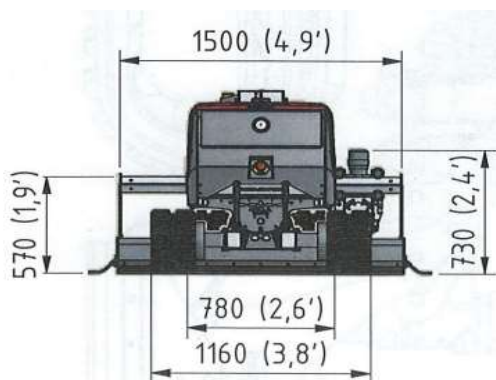
Průřezový modul ... $W = \frac{1,000 \cdot 0,070 \cdot 0,070}{6} = 0,000817 \text{ m}^3/\text{m}$

19.1.2. ZATÍŽENÍ

Tloušťka podlahy ... 0,070 m

Vlastní tíha dřeva ... $4,200 \cdot 0,070 = 0,294 \text{ kN/m}^2$

Robot pro hydrodemolici ...



délka kontaktní plochy pásů ... 1,000 m

šířka jednoho pásu ... 0,200 m

počet pásů ... 2 ks

hmotnost a tíha ... 2,500 t \approx 25,000 kN

předpokládaný dynamický součinitel ... 1,500

$$\text{Plošné zatížení pod pásy ...} \quad \frac{1,500}{2} \quad \frac{25,0}{0,200 \quad 1,000} = 93,750 \text{ kN/m}^2$$

Liniové zatížení pod jedním pásem ...

$$\frac{1,500}{2} \quad \frac{25,0}{1,000} = 18,750 \text{ kN/m}$$

19.1.3. VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL

Ohybový moment od vlastní tíhy podlahy ...

$$M_{g0,k}^D = \frac{0,294 \quad 1,050 \quad 1,050}{8} = 0,041 \text{ kNm/m}$$

Ohybový moment od zatížení robotem ...

$$M_{R,k} = \frac{18,750 \quad 1,050}{4} = 4,922 \text{ kNm/m}$$

Návrhová kombinace ...

$$\begin{aligned} M_d &= 1,35 \quad 0,041 \quad + \quad 1,50 \quad 4,922 = \\ &= 7,438 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

19.1.4. POSOUZENÍ MSÚ - OHYB

Ověříme průřez uprostřed rozpětí mostovky, kde vznikají největší ohybové momenty.

Podle [59], čl. 6.1.6, musí být splněny následující podmínky:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00, \text{ kde:}$$

$\sigma_{m,y,d}$ a $\sigma_{m,z,d}$ jsou návrhová napětí v ohybu k hlavním osám průřezu,

$f_{m,y,d}$ a $f_{m,z,d}$ jsou odpovídající návrhové pevnosti v ohybu,

k_m je součinitel, který bere v úvahu redistribuci napětí a vliv nehomogenit materiálu v průřezu. Hodnota součinitele se má uvažovat následovně:

pro rostlé dřevo, lepené lamelové dřevo a LVL:

obdélníkové průřezy ...	$k_m =$	0,70
ostatní průřezy ...	$k_m =$	1,00

pro ostatní konstrukční výrobky na bázi dřeva, pro všechny průřezy:	$k_m =$	1,00
--	---------	------

v našem případě ...	$k_m =$	0,70
---------------------	---------	------

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,0074375}{0,000817} = 9,107 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

Rozhodující posouzení:

$$\frac{9,107}{14,769} + 0,70 \frac{0,000}{14,769} = 0,617 < 1,00 \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

19.1.5. SMYK (podle [59], Změna A1/2009, čl. 6.1.7)

Pro smyk se složkou napětí rovnoběžně s vlákny i pro smyk s oběma složkami napětí kolmo k vláknům musí být splněna následující podmínka:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \text{ kde:}$$

τ_d je návrhové napětí ve smyku,
 $f_{v,d}$ je návrhová pevnost ve smyku pro příslušný případ.

Pro ověření smykové únosnosti prvků v ohybu se má uvážit vliv trhlin použitím účinné šířky prvku

$$b_{ef} = k_{cr} b, \text{ kde:}$$

b je šířka příslušného průřezu prvku,
 $k_{cr} = 0,67$ (pro rostlé dřevo)

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 18,750 = 28,125 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 t &= 0,070 \text{ m} \\
 b &= 1,000 \text{ m} \\
 b_{ef} &= 0,67 \cdot 1,000 = 0,670 \text{ m} \\
 S &= 0,000410 \text{ m}^3/\text{m} \\
 I &= 1,92\text{E-}05 \text{ m}^4/\text{m} \\
 \tau_d &= \frac{0,028125}{0,670} \cdot \frac{0,000410}{1,92\text{E-}05} = 0,900 \text{ MPa} < 2,462 \\
 &\Rightarrow \text{VYHOVÍ}
 \end{aligned}$$

19.2. OCELOVÉ NOSNÍKY

19.2.1. USPOŘÁDÁNÍ

Rozpětí nosníků ... 4,500 m

Osová vzdálenost nosníků ... 1,050 m

19.2.2. ZATÍŽENÍ

Dřevo:

Tloušťka podlahy ... 0,070 m

Vlastní tíha dřeva ... 4,200 0,070 = 0,294 kN/m²

Tíha na 1 m' délky nosníku ...

1,050 0,294 = 0,309 kN/m

Ocelový nosník (předpoklad): 0,210 kN/m (IE 200)

Robot pro hydrodemolici:

liniové zatížení pdo jedním pásem ... 18,750 kN/m

19.2.3. VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL

Dřevo:

$$M_{g0,k}^D = \frac{0,309 \quad 4,500 \quad 4,500}{8} = 0,781 \text{ kNm/m}$$

$$V_{g0,k}^D = \frac{0,309 \quad 4,500}{2} = 0,695 \text{ kN/m}$$

Ocelový nosník:

$$M_{g0,k}^{ON} = \frac{0,210 \quad 4,500 \quad 4,500}{8} = 0,532 \text{ kNm/m}$$

$$V_{g0,k}^{ON} = \frac{0,210 \quad 4,500}{2} = 0,473 \text{ kN/m}$$

Robot pro hydrodemolici:

uvažujeme, že jeden pás je umístěn přímo nad jedním nosníkem ...
(výpočet podle [39])

$$M_k^R = 18,750 \quad 1,000 \quad \left(2 \quad \frac{4,500}{8} - 1,000 \right) =$$

$$= 18,750 \text{ kNm}$$

$$V_k^R = \frac{18,750 \quad 1,000 \quad \left(\frac{1,000}{2} + \frac{7,000}{4,500} \right)}{2} =$$

$$= 16,667 \text{ kN/m}$$

Návrhové kombinace:

$$M_d = 1,35 \quad 0,781 \quad + \quad 1,35 \quad 0,532 \quad +$$

$$+ \quad 1,50 \quad 18,750 \quad = \quad 29,897 \text{ kNm/m}$$

$$V_d = 1,35 \quad 0,695 \quad + \quad 1,35 \quad 0,473 \quad +$$

$$+ \quad 1,50 \quad 16,667 \quad = \quad 26,576 \text{ kN/m}$$

19.2.4. POSOUZENÍ MSÚ - OHYB

Předběžné ověření v tomto stupni projektu provedeme pružně:

$$\sigma = \frac{29897495}{184000} = 162,5 \text{ MPa} <$$
$$< 1,00 \cdot 355,0 = 355,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

19.2.5. POSOUZENÍ MSÚ - SMYK

Rozměry průřezu IE200 ...

$$\begin{aligned} h &= 200 \text{ mm} \\ b &= 100 \text{ mm} \\ t_f &= 8,4 \text{ mm} \\ t_w &= 5,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S = 80710,2 \text{ mm}^3$$

$$\tau = \frac{26575,551}{5,2} \cdot \frac{80710,2}{18400000} = 22,418 \text{ MPa} <$$
$$< 0,60 \cdot 1,00 \cdot 355,0 = 213,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

19.3. OCELOVÉ PRŮVLAKY

Vzhledem k uspořádání konstrukce lze konstatovat, že průvlaky (pod zábradlím) vyhoví.

19.4. OCELOVÉ VZPĚRY

V předběžném výpočtu přibližně předpokládáme, že jedna šikmá vzpěra při nejnepříznivějším umístění robota přenáší celou jeho tíhu.

$$\text{Svislá síla na vzpěru ...} \quad G_k^R = 25,0 \text{ kN}$$

$$\text{Úhel vzpěry od vodorovné ...} \quad \alpha = 45,0^\circ = 0,7854 \text{ rad}$$

$$\text{Osová síla v šikmé vzpěře (tlak) ...} \quad N_k^R = \frac{25,0}{\sin 0,7854} = 35,355 \text{ kN}$$

$$\text{Návrhová osová síla ...} \quad N_d^R = 1,5 \cdot 35,355 = 53,033 \text{ kN}$$

Zvýšení o dynamické účinky a vlastní tíhu plošiny /přibližně) ...

$$\Sigma N_d^R = 2 \cdot 53,033 = 106,066 \text{ kN}$$

19.4.1. VZPĚR

Průřez -	vnější průměr trubky	0,2000	m
	tloušťka stěny	0,0050	m
	vnitřní průměr trubky	0,1900	m
	plocha průřezu	0,003062	m ²
	moment setrvačnosti	0,000015	m ⁴
	poloměr setrvačnosti	0,069	m

$$\text{Vzpěrná délka ...} \quad l_{cr} = 1,00 \cdot 3,25 = 3,250 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{1/2} = 3,14 \left(\frac{210000}{460} \right)^{1/2} = 67,090$$

$$\lambda' = \frac{l_{cr}}{i} = \frac{3,25}{0,069} = 47,101$$

> 0,20 => se vzpěrem je nutno počítat

Součinitel vzpěrnosti:

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha (\lambda' - 0,2) + \lambda'^2] = 0,5 [1 + 0,49 \cdot (0,702 - 0,2) + 0,702^2] = 0,870$$

α je součinitel imperfekce:

$$\text{trubkový průřez} \Rightarrow \text{křivka vzpěrné pevnosti "c"} \Rightarrow \alpha = 0,49$$

$$X = \frac{1,00}{\phi + (\phi^2 - \lambda'^2)^{1/2}} =$$

$$= \frac{1,00}{0,870 + (0,870^2 - 0,702^2)^{1/2}} = 0,723$$

19.4.2. POSOUZENÍ VZPĚR

Posouzení je provedeno mírně zjednodušeně:

Dílec (výpočetní model)	Průřez						
	D [m]	t [m]	d [m]	A [m ²]	X [-]	$X.A$ [m ²]	W [m ³]
B71	0,200	0,005	0,190	0,0030615	0,723	0,002214	0,0001456

Dílec (výpočetní model)	Napětí σ od				
	N [MPa]	M_{\max} [MPa]	M_{\min} [MPa]	Celk. max [MPa]	Celk. min [MPa]
B71	-47,906			-47,9	-47,9

Legenda:

D	vnější průměr trubky,
t	tloušťka stěny trubky,
d	vnitřní průměr trubky,
A	plocha průřezu trubky,
X	součinitel vzpěrnosti,
W	průřezový modul.

19.5. PŘIKOTVENÍ OCHOZU PŘEDPÍNACÍMI TYČEMI

Svislá síla na jeden přípoj (tj. polovina šířky ochozu) ...

$$G_k = 2,0 \cdot 25,0 = 50,000 \text{ kN}$$

(tíha robota, přibližně včetně dynamických účinků a vlastní tíhy ochozu)

$$G_d = 1,5 \cdot 50,0 = 75,000 \text{ kN}$$

Moment na jeden přípoj ...

$$M_d = 4,5 \cdot 75,0 = 337,500 \text{ kN}$$

Tahová síla v místě jednoho přípoje ...

$$M_d = \frac{337,50}{4,500} = 75,000 \text{ kN}$$

Maximální hodnoty příčných sil:

kvazistálá kombinace ...	-	kN
charakteristická kombinace ...	-	kN
návrhová kombinace (trvalé a dočasné n.s.) ...	75,000	kN
návrhová kombinace (mimořádné n.s.) ...	75,000	kN

Uvažovaný součinitel tření ... 0,50

Tahová síla ... 75,000 kN

Potřebná příčná síla vyvozená předpínacími tyčemi ...

$$P_{\text{nut}} = \frac{75,000}{0,50} + 75,000 = 225,000 \text{ kN}$$

Návrh předpětí - tyče Freyssibar+ HSA:

Průměr tyče ... $D = 32 \text{ mm}$
 Plocha průřezu tyče ... $A = 816,0 \text{ mm}^2$

Zaručená mez pevnosti ... $f_{pk} = 1070,0 \text{ MPa}$
 Zaručená mez kluzu ... $f_{p0,2k} = 870,0 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti ... $E_p = 200,0 \text{ GPa}$
 Zaručená tažnost ... $A \% = 12,0 \%$

Houževnatost při ... 20 °C ... 50,0 J
 0 °C ... 30,0 J
 -20 °C ... 20,0 J

Síla na mezi pevnosti ... $F_{rg} = \frac{1070,0 \cdot 816,0}{1000} = 873,1 \text{ kN}$

Síla na mezi kluzu $\sigma_{0,2}$... $F_e = \frac{870,0 \cdot 816,0}{1000} = 709,9 \text{ kN}$

Maximální napětí a maximální síla při napínání ...

$$\sigma_{\text{max}} = 0,8 \cdot 1070,0 = 856,0 \text{ MPa}$$

$$F_{\text{max}} = \frac{856,0 \cdot 816,0}{1000} = 698,5 \text{ kN} >$$

$$> 639,0 \text{ kN (hodnota stanovená výrobcem)} \Rightarrow F_{\text{max}} = 639,0 \text{ kN}$$

Volíme kotevní sílu ... 500,0 kN

Předpokládané hodnoty předpínací síly v posuzovaných časových etapách:

vnesení předpětí ...	0,95	500,0	=	475,0	kN
uvedení do provozu ...	0,90	500,0	=	450,0	kN
konec životnosti ...	0,60	500,0	=	300,0	kN

Návrhová síla na mezi únosnosti (trvalé a dočasné návrhové situace):

$$\sigma_{pd} = \frac{0,88}{1,00} \frac{1070,0}{1,15} = 818,8 \text{ MPa}$$

$$N_{pd} = \frac{818,8}{1000} \frac{816,0}{1000} = 668,1 \text{ kN}$$

Návrhová síla na mezi únosnosti (pro mimořádné návrhové situace):

$$\sigma_{pd} = \frac{0,88}{1,00} \frac{1070,0}{1,00} = 941,6 \text{ MPa}$$

$$N_{pd} = \frac{941,6}{1000} \frac{816,0}{1000} = 768,3 \text{ kN}$$

Navržený počet tyčí ... 2 ks

Síla vyvozená tyčemi na konci životnosti ...

$$2 \cdot 300,0 - 75,000 = 525 \text{ kN}$$

Síla tření ...

$$T = 0,50 \cdot 525 = 262,5 \text{ kN} >$$

$$> 75,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ (rozhodují trvalé a dočasné n.s.)}$$

Posouzení tyče na mezi únosnosti ...

$$N_{\max,d} = 475,0 + \frac{75,000}{2} = 512,500 \text{ kN} <$$

$$< 668,127 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ (trvalé a dočasné n.s.)}$$

$$N_{\max,d} = 475,0 + \frac{75,000}{2} = 512,500 \text{ kN} <$$

$$< 768,346 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ (mimořádné/seizmické n.s.)}$$

20. PLOŠNÝ ZÁKLAD SKRUŽE

20.1. ÚVOD

V této kapitole je provedeno posouzení plošného základu skruže na svahu před opěrami.

Při návrhu podle [16] se uvažují následující návrhové přístupy:

návrhový přístup 1 ... s výjimkou návrhu osově zatížených pilot a kotev se musí ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při žádné následující kombinaci souborů dílčích součinitelů:

kombinace 1: $A\ 1\ "+"\ M\ 1\ "+"\ R\ 1$

kombinace 2: $A\ 2\ "+"\ M\ 2\ "+"\ R\ 1$

návrhový přístup 2 ... musí se ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při použití následující kombinace souborů dílčích součinitelů:

kombinace: $A\ 1\ "+"\ M\ 1\ "+"\ R\ 2$

návrhový přístup 3 ... musí se ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při použití následující kombinace souborů dílčích součinitelů:

kombinace: $(A\ 1^* \text{ nebo } A\ 2^*)\ "+"\ M\ 2\ "+"\ R\ 3$

* na zatížení konstrukce,
+ na geotechnická zatížení.

V ČR stanovuje projektant, který návrhový přístup se má použít.

Soubory dílčích součinitelů:

dílčí součinitele zatížení ...

Zatížení		Značka	Soubor	
			A 1	A 2
Stálé	nepříznivé	γ_G	1,35	1,00
	příznivé		1,00	1,00
Proměnné	nepříznivé	γ_Q	1,50	1,30
	příznivé		0,00	0,00

dílčí součinitele parametrů zeminy ...

Parametr zeminy	Značka	Soubor	
		M 1	M 2
Úhel vnitřního tření (pro ϕ')	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Efektivní soudržnost	γ_c'	1,00	1,25
Neodvodněná smyková pevnost	γ_{cu}	1,00	1,40
Pevnost v prostém tlaku	γ_{qu}	1,00	1,40
Objemová tíha	γ_{γ}	1,00	1,00

dílčí součinitele únosnosti - pro plošné základy ...

Posouzení	Značka	Soubor		
		R 1	R 2	R 3
Únosnost	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,40	1,00
Usmyknutí	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,10	1,00

20.2. ZATÍŽENÍ A SÍLY NA ZÁKLAD

Tíha jednoho nosníku PSKT-30 ... 1278,0 kN

Reakce na základ od dvou nosníků ...

$$\frac{2 \cdot 1278,0}{2} = 1278,0 \text{ kN}$$

Tíha skruže ... cca 100,0 kN

Tíha panelové rovinaniny - pro založení ...

$$0,300 \cdot 2,500 \cdot 7,500 \cdot 25,0 = 140,625 \text{ kN}$$

Stálé zatížení v základové spáře celkem ...

$$1278,0 + 100,0 + 140,625 = 1518,625 \text{ kN}$$

Staveništní zatížení ...

$$2 \cdot 1,0 \cdot 2,100 \cdot \frac{30,00}{2} = 63,0 \text{ kN}$$

Podélná síla ... tření ...

$$\text{stálé zatížení ... } 0,10 \cdot 1278,0 = 127,80 \text{ kN}$$

$$\text{staveništní zatížení ... } 0,10 \cdot 63,0 = 6,30 \text{ kN}$$

Podélný moment ...

$$\text{stálé zatížení ...} \quad 3,50 \quad 127,8 \quad = \quad 447,30 \quad \text{kNm}$$

$$\text{staveništní zatížení ...} \quad 3,50 \quad 6,3 \quad = \quad 22,05 \quad \text{kNm}$$

20.3. NÁVRHOVÁ ÚNOSNOST PLOŠNÉHO ZÁKLADU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 1

20.3.1. GEOMETRIE

Šířka základu ...	$b =$	3,000	m		
Délka základu ...	$l =$	7,500	m		
Hloubka založení ...	$d =$	0,000	m		
Sklon základové spáry od vodorovné ...	$\alpha =$	0,000	° =	0,0000	rad
Sklon terénu od vodorovné ...	$\beta =$	24,000	° =	0,4189	rad

20.3.2. ZATÍŽENÍ

Návrhová kombinace ...

$$N_d = \quad 1,35 \quad 1518,625 \quad + \quad 1,50 \quad 63,0 \quad = \quad 2144,644 \quad \text{kN}$$

$$H_d = \quad 1,35 \quad 127,800 \quad + \quad 1,50 \quad 6,300 \quad = \quad 181,98 \quad \text{kN}$$

$$M_d = \quad 1,35 \quad 447,300 \quad + \quad 1,50 \quad 22,050 \quad = \quad 636,93 \quad \text{kNm}$$

Svislá síla v základové spáře ...	2,145	MN
Vodorovná síla v základové spáře ...	0,182	MN
Moment k těžišti základové spáry ...	0,637	MNm

Výslednice sil na základovou spáru:

$$\begin{aligned} R &= \quad 2,152 \quad \text{MN} \\ \gamma &= \quad 1,486 \quad \text{rad} = \quad 85,14989 \quad ^\circ \\ \varepsilon &= \quad 4,850 \quad ^\circ = \quad 0,08465 \quad \text{rad} \end{aligned}$$

Síla kolmá na základovou spáru ...	$V_{Ed} =$	2,145	MN
Síla rovnoběžná se základovou spárou ...	$H_{Ed} =$	0,182	MN
Moment k těžišti základové spáry ...	$M_{Ed} =$	0,637	MNm

Excentricita ...	$e_b = M / V =$	0,297	m
Efektivní šířka základu ...	$b' = b - (2 \cdot e_b) =$	2,406	m
Efektivní plocha základu ...	$A' = b' \cdot l =$	18,0452	m ²

20.3.3. ZEMINY

Uvažujeme zeminu třídy S2 dle [27]. Tento předpoklad je nutno před zahájením realizace základu skruže ověřit geotechnickým průzkumem.

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	38,000	°
soudržnost ...	$c_k =$	0,000	MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0200	MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0200	MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,00
soudržnost ...	1,00
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	38,0	° =	0,663225 rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa	
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0200	MN/m ³	
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0200	MN/m ³	

20.3.4. VÝPOČET ÚNOSNOSTI ZÁKLADU

1) Součinitele únosnosti:

$$\begin{aligned} N_d &= e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) = & 48,93122 \\ N_c &= (N_d - 1) \cot \phi = & 61,34916 \\ N_b &= 1,5 (N_d - 1) \tan \phi = & 56,17196 \end{aligned}$$

2) Součinitele tvaru základu:

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + 0,2 b'/l = & 1,0642 \\ s_d &= 1 + b'/l \sin \phi = & 1,1975 \\ s_b &= 1 - 0,3 b'/l = & 0,9038 \end{aligned}$$

3) Součinitele hloubky založení:

$$\begin{aligned} d_c &= 1 + 0,1 (d/b')^{1/2} = & 1,0000 \\ d_d &= 1 + 0,1 (d/b' \sin 2\phi)^{1/2} = & 1,0000 \\ d_b &= & 1,0000 \end{aligned}$$

4) Součinitele šikmosti zatížení:

$$i_c = i_d = i_b = (1 - H / V) = 0,9151$$

5) Součinitele šikmosti terénu:

$$g_d = g_b = (1 - 0,5 \cdot \operatorname{tg} \beta)^5 = 0,2839$$

$$g_c = g_d - (1 - g_d) / (N_d - 1) = 0,2690$$

6) Součinitele sklonu základové spáry:

$$b_b = e^{-2,7 \cdot \arccos \cdot \operatorname{tg} \phi} = 1,0000$$

$$b_d = e^{-2 \cdot \arccos \cdot \operatorname{tg} \phi} = 1,0000$$

$$b_c = b_d - (1 - b_d) / (N_d - 1) = 1,0000$$

20.3.5. POSOUZENÍ SVISLÉ ÚNOSNOSTI ZÁKLADU

Napětí v základové spáře:

$$\sigma_z = V_d / A' = 0,1188 \text{ MPa}$$

Návrhová únosnost základu:

$$R_d = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot s_d \cdot d_d \cdot i_d \cdot g_d \cdot b_d + \gamma_2 \cdot (b/2) \cdot N_b \cdot s_b \cdot d_b \cdot i_b \cdot g_b \cdot b_b =$$

$$= 0,0000 + 0,0000 + 0,3174 = 0,3174 \text{ MPa}$$

$$\frac{R_d}{\gamma_R} = \frac{0,3174}{1,00} =$$

$$= 0,3174 \text{ MPa} > \sigma_z = 0,1188 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

20.3.6. POSOUZENÍ VODOROVNÉ ÚNOSNOSTI ZÁKLADU

$$\phi_n = 38,000^\circ$$

$$\phi_d = 38,0^\circ = 0,663225 \text{ rad}$$

$$\operatorname{tg} \phi_d = 0,781$$

$$c_n = 0,000 \text{ MPa}$$

$$c_d = 0,000 \text{ MPa}$$

$$H_{Ed} = 0,182 \text{ MN}$$

$$R_{dh} \cdot A' = V_d \cdot \tan \phi_d + c_d \cdot A' = 1,6756 + 0,0000 = 1,6756 \text{ MN}$$

$$\frac{R_{dh}}{\gamma_R} = \frac{1,6756}{1,00} =$$

$$= 1,6756 \text{ MN} > H_{Ed} = 0,1820 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

20.4. NÁVRHOVÁ ÚNOSNOST PLOŠNÉHO ZÁKLADU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 2

20.4.1. GEOMETRIE

Šířka základu ...	$b =$	3,000	m	
Délka základu ...	$l =$	7,500	m	
Hloubka založení ...	$d =$	0,000	m	
Sklon základové spáry od vodorovné ...	$\alpha =$	0,000	° =	0,0000 rad
Sklon terénu od vodorovné ...	$\beta =$	24,000	° =	0,4189 rad

20.4.2. ZATÍŽENÍ

Návrhová kombinace ...

$$N_d = 1,00 \cdot 1518,625 + 1,30 \cdot 63,0 = 1600,525 \text{ kN}$$

$$H_d = 1,00 \cdot 127,800 + 1,30 \cdot 6,300 = 135,990 \text{ kN}$$

$$M_d = 1,00 \cdot 447,300 + 1,30 \cdot 22,050 = 475,965 \text{ kNm}$$

Svislá síla v základové spáře ...	1,601	MN
Vodorovná síla v základové spáře ...	0,136	MN
Moment k těžišti základové spáry ...	0,476	MNm

Výslednice sil na základovou spáru:

$$\begin{aligned} R &= 1,606 \text{ MN} \\ \gamma &= 1,486 \text{ rad} = 85,14348^\circ \\ \varepsilon &= 4,857^\circ = 0,084762 \text{ rad} \end{aligned}$$

Síla kolmá na základovou spáru ...	$V_{Ed} =$	1,601	MN
Síla rovnoběžná se základovou spárou ...	$H_{Ed} =$	0,136	MN
Moment k těžišti základové spáry ...	$M_{Ed} =$	0,476	MNm

Excentricita ...	$e_b = M / V =$	0,297	m
Efektivní šířka základu ...	$b' = b - (2 \cdot e_b) =$	2,405	m
Efektivní plocha základu ...	$A' = b' \cdot l =$	18,0393	m ²

20.4.3. ZEMINY

Uvažujeme zeminu třídy S2 dle [27]. Tento předpoklad je nutno před zahájením realizace základu skruže ověřit geotechnickým průzkumem.

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	38,000	°
soudržnost ...	$c_k =$	0,000	MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0200	MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0200	MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,25
pro soudržnost ...	1,25
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	30,4	° =	0,53058	rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa		
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0200	MN/m ³		
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0200	MN/m ³		

20.4.4. VÝPOČET ÚNOSNOSTI ZÁKLADU

1) Součinitele únosnosti:

$N_d = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) =$	19,25732
$N_c = (N_d - 1) \cot \phi =$	31,11885
$N_b = 1,5 (N_d - 1) \tan \phi =$	16,06726

2) Součinitele tvaru základu:

$s_c = 1 + 0,2 b'/l =$	1,0641
$s_d = 1 + b'/l \sin \phi =$	1,1623
$s_b = 1 - 0,3 b'/l =$	0,9038

3) Součinitele hloubky založení:

$$\begin{aligned}d_c &= 1 + 0,1 (d/b')^{1/2} = & 1,0000 \\d_d &= 1 + 0,1 \cdot (d/b' \cdot \sin 2\phi)^{1/2} = & 1,0000 \\d_b &= & 1,0000\end{aligned}$$

4) Součinitele šikmosti zatížení:

$$i_c = i_d = i_b = (1 - H / V) = 0,9150$$

5) Součinitele šikmosti terénu:

$$\begin{aligned}g_d &= g_b = (1 - 0,5 \cdot \operatorname{tg} \beta)^5 = & 0,2839 \\g_c &= g_d - (1 - g_d) / (N_d - 1) = & 0,2447\end{aligned}$$

6) Součinitele sklonu základové spáry:

$$\begin{aligned}b_b &= e^{-2,7 \cdot \arccos \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi} = & 1,0000 \\b_d &= e^{-2 \cdot \arccos \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi} = & 1,0000 \\b_c &= b_d - (1 - b_d) / (N_d - 1) = & 1,0000\end{aligned}$$

20.4.5. POSOUZENÍ SVISLÉ ÚNOSNOSTI ZÁKLADU

Napětí v základové spáře:

$$\sigma_z = V_d / A' = 0,0887 \text{ MPa}$$

Návrhová únosnost základu:

$$R_d = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot s_d \cdot d_d \cdot i_d \cdot g_d \cdot b_d + \gamma_2 \cdot (b/2) \cdot N_b \cdot s_b \cdot d_b \cdot i_b \cdot g_b \cdot b_b =$$

$$= 0,0000 + 0,0000 + 0,0907 = 0,0907 \text{ MPa}$$

$$\frac{R_d}{\gamma_R} = \frac{0,0907}{1,00} =$$

$$= 0,0907 \text{ MPa} > \sigma_z = 0,0887 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

20.4.6. POSOUZENÍ VODOROVNÉ ÚNOSNOSTI ZÁKLADU

$$\begin{aligned}\phi_n &= 38,000^\circ \\ \phi_d &= 30,4^\circ = 0,53058 \text{ rad} \\ \operatorname{tg} \phi_d &= 0,587\end{aligned}$$

$$c_n = 0,000 \text{ MPa}$$

$$c_d = 0,000 \text{ MPa}$$

$$H_{Ed} = 0,136 \text{ MN}$$

$$R_{dh} \cdot A' = V_d \cdot \tan \phi_d + c_d \cdot A' = 0,9390 + 0,0000 = 0,9390 \text{ MN}$$

$$\frac{R_{dh}}{\gamma_R} = \frac{0,9390}{1,00} =$$

$$= 0,9390 \text{ MN} > H_{Ed} = 0,1360 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

20.5. NÁVRHOVÁ ÚNOSNOST PLOŠNÉHO ZÁKLADU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 2

20.5.1. GEOMETRIE

Šířka základu ...	$b =$	3,000	m	
Délka základu ...	$l =$	7,500	m	
Hloubka založení ...	$d =$	0,000	m	
Sklon základové spáry od vodorovné ...	$\alpha =$	0,000	° =	0,0000 rad
Sklon terénu od vodorovné ...	$\beta =$	24,000	° =	0,4189 rad

20.5.2. ZATÍŽENÍ

Návrhová kombinace ...

$$N_d = 1,35 \cdot 1518,625 + 1,50 \cdot 63,0 = 2144,644 \text{ kN}$$

$$H_d = 1,35 \cdot 127,800 + 1,50 \cdot 6,300 = 181,98 \text{ kN}$$

$$M_d = 1,35 \cdot 447,300 + 1,50 \cdot 22,050 = 636,93 \text{ kNm}$$

Svislá síla v základové spáře ...	2,145	MN
Vodorovná síla v základové spáře ...	0,182	MN
Moment k těžišti základové spáry ...	0,637	MNm

Výslednice sil na základovou spáru:

$$\begin{aligned} R &= 2,152 \text{ MN} \\ \gamma &= 1,486 \text{ rad} = 85,14989^\circ \\ \varepsilon &= 4,850^\circ = 0,08465 \text{ rad} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Síla kolmá na základovou spáru ...} & V_{Ed} = 2,145 \text{ MN} \\ \text{Síla rovnoběžná se základovou spárou ...} & H_{Ed} = 0,182 \text{ MN} \\ \text{Moment k těžišti základové spáry ...} & M_{Ed} = 0,637 \text{ MNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Excentricita ...} & e_b = M / V = 0,297 \text{ m} \\ \text{Efektivní šířka základu ...} & b' = b - (2 \cdot e_b) = 2,406 \text{ m} \\ \text{Efektivní plocha základu ...} & A' = b' \cdot l = 18,0452 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

20.5.3. ZEMINY

Uvažujeme zeminu třídy S2 dle [27]. Tento předpoklad je nutno před zahájením realizace základu skruže ověřit geotechnickým průzkumem.

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

$$\begin{aligned} \text{úhel vnitřního tření ...} & \phi_k = 38,000^\circ \\ \text{soudržnost ...} & c_k = 0,000 \text{ MPa} \\ \text{objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...} & \gamma_{1,k} = 0,0200 \text{ MN/m}^3 \\ \text{objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...} & \gamma_{2,k} = 0,0200 \text{ MN/m}^3 \end{aligned}$$

Hodnoty dílčích součinitelů ...

$$\begin{aligned} \text{pro úhel vnitřního tření ...} & 1,00 \\ \text{pro soudržnost ...} & 1,00 \\ \text{pro objemovou tíhu ...} & 1,00 \end{aligned}$$

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

$$\begin{aligned} \text{úhel vnitřního tření ...} & \phi_d = 38,0^\circ = 0,663225 \text{ rad} \\ \text{soudržnost ...} & c_d = 0,000 \text{ MPa} \\ \text{objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...} & \gamma_{1,d} = 0,020 \text{ MN/m}^3 \\ \text{objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...} & \gamma_{2,d} = 0,020 \text{ MN/m}^3 \end{aligned}$$

20.5.4. VÝPOČET ÚNOSNOSTI ZÁKLADU

1) Součinitele únosnosti:

$$\begin{aligned} N_d &= e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) = 48,93122 \\ N_c &= (N_d - 1) \cot \phi = 61,34916 \\ N_b &= 1,5 (N_d - 1) \tan \phi = 56,17196 \end{aligned}$$

2) Součinitele tvaru základu:

$$\begin{aligned}s_c &= 1 + 0,2 \cdot b' / l = & 1,0642 \\s_d &= 1 + b' / l \cdot \sin \phi = & 1,1975 \\s_b &= 1 - 0,3 \cdot b' / l = & 0,9038\end{aligned}$$

3) Součinitele hloubky založení:

$$\begin{aligned}d_c &= 1 + 0,1 \cdot (d / b')^{1/2} = & 1,0000 \\d_d &= 1 + 0,1 \cdot (d / b' \cdot \sin 2\phi)^{1/2} = & 1,0000 \\d_b &= & 1,0000\end{aligned}$$

4) Součinitele šikmosti zatížení:

$$i_c = i_d = i_b = (1 - H / V) = 0,9151$$

5) Součinitele šikmosti terénu:

$$\begin{aligned}g_d &= g_b = (1 - 0,5 \cdot \tan \beta)^5 = & 0,2839 \\g_c &= g_d - (1 - g_d) / (N_d - 1) = & 0,2690\end{aligned}$$

6) Součinitele sklonu základové spáry:

$$\begin{aligned}b_b &= e^{-2,7 \cdot \arccos \alpha \cdot \tan \phi} = & 1,0000 \\b_d &= e^{-2 \cdot \arccos \alpha \cdot \tan \phi} = & 1,0000 \\b_c &= b_d - (1 - b_d) / (N_d - 1) = & 1,0000\end{aligned}$$

20.5.5. POSOUZENÍ SVISLÉ ÚNOSNOSTI ZÁKLADU

Napětí v základové spáře:

$$\sigma_z = V_d / A' = 0,1188 \text{ MPa}$$

Návrhová únosnost základu:

$$R_d = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot s_d \cdot d_d \cdot i_d \cdot g_d \cdot b_d + \gamma_2 \cdot (b/2) \cdot N_b \cdot s_b \cdot d_b \cdot i_b \cdot g_b \cdot b_b =$$

$$= 0,0000 + 0,0000 + 0,3174 = 0,3174 \text{ MPa}$$

$$\frac{R_d}{\gamma_R} = \frac{0,3174}{1,40} =$$

$$= 0,2267 \text{ MPa} > \sigma_z = 0,1188 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

20.5.6. POSOUZENÍ VODOROVNÉ ÚNOSNOSTI ZÁKLADU

$$\begin{aligned}\phi_n &= 38,000^\circ \\ \phi_d &= 38,0^\circ = 0,663225 \text{ rad} \\ \text{tg } \phi_d &= 0,781\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}c_n &= 0,000 \text{ MPa} \\ c_d &= 0,000 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$H_{Ed} = 0,182 \text{ MN}$$

$$R_{dh} \cdot A' = V_d \cdot \text{tg } \phi_d + c_d \cdot A' = 1,6756 + 0,0000 = 1,6756 \text{ MN}$$

$$\frac{R_{dh}}{\gamma_R} = \frac{1,6756}{1,10} =$$

$$= 1,5233 \text{ MN} > H_{Ed} = 0,1820 \text{ MN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

20.6. NÁVRHOVÁ ÚNOSNOST PLOŠNÉHO ZÁKLADU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 3

20.6.1. GEOMETRIE

Šířka základu ...	$b =$	3,000	m	
Délka základu ...	$l =$	7,500	m	
Hloubka založení ...	$d =$	0,000	m	
Sklon základové spáry od vodorovné ...	$\alpha =$	0,000	° =	0,0000 rad
Sklon terénu od vodorovné ...	$\beta =$	24,000	° =	0,4189 rad

20.6.2. ZATÍŽENÍ

Návrhová kombinace ...

$$N_d = 1,35 \cdot 1518,625 + 1,50 \cdot 63,0 = 2144,644 \text{ kN}$$

$$H_d = 1,35 \cdot 127,800 + 1,50 \cdot 6,300 = 181,98 \text{ kN}$$

$$M_d = 1,35 \cdot 447,300 + 1,50 \cdot 22,050 = 636,93 \text{ kNm}$$

Svislá síla v základové spáře ...	2,145	MN
Vodorovná síla v základové spáře ...	0,182	MN
Moment k těžišti základové spáry ...	0,637	MNm

Výslednice sil na základovou spáru:

$$\begin{aligned} R &= 2,152 \text{ MN} \\ \gamma &= 1,486 \text{ rad} = 85,14989^\circ \\ \varepsilon &= 4,850^\circ = 0,08465 \text{ rad} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Síla kolmá na základovou spáru ...} & V_{Ed} = 2,145 \text{ MN} \\ \text{Síla rovnoběžná se základovou spárou ...} & H_{Ed} = 0,182 \text{ MN} \\ \text{Moment k těžišti základové spáry ...} & M_{Ed} = 0,637 \text{ MNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Excentricita ...} & e_b = M / V = 0,297 \text{ m} \\ \text{Efektivní šířka základu ...} & b' = b - (2 \cdot e_b) = 2,406 \text{ m} \\ \text{Efektivní plocha základu ...} & A' = b' \cdot l = 18,0452 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

20.6.3. ZEMINY

Uvažujeme zeminu třídy S2 dle [27]. Tento předpoklad je nutno před zahájením realizace základu skruže ověřit geotechnickým průzkumem.

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

$$\begin{aligned} \text{úhel vnitřního tření ...} & \phi_k = 38,000^\circ \\ \text{soudržnost ...} & c_k = 0,000 \text{ MPa} \\ \text{objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...} & \gamma_{1,k} = 0,0200 \text{ MN/m}^3 \\ \text{objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...} & \gamma_{2,k} = 0,0200 \text{ MN/m}^3 \end{aligned}$$

Hodnoty dílčích součinitelů ...

$$\begin{aligned} \text{pro úhel vnitřního tření ...} & 1,25 \\ \text{pro soudržnost ...} & 1,25 \\ \text{pro objemovou tíhu ...} & 1,00 \end{aligned}$$

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

$$\begin{aligned} \text{úhel vnitřního tření ...} & \phi_d = 30,4^\circ = 0,53058 \text{ rad} \\ \text{soudržnost ...} & c_d = 0,000 \text{ MPa} \\ \text{objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...} & \gamma_{1,d} = 0,020 \text{ MN/m}^3 \\ \text{objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...} & \gamma_{2,d} = 0,020 \text{ MN/m}^3 \end{aligned}$$

20.6.4. VÝPOČET ÚNOSNOSTI ZÁKLADU

1) Součinitele únosnosti:

$$\begin{aligned} N_d &= e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) = 19,25732 \\ N_c &= (N_d - 1) \cot \phi = 31,11885 \\ N_b &= 1,5 (N_d - 1) \tan \phi = 16,06726 \end{aligned}$$

2) Součinitele tvaru základu:

$$\begin{aligned}s_c &= 1 + 0,2 \cdot b' / l = & 1,0642 \\s_d &= 1 + b' / l \cdot \sin \phi = & 1,1623 \\s_b &= 1 - 0,3 \cdot b' / l = & 0,9038\end{aligned}$$

3) Součinitele hloubky založení:

$$\begin{aligned}d_c &= 1 + 0,1 \cdot (d / b')^{1/2} = & 1,0000 \\d_d &= 1 + 0,1 \cdot (d / b' \cdot \sin 2\phi)^{1/2} = & 1,0000 \\d_b &= & 1,0000\end{aligned}$$

4) Součinitele šikmosti zatížení:

$$i_c = i_d = i_b = (1 - H / V) = 0,9151$$

5) Součinitele šikmosti terénu:

$$\begin{aligned}g_d = g_b &= (1 - 0,5 \cdot \operatorname{tg} \beta)^5 = & 0,2839 \\g_c &= g_d - (1 - g_d) / (N_d - 1) = & 0,2447\end{aligned}$$

6) Součinitele sklonu základové spáry:

$$\begin{aligned}b_b &= e^{-2,7 \cdot \operatorname{arc} \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi} = & 1,0000 \\b_d &= e^{-2 \cdot \operatorname{arc} \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi} = & 1,0000 \\b_c &= b_d - (1 - b_d) / (N_d - 1) = & 1,0000\end{aligned}$$

20.6.5. POSOUZENÍ SVISLÉ ÚNOSNOSTI ZÁKLADU

Napětí v základové spáře:

$$\sigma_z = V_d / A' = 0,1188 \text{ MPa}$$

Návrhová únosnost základu:

$$R_d = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot s_d \cdot d_d \cdot i_d \cdot g_d \cdot b_d + \gamma_2 \cdot (b/2) \cdot N_b \cdot s_b \cdot d_b \cdot i_b \cdot g_b \cdot b_b =$$

$$= 0,0000 + 0,0000 + 0,0908 = 0,0908 \text{ MPa}$$

$$\frac{R_d}{\gamma_R} = \frac{0,0908}{1,00} =$$

$$= 0,0908 \text{ MPa} < \sigma_z = 0,1188 \text{ MPa} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

20.6.6. POSOUZENÍ VODOROVNÉ ÚNOSNOSTI ZÁKLADU

$$\begin{aligned}\phi_n &= 38,000^\circ \\ \phi_d &= 30,4^\circ = 0,53058 \text{ rad} \\ \text{tg } \phi_d &= 0,587\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}c_n &= 0,000 \text{ MPa} \\ c_d &= 0,000 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$H_{Ed} = 0,182 \text{ MN}$$

$$R_{dh} \cdot A' = V_d \cdot \text{tg } \phi_d + c_d \cdot A' = 1,2583 + 0,0000 = 1,2583 \text{ MN}$$

$$\frac{R_{dh}}{\gamma_R} = \frac{1,2583}{1,00} =$$

$$= 1,2583 \text{ MPa} > \sigma_z = 0,1820 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

20.7. PŘEHLED VÝSLEDKŮ

Návrhový přístup	Kombinace	Svislá únosnost			Vodorovná únosnost		
		σ_z [MPa]	R_d / γ_{Rv} [MPa]	Posouzení	H_{Ed} [MPa]	R_{dh} / γ_{Rh} [MPa]	Posouzení
1	1	0,1188	0,3174	VYHOVÍ	0,1820	1,6756	VYHOVÍ
	2	0,0887	0,0907	VYHOVÍ	0,1360	0,9390	VYHOVÍ
2		0,1188	0,2267	VYHOVÍ	0,1820	1,5233	VYHOVÍ
3		0,1188	0,0908	NEVYHOVÍ	0,1820	1,2583	VYHOVÍ

V ČR určuje projektant, který návrhový přístup se použije.

V daném případě základ vyhověl ve třech ze čtyř případů => konstrukce vyhoví.

Parametry zeminy je nutno před realizací základu skruže ověřit geotechnickým průzkumem. Pokud by základ pro skutečně zastižené parametry zemín nevyhověl, bylo by nutno podle potřeby posunout základovou spáru níže.

21. PAŽENÍ - PRVNÍ FÁZE, VYŠŠÍ STĚNA

21.1. ÚVOD

V této kapitole je proveden návrh podélného pažení mezi kolejemi, které se použije během první stavební fáze, kdy bude rekonstruována konstrukce v prostoru koleje č. 2 a provoz bude veden po konstrukci v koleji č. 1. Pažící stěna bude sloužit k zadržení stávajícího násypu.

V této době budou v koleji č. 1 ještě využívána i přechodová pole a provoz bude ještě veden po železobetonových deskách MZD-16-12,0.

Při návrhu podle [16], kap. 2.4.7.3.4 se uvažují následující návrhové přístupy:

návrhový přístup 1 ... s výjimkou návrhu osově zatížených pilot a kotev se musí ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při žádné následující kombinaci souborů dílčích součinitelů:

kombinace 1: $A_1 "+" M_1 "+" R_1$

kombinace 2: $A_2 "+" M_2 "+" R_1$.

Pro návrh osově zatížených pilot a kotev se musí ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při žádné následující kombinaci souborů dílčích součinitelů:

kombinace 1: $A_1 "+" M_1 "+" R_1$

kombinace 2: $A_2 "+" (M_1 \text{ nebo } M_2) "+" R_4$,

přičemž v kombinaci 2 se soubor M_1 používá pro výpočet únosnosti pilot nebo kotev a soubor M_2 pro výpočet nepříznivých zatížení pilot vystavených například negativnímu plášťovému tření nebo příčnému zatížení;

pokud je zřejmé, že jedna ze dvou kombinací řídí návrh, výpočty pro druhou kombinaci se nemusí provádět; pro různé aspekty téhož návrhu mohou ovšem být kritické jiné kombinace,

návrhový přístup 2 ... musí se ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při použití následující kombinace souborů dílčích součinitelů:

kombinace: $A_1 "+" M_1 "+" R_2$,

návrhový přístup 3 ... musí se ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při použití následující kombinace souborů dílčích součinitelů:

kombinace: $(A_1^* \text{ nebo } A_2^*) "+" M_2 "+" R_3$

- * na zatížení konstrukce,
- + na geotechnická zatížení.

V ČR stanovuje projektant, který návrhový přístup se má použít.

Soubory dílčích součinitelů:

dílčí součinitele zatížení ...

Zatížení		Značka	Soubor	
			A 1	A 2
Stálé	nepříznivé	γ_G	1,35	1,00
	příznivé		1,00	1,00
Proměnné	nepříznivé	γ_Q	1,50	1,30
	příznivé		0,00	0,00

dílčí součinitele parametrů zeminy ...

Parametr zeminy	Značka	Soubor	
		M 1	M 2
Úhel vnitřního tření (pro ϕ')	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Efektivní soudržnost	γ_c'	1,00	1,25
Neodvodněná smyková pevnost	γ_{cu}	1,00	1,40
Pevnost v prostém tlaku	γ_{qu}	1,00	1,40
Objemová tíha	γ_γ	1,00	1,00

dílčí součinitele únosnosti - pro plošné základy ...

Posouzení	Značka	Soubor		
		R 1	R 2	R 3
Únosnost	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,40	1,00
Usmyknutí	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,10	1,00

dílčí součinitele únosnosti - pro předpjaté kotvy ...

Únosnost kotvy	Značka	Soubor			
		R 1	R 2	R 3	R 4
Dočasná	$\gamma_{a,t}$	1,10	1,10	1,00	1,10
Trvalá	$\gamma_{a,p}$	1,10	1,10	1,00	1,10

dílčí součinitele únosnosti - pro opěrné konstrukce ...

Posouzení	Značka	Soubor		
		R 1	R 2	R 3
Únosnost	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,40	1,00
Usmyknutí	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,10	1,00
Odolnost zeminy	$\gamma_{R,e}$	1,00	1,40	1,00

21.2. NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 1

21.2.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27] :

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	30,000	°
soudržnost ...	$c_k =$	0,000	MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0175	MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0175	MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,00
pro soudržnost ...	1,00
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	30,0	° =	0,523599	rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa		
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175	MN/m ³		
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175	MN/m ³		

21.2.2. ZATÍŽENÍ

21.2.2.1. Svislé pohyblivé zatížení - ekvivalentní zatížení na zemní těleso

Pro globální účinky lze ekvivalentní charakteristické hodnoty svislého zatížení od železniční dopravy na zemní těleso pod kolejí nebo blízko koleje uvažovat jako odpovídající Modelu zatížení 71 (nebo klasifikovanému svislému zatížení, pokud se požaduje) a SW/2, pokud se požaduje rovnoměrně rozdělenému na šířku 3,00 m v úrovni 0,7 m pod pojezďenou plochou koleje.

Pro toto zatížení se nemusí použít žádný dynamický součinitel nebo zvětšení.

Pro návrh lokálních prvků blízko koleje (např. stěny ohraničující kolejové lože) se má provést zvláštní výpočet, ve kterém se uvažuje maximální lokální svislé, podélné a příčné zatížení prvků železniční dopravou.

V tomto případě pro přitížení zemního tělesa uvažujeme klasifikovaný Model zatížení 71, roznesený na šířku 3,000 m.

Spojité rovnoměrné přetížení povrchu ...

$$p_Q = \frac{189,063}{3,000} = 63,021 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 63,021 / 17,500 = 3,601 \text{ m}$$

21.2.2.2. Odstředivé síly

Na začátku mostu v místě směrového zakřivení koleje uvažujeme rovněž odstředivé síly.

Charakteristická hodnota odstředivé síly od svislého spojitě rovnoměrného zatížení se určí podle následujícího vztahu:

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times q_{vk}), \text{ kde:}$$

q_{vk} je charakteristická hodnota svislých zatížení,

$$q_{vk} = 189,063 \text{ kN/m},$$

f je redukční součinitel,

$$\text{pro rychlost do 120 km/h ... } f = 1,00$$

V je maximální rychlost v km/h,

$$V = 40,0 \text{ km/h (ve stavebních stavech po dobu realizace),}$$

v je maximální rychlost v m/s,

$$v = 11,111 \text{ m/s},$$

$$g \text{ je gravitační zrychlení, } g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$r \text{ je poloměr zakřivení oblouku, } r = 1100,00 \text{ m}$$

$$q_{tk} = \frac{40,0}{127} \frac{40,0}{1100,00} (1,00 \cdot 189,063) = 2,165 \text{ kN/m}$$

Odstředivou sílu uvažujeme na výšce 0,500 m při horním okraji pažící stěny

21.2.2.3. Boční rázy

Boční ráz se musí uvažovat jako osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje. Musí se uvažovat, že působí jak na přímou kolej, tak na kolej v oblouku.

Charakteristická hodnota bočního rázu ... $Q_{sk} = 100,0 \text{ kN}$

Charakteristická hodnota bočního rázu se nesmí násobit součiniteli ϕ a f .

Boční ráz se má násobit součinitelem α ... $1,21 \cdot 100,0 = 121,0 \text{ kN}$

Boční ráz se musí vždy kombinovat se svislým zatížením dopravou.

21.2.2.4. Zemní tlak - stálé zatížení

Aby se minimalizovaly deformace tělesa pod pojížděnou kolejí, bude pažení navrženo na zemní tlak v klidu. U zemního tlaku v klidu nelze provádět redistribuci zemního tlaku po výšce kotvené pažící konstrukce. Pode dnem stavební jámy uvažujeme z čelní strany pažení působení zemního tlaku pasivního (návrh "zemní rozpěry" je v tomto stádiu projektu proveden mírně zjednodušeně).

Výška pažící stěny nade dnem jámy ... 2,600 m

Hloubka vetknutí pažící stěny pode dnem jámy ... 9,000 m

Osová vzdálenost zápor ... 1,500 m

Průměr "pilot" - zabetonovaných dolních částí vrtů pro zápor ... 0,600 m

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30,0^\circ = 0,500$$

Zemní tlak v klidu v úrovni dna stavební jámy:

$$\sigma_{0,1} = 0,500 \cdot 17,500 + 2,600 = 22,750 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,1} = 0,5 \cdot 22,750 + 2,600 \cdot 1,500 = 44,363 \text{ kN}$$

Zemní tlak v klidu v úrovni paty pažení:

$$\sigma_{0,2} = 0,500 \quad (17,500 \quad 2,600 \quad + \quad 17,500 \quad 9,000) =$$

$$= 101,500 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,2} = \frac{22,750 + 101,500}{2} \quad 9,000 \quad 0,600 = 335,475 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak před stěnou:

Pasivní zemní tlak se spočítá podle vztahu:

$$\sigma_p = \sigma_z K_p \psi, \text{ kde:}$$

$$\sigma_z \text{ je geostatické napětí, } \sigma_z = \gamma_z h$$

$$K_p \text{ je součinitel pasivního zemního tlaku,}$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{30,0}{2}) = 3,000$$

$$\psi \text{ je zmenšovací součinitel podle [27] ...}$$

$$\psi = 0,500 \quad (\text{cca pro } \phi = 30^\circ)$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny ...

$$\sigma_{p,2} = 17,500 \quad 9,000 \quad 3,000 \quad 0,500 = 236,250 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{p,2} = 0,5 \quad 236,250 \quad 9,000 \quad 0,600 = 637,875 \text{ kN}$$

Zachycení účinků zemního tlaku:

Předpokládáme kotvení v úrovni horního konce pažící stěny. Stěnu z tohoto hlediska uvažujeme přibližně jako prostý nosník o rozpětí, které odpovídá hloubce jámy, zatížený spojitým trojúhelníkovým zatížením (zemním tlakem v klidu).

Reakce nosníku na horním okraji pažení bude zachycena kotvením, účinky v úrovni dna jámy budou zachyceny pasivním zemním tlakem před stěnou.

Výslednice zemního tlaku v klidu nade dnem jámy na jednu záporu ...

$$Z_{0,1} = 44,363 \text{ kN}$$

Síla na kotvení na horním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,kotv} = \frac{1}{3} \cdot 44,363 = 14,788 \text{ kN/jednu záporu}$$

Síla působící při dolním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,dolní} = \frac{2}{3} \cdot 44,363 = 29,575 \text{ kN/jednu záporu}$$

Celková síla od zemního tlaku v klidu v úrovni dna jámy ...

$$Z_{0,dolní} = 29,575 + 335,475 = 365,050 \text{ kN}$$

Pasivní tlak působící na čelní stranu stěny ...

$$Z_{p,2} = 637,875 \text{ kN}$$

21.2.2.5. Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 0,500$$

Zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení:

$$\Delta\sigma_0 = 0,500 \cdot 3,601 \cdot 17,500 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi povrchem a dnem jámy:

$$\Delta Z_0 = 31,510 \cdot 2,600 \cdot 1,500 = 122,891 \text{ kN}$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi dnem jámy a patou stěny:

$$\Delta Z_0 = 31,510 \cdot 9,000 \cdot 0,600 = 170,156 \text{ kN}$$

$$\text{Síla na horní kotvení ...} \quad 0,500 \quad 122,891 \quad = \quad 61,445 \quad \text{kN}$$

$$\text{Síla na dolní kotvení ...} \quad 0,500 \quad 122,891 \quad + \quad 170,156 \quad = \quad 231,602 \quad \text{kN}$$

Celkové účinky zemního tlaku - charakteristické hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,00 \quad 14,788 \quad + \quad 1,00 \quad 61,445 \quad = \quad 76,233 \quad \text{kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,00 \quad 365,050 \quad + \quad 1,00 \quad 231,602 \quad = \quad 596,652 \quad \text{kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$\frac{637,875}{1,000} = 637,875 \quad \text{kN} \quad > \quad 596,652 \quad \text{kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Celkové účinky zemního tlaku - návrhové hodnoty hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,35 \quad 14,788 \quad + \quad 1,50 \quad 61,445 \quad = \quad 112,131 \quad \text{kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,35 \quad 365,050 \quad + \quad 1,50 \quad 231,602 \quad = \quad 840,220 \quad \text{kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$1,35 \quad 637,875 \quad = \quad 861,131 \quad \text{kN}$$

Posouzení "zemní rozpěry" ...

$$\frac{861,131}{1,000} = 861,131 \quad \text{kN} \quad > \quad 840,220 \quad \text{kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

21.2.2.6. Zatížení větrem

Převezmeme hodnotu zatížení větrem podle kapitoly
na pás pohyblivého zatížení výšky 4,0 m:

Zatížení budeme uvažovat

$$f_w = 0,5 \quad 1,25 \quad 25,0^z \quad \cdot \quad 5,659 \quad 4,000 \quad =$$

$$= 8842,869 \quad \text{N/m} = 8,843 \quad \text{kN/m}$$

21.2.3. NÁVRH PŘEVÁZKY

Převázky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

21.2.3.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporné podpory působí:

$$\text{Účinky zemního tlaku ...} \quad Z_k = 76,233 \text{ kN}$$

$$Z_d = 112,131 \text{ kN}$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad O_k = 2,165 \cdot 1,500 = 3,248 \text{ kN}$$

$$\text{Boční rázy ...} \quad B_k = 121,000 \text{ kN}$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad W_k = 8,843 \cdot 1,500 = 13,264 \text{ kN}$$

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 112,131 + 1,50 \cdot 137,512 = 318,400 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1 \cdot 318,400 = 318,400 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převázce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 318,400 \cdot 1,500 = 89,550 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převázce:

$$V_d = \frac{318,400}{1} = 318,400 \text{ kN}$$

21.2.3.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{8,95\text{E}+07}{355,0} = 2,52\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převázku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":

Výška průřezu ... 200 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 191000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{8,95\text{E}+07}{2 \cdot 191000,0} = \\ &= 234,424 \text{ MPa} < 355,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

21.2.4. NÁVRH ZÁPORY

Protože maximální ohybový moment (resp. rozhodující průřez) lze očekávat na volné výšce záporné, navrhujeme zápornou mírně přibližně jako prostý nosník zatížený spojitým lichoběžníkovým zatížením od zemního tlaku.

21.2.4.1. Zatížení a vnitřní síly

Záporna je namáhána od stálého zatížení trojúhelníkovým spojitým zatížením, od zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení spojitým rovnoměrným zatížením.

Maximální ohybový moment od spojitěho rovnoměrného zatížení vzniká uprostřed rozpětí, maximální moment od trojúhelníkového zatížení vzniká ve vzdálenosti $0,423L$ od podpory \Rightarrow místa

maximálních momentů jsou velmi blízko, budeme uvažovat součet maximálních hodnot momentů (jsme mírně na straně bezpečné).

Maximální ohybový moment - trojúhelníkové zatížení (podle [39]):

$$\text{zatížení na jednu záporu (stálé)} \dots 22,750 \quad 1,500 \quad = \quad 34,125 \quad \text{kN/m}$$

$$M_{\max,3} = \frac{gL^2}{15,59} = \frac{34,125 \cdot 2,600^2}{15,59} = 14,797 \quad \text{kNm}$$

Maximální ohybový moment - spojitě rovnoměrné zatížení:

$$\text{zatížení na jednu záporu (proměnné)} \dots 31,510 \quad 1,500 \quad = \quad 47,266 \quad \text{kN/m}$$

$$M_{\max,\text{rovn}} = \frac{qL^2}{8} = \frac{47,266 \cdot 2,600^2}{8} = 39,939 \quad \text{kNm}$$

Ohybový moment v zápoře celkem - návrhová hodnota:

$$M_d = 1,35 \cdot 14,797 + 1,50 \cdot 39,939 = 79,885 \quad \text{kNm}$$

21.2.4.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{7,99\text{E}+07}{355,0} = 2,25\text{E}+05 \quad \text{mm}^3$$

Navrhujeme ocelový válcovaný nosník o průřezu tvaru "I":

Výška průřezu ... 240 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,\text{el}} = 353000,0 \quad \text{mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{7,99\text{E}+07}{1 \cdot 353000,0} =$$

$$= 226,303 \quad \text{MPa} < 355,000 \quad \text{MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

21.2.5. NÁVRH TÁHLA

V této fázi výstavby se použijí táhla z tyčové oceli, umístěná při horním konci záporové stěny a připojené k římse na opačné straně mostu.

Maximální tahová síla v táhle - viz kap. 21.2.3.1. ...

$$N_{\max} = 318,400 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460,0}{1,0} = 460,0 \text{ MPa}$$

Navržený průměr táhla ... $D = 32 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 803,840 \text{ mm}^2$

Napětí v táhle ...

$$\sigma_a = \frac{318399,6}{803,840} = 396,098 \text{ MPa} < 460,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

21.2.5. NÁVRH ZAKOTVENÍ TÁHLA

21.2.5.1. Zatížení a vnitřní síly

$$N_{\max} = 318,400 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

21.2.5.2. Návrh a posouzení konstrukce

Pro zakotvení táhla navrhne příčnou stěnu, na které bude působit pasivní zemní tlak potřebný pro přenesení síly v táhle do zeminy.

Šířka stěny ... 0,750 m

Výška (hloubka) stěny ... 4,000 m

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny - stálé zatížení ...

$$\sigma_p = 17,500 \quad 4,000 \quad 3,000 \quad 0,500 = 105,000 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_p = 0,5 \quad 105,000 \quad 4,000 \quad 0,750 = 157,500 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_p = 17,500 \quad 3,601 \quad 3,000 \quad 0,500 = 94,531 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$\Delta Z_p = 1,00 \quad 94,531 \quad 4,000 \quad 0,750 = 283,594 \text{ kN}$$

Výslednice celkem ...

$$\Sigma Z_p = 157,500 + 283,594 = 441,094 \text{ kN}$$

Posouzení ...

$$\frac{\Sigma Z_p}{\gamma} = \frac{441,094}{1,0} = 441,094 \text{ kN} > 318,400 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Pro vytvoření kotevní stěny se použijí ocelové štětovnice délky min. 9,0 m.

21.2.6. NÁVRH DŘEVĚNÉ VÝPLNĚ

21.2.6.1. Zatížení a vnitřní síly

1) Pažící stěna při horním konci pažení - na výšce 0,5 m:

v tomto pásu pažící stěny předpokládáme i namáhání odstředivou silou, bočními rázy a větrem.

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 0,500 \quad 17,500 \quad 0,500 = 4,375 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad \frac{2,165}{0,500} = 4,331 \text{ kN/m}^2$$

Boční rázy - uvažujeme je roznesené na délku 1,5 m ...

$$\frac{121,000}{0,500 \cdot 1,500} = 161,333 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad \frac{8,843}{0,500} = 17,686 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení horního pruhu pažení celkem ...

$$1,35 \cdot 4,375 + 1,50 \cdot 22,016 + 1,50 \cdot 161,333 = 280,931 \text{ kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{280,931 \cdot 1,500}{8} = 79,012 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{280,931 \cdot 1,500}{2} = 210,698 \text{ kN/m}$$

2) Pažící stěna u dna stavební jámy:

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 22,750 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení dolního pruhu pažení celkem ...

$$1,35 \cdot 22,750 + 1,50 \cdot 31,510 = 77,978 \text{ kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{77,978 \cdot 1,500}{8} = 21,931 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{77,978 \cdot 1,500}{2} = 58,484 \text{ kN/m}$$

21.2.6.2. Návrh a posouzení průřezu - ohyb

Tloušťka dřevěné výplně ... 0,160 m

$$\text{Průřezový modul ... } W = \frac{1,000 \cdot 0,160 \cdot 0,160}{6} = 0,004267 \text{ m}^3/\text{m}$$

Ověříme průřez uprostřed rozpětí mostovky, kde vznikají největší ohybové momenty.

Podle [60], čl. 6.1.6, musí být splněny následující podmínky:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00, \text{ kde:}$$

$\sigma_{m,y,d}$ a $\sigma_{m,z,d}$ jsou návrhová napětí v ohybu k hlavním osám průřezu,

$f_{m,y,d}$ a $f_{m,z,d}$ jsou odpovídající návrhové pevnosti v ohybu,

k_m je součinitel, který bere v úvahu redistribuci napětí a vliv nehomogenit materiálu v průřezu. Hodnota součinitele se má uvažovat následovně:

pro rostlé dřevo, lepené lamelové dřevo a LVL:

obdélníkové průřezy ... $k_m = 0,70$

ostatní průřezy ... $k_m = 1,00$

pro ostatní konstrukční výrobky na bázi dřeva,
pro všechny průřezy:

$k_m = 1,00$

v našem případě ... $k_m = 0,70$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,079012}{0,004267} = 18,518 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

Rozhodující posouzení:

$f_{m,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{m,d} = 0,80 \cdot \frac{24,000}{1,000} = 19,200 \text{ MPa}$$

$$\frac{18,518}{19,200} + 0,70 \cdot \frac{0,000}{19,200} = 0,964 < 1,00 \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

21.2.6.3. Návrh a posouzení průřezu - smyk

(podle [60], Změna A1/2009, čl. 6.1.7)

$f_{v,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{v,d} = 0,80 \cdot \frac{4,000}{1,000} = 3,200 \text{ MPa}$$

Pro smyk se složkou napětí rovnoběžně s vlákny i pro smyk s oběma složkami napětí kolmo k vláknům musí být splněna následující podmínka:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \text{ kde:}$$

τ_d je návrhové napětí ve smyku,

$f_{v,d}$ je návrhová pevnost ve smyku pro příslušný případ.

Pro ověření smykové únosnosti prvků v ohybu se má uvážit vliv trhlin použitím účinné šířky prvku

$$b_{ef} = k_{cr} b, \text{ kde:}$$

b je šířka příslušného průřezu prvku,

$$k_{cr} = 0,67 \text{ (pro rostlé dřevo)}$$

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 58,484 = 87,725 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 t &= 0,160 \text{ m} \\
 b &= 1,000 \text{ m} \\
 b_{ef} &= 0,67 \cdot 1,000 = 0,670 \text{ m} \\
 S &= 0,002144 \text{ m}^3/\text{m} \\
 I &= 2,29\text{E-}04 \text{ m}^4/\text{m} \\
 \tau_d &= \frac{0,087725}{0,670} \frac{0,002144}{2,29\text{E-}04} = 1,228 \text{ MPa} < 3,200 \\
 &\Rightarrow \text{VYHOVÍ}
 \end{aligned}$$

21.3. NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 2

21.3.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27] :

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	30,000	°
soudržnost ...	$c_k =$	0,000	MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0175	MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0175	MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,25
pro soudržnost ...	1,25
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	24,0	° =	0,418879 rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa	
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175	MN/m ³	
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175	MN/m ³	

21.3.2. ZATÍŽENÍ

21.3.2.1. Svislé pohyblivé zatížení - ekvivalentní zatížení na zemní těleso

Pro globální účinky lze ekvivalentní charakteristické hodnoty svislého zatížení od železniční

dopravy na zemní těleso pod kolejí nebo blízko koleje uvažovat jako odpovídající Modelu zatížení 71 (nebo klasifikovanému svislému zatížení, pokud se požaduje) a SW/2, pokud se požaduje rovnoměrně rozdělenému na šířku 3,00 m v úrovni 0,7 m pod pojížděnou plochou koleje.

Pro toto zatížení se nemusí použít žádný dynamický součinitel nebo zvětšení.

Pro návrh lokálních prvků blízko koleje (např. stěny ohraničující kolejové lože) se má provést zvláštní výpočet, ve kterém se uvažuje maximální lokální svislé, podélné a příčné zatížení prvků železniční dopravou.

V tomto případě pro přitížení zemního tělesa uvažujeme klasifikovaný Model zatížení 71, roznesený na šířku 3,000 m.

Spojitě rovnoměrné přitížení povrchu ...

$$p_Q = \frac{189,063}{3,000} = 63,021 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 63,021 / 17,500 = 3,601 \text{ m}$$

21.3.2.2. Odstředivé síly

Na začátku mostu v místě směrového zakřivení koleje uvažujeme rovněž odstředivé síly.

Charakteristická hodnota odstředivé síly od svislého spojitě rovnoměrného zatížení se určí podle následujícího vztahu:

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times q_{vk}), \text{ kde:}$$

q_{vk} je charakteristická hodnota svislých zatížení,

$$q_{vk} = 189,063 \text{ kN/m},$$

f je redukční součinitel,

$$\text{pro rychlost do 120 km/h ... } f = 1,00$$

V je maximální rychlost v km/h,

$$V = 40,0 \text{ km/h} \quad (\text{ve stavebních stavech po dobu realizace}),$$

v je maximální rychlost v m/s,

$$v = 11,111 \text{ m/s},$$

g je gravitační zrychlení, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

r je poloměr zakřivení oblouku, $r = 1100,00 \text{ m}$

$$q_{tk} = \frac{40,0}{127} \cdot \frac{40,0}{1100,00} \cdot (1,00 \cdot 189,063) = 2,165 \text{ kN/m}$$

Odstředivou sílu uvažujeme na výšce $0,500 \text{ m}$ při horním okraji pažící stěny

21.3.2.3. Boční rázy

Boční ráz se musí uvažovat jako osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje. Musí se uvažovat, že působí jak na přímou kolej, tak an kolej v oblouku.

Charakteristická hodnota bočního rázu ... $Q_{sk} = 100,0 \text{ kN}$

Charakteristická hodnota bočního rázu se nesmí násobit součiniteli ϕ a f .

Boční ráz se má násobit součinitelem α ... $1,21 \cdot 100,0 = 121,0 \text{ kN}$

Boční ráz se musí vždy kombinovat se svislým zatížením dopravou.

21.3.2.4. Zemní tlak - stálé zatížení

Aby se minimalizovaly deformace tělesa pod pojižděnou kolejí, bude pažení navrženo na zemní tlak v klidu. U zemního tlaku v klidu nelze provádět redistribuci zemního tlaku po výšce kotvené pažící konstrukce. Pode dnem stavební jámy uvažujeme z čelní strany pažení působení zemního tlaku pasivního.

Výška pažící stěny nade dnem jámy ... $2,600 \text{ m}$

Hloubka vetknutí pažící stěny pode dnem jámy ... $9,000 \text{ m}$

Osová vzdálenost zápor ... $1,500 \text{ m}$

Průměr "pilot" - zabetonovaných dolních částí vrtů pro zápor ... $0,600 \text{ m}$

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 24,0^\circ = 0,593$$

Zemní tlak v klidu v úrovni dna stavební jámy:

$$\sigma_{0,1} = 0,593 \cdot 17,500 + 2,600 = 26,993 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,1} = 0,5 \cdot 26,993 + 2,600 \cdot 1,500 = 52,637 \text{ kN}$$

Zemní tlak v klidu v úrovni paty pažení:

$$\begin{aligned} \sigma_{0,2} &= 0,593 \cdot (17,500 + 2,600 + 17,500 + 9,000) = \\ &= 120,432 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,2} = \frac{26,993 + 120,432}{2} \cdot 9,000 + 0,600 = 398,050 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak před stěnou:

Pasivní zemní tlak se spočítá podle vztahu:

$$\sigma_p = \sigma_z K_p \psi, \text{ kde:}$$

$$\sigma_z \text{ je geostatické napětí, } \sigma_z = \gamma_z h$$

K_p je součinitel pasivního zemního tlaku,

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{24,0}{2}) = 2,371$$

ψ je zmenšovací součinitel podle [27] ...

$$\psi = 0,500 \text{ (cca pro } \phi = 30^\circ \text{)}$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny ...

$$\sigma_{p,2} = 17,500 + 9,000 + 2,371 \cdot 0,500 = 186,731 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{p,2} = 0,5 \cdot 186,731 \cdot 9,000 \cdot 0,600 = 504,173 \text{ kN}$$

Zachycení účinků zemního tlaku:

Předpokládáme kotvení v úrovni horního konce pažící stěny. Stěnu z tohoto hlediska uvažujeme přibližně jako prostý nosník o rozpětí, které odpovídá hloubce jámy, zatížený spojitým trojúhelníkovým zatížením (zemním tlakem v klidu).

Reakce nosníku na horním okraji pažení bude zachycena kotvením, účinky v úrovni dna jámy budou zachyceny pasivním zemním tlakem před stěnou.

Výslednice zemního tlaku v klidu nade dnem jámy na jednu záporu ...

$$Z_{0,1} = 52,637 \text{ kN}$$

Síla na kotvení na horním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,kotv} = \frac{1}{3} \cdot 52,637 = 17,546 \text{ kN/jednu záporu}$$

Síla působící při dolním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,dolní} = \frac{2}{3} \cdot 52,637 = 35,092 \text{ kN/jednu záporu}$$

Celková síla od zemního tlaku v klidu v úrovni dna jámy ...

$$Z_{0,dolní} = 35,092 + 398,050 = 433,142 \text{ kN}$$

Pasivní tlak působící na čelní stranu stěny ...

$$Z_{p,2} = 504,173 \text{ kN}$$

21.3.2.5. Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 0,593$$

Zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení:

$$\Delta\sigma_0 = 0,593 \quad 3,601 \quad 17,500 \quad = \quad 37,388 \quad \text{kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi povrchem a dnem jámy:

$$\Delta Z_0 = 37,388 \quad 2,600 \quad 1,500 \quad = \quad 145,813 \quad \text{kN}$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi dnem jámy a patou stěny:

$$\Delta Z_0 = 37,388 \quad 9,000 \quad 0,600 \quad = \quad 201,895 \quad \text{kN}$$

$$\text{Síla na horní kotvení ...} \quad 0,500 \quad 145,813 \quad = \quad 72,907 \quad \text{kN}$$

$$\text{Síla na dolní kotvení ...} \quad 0,500 \quad 145,813 \quad + \quad 201,895 \quad = \quad 274,801 \quad \text{kN}$$

Celkové účinky zemního tlaku - charakteristické hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,00 \quad 17,546 \quad + \quad 1,00 \quad 72,907 \quad = \quad 90,452 \quad \text{kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,00 \quad 433,142 \quad + \quad 1,00 \quad 274,801 \quad = \quad 707,943 \quad \text{kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$\frac{504,173}{1,000} = 504,173 \quad \text{kN} \quad < \quad 707,943 \quad \text{kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Celkové účinky zemního tlaku - návrhové hodnoty hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,00 \quad 17,546 \quad + \quad 1,30 \quad 72,907 \quad = \quad 112,324 \quad \text{kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,00 \quad 433,142 \quad + \quad 1,30 \quad 274,801 \quad = \quad 790,383 \quad \text{kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$1,00 \quad 504,173 \quad = \quad 504,173 \quad \text{kN}$$

Posouzení "zemní rozpěry" ...

$$\frac{504,173}{1,000} = 504,173 \text{ kN} < 790,383 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

21.3.2.6. Zatížení větrem

Převzmemme hodnotu zatížení větrem podle kapitoly
na pás pohyblivého zatížení výšky 4,0 m:

Zatížení budeme uvažovat

$$f_w = 0,5 \quad 1,25 \quad 25,0^z \quad 5,659 \quad 4,000 =$$
$$= 8842,869 \text{ N/m} = 8,843 \text{ kN/m}$$

21.3.3. NÁVRH PŘEVÁZKY

Převázky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

21.3.3.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporny působí:

Účinky zemního tlaku ...

$$Z_k = 90,452 \text{ kN}$$

$$Z_d = 112,324 \text{ kN}$$

Odstředivá síla ...

$$O_k = 2,165 \quad 1,500 = 3,248 \text{ kN}$$

Boční rázy ...

$$B_k = 121,000 \text{ kN}$$

Zatížení větrem ...

$$W_k = 8,843 \quad 1,500 = 13,264 \text{ kN}$$

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 112,324 + 1,30 \quad 137,512 = 291,090 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1,00 \cdot 291,090 = 291,090 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převázce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 291,090 \cdot 1,500 = 81,869 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převázce:

$$V_d = \frac{291,090}{1} = 291,090 \text{ kN}$$

21.3.3.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{8,19\text{E}+07}{355,0} = 2,31\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převázku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":

Výška průřezu ... 200 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 191000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{8,19\text{E}+07}{2 \cdot 191000,0} =$$

$$= 214,317 \text{ MPa} < 355,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

21.3.4. NÁVRH ZÁPORY

Protože maximální ohybový moment lze očekávat na volné výšce záporu, navrhujeme záporu mírně přibližně jako prostý nosník zatížení spojitým lichoběžníkovým zatížením od zemního tlaku.

21.3.4.1. Zatížení a vnitřní síly

Zápora je namáhána od stálého zatížení trojúhelníkovým spojitým zatížením, od zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení spojitým rovnoměrným zatížením.

Maximální ohybový moment od spojitého rovnoměrného zatížení vzniká uprostřed rozpětí, maximální moment od trojúhelníkového zatížení vzniká ve vzdálenost $0,423L$ od podpory => místa maximálních momentů jsou velmi blízko, budeme uvažovat součet maximálních hodnot momentů (jsme mírně na straně bezpečné).

Maximální ohybový moment - trojúhelníkové zatížení (podle [39]):

zatížení na jednu záporu (stálé) ... 26,993 1,500 = 40,49022 kN/m

$$M_{\max,3} = \frac{gL^2}{15,59} = \frac{40,49022 \cdot 2,600^2}{15,59} = 17,557 \text{ kNm}$$

Maximální ohybový moment - spojitě rovnoměrné zatížení:

zatížení na jednu záporu (proměnné) ... 37,388 1,500 = 56,082 kN/m

$$M_{\max,\text{rovn}} = \frac{qL^2}{8} = \frac{56,082 \cdot 2,600^2}{8} = 47,389 \text{ kNm}$$

Ohybový moment v zápoře celkem - návrhová hodnota:

$$M_d = 1,00 \cdot 17,557 + 1,30 \cdot 47,389 = 79,163 \text{ kNm}$$

21.3.4.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{7,92\text{E}+07}{355,0} = 2,23\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhne ocelový válcovaný nosník o průřezu tvaru "I":

Výška průřezu ... 240 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 353000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhne průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{7,92E+07}{1 \cdot 353000,0} =$$
$$= 224,258 \text{ MPa} < 355,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

21.3.5. NÁVRH TÁHLA

V této fázi výstavby se použijí táhla z tyčové oceli, umístěná při horním konci záporové stěny a připojené k římse na opačné straně mostu.

Maximální tahová síla v táhle - viz kap. 21.3.3.1. ...

$$N_{\max} = 291,090 \text{ kN}$$

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\lim} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460,0}{1,0} = 460,0 \text{ MPa}$$

Navržený průměr táhla ... $D = 32 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 803,840 \text{ mm}^2$

Napětí v táhle ...

$$\sigma_a = \frac{291090,3}{803,840} = 362,125 \text{ MPa} < 460,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

21.3.5. NÁVRH KOTVENÍ TÁHLA

21.3.5.1. Zatížení a vnitřní síly

$$N_{\max} = 291,090 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

21.3.5.2. Návrh a posouzení průřezu

Pro zakotvení táhla navrhne příčnou stěnu, na které bude působit pasivní zemní tlak potřebný pro přenesení síly v táhle do zeminy.

$$\text{Šířka stěny} \dots 0,750 \text{ m}$$

$$\text{Výška (hloubka) stěny} \dots 4,000 \text{ m}$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny - stálé zatížení ...

$$\sigma_p = 17,500 \quad 4,000 \quad 2,371 \quad 0,500 = 82,991 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_p = 0,5 \quad 82,991 \quad 4,000 \quad 0,750 = 124,487 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_p = 17,500 \quad 3,601 \quad 2,371 \quad 0,500 = 74,717 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$\Delta Z_p = 1,00 \quad 74,717 \quad 4,000 \quad 0,750 = 224,151 \text{ kN}$$

Výslednice celkem ...

$$\Sigma Z_p = 124,487 + 224,151 = 348,638 \text{ kN}$$

Posouzení ...

$$\frac{\Sigma Z_p}{\gamma} = \frac{348,638}{1,0} = 348,638 \text{ kN} > 291,090 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Pro vytvoření kotevní stěny se použijí ocelové štětovnice délky min. 9,0 m.

21.3.6. NÁVRH DŘEVĚNÉ VÝPLNĚ

21.3.6.1. Zatížení a vnitřní síly

1) Pažící stěna při horním konci pažení - na výšce 0,5 m:

v tomto pásu pažící stěny předpokládáme i namáhání odstředivou silou, bočními rázy a větrem.

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 0,593 \cdot 17,500 \cdot 0,500 = 5,191 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 37,388 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Odstředivá síla ... } \frac{2,165}{0,500} = 4,331 \text{ kN/m}^2$$

Boční rázy - uvažujeme je roznesené na délku 1,5 m ...

$$\frac{121,000}{0,500 \cdot 1,500} = 161,333 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zatížení větrem ... } \frac{8,843}{0,500} = 17,686 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení horního pruhu pažení celkem ...

$$\begin{aligned} &1,00 \cdot 5,191 + 1,30 \cdot 22,016 + 1,30 \cdot 161,333 = \\ &= 243,546 \text{ kN/m/m} \end{aligned}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{243,546 \cdot 1,500}{8} = 68,497 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{243,546 \cdot 1,500}{2} = 182,659 \text{ kN/m}$$

2) Pažící stěna u dna stavební jámy:

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 26,993 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 37,388 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení dolního pruhu pažení celkem ...

$$1,00 \cdot 26,993 + 1,30 \cdot 37,388 = 75,598 \text{ kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{75,598 \cdot 1,500^2}{8} = 21,262 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{75,598 \cdot 1,500}{2} = 56,698 \text{ kN/m}$$

21.3.6.2. Návrh a posouzení průřezu - ohyb

Tloušťka dřevěné výplně ... 0,160 m

$$\text{Průřezový modul ... } W = \frac{1,000 \cdot 0,160 \cdot 0,160}{6} = 0,004267 \text{ m}^3/\text{m}$$

Ověříme průřez uprostřed rozpětí mostovky, kde vznikají největší ohybové momenty.

Podle [60], čl. 6.1.6, musí být splněny následující podmínky:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00, \text{ kde:}$$

$\sigma_{m,y,d}$ a $\sigma_{m,z,d}$ jsou návrhová napětí v ohybu k hlavním osám průřezu,

$f_{m,y,d}$ a $f_{m,z,d}$ jsou odpovídající návrhové pevnosti v ohybu,

k_m je součinitel, který bere v úvahu redistribuci napětí a vliv nehomogenit materiálů v průřezu. Hodnota součinitele se má uvažovat následovně:

pro rostlé dřevo, lepené lamelové dřevo a LVL:

obdélníkové průřezy ...	$k_m =$	0,70
ostatní průřezy ...	$k_m =$	1,00

pro ostatní konstrukční výrobky na bázi dřeva, pro všechny průřezy:	$k_m =$	1,00
--	---------	------

v našem případě ... $k_m =$ 0,70

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,068497}{0,004267} = 16,054 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

Rozhodující posouzení:

$f_{m,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{m,d} = 0,80 \cdot \frac{24,000}{1,000} = 19,200 \text{ MPa}$$

$$\frac{16,054}{19,200} + 0,70 \cdot \frac{0,000}{19,200} = 0,836 < 1,00 \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

21.3.6.3. Návrh a posouzení průřezu - smyk

(podle [60], Změna A1/2009, čl. 6.1.7)

$f_{v,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{v,d} = 0,80 \cdot \frac{4,000}{1,000} = 3,200 \text{ MPa}$$

Pro smyk se složkou napětí rovnoběžně s vlákny i pro smyk s oběma složkami napětí kolmo k vláknům musí být splněna následující podmínka:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \text{ kde:}$$

τ_d je návrhové napětí ve smyku,
 $f_{v,d}$ je návrhová pevnost ve smyku pro příslušný případ.

Pro ověření smykové únosnosti prvků v ohybu se má uvážit vliv trhlin použitím účinné šířky prvku

$$b_{ef} = k_{cr} b, \text{ kde:}$$

b je šířka příslušného průřezu prvku,
 $k_{cr} = 0,67$ (pro rostlé dřevo)

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 56,698 = 85,048 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} t &= 0,160 \text{ m} \\ b &= 1,000 \text{ m} \\ b_{ef} &= 0,67 \cdot 1,000 = 0,670 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= 0,002144 \text{ m}^3/\text{m} \\ I &= 2,29\text{E-}04 \text{ m}^4/\text{m} \end{aligned}$$

$$\tau_d = \frac{0,085048}{0,670} \cdot \frac{0,002144}{2,29\text{E-}04} = 1,190 \text{ MPa} < 3,200$$

=> VYHOVÍ

21.4. NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 2

21.4.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27] :

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	30,000 °
soudržnost ...	$c_k =$	0,000 MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0175 MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0175 MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,00
soudržnost ...	1,00
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	30,0	$^\circ =$	0,523599 rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa	
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175	MN/m ³	
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175	MN/m ³	

21.4.2. ZATÍŽENÍ

21.4.2.1. Svislé pohyblivé zatížení - ekvivalentní zatížení na zemní těleso

Pro globální účinky lze ekvivalentní charakteristické hodnoty svislého zatížení od železniční dopravy na zemní těleso pod kolejí nebo blízko koleje uvažovat jako odpovídající Modelu zatížení 71 (nebo klasifikovanému svislému zatížení, pokud se požaduje) a SW/2, pokud se požaduje rovnoměrně rozdělenému na šířku 3,00 m v úrovni 0,7 m pod pojezďenou plochou koleje.

Pro toto zatížení se nemusí použít žádný dynamický součinitel nebo zvětšení.

Pro návrh lokálních prvků blízko koleje (např. stěny ohraničující kolejové lože) se má provést zvláštní výpočet, ve kterém se uvažuje maximální lokální svislé, podélné a příčné zatížení prvků železniční dopravou.

V tomto případě pro přetížení zemního tělesa uvažujeme klasifikovaný Model zatížení 71, roznesený na šířku 3,000 m.

Spojitě rovnoměrné přetížení povrchu ...

$$p_Q = \frac{189,063}{3,000} = 63,021 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 63,021 / 17,500 = 3,601 \text{ m}$$

21.4.2.2. Odstředivé síly

Na začátku mostu v místě směrového zakřivení koleje uvažujeme rovněž odstředivé síly.

Charakteristická hodnota odstředivé síly od svislého spojitě rovnoměrného zatížení se určí podle následujícího vztahu:

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times q_{vk}) \quad , \text{ kde:}$$

q_{vk} je charakteristická hodnota svislých zatížení,

$$q_{vk} = 189,063 \text{ kN/m,}$$

f je redukční součinitel,

$$\text{pro rychlost do 120 km/h ...} \quad f = 1,00$$

V je maximální rychlost v km/h,

$$V = 40,0 \text{ km/h} \quad (\text{ve stavebních stavech po dobu realizace}),$$

v je maximální rychlost v m/s,

$$v = 11,111 \text{ m/s,}$$

$$g \text{ je gravitační zrychlení,} \quad g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$r \text{ je poloměr zakřivení oblouku,} \quad r = 1100,00 \text{ m}$$

$$q_{tk} = \frac{40,0}{127} \frac{40,0}{1100,00} (1,00 \cdot 189,063) =$$

$$= 2,165 \text{ kN/m}$$

Odstředivou sílu uvažujeme na výšce 0,500 m při horním okraji pažící stěny

21.4.2.3. Boční rázy

Boční ráz se musí uvažovat jako osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje. Musí se uvažovat, že působí jak na přímou kolej, tak an kolej v oblouku.

$$\text{Charakteristická hodnota bočního rázu ...} \quad Q_{sk} = 100,0 \text{ kN}$$

Charakteristická hodnota bočního rázu se nesmí násobit součiniteli ϕ a f .

$$\text{Boční ráz se má násobit součinitelem } \alpha \text{ ...} \quad 1,21 \cdot 100,0 = 121,0 \text{ kN}$$

Boční ráz se musí vždy kombinovat se svislým zatížením dopravou.

21.4.2.4. Zemní tlak - stálé zatížení

Aby se minimalizovaly deformace tělesa pod pojížděnou kolejí, bude pažení navrženo na zemní tlak v klidu. U zemního tlaku v klidu nelze provádět redistribuci zemního tlaku po výšce kotvené pažící konstrukce. Pode dnem stavební jámy uvažujeme z čelní strany pažení působení zemního tlaku pasivního.

Výška pažící stěny nade dnem jámy ...	2,600	m
Hloubka vetknutí pažící stěny pode dnem jámy ...	9,000	m
Osová vzdálenost zápor ...	1,500	m
Průměr "pilot" - zabetonovaných dolních částí vrtů pro zápor	0,600	m

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30,0^\circ = 0,500$$

Zemní tlak v klidu v úrovni dna stavební jámy:

$$\sigma_{0,1} = 0,500 \cdot 17,500 + 2,600 = 22,750 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,1} = 0,5 \cdot 22,750 + 2,600 \cdot 1,500 = 44,363 \text{ kN}$$

Zemní tlak v klidu v úrovni paty pažení:

$$\begin{aligned} \sigma_{0,2} &= 0,500 \cdot (17,500 + 2,600 + 17,500 + 9,000) = \\ &= 101,500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,2} = \frac{22,750 + 101,500}{2} \cdot 9,000 + 0,600 = 335,475 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak před stěnou:

Pasivní zemní tlak se spočítá podle vztahu:

$$\sigma_p = \sigma_z K_p \psi, \text{ kde:}$$

σ_z je geostatické napětí, $\sigma_z = \gamma_z h$

K_p je součinitel pasivního zemního tlaku,

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{30,0}{2}) = 3,000$$

ψ je zmenšovací součinitel podle [27] ...

$$\psi = 0,500 \quad (\text{cca pro } \phi = 30^\circ)$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny ...

$$\sigma_{p,2} = 17,500 \cdot 9,000 \cdot 3,000 \cdot 0,500 = 236,250 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{p,2} = 0,5 \cdot 236,250 \cdot 9,000 \cdot 0,600 = 637,875 \text{ kN}$$

Zachycení účinků zemního tlaku:

Předpokládáme kotvení v úrovni horního konce pažící stěny. Stěnu z tohoto hlediska uvažujeme přibližně jako prostý nosník o rozpětí, které odpovídá hloubce jámy, zatížený spojitým trojúhelníkovým zatížením (zemním tlakem v klidu).

Reakce nosníku na horním okraji pažení bude zachycena kotvením, účinky v úrovni dna jámy budou zachyceny pasivním zemním tlakem před stěnou.

Výslednice zemního tlaku v klidu nade dnem jámy na jednu záporu ...

$$Z_{0,1} = 44,363 \text{ kN}$$

Síla na kotvení na horním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,\text{kotv}} = \frac{1}{3} \cdot 44,363 = 14,788 \text{ kN/jednu záporu}$$

Síla působící při dolním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,\text{dolní}} = \frac{2}{3} \cdot 44,363 = 29,575 \text{ kN/jednu záporu}$$

Celková síla od zemního tlaku v klidu v úrovni dna jámy ...

$$Z_{0,\text{dolní}} = 29,575 + 335,475 = 365,050 \text{ kN}$$

Pasivní tlak působící na čelní stranu stěny ...

$$Z_{p,2} = 637,875 \text{ kN}$$

21.4.2.5. Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 0,500$$

Zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení:

$$\Delta\sigma_0 = 0,500 \cdot 3,601 \cdot 17,500 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi povrchem a dnem jámy:

$$\Delta Z_0 = 31,510 \cdot 2,600 \cdot 1,500 = 122,891 \text{ kN}$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi dnem jámy a patou stěny:

$$\Delta Z_0 = 31,510 \cdot 9,000 \cdot 0,600 = 170,156 \text{ kN}$$

$$\text{Síla na horní kotvení ...} \quad 0,500 \cdot 122,891 = 61,445 \text{ kN}$$

$$\text{Síla na dolní kotvení ...} \quad 0,500 \cdot 122,891 + 170,156 = 231,602 \text{ kN}$$

Celkové účinky zemního tlaku - charakteristické hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,00 \cdot 14,788 + 1,00 \cdot 61,445 = 76,233 \text{ kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,00 \cdot 365,050 + 1,00 \cdot 231,602 = 596,652 \text{ kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$\frac{637,875}{1,400} = 455,625 \text{ kN} < 596,652 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Celkové účinky zemního tlaku - návrhové hodnoty hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,35 \cdot 14,788 + 1,50 \cdot 61,445 = 112,131 \text{ kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,35 \cdot 365,050 + 1,50 \cdot 231,602 = 840,220 \text{ kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$1,35 \cdot 455,625 = 615,094 \text{ kN}$$

Posouzení "zemní rozpěry" ...

$$\frac{615,094}{1,400} = 439,353 \text{ kN} < 840,220 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

21.4.2.6. Zatížení větrem

Převezmeme hodnotu zatížení větrem podle kapitoly
na pás pohyblivého zatížení výšky 4,0 m:

Zatížení budeme uvažovat

$$f_w = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25,0^2 \cdot 5,659 \cdot 4,000 = 8842,869 \text{ N/m} = 8,843 \text{ kN/m}$$

21.4.3. NÁVRH PŘEVÁZKY

Převázky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

21.4.3.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporny působí:

$$\text{Účinky zemního tlaku ...} \quad Z_k = 76,233 \text{ kN}$$

$$Z_d = 112,131 \text{ kN}$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad O_k = 2,165 \cdot 1,500 = 3,248 \text{ kN}$$

$$\text{Boční rázy ...} \quad B_k = 121,000 \text{ kN}$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad W_k = 8,843 \cdot 1,500 = 13,264 \text{ kN}$$

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 112,131 + 1,50 \cdot 137,512 = 318,400 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1,00 \cdot 318,400 = 318,400 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převázce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 318,400 \cdot 1,500 = 89,550 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převázce:

$$V_d = \frac{318,400}{1} = 318,400 \text{ kN}$$

21.4.3.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,4} = 253,6 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{8,95E+07}{253,6} = 3,53E+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převážku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":

Výška průřezu ... 200 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 191000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{8,95E+07}{2 \cdot 191000,0} =$$

$$= 234,424 \text{ MPa} < 253,571 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

21.4.4. NÁVRH ZÁPORY

Protože maximální ohybový moment lze očekávat na volné výšce záporu, navrhujeme záporu mírně přibližně jako prostý nosník zatížení spojitým lichoběžníkovým zatížením od zemního tlaku.

21.4.4.1. Zatížení a vnitřní síly

Zápory je namáhána od stálého zatížení trojúhelníkovým spojitým zatížením, od zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení spojitým rovnoměrným zatížením.

Maximální ohybový moment od spojitěho rovnoměrného zatížení vzniká uprostřed rozpětí, maximální moment od trojúhelníkového zatížení vzniká ve vzdálenost $0,423L$ od podpory \Rightarrow místa maximálních momentů jsou velmi blízko, budeme uvažovat součet maximálních hodnot momentů (jsme mírně na straně bezpečné).

Maximální ohybový moment - trojúhelníkové zatížení (podle [39]):

zatížení na jednu záporu (stálé) ... 22,750 1,500 = 34,125 kN/m

$$M_{\max,3} = \frac{gL^2}{15,59} = \frac{34,125 \cdot 2,600^2}{15,59} = 14,797 \text{ kNm}$$

Maximální ohybový moment - spojitě rovnoměrné zatížení:

zatížení na jednu záporu (proměnné) ... 31,510 1,500 = 47,266 kN/m

$$M_{\max,rovn} = \frac{qL^2}{8} = \frac{47,266 \cdot 2,600^2}{8} = 39,939 \text{ kNm}$$

Ohybový moment v zápoře celkem - návrhová hodnota:

$$M_d = 1,35 \cdot 14,797 + 1,50 \cdot 39,939 = 79,885 \text{ kNm}$$

21.4.4.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{7,99\text{E}+07}{253,6} = 3,15\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme ocelový válcovaný nosník o průřezu tvaru "I":

Výška průřezu ... 240 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 353000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{7,99\text{E}+07}{1 \cdot 353000,0} = \\ &= 226,303 \text{ MPa} < 253,571 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

21.4.5. NÁVRH TÁHLA

V této fázi výstavby se použijí táhla z tyčové oceli, umístěná při horním konci záporové stěny a připojené k římse na opačné straně mostu.

Maximální tahová síla v táhle - viz kap. 21.4.3.1. ...

$$N_{\text{max}} = 318,400 \text{ kN}$$

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460,0}{1,4} = 328,6 \text{ MPa}$$

Navržený průměr táhla ... $D = 32 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 803,840 \text{ mm}^2$

Napětí v táhle ...

$$\sigma_a = \frac{318399,6}{803,840} = 396,098 \text{ MPa} > 328,571 \text{ MPa} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

21.4.5. NÁVRH KOTVENÍ TÁHLA

21.4.5.1. Zatížení a vnitřní síly

$N_{\max} = 318,400 \text{ kN}$ (návrhová hodnota)

21.4.5.2. Návrh a posouzení konstrukce

Pro zakotvení táhla navrhne příčnou stěnu, na které bude působit pasivní zemní tlak potřebný pro přenesení síly v táhle do zeminy.

Šířka stěny ... $0,750 \text{ m}$

Výška (hloubka) stěny ... $4,000 \text{ m}$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny - stálé zatížení ...

$$\sigma_p = 17,500 \quad 4,000 \quad 3,000 \quad 0,500 = 105,000 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_p = 0,5 \quad 105,000 \quad 4,000 \quad 0,750 = 157,500 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_p = 17,500 \quad 3,601 \quad 3,000 \quad 0,500 = 94,531 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$\Delta Z_p = 1,00 \quad 94,531 \quad 4,000 \quad 0,750 = 283,594 \text{ kN}$$

Výslednice celkem ...

$$\Sigma Z_p = 157,500 + 283,594 = 441,094 \text{ kN}$$

Posouzení ...

$$\frac{\Sigma Z_p}{\gamma} = \frac{441,094}{1,4} = 315,067 \text{ kN} < 318,400 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Pro vytvoření kotevní stěny se použijí ocelové štětovnice délky min. 9,0 m.

21.4.6. NÁVRH DŘEVĚNÉ VÝPLNĚ

21.4.6.1. Zatížení a vnitřní síly

1) Pažící stěna při horním konci pažení - na výšce 0,5 m:

v tomto pásu pažící stěny předpokládáme i namáhání odstředivou silou, bočními rázy a větrem.

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 0,500 \cdot 17,500 \cdot 0,500 = 4,375 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta \sigma_0 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Odstředivá síla ... } \frac{2,165}{0,500} = 4,331 \text{ kN/m}^2$$

Boční rázy - uvažujeme je roznesené na délku 1,5 m ...

$$\frac{121,000}{0,500 \cdot 1,500} = 161,333 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zatížení větrem ... } \frac{8,843}{0,500} = 17,686 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení horního pruhu pažení celkem celkem ...

$$1,35 \quad 4,375 \quad + \quad 1,50 \quad 22,016 \quad + \quad 1,50 \quad 161,333 \quad =$$

$$= \quad 280,931 \quad \text{kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{280,931 \quad 1,500}{8}^z = \quad 79,012 \quad \text{kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{280,931 \quad 1,500}{2} = \quad 210,698 \quad \text{kN/m}$$

2) Pažící stěna u dna stavební jámy:

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = \quad 22,750 \quad \text{kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = \quad 31,510 \quad \text{kN/m}^2$$

Zatížení dolního pruhu pažení celkem ...

$$1,35 \quad 22,750 \quad + \quad 1,50 \quad 31,510 \quad = \quad 77,978 \quad \text{kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{77,978 \quad 1,500}{8}^z = \quad 21,931 \quad \text{kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{77,978 \quad 1,500}{2} = \quad 58,484 \quad \text{kN/m}$$

21.4.6.2. Návrh a posouzení průřezu - ohyb

Tloušťka dřevěné výplně ...

0,160 m

$$\text{Průřezový modul ... } W = \frac{1,000 \cdot 0,160 + 0,160}{6} = 0,004267 \text{ m}^3/\text{m}$$

Ověříme průřez uprostřed rozpětí mostovky, kde vznikají největší ohybové momenty.

Podle [60], čl. 6.1.6, musí být splněny následující podmínky:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00, \text{ kde:}$$

$\sigma_{m,y,d}$ a $\sigma_{m,z,d}$ jsou návrhová napětí v ohybu k hlavním osám průřezu,

$f_{m,y,d}$ a $f_{m,z,d}$ jsou odpovídající návrhové pevnosti v ohybu,

k_m je součinitel, který bere v úvahu redistribuci napětí a vliv nehomogenit materiálu v průřezu. Hodnota součinitele se má uvažovat následovně:

pro rostlé dřevo, lepené lamelové dřevo a LVL:

obdélníkové průřezy ... $k_m = 0,70$

ostatní průřezy ... $k_m = 1,00$

pro ostatní konstrukční výrobky na bázi dřeva,
pro všechny průřezy:

$k_m = 1,00$

v našem případě ... $k_m = 0,70$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,079012}{0,004267} = 18,518 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

Rozhodující posouzení:

$f_{m,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{m,d} = 0,80 \cdot \frac{24,000}{1,400} = 13,714 \text{ MPa}$$

$$\frac{18,518}{13,714} + 0,70 \cdot \frac{0,000}{13,714} = 1,350 > 1,00 \Rightarrow$$

\Rightarrow NEVYHOVÍ

21.4.6.3. Návrh a posouzení průřezu - smyk

(podle [60], Změna A1/2009, čl. 6.1.7)

$f_{v,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{v,d} = 0,80 \cdot \frac{4,000}{1,400} = 2,286 \text{ MPa}$$

Pro smyk se složkou napětí rovnoběžně s vlákny i pro smyk s oběma složkami napětí kolmo k vláknům musí být splněna následující podmínka:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \text{ kde:}$$

τ_d je návrhové napětí ve smyku,

$f_{v,d}$ je návrhová pevnost ve smyku pro příslušný případ.

Pro ověření smykové únosnosti prvků v ohybu se má uvážit vliv trhlin použitím účinné šířky prvku

$$b_{ef} = k_{cr} b, \text{ kde:}$$

b je šířka příslušného průřezu prvku,

$$k_{cr} = 0,67 \text{ (pro rostlé dřevo)}$$

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 58,484 = 87,725 \text{ kN/m}$$

$$t = 0,160 \text{ m}$$

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$b_{ef} = 0,67 \cdot 1,000 = 0,670 \text{ m}$$

$$S = 0,002144 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$I = 2,29\text{E-}04 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$\tau_d = \frac{0,087725}{0,670} \cdot \frac{0,002144}{2,29\text{E-}04} = 1,228 \text{ MPa} < 2,286$$

=> VYHOVÍ

21.5. NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 3

21.5.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27] :

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	30,000	°
soudržnost ...	$c_k =$	0,000	MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0175	MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0175	MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,25
soudržnost ...	1,25
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	24,0	° =	0,418879	rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa		
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175	MN/m ³		
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175	MN/m ³		

21.5.2. ZATÍŽENÍ

21.5.2.1. Svislé pohyblivé zatížení - ekvivalentní zatížení na zemní těleso

Pro globální účinky lze ekvivalentní charakteristické hodnoty svislého zatížení od železniční dopravy na zemní těleso pod kolejí nebo blízko koleje uvažovat jako odpovídající Modelu zatížení 71 (nebo klasifikovanému svislému zatížení, pokud se požaduje) a SW/2, pokud se požaduje rovnoměrně rozdělenému na šířku 3,00 m v úrovni 0,7 m pod pojížděnou plochou koleje.

Pro toto zatížení se nemusí použít žádný dynamický součinitel nebo zvětšení.

Pro návrh lokálních prvků blízko koleje (např. stěny ohraničující kolejové lože) se má provést zvláštní výpočet, ve kterém se uvažuje maximální lokální svislé, podélné a příčné zatížení prvků železniční dopravy.

V tomto případě pro přitížení zemního tělesa uvažujeme klasifikovaný Model zatížení 71, roznesený na šířku 3,000 m.

Spojité rovnoměrné přetížení povrchu ...

$$p_Q = \frac{189,063}{3,000} = 63,021 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 63,021 / 17,500 = 3,601 \text{ m}$$

21.5.2.2. Odstředivé síly

Na začátku mostu v místě směrového zakřivení koleje uvažujeme rovněž odstředivé síly.

Charakteristická hodnota odstředivé síly od svislého spojitého rovnoměrného zatížení se určí podle následujícího vztahu:

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times q_{vk}), \text{ kde:}$$

q_{vk} je charakteristická hodnota svislých zatížení,

$$q_{vk} = 189,063 \text{ kN/m},$$

f je redukční součinitel,

$$\text{pro rychlost do 120 km/h ... } f = 1,00$$

V je maximální rychlost v km/h,

$$V = 40,0 \text{ km/h} \quad (\text{ve stavebních stavech po dobu realizace}),$$

v je maximální rychlost v m/s,

$$v = 11,111 \text{ m/s},$$

$$g \text{ je gravitační zrychlení, } g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$r \text{ je poloměr zakřivení oblouku, } r = 1100,00 \text{ m}$$

$$q_{tk} = \frac{40,0}{127} \frac{40,0}{1100,00} (1,00 \times 189,063) = 2,165 \text{ kN/m}$$

Odstředivou sílu uvažujeme na výšce 0,500 m při horním okraji pažící stěny

21.5.2.3. Boční rázy

Boční ráz se musí uvažovat jako osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje. Musí se uvažovat, že působí jak na přímou kolej, tak an kolej v oblouku.

Charakteristická hodnota bočního rázu ... $Q_{sk} = 100,0 \text{ kN}$

Charakteristická hodnota bočního rázu se nesmí násobit součiniteli ϕ a f .

Boční ráz se má násobit součinitelem α ... $1,21 \cdot 100,0 = 121,0 \text{ kN}$

Boční ráz se musí vždy kombinovat se svislým zatížením dopravou.

21.5.2.4. Zemní tlak - stálé zatížení

Aby se minimalizovaly deformace tělesa pod pojížděnou kolejí, bude pažení navrženo na zemní tlak v klidu. U zemního tlaku v klidu nelze provádět redistribuci zemního tlaku po výšce kotvené pažící konstrukce. Pode dnem stavební jámy uvažujeme z čelní strany pažení působení zemního tlaku pasivního.

Výška pažící stěny nade dnem jámy ... $2,600 \text{ m}$

Hloubka vetknutí pažící stěny pode dnem jámy ... $9,000 \text{ m}$

Osová vzdálenost zápor ... $1,500 \text{ m}$

Průměr "pilot" - zabetonovaných dolních částí vrtů pro zápor ... $0,600 \text{ m}$

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 24,0^\circ = 0,593$$

Zemní tlak v klidu v úrovni dna stavební jámy:

$$\sigma_{0,1} = 0,593 \cdot 17,500 + 2,600 = 26,993 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,1} = 0,5 \cdot 26,993 + 2,600 \cdot 1,500 = 52,637 \text{ kN}$$

Zemní tlak v klidu v úrovni paty pažení:

$$\sigma_{0,2} = 0,593 \quad (17,500 \quad 2,600 \quad + \quad 17,500 \quad 9,000) =$$

$$= 120,432 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,2} = \frac{26,993 + 120,432}{2} \quad 9,000 \quad 0,600 = 398,050 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak před stěnou:

Pasivní zemní tlak se spočítá podle vztahu:

$$\sigma_p = \sigma_z K_p \psi, \text{ kde:}$$

$$\sigma_z \text{ je geostatické napětí, } \sigma_z = \gamma_z h$$

$$K_p \text{ je součinitel pasivního zemního tlaku,}$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{24,0}{2}) = 2,371$$

$$\psi \text{ je zmenšovací součinitel podle [27] ...}$$

$$\psi = 0,500 \quad (\text{cca pro } \phi = 30^\circ)$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny ...

$$\sigma_{p,2} = 17,500 \quad 9,000 \quad 2,371 \quad 0,500 = 186,731 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{p,2} = 0,5 \quad 186,731 \quad 9,000 \quad 0,600 = 504,173 \text{ kN}$$

Zachycení účinků zemního tlaku:

Předpokládáme kotvení v úrovni horního konce pažící stěny. Stěnu z tohoto hlediska uvažujeme přibližně jako prostý nosník o rozpětí, které odpovídá hloubce jámy, zatížený spojitým trojúhelníkovým zatížením (zemním tlakem v klidu).

Reakce nosníku na horním okraji pažení bude zachycena kotvením, účinky v úrovni dna jámy budou zachyceny pasivním zemním tlakem před stěnou.

Výslednice zemního tlaku v klidu nade dnem jámy na jednu záporu ...

$$Z_{0,1} = 52,637 \text{ kN}$$

Síla na kotvení na horním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,kotv} = 1,00 \cdot \frac{1}{3} \cdot 52,637 = 17,546 \text{ kN/jednu záporu}$$

Síla působící při dolním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,dolní} = 1,00 \cdot \frac{2}{3} \cdot 52,637 = 35,092 \text{ kN/jednu záporu}$$

Celková síla od zemního tlaku v klidu v úrovni dna jámy ...

$$Z_{0,dolní} = 35,092 + 1,00 \cdot 398,050 = 433,142 \text{ kN}$$

Pasivní tlak působící na čelní stranu stěny ...

$$Z_{p,2} = 504,173 \text{ kN}$$

21.5.2.5. Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 0,593$$

Zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení:

$$\Delta\sigma_0 = 0,593 \cdot 3,601 \cdot 17,500 = 37,388 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi povrchem a dnem jámy:

$$\Delta Z_0 = 37,388 \cdot 2,600 \cdot 1,500 = 145,813 \text{ kN}$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi dnem jámy a patou stěny:

$$\Delta Z_0 = 37,388 \cdot 9,000 \cdot 0,600 = 201,895 \text{ kN}$$

Síla na horní kotvení ... 0,500 145,813 = 72,907 kN

Síla na dolní kotvení ... 0,500 145,813 + 201,895 = 274,801 kN

Celkové účinky zemního tlaku - charakteristické hodnoty:

Horní kotvení ...

1,00 17,546 + 1,00 72,907 = 90,452 kN

Dolní kotvení ...

1,00 433,142 + 1,00 274,801 = 707,943 kN

Pasivní tlak před stěnou ...

$\frac{504,173}{1,000} = 504,173 \text{ kN} < 707,943 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$

Celkové účinky zemního tlaku - návrhové hodnoty hodnoty:

Horní kotvení ...

1,00 17,546 + 1,50 72,907 = 126,906 kN

Dolní kotvení ...

1,00 433,142 + 1,50 274,801 = 845,344 kN

Pasivní tlak před stěnou ...

1,00 504,173 = 504,173 kN

Posouzení "zemní rozpěry" ...

$\frac{504,173}{1,000} = 504,173 \text{ kN} < 845,344 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$

21.5.2.6. Zatížení větrem

Převezmeme hodnotu zatížení větrem podle kapitoly na pás pohyblivého zatížení výšky 4,0 m:

Zatížení budeme uvažovat

$f_w = 0,5 \quad 1,25 \quad 25,0^z \quad 5,659 \quad 4,000 =$
 $= 8842,869 \text{ N/m} = 8,843 \text{ kN/m}$

21.5.3. NÁVRH PŘEVÁZKY

Převázky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

21.5.3.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporné podpory působí:

$$\text{Účinky zemního tlaku ...} \quad Z_k = 90,452 \text{ kN}$$

$$Z_d = 126,906 \text{ kN}$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad O_k = 2,165 \cdot 1,500 = 3,248 \text{ kN}$$

$$\text{Boční rázy ...} \quad B_k = 121,000 \text{ kN}$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad W_k = 8,843 \cdot 1,500 = 13,264 \text{ kN}$$

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 126,906 + 1,50 \cdot 137,512 = 333,174 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1,00 \cdot 333,174 = 333,174 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převázce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 333,174 \cdot 1,500 = 93,705 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převázce:

$$V_d = \frac{333,174}{1} = 333,174 \text{ kN}$$

21.5.3.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{9,37\text{E}+07}{355,0} = 2,64\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převázku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":

Výška průřezu ... 200 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 191000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{9,37\text{E}+07}{2 \cdot 191000,0} = \\ &= 245,302 \text{ MPa} < 355,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

21.5.4. NÁVRH ZÁPORY

Protože maximální ohybový moment lze očekávat na volné výšce zápory, navrhujeme záporu mírně přibližně jako prostý nosník zatížení spojitým lichoběžníkovým zatížením od zemního tlaku.

21.5.4.1. Zatížení a vnitřní síly

Zápory je namáhána od stálého zatížení trojúhelníkovým spojitým zatížením, od zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení spojitým rovnoměrným zatížením.

Maximální ohybový moment od spojitého rovnoměrného zatížení vzniká uprostřed rozpětí, maximální moment od trojúhelníkového zatížení vzniká ve vzdálenost $0,423L$ od podpory => místa maximálních momentů jsou velmi blízko, budeme uvažovat součet maximálních hodnot momentů (jsme mírně na straně bezpečné).

Maximální ohybový moment - trojúhelníkové zatížení (podle [39]):

zatížení na jednu záporu (stálé) ... 26,993 1,500 = 40,49022 kN/m

$$M_{\max,3} = \frac{gL^2}{15,59} = \frac{40,49022 \cdot 2,600^2}{15,59} = 17,557 \text{ kNm}$$

Maximální ohybový moment - spojitě rovnoměrné zatížení:

zatížení na jednu záporu (proměnné) ... 37,388 1,500 = 56,082 kN/m

$$M_{\max,rovn} = \frac{qL^2}{8} = \frac{56,082 \cdot 2,600^2}{8} = 47,389 \text{ kNm}$$

Ohybový moment v zápoře celkem - návrhová hodnota:

$$M_d = 1,00 \cdot 17,557 + 1,50 \cdot 47,389 = 88,641 \text{ kNm}$$

21.5.4.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{8,86E+07}{355,0} = 2,50E+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme ocelový válcovaný nosník o průřezu tvaru "I":

Výška průřezu ... 240 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 353000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{8,86E+07}{1 \cdot 353000,0} =$$

$$= 251,107 \text{ MPa} < 355,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

21.5.5. NÁVRH TÁHLA

V této fázi výstavby se použijí táhla z tyčové oceli, umístěná při horním konci záporové stěny a připojené k římse na opačné straně mostu.

Maximální tahová síla v táhle - viz kap. 21.5.3.1. ...

$$N_{\max} = 333,174 \text{ kN}$$

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460,0}{1,0} = 460,0 \text{ MPa}$$

Navržený průměr táhla ... $D = 32 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 803,840 \text{ mm}^2$

Napětí v táhle ...

$$\sigma_a = \frac{333174}{803,840} = 414,478 \text{ MPa} < 460,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

21.5.5. NÁVRH KOTVENÍ TÁHLA

21.5.5.1. Zatížení a vnitřní síly

$$N_{\max} = 333,174 \text{ kN}$$

21.5.5.2. Návrh a posouzení konstrukce

Pro zakotvení táhla navrhne příčnou stěnu, na které bude působit pasivní zemní tlak potřebný pro přenesení síly v táhle do zeminy.

Šířka stěny ... 0,750 m

Výška (hloubka) stěny ... 4,000 m

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny - stálé zatížení ...

$$\sigma_p = 17,500 \quad 4,000 \quad 2,371 \quad 0,500 = 82,991 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_p = 0,5 \quad 82,991 \quad 4,000 \quad 0,750 = 124,487 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_p = 17,500 \quad 3,601 \quad 2,371 \quad 0,500 = 74,717 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$\Delta Z_p = 1,00 \quad 74,717 \quad 4,000 \quad 0,750 = 224,151 \text{ kN}$$

Výslednice celkem ...

$$\Sigma Z_p = 124,487 + 224,151 = 348,638 \text{ kN}$$

Posouzení ...

$$\frac{\Sigma Z_p}{\gamma} = \frac{348,638}{1,0} = 348,638 \text{ kN} > 333,174 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Pro vytvoření kotevní stěny se použijí ocelové štětovnice délky min. 9,0 m.

21.5.6. NÁVRH DŘEVĚNÉ VÝPLNĚ

21.5.6.1. Zatížení a vnitřní síly

1) Pažící stěna při horním konci pažení - na výšce 0,5 m:

v tomto pásu pažící stěny předpokládáme i namáhání odstředivou silou, bočními rázy a větrem.

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 0,593 \quad 17,500 \quad 0,500 = 5,191 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 37,388 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad \frac{2,165}{0,500} = 4,331 \quad \text{kN/m}^2$$

Boční rázy - uvažujeme je roznesené na délku 1,5 m ...

$$\frac{121,000}{0,500 \cdot 1,500} = 161,333 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad \frac{8,843}{0,500} = 17,686 \quad \text{kN/m}^2$$

Zatížení horního pruhu pažení celkem ...

$$1,00 \quad 5,191 \quad + \quad 1,50 \quad 22,016 \quad + \quad 1,50 \quad 161,333 \quad =$$

$$= \quad 280,216 \quad \text{kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{280,216 \cdot 1,500}{8} = 78,811 \quad \text{kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{280,216 \cdot 1,500}{2} = 210,162 \quad \text{kN/m}$$

2) Pažící stěna u dna stavební jámy:

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 26,993 \quad \text{kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 37,388 \quad \text{kN/m}^2$$

Zatížení dolního pruhu pažení celkem ...

$$1,00 \quad 26,993 \quad + \quad 1,50 \quad 37,388 \quad = \quad 83,075 \quad \text{kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{83,075 \cdot 1,500}{8} = 23,365 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{83,075 \cdot 1,500}{2} = 62,307 \text{ kN/m}$$

21.5.6.2. Návrh a posouzení průřezu - ohyb

Tloušťka dřevěné výplně ... 0,160 m

$$\text{Průřezový modul ... } W = \frac{1,000 \cdot 0,160 \cdot 0,160}{6} = 0,004267 \text{ m}^3/\text{m}$$

Ověříme průřez uprostřed rozpětí mostovky, kde vznikají největší ohybové momenty.

Podle [60], čl. 6.1.6, musí být splněny následující podmínky:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00, \text{ kde:}$$

$\sigma_{m,y,d}$ a $\sigma_{m,z,d}$ jsou návrhová napětí v ohybu k hlavním osám průřezu,

$f_{m,y,d}$ a $f_{m,z,d}$ jsou odpovídající návrhové pevnosti v ohybu,

k_m je součinitel, který bere v úvahu redistribuci napětí a vliv nehomogenit materiálů v průřezu. Hodnota součinitele se má uvažovat následovně:

pro rostlé dřevo, lepené lamelové dřevo a LVL:

obdélníkové průřezy ...	$k_m =$	0,70
ostatní průřezy ...	$k_m =$	1,00

pro ostatní konstrukční výrobky na bázi dřeva,
pro všechny průřezy:

$$k_m = 1,00$$

v našem případě ... $k_m = 0,70$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,078811}{0,004267} = 18,471 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

Rozhodující posouzení:

$f_{m,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{m,d} = 0,80 \cdot \frac{24,000}{1,000} = 19,200 \text{ MPa}$$

$$\frac{18,471}{19,200} + 0,70 \cdot \frac{0,000}{19,200} = 0,962 < 1,00 \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

21.5.6.3. Návrh a posouzení průřezu - smyk

(podle [60], Změna A1/2009, čl. 6.1.7)

$f_{v,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{v,d} = 0,80 \cdot \frac{4,000}{1,000} = 3,200 \text{ MPa}$$

Pro smyk se složkou napětí rovnoběžně s vlákny i pro smyk s oběma složkami napětí kolmo k vláknům musí být splněna následující podmínka:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \text{ kde:}$$

τ_d je návrhové napětí ve smyku,

$f_{v,d}$ je návrhová pevnost ve smyku pro příslušný případ.

Pro ověření smykové únosnosti prvků v ohybu se má uvážit vliv trhlin použitím účinné šířky prvku

$$b_{ef} = k_{cr} b, \text{ kde:}$$

b je šířka příslušného průřezu prvku,

$$k_{cr} = 0,67 \text{ (pro rostlé dřevo)}$$

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 62,307 = 93,460 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 t &= 0,160 \text{ m} \\
 b &= 1,000 \text{ m} \\
 b_{ef} &= 0,67 \cdot 1,000 = 0,670 \text{ m} \\
 S &= 0,002144 \text{ m}^3/\text{m} \\
 I &= 2,29\text{E-}04 \text{ m}^4/\text{m} \\
 \tau_d &= \frac{0,093460}{0,670} \frac{0,002144}{2,29\text{E-}04} = 1,308 \text{ MPa} < 3,200 \\
 &\Rightarrow \text{VYHOVÍ}
 \end{aligned}$$

21.6. PŘEHLED VÝSLEDKŮ

Návrhový přístup	Kombinace	Zemní rozpěra ("pilota")			Převázka		
		"Aktivní" [kN]	Pasivní [kN]	Posouzení	σ_a [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Posouzení
1	1	840,220	861,131	VYHOVÍ	234,4238	355,0000	VYHOVÍ
	2	790,383	504,173	NEVYHOVÍ	214,3171	355,0000	VYHOVÍ
2		840,220	439,353	NEVYHOVÍ	234,4238	253,5714	VYHOVÍ
3		845,344	504,173	NEVYHOVÍ	245,3016	355,0000	VYHOVÍ

Návrhový přístup	Kombinace	Zápora			Táhlo		
		σ_a [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Posouzení	σ_a [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Posouzení
1	1	226,3034	355,0000	VYHOVÍ	396,0982	460,0000	VYHOVÍ
	2	224,2578	355,0000	VYHOVÍ	362,1246	460,0000	VYHOVÍ
2		226,3034	253,5714	VYHOVÍ	396,0982	328,5714	NEVYHOVÍ
3		251,1073	355,0000	VYHOVÍ	414,4780	460,0000	VYHOVÍ

Návrhový přístup	Kombinace	Kotvení táhla		
		N_d [kN]	Pas.tlak [kN]	Posouzení
1	1	318,3996	441,0938	VYHOVÍ
	2	291,0903	348,6382	VYHOVÍ
2		318,3996	315,0670	NEVYHOVÍ
3		333,1740	348,6382	VYHOVÍ

Návrhový přístup	Kombinace	Dřevěná výplň					
		Ohyb [-]	Limit [-]	Posouzení	Smyk [MPa]	Limit [MPa]	Posouzení
1	1	0,9645	1,0000	VYHOVÍ	1,2275	3,2000	VYHOVÍ
	2	0,8361	1,0000	VYHOVÍ	1,1900	3,2000	VYHOVÍ
2		1,3503	1,0000	NEVYHOVÍ	1,2275	2,2857	VYHOVÍ
3		0,9620	1,0000	VYHOVÍ	1,3077	3,2000	VYHOVÍ

V ČR určuje projektant, který návrhový přístup se použije.
Na základě dosažených výsledků konstrukce vyhovuje.

22. PAŽENÍ - PRVNÍ FÁZE, NIŽŠÍ STĚNA

22.1. ÚVOD

V této kapitole je proveden návrh podélného pažení mezi kolejemi, které se použije během první stavební fáze, kdy bude rekonstruována konstrukce v prostoru koleje č. 2 a provoz bude veden po konstrukci v koleji č. 1. Pažící stěna bude sloužit k zadržení stávajícího násypu.

V této době budou v koleji č. 1 ještě využívána i přechodová pole a provoz bude ještě veden po železobetonových deskách MZD-16-12,0.

Při návrhu podle [16], kap. 2.4.7.3.4 se uvažují následující návrhové přístupy:

návrhový přístup 1 ... s výjimkou návrhu osově zatížených pilot a kotev se musí ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při žádné následující kombinaci souborů dílčích součinitelů:

kombinace 1: $A_1 "+" M_1 "+" R_1$

kombinace 2: $A_2 "+" M_2 "+" R_1$.

Pro návrh osově zatížených pilot a kotev se musí ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při žádné následující kombinaci souborů dílčích součinitelů:

kombinace 1: $A_1 "+" M_1 "+" R_1$

kombinace 2: $A_2 "+" (M_1 \text{ nebo } M_2) "+" R_4$,

přičemž v kombinaci 2 se soubor M_1 používá pro výpočet únosnosti pilot nebo kotev a soubor M_2 pro výpočet nepříznivých zatížení pilot vystavených například negativnímu plášťovému tření nebo příčnému zatížení;

pokud je zřejmé, že jedna ze dvou kombinací řídí návrh, výpočty pro druhou kombinaci se nemusí provádět; pro různé aspekty téhož návrhu mohou ovšem být kritické jiné kombinace,

návrhový přístup 2 ... musí se ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při použití následující kombinace souborů dílčích součinitelů:

kombinace: $A_1 "+" M_1 "+" R_2$,

návrhový přístup 3 ... musí se ověřit, že mezní stav porušení nebo nadměrné deformace nenastane při použití následující kombinace souborů dílčích součinitelů:

kombinace: $(A_1^* \text{ nebo } A_2^*) "+" M_2 "+" R_3$

- * na zatížení konstrukce,
- + na geotechnická zatížení.

V ČR stanovuje projektant, který návrhový přístup se má použít.

Soubory dílčích součinitelů:

dílčí součinitele zatížení ...

Zatížení		Značka	Soubor	
			A 1	A 2
Stálé	nepříznivé	γ_G	1,35	1,00
	příznivé		1,00	1,00
Proměnné	nepříznivé	γ_Q	1,50	1,30
	příznivé		0,00	0,00

dílčí součinitele parametrů zeminy ...

Parametr zeminy	Značka	Soubor	
		M 1	M 2
Úhel vnitřního tření (pro ϕ')	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Efektivní soudržnost	γ_c'	1,00	1,25
Neodvodněná smyková pevnost	γ_{cu}	1,00	1,40
Pevnost v prostém tlaku	γ_{qu}	1,00	1,40
Objemová tíha	γ_γ	1,00	1,00

dílčí součinitele únosnosti - pro plošné základy ...

Posouzení	Značka	Soubor		
		R 1	R 2	R 3
Únosnost	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,40	1,00
Usmyknutí	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,10	1,00

dílčí součinitele únosnosti - pro předpjaté kotvy ...

Únosnost kotvy	Značka	Soubor			
		R 1	R 2	R 3	R 4
Dočasná	$\gamma_{a,t}$	1,10	1,10	1,00	1,10
Trvalá	$\gamma_{a,p}$	1,10	1,10	1,00	1,10

dílčí součinitele únosnosti - pro opěrné konstrukce ...

Posouzení	Značka	Soubor		
		R 1	R 2	R 3
Únosnost	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,40	1,00
Usmyknutí	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,10	1,00
Odolnost zeminy	$\gamma_{R,e}$	1,00	1,40	1,00

22.2. NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 1

22.2.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27] :

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	30,000	°
soudržnost ...	$c_k =$	0,000	MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0175	MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0175	MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,00
pro soudržnost ...	1,00
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	30,0	° =	0,523599	rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa		
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175	MN/m ³		
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175	MN/m ³		

22.2.2. ZATÍŽENÍ

22.2.2.1. Svislé pohyblivé zatížení - ekvivalentní zatížení na zemní těleso

Pro globální účinky lze ekvivalentní charakteristické hodnoty svislého zatížení od železniční dopravy na zemní těleso pod kolejí nebo blízko koleje uvažovat jako odpovídající Modelu zatížení 71 (nebo klasifikovanému svislému zatížení, pokud se požaduje) a SW/2, pokud se požaduje rovnoměrně rozdělenému na šířku 3,00 m v úrovni 0,7 m pod pojezďenou plochou koleje.

Pro toto zatížení se nemusí použít žádný dynamický součinitel nebo zvětšení.

Pro návrh lokálních prvků blízko koleje (např. stěny ohraničující kolejové lože) se má provést zvláštní výpočet, ve kterém se uvažuje maximální lokální svislé, podélné a příčné zatížení prvků železniční dopravou.

V tomto případě pro přitížení zemního tělesa uvažujeme klasifikovaný Model zatížení 71, roznesený na šířku 3,000 m.

Spojité rovnoměrné přetížení povrchu ...

$$p_Q = \frac{189,063}{3,000} = 63,021 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 63,021 / 17,500 = 3,601 \text{ m}$$

22.2.2.2. Odstředivé síly

Na začátku mostu v místě směrového zakřivení koleje uvažujeme rovněž odstředivé síly.

Charakteristická hodnota odstředivé síly od svislého spojitého rovnoměrného zatížení se určí podle následujícího vztahu:

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times q_{vk}) \quad , \text{ kde:}$$

q_{vk} je charakteristická hodnota svislých zatížení,

$$q_{vk} = 189,063 \text{ kN/m},$$

f je redukční součinitel,

$$\text{pro rychlost do 120 km/h ...} \quad f = 1,00$$

V je maximální rychlost v km/h,

$$V = 40,0 \text{ km/h} \quad (\text{ve stavebních stavech po dobu realizace}),$$

v je maximální rychlost v m/s,

$$v = 11,111 \text{ m/s},$$

$$g \text{ je gravitační zrychlení,} \quad g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$r \text{ je poloměr zakřivení oblouku,} \quad r = 1100,00 \text{ m}$$

$$q_{tk} = \frac{40,0}{127} \frac{40,0}{1100,00} (1,00 \times 189,063) =$$

$$= 2,165 \text{ kN/m}$$

Odstředivou sílu uvažujeme na výšce 0,500 m při horním okraji pažící stěny

22.2.2.3. Boční rázy

Boční ráz se musí uvažovat jako osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje. Musí se uvažovat, že působí jak na přímou kolej, tak na kolej v oblouku.

Charakteristická hodnota bočního rázu ... $Q_{sk} = 100,0 \text{ kN}$

Charakteristická hodnota bočního rázu se nesmí násobit součiniteli ϕ a f .

Boční ráz se má násobit součinitelem α ... $1,21 \cdot 100,0 = 121,0 \text{ kN}$

Boční ráz se musí vždy kombinovat se svislým zatížením dopravou.

22.2.2.4. Zemní tlak - stálé zatížení

Aby se minimalizovaly deformace tělesa pod poježděnou kolejí, bude pažení navrženo na zemní tlak v klidu. U zemního tlaku v klidu nelze provádět redistribuci zemního tlaku po výšce kotvené pažící konstrukce. Pode dnem stavební jámy uvažujeme z čelní strany pažení působení zemního tlaku pasivního (návrh "zemní rozpěry" je v tomto stádiu projektu proveden mírně zjednodušeně).

Výška pažící stěny nade dnem jámy ... $1,200 \text{ m}$

Hloubka vetknutí pažící stěny pode dnem jámy ... $7,000 \text{ m}$

Osová vzdálenost zápor ... $1,500 \text{ m}$

Průměr "pilot" - zabetonovaných dolních částí vrtů pro zápor ... $0,600 \text{ m}$

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30,0^\circ = 0,500$$

Zemní tlak v klidu v úrovni dna stavební jámy:

$$\sigma_{0,1} = 0,500 \cdot 17,500 \cdot 1,200 = 10,500 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,1} = 0,5 \cdot 10,500 \cdot 1,200 \cdot 1,500 = 9,450 \text{ kN}$$

Zemní tlak v klidu v úrovni paty pažení:

$$\sigma_{0,2} = 0,500 \quad (17,500 \quad 1,200 \quad + \quad 17,500 \quad 7,000) =$$

$$= 71,750 \quad \text{kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,2} = \frac{10,500 + 71,750}{2} \quad 7,000 \quad 0,600 = 172,725 \quad \text{kN}$$

Pasivní zemní tlak před stěnou:

Pasivní zemní tlak se spočítá podle vztahu:

$$\sigma_p = \sigma_z K_p \psi, \text{ kde:}$$

$$\sigma_z \quad \text{je geostatické napětí,} \quad \sigma_z = \gamma_z h$$

$$K_p \quad \text{je součinitel pasivního zemního tlaku,}$$

$$K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{30,0}{2}) = 3,000$$

$$\psi \quad \text{je zmenšovací součinitel podle [27] ...}$$

$$\psi = 0,500 \quad (\text{cca pro } \phi = 30^\circ)$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny ...

$$\sigma_{p,2} = 17,500 \quad 7,000 \quad 3,000 \quad 0,500 = 183,750 \quad \text{kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{p,2} = 0,5 \quad 183,750 \quad 7,000 \quad 0,600 = 385,875 \quad \text{kN}$$

Zachycení účinků zemního tlaku:

Předpokládáme kotvení v úrovni horního konce pažící stěny. Stěnu z tohoto hlediska uvažujeme přibližně jako prostý nosník o rozpětí, které odpovídá hloubce jámy, zatížený spojitým trojúhelníkovým zatížením (zemním tlakem v klidu).

Reakce nosníku na horním okraji pažení bude zachycena kotvením, účinky v úrovni dna jámy budou zachyceny pasivním zemním tlakem před stěnou.

Výslednice zemního tlaku v klidu nade dnem jámy na jednu záporu ...

$$Z_{0,1} = 9,450 \text{ kN}$$

Síla na kotvení na horním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,kotv} = \frac{1}{3} \cdot 9,450 = 3,150 \text{ kN/jednu záporu}$$

Síla působící při dolním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,dolní} = \frac{2}{3} \cdot 9,450 = 6,300 \text{ kN/jednu záporu}$$

Celková síla od zemního tlaku v klidu v úrovni dna jámy ...

$$Z_{0,dolní} = 6,300 + 172,725 = 179,025 \text{ kN}$$

Pasivní tlak působící na čelní stranu stěny ...

$$Z_{p,2} = 385,875 \text{ kN}$$

22.2.2.5. Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 0,500$$

Zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení:

$$\Delta\sigma_0 = 0,500 \cdot 3,601 \cdot 17,500 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi povrchem a dnem jámy:

$$\Delta Z_0 = 31,510 \cdot 1,200 \cdot 1,500 = 56,719 \text{ kN}$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi dnem jámy a patou stěny:

$$\Delta Z_0 = 31,510 \cdot 7,000 \cdot 0,600 = 132,344 \text{ kN}$$

Síla na horní kotvení ...	0,500	56,719	=	28,359	kN
Síla na dolní kotvení ...	0,500	56,719	+	132,344	= 160,703 kN

Celkové účinky zemního tlaku - charakteristické hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,00 \quad 3,150 \quad + \quad 1,00 \quad 28,359 \quad = \quad 31,509 \quad \text{kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,00 \quad 179,025 \quad + \quad 1,00 \quad 160,703 \quad = \quad 339,728 \quad \text{kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$\frac{385,875}{1,000} = 385,875 \quad \text{kN} \quad > \quad 339,728 \quad \text{kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Celkové účinky zemního tlaku - návrhové hodnoty hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,35 \quad 3,150 \quad + \quad 1,50 \quad 28,359 \quad = \quad 46,792 \quad \text{kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,35 \quad 179,025 \quad + \quad 1,50 \quad 160,703 \quad = \quad 482,738 \quad \text{kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$1,35 \quad 385,875 \quad = \quad 520,931 \quad \text{kN}$$

Posouzení "zemní rozpěry" ...

$$\frac{520,931}{1,000} = 520,931 \quad \text{kN} \quad > \quad 482,738 \quad \text{kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

22.2.2.6. Zatížení větrem

Převezmeme hodnotu zatížení větrem podle kapitoly
na pás pohyblivého zatížení výšky 4,0 m:

Zatížení budeme uvažovat

$$f_w = 0,5 \quad 1,25 \quad 25,0^z \quad \cdot \quad 5,659 \quad 4,000 \quad =$$

$$= 8842,869 \quad \text{N/m} = 8,843 \quad \text{kN/m}$$

22.2.3. NÁVRH PŘEVÁZKY

Převázky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

22.2.3.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporné podpory působí:

$$\text{Účinky zemního tlaku ...} \quad Z_k = 31,509 \text{ kN}$$

$$Z_d = 46,792 \text{ kN}$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad O_k = 2,165 \cdot 1,500 = 3,248 \text{ kN}$$

$$\text{Boční rázy ...} \quad B_k = 121,000 \text{ kN}$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad W_k = 8,843 \cdot 1,500 = 13,264 \text{ kN}$$

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 46,792 + 1,50 \cdot 137,512 = 253,060 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1 \cdot 253,060 = 253,060 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převázce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 253,060 \cdot 1,500 = 71,173 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převázce:

$$V_d = \frac{253,060}{1} = 253,060 \text{ kN}$$

22.2.3.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{7,12\text{E}+07}{355,0} = 2,00\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převázku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":

Výška průřezu ... 200 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 191000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{7,12\text{E}+07}{2 \cdot 191000,0} = \\ &= 186,317 \text{ MPa} < 355,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

22.2.4. NÁVRH ZÁPORY

Protože maximální ohybový moment (resp. rozhodující průřez) lze očekávat na volné výšce záporné, navrhujeme zápornou mírně přibližně jako prostý nosník zatížený spojitým lichoběžníkovým zatížením od zemního tlaku.

22.2.4.1. Zatížení a vnitřní síly

Záporna je namáhána od stálého zatížení trojúhelníkovým spojitým zatížením, od zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení spojitým rovnoměrným zatížením.

Maximální ohybový moment od spojitěho rovnoměrného zatížení vzniká uprostřed rozpětí, maximální moment od trojúhelníkového zatížení vzniká ve vzdálenosti $0,423L$ od podpory \Rightarrow místa

maximálních momentů jsou velmi blízko, budeme uvažovat součet maximálních hodnot momentů (jsme mírně na straně bezpečné).

Maximální ohybový moment - trojúhelníkové zatížení (podle [39]):

zatížení na jednu záporu (stálé) ... 10,500 1,500 = 15,75 kN/m

$$M_{\max,3} = \frac{gL^2}{15,59} = \frac{15,75 \cdot 1,200^2}{15,59} = 1,455 \text{ kNm}$$

Maximální ohybový moment - spojitě rovnoměrné zatížení:

zatížení na jednu záporu (proměnné) ... 31,510 1,500 = 47,266 kN/m

$$M_{\max,rovn} = \frac{qL^2}{8} = \frac{47,266 \cdot 1,200^2}{8} = 8,508 \text{ kNm}$$

Ohybový moment v zápoře celkem - návrhová hodnota:

$$M_d = 1,35 \cdot 1,455 + 1,50 \cdot 8,508 = 14,726 \text{ kNm}$$

22.2.4.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{1,47\text{E}+07}{355,0} = 4,15\text{E}+04 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme ocelový válcovaný nosník o průřezu tvaru "I":

Výška průřezu ... 240 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 353000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{1,47\text{E}+07}{1 \cdot 353000,0} = 41,716 \text{ MPa} < 355,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

22.2.5. NÁVRH TÁHLA

V této fázi výstavby se použijí táhla z tyčové oceli, umístěná při horním konci záporové stěny a připojené k římse na opačné straně mostu.

Maximální tahová síla v táhle - viz kap. 22.2.3.1. ...

$$N_{\max} = 253,060 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460,0}{1,0} = 460,0 \text{ MPa}$$

Navržený průměr táhla ... $D = 32 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 803,840 \text{ mm}^2$

Napětí v táhle ...

$$\sigma_a = \frac{253060,1}{803,840} = 314,814 \text{ MPa} < 460,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

22.2.5. NÁVRH ZAKOTVENÍ TÁHLA

22.2.5.1. Zatížení a vnitřní síly

$$N_{\max} = 253,060 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

22.2.5.2. Návrh a posouzení konstrukce

Pro zakotvení táhla navrhne příčnou stěnu, na které bude působit pasivní zemní tlak potřebný pro přenesení síly v táhle do zeminy.

Šířka stěny ... 0,750 m

Výška (hloubka) stěny ... 4,000 m

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny - stálé zatížení ...

$$\sigma_p = 17,500 \quad 4,000 \quad 3,000 \quad 0,500 \quad = \quad 105,000 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_p = 0,5 \quad 105,000 \quad 4,000 \quad 0,750 \quad = \quad 157,500 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_p = 17,500 \quad 3,601 \quad 3,000 \quad 0,500 \quad = \quad 94,531 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$\Delta Z_p = 1,00 \quad 94,531 \quad 4,000 \quad 0,750 \quad = \quad 283,594 \text{ kN}$$

Výslednice celkem ...

$$\Sigma Z_p = 157,500 \quad + \quad 283,594 \quad = \quad 441,094 \text{ kN}$$

Posouzení ...

$$\frac{\Sigma Z_p}{\gamma} = \frac{441,094}{1,0} = 441,094 \text{ kN} > 253,060 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Pro vytvoření kotevní stěny se použijí ocelové štětovnice délky min. 9,0 m.

22.2.6. NÁVRH DŘEVĚNÉ VÝPLNĚ

22.2.6.1. Zatížení a vnitřní síly

1) Pažící stěna při horním konci pažení - na výšce 0,5 m:

v tomto pásu pažící stěny předpokládáme i namáhání odstředivou silou, bočními rázy a větrem.

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 0,500 \quad 17,500 \quad 0,500 \quad = \quad 4,375 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad \frac{2,165}{0,500} = 4,331 \text{ kN/m}^2$$

Boční rázy - uvažujeme je roznesené na délku 1,5 m ...

$$\frac{121,000}{0,500 \cdot 1,500} = 161,333 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad \frac{8,843}{0,500} = 17,686 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení horního pruhu pažení celkem ...

$$1,35 \cdot 4,375 + 1,50 \cdot 22,016 + 1,50 \cdot 161,333 = 280,931 \text{ kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{280,931 \cdot 1,500^2}{8} = 79,012 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{280,931 \cdot 1,500}{2} = 210,698 \text{ kN/m}$$

2) Pažící stěna u dna stavební jámy:

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 10,500 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení dolního pruhu pažení celkem ...

$$1,35 \cdot 10,500 + 1,50 \cdot 31,510 = 61,441 \text{ kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{61,441 \cdot 1,500}{8} = 17,280 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{61,441 \cdot 1,500}{2} = 46,080 \text{ kN/m}$$

22.2.6.2. Návrh a posouzení průřezu - ohyb

Tloušťka dřevěné výplně ... 0,160 m

$$\text{Průřezový modul ... } W = \frac{1,000 \cdot 0,160 \cdot 0,160}{6} = 0,004267 \text{ m}^3/\text{m}$$

Ověříme průřez uprostřed rozpětí mostovky, kde vznikají největší ohybové momenty.

Podle [60], čl. 6.1.6, musí být splněny následující podmínky:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00, \text{ kde:}$$

$\sigma_{m,y,d}$ a $\sigma_{m,z,d}$ jsou návrhová napětí v ohybu k hlavním osám průřezu,

$f_{m,y,d}$ a $f_{m,z,d}$ jsou odpovídající návrhové pevnosti v ohybu,

k_m je součinitel, který bere v úvahu redistribuci napětí a vliv nehomogenit materiálu v průřezu. Hodnota součinitele se má uvažovat následovně:

pro rostlé dřevo, lepené lamelové dřevo a LVL:

obdélníkové průřezy ... $k_m = 0,70$

ostatní průřezy ... $k_m = 1,00$

pro ostatní konstrukční výrobky na bázi dřeva,
pro všechny průřezy:

$k_m = 1,00$

v našem případě ... $k_m = 0,70$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,079012}{0,004267} = 18,518 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

Rozhodující posouzení:

$f_{m,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{m,d} = 0,80 \cdot \frac{24,000}{1,000} = 19,200 \text{ MPa}$$

$$\frac{18,518}{19,200} + 0,70 \cdot \frac{0,000}{19,200} = 0,964 < 1,00 \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

22.2.6.3. Návrh a posouzení průřezu - smyk

(podle [60], Změna A1/2009, čl. 6.1.7)

$f_{v,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{v,d} = 0,80 \cdot \frac{4,000}{1,000} = 3,200 \text{ MPa}$$

Pro smyk se složkou napětí rovnoběžně s vlákny i pro smyk s oběma složkami napětí kolmo k vláknům musí být splněna následující podmínka:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \text{ kde:}$$

τ_d je návrhové napětí ve smyku,

$f_{v,d}$ je návrhová pevnost ve smyku pro příslušný případ.

Pro ověření smykové únosnosti prvků v ohybu se má uvážit vliv trhlin použitím účinné šířky prvku

$$b_{ef} = k_{cr} b, \text{ kde:}$$

b je šířka příslušného průřezu prvku,

$$k_{cr} = 0,67 \text{ (pro rostlé dřevo)}$$

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 46,080 = 69,121 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 t &= 0,160 \text{ m} \\
 b &= 1,000 \text{ m} \\
 b_{ef} &= 0,67 \cdot 1,000 = 0,670 \text{ m} \\
 S &= 0,002144 \text{ m}^3/\text{m} \\
 I &= 2,29\text{E-}04 \text{ m}^4/\text{m} \\
 \tau_d &= \frac{0,069121}{0,670} \frac{0,002144}{2,29\text{E-}04} = 0,967 \text{ MPa} < 3,200 \\
 &\Rightarrow \text{VYHOVÍ}
 \end{aligned}$$

22.3. NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 2

22.3.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27] :

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	30,000 °
soudržnost ...	$c_k =$	0,000 MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0175 MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0175 MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,25
pro soudržnost ...	1,25
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	24,0 ° =	0,418879 rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000 MPa	
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175 MN/m ³	
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175 MN/m ³	

22.3.2. ZATÍŽENÍ

22.3.2.1. Svislé pohyblivé zatížení - ekvivalentní zatížení na zemní těleso

Pro globální účinky lze ekvivalentní charakteristické hodnoty svislého zatížení od železniční dopravy na zemní těleso pod kolejí nebo blízko koleje uvažovat jako odpovídající Modelu zatížení 71 (nebo klasifikovanému svislému zatížení, pokud se požaduje) a SW/2, pokud se požaduje rovnoměrně rozdělenému na šířku 3,00 m v úrovni 0,7 m pod pojižděnou plochou koleje.

Pro toto zatížení se nemusí použít žádný dynamický součinitel nebo zvětšení.

Pro návrh lokálních prvků blízko koleje (např. stěny ohraničující kolejové lože) se má provést zvláštní výpočet, ve kterém se uvažuje maximální lokální svislé, podélné a příčné zatížení prvků železniční dopravou.

V tomto případě pro přitížení zemního tělesa uvažujeme klasifikovaný Model zatížení 71, roznesený na šířku 3,000 m.

Spojitě rovnoměrné přitížení povrchu ...

$$p_Q = \frac{189,063}{3,000} = 63,021 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 63,021 / 17,500 = 3,601 \text{ m}$$

22.3.2.2. Odstředivé síly

Na začátku mostu v místě směrového zakřivení koleje uvažujeme rovněž odstředivé síly.

Charakteristická hodnota odstředivé síly od svislého spojitě rovnoměrného zatížení se určí podle následujícího vztahu:

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times q_{vk}), \text{ kde:}$$

q_{vk} je charakteristická hodnota svislých zatížení,

$$q_{vk} = 189,063 \text{ kN/m},$$

f je redukční součinitel,

$$\text{pro rychlost do 120 km/h ... } f = 1,00$$

V je maximální rychlost v km/h,

$$V = 40,0 \text{ km/h (ve stavebních stavech po dobu realizace),}$$

v je maximální rychlost v m/s,

$$v = 11,111 \text{ m/s},$$

g je gravitační zrychlení,

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

r je poloměr zakřivení oblouku,

$$r = 1100,00 \text{ m}$$

$$q_{tk} = \frac{40,0}{127} \frac{40,0}{1100,00} (1,00 \cdot 189,063) =$$

$$= 2,165 \text{ kN/m}$$

Odstředivou sílu uvažujeme na výšce 0,500 m při horním okraji pažící stěny

22.3.2.3. Boční rázy

Boční ráz se musí uvažovat jako osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje. Musí se uvažovat, že působí jak na přímou kolej, tak an kolej v oblouku.

Charakteristická hodnota bočního rázu ... $Q_{sk} = 100,0 \text{ kN}$

Charakteristická hodnota bočního rázu se nesmí násobit součiniteli ϕ a f .

Boční ráz se má násobit součinitelem α ... $1,21 \cdot 100,0 = 121,0 \text{ kN}$

Boční ráz se musí vždy kombinovat se svislým zatížením dopravou.

22.3.2.4. Zemní tlak - stálé zatížení

Aby se minimalizovaly deformace tělesa pod poježděnou kolejí, bude pažení navrženo na zemní tlak v klidu. U zemního tlaku v klidu nelze provádět redistribuci zemního tlaku po výšce kotvené pažící konstrukce. Pode dnem stavební jámy uvažujeme z čelní strany pažení působení zemního tlaku pasivního.

Výška pažící stěny nade dnem jámy ... 1,200 m

Hloubka vetknutí pažící stěny pode dnem jámy ... 7,000 m

Osová vzdálenost zápor ... 1,500 m

Průměr "pilot" - zabetonovaných dolních částí vrtů pro zápor ... 0,600 m

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 24,0^\circ = 0,593$$

Zemní tlak v klidu v úrovni dna stavební jámy:

$$\sigma_{0,1} = 0,593 \cdot 17,500 + 1,200 = 12,459 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,1} = 0,5 \cdot 12,459 + 1,200 \cdot 1,500 = 11,213 \text{ kN}$$

Zemní tlak v klidu v úrovni paty pažení:

$$\begin{aligned} \sigma_{0,2} &= 0,593 \cdot (17,500 + 1,200 + 17,500 + 7,000) = \\ &= 85,133 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,2} = \frac{12,459 + 85,133}{2} \cdot 7,000 + 0,600 = 204,943 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak před stěnou:

Pasivní zemní tlak se spočítá podle vztahu:

$$\sigma_p = \sigma_z K_p \psi, \text{ kde:}$$

$$\sigma_z \text{ je geostatické napětí, } \sigma_z = \gamma_z h$$

K_p je součinitel pasivního zemního tlaku,

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{24,0}{2}) = 2,371$$

ψ je zmenšovací součinitel podle [27] ...

$$\psi = 0,500 \text{ (cca pro } \phi = 30^\circ)$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny ...

$$\sigma_{p,2} = 17,500 + 7,000 + 2,371 \cdot 0,500 = 145,235 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{p,2} = 0,5 \cdot 145,235 \cdot 7,000 \cdot 0,600 = 304,994 \text{ kN}$$

Zachycení účinků zemního tlaku:

Předpokládáme kotvení v úrovni horního konce pažící stěny. Stěnu z tohoto hlediska uvažujeme přibližně jako prostý nosník o rozpětí, které odpovídá hloubce jámy, zatížený spojitým trojúhelníkovým zatížením (zemním tlakem v klidu).

Reakce nosníku na horním okraji pažení bude zachycena kotvením, účinky v úrovni dna jámy budou zachyceny pasivním zemním tlakem před stěnou.

Výslednice zemního tlaku v klidu nade dnem jámy na jednu záporu ...

$$Z_{0,1} = 11,213 \text{ kN}$$

Síla na kotvení na horním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,kotv} = \frac{1}{3} \cdot 11,213 = 3,738 \text{ kN/jednu záporu}$$

Síla působící při dolním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,dolní} = \frac{2}{3} \cdot 11,213 = 7,475 \text{ kN/jednu záporu}$$

Celková síla od zemního tlaku v klidu v úrovni dna jámy ...

$$Z_{0,dolní} = 7,475 + 204,943 = 212,418 \text{ kN}$$

Pasivní tlak působící na čelní stranu stěny ...

$$Z_{p,2} = 304,994 \text{ kN}$$

22.3.2.5. Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 0,593$$

Zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení:

$$\Delta\sigma_0 = 0,593 \quad 3,601 \quad 17,500 \quad = \quad 37,388 \quad \text{kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi povrchem a dnem jámy:

$$\Delta Z_0 = 37,388 \quad 1,200 \quad 1,500 \quad = \quad 67,298 \quad \text{kN}$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi dnem jámy a patou stěny:

$$\Delta Z_0 = 37,388 \quad 7,000 \quad 0,600 \quad = \quad 157,029 \quad \text{kN}$$

$$\text{Síla na horní kotvení ...} \quad 0,500 \quad 67,298 \quad = \quad 33,649 \quad \text{kN}$$

$$\text{Síla na dolní kotvení ...} \quad 0,500 \quad 67,298 \quad + \quad 157,029 \quad = \quad 190,679 \quad \text{kN}$$

Celkové účinky zemního tlaku - charakteristické hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,00 \quad 3,738 \quad + \quad 1,00 \quad 33,649 \quad = \quad 37,387 \quad \text{kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,00 \quad 212,418 \quad + \quad 1,00 \quad 190,679 \quad = \quad 403,096 \quad \text{kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$\frac{304,994}{1,000} = 304,994 \quad \text{kN} \quad < \quad 403,096 \quad \text{kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Celkové účinky zemního tlaku - návrhové hodnoty hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,00 \quad 3,738 \quad + \quad 1,30 \quad 33,649 \quad = \quad 47,481 \quad \text{kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,00 \quad 212,418 \quad + \quad 1,30 \quad 190,679 \quad = \quad 460,300 \quad \text{kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$1,00 \quad 304,994 \quad = \quad 304,994 \quad \text{kN}$$

Posouzení "zemní rozpěry" ...

$$\frac{304,994}{1,000} = 304,994 \text{ kN} < 460,300 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

22.3.2.6. Zatížení větrem

Převzmemme hodnotu zatížení větrem podle kapitoly
na pás pohyblivého zatížení výšky 4,0 m:

4.2.3. Zatížení budeme uvažovat

$$f_w = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25,0^z \cdot 5,659 \cdot 4,000 =$$

$$= 8842,869 \text{ N/m} = 8,843 \text{ kN/m}$$

22.3.3. NÁVRH PŘEVÁZKY

Převázky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

22.3.3.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporny působí:

Účinky zemního tlaku ...	$Z_k =$	37,387	kN
	$Z_d =$	47,481	kN
Odstředivá síla ...	$O_k =$	2,165	1,500
	$=$	3,248	kN
Boční rázy ...	$B_k =$	121,000	kN
Zatížení větrem ...	$W_k =$	8,843	1,500
	$=$	13,264	kN

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 47,481 + 1,30 \cdot 137,512 = 226,247 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1,00 \cdot 226,247 = 226,247 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převážce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 226,247 \cdot 1,500 = 63,632 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převážce:

$$V_d = \frac{226,247}{1} = 226,247 \text{ kN}$$

22.3.3.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převážky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{6,36\text{E}+07}{355,0} = 1,79\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převážku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":

Výška průřezu ... 200 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 191000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{6,36\text{E}+07}{2 \cdot 191000,0} = \\ &= 166,576 \text{ MPa} < 355,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

22.3.4. NÁVRH ZÁPORY

Protože maximální ohybový moment lze očekávat na volné výšce záporu, navrhujeme záporu mírně přibližně jako prostý nosník zatížení spojitým lichoběžníkovým zatížením od zemního tlaku.

22.3.4.1. Zatížení a vnitřní síly

Zápora je namáhána od stálého zatížení trojúhelníkovým spojitým zatížením, od zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení spojitým rovnoměrným zatížením.

Maximální ohybový moment od spojitého rovnoměrného zatížení vzniká uprostřed rozpětí, maximální moment od trojúhelníkového zatížení vzniká ve vzdálenost $0,423L$ od podpory => místa maximálních momentů jsou velmi blízko, budeme uvažovat součet maximálních hodnot momentů (jsme mírně na straně bezpečné).

Maximální ohybový moment - trojúhelníkové zatížení (podle [39]):

zatížení na jednu záporu (stálé) ... 12,459 1,500 = 18,6878 kN/m

$$M_{\max,3} = \frac{gL^2}{15,59} = \frac{18,6878 \cdot 1,200^2}{15,59} = 1,726 \text{ kNm}$$

Maximální ohybový moment - spojitě rovnoměrné zatížení:

zatížení na jednu záporu (proměnné) ... 37,388 1,500 = 56,082 kN/m

$$M_{\max,\text{rovn}} = \frac{qL^2}{8} = \frac{56,082 \cdot 1,200^2}{8} = 10,095 \text{ kNm}$$

Ohybový moment v zápoře celkem - návrhová hodnota:

$$M_d = 1,00 \cdot 1,726 + 1,30 \cdot 10,095 = 14,849 \text{ kNm}$$

22.3.4.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{1,48\text{E}+07}{355,0} = 4,18\text{E}+04 \text{ mm}^3$$

Navrhne ocelový válcovaný nosník o průřezu tvaru "I":

Výška průřezu ... 240 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 353000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhne průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{1,48E+07}{1 \cdot 353000,0} =$$
$$= 42,066 \text{ MPa} < 355,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

22.3.5. NÁVRH TÁHLA

V této fázi výstavby se použijí táhla z tyčové oceli, umístěná při horním konci záporové stěny a připojené k římse na opačné straně mostu.

Maximální tahová síla v táhle - viz kap. 22.3.3.1. ...

$$N_{\max} = 226,247 \text{ kN}$$

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\lim} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460,0}{1,0} = 460,0 \text{ MPa}$$

Navržený průměr táhla ... $D = 32 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 803,840 \text{ mm}^2$

Napětí v táhle ...

$$\sigma_a = \frac{226247,5}{803,840} = 281,458 \text{ MPa} < 460,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

22.3.5. NÁVRH KOTVENÍ TÁHLA

22.3.5.1. Zatížení a vnitřní síly

$$N_{\max} = 226,247 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

22.3.5.2. Návrh a posouzení průřezu

Pro zakotvení táhla navrhne příčnou stěnu, na které bude působit pasivní zemní tlak potřebný pro přenesení síly v táhle do zeminy.

$$\text{Šířka stěny} \dots = 0,750 \text{ m}$$

$$\text{Výška (hloubka) stěny} \dots = 4,000 \text{ m}$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny - stálé zatížení ...

$$\sigma_p = 17,500 \cdot 4,000 \cdot 2,371 \cdot 0,500 = 82,991 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_p = 0,5 \cdot 82,991 \cdot 4,000 \cdot 0,750 = 124,487 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_p = 17,500 \cdot 3,601 \cdot 2,371 \cdot 0,500 = 74,717 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$\Delta Z_p = 1,00 \cdot 74,717 \cdot 4,000 \cdot 0,750 = 224,151 \text{ kN}$$

Výslednice celkem ...

$$\Sigma Z_p = 124,487 + 224,151 = 348,638 \text{ kN}$$

Posouzení ...

$$\frac{\Sigma Z_p}{\gamma} = \frac{348,638}{1,0} = 348,638 \text{ kN} > 226,247 \text{ kN} \Rightarrow \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Pro vytvoření kotevní stěny se použijí ocelové štětovnice délky min. 9,0 m.

22.3.6. NÁVRH DŘEVĚNÉ VÝPLNĚ

22.3.6.1. Zatížení a vnitřní síly

1) Pažící stěna při horním konci pažení - na výšce 0,5 m:

v tomto pásu pažící stěny předpokládáme i namáhání odstředivou silou, bočními rázy a větrem.

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 0,593 \cdot 17,500 \cdot 0,500 = 5,191 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 37,388 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Odstředivá síla ... } \frac{2,165}{0,500} = 4,331 \text{ kN/m}^2$$

Boční rázy - uvažujeme je roznesené na délku 1,5 m ...

$$\frac{121,000}{0,500 \cdot 1,500} = 161,333 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zatížení větrem ... } \frac{8,843}{0,500} = 17,686 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení horního pruhu pažení celkem ...

$$\begin{aligned} &1,00 \cdot 5,191 + 1,30 \cdot 22,016 + 1,30 \cdot 161,333 = \\ &= 243,546 \text{ kN/m/m} \end{aligned}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{243,546 \cdot 1,500}{8} = 68,497 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{243,546 \cdot 1,500}{2} = 182,659 \text{ kN/m}$$

2) Pažící stěna u dna stavební jámy:

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 12,459 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 37,388 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení dolního pruhu pažení celkem ...

$$1,00 \quad 12,459 \quad + \quad 1,30 \quad 37,388 \quad = \quad 61,063 \text{ kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{61,063 \cdot 1,500^2}{8} = 17,174 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{61,063 \cdot 1,500}{2} = 45,797 \text{ kN/m}$$

22.3.6.2. Návrh a posouzení průřezu - ohyb

Tloušťka dřevěné výplně ... 0,160 m

$$\text{Průřezový modul ... } W = \frac{1,000 \cdot 0,160 \cdot 0,160}{6} = 0,004267 \text{ m}^3/\text{m}$$

Ověříme průřez uprostřed rozpětí mostovky, kde vznikají největší ohybové momenty.

Podle [60], čl. 6.1.6, musí být splněny následující podmínky:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00, \text{ kde:}$$

$\sigma_{m,y,d}$ a $\sigma_{m,z,d}$ jsou návrhová napětí v ohybu k hlavním osám průřezu,

$f_{m,y,d}$ a $f_{m,z,d}$ jsou odpovídající návrhové pevnosti v ohybu,

k_m je součinitel, který bere v úvahu redistribuci napětí a vliv nehomogenit materiálu v průřezu. Hodnota součinitele se má uvažovat následovně:

pro rostlé dřevo, lepené lamelové dřevo a LVL:

obdélníkové průřezy ...	$k_m =$	0,70
ostatní průřezy ...	$k_m =$	1,00

pro ostatní konstrukční výrobky na bázi dřeva, pro všechny průřezy:	$k_m =$	1,00
--	---------	------

v našem případě ... $k_m =$ 0,70

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,068497}{0,004267} = 16,054 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

Rozhodující posouzení:

$f_{m,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{m,d} = 0,80 \cdot \frac{24,000}{1,000} = 19,200 \text{ MPa}$$

$$\frac{16,054}{19,200} + 0,70 \cdot \frac{0,000}{19,200} = 0,836 < 1,00 \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

22.3.6.3. Návrh a posouzení průřezu - smyk

(podle [60], Změna A1/2009, čl. 6.1.7)

$f_{v,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{v,d} = 0,80 \cdot \frac{4,000}{1,000} = 3,200 \text{ MPa}$$

Pro smyk se složkou napětí rovnoběžně s vlákny i pro smyk s oběma složkami napětí kolmo k vláknům musí být splněna následující podmínka:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \text{ kde:}$$

τ_d je návrhové napětí ve smyku,
 $f_{v,d}$ je návrhová pevnost ve smyku pro příslušný případ.

Pro ověření smykové únosnosti prvků v ohybu se má uvážit vliv trhlin použitím účinné šířky prvku

$$b_{ef} = k_{cr} b, \text{ kde:}$$

b je šířka příslušného průřezu prvku,
 $k_{cr} = 0,67$ (pro rostlé dřevo)

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 45,797 = 68,696 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} t &= 0,160 \text{ m} \\ b &= 1,000 \text{ m} \\ b_{ef} &= 0,67 \cdot 1,000 = 0,670 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= 0,002144 \text{ m}^3/\text{m} \\ I &= 2,29\text{E-}04 \text{ m}^4/\text{m} \end{aligned}$$

$$\tau_d = \frac{0,068696}{0,670} \cdot \frac{0,002144}{2,29\text{E-}04} = 0,961 \text{ MPa} < 3,200$$

=> VYHOVÍ

22.4. NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 2

22.4.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27] :

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	30,000 °
soudržnost ...	$c_k =$	0,000 MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0175 MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0175 MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,00
soudržnost ...	1,00
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	30,0	$^\circ =$	0,523599 rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa	
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175	MN/m ³	
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175	MN/m ³	

22.4.2. ZATÍŽENÍ

22.4.2.1. Svislé pohyblivé zatížení - ekvivalentní zatížení na zemní těleso

Pro globální účinky lze ekvivalentní charakteristické hodnoty svislého zatížení od železniční dopravy na zemní těleso pod kolejí nebo blízko koleje uvažovat jako odpovídající Modelu zatížení 71 (nebo klasifikovanému svislému zatížení, pokud se požaduje) a SW/2, pokud se požaduje rovnoměrně rozdělenému na šířku 3,00 m v úrovni 0,7 m pod pojezďenou plochou koleje.

Pro toto zatížení se nemusí použít žádný dynamický součinitel nebo zvětšení.

Pro návrh lokálních prvků blízko koleje (např. stěny ohraničující kolejové lože) se má provést zvláštní výpočet, ve kterém se uvažuje maximální lokální svislé, podélné a příčné zatížení prvků železniční dopravou.

V tomto případě pro přetížení zemního tělesa uvažujeme klasifikovaný Model zatížení 71, roznesený na šířku 3,000 m.

Spojitě rovnoměrné přetížení povrchu ...

$$p_Q = \frac{189,063}{3,000} = 63,021 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 63,021 / 17,500 = 3,601 \text{ m}$$

22.4.2.2. Odstředivé síly

Na začátku mostu v místě směrového zakřivení koleje uvažujeme rovněž odstředivé síly.

Charakteristická hodnota odstředivé síly od svislého spojitě rovnoměrného zatížení se určí podle následujícího vztahu:

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times q_{vk}) \quad , \text{ kde:}$$

q_{vk} je charakteristická hodnota svislých zatížení,

$$q_{vk} = 189,063 \text{ kN/m},$$

f je redukční součinitel,

$$\text{pro rychlost do 120 km/h ...} \quad f = 1,00$$

V je maximální rychlost v km/h,

$$V = 40,0 \text{ km/h} \quad (\text{ve stavebních stavech po dobu realizace}),$$

v je maximální rychlost v m/s,

$$v = 11,111 \text{ m/s},$$

g je gravitační zrychlení,

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

r je poloměr zakřivení oblouku,

$$r = 1100,00 \text{ m}$$

$$q_{tk} = \frac{40,0}{127} \frac{40,0}{1100,00} (1,00 \cdot 189,063) = 2,165 \text{ kN/m}$$

Odstředivou sílu uvažujeme na výšce 0,500 m při horním okraji pažící stěny

22.4.2.3. Boční rázy

Boční ráz se musí uvažovat jako osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje. Musí se uvažovat, že působí jak na přímou kolej, tak an kolej v oblouku.

Charakteristická hodnota bočního rázu ... $Q_{sk} = 100,0 \text{ kN}$

Charakteristická hodnota bočního rázu se nesmí násobit součiniteli ϕ a f .

Boční ráz se má násobit součinitelem α ... $1,21 \cdot 100,0 = 121,0 \text{ kN}$

Boční ráz se musí vždy kombinovat se svislým zatížením dopravou.

22.4.2.4. Zemní tlak - stálé zatížení

Aby se minimalizovaly deformace tělesa pod pojížděnou kolejí, bude pažení navrženo na zemní tlak v klidu. U zemního tlaku v klidu nelze provádět redistribuci zemního tlaku po výšce kotvené pažící konstrukce. Pode dnem stavební jámy uvažujeme z čelní strany pažení působení zemního tlaku pasivního.

Výška pažící stěny nade dnem jámy ...	1,200	m
Hloubka vetknutí pažící stěny pode dnem jámy ...	7,000	m
Osová vzdálenost zápor ...	1,500	m
Průměr "pilot" - zabetonovaných dolních částí vrtů pro zápor	0,600	m

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30,0^\circ = 0,500$$

Zemní tlak v klidu v úrovni dna stavební jámy:

$$\sigma_{0,1} = 0,500 \cdot 17,500 + 1,200 = 10,500 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,1} = 0,5 \cdot 10,500 \cdot 1,200 \cdot 1,500 = 9,450 \text{ kN}$$

Zemní tlak v klidu v úrovni paty pažení:

$$\begin{aligned} \sigma_{0,2} &= 0,500 \cdot (17,500 \cdot 1,200 + 17,500 \cdot 7,000) = \\ &= 71,750 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,2} = \frac{10,500 + 71,750}{2} \cdot 7,000 \cdot 0,600 = 172,725 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak před stěnou:

Pasivní zemní tlak se spočítá podle vztahu:

$$\sigma_p = \sigma_z K_p \psi, \text{ kde:}$$

σ_z je geostatické napětí, $\sigma_z = \gamma_z h$

K_p je součinitel pasivního zemního tlaku,

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{30,0}{2}) = 3,000$$

ψ je zmenšovací součinitel podle [27] ...

$$\psi = 0,500 \quad (\text{cca pro } \phi = 30^\circ)$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny ...

$$\sigma_{p,2} = 17,500 \quad 7,000 \quad 3,000 \quad 0,500 = 183,750 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{p,2} = 0,5 \quad 183,750 \quad 7,000 \quad 0,600 = 385,875 \text{ kN}$$

Zachycení účinků zemního tlaku:

Předpokládáme kotvení v úrovni horního konce pažící stěny. Stěnu z tohoto hlediska uvažujeme přibližně jako prostý nosník o rozpětí, které odpovídá hloubce jámy, zatížený spojitým trojúhelníkovým zatížením (zemním tlakem v klidu).

Reakce nosníku na horním okraji pažení bude zachycena kotvením, účinky v úrovni dna jámy budou zachyceny pasivním zemním tlakem před stěnou.

Výslednice zemního tlaku v klidu nade dnem jámy na jednu záporu ...

$$Z_{0,1} = 9,450 \text{ kN}$$

Síla na kotvení na horním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,\text{kotv}} = \frac{1}{3} \quad 9,450 = 3,150 \text{ kN/jednu záporu}$$

Síla působící při dolním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,\text{dolní}} = \frac{2}{3} \quad 9,450 = 6,300 \text{ kN/jednu záporu}$$

Celková síla od zemního tlaku v klidu v úrovni dna jámy ...

$$Z_{0,\text{dolní}} = 6,300 + 172,725 = 179,025 \text{ kN}$$

Pasivní tlak působící na čelní stranu stěny ...

$$Z_{p,2} = 385,875 \text{ kN}$$

22.4.2.5. Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 0,500$$

Zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení:

$$\Delta\sigma_0 = 0,500 \cdot 3,601 \cdot 17,500 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi povrchem a dnem jámy:

$$\Delta Z_0 = 31,510 \cdot 1,200 \cdot 1,500 = 56,719 \text{ kN}$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi dnem jámy a patou stěny:

$$\Delta Z_0 = 31,510 \cdot 7,000 \cdot 0,600 = 132,344 \text{ kN}$$

$$\text{Síla na horní kotvení ...} \quad 0,500 \quad 56,719 \quad = \quad 28,359 \text{ kN}$$

$$\text{Síla na dolní kotvení ...} \quad 0,500 \quad 56,719 \quad + \quad 132,344 \quad = \quad 160,703 \text{ kN}$$

Celkové účinky zemního tlaku - charakteristické hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,00 \quad 3,150 \quad + \quad 1,00 \quad 28,359 \quad = \quad 31,509 \text{ kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,00 \quad 179,025 \quad + \quad 1,00 \quad 160,703 \quad = \quad 339,728 \text{ kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$\frac{385,875}{1,400} = 275,625 \text{ kN} < 339,728 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Celkové účinky zemního tlaku - návrhové hodnoty hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,35 \cdot 3,150 + 1,50 \cdot 28,359 = 46,792 \text{ kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,35 \cdot 179,025 + 1,50 \cdot 160,703 = 482,738 \text{ kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$1,35 \cdot 275,625 = 372,094 \text{ kN}$$

Posouzení "zemní rozpěry" ...

$$\frac{372,094}{1,400} = 265,781 \text{ kN} < 482,738 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

22.4.2.6. Zatížení větrem

Převezmeme hodnotu zatížení větrem podle kapitoly
na pás pohyblivého zatížení výšky 4,0 m:

Zatížení budeme uvažovat

$$f_w = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25,0^2 \cdot 5,659 \cdot 4,000 =$$

$$= 8842,869 \text{ N/m} = 8,843 \text{ kN/m}$$

22.4.3. NÁVRH PŘEVÁZKY

Převázky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

22.4.3.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporny působí:

$$\text{Účinky zemního tlaku ...} \quad Z_k = 31,509 \text{ kN}$$

$$Z_d = 46,792 \text{ kN}$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad O_k = 2,165 \cdot 1,500 = 3,248 \text{ kN}$$

$$\text{Boční rázy ...} \quad B_k = 121,000 \text{ kN}$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad W_k = 8,843 \cdot 1,500 = 13,264 \text{ kN}$$

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 46,792 + 1,50 \cdot 137,512 = 253,060 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1,00 \cdot 253,060 = 253,060 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převázce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 253,060 \cdot 1,500 = 71,173 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převázce:

$$V_d = \frac{253,060}{1} = 253,060 \text{ kN}$$

22.4.3.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,4} = 253,6 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{7,12\text{E}+07}{253,6} = 2,81\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převázku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":

Výška průřezu ... 200 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 191000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{7,12\text{E}+07}{2 \cdot 191000,0} = \\ &= 186,317 \text{ MPa} < 253,571 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

22.4.4. NÁVRH ZÁPORY

Protože maximální ohybový moment lze očekávat na volné výšce zápory, navrhujeme záporu mírně přibližně jako prostý nosník zatížení spojitým lichoběžníkovým zatížením od zemního tlaku.

22.4.4.1. Zatížení a vnitřní síly

Zápory je namáhána od stálého zatížení trojúhelníkovým spojitým zatížením, od zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení spojitým rovnoměrným zatížením.

Maximální ohybový moment od spojitého rovnoměrného zatížení vzniká uprostřed rozpětí, maximální moment od trojúhelníkového zatížení vzniká ve vzdálenost $0,423L$ od podpory => místa maximálních momentů jsou velmi blízko, budeme uvažovat součet maximálních hodnot momentů (jsme mírně na straně bezpečné).

Maximální ohybový moment - trojúhelníkové zatížení (podle [39]):

zatížení na jednu záporu (stálé) ... 10,500 1,500 = 15,75 kN/m

$$M_{\max,3} = \frac{gL^2}{15,59} = \frac{15,75 \cdot 1,200^2}{15,59} = 1,455 \text{ kNm}$$

Maximální ohybový moment - spojitě rovnoměrné zatížení:

zatížení na jednu záporu (proměnné) ... 31,510 1,500 = 47,266 kN/m

$$M_{\max,rovn} = \frac{qL^2}{8} = \frac{47,266 \cdot 1,200^2}{8} = 8,508 \text{ kNm}$$

Ohybový moment v zápoře celkem - návrhová hodnota:

$$M_d = 1,35 \cdot 1,455 + 1,50 \cdot 8,508 = 14,726 \text{ kNm}$$

22.4.4.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{1,47\text{E}+07}{253,6} = 5,81\text{E}+04 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme ocelový válcovaný nosník o průřezu tvaru "I":

Výška průřezu ... 240 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 353000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{1,47\text{E}+07}{1 \cdot 353000,0} =$$

$$= 41,716 \text{ MPa} < 253,571 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

22.4.5. NÁVRH TÁHLA

V této fázi výstavby se použijí táhla z tyčové oceli, umístěná při horním konci záporové stěny a připojená k římse na opačné straně mostu.

Maximální tahová síla v táhle - viz kap. 22.4.3.1. ...

$$N_{\max} = 253,060 \text{ kN}$$

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460,0}{1,4} = 328,6 \text{ MPa}$$

Navržený průměr táhla ... $D = 32 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 803,840 \text{ mm}^2$

Napětí v táhle ...

$$\sigma_a = \frac{253060,1}{803,840} = 314,814 \text{ MPa} < 328,571 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

22.4.5. NÁVRH KOTVENÍ TÁHLA

22.4.5.1. Zatížení a vnitřní síly

$$N_{\max} = 253,060 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

22.4.5.2. Návrh a posouzení konstrukce

Pro zakotvení táhla navrhne příčnou stěnu, na které bude působit pasivní zemní tlak potřebný pro přenesení síly v táhle do zeminy.

Šířka stěny ... 0,750 m

Výška (hloubka) stěny ... 4,000 m

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny - stálé zatížení ...

$$\sigma_p = 17,500 \quad 4,000 \quad 3,000 \quad 0,500 \quad = \quad 105,000 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_p = 0,5 \quad 105,000 \quad 4,000 \quad 0,750 \quad = \quad 157,500 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_p = 17,500 \quad 3,601 \quad 3,000 \quad 0,500 \quad = \quad 94,531 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$\Delta Z_p = 1,00 \quad 94,531 \quad 4,000 \quad 0,750 \quad = \quad 283,594 \text{ kN}$$

Výslednice celkem ...

$$\Sigma Z_p = 157,500 \quad + \quad 283,594 \quad = \quad 441,094 \text{ kN}$$

Posouzení ...

$$\frac{\Sigma Z_p}{\gamma} = \frac{441,094}{1,4} = 315,067 \text{ kN} > 253,060 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Pro vytvoření kotevní stěny se použijí ocelové štětovnice délky min. 9,0 m.

22.4.6. NÁVRH DŘEVĚNÉ VÝPLNĚ

22.4.6.1. Zatížení a vnitřní síly

1) Pažící stěna při horním konci pažení - na výšce 0,5 m:

v tomto pásu pažící stěny předpokládáme i namáhání odstředivou silou, bočními rázy a větrem.

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 0,500 \quad 17,500 \quad 0,500 \quad = \quad 4,375 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad \frac{2,165}{0,500} = 4,331 \text{ kN/m}^2$$

Boční rázy - uvažujeme je roznesené na délku 1,5 m ...

$$\frac{121,000}{0,500 \cdot 1,500} = 161,333 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad \frac{8,843}{0,500} = 17,686 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení horního pruhu pažení celkem celkem ...

$$1,35 \cdot 4,375 + 1,50 \cdot 22,016 + 1,50 \cdot 161,333 = 280,931 \text{ kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{280,931 \cdot 1,500}{8} = 79,012 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{280,931 \cdot 1,500}{2} = 210,698 \text{ kN/m}$$

2) Pažící stěna u dna stavební jámy:

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 10,500 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení dolního pruhu pažení celkem ...

$$1,35 \cdot 10,500 + 1,50 \cdot 31,510 = 61,441 \text{ kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{61,441 \cdot 1,500}{8} = 17,280 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{61,441 \cdot 1,500}{2} = 46,080 \text{ kN/m}$$

22.4.6.2. Návrh a posouzení průřezu - ohyb

Tloušťka dřevěné výplně ... 0,160 m

$$\text{Průřezový modul ... } W = \frac{1,000 \cdot 0,160 \cdot 0,160}{6} = 0,004267 \text{ m}^3/\text{m}$$

Ověříme průřez uprostřed rozpětí mostovky, kde vznikají největší ohybové momenty.

Podle [60], čl. 6.1.6, musí být splněny následující podmínky:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00, \text{ kde:}$$

$\sigma_{m,y,d}$ a $\sigma_{m,z,d}$ jsou návrhová napětí v ohybu k hlavním osám průřezu,

$f_{m,y,d}$ a $f_{m,z,d}$ jsou odpovídající návrhové pevnosti v ohybu,

k_m je součinitel, který bere v úvahu redistribuci napětí a vliv nehomogenit materiálů v průřezu. Hodnota součinitele se má uvažovat následovně:

pro rostlé dřevo, lepené lamelové dřevo a LVL:

obdélníkové průřezy ...	$k_m =$	0,70
ostatní průřezy ...	$k_m =$	1,00

pro ostatní konstrukční výrobky na bázi dřeva,
pro všechny průřezy:

$$k_m = 1,00$$

v našem případě ... $k_m = 0,70$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,079012}{0,004267} = 18,518 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

Rozhodující posouzení:

$f_{m,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{m,d} = 0,80 \frac{24,000}{1,400} = 13,714 \text{ MPa}$$

$$\frac{18,518}{13,714} + 0,70 \frac{0,000}{13,714} = 1,350 > 1,00 \Rightarrow$$

\Rightarrow NEVYHOVÍ

22.4.6.3. Návrh a posouzení průřezu - smyk

(podle [60], Změna A1/2009, čl. 6.1.7)

$f_{v,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{v,d} = 0,80 \frac{4,000}{1,400} = 2,286 \text{ MPa}$$

Pro smyk se složkou napětí rovnoběžně s vlákny i pro smyk s oběma složkami napětí kolmo k vláknům musí být splněna následující podmínka:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \text{ kde:}$$

τ_d je návrhové napětí ve smyku,
 $f_{v,d}$ je návrhová pevnost ve smyku pro příslušný případ.

Pro ověření smykové únosnosti prvků v ohybu se má uvážit vliv trhlin použitím účinné šířky prvku

$$b_{ef} = k_{cr} b, \text{ kde:}$$

b je šířka příslušného průřezu prvku,
 $k_{cr} = 0,67$ (pro rostlé dřevo)

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 46,080 = 69,121 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 t &= 0,160 \text{ m} \\
 b &= 1,000 \text{ m} \\
 b_{ef} &= 0,67 \cdot 1,000 = 0,670 \text{ m} \\
 S &= 0,002144 \text{ m}^3/\text{m} \\
 I &= 2,29\text{E-}04 \text{ m}^4/\text{m} \\
 \tau_d &= \frac{0,069121}{0,670} \frac{0,002144}{2,29\text{E-}04} = 0,967 \text{ MPa} < 2,286 \\
 &\Rightarrow \text{VYHOVÍ}
 \end{aligned}$$

22.5. NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 3

22.5.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27] :

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	30,000	°
soudržnost ...	$c_k =$	0,000	MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0175	MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0175	MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,25
pro soudržnost ...	1,25
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	24,0	° =	0,418879 rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa	
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175	MN/m ³	
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175	MN/m ³	

22.5.2. ZATÍŽENÍ

22.5.2.1. Svislé pohyblivé zatížení - ekvivalentní zatížení na zemní těleso

Pro globální účinky lze ekvivalentní charakteristické hodnoty svislého zatížení od železniční dopravy na zemní těleso pod kolejí nebo blízko koleje uvažovat jako odpovídající Modelu zatížení 71 (nebo klasifikovanému svislému zatížení, pokud se požaduje) a SW/2, pokud se požaduje rovnoměrně rozdělenému na šířku 3,00 m v úrovni 0,7 m pod pojezdnou plochou koleje.

Pro toto zatížení se nemusí použít žádný dynamický součinitel nebo zvětšení.

Pro návrh lokálních prvků blízko koleje (např. stěny ohraničující kolejové lože) se má provést zvláštní výpočet, ve kterém se uvažuje maximální lokální svislé, podélné a příčné zatížení prvků železniční dopravou.

V tomto případě pro přitížení zemního tělesa uvažujeme klasifikovaný Model zatížení 71, roznesený na šířku 3,000 m.

Spojitě rovnoměrné přitížení povrchu ...

$$p_Q = \frac{189,063}{3,000} = 63,021 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 63,021 / 17,500 = 3,601 \text{ m}$$

22.5.2.2. Odstředivé síly

Na začátku mostu v místě směrového zakřivení koleje uvažujeme rovněž odstředivé síly.

Charakteristická hodnota odstředivé síly od svislého spojitě rovnoměrného zatížení se určí podle následujícího vztahu:

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times q_{vk}), \text{ kde:}$$

q_{vk} je charakteristická hodnota svislých zatížení,

$$q_{vk} = 189,063 \text{ kN/m},$$

f je redukční součinitel,

$$\text{pro rychlost do 120 km/h ... } f = 1,00$$

V je maximální rychlost v km/h,

$$V = 40,0 \text{ km/h} \quad (\text{ve stavebních stavech po dobu realizace}),$$

v je maximální rychlost v m/s,

$$v = 11,111 \text{ m/s},$$

g je gravitační zrychlení,

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

r je poloměr zakřivení oblouku,

$$r = 1100,00 \text{ m}$$

$$q_{tk} = \frac{40,0}{127} \cdot \frac{40,0}{1100,00} \cdot (1,00 \cdot 189,063) =$$

$$= 2,165 \text{ kN/m}$$

Odstředivou sílu uvažujeme na výšce 0,500 m při horním okraji pažící stěny

22.5.2.3. Boční rázy

Boční ráz se musí uvažovat jako osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje. Musí se uvažovat, že působí jak na přímou kolej, tak an kolej v oblouku.

Charakteristická hodnota bočního rázu ... $Q_{sk} = 100,0 \text{ kN}$

Charakteristická hodnota bočního rázu se nesmí násobit součiniteli ϕ a f .

Boční ráz se má násobit součinitelem α ... $1,21 \cdot 100,0 = 121,0 \text{ kN}$

Boční ráz se musí vždy kombinovat se svislým zatížením dopravou.

22.5.2.4. Zemní tlak - stálé zatížení

Aby se minimalizovaly deformace tělesa pod pojižděnou kolejí, bude pažení navrženo na zemní tlak v klidu. U zemního tlaku v klidu nelze provádět redistribuci zemního tlaku po výšce kotvené pažící konstrukce. Pode dnem stavební jámy uvažujeme z čelní strany pažení působení zemního tlaku pasivního.

Výška pažící stěny nade dnem jámy ... 1,200 m

Hloubka vetknutí pažící stěny pode dnem jámy ... 7,000 m

Osová vzdálenost zápor ... 1,500 m

Průměr "pilot" - zabetonovaných dolních částí vrtů pro zápor 0,600 m

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 24,0^\circ = 0,593$$

Zemní tlak v klidu v úrovni dna stavební jámy:

$$\sigma_{0,1} = 0,593 \cdot 17,500 + 1,200 = 12,459 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,1} = 0,5 \cdot 12,459 + 1,200 \cdot 1,500 = 11,213 \text{ kN}$$

Zemní tlak v klidu v úrovni paty pažení:

$$\begin{aligned} \sigma_{0,2} &= 0,593 \cdot (17,500 + 1,200 + 17,500 + 7,000) = \\ &= 85,133 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,2} = \frac{12,459 + 85,133}{2} \cdot 7,000 + 0,600 = 204,943 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak před stěnou:

Pasivní zemní tlak se spočítá podle vztahu:

$$\sigma_p = \sigma_z K_p \psi, \text{ kde:}$$

$$\sigma_z \text{ je geostatické napětí, } \sigma_z = \gamma_z h$$

K_p je součinitel pasivního zemního tlaku,

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) = \tan^2(45^\circ + \frac{24,0}{2}) = 2,371$$

ψ je zmenšovací součinitel podle [27] ...

$$\psi = 0,500 \text{ (cca pro } \phi = 30^\circ \text{)}$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny ...

$$\sigma_{p,2} = 17,500 \quad 7,000 \quad 2,371 \quad 0,500 \quad = \quad 145,235 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{p,2} = 0,5 \quad 145,235 \quad 7,000 \quad 0,600 \quad = \quad 304,994 \text{ kN}$$

Zachycení účinků zemního tlaku:

Předpokládáme kotvení v úrovni horního konce pažící stěny. Stěnu z tohoto hlediska uvažujeme přibližně jako prostý nosník o rozpětí, které odpovídá hloubce jámy, zatížený spojitým trojúhelníkovým zatížením (zemním tlakem v klidu).

Reakce nosníku na horním okraji pažení bude zachycena kotvením, účinky v úrovni dna jámy budou zachyceny pasivním zemním tlakem před stěnou.

Výslednice zemního tlaku v klidu nade dnem jámy na jednu záporu ...

$$Z_{0,1} = 11,213 \text{ kN}$$

Síla na kotvení na horním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,kotv} = 1,00 \quad \frac{1}{3} \quad 11,213 \quad = \quad 3,738 \text{ kN/jednu záporu}$$

Síla působící při dolním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,dolní} = 1,00 \quad \frac{2}{3} \quad 11,213 \quad = \quad 7,475 \text{ kN/jednu záporu}$$

Celková síla od zemního tlaku v klidu v úrovni dna jámy ...

$$Z_{0,dolní} = 7,475 \quad + \quad 1,00 \quad 204,943 \quad = \quad 212,418 \text{ kN}$$

Pasivní tlak působící na čelní stranu stěny ...

$$Z_{p,2} = 304,994 \text{ kN}$$

22.5.2.5. Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 0,593$$

Zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení:

$$\Delta\sigma_0 = 0,593 \cdot 3,601 \cdot 17,500 = 37,388 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi povrchem a dnem jámy:

$$\Delta Z_0 = 37,388 \cdot 1,200 \cdot 1,500 = 67,298 \text{ kN}$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi dnem jámy a patou stěny:

$$\Delta Z_0 = 37,388 \cdot 7,000 \cdot 0,600 = 157,029 \text{ kN}$$

$$\text{Síla na horní kotvení ...} \quad 0,500 \quad 67,298 \quad = \quad 33,649 \text{ kN}$$

$$\text{Síla na dolní kotvení ...} \quad 0,500 \quad 67,298 \quad + \quad 157,029 \quad = \quad 190,679 \text{ kN}$$

Celkové účinky zemního tlaku - charakteristické hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,00 \quad 3,738 \quad + \quad 1,00 \quad 33,649 \quad = \quad 37,387 \text{ kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,00 \quad 212,418 \quad + \quad 1,00 \quad 190,679 \quad = \quad 403,096 \text{ kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$\frac{304,994}{1,000} = 304,994 \text{ kN} < 403,096 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Celkové účinky zemního tlaku - návrhové hodnoty hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,00 \quad 3,738 \quad + \quad 1,50 \quad 33,649 \quad = \quad 54,211 \quad \text{kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,00 \quad 212,418 \quad + \quad 1,50 \quad 190,679 \quad = \quad 498,436 \quad \text{kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$1,00 \quad 304,994 \quad = \quad 304,994 \quad \text{kN}$$

Posouzení "zemní rozpěry" ...

$$\frac{304,994}{1,000} = 304,994 \quad \text{kN} < 498,436 \quad \text{kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

22.5.2.6. Zatížení větrem

Převezmeme hodnotu zatížení větrem podle kapitoly
na pás pohyblivého zatížení výšky 4,0 m:

Zatížení budeme uvažovat

$$f_w = 0,5 \quad 1,25 \quad 25,0^z \quad 5,659 \quad 4,000 =$$
$$= 8842,869 \quad \text{N/m} = 8,843 \quad \text{kN/m}$$

22.5.3. NÁVRH PŘEVÁZKY

Převázky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

22.5.3.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporné působí:

$$\text{Účinky zemního tlaku ...} \quad Z_k = 37,387 \quad \text{kN}$$

$$Z_d = 54,211 \quad \text{kN}$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad O_k = 2,165 \quad 1,500 = 3,248 \quad \text{kN}$$

$$\text{Boční rázy ...} \quad B_k = 121,000 \text{ kN}$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad W_k = 8,843 \cdot 1,500 = 13,264 \text{ kN}$$

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 54,211 + 1,50 \cdot 137,512 = 260,480 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1,00 \cdot 260,480 = 260,480 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převázce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 260,480 \cdot 1,500 = 73,260 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převázce:

$$V_d = \frac{260,480}{1} = 260,480 \text{ kN}$$

22.5.3.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{7,33\text{E}+07}{355,0} = 2,06\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převázku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":

$$\text{Výška průřezu ...} \quad 200 \text{ mm}$$

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ...

$$W_{y,el} = 191000,0 \text{ mm}^3$$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{7,33E+07}{2 \cdot 191000,0} =$$
$$= 191,780 \text{ MPa} < 355,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

22.5.4. NÁVRH ZÁPORY

Protože maximální ohybový moment lze očekávat na volné výšce záporu, navrhujeme záporu mírně přibližně jako prostý nosník zatížení spojitým lichoběžníkovým zatížením od zemního tlaku.

22.5.4.1. Zatížení a vnitřní síly

Zápory je namáhána od stálého zatížení trojúhelníkovým spojitým zatížením, od zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení spojitým rovnoměrným zatížením.

Maximální ohybový moment od spojitěho rovnoměrného zatížení vzniká uprostřed rozpětí, maximální moment od trojúhelníkového zatížení vzniká ve vzdálenost $0,423L$ od podpory \Rightarrow místa maximálních momentů jsou velmi blízko, budeme uvažovat součet maximálních hodnot momentů (jsme mírně na straně bezpečné).

Maximální ohybový moment - trojúhelníkové zatížení (podle [39]):

$$\text{zatížení na jednu záporu (stálé)} \dots \quad 12,459 \quad 1,500 \quad = \quad 18,6878 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max,3} = \frac{gL^2}{15,59} = \frac{18,6878 \cdot 1,200^2}{15,59} = 1,726 \text{ kNm}$$

Maximální ohybový moment - spojitě rovnoměrné zatížení:

$$\text{zatížení na jednu záporu (proměnné)} \dots \quad 37,388 \quad 1,500 \quad = \quad 56,082 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max,rovn} = \frac{qL^2}{8} = \frac{56,082 \cdot 1,200^2}{8} = 10,095 \text{ kNm}$$

Ohybový moment v zápoře celkem - návrhová hodnota:

$$M_d = 1,00 \cdot 1,726 + 1,50 \cdot 10,095 = 16,868 \text{ kNm}$$

22.5.4.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{1,69\text{E}+07}{355,0} = 4,75\text{E}+04 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme ocelový válcovaný nosník o průřezu tvaru "I":

Výška průřezu ... 240 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 353000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{1,69\text{E}+07}{1 \cdot 353000,0} = \\ &= 47,785 \text{ MPa} < 355,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

22.5.5. NÁVRH TÁHLA

V této fázi výstavby se použijí táhla z tyčové oceli, umístěná při horním konci záporové stěny a připojené k římse na opačné straně mostu.

Maximální tahová síla v táhle - viz kap. 22.5.3.1. ...

$$N_{\text{max}} = 260,480 \text{ kN}$$

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460,0}{1,0} = 460,0 \text{ MPa}$$

Navržený průměr táhla ... $D = 32 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 803,840 \text{ mm}^2$

Napětí v táhle ...

$$\sigma_a = \frac{260479,8}{803,840} = 324,044 \text{ MPa} < 460,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

22.5.5. NÁVRH KOTVENÍ TÁHLA

22.5.5.1. Zatížení a vnitřní síly

$$N_{\max} = 260,480 \text{ kN}$$

22.5.5.2. Návrh a posouzení konstrukce

Pro zakotvení táhla navrhne příčnou stěnu, na které bude působit pasivní zemní tlak potřebný pro přenesení síly v táhle do zeminy.

$$\text{Šířka stěny ...} \quad 0,750 \text{ m}$$

$$\text{Výška (hloubka) stěny ...} \quad 4,000 \text{ m}$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny - stálé zatížení ...

$$\sigma_p = 17,500 \quad 4,000 \quad 2,371 \quad 0,500 = 82,991 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_p = 0,5 \quad 82,991 \quad 4,000 \quad 0,750 = 124,487 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_p = 17,500 \quad 3,601 \quad 2,371 \quad 0,500 = 74,717 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$\Delta Z_p = 1,00 \quad 74,717 \quad 4,000 \quad 0,750 = 224,151 \text{ kN}$$

Výslednice celkem ...

$$\Sigma Z_p = 124,487 + 224,151 = 348,638 \text{ kN}$$

Posouzení ...

$$\frac{\Sigma Z_p}{\gamma} = \frac{348,638}{1,0} = 348,638 \text{ kN} > 260,480 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Pro vytvoření kotevní stěny se použijí ocelové štětovnice délky min. 9,0 m.

22.5.6. NÁVRH DŘEVĚNÉ VÝPLNĚ

22.5.6.1. Zatížení a vnitřní síly

1) Pažící stěna při horním konci pažení - na výšce 0,5 m:

v tomto pásu pažící stěny předpokládáme i namáhání odstředivou silou, bočními rázy a větrem.

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 0,593 \cdot 17,500 \cdot 0,500 = 5,191 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta \sigma_0 = 37,388 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Odstředivá síla ... } \frac{2,165}{0,500} = 4,331 \text{ kN/m}^2$$

Boční rázy - uvažujeme je roznesené na délku 1,5 m ...

$$\frac{121,000}{0,500 \cdot 1,500} = 161,333 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zatížení větrem ... } \frac{8,843}{0,500} = 17,686 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení horního pruhu pažení celkem ...

$$\begin{aligned} &1,00 \cdot 5,191 + 1,50 \cdot 22,016 + 1,50 \cdot 161,333 = \\ &= 280,216 \text{ kN/m/m} \end{aligned}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{280,216 \quad 1,500}{8}^z = 78,811 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{280,216 \quad 1,500}{2} = 210,162 \text{ kN/m}$$

2) Pažící stěna u dna stavební jámy:

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 12,459 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 37,388 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení dolního pruhu pažení celkem ...

$$1,00 \quad 12,459 \quad + \quad 1,50 \quad 37,388 \quad = \quad 68,540 \text{ kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{68,540 \quad 1,500}{8}^z = 19,277 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{68,540 \quad 1,500}{2} = 51,405 \text{ kN/m}$$

22.5.6.2. Návrh a posouzení průřezu - ohyb

Tloušťka dřevěné výplně ... 0,160 m

$$\text{Průřezový modul ... } W = \frac{1,000 \quad 0,160 \quad 0,160}{6} = 0,004267 \text{ m}^3/\text{m}$$

Ověříme průřez uprostřed rozpětí mostovky, kde vznikají největší ohybové momenty.

Podle [60], čl. 6.1.6, musí být splněny následující podmínky:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00, \text{ kde:}$$

$\sigma_{m,y,d}$ a $\sigma_{m,z,d}$ jsou návrhová napětí v ohybu k hlavním osám průřezu,

$f_{m,y,d}$ a $f_{m,z,d}$ jsou odpovídající návrhové pevnosti v ohybu,

k_m je součinitel, který bere v úvahu redistribuci napětí a vliv nehomogenit materiálu v průřezu. Hodnota součinitele se má uvažovat následovně:

pro rostlé dřevo, lepené lamelové dřevo a LVL:

obdélníkové průřezy ...	$k_m =$	0,70
ostatní průřezy ...	$k_m =$	1,00

pro ostatní konstrukční výrobky na bázi dřeva,
pro všechny průřezy:

$$k_m = 1,00$$

v našem případě ... $k_m = 0,70$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,078811}{0,004267} = 18,471 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

Rozhodující posouzení:

$f_{m,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{m,d} = 0,80 \frac{24,000}{1,000} = 19,200 \text{ MPa}$$

$$\frac{18,471}{19,200} + 0,70 \frac{0,000}{19,200} = 0,962 < 1,00 \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

22.5.6.3. Návrh a posouzení průřezu - smyk

(podle [60] , Změna A1/2009, čl. 6.1.7)

$f_{v,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{v,d} = 0,80 \cdot \frac{4,000}{1,000} = 3,200 \text{ MPa}$$

Pro smyk se složkou napětí rovnoběžně s vlákny i pro smyk s oběma složkami napětí kolmo k vláknům musí být splněna následující podmínka:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \text{ kde:}$$

τ_d je návrhové napětí ve smyku,

$f_{v,d}$ je návrhová pevnost ve smyku pro příslušný případ.

Pro ověření smykové únosnosti prvků v ohybu se má uvážit vliv trhlin použitím účinné šířky prvku

$$b_{ef} = k_{cr} b, \text{ kde:}$$

b je šířka příslušného průřezu prvku,

$$k_{cr} = 0,67 \text{ (pro rostlé dřevo)}$$

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 51,405 = 77,108 \text{ kN/m}$$

$$t = 0,160 \text{ m}$$

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$b_{ef} = 0,67 \cdot 1,000 = 0,670 \text{ m}$$

$$S = 0,002144 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$I = 2,29\text{E-}04 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$\tau_d = \frac{0,077108}{0,670} \cdot \frac{0,002144}{2,29\text{E-}04} = 1,079 \text{ MPa} < 3,200$$

=> VYHOVÍ

22.6. PŘEHLED VÝSLEDKŮ

Návrhový přístup	Kombinace	Zemní rozpěra ("pilota")			Převázka		
		"Aktivní" [kN]	Pasivní [kN]	Posouzení	σ_a [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Posouzení
1	1	482,738	520,931	VYHOVÍ	186,3171	355,0000	VYHOVÍ
	2	460,300	304,994	NEVYHOVÍ	166,5762	355,0000	VYHOVÍ
2		482,738	265,781	NEVYHOVÍ	186,3171	253,5714	VYHOVÍ
3		498,436	304,994	NEVYHOVÍ	191,7800	355,0000	VYHOVÍ

Návrhový přístup	Kombinace	Zápora			Táhlo		
		σ_a [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Posouzení	σ_a [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Posouzení
1	1	41,7158	355,0000	VYHOVÍ	314,8140	460,0000	VYHOVÍ
	2	42,0660	355,0000	VYHOVÍ	281,4584	460,0000	VYHOVÍ
2		41,7158	253,5714	VYHOVÍ	314,8140	328,5714	VYHOVÍ
3		47,7854	355,0000	VYHOVÍ	324,0443	460,0000	VYHOVÍ

Návrhový přístup	Kombinace	Kotvení táhla		
		N_d [kN]	Pas.tlak [kN]	Posouzení
1	1	253,0601	441,0938	VYHOVÍ
	2	226,2475	348,6382	VYHOVÍ
2		253,0601	315,0670	VYHOVÍ
3		260,4798	348,6382	VYHOVÍ

Návrhový přístup	Kombinace	Dřevěná výplň					
		Ohyb [-]	Limit [-]	Posouzení	Smyk [MPa]	Limit [MPa]	Posouzení
1	1	0,9645	1,0000	VYHOVÍ	0,9672	3,2000	VYHOVÍ
	2	0,8361	1,0000	VYHOVÍ	0,9612	3,2000	VYHOVÍ
2		1,3503	1,0000	NEVYHOVÍ	0,9672	2,2857	VYHOVÍ
3		0,9620	1,0000	VYHOVÍ	1,0789	3,2000	VYHOVÍ

V ČR určuje projektant, který návrhový přístup se použije.

Na základě dosažených výsledků konstrukce vyhovuje.

23. PAŽENÍ - DRUHÁ FÁZE

23.1. ÚVOD

V této kapitole je proveden návrh podélného pažení mezi kolejemi, které se použije během druhé stavební fáze, kdy bude rekonstruována konstrukce v prostoru koleje č. 1 a provoz bude veden po již opravené konstrukci v koleji č. 2. Pažící stěna bude sloužit k zadržení nového zásypu za novou opěrou.

V této době již nebudou existovat přechodová pole z nosníků MZD-16-12,0.

Při návrhu podle [16], kap. 2.4.7.3.4 se uvažují návrhové přístupy podle kap. 21.1.

23.2. NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 1

23.2.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27]:

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	30,000	°
soudržnost ...	$c_k =$	0,000	MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0175	MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0175	MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,00
pro soudržnost ...	1,00
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	30,0	° =	0,523599 rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa	
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175	MN/m ³	
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175	MN/m ³	

23.2.2. ZATÍŽENÍ

23.2.2.1. Svislé pohyblivé zatížení - ekvivalentní zatížení na zemní těleso

Pro globální účinky lze ekvivalentní charakteristické hodnoty svislého zatížení od železniční dopravy na zemní těleso pod kolejí nebo blízko koleje uvažovat jako odpovídající Modelu zatížení 71 (nebo klasifikovanému svislému zatížení, pokud se požaduje) a SW/2, pokud se požaduje rovnoměrně rozdělenému na šířku 3,00 m v úrovni 0,7 m pod pojížděnou plochou koleje.

Pro toto zatížení se nemusí použít žádný dynamický součinitel nebo zvětšení.

Pro návrh lokálních prvků blízko koleje (např. stěny ohraničující kolejové lože) se má provést zvláštní výpočet, ve kterém se uvažuje maximální lokální svislé, podélné a příčné zatížení prvků železniční dopravou.

V tomto případě pro přetížení zemního tělesa uvažujeme klasifikovaný Model zatížení 71, roznesený na šířku 3,000 m.

Spojitě rovnoměrné přetížení povrchu ...

$$p_Q = \frac{189,063}{3,000} = 63,021 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 63,021 / 17,500 = 3,601 \text{ m}$$

23.2.2.2. Odstředivé síly

Vzhledem ke směru zakřivení koleje se u této pažící stěny odstředivé síly neprojeví.

$$q_{tk} = 0,000 \text{ kN/m}$$

23.2.2.3. Boční rázy

Boční ráz se musí uvažovat jako osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje. Musí se uvažovat, že působí jak na přímou kolej, tak an kolej v oblouku.

$$\text{Charakteristická hodnota bočního rázu ... } Q_{sk} = 100,0 \text{ kN}$$

Charakteristická hodnota bočního rázu se nesmí násobit součiniteli ϕ a f .

$$\text{Boční ráz se má násobit součinitelem } \alpha \dots 1,21 \cdot 100,0 = 121,0 \text{ kN}$$

Boční ráz se musí vždy kombinovat se svislým zatížením dopravou.

23.2.2.4. Zemní tlak - stálé zatížení

Aby se minimalizovaly deformace tělesa pod pojižděnou kolejí, bude pažení navrženo na zemní tlak v klidu. U zemního tlaku v klidu nelze provádět redistribuci zemního tlaku po výšce kotvené pažící konstrukce.

Vzhledem k uspořádání stavební jámy bude pažící stěna zajištěna kotvením při horním a při dolním okraji pažení.

Výška pažící stěny nade dnem jámy ...	4,800	m
Hloubka vetknutí pažící stěny pode dnem jámy ...	1,000	m
Osová vzdálenost zápor ...	1,500	m
Průměr "pilot" - zabetonovaných dolních částí vrtů pro zápor	0,600	m

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30,0^\circ = 0,500$$

Zemní tlak v klidu v úrovni dna stavební jámy:

$$\sigma_{0,1} = 0,500 \cdot 17,500 + 4,800 = 42,000 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,1} = 0,5 \cdot 42,000 + 4,800 \cdot 1,500 = 151,200 \text{ kN}$$

Zemní tlak v klidu v úrovni paty pažení:

$$\begin{aligned} \sigma_{0,2} &= 0,500 \cdot (17,500 + 4,800 + 17,500 + 1,000) = \\ &= 50,750 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,2} = \frac{42,000 + 50,750}{2} \cdot 1,000 + 0,600 = 27,825 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak před stěnou:

Pasivní zemní tlak se spočítá podle vztahu:

$$\sigma_p = \sigma_z K_p \psi, \text{ kde:}$$

$$\sigma_z \text{ je geostatické napětí, } \sigma_z = \gamma_z h$$

$$K_p \text{ je součinitel pasivního zemního tlaku,}$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{30,0}{2}) = 3,000$$

$$\psi \text{ je zmenšovací součinitel podle [27] ...}$$

$$\psi = 0,500 \quad (\text{cca pro } \phi = 30^\circ)$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny ...

$$\sigma_{p,2} = 17,500 \cdot 1,000 \cdot 3,000 \cdot 0,500 = 26,250 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{p,2} = 0,5 \cdot 26,250 \cdot 1,000 \cdot 0,600 = 7,875 \text{ kN}$$

Zachycení účinků zemního tlaku:

Předpokládáme kotvení v úrovni horního i dolního konce pažící stěny. Stěnu z tohoto hlediska uvažujeme přibližně jako prostý nosník o rozpětí, které odpovídá hloubce jámy, zatížený spojitým trojúhelníkovým zatížením (zemním tlakem v klidu).

Reakce nosníku na horním i dolním okraji pažení budou zachyceny kotvením. Na dolním okraji bude příznivě působit i pasivní zemní tlak před záporami.

Výslednice zemního tlaku v klidu nade dnem jámy na jednu záporu ...

$$Z_{0,1} = 151,200 \text{ kN}$$

Síla na kotvení na horním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,\text{kotv}} = \frac{1}{3} \cdot 151,200 = 50,400 \text{ kN/jednu záporu}$$

Síla působící při dolním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,\text{dolní}} = \frac{2}{3} \cdot 151,200 = 100,800 \text{ kN/jednu záporu}$$

Celková síla od zemního tlaku v klidu v úrovni dna jámy ...

$$Z_{0,\text{dolní}} = 100,800 + 27,825 = 128,625 \text{ kN}$$

Pasivní tlak působící na čelní stranu stěny ...

$$Z_{p,2} = 7,875 \text{ kN}$$

23.2.2.5. Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 0,500$$

Zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení:

$$\Delta\sigma_0 = 0,500 \cdot 3,601 \cdot 17,500 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi povrchem a dnem jámy:

$$\Delta Z_0 = 31,510 \cdot 4,800 \cdot 1,500 = 226,875 \text{ kN}$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi dnem jámy a patou stěny:

$$\Delta Z_0 = 31,510 \cdot 1,000 \cdot 0,600 = 18,906 \text{ kN}$$

$$\text{Síla na horní kotvení ...} \quad 0,500 \quad 226,875 \quad = \quad 113,438 \text{ kN}$$

$$\text{Síla na dolní kotvení ...} \quad 0,500 \quad 226,875 \quad + \quad 18,906 \quad = \quad 132,344 \text{ kN}$$

Celkové účinky zemního tlaku - charakteristické hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,00 \quad 50,400 \quad + \quad 1,00 \quad 113,438 \quad = \quad 163,838 \text{ kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,00 \quad 128,625 \quad + \quad 1,00 \quad 132,344 \quad = \quad 260,969 \quad \text{kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$\frac{7,875}{1,000} = 7,875 \quad \text{kN} < 260,969 \quad \text{kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

(síla bude zachycena kotvením)

Celkové účinky zemního tlaku - návrhové hodnoty hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,35 \quad 50,400 \quad + \quad 1,50 \quad 113,438 \quad = \quad 238,196 \quad \text{kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,35 \quad 128,625 \quad + \quad 1,50 \quad 132,344 \quad = \quad 372,159 \quad \text{kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$1,35 \quad 7,875 \quad = \quad 10,631 \quad \text{kN}$$

Posouzení "zemní rozpěry" ...

$$\frac{10,631}{1,000} = 10,631 \quad \text{kN} < 372,159 \quad \text{kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

(síla bude zachycena kotvením)

23.2.2.6. Zatížení větrem

Převezmeme hodnotu zatížení větrem podle kapitoly na pás pohyblivého zatížení výšky 4,0 m:

Zatížení budeme uvažovat

$$f_w = 0,5 \quad 1,25 \quad 25,0^2 \quad \cdot \quad 5,659 \quad 4,000 \quad =$$

$$= 8842,8693 \quad \text{N/m} = 8,843 \quad \text{kN/m}$$

23.2.3. NÁVRH HORNÍ PŘEVÁZKY

Převázky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

23.2.3.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporny působí:

Účinky zemního tlaku ...	$Z_k =$	163,838	kN
	$Z_d =$	238,196	kN
Odstředivá síla ...	$O_k =$	0,000	1,500 = 0,000 kN
Boční rázy ...	$B_k =$	121,000	kN
Zatížení větrem ...	$W_k =$	8,843	1,500 = 13,264 kN

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 238,196 + 1,50 \cdot 134,264 = 439,593 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1 \cdot 439,593 = 439,593 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převázce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 439,593 \cdot 1,500 = 123,635 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převázce:

$$V_d = \frac{439,593}{1} = 439,593 \text{ kN}$$

23.2.3.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{1,24\text{E}+08}{355,0} = 3,48\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převážku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":

Výška průřezu ... 220 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 245000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{1,24E+08}{2 \cdot 245000,0} =$$
$$= 252,317 \text{ MPa} < 355,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.2.4. NÁVRH DOLNÍ PŘEVÁZKY

Převážky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

23.2.4.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporny působí:

Účinky zemního tlaku ... $Z_k = 260,969 \text{ kN}$

$Z_d = 372,159 \text{ kN}$

Odstředivá síla ... $O_k = 0,000 \text{ kN}$

Boční rázy ... $B_k = 0,000 \text{ kN}$

Zatížení větrem ... $W_k = 0,000 \text{ kN}$

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 372,159 + 1,50 \cdot 0,000 = 372,159 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1 \cdot 372,159 = 372,159 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převázce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 372,159 \cdot 1,500 = 104,670 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převázce:

$$V_d = \frac{372,159}{1} = 372,159 \text{ kN}$$

23.2.4.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{1,05\text{E}+08}{355,0} = 2,95\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převázku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":

Výška průřezu ... 220 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 245000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{1,05\text{E}+08}{2 \cdot 245000,0} = \\ &= 213,612 \text{ MPa} < 355,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

23.2.5. NÁVRH ZÁPORY

Protože maximální ohybový moment lze očekávat na volné výšce záporné, navrhujeme záporu mírně přibližně jako prostý nosník zatížený spojitým lichoběžníkovým zatížením od zemního tlaku.

23.2.5.1. Zatížení a vnitřní síly

Zápory jsou namáhány od stálého zatížení trojúhelníkovým spojitým zatížením, od zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení spojitým rovnoměrným zatížením.

Maximální ohybový moment od spojitěho rovnoměrného zatížení vzniká uprostřed rozpětí, maximální moment od trojúhelníkového zatížení vzniká ve vzdálenosti $0,423L$ od podpory => místa maximálních momentů jsou velmi blízko, budeme uvažovat součet maximálních hodnot momentů (jsme mírně na straně bezpečné).

Maximální ohybový moment - trojúhelníkové zatížení (podle [39]):

zatížení na jednu záporu (stálé) ... $42,000 \cdot 1,500 = 63 \text{ kN/m}$

$$M_{\max,3} = \frac{gL^2}{15,59} = \frac{63 \cdot 4,800^2}{15,59} = 93,106 \text{ kNm}$$

Maximální ohybový moment - spojitě rovnoměrné zatížení:

zatížení na jednu záporu (proměnné) ... $31,510 \cdot 1,500 = 47,266 \text{ kN/m}$

$$M_{\max,rovn} = \frac{qL^2}{8} = \frac{47,266 \cdot 4,800^2}{8} = 136,125 \text{ kNm}$$

Ohybový moment v zápoře celkem - návrhová hodnota:

$$M_d = 1,35 \cdot 93,106 + 1,50 \cdot 136,125 = 329,880 \text{ kNm}$$

23.2.5.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{3,30E+08}{355,0} = 9,29E+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme ocelový válcovaný nosník o průřezu tvaru "I":

Výška průřezu ... **360 mm**

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 1090000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{3,30E+08}{1 \cdot 1090000} =$$

$$= 302,643 \text{ MPa} < 355,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.2.6. NÁVRH HORNÍHO TÁHLA

V této fázi výstavby se použijí táhla z tyčové oceli, umístěná při horním konci záporové stěny a připojené k římse na opačné straně mostu.

Maximální tahová síla v táhle - viz kap. 23.2.3.1. ...

$$N_{\max} = 439,593 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\lim} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460,0}{1,0} = 460,0 \text{ MPa}$$

Navržený průměr táhla ... $D = 36 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 1017,360 \text{ mm}^2$

Napětí v táhle ...

$$\sigma_a = \frac{439592,71}{1017,360} = 432,092 \text{ MPa} < 460,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.2.7. NÁVRH ZAKOTVENÍ HORNÍHO TÁHLA DO ŘÍMSY NA KŘÍDLE ("HÁKU")

Táhlo bude zakotveno do římsy na křídle opěry pomocí "háku", který bude na římsu nasazen "shora".

Následujícími výpočty bylo ověřeno, že římsa při přiměřeném vyztužení účinky táhla nepřenesou. Proto je hák navržen takové délky ("hloubky"), aby bylo možno ho opřít z vnější strany mostu až v úrovni křídla.

"Hák" bude o betonovou konstrukci opřen přes pružnou podložku - plastovou nebo z tvrdého dřeva.

23.2.7.1. Zatížení a vnitřní síly (návrhové hodnoty)

$$N_{\max} = 439,593 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 439,593 \cdot 0,830 = 364,862 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 439,593 \text{ kN}$$

23.2.7.2. Návrh a posouzení konstrukce

Navrhujeme svařovaný průřez tvaru "I":

výška průřezu ...	200	mm
šířka pásnic ...	350	mm
tloušťka pásnic ...	20	mm
výška stojiny ...	160	mm
tloušťka stojiny ...	20	mm

plocha ...	17200	mm ²
moment setrvačnosti ...	1,21E+08	mm ⁴
průřezový modul ...	1206933	mm ³
statický modul na NO ...	694000	mm ³

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Napětí od mimostředného tahu ...

$$\sigma_a = \frac{439592,71}{17200,0} + \frac{3,65E+08}{1206933} = 25,558 + 302,305 =$$

$$= 327,863 \text{ MPa} < 355,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Napětí ve smyku ...

$$\tau_a = \frac{439592,71}{20} \cdot \frac{694000}{1,21E+08} =$$

$$126,385 \text{ MPa} < 0,577 \cdot 355,0 = 204,959 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.2.8. NÁVRH ZAKOTVENÍ HORNÍHO TÁHLA DO ŘÍMSY NA KŘÍDLE

Na římsu bude shora nasazen "hák" pro zakotvení horního táhla. Římsou je nutno účinky táhla přenést do křídla.

23.2.8.1. Zatížení a vnitřní síly (návrhové hodnoty)

$$N_{\max} = 439,593 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 439,593 \cdot 1,380 = 606,638 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 439,593 \text{ kN}$$

23.2.8.2. Návrh a posouzení konstrukce

(posouzení železobetonového průřezu římsy ve vetknutí do horního povrchu křídla)

23.2.8.2.1. Návrh průřezu

Obdélníkový průřez ...	$b =$	0,750	m	$A_c =$	0,225	m ²
	$h =$	0,300	m			

Beton:

Třída ...	C35/45	$f_{ctm} =$	3,200	MPa
$f_{ck} =$	35,0	MPa	$f_{ctk0,05} =$	2,200 MPa
$f_{cm} =$	43,0	MPa	$f_{ctk0,95} =$	4,200 MPa
$f_{cd} =$	0,90	$\frac{35,0}{1,5}$	$=$	21,000 MPa
			$E_{cm} =$	34,000 GPa
			$\varepsilon_{cu} =$	0,0035

Výztuž:

Třída ...	B500B
$f_{yk} =$	500,0 MPa

$$f_{yd} = \frac{500,0}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200,0 \text{ GPa}$$

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

$$\text{Průměr prutů ... } \phi = 16 \text{ mm} \quad A_1 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$\text{Počet prutů ... } n = 10,000 \text{ ks}$$

$$\text{Krytí ... } c = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Plocha výztuže ... } A_s = 2009,60 \text{ mm}^2$$

$$\text{Poloha výztuže ... } a = 50 + 8 = 58,0 \text{ mm}$$

$$\text{Účinná výška ... } d = 0,300 - 0,058 = 0,242 \text{ m}$$

$$\text{Mezera mezi pruty ... } s = \frac{750 - 2 \cdot 58}{9,000} = 70,4 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 750,0 \cdot 242,0 =$$

$$= 302,02 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 750,0 \cdot 242,0 =$$

$$= 235,95 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 302,02 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{s1} = 2009,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,225 = 0,009 \text{ m}^2 =$$

$$= 9000,0 \text{ mm}^2 > 2009,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.2.8.2.2. Ohyb - MSÚ

$$\text{Návrhová síla ve výztuži ...} \quad N_{sd} = 0,00201 \cdot 434,783 = 0,874 \text{ MN}$$

$$\text{Tlačená plocha betonu ...} \quad A_{cc} = \frac{0,874}{21,000} = 0,04161 \text{ m}^2$$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{0,874}{0,750 \cdot 21,000} = 0,055 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,055}{0,8} = 0,069 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,069}{0,242} = 0,287 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,242 - \frac{0,055}{2} = 0,214 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 0,874 \cdot 0,214 = 0,187 \text{ MNm} <$$

$$< M_{Ed} = 0,607 \text{ MNm} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

23.2.8.2.3. Smyk - posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky nevyžadující návrh smykové výztuže výpočtem

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 242,0 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{242} \right)^{1/2} = 1,909 < 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 1,909$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 0,002010 \text{ m}^2$$

$$b_w = 0,750 \text{ m}$$

$$d = 0,242 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{0,002010}{0,750 \cdot 0,242} = 0,011072 < 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,011$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,539 \cdot 5,916 = 0,319$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 0,750 \cdot 0,300 = 0,225 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{0,225} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$< 0,2 \cdot 21,0 = 4,200 \Rightarrow \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,909 \cdot (100 \cdot 0,011 \cdot 35,0)^{1/3} +$$

$$+ 0,15 \cdot 0,000] \cdot 0,750 \cdot 0,242 =$$

$$= 0,140708 \text{ MN} > (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$$

$$= (0,319 + 0,15 \cdot 0,000) \cdot 0,750 \cdot 0,242 =$$

$$= 0,057836 \text{ MN} \Rightarrow V_{Rd,c} = 0,140708 \text{ MN} = 140,708 \text{ kN} <$$

$$< V_{Ed} = 439,593 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Smykovou výztuž by bylo nutno navrhnout výpočtem.

Římsa při přiměřeném vyztužení účinky táhla nepřenese. Proto je navržen "hák" na římsu takové délky ("hloubky"), aby se "hák" opřel o betonovou konstrukci až v úrovni křídla.

23.2.9. NÁVRH ZAKOTVENÍ TÁHLA - MIMO NOVÉ KŘÍDLO

23.2.9.1. Zatížení a vnitřní síly

$$N_{\max} = 439,593 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

23.2.9.2. Návrh a posouzení konstrukce

Pro zakotvení táhla navrhne příčnou stěnu, na které bude působit pasivní zemní tlak potřebný pro přenesení síly v táhle do zeminy.

Šířka stěny ...	0,750	m
Výška (hloubka) stěny ...	5,000	m

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny - stálé zatížení ...

$$\sigma_p = 17,500 \cdot 5,000 \cdot 3,000 \cdot 0,500 = 131,250 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_p = 0,5 \cdot 131,250 \cdot 5,000 \cdot 0,750 = 246,094 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_p = 17,500 \cdot 3,601 \cdot 3,000 \cdot 0,500 = 94,531 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$\Delta Z_p = 1,00 \cdot 94,531 \cdot 5,000 \cdot 0,750 = 354,492 \text{ kN}$$

Výslednice celkem ...

$$\Sigma Z_p = 246,094 + 354,492 = 600,586 \text{ kN}$$

Posouzení ...

$$\frac{\Sigma Z_p}{\gamma} = \frac{600,586}{1,0} = 600,586 \text{ kN} > 439,593 \text{ kN} \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

Pro vytvoření kotevní stěny se použijí ocelové štětovnice délky min. 9,0 m.

23.2.10. NÁVRH ZAKOTVENÍ DOLNÍHO TÁHLA DO BETONOVÉ KONSTRUKCE

Do povrchu betonové konstrukce (Chaudyho deska, spádový beton) bude zápora zakotvena přes patní plech připevněný ke kotvám vlepeným do dodatečně vyvrtaných otvorů. Betonové konstrukce se opatří vodorovnou výztuží ve směru působící tahové síly.

23.2.10.1. Zatížení a vnitřní síly

Vodorovná síla v patě záporny:

$$V_{\max} = 372,159 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

23.2.10.2. Návrh a posouzení kotev do vyvrtaných otvorů

Aby uložení v patě záporny působilo kloubově, navrhujeme čtyři kotvy umístěné vedle sebe.

Síla na jednu kotvu ...

$$V_{\max,1} = \frac{372,159}{4} = 93,040 \text{ kN}$$

Přípustné napětí v oceli ...

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Průměr kotvy ... $D = 30 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 706,500 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ... $I = 39740,6 \text{ mm}^4$

Statický moment nad N.O. ... $S = 2248,8 \text{ mm}^3$

Posouzení napětí ve smyku ...

$$\tau_a = \frac{93039,8}{30} \cdot \frac{2248,8}{39740,6} =$$

$$175,494 \text{ MPa} < 0,577 \cdot 355,0 = 204,959 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.2.11. NÁVRH VODOROVNÉ VÝZTUŽE PRO ZACHYCENÍ TAHOVÉ SÍLY

23.2.11.1. Zatížení a vnitřní síly (návrhové hodnoty)

Vodorovná síla v patě záporná:

$$N_{\max} = 372,159 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

23.2.11.2. Návrh výztuže

Přípustné napětí ...

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma} = \frac{300,0}{1,0} = 300,0 \text{ MPa}$$

(maximální přípustné napětí je stanoveno tak, aby nedocházelo ke vzniku nadměrných trhlin)

Průměr prutu ... $D = 20 \text{ mm}$

Plocha jednoho prutu ... $A_1 = 314,000 \text{ mm}^2$

Počet prutů ... $n = 4$

Plocha výztuže celkem ... $A = 1256,000 \text{ mm}^2$

Posouzení napětí ...

$$\sigma_s = \frac{372159,38}{1256,000} = 296,305 \text{ kN} < 300,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.2.12. NÁVRH DŘEVĚNÉ VÝPLNĚ

23.2.12.1. Zatížení a vnitřní síly

1) Pažící stěna při horním konci pažení - na výšce 0,5 m:

v tomto pásu pažící stěny předpokládáme i namáhání odstředivou silou, bočními rázy a větrem.

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 0,500 \quad 17,500 \quad 0,500 = 4,375 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad \frac{0,000}{0,500} = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

Boční rázy - uvažujeme je roznesené na délku 1,5 m ...

$$\frac{0,000}{0,500 \quad 1,500} = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad \frac{0,000}{0,500} = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení horního pruhu pažení celkem ...

$$\begin{array}{ccccccccc} 1,35 & 4,375 & + & 1,50 & 0,000 & + & 1,50 & 0,000 & = \\ & & & & & & & & \\ = & 5,906 & & & & & & & \text{kN/m/m} \end{array}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{5,906 \quad 1,500}{8} = 1,661 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{5,906 \quad 1,500}{2} = 4,430 \text{ kN/m}$$

2) Pažící stěna u dna stavební jámy:

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 42,000 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení dolního pruhu pažení celkem ...

$$1,35 \quad 42,000 \quad + \quad 1,50 \quad 31,510 \quad = \quad 103,966 \quad \text{kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{103,966 \quad 1,500}{8} = 29,240 \quad \text{kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{103,966 \quad 1,500}{2} = 77,974 \quad \text{kN/m}$$

23.2.12.2. Návrh a posouzení průřezu - ohyb

Tloušťka dřevěné výplně ... 0,100 m

$$\text{Průřezový modul ... } W = \frac{1,000 \quad 0,100 \quad 0,100}{6} = 0,001667 \quad \text{m}^3/\text{m}$$

Ověříme průřez uprostřed rozpětí mostovky, kde vznikají největší ohybové momenty.

Podle [60], čl. 6.1.6, musí být splněny následující podmínky:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00, \text{ kde:}$$

$\sigma_{m,y,d}$ a $\sigma_{m,z,d}$ jsou návrhová napětí v ohybu k hlavním osám průřezu,

$f_{m,y,d}$ a $f_{m,z,d}$ jsou odpovídající návrhové pevnosti v ohybu,

k_m je součinitel, který bere v úvahu redistribuci napětí a vliv nehomogenit materiálů v průřezu. Hodnota součinitele se má uvažovat následovně:

pro rostlé dřevo, lepené lamelové dřevo a LVL:

obdélníkové průřezy ...	$k_m =$	0,70
ostatní průřezy ...	$k_m =$	1,00

pro ostatní konstrukční výrobky na bázi dřeva,
pro všechny průřezy:

$$k_m = 1,00$$

v našem případě ... $k_m = 0,70$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,02924}{0,001667} = 17,544 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

Rozhodující posouzení:

$f_{m,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{m,d} = 0,80 \cdot \frac{24,000}{1,000} = 19,200 \text{ MPa}$$

$$\frac{17,544}{19,200} + 0,70 \cdot \frac{0,000}{19,200} = 0,914 < 1,00 \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

23.2.12.3. Návrh a posouzení průřezu - smyk

(podle [60], Změna A1/2009, čl. 6.1.7)

$f_{v,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{v,d} = 0,80 \cdot \frac{4,000}{1,000} = 3,200 \text{ MPa}$$

Pro smyk se složkou napětí rovnoběžně s vlákny i pro smyk s oběma složkami napětí kolmo k vláknům musí být splněna následující podmínka:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \text{ kde:}$$

τ_d je návrhové napětí ve smyku,

$f_{v,d}$ je návrhová pevnost ve smyku pro příslušný případ.

Pro ověření smykové únosnosti prvků v ohybu se má uvážit vliv trhlin použitím účinné šířky prvku

$$b_{ef} = k_{cr} b, \text{ kde:}$$

b je šířka příslušného průřezu prvku,
 $k_{cr} = 0,67$ (pro rostlé dřevo)

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 77,974 = 116,961 \text{ kN/m}$$

$$t = 0,100 \text{ m}$$

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$b_{ef} = 0,67 \cdot 1,000 = 0,670 \text{ m}$$

$$S = 0,000838 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$I = 5,58E-05 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$\tau_d = \frac{0,116961}{0,670} \cdot \frac{0,000838}{5,58E-05} = 2,619 \text{ MPa} < 3,200$$

=> VYHOVÍ

23.3. NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 2

23.3.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27] :

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	30,000	°
soudržnost ...	$c_k =$	0,000	MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0175	MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0175	MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,25
pro soudržnost ...	1,25
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	24,0	° =	0,418879	rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa		
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175	MN/m ³		
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175	MN/m ³		

23.3.2. ZATÍŽENÍ

23.3.2.1. Svislé pohyblivé zatížení - ekvivalentní zatížení na zemní těleso

Pro globální účinky lze ekvivalentní charakteristické hodnoty svislého zatížení od železniční dopravy na zemní těleso pod kolejí nebo blízko koleje uvažovat jako odpovídající Modelu zatížení 71 (nebo klasifikovanému svislému zatížení, pokud se požaduje) a SW/2, pokud se požaduje rovnoměrně rozdělenému na šířku 3,00 m v úrovni 0,7 m pod pojížděnou plochou koleje.

Pro toto zatížení se nemusí použít žádný dynamický součinitel nebo zvětšení.

Pro návrh lokálních prvků blízko koleje (např. stěny ohraničující kolejové lože) se má provést zvláštní výpočet, ve kterém se uvažuje maximální lokální svislé, podélné a příčné zatížení prvků železniční dopravou.

V tomto případě pro přitížení zemního tělesa uvažujeme klasifikovaný Model zatížení 71, roznesený na šířku 3,000 m.

Spojitě rovnoměrné přitížení povrchu ...

$$p_Q = \frac{189,063}{3,000} = 63,021 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 63,021 / 17,500 = 3,601 \text{ m}$$

23.3.2.2. Odstředivé síly

Vzhledem ke směru zakřivení koleje se u této pažící stěny odstředivé síly neprojeví.

$$q_{tk} = 0,000 \text{ kN/m}$$

23.3.2.3. Boční rázy

Boční ráz se musí uvažovat jako osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje. Musí se uvažovat, že působí jak na přímou kolej, tak an kolej v oblouku.

$$\text{Charakteristická hodnota bočního rázu ... } Q_{sk} = 100,0 \text{ kN}$$

Charakteristická hodnota bočního rázu se nesmí násobit součiniteli ϕ a f .

$$\text{Boční ráz se má násobit součinitelem } \alpha \dots 1,21 \cdot 100,0 = 121,0 \text{ kN}$$

Boční ráz se musí vždy kombinovat se svislým zatížením dopravou.

23.3.2.4. Zemní tlak - stálé zatížení

Aby se minimalizovaly deformace tělesa pod pojižděnou kolejí, bude pažení navrženo na zemní tlak v klidu. U zemního tlaku v klidu nelze provádět redistribuci zemního tlaku po výšce kotvené pažící konstrukce.

Vzhledem k uspořádání stavební jámy bude pažící stěna zajištěna kotvením při horním a při dolním okraji pažení.

Výška pažící stěny nade dnem jámy ...	4,800	m
Hloubka vetknutí pažící stěny pode dnem jámy ...	1,000	m
Osová vzdálenost zápor ...	1,500	m
Průměr "pilot" - zabetonovaných dolních částí vrtů pro zápor	0,600	m

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 24,0^\circ = 0,593$$

Zemní tlak v klidu v úrovni dna stavební jámy:

$$\sigma_{0,1} = 0,593 \cdot 17,500 + 4,800 = 49,834 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,1} = 0,5 \cdot 49,834 + 4,800 \cdot 1,500 = 179,403 \text{ kN}$$

Zemní tlak v klidu v úrovni paty pažení:

$$\begin{aligned} \sigma_{0,2} &= 0,593 \cdot (17,500 + 4,800 + 17,500 + 1,000) = \\ &= 60,216 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,2} = \frac{49,834 + 60,216}{2} \cdot 1,000 + 0,600 = 33,015 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak před stěnou:

Pasivní zemní tlak se spočítá podle vztahu:

$$\sigma_p = \sigma_z K_p \psi, \text{ kde:}$$

$$\sigma_z \text{ je geostatické napětí, } \sigma_z = \gamma_z h$$

$$K_p \text{ je součinitel pasivního zemního tlaku,}$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{24,0}{2}) = 2,371$$

$$\psi \text{ je zmenšovací součinitel podle [27] ...}$$

$$\psi = 0,500 \quad (\text{cca pro } \phi = 30^\circ)$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny ...

$$\sigma_{p,2} = 17,500 \cdot 1,000 \cdot 2,371 \cdot 0,500 = 20,748 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{p,2} = 0,5 \cdot 20,748 \cdot 1,000 \cdot 0,600 = 6,224 \text{ kN}$$

Zachycení účinků zemního tlaku:

Předpokládáme kotvení v úrovni horního i dolního konce pažící stěny. Stěnu z tohoto hlediska uvažujeme přibližně jako prostý nosník o rozpětí, které odpovídá hloubce jámy, zatížený spojitým trojúhelníkovým zatížením (zemním tlakem v klidu).

Reakce nosníku na horním i dolním okraji pažení budou zachyceny kotvením. Na dolním okraji bude příznivě působit i pasivní zemní tlak před záporami.

Výslednice zemního tlaku v klidu nade dnem jámy na jednu záporu ...

$$Z_{0,1} = 179,403 \text{ kN}$$

Síla na kotvení na horním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,\text{kotv}} = \frac{1}{3} \cdot 179,403 = 59,801 \text{ kN/jednu záporu}$$

Síla působící při dolním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,\text{dolní}} = \frac{2}{3} \cdot 179,403 = 119,602 \text{ kN/jednu záporu}$$

Celková síla od zemního tlaku v klidu v úrovni dna jámy ...

$$Z_{0,dolní} = 119,602 + 33,015 = 152,617 \text{ kN}$$

Pasivní tlak působící na čelní stranu stěny ...

$$Z_{p,2} = 6,224 \text{ kN}$$

23.2.2.5. Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 0,593$$

Zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení:

$$\Delta\sigma_0 = 0,593 \cdot 3,601 \cdot 17,500 = 37,388 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi povrchem a dnem jámy:

$$\Delta Z_0 = 37,388 \cdot 4,800 \cdot 1,500 = 269,193 \text{ kN}$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi dnem jámy a patou stěny:

$$\Delta Z_0 = 37,388 \cdot 1,000 \cdot 0,600 = 22,433 \text{ kN}$$

$$\text{Síla na horní kotvení ...} \quad 0,500 \quad 269,193 \quad = \quad 134,597 \text{ kN}$$

$$\text{Síla na dolní kotvení ...} \quad 0,500 \quad 269,193 \quad + \quad 22,433 \quad = \quad 157,029 \text{ kN}$$

Celkové účinky zemního tlaku - charakteristické hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,00 \quad 59,801 \quad + \quad 1,00 \quad 134,597 \quad = \quad 194,398 \text{ kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,00 \quad 152,617 \quad + \quad 1,00 \quad 157,029 \quad = \quad 309,646 \text{ kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$\frac{6,224}{1,000} = 6,224 \text{ kN} < 309,646 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

(síla bude zachycena kotvením)

Celkové účinky zemního tlaku - návrhové hodnoty hodnoty:

Horní kotvení ...

$$1,00 \quad 59,801 \quad + \quad 1,30 \quad 134,597 \quad = \quad 234,777 \text{ kN}$$

Dolní kotvení ...

$$1,00 \quad 152,617 \quad + \quad 1,30 \quad 157,029 \quad = \quad 356,755 \text{ kN}$$

Pasivní tlak před stěnou ...

$$1,00 \quad 6,224 \quad = \quad 6,224 \text{ kN}$$

Posouzení "zemní rozpěry" ...

$$\frac{6,224}{1,000} = 6,224 \text{ kN} < 356,755 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

(síla bude zachycena kotvením)

23.3.2.6. Zatížení větrem

Převezmeme hodnotu zatížení větrem podle kapitoly
na pás pohyblivého zatížení výšky 4,0 m:

Zatížení budeme uvažovat

$$f_w = 0,5 \quad 1,25 \quad 25,0^z \quad 5,659 \quad 4,000 =$$
$$= 8842,8693 \text{ N/m} = 8,843 \text{ kN/m}$$

23.3.3. NÁVRH HORNÍ PŘEVÁZKY

Převázky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

23.3.3.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporny působí:

$$\text{Účinky zemního tlaku ...} \quad Z_k = 194,398 \text{ kN}$$

$$Z_d = 234,777 \text{ kN}$$

$$\text{Odstředivá síla ... } O_k = 0,000 \cdot 1,500 = 0,000 \text{ kN}$$

$$\text{Boční rázy ... } B_k = 121,000 \text{ kN}$$

$$\text{Zatížení větrem ... } W_k = 8,843 \cdot 1,500 = 13,264 \text{ kN}$$

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 234,777 + 1,30 \cdot 134,264 = 409,320 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1 \cdot 409,320 = 409,320 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převázce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 409,320 \cdot 1,500 = 115,121 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převázce:

$$V_d = \frac{409,320}{1} = 409,320 \text{ kN}$$

23.3.3.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{1,15\text{E}+08}{355,0} = 3,24\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převázku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":

Výška průřezu ... 220 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 245000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{1,15E+08}{2 \cdot 245000,0} =$$
$$= 234,941 \text{ MPa} < 355,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.3.4. NÁVRH DOLNÍ PŘEVÁZKY

Převázky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

23.3.4.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporny působí:

Účinky zemního tlaku ... $Z_k = 309,646 \text{ kN}$

$Z_d = 356,755 \text{ kN}$

Odstředivá síla ... $O_k = 0,000 \text{ kN}$

Boční rázy ... $B_k = 0,000 \text{ kN}$

Zatížení větrem ... $W_k = 0,000 \text{ kN}$

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 356,755 + 1,30 \cdot 0,000 = 356,755 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1 \cdot 356,755 = 356,755 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převážce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 356,755 \cdot 1,500 = 100,337 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převážce:

$$V_d = \frac{356,755}{1} = 356,755 \text{ kN}$$

23.3.4.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převážky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{1,00\text{E}+08}{355,0} = 2,83\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převážku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":

Výška průřezu ... 220 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 245000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{1,00\text{E}+08}{2 \cdot 245000,0} = \\ &= 204,770 \text{ MPa} < 355,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

23.3.5. NÁVRH ZÁPORY

Protože maximální ohybový moment lze očekávat na volné výšce záporu, navrhujeme záporu mírně přibližně jako prostý nosník zatížení spojitým lichoběžníkovým zatížením od zemního tlaku.

23.3.5.1. Zatížení a vnitřní síly

Zápora je namáhána od stálého zatížení trojúhelníkovým spojitým zatížením, od zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení spojitým rovnoměrným zatížením.

Maximální ohybový moment od spojitého rovnoměrného zatížení vzniká uprostřed rozpětí, maximální moment od trojúhelníkového zatížení vzniká ve vzdálenost $0,423L$ od podpory => místa maximálních momentů jsou velmi blízko, budeme uvažovat součet maximálních hodnot momentů (jsme mírně na straně bezpečné).

Maximální ohybový moment - trojúhelníkové zatížení (podle [39]):

zatížení na jednu záporu (stálé) ... $49,834 \cdot 1,500 = 74,75118 \text{ kN/m}$

$$M_{\max,3} = \frac{gL^2}{15,59} = \frac{74,75118 \cdot 4,800^2}{15,59} = 110,473 \text{ kNm}$$

Maximální ohybový moment - spojitě rovnoměrné zatížení:

zatížení na jednu záporu (proměnné) ... $37,388 \cdot 1,500 = 56,082 \text{ kN/m}$

$$M_{\max,\text{rovn}} = \frac{qL^2}{8} = \frac{56,082 \cdot 4,800^2}{8} = 161,516 \text{ kNm}$$

Ohybový moment v zápoře celkem - návrhová hodnota:

$$M_d = 1,00 \cdot 110,473 + 1,30 \cdot 161,516 = 320,443 \text{ kNm}$$

23.3.5.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{3,20\text{E}+08}{355,0} = 9,03\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhne ocelový válcovaný nosník o průřezu tvaru "I":

Výška průřezu ... 360 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 1090000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhne průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{3,20E+08}{1 \cdot 1090000} =$$
$$= 293,985 \text{ MPa} < 355,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.3.6. NÁVRH HORNÍHO TÁHLA

V této fázi výstavby se použijí táhla z tyčové oceli, umístěná při horním konci záporové stěny a připojené k římse na opačné straně mostu.

Maximální tahová síla v táhle - viz kap. 23.3.3.1. ...

$$N_{\max} = 409,320 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\lim} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460,0}{1,0} = 460,0 \text{ MPa}$$

Navržený průměr táhla ... $D = 36 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 1017,360 \text{ mm}^2$

Napětí v táhle ...

$$\sigma_a = \frac{409320,15}{1017,360} = 402,336 \text{ MPa} < 460,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.3.7. NÁVRH ZAKOTVENÍ HORNÍHO TÁHLA DO ŘÍMSY NA KŘÍDLE ("HÁKU")

Táhlo bude zakotveno do římsy na křídle opěry pomocí "háku", který bude na římsu nasazen "shora".

Následujícími výpočty bylo ověřeno, že římsa při přiměřeném vyztužení účinky táhla nepřenese. Proto je hák navržen takové délky ("hloubky"), aby bylo možno ho opřít z vnější strany mostu až v úrovni křídla.

"Hák" bude o betonovou konstrukci opřen přes pružnou podložku - plastovou nebo z tvrdého dřeva.

23.3.7.1. Zatížení a vnitřní síly (návrhové hodnoty)

$$N_{\max} = 409,320 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 409,320 \cdot 0,830 = 339,736 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 409,320 \text{ kN}$$

23.3.7.2. Návrh a posouzení konstrukce

Navrhujeme svařovaný průřez tvaru "I":

výška průřezu ...	200	mm
šířka pásnic ...	350	mm
tloušťka pásnic ...	20	mm
výška stojiny ...	160	mm
tloušťka stojiny ...	20	mm

plocha ...	17200	mm ²
moment setrvačnosti ...	1,21E+08	mm ⁴
průřezový modul ...	1206933	mm ³
statický modul na NO ...	694000	mm ³

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Napětí od mimostředného tahu ...

$$\sigma_a = \frac{409320,15}{17200,0} + \frac{3,4E+08}{1206933} = 23,798 + 281,487 =$$

$$= 305,284 \text{ MPa} < 355,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Napětí ve smyku ...

$$\tau_a = \frac{409320,15}{20} \frac{694000}{1,21E+08} =$$

$$117,682 \text{ MPa} < 0,577 \cdot 355,0 = 204,959 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.3.8. NÁVRH ZAKOTVENÍ HORNÍHO TÁHLA DO ŘÍMSY NA KŘÍDLE

Na římsu bude shora nasazen "hák" pro zakotvení horního táhla. Římsou je nutno účinky táhla přenést do křídla.

23.3.8.1. Zatížení a vnitřní síly (návrhové hodnoty)

$$N_{\max} = 409,320 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 409,320 \cdot 1,380 = 564,862 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 409,320 \text{ kN}$$

23.3.8.2. Návrh a posouzení konstrukce

(posouzení železobetonového průřezu římsy ve vetknutí do horního povrchu křídla)

23.3.8.2.1. Návrh průřezu

Obdélníkový průřez ...	$b =$	0,750	m	$A_c =$	0,225	m ²
	$h =$	0,300	m			

Beton:

Třída ...	C35/45	$f_{ctm} =$	3,200	MPa
-----------	--------	-------------	-------	-----

$f_{ck} =$	35,0	MPa	$f_{ctk0,05} =$	2,200	MPa
------------	------	-----	-----------------	-------	-----

$f_{cm} =$	43,0	MPa	$f_{ctk0,95} =$	4,200	MPa
------------	------	-----	-----------------	-------	-----

$$f_{cd} = 0,90 \cdot \frac{35,0}{1,5} = 21,000 \text{ MPa} \quad E_{cm} = 34,000 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

Výztuž:

Třída ... B500B

$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{500,0}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200,0 \text{ GPa}$$

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

$$\text{Průměr prutů ... } \phi = 16 \text{ mm} \quad A_1 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$\text{Počet prutů ... } n = 10,000 \text{ ks}$$

$$\text{Krytí ... } c = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Plocha výztuže ... } A_s = 2009,60 \text{ mm}^2$$

$$\text{Poloha výztuže ... } a = 50 + 8 = 58,0 \text{ mm}$$

$$\text{Účinná výška ... } d = 0,300 - 0,058 = 0,242 \text{ m}$$

$$\text{Mezera mezi pruty ... } s = \frac{750 - 2 \cdot 58}{9,000} = 70,4 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{3,20}{500,0} \cdot 750,0 \cdot 242,0 =$$

$$= 302,02 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 750,0 \cdot 242,0 =$$

$$= 235,95 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 302,02 \text{ mm}^2 <$$

$$< \quad A_{s1} = 2009,60 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 \quad A_c = 0,040 \quad 0,225 = 0,009 \text{ m}^2 =$$

$$= 9000,0 \text{ mm}^2 > 2009,60 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{VYHOVÍ}$$

23.3.8.2.2. Ohyb - MSÚ

Návrhová síla ve výztuži ... $N_{sd} = 0,00201 \cdot 434,783 = 0,874 \text{ MN}$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = \frac{0,874}{21,000} = 0,04161 \text{ m}^2$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{0,874}{0,750 \cdot 21,000} = 0,055 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,055}{0,8} = 0,069 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,069}{0,242} = 0,287 < \xi_{bal} = 0,617 \quad \Rightarrow \quad \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,242 - \frac{0,055}{2} = 0,214 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 0,874 \cdot 0,214 = 0,187 \text{ MNm} <$$

$$< M_{Ed} = 0,565 \text{ MNm} \quad \Rightarrow \quad \text{NEVYHOVÍ}$$

23.3.8.2.3. Smyk - posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ - prvky nevyžadující návrh smykové výztuže výpočtem

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{\text{Rd,c}} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 242,0 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{242} \right)^{1/2} = 1,909 < 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 1,909$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 0,002010 \text{ m}^2$$

$$b_w = 0,750 \text{ m}$$

$$d = 0,242 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{0,002010}{0,750 \cdot 0,242} = 0,011072 < 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,011$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,539 \cdot 5,916 = 0,319$$

$$\sigma_{cp} = N_{\text{Ed}} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{\text{Ed}} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$N_{\text{Ed}} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 0,750 \cdot 0,300 = 0,225 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{0,225} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$< 0,2 \cdot 21,0 = 4,200 \Rightarrow \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{Rd,c}} = & \left[0,12 \cdot 1,909 \cdot (100 \cdot 0,011 \cdot 35,0)^{1/3} + \right. \\ & \left. + 0,15 \cdot 0,000 \right] \cdot 0,750 \cdot 0,242 = \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,140708 \text{ MN} > (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = \\
&= (0,319 + 0,15 \cdot 0,000) \cdot 0,750 \cdot 0,242 = \\
&= 0,057836 \text{ MN} \Rightarrow V_{Rd,c} = 0,140708 \text{ MN} = 140,708 \text{ kN} < \\
&< V_{Ed} = 409,320 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}
\end{aligned}$$

Smykovou výztuž by bylo nutno navrhnout výpočtem.

Římsa při přiměřeném vyztužení účinky táhla nepřenese. Proto je navržen "hák" na římsu takové délky ("hloubky"), aby se "hák" opřel o betonovou konstrukci až v úrovni křídla.

23.3.9. NÁVRH ZAKOTVENÍ TÁHLA - MIMO NOVÉ KŘÍDLO

23.3.9.1. Zatížení a vnitřní síly

$$N_{\max} = 409,320 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

23.3.9.2. Návrh a posouzení konstrukce

Pro zakotvení táhla navrhne přičnou stěnu, na které bude působit pasivní zemní tlak potřebný pro přenesení síly v táhle do zeminy.

Šířka stěny ...	0,750	m
Výška (hloubka) stěny ...	5,000	m

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny - stálé zatížení ...

$$\sigma_p = 17,500 \cdot 5,000 \cdot 2,371 \cdot 0,500 = 103,739 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_p = 0,5 \cdot 103,739 \cdot 5,000 \cdot 0,750 = 194,511 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta \sigma_p = 17,500 \cdot 3,601 \cdot 2,371 \cdot 0,500 = 74,717 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$\Delta Z_p = 1,00 \cdot 74,717 \cdot 5,000 \cdot 0,750 = 280,189 \text{ kN}$$

Výslednice celkem ...

$$\Sigma Z_p = 194,511 + 280,189 = 474,700 \text{ kN}$$

Posouzení ...

$$\frac{\Sigma Z_p}{\gamma} = \frac{474,700}{1,0} = 474,700 \text{ kN} > 409,320 \text{ kN} \Rightarrow \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Pro vytvoření kotevní stěny se použijí ocelové štětovnice délky min. 9,0 m.

23.3.10. NÁVRH ZAKOTVENÍ DOLNÍHO TÁHLA DO BETONOVÉ KONSTRUKCE

Do povrchu betonové konstrukce (Chaudyho deska, spádový beton) bude zápora zakotvena přes patní plech připevněný ke kotvám vlepeným do dodatečně vyvrtaných otvorů. Betonové konstrukce se opatří vodorovnou výztuží ve směru působící tahové síly.

23.3.10.1. Zatížení a vnitřní síly

Vodorovná síla v patě záporny:

$$V_{\max} = 356,755 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

23.3.10.2. Návrh a posouzení kotev do vyvrtaných otvorů

Aby uložení v patě záporny působilo kloubově, navrhujeme čtyři kotvy umístěné vedle sebe.

Síla na jednu kotvu ...

$$V_{\max,1} = \frac{356,755}{4} = 89,189 \text{ kN}$$

Přípustné napětí v oceli ...

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Průměr kotvy ... $D = 30 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 706,500 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ... $I = 39740,6 \text{ mm}^4$

Statický moment nad N.O. ... $S = 2248,8 \text{ mm}^3$

Posouzení napětí ve smyku ...

$$\tau_a = \frac{89188,8}{30} \cdot \frac{2248,8}{39740,6} =$$

$$168,230 \text{ MPa} < 0,577 \cdot 355,0 = 204,959 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.3.11. NÁVRH VODOROVNÉ VÝZTUŽE PRO ZACHYCENÍ TAHOVÉ SÍLY

23.3.11.1. Zatížení a vnitřní síly (návrhové hodnoty)

Vodorovná síla v patě záporní:

$$N_{\max} = 356,755 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

23.3.11.2. Návrh výztuže

Přípustné napětí ...

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma} = \frac{300,0}{1,0} = 300,0 \text{ MPa}$$

(maximální přípustné napětí je stanoveno tak, aby nedocházelo ke vzniku nadměrných trhlin)

Průměr prutu ... $D = 20 \text{ mm}$

Plocha jednoho prutu ... $A_1 = 314,000 \text{ mm}^2$

Počet prutů ... $n = 4$

Plocha výztuže celkem ... $A = 1256,000 \text{ mm}^2$

Posouzení napětí ...

$$\sigma_s = \frac{356755,21}{1256,000} = 284,041 \text{ kN} < 300,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.3.12. NÁVRH DŘEVĚNÉ VÝPLNĚ

23.3.12.1. Zatížení a vnitřní síly

1) Pažící stěna při horním konci pažení - na výšce 0,5 m:

v tomto pásu pažící stěny předpokládáme i namáhání odstředivou silou, bočními rázy a větrem.

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 0,593 \cdot 17,500 \cdot 0,500 = 5,191 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 37,388 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad \frac{0,000}{0,500} = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

Boční rázy - uvažujeme je roznesené na délku 1,5 m ...

$$\frac{0,000}{0,500 \cdot 1,500} = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad \frac{0,000}{0,500} = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení horního pruhu pažení celkem ...

$$\begin{aligned} 1,00 \quad 5,191 \quad + \quad 1,30 \quad 0,000 \quad + \quad 1,30 \quad 0,000 \quad = \\ = \quad 5,191 \text{ kN/m/m} \end{aligned}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{5,191 \cdot 1,500^2}{8} = 1,460 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{5,191 + 1,500}{2} = 3,893 \text{ kN/m}$$

2) Pažící stěna u dna stavební jámy:

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 49,834 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 37,388 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení dolního pruhu pažení celkem ...

$$1,00 \cdot 49,834 + 1,30 \cdot 37,388 = 98,438 \text{ kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{98,438 \cdot 1,500}{8} = 27,686 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{98,438 + 1,500}{2} = 73,829 \text{ kN/m}$$

23.3.12.2. Návrh a posouzení průřezu - ohyb

Tloušťka dřevěné výplně ... 0,100 m

$$\text{Průřezový modul ... } W = \frac{1,000 \cdot 0,100 \cdot 0,100}{6} = 0,001667 \text{ m}^3/\text{m}$$

Ověříme průřez uprostřed rozpětí mostovky, kde vznikají největší ohybové momenty.

Podle [60], čl. 6.1.6, musí být splněny následující podmínky:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00, \text{ kde:}$$

$\sigma_{m,y,d}$ a $\sigma_{m,z,d}$ jsou návrhová napětí v ohybu k hlavním osám průřezu,

$f_{m,y,d}$ a $f_{m,z,d}$ jsou odpovídající návrhové pevnosti v ohybu,

k_m je součinitel, který bere v úvahu redistribuci napětí a vliv nehomogenit materiálů v průřezu. Hodnota součinitele se má uvažovat následovně:

pro rostlé dřevo, lepené lamelové dřevo a LVL:

obdélníkové průřezy ...	$k_m =$	0,70
ostatní průřezy ...	$k_m =$	1,00

pro ostatní konstrukční výrobky na bázi dřeva,
pro všechny průřezy:

$$k_m = 1,00$$

v našem případě ... $k_m = 0,70$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,027686}{0,001667} = 16,611 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

Rozhodující posouzení:

$f_{m,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{m,d} = 0,80 \frac{24,000}{1,000} = 19,200 \text{ MPa}$$

$$\frac{16,611}{19,200} + 0,70 \frac{0,000}{19,200} = 0,865 < 1,00 \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

23.3.12.3. Návrh a posouzení průřezu - smyk

(podle [60], Změna A1/2009, čl. 6.1.7)

$f_{v,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{v,d} = 0,80 \frac{4,000}{1,000} = 3,200 \text{ MPa}$$

Pro smyk se složkou napětí rovnoběžně s vlákny i pro smyk s oběma složkami napětí kolmo k vláknům musí být splněna následující podmínka:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \text{ kde:}$$

τ_d je návrhové napětí ve smyku,

$f_{v,d}$ je návrhová pevnost ve smyku pro příslušný případ.

Pro ověření smykové únosnosti prvků v ohybu se má uvážit vliv trhlin použitím účinné šířky prvku

$$b_{ef} = k_{cr} b, \text{ kde:}$$

b je šířka příslušného průřezu prvku,

$$k_{cr} = 0,67 \quad (\text{pro rostlé dřevo})$$

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 73,829 = 110,743 \text{ kN/m}$$

$$t = 0,100 \text{ m}$$

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$b_{ef} = 0,67 \cdot 1,000 = 0,670 \text{ m}$$

$$S = 0,000838 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$I = 5,58E-05 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$\tau_d = \frac{0,110743}{0,670} \cdot \frac{0,000838}{5,58E-05} = 2,479 \text{ MPa} < 3,200$$

=> VYHOVÍ

23.4. NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 2

23.4.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27] :

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	30,000	°
soudržnost ...	$c_k =$	0,000	MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0175	MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0175	MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,00
soudržnost ...	1,00
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	30,0	° =	0,523599	rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa		
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175	MN/m ³		
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175	MN/m ³		

23.4.2. ZATÍŽENÍ

23.4.2.1. Svislé pohyblivé zatížení - ekvivalentní zatížení na zemní těleso

Pro globální účinky lze ekvivalentní charakteristické hodnoty svislého zatížení od železniční dopravy na zemní těleso pod kolejí nebo blízko koleje uvažovat jako odpovídající Modelu zatížení 71 (nebo klasifikovanému svislému zatížení, pokud se požaduje) a SW/2, pokud se požaduje rovnoměrně rozdělenému na šířku 3,00 m v úrovni 0,7 m pod pojížděnou plochou koleje.

Pro toto zatížení se nemusí použít žádný dynamický součinitel nebo zvětšení.

Pro návrh lokálních prvků blízko koleje (např. stěny ohraničující kolejové lože) se má provést zvláštní výpočet, ve kterém se uvažuje maximální lokální svislé, podélné a příčné zatížení prvků železniční dopravou.

V tomto případě pro přetížení zemního tělesa uvažujeme klasifikovaný Model zatížení 71, roznesený na šířku 3,000 m.

Spojitě rovnoměrné přetížení povrchu ...

$$p_Q = \frac{189,063}{3,000} = 63,021 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 63,021 / 17,500 = 3,601 \text{ m}$$

23.4.2.2. Odstředivé síly

Vzhledem ke směru zakřivení koleje se u této pažící stěny odstředivé síly neprojeví.

$$q_{tk} = 0,000 \text{ kN/m}$$

23.4.2.3. Boční rázy

Boční ráz se musí uvažovat jako osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje. Musí se uvažovat, že působí jak na přímou kolej, tak an kolej v oblouku.

Charakteristická hodnota bočního rázu ... $Q_{sk} = 100,0 \text{ kN}$

Charakteristická hodnota bočního rázu se nesmí násobit součiniteli ϕ a f .

Boční ráz se má násobit součinitelem α ... $1,21 \cdot 100,0 = 121,0 \text{ kN}$

Boční ráz se musí vždy kombinovat se svislým zatížením dopravou.

23.4.2.4. Zemní tlak - stálé zatížení

Aby se minimalizovaly deformace tělesa pod poježděnou kolejí, bude pažení navrženo na zemní tlak v klidu. U zemního tlaku v klidu nelze provádět redistribuci zemního tlaku po výšce kotvené pažicí konstrukce.

Vzhledem k uspořádání stavební jámy bude pažicí stěna zajištěna kotvením při horním a při dolním okraji pažení.

Výška pažicí stěny nade dnem jámy ... 4,800 m

Hloubka vetknutí pažicí stěny pode dnem jámy ... 1,000 m

Osová vzdálenost zápor ... 1,500 m

Průměr "pilot" - zabetonovaných dolních částí vrtů pro zápor ... 0,600 m

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30,0^\circ = 0,500$$

Zemní tlak v klidu v úrovni dna stavební jámy:

$$\sigma_{0,1} = 0,500 \cdot 17,500 + 4,800 = 42,000 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,1} = 0,5 \cdot 42,000 + 4,800 \cdot 1,500 = 151,200 \text{ kN}$$

Zemní tlak v klidu v úrovni pažení:

$$\sigma_{0,2} = 0,500 \quad (\quad 17,500 \quad 4,800 \quad + \quad 17,500 \quad 1,000 \quad) =$$

$$= 50,750 \quad \text{kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,2} = \frac{42,000 + 50,750}{2} \cdot 1,000 \cdot 0,600 = 27,825 \quad \text{kN}$$

Pasivní zemní tlak před stěnou:

Pasivní zemní tlak se spočítá podle vztahu:

$$\sigma_p = \sigma_z K_p \psi, \text{ kde:}$$

$$\sigma_z \quad \text{je geostatické napětí,} \quad \sigma_z = \gamma_z h$$

$$K_p \quad \text{je součinitel pasivního zemního tlaku,}$$

$$K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{30,0}{2}) = 3,000$$

$$\psi \quad \text{je zmenšovací součinitel podle} \quad [27] \quad \dots$$

$$\psi = 0,500 \quad (\text{cca pro } \phi = 30^\circ)$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny ...

$$\sigma_{p,2} = 17,500 \quad 1,000 \quad 3,000 \quad 0,500 = 26,250 \quad \text{kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{p,2} = 0,5 \quad 26,250 \quad 1,000 \quad 0,600 = 7,875 \quad \text{kN}$$

Zachycení účinků zemního tlaku:

Předpokládáme kotvení v úrovni horního i dolního konce pažící stěny. Stěnu z tohoto hlediska uvažujeme přibližně jako prostý nosník o rozpětí, které odpovídá hloubce jámy, zatížený spojitým trojúhelníkovým zatížením (zemním tlakem v klidu).

Reakce nosníku na horním i dolním okraji pažení budou zachyceny kotvením. Na dolním okraji bude příznivě působit i pasivní zemní tlak před záporami.

Výslednice zemního tlaku v klidu nade dnem jámy na jednu záporu ...

$$Z_{0,1} = 151,200 \text{ kN}$$

Síla na kotvení na horním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,kotv} = \frac{1}{3} 151,200 = 50,400 \text{ kN/jednu záporu}$$

Síla působící při dolním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,dolní} = \frac{2}{3} 151,200 = 100,800 \text{ kN/jednu záporu}$$

Celková síla od zemního tlaku v klidu v úrovni dna jámy ...

$$Z_{0,dolní} = 100,800 + 27,825 = 128,625 \text{ kN}$$

Pasivní tlak působící na čelní stranu stěny ...

$$Z_{p,2} = 7,875 \text{ kN}$$

23.4.2.5. Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 0,500$$

Zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení:

$$\Delta\sigma_0 = 0,500 \cdot 3,601 \cdot 17,500 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi povrchem a dnem jámy:

$$\Delta Z_0 = 31,510 \cdot 4,800 \cdot 1,500 = 226,875 \text{ kN}$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi dnem jámy a patou stěny:

$$\Delta Z_0 = 31,510 \cdot 1,000 \cdot 0,600 = 18,906 \text{ kN}$$

Síla na horní kotvení ... 0,500 226,875 = 113,438 kN

Síla na dolní kotvení ... 0,500 226,875 + 18,906 = 132,344 kN

Celkové účinky zemního tlaku - charakteristické hodnoty:

Horní kotvení ...

1,00 50,400 + 1,00 113,438 = 163,838 kN

Dolní kotvení ...

1,00 128,625 + 1,00 132,344 = 260,969 kN

Pasivní tlak před stěnou ...

$\frac{7,875}{1,400} = 5,625 \text{ kN} < 260,969 \text{ kN} \Rightarrow$ NEVYHOVÍ
(síla bude zachycena kotvením)

Celkové účinky zemního tlaku - návrhové hodnoty hodnoty:

Horní kotvení ...

1,35 50,400 + 1,50 113,438 = 238,196 kN

Dolní kotvení ...

1,35 128,625 + 1,50 132,344 = 372,159 kN

Pasivní tlak před stěnou ...

1,35 5,625 = 7,594 kN

Posouzení "zemní rozpěry" ...

$\frac{7,594}{1,400} = 5,424 \text{ kN} < 372,159 \text{ kN} \Rightarrow$ NEVYHOVÍ
(síla bude zachycena kotvením)

23.4.2.6. Zatížení větrem

Převezmeme hodnotu zatížení větrem podle kapitoly na pás pohyblivého zatížení výšky 4,0 m:

4.2.3. Zatížení budeme uvažovat

$f_w = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25,0^z = 5,659 \cdot 4,000 =$
 $= 8842,8693 \text{ N/m} = 8,843 \text{ kN/m}$

23.4.3. NÁVRH HORNÍ PŘEVÁZKY

Převázky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

23.4.3.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporny působí:

$$\text{Účinky zemního tlaku ...} \quad Z_k = 163,838 \text{ kN}$$

$$Z_d = 238,196 \text{ kN}$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad O_k = 0,000 \quad 1,500 = 0,000 \text{ kN}$$

$$\text{Boční rázy ...} \quad B_k = 121,000 \text{ kN}$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad W_k = 8,843 \quad 1,500 = 13,264 \text{ kN}$$

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 238,196 + 1,50 \cdot 134,264 = 439,593 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1 \cdot 439,593 = 439,593 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převázce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 439,593 \cdot 1,500 = 123,635 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převázce:

$$V_d = \frac{439,593}{1} = 439,593 \text{ kN}$$

23.4.3.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,4} = 253,6 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{1,24\text{E}+08}{253,6} = 4,88\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převážku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":

Výška průřezu ... 220 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 245000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{1,24\text{E}+08}{2 \cdot 245000,0} = \\ &= 252,317 \text{ MPa} < 253,571 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

23.4.4. NÁVRH DOLNÍ PŘEVÁZKY

Převázky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

23.4.4.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporné působí:

Účinky zemního tlaku ... $Z_k = 260,969 \text{ kN}$

$Z_d = 372,159 \text{ kN}$

Odstředivá síla ...	$O_k =$	0,000	kN
Boční rázy ...	$B_k =$	0,000	kN
Zatížení větrem ...	$W_k =$	0,000	kN

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 372,159 + 1,50 \cdot 0,000 = 372,159 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1 \cdot 372,159 = 372,159 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převázce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 372,159 \cdot 1,500 = 104,670 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převázce:

$$V_d = \frac{372,159}{1} = 372,159 \text{ kN}$$

23.4.4.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,4} = 253,6 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{1,05\text{E}+08}{253,6} = 4,13\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převázku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":

Výška průřezu ... 220 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ...

$$W_{y,el} = 245000,0 \text{ mm}^3$$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{1,05E+08}{2 \cdot 245000,0} =$$
$$= 213,612 \text{ MPa} < 253,571 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.4.5. NÁVRH ZÁPORY

Protože maximální ohybový moment lze očekávat na volné výšce zápory, navrhujeme záporu mírně přibližně jako prostý nosník zatížení spojitým lichoběžníkovým zatížením od zemního tlaku.

23.4.5.1. Zatížení a vnitřní síly

Zápory je namáhána od stálého zatížení trojúhelníkovým spojitým zatížením, od zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení spojitým rovnoměrným zatížením.

Maximální ohybový moment od spojitého rovnoměrného zatížení vzniká uprostřed rozpětí, maximální moment od trojúhelníkového zatížení vzniká ve vzdálenost $0,423L$ od podpory => místa maximálních momentů jsou velmi blízko, budeme uvažovat součet maximálních hodnot momentů (jsme mírně na straně bezpečné).

Maximální ohybový moment - trojúhelníkové zatížení (podle [39]):

$$\text{zatížení na jednu záporu (stálé)} \dots 42,000 \quad 1,500 \quad = \quad 63 \quad \text{kN/m}$$

$$M_{\max,3} = \frac{gL^2}{15,59} = \frac{63 \cdot 4,800^2}{15,59} = 93,106 \text{ kNm}$$

Maximální ohybový moment - spojitě rovnoměrné zatížení:

$$\text{zatížení na jednu záporu (proměnné)} \dots 31,510 \quad 1,500 \quad = \quad 47,266 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max,rovn} = \frac{qL^2}{8} = \frac{47,266 \cdot 4,800^2}{8} = 136,125 \text{ kNm}$$

Ohybový moment v zápoře celkem - návrhová hodnota:

$$M_d = 1,35 \cdot 93,106 + 1,50 \cdot 136,125 = 329,880 \text{ kNm}$$

23.4.5.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{3,30\text{E}+08}{253,6} = 1,30\text{E}+06 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme ocelový válcovaný nosník o průřezu tvaru "I":

Výška průřezu ... 360 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 1090000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{3,30\text{E}+08}{1 \cdot 1090000} =$$
$$= 302,643 \text{ MPa} > 253,571 \text{ MPa} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

23.4.6. NÁVRH HORNÍHO TÁHLA

V této fázi výstavby se použijí táhla z tyčové oceli, umístěná při horním konci záporové stěny a připojené k římse na opačné straně mostu.

Maximální tahová síla v táhle - viz kap. 23.4.3.1. ...

$$N_{\text{max}} = 439,593 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460,0}{1,4} = 328,6 \text{ MPa}$$

Navržený průměr táhla ... $D = 36 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 1017,360 \text{ mm}^2$

Napětí v táhle ...

$$\sigma_a = \frac{439592,71}{1017,360} = 432,092 \text{ MPa} > 328,571 \text{ MPa} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

23.4.7. NÁVRH ZAKOTVENÍ HORNÍHO TÁHLA DO ŘÍMSY NA KŘÍDLE ("HÁKU")

Táhlo bude zakotveno do římsy na křídle opěry pomocí "háku", který bude na římsu nasazen "shora".

Následujícími výpočty bylo ověřeno, že římsa při přiměřeném vyztužení účinky táhla nepřenese. Proto je hák navržen takové délky ("hloubky"), aby bylo možno ho opřít z vnější strany mostu až v úrovni křídla.

"Hák" bude o betonovou konstrukci opřen přes pružnou podložku - plastovou nebo z tvrdého dřeva.

23.4.7.1. Zatížení a vnitřní síly (návrhové hodnoty)

$$N_{\max} = 439,593 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 439,593 \cdot 0,830 = 364,862 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 439,593 \text{ kN}$$

23.4.7.2. Návrh a posouzení konstrukce

Navrhujeme svařovaný průřez tvaru "I":

výška průřezu ...	200	mm
šířka pásnic ...	350	mm
tloušťka pásnic ...	20	mm
výška stojiny ...	160	mm
tloušťka stojiny ...	20	mm
plocha ...	17200	mm ²
moment setrvačnosti ...	1,21E+08	mm ⁴
průřezový modul ...	1206933	mm ³
statický modul na NO ...	694000	mm ³

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,4} = 253,6 \text{ MPa}$$

Napětí od mimostředného tahu ...

$$\sigma_a = \frac{439592,71}{17200,0} + \frac{3,65E+08}{1206933} = 25,558 + 302,305 =$$

$$= 327,863 \text{ MPa} > 253,571 \text{ MPa} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Napětí ve smyku ...

$$\tau_a = \frac{439592,71}{20} \frac{694000}{1,21E+08} =$$

$$126,385 \text{ MPa} < 0,577 \cdot 253,6 = 146,400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.4.8. NÁVRH ZAKOTVENÍ HORNÍHO TÁHLA DO ŘÍMSY NA KŘÍDLE

Na římsu bude shora nasazen "hák" pro zakotvení horního táhla. Římsou je nutno účinky táhla přenést do křídla.

23.4.8.1. Zatížení a vnitřní síly (návrhové hodnoty)

$$N_{\text{max}} = 439,593 \text{ kN}$$

$$M_{\text{max}} = 439,593 \cdot 1,380 = 606,638 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{max}} = 439,593 \text{ kN}$$

23.4.8.2. Návrh a posouzení konstrukce

(posouzení železobetonového průřezu římsy ve vetknutí do horního povrchu křídla)

23.4.8.2.1. Návrh průřezu

Obdélníkový průřez ...

$$b = 0,750 \text{ m}$$

$$h = 0,300 \text{ m}$$

$$A_c = 0,225 \text{ m}^2$$

Beton:

Třída ...	C35/45				$f_{ctm} =$	3,200	MPa
$f_{ck} =$	35,0	MPa			$f_{ctk0,05} =$	2,200	MPa
$f_{cm} =$	43,0	MPa			$f_{ctk0,95} =$	4,200	MPa
					$E_{cm} =$	34,000	GPa
$f_{cd} =$	0,90	$\frac{35,0}{1,5}$	=	21,000	MPa		
					$\varepsilon_{cu} =$	0,0035	

Výztuž:

Třída ...	B500B		
$f_{yk} =$	500,0	MPa	
$f_{yd} =$	$\frac{500,0}{1,15}$	=	434,783 MPa
$E_s =$	200,0	GPa	

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

Průměr prutů ...	$\phi =$	16	mm	$A_1 =$	200,96	mm ²
Počet prutů ...	$n =$	10,000	ks			
Krytí ...	$c =$	50	mm			
Plocha výztuže ...	$A_s =$	2009,60	mm ²			
Poloha výztuže ...	$a =$	50	+	8	=	58,0 mm
Účinná výška ...	$d =$	0,300	-	0,058	=	0,242 m
Mezera mezi pruty ...	$s =$	$\frac{750}{9,000}$	-	2	58	= 70,4 mm

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 750,0 \cdot 242,0 =$$

$$= 302,02 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 750,0 \cdot 242,0 =$$

$$= 235,95 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 302,02 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{s1} = 2009,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,225 = 0,009 \text{ m}^2 =$$

$$= 9000,0 \text{ mm}^2 > 2009,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.4.8.2.2. Ohyb - MSÚ

Návrhová síla ve výztuži ... $N_{sd} = 0,00201 \cdot 434,783 = 0,874 \text{ MN}$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = \frac{0,874}{21,000} = 0,04161 \text{ m}^2$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{0,874}{0,750 \cdot 21,000} = 0,055 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,055}{0,8} = 0,069 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,069}{0,242} = 0,287 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,242 - \frac{0,055}{2} = 0,214 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 0,874 \cdot 0,214 = 0,187 \text{ MNm} <$$

$$< M_{Ed} = 0,607 \text{ MNm} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

**23.4.8.2.3. Smyk - posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ -
prvky nevyžadující návrh smykové výztuže výpočtem**

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad , \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 242,0 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{242} \right)^{1/2} = 1,909 < 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 1,909$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 0,002010 \text{ m}^2$$

$$b_w = 0,750 \text{ m}$$

$$d = 0,242 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{0,002010}{0,750 \cdot 0,242} = 0,011072 < 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,011$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,539 \cdot 5,916 = 0,319$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 0,750 \cdot 0,300 = 0,225 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{0,225} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$\begin{aligned}
 & < 0,2 & 21,0 & = 4,200 & \Rightarrow \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa} \\
 V_{Rd,c} = [& 0,12 & 1,909 & (100 \cdot 0,011 & 35,0)^{1/3} + \\
 & + 0,15 & 0,000 &] & 0,750 & 0,242 & = \\
 = & 0,140708 \text{ MN} & > & (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d & = \\
 = & (0,319 & + 0,15 & 0,000) & 0,750 & 0,242 & = \\
 = & 0,057836 \text{ MN} \Rightarrow V_{Rd,c} = 0,140708 \text{ MN} = 140,708 \text{ kN} & < \\
 < & V_{Ed} = 439,593 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}
 \end{aligned}$$

Smykovou výztuž by bylo nutno navrhnout výpočtem.

Římsa při přiměřeném vyztužení účinky táhla nepřenese. Proto je navržen "hák" na římsu takové délky ("hloubky"), aby se "hák" opřel o betonovou konstrukci až v úrovni křídla.

23.4.9. NÁVRH ZAKOTVENÍ TÁHLA - MIMO NOVÉ KŘÍDLO

23.4.9.1. Zatížení a vnitřní síly

$$N_{max} = 439,593 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

23.4.9.2. Návrh a posouzení konstrukce

Pro zakotvení táhla navrhne příčnou stěnu, na které bude působit pasivní zemní tlak potřebný pro přenesení síly v táhle do zeminy.

$$\begin{aligned}
 \text{Šířka stěny ...} & 0,750 \text{ m} \\
 \text{Výška (hloubka) stěny ...} & 5,000 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny - stálé zatížení ...

$$\sigma_p = 17,500 \cdot 5,000 \cdot 3,000 \cdot 0,500 = 131,250 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_p = 0,5 \cdot 131,250 \cdot 5,000 \cdot 0,750 = 246,094 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_p = 17,500 \cdot 3,601 \cdot 3,000 \cdot 0,500 = 94,531 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$\Delta Z_p = 1,00 \cdot 94,531 \cdot 5,000 \cdot 0,750 = 354,492 \text{ kN}$$

Výslednice celkem ...

$$\Sigma Z_p = 246,094 + 354,492 = 600,586 \text{ kN}$$

Posouzení ...

$$\frac{\Sigma Z_p}{\gamma} = \frac{600,586}{1,4} = 428,990 \text{ kN} < 439,593 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

Pro vytvoření kotevní stěny se použijí ocelové štětovnice délky min. 9,0 m.

23.4.10. NÁVRH ZAKOTVENÍ DOLNÍHO TÁHLA DO BETONOVÉ KONSTRUKCE

Do povrchu betonové konstrukce (Chaudyho deska, spádový beton) bude zápora zakotvena přes patní plech připevněný ke kotvám vlepeným do dodatečně vyvrtaných otvorů. Betonové konstrukce se opatří vodorovnou výztuží ve směru působící tahové síly.

23.4.10.1. Zatížení a vnitřní síly

Vodorovná síla v patě zápory:

$$V_{\max} = 372,159 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

23.4.10.2. Návrh a posouzení kotev do vyvrtaných otvorů

Aby uložení v patě zápory působilo kloubově, navrhujeme čtyři kotvy umístěné vedle sebe.

Síla na jednu kotvu ...

$$V_{\max,1} = \frac{372,159}{4} = 93,040 \text{ kN}$$

Přípustné napětí v oceli ...

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,4} = 253,6 \text{ MPa}$$

Průměr kotvy ... $D = 30 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 706,500 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ... $I = 39740,6 \text{ mm}^4$

Statický moment nad N.O. ... $S = 2248,8 \text{ mm}^3$

Posouzení napětí ve smyku ...

$$\tau_a = \frac{93039,8}{30} \cdot \frac{2248,8}{39740,6} =$$

$$175,494 \text{ MPa} > 0,577 \cdot 253,6 = 146,400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

23.4.11. NÁVRH VODOROVNÉ VÝZTUŽE PRO ZACHYCENÍ TAHOVÉ SÍLY

23.4.11.1. Zatížení a vnitřní síly (návrhové hodnoty)

Vodorovná síla v patě záporny:

$$N_{\max} = 372,159 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

23.4.11.2. Návrh výztuže

Přípustné napětí ...

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma} = \frac{300,0}{1,4} = 214,3 \text{ MPa}$$

(maximální přípustné napětí je stanoveno tak, aby nedocházelo ke vzniku nadměrných trhlin)

Průměr prutu ... $D = 20 \text{ mm}$

Plocha jednoho prutu ... $A_1 = 314,000 \text{ mm}^2$

Počet prutů ... $n = 4$

Plocha výztuže celkem ... $A = 1256,000 \text{ mm}^2$

Posouzení napětí ...

$$\sigma_s = \frac{372159,38}{1256,000} = 296,305 \text{ kN} > 214,286 \text{ kN} \Rightarrow \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

23.4.12. NÁVRH DŘEVĚNÉ VÝPLNĚ

23.4.12.1. Zatížení a vnitřní síly

1) Pažící stěna při horním konci pažení - na výšce 0,5 m:

v tomto pásu pažící stěny předpokládáme i namáhání odstředivou silou, bočními rázy a větrem.

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 0,500 \cdot 17,500 \cdot 0,500 = 4,375 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 31,510 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad \frac{0,000}{0,500} = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

Boční rázy - uvažujeme je roznesené na délku 1,5 m ...

$$\frac{0,000}{0,500 \cdot 1,500} = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad \frac{0,000}{0,500} = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení horního pruhu pažení celkem ...

$$\begin{aligned} 1,35 \quad 4,375 \quad + \quad 1,50 \quad 0,000 \quad + \quad 1,50 \quad 0,000 \quad = \\ = \quad 5,906 \text{ kN/m/m} \end{aligned}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{5,906 \cdot 1,500^2}{8} = 1,661 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{5,906 \quad 1,500}{2} = 4,430 \quad \text{kN/m}$$

2) Pažící stěna u dna stavební jámy:

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 42,000 \quad \text{kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 31,510 \quad \text{kN/m}^2$$

Zatížení dolního pruhu pažení celkem ...

$$1,35 \quad 42,000 \quad + \quad 1,50 \quad 31,510 \quad = \quad 103,966 \quad \text{kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{103,966 \quad 1,500}{8} = 29,240 \quad \text{kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{103,966 \quad 1,500}{2} = 77,974 \quad \text{kN/m}$$

23.4.12.2. Návrh a posouzení průřezu - ohyb

Tloušťka dřevěné výplně ... 0,100 m

$$\text{Průřezový modul ... } W = \frac{1,000 \quad 0,100 \quad 0,100}{6} = 0,001667 \quad \text{m}^3/\text{m}$$

Ověříme průřez uprostřed rozpětí mostovky, kde vznikají největší ohybové momenty.

Podle [60], čl. 6.1.6, musí být splněny následující podmínky:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00, \text{ kde:}$$

$\sigma_{m,y,d}$ a $\sigma_{m,z,d}$ jsou návrhová napětí v ohybu k hlavním osám průřezu,

$f_{m,y,d}$ a $f_{m,z,d}$ jsou odpovídající návrhové pevnosti v ohybu,

k_m je součinitel, který bere v úvahu redistribuci napětí a vliv nehomogenit materiálů v průřezu. Hodnota součinitele se má uvažovat následovně:

pro rostlé dřevo, lepené lamelové dřevo a LVL:

obdélníkové průřezy ... $k_m = 0,70$

ostatní průřezy ... $k_m = 1,00$

pro ostatní konstrukční výrobky na bázi dřeva,
pro všechny průřezy:

$k_m = 1,00$

v našem případě ... $k_m = 0,70$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,02924}{0,001667} = 17,544 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

Rozhodující posouzení:

$f_{m,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{m,d} = 0,80 \frac{24,000}{1,400} = 13,714 \text{ MPa}$$

$$\frac{17,544}{13,714} + 0,70 \frac{0,000}{13,714} = 1,279 > 1,00 \Rightarrow$$

\Rightarrow NEVYHOVÍ

23.4.12.3. Návrh a posouzení průřezu - smyk

(podle [60], Změna A1/2009, čl. 6.1.7)

$f_{v,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{v,d} = 0,80 \frac{4,000}{1,400} = 2,286 \text{ MPa}$$

Pro smyk se složkou napětí rovnoběžně s vlákny i pro smyk s oběma složkami napětí kolmo k vláknům musí být splněna následující podmínka:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \text{ kde:}$$

τ_d je návrhové napětí ve smyku,

$f_{v,d}$ je návrhová pevnost ve smyku pro příslušný případ.

Pro ověření smykové únosnosti prvků v ohybu se má uvážit vliv trhlin použitím účinné šířky prvku

$$b_{ef} = k_{cr} b, \text{ kde:}$$

b je šířka příslušného průřezu prvku,

$$k_{cr} = 0,67 \quad (\text{pro rostlé dřevo})$$

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 77,974 = 116,961 \text{ kN/m}$$

$$t = 0,100 \text{ m}$$

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$b_{ef} = 0,67 \cdot 1,000 = 0,670 \text{ m}$$

$$S = 0,000838 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$I = 5,58E-05 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$\tau_d = \frac{0,116961}{0,670} \cdot \frac{0,000838}{5,58E-05} = 2,619 \text{ MPa} > 2,286$$

=> NEVYHOVÍ

23.5. NÁVRH PAŽENÍ - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 3

23.5.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27] :

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	30,000	°
soudržnost ...	$c_k =$	0,000	MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0175	MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0175	MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,25
soudržnost ...	1,25
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	24,0	° =	0,418879	rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa		
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175	MN/m ³		
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175	MN/m ³		

23.5.2. ZATÍŽENÍ

23.5.2.1. Svislé pohyblivé zatížení - ekvivalentní zatížení na zemní těleso

Pro globální účinky lze ekvivalentní charakteristické hodnoty svislého zatížení od železniční dopravy na zemní těleso pod kolejí nebo blízko koleje uvažovat jako odpovídající Modelu zatížení 71 (nebo klasifikovanému svislému zatížení, pokud se požaduje) a SW/2, pokud se požaduje rovnoměrně rozdělenému na šířku 3,00 m v úrovni 0,7 m pod pojížděnou plochou koleje.

Pro toto zatížení se nemusí použít žádný dynamický součinitel nebo zvětšení.

Pro návrh lokálních prvků blízko koleje (např. stěny ohraničující kolejové lože) se má provést zvláštní výpočet, ve kterém se uvažuje maximální lokální svislé, podélné a příčné zatížení prvků železniční dopravou.

V tomto případě pro přetížení zemního tělesa uvažujeme klasifikovaný Model zatížení 71, roznesený na šířku 3,000 m.

Spojitě rovnoměrné přetížení povrchu ...

$$p_Q = \frac{189,063}{3,000} = 63,021 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 63,021 / 17,500 = 3,601 \text{ m}$$

23.5.2.2. Odstředivé síly

Vzhledem ke směru zakřivení koleje se u této pažící stěny odstředivé síly neprojeví.

$$q_{tk} = 0,000 \text{ kN/m}$$

23.5.2.3. Boční rázy

Boční ráz se musí uvažovat jako osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje. Musí se uvažovat, že působí jak na přímou kolej, tak an kolej v oblouku.

Charakteristická hodnota bočního rázu ... $Q_{sk} = 100,0 \text{ kN}$

Charakteristická hodnota bočního rázu se nesmí násobit součiniteli ϕ a f .

Boční ráz se má násobit součinitelem α ... $1,21 \cdot 100,0 = 121,0 \text{ kN}$

Boční ráz se musí vždy kombinovat se svislým zatížením dopravou.

23.5.2.4. Zemní tlak - stálé zatížení

Aby se minimalizovaly deformace tělesa pod poježděnou kolejí, bude pažení navrženo na zemní tlak v klidu. U zemního tlaku v klidu nelze provádět redistribuci zemního tlaku po výšce kotvené pažící konstrukce.

Vzhledem k uspořádání stavební jámy bude pažící stěna zajištěna kotvením při horním a při dolním okraji pažení.

Výška pažící stěny nade dnem jámy ... 4,800 m

Hloubka vetknutí pažící stěny pode dnem jámy ... 1,000 m

Osová vzdálenost zápor ... 1,500 m

Průměr "pilot" - zabetonovaných dolních částí vrtů pro zápor ... 0,600 m

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 24,0^\circ = 0,593$$

Zemní tlak v klidu v úrovni dna stavební jámy:

$$\sigma_{0,1} = 0,593 \cdot 17,500 \cdot 4,800 = 49,834 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,1} = 0,5 \cdot 49,834 \cdot 4,800 \cdot 1,500 = 179,403 \text{ kN}$$

Zemní tlak v klidu v úrovni pažení:

$$\sigma_{0,2} = 0,593 \left(17,500 \cdot 4,800 + 17,500 \cdot 1,000 \right) = 60,216 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{0,2} = \frac{49,834 + 60,216}{2} \cdot 1,000 \cdot 0,600 = 33,015 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak před stěnou:

Pasivní zemní tlak se spočítá podle vztahu:

$$\sigma_p = \sigma_z K_p \psi, \text{ kde:}$$

$$\sigma_z \text{ je geostatické napětí, } \sigma_z = \gamma_z h$$

$$K_p \text{ je součinitel pasivního zemního tlaku,}$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{24,0}{2}) = 2,371$$

$$\psi \text{ je zmenšovací součinitel podle [27] ...}$$

$$\psi = 0,500 \text{ (cca pro } \phi = 30^\circ)$$

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny ...

$$\sigma_{p,2} = 17,500 \cdot 1,000 \cdot 2,371 \cdot 0,500 = 20,748 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu:

$$Z_{p,2} = 0,5 \cdot 20,748 \cdot 1,000 \cdot 0,600 = 6,224 \text{ kN}$$

Zachycení účinků zemního tlaku:

Předpokládáme kotvení v úrovni horního i dolního konce pažící stěny. Stěnu z tohoto hlediska uvažujeme přibližně jako prostý nosník o rozpětí, které odpovídá hloubce jámy, zatížený spojitým trojúhelníkovým zatížením (zemním tlakem v klidu).

Reakce nosníku na horním i dolním okraji pažení budou zachyceny kotvením. Na dolním okraji bude příznivě působit i pasivní zemní tlak před záporami.

Výslednice zemního tlaku v klidu nade dnem jámy na jednu záporu ...

$$Z_{0,1} = 179,403 \text{ kN}$$

Síla na kotvení na horním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,kotv} = \frac{1}{3} 179,403 = 59,801 \text{ kN/jednu záporu}$$

Síla působící při dolním okraji stěny ...

$$Z_{0,1,dolní} = \frac{2}{3} 179,403 = 119,602 \text{ kN/jednu záporu}$$

Celková síla od zemního tlaku v klidu v úrovni dna jámy ...

$$Z_{0,dolní} = 119,602 + 33,015 = 152,617 \text{ kN}$$

Pasivní tlak působící na čelní stranu stěny ...

$$Z_{p,2} = 6,224 \text{ kN}$$

23.5.2.5. Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení

Zemní tlak v klidu za stěnou:

Součinitel zemního tlaku v klidu:

$$K_0 = 0,593$$

Zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení:

$$\Delta\sigma_0 = 0,593 \cdot 3,601 \cdot 17,500 = 37,388 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi povrchem a dnem jámy:

$$\Delta Z_0 = 37,388 \cdot 4,800 \cdot 1,500 = 269,193 \text{ kN}$$

Výslednice na jednu záporu - tlak mezi dnem jámy a patou stěny:

$$\Delta Z_0 = 37,388 \cdot 1,000 \cdot 0,600 = 22,433 \text{ kN}$$

Síla na horní kotvení ... 0,500 269,193 = 134,597 kN

Síla na dolní kotvení ... 0,500 269,193 + 22,433 = 157,029 kN

Celkové účinky zemního tlaku - charakteristické hodnoty:

Horní kotvení ...

1,00 59,801 + 1,00 134,597 = 194,398 kN

Dolní kotvení ...

1,00 152,617 + 1,00 157,029 = 309,646 kN

Pasivní tlak před stěnou ...

$\frac{6,224}{1,000} = 6,224 \text{ kN} < 309,646 \text{ kN} \Rightarrow$ NEVYHOVÍ
(síla bude zachycena kotvením)

Celkové účinky zemního tlaku - návrhové hodnoty hodnoty:

Horní kotvení ...

1,00 59,801 + 1,50 134,597 = 261,696 kN

Dolní kotvení ...

1,00 152,617 + 1,50 157,029 = 388,161 kN

Pasivní tlak před stěnou ...

1,00 6,224 = 6,224 kN

Posouzení "zemní rozpěry" ...

$\frac{6,224}{1,000} = 6,224 \text{ kN} < 388,161 \text{ kN} \Rightarrow$ NEVYHOVÍ
(síla bude zachycena kotvením)

23.5.2.6. Zatížení větrem

Převezmeme hodnotu zatížení větrem podle kapitoly
na pás pohyblivého zatížení výšky 4,0 m:

Zatížení budeme uvažovat

$f_w = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25,0^z \cdot 5,659 \cdot 4,000 =$
 $= 8842,8693 \text{ N/m} = 8,843 \text{ kN/m}$

23.5.3. NÁVRH HORNÍ PŘEVÁZKY

Převázky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

23.5.3.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporny působí:

$$\text{Účinky zemního tlaku ...} \quad Z_k = 194,398 \text{ kN}$$

$$Z_d = 261,696 \text{ kN}$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad O_k = 0,000 \quad 1,500 = 0,000 \text{ kN}$$

$$\text{Boční rázy ...} \quad B_k = 121,000 \text{ kN}$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad W_k = 8,843 \quad 1,500 = 13,264 \text{ kN}$$

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 261,696 + 1,50 \cdot 134,264 = 463,092 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1 \cdot 463,092 = 463,092 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převázce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 463,092 \cdot 1,500 = 130,245 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převázce:

$$V_d = \frac{463,092}{1} = 463,092 \text{ kN}$$

23.5.3.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{1,30\text{E}+08}{355,0} = 3,67\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převážku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":

Výška průřezu ... 220 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 245000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{1,30\text{E}+08}{2 \cdot 245000,0} = \\ &= 265,806 \text{ MPa} < 355,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

23.5.4. NÁVRH DOLNÍ PŘEVÁZKY

Převázky uvažujeme jako prostý nosník zatížený ve čtvrtinách rozpětí osamělými silami (silami v kotvě).

23.5.4.1. Zatížení a vnitřní síly

V místě jedné záporné působí:

Účinky zemního tlaku ... $Z_k = 309,646 \text{ kN}$

$Z_d = 388,161 \text{ kN}$

Odstředivá síla ...	$O_k =$	0,000	kN
Boční rázy ...	$B_k =$	0,000	kN
Zatížení větrem ...	$W_k =$	0,000	kN

Součet - návrhová hodnota:

$$F_d = 388,161 + 1,50 \cdot 0,000 = 388,161 \text{ kN}$$

Síla v kotvě:

$$K_d = 1 \cdot 388,161 = 388,161 \text{ kN}$$

Ohybový moment v převázce:

$$M_d = \frac{3}{16} \cdot 388,161 \cdot 1,500 = 109,170 \text{ kNm}$$

Posouvající síla v převázce:

$$V_d = \frac{388,161}{1} = 388,161 \text{ kN}$$

23.5.4.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{1,09\text{E}+08}{355,0} = 3,08\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme převázku složenou ze dvou válcovaných nosníků průřezu "U":
 Výška průřezu ... 220 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ...

$$W_{y,el} = 245000,0 \text{ mm}^3$$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\sigma_a = \frac{1,09E+08}{2 \cdot 245000,0} =$$
$$= 222,797 \text{ MPa} < 355,000 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.5.5. NÁVRH ZÁPORY

Protože maximální ohybový moment lze očekávat na volné výšce zápory, navrhujeme záporu mírně přibližně jako prostý nosník zatížení spojitým lichoběžníkovým zatížením od zemního tlaku.

23.5.5.1. Zatížení a vnitřní síly

Zápory je namáhána od stálého zatížení trojúhelníkovým spojitým zatížením, od zvětšení zemního tlaku vlivem svislého pohyblivého zatížení spojitým rovnoměrným zatížením.

Maximální ohybový moment od spojitého rovnoměrného zatížení vzniká uprostřed rozpětí, maximální moment od trojúhelníkového zatížení vzniká ve vzdálenost $0,423L$ od podpory \Rightarrow místa maximálních momentů jsou velmi blízko, budeme uvažovat součet maximálních hodnot momentů (jsme mírně na straně bezpečné).

Maximální ohybový moment - trojúhelníkové zatížení (podle [39]):

$$\text{zatížení na jednu záporu (stálé)} \dots 49,834 \cdot 1,500 = 74,75118 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max,3} = \frac{gL^2}{15,59} = \frac{74,75118 \cdot 4,800^2}{15,59} = 110,473 \text{ kNm}$$

Maximální ohybový moment - spojitě rovnoměrné zatížení:

$$\text{zatížení na jednu záporu (proměnné)} \dots 37,388 \cdot 1,500 = 56,082 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max,rovn} = \frac{qL^2}{8} = \frac{56,082 \cdot 4,800^2}{8} = 161,516 \text{ kNm}$$

Ohybový moment v zápoře celkem - návrhová hodnota:

$$M_d = 1,00 \cdot 110,473 + 1,50 \cdot 161,516 = 352,746 \text{ kNm}$$

23.5.5.2. Návrh a posouzení průřezu

Návrh provedeme z hlediska MSÚ - jedná se v daném případě o rozhodující posouzení.

Nutný průřezový modul převázky:

$$W_{\text{nut}} = \frac{3,53\text{E}+08}{355,0} = 9,94\text{E}+05 \text{ mm}^3$$

Navrhujeme ocelový válcovaný nosník o průřezu tvaru "I":

Výška průřezu ... 360 mm

Průřezový modul jednoho nosníku - pružný ... $W_{y,el} = 1090000,0 \text{ mm}^3$

V tomto stádiu projektu navrhujeme průřez pružně - jsme mírně na straně bezpečné.

Normálové napětí v průřezu ...

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{3,53\text{E}+08}{1 \cdot 1090000} = \\ &= 323,621 \text{ MPa} < 355,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

23.5.6. NÁVRH HORNÍHO TÁHLA

V této fázi výstavby se použijí táhla z tyčové oceli, umístěná při horním konci záporové stěny a připojená k římse na opačné straně mostu.

Maximální tahová síla v táhle - viz kap. 23.5.3.1. ...

$$N_{\text{max}} = 463,092 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460,0}{1,0} = 460,0 \text{ MPa}$$

Navržený průměr táhla ... $D = 36 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 1017,360 \text{ mm}^2$

Napětí v táhle ...

$$\sigma_a = \frac{463092,34}{1017,360} = 455,190 \text{ MPa} < 460,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.5.7. NÁVRH ZAKOTVENÍ HORNÍHO TÁHLA DO ŘÍMSY NA KŘÍDLE

Táhlo bude zakotveno do římsy na křídle opěry pomocí "háku", který bude na římsu nasazen "shora".

Následujícími výpočty bylo ověřeno, že římsa při přiměřeném vyztužení účinky táhla nepřenese. Proto je hák navržen takové délky ("hloubky"), aby bylo možno ho opřít z vnější strany mostu až v úrovni křídla.

"Hák" bude o betonovou konstrukci opřen přes pružnou podložku - plastovou nebo z tvrdého dřeva.

23.5.7.1. Zatížení a vnitřní síly (návrhové hodnoty)

$$N_{\max} = 463,092 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 463,092 \cdot 0,830 = 384,367 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 463,092 \text{ kN}$$

23.5.7.2. Návrh a posouzení konstrukce

Navrhujeme svařovaný průřez tvaru "I":

výška průřezu ...	200	mm
šířka pásnic ...	350	mm
tloušťka pásnic ...	20	mm
výška stojiny ...	160	mm
tloušťka stojiny ...	20	mm

plocha ...	17200	mm ²
moment setrvačnosti ...	1,21E+08	mm ⁴
průřezový modul ...	1206933	mm ³
statický modul na NO ...	694000	mm ³

Maximální přípustné napětí:

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Napětí od mimostředného tahu ...

$$\sigma_a = \frac{463092,34}{17200,0} + \frac{3,84E+08}{1206933} = 26,924 + 318,466 =$$

$$= 345,389 \text{ MPa} < 355,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Napětí ve smyku ...

$$\tau_a = \frac{463092,34}{20} \frac{694000}{1,21E+08} =$$

$$133,142 \text{ MPa} < 0,577 \cdot 355,0 = 204,959 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.5.8. NÁVRH ZAKOTVENÍ HORNÍHO TÁHLA DO ŘÍMSY NA KŘÍDLE

Na římsu bude shora nasazen "hák" pro zakotvení horního táhla. Římsou je nutno účinky táhla přenést do křídla.

23.5.8.1. Zatížení a vnitřní síly (návrhové hodnoty)

$$N_{\text{max}} = 463,092 \text{ kN}$$

$$M_{\text{max}} = 463,092 \cdot 1,380 = 639,067 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{max}} = 463,092 \text{ kN}$$

23.5.8.2. Návrh a posouzení konstrukce

(posouzení železobetonového průřezu římsy ve vetknutí do horního povrchu křídla)

23.5.8.2.1. Návrh průřezu

Obdélníkový průřez ...	$b =$	0,750	m	$A_c =$	0,225	m^2
	$h =$	0,300	m			

Beton:

Třída ...	C35/45				$f_{ctm} =$	3,200	MPa
$f_{ck} =$	35,0	MPa			$f_{ctk0,05} =$	2,200	MPa
$f_{cm} =$	43,0	MPa			$f_{ctk0,95} =$	4,200	MPa
					$E_{cm} =$	34,000	GPa
$f_{cd} =$	0,90	$\frac{35,0}{1,5}$	=	21,000	MPa		
					$\varepsilon_{cu} =$	0,0035	

Výztuž:

Třída ...	B500B			
$f_{yk} =$	500,0	MPa		
$f_{yd} =$	$\frac{500,0}{1,15}$	=	434,783	MPa
$E_s =$	200,0	GPa		

Poměrné přetvoření v místě lomu pružné a plastické větve návrhového pracovního diagramu ...

$$\varepsilon_{s,pl} = \frac{434,783}{200000} = 0,002174$$

$$\xi_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s,pl}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002174} = 0,617$$

Průměr prutů ...	$\phi =$	16	mm	$A_1 =$	200,96	mm ²
Počet prutů ...	$n =$	10,000	ks			
Krytí ...	$c =$	50	mm			
Plocha výztuže ...	$A_s =$	2009,60	mm ²			
Poloha výztuže ...	$a =$	50	+	8	=	58,0 mm
Účinná výška ...	$d =$	0,300	-	0,058	=	0,242 m
Mezera mezi pruty ...	$s =$	$\frac{750 - 2 \cdot 58}{9,000}$			=	70,4 mm

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{3,20}{500,0} 750,0 \cdot 242,0 =$$

$$= 302,02 \text{ mm}^2 > 0,0013 \cdot 750,0 \cdot 242,0 =$$

$$= 235,95 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{s,min} = 302,02 \text{ mm}^2 <$$

$$< A_{s1} = 2009,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,040 A_c = 0,040 \cdot 0,225 = 0,009 \text{ m}^2 =$$

$$= 9000,0 \text{ mm}^2 > 2009,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.5.8.2.2. Ohyb - MSÚ

Návrhová síla ve výztuži ... $N_{sd} = 0,00201 \cdot 434,783 = 0,874 \text{ MN}$

Tlačená plocha betonu ... $A_{cc} = \frac{0,874}{21,000} = 0,04161 \text{ m}^2$

Výška tlačené oblasti průřezu ...

$$x_u = \frac{0,874}{0,750 \cdot 21,000} = 0,055 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,055}{0,8} = 0,069 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{0,069}{0,242} = 0,287 < \xi_{bal} = 0,617 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

(výztuž je na mezi únosnosti zplastizována)

Rameno vnitřních sil ...

$$z = 0,242 - \frac{0,055}{2} = 0,214 \text{ m}$$

Moment únosnosti ...

$$M_{Rd} = 0,874 \cdot 0,214 = 0,187 \text{ MNm} <$$

$$< M_{Ed} = 0,639 \text{ MNm} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

**23.5.8.2.3. Smyk - posouzení prvku s ohybovými trhlinami na MÚ -
prvky nevyžadující návrh smykové výztuže výpočtem**

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad , \text{ s minimem:}$$

$$V_{Rd,c} = (\nu_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$d = 242,0 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{242} \right)^{1/2} = 1,909 < 2,0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow k = 1,909$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,020$$

$$A_{sl} = 0,002010 \text{ m}^2$$

$$b_w = 0,750 \text{ m}$$

$$d = 0,242 \text{ m}$$

$$\rho_l = \frac{0,002010}{0,750 \cdot 0,242} = 0,011072 < 0,020 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,011$$

$$f_{ck} \dots 35,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\nu_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,539 \cdot 5,916 = 0,319$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (N_{Ed} > 0 \text{ pro tlak})$$

$$f_{cd} \dots 21,0 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0,000 \text{ MN}$$

$$A_c = 0,750 \cdot 0,300 = 0,225 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{0,000}{0,225} = 0,000 \text{ MPa} <$$

$$< 0,2 \quad 21,0 \quad = \quad 4,200 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= [0,12 \quad 1,909 \quad (100 \cdot 0,011 \quad 35,0)^{1/3} + \\
 &+ 0,15 \quad 0,000] \quad 0,750 \quad 0,242 = \\
 &= 0,140708 \text{ MN} > (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = \\
 &= (0,319 + 0,15 \quad 0,000) \quad 0,750 \quad 0,242 = \\
 &= 0,057836 \text{ MN} \Rightarrow V_{Rd,c} = 0,140708 \text{ MN} = 140,708 \text{ kN} < \\
 &< V_{Ed} = 463,092 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}
 \end{aligned}$$

Smykovou výztuž by bylo nutno navrhnout výpočtem.

Římsa při přiměřeném vyztužení účinky táhla nepřenese. Proto je navržen "hák" na římsu takové délky ("hloubky"), aby se "hák" opřel o betonovou konstrukci až v úrovni křídla.

23.5.9. NÁVRH ZAKOTVENÍ TÁHLA - MIMO NOVÉ KŘÍDLO

23.5.9.1. Zatížení a vnitřní síly

$$N_{max} = 463,092 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

23.5.9.2. Návrh a posouzení konstrukce

Pro zakotvení táhla navrhne příčnou stěnu, na které bude působit pasivní zemní tlak potřebný pro přenesení síly v táhle do zeminy.

Šířka stěny ...	0,750	m
Výška (hloubka) stěny ...	5,000	m

Pasivní zemní tlak v úrovni paty stěny - stálé zatížení ...

$$\sigma_p = 17,500 \quad 5,000 \quad 2,371 \quad 0,500 \quad = \quad 103,739 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_p = 0,5 \quad 103,739 \quad 5,000 \quad 0,750 \quad = \quad 194,511 \text{ kN}$$

Pasivní zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_p = 17,500 + 3,601 + 2,371 + 0,500 = 74,717 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$\Delta Z_p = 1,00 + 74,717 + 5,000 + 0,750 = 280,189 \text{ kN}$$

Výslednice celkem ...

$$\Sigma Z_p = 194,511 + 280,189 = 474,700 \text{ kN}$$

Posouzení ...

$$\frac{\Sigma Z_p}{\gamma} = \frac{474,700}{1,0} = 474,700 \text{ kN} > 463,092 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Pro vytvoření kotevní stěny se použijí ocelové štetovnice délky min. 9,0 m.

23.5.10. NÁVRH ZAKOTVENÍ DOLNÍHO TÁHLA DO BETONOVÉ KONSTRUKCE

Do povrchu betonové konstrukce (Chaudyho deska, spádový beton) bude zápora zakotvena přes patní plech připevněný ke kotvám vlepeným do dodatečně vyvrtaných otvorů. Betonové konstrukce se opatří vodorovnou výztuží ve směru působící tahové síly.

23.5.10.1. Zatížení a vnitřní síly

Vodorovná síla v patě záporny:

$$V_{\max} = 388,161 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

23.5.10.2. Návrh a posouzení kotev do vyvrtaných otvorů

Aby uložení v patě záporny působilo kloubově, navrhujeme čtyři kotvy umístěné vedle sebe.

Síla na jednu kotvu ...

$$V_{\max,1} = \frac{388,161}{4} = 97,040 \text{ kN}$$

Přípustné napětí v oceli ...

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$$

Průměr kotvy ... $D = 30 \text{ mm}$

Plocha táhla ... $A = 706,500 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ... $I = 39740,6 \text{ mm}^4$

Statický moment nad N.O. ... $S = 2248,8 \text{ mm}^3$

Posouzení napětí ve smyku ...

$$\tau_a = \frac{97040,3}{30} \cdot \frac{2248,8}{39740,6} =$$

$$183,040 \text{ MPa} < 0,577 \cdot 355,0 = 204,959 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

23.5.11. NÁVRH VODOROVNÉ VÝZTUŽE PRO ZACHYCENÍ TAHOVÉ SÍLY

23.5.11.1. Zatížení a vnitřní síly (návrhové hodnoty)

Vodorovná síla v patě záporny:

$$N_{\text{max}} = 388,161 \text{ kN} \quad (\text{návrhová hodnota})$$

23.5.11.2. Návrh výztuže

Přípustné napětí ...

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{f_{yk}}{\gamma} = \frac{300,0}{1,0} = 300,0 \text{ MPa}$$

(maximální přípustné napětí je stanoveno tak, aby nedocházelo ke vzniku nadměrných trhlin)

Průměr prutu ... $D = 20 \text{ mm}$

Plocha jednoho prutu ... $A_1 = 314,000 \text{ mm}^2$

Počet prutů ... $n = 4$

Plocha výztuže celkem ... $A = 1256,000 \text{ mm}^2$

Posouzení napětí ...

$$\sigma_s = \frac{388161,09}{1256,000} = 309,045 \text{ kN} > 300,000 \text{ kN} \Rightarrow \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

23.5.12. NÁVRH DŘEVĚNÉ VÝPLNĚ

23.5.12.1. Zatížení a vnitřní síly

1) Pažící stěna při horním konci pažení - na výšce 0,5 m:

v tomto pásu pažící stěny předpokládáme i namáhání odstředivou silou, bočními rázy a větrem.

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 0,593 \cdot 17,500 \cdot 0,500 = 5,191 \text{ kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 37,388 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Odstředivá síla ...} \quad \frac{0,000}{0,500} = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

Boční rázy - uvažujeme je roznesené na délku 1,5 m ...

$$\frac{0,000}{0,500 \cdot 1,500} = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zatížení větrem ...} \quad \frac{0,000}{0,500} = 0,000 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení horního pruhu pažení celkem ...

$$\begin{aligned} 1,00 \quad 5,191 \quad + \quad 1,50 \quad 0,000 \quad + \quad 1,50 \quad 0,000 &= \\ = 5,191 \text{ kN/m/m} \end{aligned}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{5,191 \cdot 1,500^2}{8} = 1,460 \text{ kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{5,191 \quad 1,500}{2} = 3,893 \quad \text{kN/m}$$

2) Pažící stěna u dna stavební jámy:

Zemní tlak - stálé zatížení - pro hloubku 0,5 m (stejnou hodnotu uvažujeme v celém pásu) ...

$$\sigma_0 = 49,834 \quad \text{kN/m}^2$$

Zemní tlak - zvětšení vlivem svislého pohyblivého zatížení ...

$$\Delta\sigma_0 = 37,388 \quad \text{kN/m}^2$$

Zatížení dolního pruhu pažení celkem ...

$$1,00 \quad 49,834 \quad + \quad 1,50 \quad 37,388 \quad = \quad 105,916 \quad \text{kN/m/m}$$

Ohybový moment ...

$$M_d = \frac{105,916 \quad 1,500}{8} = 29,789 \quad \text{kNm/m}$$

Posouvající síla ...

$$V_d = \frac{105,916 \quad 1,500}{2} = 79,437 \quad \text{kN/m}$$

23.5.12.2. Návrh a posouzení průřezu - ohyb

Tloušťka dřevěné výplně ... 0,100 m

$$\text{Průřezový modul ... } W = \frac{1,000 \quad 0,100 \quad 0,100}{6} = 0,001667 \quad \text{m}^3/\text{m}$$

Ověříme průřez uprostřed rozpětí mostovky, kde vznikají největší ohybové momenty.

Podle [60], čl. 6.1.6, musí být splněny následující podmínky:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,00 \quad , \text{ kde:}$$

$\sigma_{m,y,d}$ a $\sigma_{m,z,d}$ jsou návrhová napětí v ohybu k hlavním osám průřezu,

$f_{m,y,d}$ a $f_{m,z,d}$ jsou odpovídající návrhové pevnosti v ohybu,

k_m je součinitel, který bere v úvahu redistribuci napětí a vliv nehomogenit materiálů v průřezu. Hodnota součinitele se má uvažovat následovně:

pro rostlé dřevo, lepené lamelové dřevo a LVL:

obdélníkové průřezy ...	$k_m =$	0,70
ostatní průřezy ...	$k_m =$	1,00

pro ostatní konstrukční výrobky na bázi dřeva,
pro všechny průřezy: $k_m = 1,00$

v našem případě ... $k_m = 0,70$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{0,029789}{0,001667} = 17,873 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ MPa}$$

Rozhodující posouzení:

$f_{m,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{m,d} = 0,80 \frac{24,000}{1,000} = 19,200 \text{ MPa}$$

$$\frac{17,873}{19,200} + 0,70 \frac{0,000}{19,200} = 0,931 < 1,00 \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

23.5.12.3. Návrh a posouzení průřezu - smyk

(podle [60], Změna A1/2009, čl. 6.1.7)

$f_{v,d}$ - pro účely geotechnických výpočtů ...

$$f_{v,d} = 0,80 \frac{4,000}{1,000} = 3,200 \text{ MPa}$$

Pro smyk se složkou napětí rovnoběžně s vlákny i pro smyk s oběma složkami napětí kolmo k vláknům musí být splněna následující podmínka:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \text{ kde:}$$

τ_d je návrhové napětí ve smyku,

$f_{v,d}$ je návrhová pevnost ve smyku pro příslušný případ.

Pro ověření smykové únosnosti prvků v ohybu se má uvážit vliv trhlin použitím účinné šířky prvku

$$b_{ef} = k_{cr} b, \text{ kde:}$$

b je šířka příslušného průřezu prvku,

$$k_{cr} = 0,67 \quad (\text{pro rostlé dřevo})$$

$$V_{Ed} = 1,5 \cdot 79,437 = 119,156 \text{ kN/m}$$

$$t = 0,100 \text{ m}$$

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$b_{ef} = 0,67 \cdot 1,000 = 0,670 \text{ m}$$

$$S = 0,000838 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$I = 5,58E-05 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$\tau_d = \frac{0,119156}{0,670} \frac{0,000838}{5,58E-05} = 2,668 \text{ MPa} < 3,200$$

=> VYHOVÍ

23.6. PŘEHLED VÝSLEDKŮ

Návrhový přístup	Kombinace	Horní převážka			Dolní převážka		
		σ_a [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Posouzení	σ_a [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Posouzení
1	1	252,317	355,000	VYHOVÍ	213,6119	355,0000	VYHOVÍ
	2	234,941	355,000	VYHOVÍ	204,7702	355,0000	VYHOVÍ
2		252,317	253,571	VYHOVÍ	213,6119	253,5714	VYHOVÍ
3		265,806	355,000	VYHOVÍ	222,7965	355,0000	VYHOVÍ

Návrhový přístup	Kombinace	Zápora			Táhlo		
		σ_a [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Posouzení	σ_a [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Posouzení
1	1	302,6426	355,0000	VYHOVÍ	432,0916	460,0000	VYHOVÍ
	2	293,9847	355,0000	VYHOVÍ	402,3356	460,0000	VYHOVÍ
2		302,6426	253,5714	NEVYHOVÍ	432,0916	328,5714	NEVYHOVÍ
3		323,6206	355,0000	VYHOVÍ	455,1902	460,0000	VYHOVÍ

Návrhový přístup	Kombinace	Hák					
		σ_a [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Posouzení	τ_a [MPa]	τ_{lim} [MPa]	Posouzení
1	1	327,8627	355,0000	VYHOVÍ	126,3853	204,9593	VYHOVÍ
	2	305,2844	355,0000	VYHOVÍ	117,6818	204,9593	VYHOVÍ
2		327,8627	253,5714	NEVYHOVÍ	126,3853	146,3995	VYHOVÍ
3		345,3895	355,0000	VYHOVÍ	133,1416	204,9593	VYHOVÍ

Návrhový přístup	Kombinace	ŽB římsa					
		M_{Ed} [MNm]	M_{Rd} [MNm]	Posouzení	V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Posouzení
1	1	0,6066	0,1872	NEVYHOVÍ	439,5927	140,7078	NEVYHOVÍ
	2	0,5649	0,1872	NEVYHOVÍ	409,3202	140,7078	NEVYHOVÍ
2		0,6066	0,1872	NEVYHOVÍ	439,5927	140,7078	NEVYHOVÍ
3		0,6391	0,1872	NEVYHOVÍ	463,0923	140,7078	NEVYHOVÍ

("hák" je na základě tohoto posouzení opřen o konstrukci pod římsou => vyhoví)

Návrhový přístup	Kombinace	Kotvení táhla			Kotvy do betonu		
		N_d [kN]	Pas.tlak [kN]	Posouzení	τ_a [MPa]	τ_{lim} [MPa]	Posouzení
1	1	439,5927	600,5859	VYHOVÍ	175,4938	204,9593	VYHOVÍ
	2	409,3202	474,6999	VYHOVÍ	168,2299	204,9593	VYHOVÍ
2		439,5927	428,9900	NEVYHOVÍ	175,4938	146,3995	NEVYHOVÍ
3		463,0923	474,6999	VYHOVÍ	183,0395	204,9593	VYHOVÍ

Návrhový přístup	Kombinace	Vodorovná výztuž v betonu		
		σ_s [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Posouzení
1	1	296,3052	300,0000	VYHOVÍ
	2	284,0408	300,0000	VYHOVÍ
2		296,3052	214,2857	NEVYHOVÍ
3		309,0455	300,0000	NEVYHOVÍ

Návrhový přístup	Kombinace	Dřevěná výplň					
		Ohyb [-]	Limit [-]	Posouzení	Smyk [MPa]	Limit [MPa]	Posouzení
1	1	0,9138	1,0000	VYHOVÍ	2,6185	3,2000	VYHOVÍ
	2	0,8652	1,0000	VYHOVÍ	2,4793	3,2000	VYHOVÍ
2		1,2793	1,0000	NEVYHOVÍ	2,6185	2,2857	NEVYHOVÍ
3		0,9309	1,0000	VYHOVÍ	2,6677	3,2000	VYHOVÍ

V ČR určuje projektant, který návrhový přístup se použije.

Na základě dosažených výsledků konstrukce vyhovuje.

24. HŘEBÍKOVANÝ SVAH

24.1. ÚVOD

V této kapitole je provedeno posouzení hřebíkovaného svahu pod základem na konci přechodového pole z nosníků MZD-16-12,0. Toto hřebíkování bude použito během první stavební fáze, kdy bude vyloučena kolej č. 2 a provoz bude veden po koleji č. 1 včetně koncových přechodových polí.

Posouzení je provedeno v principu podle [42] .

24.2. POSOUZENÍ HŘEBÍKOVANÉHO SVAHU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 1

24.2.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27] :

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	30,000	°
soudržnost ...	$c_k =$	0,000	MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0175	MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0175	MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,00
pro soudržnost ...	1,00
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	30,0	° =	0,523599 rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa	
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175	MN/m ³	
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175	MN/m ³	

24.2.2. ZATÍŽENÍ

24.2.2.1. Přetížení povrchu

V této stavební fázi bude napětí v základové spáře pod konci nosníků MZD-16-12,0 působit jako obdoba ekvivalentního svislého zatížení na povrchu zemního tělesa.

Reakce od vlastní tíhy nosníků MZD-16-12,0:

$$R_{MZD} = 0,5 \cdot 462,5 = 231,250 \text{ kN}$$

Reakce od ostatního stálého zatížení:

$$\begin{aligned}(g-g_0)_{k,sup} &= 1,000 + 9,459 + 69,714 + \\ &+ 8,099 + 1,200 + 4,800 = \\ &= 94,272 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$R_{(g-g_0)} = 0,5 \cdot 94,272 \cdot 12,000 = 565,635 \text{ kN}$$

Reakce od klasifikovaného zatížení LM71, včetně dynamických účinků:

$$R_{LM71} = 1,15 \cdot 1024,354 = 1174,497 \text{ kN}$$

Reakce na základ na konci nosníku celkem:

$$\begin{aligned}R_k &= 1,00 \cdot 231,250 + 1,00 \cdot 565,635 + \\ &+ 1,00 \cdot 1174,497 = 1971,381 \text{ kN} \\ R_d &= 1,35 \cdot 231,250 + 1,35 \cdot 565,635 + \\ &+ 1,50 \cdot 1174,497 = 2837,539 \text{ kN}\end{aligned}$$

Napětí v základové spáře pod železobetonovým úložným prahem - charakteristická hodnota:

$$\sigma = \frac{1971,381}{1,800} + \frac{1,00 \cdot 205,000}{4,700} = 257,255 \text{ kN/m}^2$$

Napětí v základové spáře pod železobetonovým úložným prahem - návrhová hodnota:

$$\sigma = \frac{2837,539}{1,800} + \frac{1,35 \cdot 205,000}{4,700} = 368,119 \text{ kN/m}^2$$

Napětí v základové spáře pod blokem z prostého betonu - charakteristická hodnota:

$$\sigma = \frac{2176,381}{2,800} + \frac{1,00}{5,500} \cdot 403,200 = 167,505 \text{ kN/m}^2$$

Napětí v základové spáře pod blokem z prostého betonu - návrhová hodnota:

$$\sigma = \frac{3114,289}{2,800} + \frac{1,35}{5,500} \cdot 403,200 = 237,572 \text{ kN/m}^2$$

Odpovídající výška srovnané zeminy - charakteristická hodnota:

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 167,505 / 17,500 = 9,572 \text{ m}$$

Odpovídající výška srovnané zeminy - návrhová hodnota:

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 237,572 / 17,500 = 13,576 \text{ m}$$

24.2.2.2. Vlastní tíha "zdi"

Svah stabilizovaný pomocí hřebíků uvažujeme jako tížnou opěrnou zeď.

Výška zdi ...	2,250	m
Tloušťka zdi ...	4,000	m
Šířka zdi ...	5,500	m

Návrhová hodnota ...

$$G_k = 1,35 \cdot 2,250 \cdot 4,000 \cdot 5,500 \cdot 17,500 = 1169,438 \text{ kN}$$

24.2.2.3. Zemní tlak

Při ověření hřebíkového svahu budeme uvažovat aktivní zemní tlak.

Součinitel aktivního zemního tlaku:

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) = \tan^2 (0,785398 - 0,2618) = 0,333$$

Aktivní zemní tlak v úrovni paty stěny od tíhy zeminy (návrhové hodnoty):

Tlak ...

$$\sigma_a = 0,333 \cdot 17,500 \cdot 2,250 = 13,125 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_a = 0,5 \quad 13,125 \quad 2,250 \quad 5,500 = 81,211 \text{ kN}$$

Zvětšení aktivního zemního tlaku vlivem přetížení povrchu - stálé zatížení (návrhové hodnoty):

$$R_{d,G} = 1,35 \quad 231,250 \quad + \quad 1,35 \quad 565,635 \quad +$$

$$+ \quad 1,35 \quad 205,000 \quad + \quad 1,35 \quad 403,200 \quad = \quad 1896,864 \text{ kN}$$

$$\sigma_{z,G} = \frac{1896,864}{2,800 \quad 5,500} = 123,173 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h_G = \frac{123,173}{17,500} = 7,038 \text{ m}$$

$$\Delta \sigma_{a,G} = 0,333 \quad 17,500 \quad 7,038 = 41,058 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta Z_{a,G} = 41,058 \quad 2,250 \quad 5,500 = 508,089 \text{ kN}$$

Zvětšení aktivního zemního tlaku vlivem přetížení povrchu - svislé pohyblivé zatížení (návrhové hodnoty):

$$R_{d,Q} = 1,50 \quad 1174,497 = 1761,745 \text{ kN}$$

$$\sigma_{z,Q} = \frac{1761,745}{2,800 \quad 5,500} = 114,399 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h_Q = \frac{114,399}{17,500} = 6,537 \text{ m}$$

$$\Delta \sigma_{a,Q} = 0,333 \quad 17,500 \quad 6,537 = 38,133 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta Z_{a,Q} = 38,133 \quad 2,250 \quad 5,500 = 471,896 \text{ kN}$$

24.2.2.4. Brzdné a rozjezdové síly

$$Q_{lak'} = 1,500 \quad 22,297 \quad 12,000 = 401,338 \text{ kN}$$

24.2.3. POSOUZENÍ KONSTRUKCE

24.2.3.1. Stabilita náhradní zdi

Posouzení je provedeno pro základovou spáru zdi.

Podmínka excentricity výslednice sil v průřezu pro provozní stav hřebíkové stěny - je nutno zajistit, aby platilo:

$$e_{\max} = \frac{M}{N_V} \leq \frac{L}{6}, \text{ kde:}$$

M je moment vnějších sil k ose průřezu ...

zatížení	síla [kN]	rameno [m]	M [kNm]
přítížení povrchu	3658,609	-2,016	-7375,8
zemní tlak - zemina	81,211	0,750	60,9
zemní tlak - zvětšení - stálé	508,089	1,125	571,6
zemní tlak - zvětšení - proměnné	471,896	1,125	530,9
brzdné a rozjezdové	401,338	2,250	903,0
			-5309,4

N_V je vlastní tíha zdi 1169,438 -1,108 -1295,7

L je tloušťka vyztužené stěny (tzn. prakticky délka hřebíků)

$$L = 4,000 \text{ m}$$

Posouzení:

$$e_{\max} = \frac{-5309,4}{1169,438} = -4,540 \text{ m} < \frac{4,000}{6} = 0,667 \text{ m}$$

=> VYHOVÍ (v tomto případě je opěrná zeď zatlačována "do země")

Podmínka proti usmyknutí ve vodorovném směru:

$$H \leq N \cdot \operatorname{tg} \phi, \text{ kde:}$$

H je součet vodorovných sil působících v posuzovaném řezu ...

pouze stálé zatížení ...

$$H = 81,211 + 508,089 = 589,300 \text{ kN}$$

stálé a proměnné zatížení ...

$$\begin{aligned} H &= 81,211 + 508,089 + 471,896 + \\ &+ 401,338 = 1462,533 \text{ kN} \end{aligned}$$

N je součet svislých sil v posuzovaném řezu ...

pouze stálé zatížení ...

$$N = 1896,864 + 1169,438 = 3066,302 \text{ kN}$$

stálé a proměnné zatížení ...

$$N = 3658,609 + 1169,438 = 4828,047 \text{ kN}$$

ϕ je součinitel vnitřního tření zeminy ...

$$\phi = 30,0^\circ$$

$$\text{tg } \phi = 0,5774$$

Posouzení - zatížení stálé ...

$$H = 589,300 \text{ kN}$$

$$N \cdot \text{tg } \phi = 3066,302 \cdot 0,5774 = 1770,33 \text{ kN}$$

$$\frac{N \cdot \text{tg } \phi}{\gamma} = \frac{1770,33}{1,00} = 1770,33 \text{ kN} >$$

$$> H = 589,300 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Posouzení - zatížení stálé a proměnné ...

$$H = 1462,533 \text{ kN}$$

$$N \cdot \text{tg } \phi = 4828,047 \cdot 0,5774 = 2787,474 \text{ kN}$$

$$\frac{N \cdot \text{tg } \phi}{\gamma} = \frac{2787,474}{1,00} = 2787,474 \text{ kN} >$$

$$> H = 1462,533 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Hustota hřebíkování a průměr vrtů:

vodorovná vzdálenost vrtů ... $b = 1,000 \text{ m}$

svislá vzdálenost vrtů ... $v = 0,800 \text{ m}$

má platit ...

$$b \cdot v = 1,000 \cdot 0,800 = 0,800 \text{ m}^2 < 6,000 \text{ m}^2 \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

průměr vrtů ...

$$D = T / (\gamma \cdot b \cdot v) \quad , \text{ kde:}$$

$$T = \pi \cdot D \cdot l \cdot \tau_s$$

$$D \quad \text{je průměr vrtu pro hřebík,} \quad \text{volíme ...} \quad D = 0,100 \text{ m}$$

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$v = 0,800 \text{ m}$$

$$\gamma \quad \text{je objemová tíha zeminy ...} \quad \gamma = 17,500 \text{ kN/m}^3$$

$$l \quad \text{je délka hřebíku ...} \quad l = 4,000 \text{ m}$$

τ_s je smykové napětí na styku vrt - zemina, které se volí následovně -

$$\begin{array}{lll} \text{- pro písky a štěrky ...} & \tau_s = 0,10 & \text{- } 0,30 \text{ MPa} \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} \text{- pro jíly ...} & \tau_s = 0,05 & \text{- } 0,15 \text{ MPa} \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} \text{- pro poloskalní horniny ... až} & \tau_s = 0,20 & \text{- } 0,60 \text{ MPa} \end{array}$$

$$\text{v daném případě volíme ...} \quad \tau_s = 0,20 \text{ MPa}$$

$$T = 3,14 \cdot 0,100 \cdot 4,000 \cdot 0,20 = 0,251 \text{ MN}$$

$$D = \frac{0,251}{17,500 \cdot 1,000 \cdot 0,800} = 0,018 \text{ m}$$

\Rightarrow navržený průměr vrtu je dostatečný

24.2.3.2. Posouzení hřebíkovaného svahu

Návrhová délka hřebíků:

má platit ...

$$l \geq z \cdot K_a^{1/2} \cdot \gamma_R, \text{ kde:}$$

$$z \text{ je hloubka posuzovaného průřezu ... } z = 2,250 \text{ m}$$

$$K_a \text{ je součinitel aktivního zemního tlaku ... } K_a = 0,333$$

Posouzení:

$$l = 4,000 \text{ m} > 2,250 \cdot 0,333^{1/2} \cdot 1,00$$

$$= 1,299 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Výška etáže:

$$h_{\text{lim}} = \frac{4 \cdot c \cdot \sin \varpi \cdot \sin \phi}{\gamma \cdot (1 - \cos (\varpi - \phi))} - 2 \cdot p / \gamma, \text{ kde:}$$

$$c \text{ je soudržnost zeminy, } c = 1,000 \text{ kPa}$$

(aby výška etáže nevycházela nulová, uvažujeme alespoň minimální - zcela jistě reálně dosažitelnou - hodnotu soudržnosti)

$$\phi \text{ je úhel vnitřního tření zeminy, } \phi = 30,000^\circ$$

$$\sin \phi = 0,500$$

$$\gamma \text{ je objemová tíha zeminy, } \gamma = 17,500 \text{ kN/m}^3$$

$$\varpi \text{ je úhel mezi lícem stěny a vodorovnou, } \varpi = 45,000^\circ$$

$$\sin \varpi = 0,707$$

$$\cos (\varpi - \phi) = 0,966$$

$$p \text{ je přetížení povrchu zeminy, } p = 237,572 \text{ kN/m}^2$$

$$h_{\text{lim}} = \frac{4,00}{17,500} \cdot \frac{1,000}{(1 - 0,966)} \cdot \frac{0,707}{0,500} - \frac{2 \cdot 237,572}{17,500} = 2,372 \text{ m}$$

\Rightarrow celou výšku stěny je možno provést v jedné etapě.

Zemní tlak:

$$\text{Odklon osy stěny od svislice ... } \alpha = 45,000^\circ$$

$$\text{Sklon terénu nad stěnou ... } \beta = 0,000^\circ$$

$$\text{Úhel vnitřního tření zeminy ... } \phi = 30,000^\circ$$

$$\text{Odklon zemního tlaku ... } \delta = 15,000^\circ$$

$$K_{ah} = K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} =$$

$$= \frac{0,9330}{0,5000 \cdot 0,5000 \cdot [1 + (\frac{0,7071}{0,5000} \cdot \frac{0,5000}{0,7071})^{1/2}]^2} =$$

$$= \frac{0,9330}{0,2500 \cdot [1,0000 + (1,0000)^{1/2}]^2} =$$

$$= \frac{0,9330}{1,0000} = 0,9330$$

$$K_{ahc} = [\cos \phi \cdot \cos \beta \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot (1 + \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta)] / [1 + \sin(\phi + \delta + \alpha + \beta)] =$$

$$= \frac{[0,8660 \cdot 1,0000 \cdot 0,5000 \cdot (1 + \frac{1,0000}{1,0000} \cdot \frac{0,0000}{1,0000})]}{[1,0000 + 1,0000]} =$$

$$= \frac{0,4330}{2,0000} = 0,2165$$

Vodorovná složka aktivní síly ...

$$S_{ahc} = 0,5 \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot K_{ah} - 2 \cdot c \cdot K_{ahc} + 2 \cdot c^2 / \gamma \cdot K_{ahc}^2 / K_{ah} =$$

$$= 0,50 \cdot 17,500 \cdot 2,250^2 \cdot 0,9330 -$$

$$- 2,00 \cdot 0,0000 \cdot 0,2165 +$$

$$+ \frac{2,00 \cdot 0,000^2}{17,500} \cdot \frac{0,2165^2}{0,9330} =$$

$$= 41,3295 - 0,0000 + 0,0000 = 41,3295 \text{ kN}$$

Svislá složka aktivní síly ...

$$S_{avc} = S_{ahc} \cdot \operatorname{tg}(\delta - \alpha) = 41,3295 \cdot \operatorname{tg} -0,523599 = -23,86163 \text{ kN}$$

(v tomto případě se jedná o stěnu s velmi skloněným lícem)

Výslednice aktivního tlaku ...

$$S_{ac} = S_{ahc} \cdot \cos(\delta - \alpha) = 41,3295 \cdot \cos -0,523599 = 35,7924 \text{ kN}$$

... působí pod úhlem $(\delta - \alpha)$ od vodorovné

K libovolnému bodu P střednice prohřebované zóny působí síla S_{ahc} na rameni a_h a síla S_{avc} na rameni a_v (v tomto případě je posouzení provedeno k základové spáře).

$$a_h = z_1/3 = \frac{2,250}{3} = 0,750 \text{ m}$$

$$a_v = b/2 + z_1/3 \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{4,000}{2} + \frac{2,250}{3} \operatorname{tg} 0,7854 = 2,750 \text{ m}$$

Výška z_1 , na kterou působí zemní tlak:

$$z_1 = z - h_c = z - 2 \cdot c / \gamma \cdot K_{ahc} / K_{ah},$$

při zandbání soudržnosti ... $z_1 = z = 2,250 \text{ m}$

24.2.3.3. Vnější stabilita konstrukce

Posouzení proti překlpení:

$$e = (S_{ahc} \cdot a_h - S_{avc} \cdot a_v) / (G \cdot \cos \alpha + S_{ac} \cdot \sin \delta) \leq \frac{L}{3}$$

$$e = \frac{41,3295 \cdot 0,750 - 23,86163 \cdot 2,750}{1169,438 \cdot \cos 0,7854 + 35,7924 \cdot \sin 0,2618} =$$

$$= \frac{96,6166}{836,1810} =$$

$$= 0,116 \text{ m} < \frac{4,000}{3 \cdot 1,00} = 1,333 \text{ m} \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

Posouzení proti usmyknutí:

$$\tau_m \leq \frac{\sigma_m \cdot \operatorname{tg} \phi + c}{\gamma_R}, \text{ kde:}$$

$$\tau_m = S_{ac} \cdot \cos \delta / L = \frac{35,7924 \cdot \cos 0,2618}{4,000} = 8,6432 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{S_{ac} \cdot \sin \delta + G \cdot \cos \alpha}{L} =$$

$$= \frac{35,7924 \sin 0,2618 + 1169,438 \cos 0,7854}{4,000}$$

$$= 209,045 \text{ MPa}$$

$$\tau_m = 8,643 < \frac{209,045 \operatorname{tg} 0,5236 + 0,000}{1,00}$$

$$= 120,692 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Posouzení únosnosti v základové spáře:

$$\sigma_z = \frac{V_d}{A_{ef}} = \frac{S_{ac} \cdot \sin \delta + G \cdot \cos \alpha}{L - 2 \cdot e} \leq \frac{R_{du}}{\gamma_R}$$

Parametry zemin v násypu jsou neznámé - předpokládáme ... $R_{du} = 250,0 \text{ kPa}$

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{35,7924 \sin 0,2618 + 1169,438 \cos 0,7854}{4,000 - 2 \cdot 0,116} = \\ &= \frac{836,181}{3,769} = \\ &= 221,863 \text{ kPa} < \frac{250,0}{1,00} = 250,000 \text{ kPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

24.2.3.4. Vnitřní stabilita konstrukce

Návrh a posouzení hřebíků:

Síla v hřebíku (nejvíce namáhané jsou hřebíky v dolní vrstvě) ...

$$F_H = \frac{b \cdot v \cdot \sigma}{\sin \varepsilon} = \frac{1,000 \cdot 0,800 \cdot 92,316}{\cos 0,3491} = \frac{73,853}{0,940} =$$

$$= 78,592 \text{ kN}$$

$$\varepsilon \text{ je odklon hřebíků od vodorovné, } \varepsilon = 20,000^\circ = 0,3491 \text{ rad}$$

σ je zemní tlak,

$$\sigma = 13,125 + 41,058 + 38,133 = 92,316 \text{ kPa}$$

Průměr hřebíku ... $D = 25 \text{ mm}$

Plocha hřebíku ... $A = 490,625 \text{ mm}^2$

Přípustné napětí v hřebíku (s ohledem na rozvoj trhlin v zálivce) ...

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{300,0}{1,00} = 300,0 \text{ MPa}$$

Napětí v hřebíku ...

$$\sigma_s = \frac{78592,24}{490,625} = 160,188 \text{ MPa} < 300,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

24.3. POSOUZENÍ HŘEBÍKOVANÉHO SVAHU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1, KOMBINACE 2

24.3.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27] :

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	30,000	°
soudržnost ...	$c_k =$	0,000	MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0175	MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0175	MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,25
soudržnost ...	1,25
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	24,0	° =	0,418879 rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa	
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175	MN/m ³	
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175	MN/m ³	

24.3.2. ZATÍŽENÍ

24.3.2.1. Přetížení povrchu

V této stavební fázi bude napětí v základové spáře pod konci nosníků MZD-16-12,0 působit jako obdoba ekvivalentního svislého zatížení na povrchu zemního tělesa.

Reakce od vlastní tíhy nosníků MZD-16-12,0:

$$R_{MZD} = 0,5 \cdot 462,5 = 231,250 \text{ kN}$$

Reakce od ostatního stálého zatížení:

$$\begin{aligned}(g-g_0)_{k,sup} &= 1,000 + 9,459 + 69,714 + \\ &+ 8,099 + 1,200 + 4,800 = \\ &= 94,272 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$R_{(g-g_0)} = 0,5 \cdot 94,272 \cdot 12,000 = 565,635 \text{ kN}$$

Reakce od klasifikovaného zatížení LM71, včetně dynamických účinků:

$$R_{LM71} = 1,15 \cdot 1024,354 = 1174,497 \text{ kN}$$

Reakce na základ na konci nosníku celkem:

$$\begin{aligned}R_k &= 1,00 \cdot 231,250 + 1,00 \cdot 565,635 + \\ &+ 1,00 \cdot 1174,497 = 1971,381 \text{ kN} \\ R_d &= 1,00 \cdot 231,250 + 1,00 \cdot 565,635 + \\ &+ 1,30 \cdot 1174,497 = 2323,73 \text{ kN}\end{aligned}$$

Napětí v základové spáře pod železobetonovým úložným prahem - charakteristická hodnota:

$$\sigma = \frac{1971,381 + 1,00 \cdot 205,000}{1,800 + 4,700} = 257,255 \text{ kN/m}^2$$

Napětí v základové spáře pod železobetonovým úložným prahem - návrhová hodnota:

$$\sigma = \frac{2323,730 + 1,00 \cdot 205,000}{1,800 + 4,700} = 298,904 \text{ kN/m}^2$$

Napětí v základové spáře pod blokem z prostého betonu - charakteristická hodnota:

$$\sigma = \frac{2176,381}{2,800} + \frac{1,00 \cdot 403,200}{5,500} = 167,505 \text{ kN/m}^2$$

Napětí v základové spáře pod blokem z prostého betonu - návrhová hodnota:

$$\sigma = \frac{2528,730}{2,800} + \frac{1,00 \cdot 403,200}{5,500} = 190,385 \text{ kN/m}^2$$

Odpovídající výška srovnané zeminy - charakteristická hodnota:

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 167,505 / 17,500 = 9,572 \text{ m}$$

Odpovídající výška srovnané zeminy - návrhová hodnota:

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 190,385 / 17,500 = 10,879 \text{ m}$$

24.3.2.2. Vlastní tíha "zdi"

Svah stabilizovaný pomocí hřebíků uvažujeme jako tížnou opěrnou zeď.

Výška zdi ...	2,250	m
Tloušťka zdi ...	4,000	m
Šířka zdi ...	5,500	m

Návrhová hodnota ...

$$G_k = 1,00 \cdot 2,250 \cdot 4,000 \cdot 5,500 \cdot 17,500 = 866,250 \text{ kN}$$

24.3.2.3. Zemní tlak

Při ověření hřebíkového svahu budeme uvažovat aktivní zemní tlak.

Součinitel aktivního zemního tlaku:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) = \operatorname{tg}^2 (0,785398 - 0,2094) = 0,422$$

Aktivní zemní tlak v úrovni paty stěny od tíhy zeminy (návrhové hodnoty):

Tlak ...

$$\sigma_a = 0,422 \cdot 17,500 \cdot 2,250 = 16,606 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_a = 0,5 \quad 16,606 \quad 2,250 \quad 5,500 = 102,747 \text{ kN}$$

Zvětšení aktivního zemního tlaku vlivem přetížení povrchu - stálé zatížení (návrhové hodnoty):

$$R_{d,G} = 1,00 \quad 231,250 \quad + \quad 1,00 \quad 565,635 \quad + \\ + \quad 1,00 \quad 205,000 \quad + \quad 1,00 \quad 403,200 = 1405,085 \text{ kN}$$

$$\sigma_{z,G} = \frac{1405,085}{2,800 \quad 5,500} = 91,239 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h_G = \frac{91,239}{17,500} = 5,214 \text{ m}$$

$$\Delta \sigma_{a,G} = 0,422 \quad 17,500 \quad 5,214 = 38,478 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta Z_{a,G} = 38,478 \quad 2,250 \quad 5,500 = 476,170 \text{ kN}$$

Zvětšení aktivního zemního tlaku vlivem přetížení povrchu - svislé pohyblivé zatížení (návrhové hodnoty):

$$R_{d,Q} = 1,30 \quad 1174,497 = 1526,846 \text{ kN}$$

$$\sigma_{z,Q} = \frac{1526,846}{2,800 \quad 5,500} = 99,146 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h_Q = \frac{99,146}{17,500} = 5,665 \text{ m}$$

$$\Delta \sigma_{a,Q} = 0,422 \quad 17,500 \quad 5,665 = 41,813 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta Z_{a,Q} = 41,813 \quad 2,250 \quad 5,500 = 517,433 \text{ kN}$$

24.3.2.4. Brzdné a rozjezdové síly

$$Q_{lak'} = 1,300 \quad 22,297 \quad 12,000 = 347,826 \text{ kN}$$

24.3.3. POSOUZENÍ KONSTRUKCE

24.3.3.1. Stabilita náhradní zdi

Posouzení je provedeno pro základovou spáru zdi.

Podmínka excentricity výslednice sil v průřezu pro provozní stav hřebíkové stěny - je nutno zajistit, aby platilo:

$$e_{\max} = \frac{M}{N_V} \leq \frac{L}{6}, \text{ kde:}$$

M je moment vnějších sil k ose průřezu ...

zatížení	síla [kN]	rameno [m]	M [kNm]
přítížení povrchu	2931,930	-2,016	-5910,8
zemní tlak - zemina	102,747	0,750	77,1
zemní tlak - zvětšení - stálé	476,170	1,125	535,7
zemní tlak - zvětšení - proměnné	517,433	1,125	582,1
brzděné a rozjezdové	347,826	2,250	782,6
			-3933,3

N_V je vlastní tíha zdi 866,250 -1,108 -959,8

L je tloušťka vyztužené stěny (tzn. prakticky délka hřebíků)

$$L = 4,000 \text{ m}$$

Posouzení:

$$e_{\max} = \frac{-3933,3}{866,250} = -4,541 < \frac{4,000}{6} = 0,667$$

=> VYHOVÍ (v tomto případě je opěrná zeď zatlačována "do zeminy")

Podmínka proti usmyknutí ve vodorovném směru:

$$H \leq N \cdot \operatorname{tg} \phi, \text{ kde:}$$

H je součet vodorovných sil působících v posuzovaném řezu ...

pouze stálé zatížení ...

$$H = 102,747 + 476,170 = 578,917 \text{ kN}$$

stálé a proměnné zatížení ...

$$\begin{aligned} H &= 102,747 + 476,170 + 517,433 + \\ &+ 347,826 = 1444,176 \text{ kN} \end{aligned}$$

N je součet svislých sil v posuzovaném řezu ...

pouze stálé zatížení ...

$$N = 1405,085 + 866,250 = 2271,335 \text{ kN}$$

stálé a proměnné zatížení ...

$$N = 2931,930 + 866,250 = 3798,180 \text{ kN}$$

ϕ je součinitel vnitřního tření zeminy ...

$$\phi = 24,0^\circ$$

$$\text{tg } \phi = 0,4452$$

Posouzení - zatížení stálé ...

$$H = 578,917 \text{ kN}$$

$$N \cdot \text{tg } \phi = 2271,335 \cdot 0,4452 = 1011,263 \text{ kN}$$

$$\frac{N \cdot \text{tg } \phi}{\gamma} = \frac{1011,263}{1,00} = 1011,263 \text{ kN} >$$

$$> H = 578,917 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Posouzení - zatížení stálé a proměnné ...

$$H = 1444,176 \text{ kN}$$

$$N \cdot \text{tg } \phi = 3798,180 \cdot 0,4452 = 1691,059 \text{ kN}$$

$$\frac{N \cdot \text{tg } \phi}{\gamma} = \frac{1691,059}{1,00} = 1691,059 \text{ kN} >$$

$$> H = 1444,176 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Hustota hřebíkování a průměr vrtů:

vodorovná vzdálenost vrtů ... $b = 1,000 \text{ m}$

svislá vzdálenost vrtů ... $v = 0,800 \text{ m}$

má platit ...

$$b \cdot v = 1,000 \cdot 0,800 = 0,800 \text{ m}^2 < 6,000 \text{ m}^2 \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

průměr vrtů ...

$$D = T / (\gamma \cdot b \cdot v) \quad , \text{ kde:}$$

$$T = \pi \cdot D \cdot l \cdot \tau_s$$

D je průměr vrtu pro hřebík, volíme ... $D = 0,100 \text{ m}$

$b = 1,000 \text{ m}$

$v = 0,800 \text{ m}$

γ je objemová tíha zeminy ... $\gamma = 17,500 \text{ kN/m}^3$

l je délka hřebíku ... $l = 4,000 \text{ m}$

τ_s je smykové napětí na styku vrt - zemina, které se volí následovně -

- pro písky a šterky ... $\tau_s = 0,10$ - 0,30 MPa

- pro jíly ... $\tau_s = 0,05$ - 0,15 MPa

- pro poloskalní horniny ... až $\tau_s = 0,20$ - 0,60 MPa

v daném případě volíme ... $\tau_s = 0,20 \text{ MPa}$

$$T = 3,14 \cdot 0,100 \cdot 4,000 \cdot 0,20 = 0,251 \text{ MN}$$

$$D = \frac{0,251}{17,500 \cdot 1,000 \cdot 0,800} = 0,018 \text{ m}$$

\Rightarrow navržený průměr vrtu je dostatečný

24.3.3.2. Posouzení hřebíkovaného svahu

Návrhová délka hřebíků:

má platit ...

$$l \geq z \cdot K_a^{1/2} \cdot \gamma_R, \text{ kde:}$$

$$z \text{ je hloubka posuzovaného průřezu ... } z = 2,250 \text{ m}$$

$$K_a \text{ je součinitel aktivního zemního tlaku ... } K_a = 0,422$$

Posouzení:

$$l = 4,000 \text{ m} > 2,250 \cdot 0,422^{1/2} \cdot 1,00$$

$$= 1,461 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Výška etáže:

$$h_{\text{lim}} = \frac{4 \cdot c \cdot \sin \varpi \cdot \sin \phi}{\gamma \cdot (1 - \cos (\varpi - \phi))} - 2 \cdot p / \gamma, \text{ kde:}$$

$$c \text{ je soudržnost zeminy, } c = 1,000 \text{ kPa}$$

(aby výška etáže nevycházela nulová, uvažujeme alespoň minimální - zcela jistě reálně dosažitelnou - hodnotu soudržnosti)

$$\phi \text{ je úhel vnitřního tření zeminy, } \phi = 24,000^\circ$$

$$\sin \phi = 0,407$$

$$\gamma \text{ je objemová tíha zeminy, } \gamma = 17,500 \text{ kN/m}^3$$

$$\varpi \text{ je úhel mezi lícem stěny a vodorovnou, } \varpi = 45,000^\circ$$

$$\sin \varpi = 0,707$$

$$\cos (\varpi - \phi) = 0,934$$

$$p \text{ je přetížení povrchu zeminy, } p = 190,385 \text{ kN/m}^2$$

$$h_{\text{lim}} = \frac{4,00}{17,500} \cdot \frac{1,000}{(1 - 0,934)} \cdot \frac{0,707}{0,407} - \frac{2 \cdot 190,385}{17,500} = 0,990 \text{ m}$$

\Rightarrow celou výšku stěny je možno provést v jedné etapě.

Zemní tlak:

Odklon osy stěny od svislice ...	$\alpha =$	45,000	°
Sklon terénu nad stěnou ...	$\beta =$	0,000	°
Úhel vnitřního tření zeminy ...	$\phi =$	24,000	°
Odklon zemního tlaku ...	$\delta =$	12,000	°

$$K_{ah} = K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} =$$

$$= \frac{0,8716}{0,5000 \cdot 0,5446 \cdot \left[1 + \left(\frac{0,5878}{0,5446} \cdot \frac{0,4067}{0,7071} \right)^{1/2} \right]^2} =$$

$$= \frac{0,8716}{0,2723 \cdot [1,0000 + (0,6208)^{1/2}]^2} =$$

$$= \frac{0,8716}{0,8705} = 1,0012$$

$$K_{ahc} = [\cos \phi \cdot \cos \beta \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot (1 + \tan \alpha \cdot \tan \beta)] / [1 + \sin(\phi + \delta + \alpha + \beta)] =$$

$$= \frac{[0,9135 \cdot 1,0000 \cdot 0,5446 \cdot (1 + 1,0000 \cdot 0,0000)]}{[1,0000 + 0,9877]}$$

$$= \frac{0,4976}{1,9877} = 0,2503$$

Vodorovná složka aktivní síly ...

$$S_{ahc} = 0,5 \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot K_{ah} - 2 \cdot c \cdot K_{ahc} + 2 \cdot c^2 / \gamma \cdot K_{ahc}^2 / K_{ah} =$$

$$= 0,50 \cdot 17,500 \cdot 2,250^2 \cdot 1,0012 -$$

$$- 2,00 \cdot 0,0000 \cdot 0,2503 +$$

$$+ \frac{2,00 \cdot 0,000^2}{17,500} \cdot \frac{0,2503^2}{1,0012} =$$

$$= 44,3520 - 0,0000 + 0,0000 = 44,3520 \text{ kN}$$

Svislá složka aktivní síly ...

$$S_{avc} = S_{ahc} \cdot \tan(\delta - \alpha) = 44,3520 \cdot \tan -0,575959 = -28,80252 \text{ kN}$$

(v tomto případě se jedná o stěnu s velmi skloněným lícem)

Výslednice aktivního tlaku ...

$$S_{ac} = S_{ahc} \cdot \cos(\delta - \alpha) = 44,3520 \cdot \cos -0,575959 = 37,1967 \text{ kN}$$

... působí pod úhlem $(\delta - \alpha)$ od vodorovné

K libovolnému bodu P střednice prohřebované zóny působí síla S_{ahc} na rameni a_h a síla S_{avc} na rameni a_v (v tomto případě je posouzení provedeno k základové spáře).

$$a_h = z_1/3 = \frac{2,250}{3} = 0,750 \text{ m}$$

$$a_v = b/2 + z_1/3 \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{4,000}{2} + \frac{2,250}{3} \operatorname{tg} 0,7854 = 2,750 \text{ m}$$

Výška z_1 , na kterou působí zemní tlak:

$$z_1 = z - h_c = z - 2 \cdot c / \gamma \cdot K_{ahc} / K_{ah},$$

při zandbání soudržnosti ... $z_1 = z = 2,250 \text{ m}$

24.3.3.3. Vnější stabilita konstrukce

Posouzení proti překlpení:

$$e = (S_{ahc} \cdot a_h - S_{avc} \cdot a_v) / (G \cdot \cos \alpha + S_{ac} \cdot \sin \delta) \leq \frac{L}{3}$$

$$e = \frac{44,3520 \cdot 0,750 - 28,80252 \cdot 2,750}{866,250 \cdot \cos 0,7854 + 37,1967 \cdot \sin 0,2094} =$$

$$= \frac{112,4709}{620,2649} =$$

$$= 0,181 \text{ m} < \frac{4,000}{3 \cdot 1,00} = 1,333 \text{ m} \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

Posouzení proti usmyknutí:

$$\tau_m \leq \frac{\sigma_m \cdot \tan \phi + c}{\gamma_R}, \text{ kde:}$$

$$\tau_m = \frac{S_{ac} \cdot \cos \delta}{L} = \frac{37,1967 \cdot \cos 0,2094}{4,000} = 9,0960 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{S_{ac} \cdot \sin \delta + G \cdot \cos \alpha}{L} =$$

$$= \frac{37,1967 \cdot \sin 0,2094 + 866,250 \cdot \cos 0,7854}{4,000}$$

$$= 155,066 \text{ MPa}$$

$$\tau_m = 9,096 < \frac{155,066 \cdot \tan 0,4189 + 0,000}{1,00}$$

$$= 69,040 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Posouzení únosnosti v základové spáře:

$$\sigma_z = \frac{V_d}{A_{ef}} = \frac{S_{ac} \cdot \sin \delta + G \cdot \cos \alpha}{L - 2 \cdot e} \leq \frac{R_{du}}{\gamma_R}$$

Parametry zemin v násypu jsou neznámé - předpokládáme ... $R_{du} = 250,0 \text{ kPa}$

$$\sigma_z = \frac{37,1967 \cdot \sin 0,2094 + 866,250 \cdot \cos 0,7854}{4,000 - 2 \cdot 0,181} =$$

$$= \frac{620,265}{3,637} =$$

$$= 170,527 \text{ kPa} < \frac{250,0}{1,00} = 250,000 \text{ kPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

24.3.3.4. Vnitřní stabilita konstrukce**Návrh a posouzení hřebíků:**

Síla v hřebíku (nejvíce namáhané jsou hřebíky v dolní vrstvě) ...

$$F_H = \frac{b \cdot v \cdot \sigma}{\sin \varepsilon} = \frac{1,000 \cdot 0,800 \cdot 96,897}{\cos 0,3491} = \frac{77,517}{0,940} =$$

$$= 82,492 \text{ kN}$$

ε je odklon hřebíků od vodorovné, $\varepsilon = 20,000^\circ = 0,3491 \text{ rad}$

σ je zemní tlak,

$$\sigma = 16,606 + 38,478 + 41,813 = 96,897 \text{ kPa}$$

Průměr hřebíku ... $D = 25 \text{ mm}$

Plocha hřebíku ... $A = 490,625 \text{ mm}^2$

Přípustné napětí v hřebíku (s ohledem na rozvoj trhlin v zálivce) ...

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{300,0}{1,00} = 300,0 \text{ MPa}$$

Napětí v hřebíku ...

$$\sigma_s = \frac{82492,32}{490,625} = 168,1372 \text{ MPa} < 300,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

24.4. POSOUZENÍ HŘEBÍKOVANÉHO SVAHU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 2

24.4.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27] :

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k = 30,000^\circ$
soudržnost ...	$c_k = 0,000 \text{ MPa}$
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} = 0,0175 \text{ MN/m}^3$
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} = 0,0175 \text{ MN/m}^3$

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,00
pro soudržnost ...	1,00
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ... $\phi_d = 30,0^\circ = 0,523599 \text{ rad}$

soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175	MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175	MN/m ³

24.4.2. ZATÍŽENÍ

24.4.2.1. Přetížení povrchu

V této stavební fázi bude napětí v základové spáře pod konci nosníků MZD-16-12,0 působit jako obdoba ekvivalentního svislého zatížení na povrchu zemního tělesa.

Reakce od vlastní tíhy nosníků MZD-16-12,0:

$$R_{MZD} = 0,5 \cdot 462,5 = 231,250 \text{ kN}$$

Reakce od ostatního stálého zatížení:

$$\begin{aligned} (g-g_0)_{k,sup} &= 1,000 + 9,459 + 69,714 + \\ &+ 8,099 + 1,200 + 4,800 = \\ &= 94,272 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$R_{(g-g_0)} = 0,5 \cdot 94,272 \cdot 12,000 = 565,635 \text{ kN}$$

Reakce od klasifikovaného zatížení LM71, včetně dynamických účinků:

$$R_{LM71} = 1,15 \cdot 1024,354 = 1174,497 \text{ kN}$$

Reakce na základ na konci nosníku celkem:

$$\begin{aligned} R_k &= 1,00 \cdot 231,250 + 1,00 \cdot 565,635 + \\ &+ 1,00 \cdot 1174,497 = 1971,381 \text{ kN} \\ R_d &= 1,35 \cdot 231,250 + 1,35 \cdot 565,635 + \\ &+ 1,50 \cdot 1174,497 = 2837,539 \text{ kN} \end{aligned}$$

Napětí v základové spáře pod železobetonovým úložným prahem - charakteristická hodnota:

$$\sigma = \frac{1971,381}{1,800} + \frac{1,00 \cdot 205,000}{4,700} = 257,255 \text{ kN/m}^2$$

Napětí v základové spáře pod železobetonovým úložným prahem - návrhová hodnota:

$$\sigma = \frac{2837,539}{1,800} + \frac{1,35 \cdot 205,000}{4,700} = 368,119 \text{ kN/m}^2$$

Napětí v základové spáře pod blokem z prostého betonu - charakteristická hodnota:

$$\sigma = \frac{2176,381}{2,800} + \frac{1,00}{5,500} \cdot 403,200 = 167,505 \text{ kN/m}^2$$

Napětí v základové spáře pod blokem z prostého betonu - návrhová hodnota:

$$\sigma = \frac{3114,289}{2,800} + \frac{1,35}{5,500} \cdot 403,200 = 237,572 \text{ kN/m}^2$$

Odpovídající výška srovnané zeminy - charakteristická hodnota:

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 167,505 / 17,500 = 9,572 \text{ m}$$

Odpovídající výška srovnané zeminy - návrhová hodnota:

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 237,572 / 17,500 = 13,576 \text{ m}$$

24.4.2.2. Vlastní tíha "zdi"

Svah stabilizovaný pomocí hřebíků uvažujeme jako tížnou opěrnou zeď.

Výška zdi ...	2,250	m
Tloušťka zdi ...	4,000	m
Šířka zdi ...	5,500	m

Návrhová hodnota ...

$$G_k = 1,35 \cdot 2,250 \cdot 4,000 \cdot 5,500 \cdot 17,500 = 1169,438 \text{ kN}$$

24.4.2.3. Zemní tlak

Při ověření hřebíkového svahu budeme uvažovat aktivní zemní tlak.

Součinitel aktivního zemního tlaku:

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) = \tan^2 (0,785398 - 0,2618) = 0,333$$

Aktivní zemní tlak v úrovni paty stěny od tíhy zeminy (návrhové hodnoty):

Tlak ...

$$\sigma_a = 0,333 \cdot 17,500 \cdot 2,250 = 13,125 \text{ kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_a = 0,5 \quad 13,125 \quad 2,250 \quad 5,500 = 81,211 \text{ kN}$$

Zvětšení aktivního zemního tlaku vlivem přetížení povrchu - stálé zatížení (návrhové hodnoty):

$$R_{d,G} = 1,35 \quad 231,250 \quad + \quad 1,35 \quad 565,635 \quad + \\ + \quad 1,35 \quad 205,000 \quad + \quad 1,35 \quad 403,200 = 1896,864 \text{ kN}$$

$$\sigma_{z,G} = \frac{1896,864}{2,800 \quad 5,500} = 123,173 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h_G = \frac{123,173}{17,500} = 7,038 \text{ m}$$

$$\Delta \sigma_{a,G} = 0,333 \quad 17,500 \quad 7,038 = 41,058 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta Z_{a,G} = 41,058 \quad 2,250 \quad 5,500 = 508,089 \text{ kN}$$

Zvětšení aktivního zemního tlaku vlivem přetížení povrchu - svislé pohyblivé zatížení (návrhové hodnoty):

$$R_{d,Q} = 1,50 \quad 1174,497 = 1761,745 \text{ kN}$$

$$\sigma_{z,Q} = \frac{1761,745}{2,800 \quad 5,500} = 114,399 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta h_Q = \frac{114,399}{17,500} = 6,537 \text{ m}$$

$$\Delta \sigma_{a,Q} = 0,333 \quad 17,500 \quad 6,537 = 38,133 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta Z_{a,Q} = 38,133 \quad 2,250 \quad 5,500 = 471,896 \text{ kN}$$

24.4.2.4. Brzdné a rozjezdové síly

$$Q_{lak'} = 1,500 \quad 22,297 \quad 12,000 = 401,338 \text{ kN}$$

24.4.3. POSOUZENÍ KONSTRUKCE

24.4.3.1. Stabilita náhradní zdi

Posouzení je provedeno pro základovou spáru zdi.

Podmínka excentricity výslednice sil v průřezu pro provozní stav hřebíkové stěny - je nutno zajistit, aby platilo:

$$e_{\max} = \frac{M}{N_V} \leq \frac{L}{6}, \text{ kde:}$$

M je moment vnějších sil k ose průřezu ...

zatížení	síla [kN]	rameno [m]	M [kNm]
přetížení povrchu	3658,609	-2,016	-7375,8
zemní tlak - zemina	81,211	0,750	60,9
zemní tlak - zvětšení - stálé	508,089	1,125	571,6
zemní tlak - zvětšení - proměnné	471,896	1,125	530,9
brzděné a rozjezdové	401,338	2,250	903,0
			-5309,4

N_V je vlastní tíha zdi 1169,438 -1,108 -1295,7

L je tloušťka vyztužené stěny (tzn. prakticky délka hřebíků)

$$L = 4,000 \text{ m}$$

Posouzení:

$$e_{\max} = \frac{-5309,4}{1169,438} = -4,540 < \frac{4,000}{6} = 0,667$$

=> VYHOVÍ (v tomto případě je opěrná zeď zatlačována "do zeminy")

Podmínka proti usmyknutí ve vodorovném směru:

$$H \leq N \cdot \operatorname{tg} \phi, \text{ kde:}$$

H je součet vodorovných sil působících v posuzovaném řezu ...

pouze stálé zatížení ...

$$H = 81,211 + 508,089 = 589,300 \text{ kN}$$

stálé a proměnné zatížení ...

$$\begin{aligned} H &= 81,211 + 508,089 + 471,896 + \\ &+ 401,338 = 1462,533 \text{ kN} \end{aligned}$$

N je součet svislých sil v posuzovaném řezu ...

pouze stálé zatížení ...

$$N = 1896,864 + 1169,438 = 3066,302 \text{ kN}$$

stálé a proměnné zatížení ...

$$N = 3658,609 + 1169,438 = 4828,047 \text{ kN}$$

ϕ je součinitel vnitřního tření zeminy ...

$$\phi = 30,0^\circ$$

$$\operatorname{tg} \phi = 0,5774$$

Posouzení - zatížení stálé ...

$$H = 589,300 \text{ kN}$$

$$N \cdot \operatorname{tg} \phi = 3066,302 \cdot 0,5774 = 1770,33 \text{ kN}$$

$$\frac{N \cdot \operatorname{tg} \phi}{\gamma} = \frac{1770,33}{1,40} = 1264,522 \text{ kN} >$$

$$> H = 589,300 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Posouzení - zatížení stálé a proměnné ...

$$H = 1462,533 \text{ kN}$$

$$N \cdot \operatorname{tg} \phi = 4828,047 \cdot 0,5774 = 2787,474 \text{ kN}$$

$$\frac{N \cdot \operatorname{tg} \phi}{\gamma} = \frac{2787,474}{1,40} = 1991,053 \text{ kN} >$$

$$> H = 1462,533 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Hustota hřebíkování a průměr vrtů:

vodorovná vzdálenost vrtů ... $b = 1,000 \text{ m}$

svislá vzdálenost vrtů ... $v = 0,800 \text{ m}$

má platit ...

$$b \cdot v = 1,000 \cdot 0,800 = 0,800 \text{ m}^2 < 6,000 \text{ m}^2 \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

průměr vrtů ...

$$D = T / (\gamma \cdot b \cdot v) \quad , \text{ kde:}$$

$$T = \pi \cdot D \cdot l \cdot \tau_s$$

D je průměr vrtu pro hřebík, volíme ... $D = 0,100 \text{ m}$

$b = 1,000 \text{ m}$

$v = 0,800 \text{ m}$

γ je objemová tíha zeminy ... $\gamma = 17,500 \text{ kN/m}^3$

l je délka hřebíku ... $l = 4,000 \text{ m}$

τ_s je smykové napětí na styku vrt - zemina, které se volí následovně -

- pro písky a šterky ... $\tau_s = 0,10$ - 0,30 MPa

- pro jíly ... $\tau_s = 0,05$ - 0,15 MPa

- pro poloskalní horniny ... až $\tau_s = 0,20$ - 0,60 MPa

v daném případě volíme ... $\tau_s = 0,20 \text{ MPa}$

$$T = 3,14 \cdot 0,100 \cdot 4,000 \cdot 0,20 = 0,251 \text{ MN}$$

$$D = \frac{0,251}{17,500 \cdot 1,000 \cdot 0,800} = 0,018 \text{ m}$$

\Rightarrow navržený průměr vrtu je dostatečný

24.4.3.2. Posouzení hřebíkovaného svahu

Návrhová délka hřebíků:

má platit ...

$$l \geq z \cdot K_a^{1/2} \cdot \gamma_R, \text{ kde:}$$

$$z \text{ je hloubka posuzovaného průřezu ... } z = 2,250 \text{ m}$$

$$K_a \text{ je součinitel aktivního zemního tlaku ... } K_a = 0,333$$

Posouzení:

$$l = 4,000 \text{ m} > 2,250 \cdot 0,333^{1/2} \cdot 1,40$$

$$= 1,819 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Výška etáže:

$$h_{\text{lim}} = \frac{4 \cdot c \cdot \sin \varpi \cdot \sin \phi}{\gamma \cdot (1 - \cos (\varpi - \phi))} - 2 \cdot p / \gamma, \text{ kde:}$$

$$c \text{ je soudržnost zeminy, } c = 1,000 \text{ kPa}$$

(aby výška etáže nevycházela nulová, uvažujeme alespoň minimální - zcela jistě reálně dosažitelnou - hodnotu soudržnosti)

$$\phi \text{ je úhel vnitřního tření zeminy, } \phi = 30,000^\circ$$

$$\sin \phi = 0,500$$

$$\gamma \text{ je objemová tíha zeminy, } \gamma = 17,500 \text{ kN/m}^3$$

$$\varpi \text{ je úhel mezi lícem stěny a vodorovnou, } \varpi = 45,000^\circ$$

$$\sin \varpi = 0,707$$

$$\cos (\varpi - \phi) = 0,966$$

$$p \text{ je přetížení povrchu zeminy, } p = 237,572 \text{ kN/m}^2$$

$$h_{\text{lim}} = \frac{4,00 \cdot 1,000 \cdot 0,707 \cdot 0,500}{17,500 \cdot (1 - 0,966)} = 2,372 \text{ m}$$

\Rightarrow celou výšku stěny je možno provést v jedné etapě.

Zemní tlak:

Odklon osy stěny od svislice ...	$\alpha =$	45,000	°
Sklon terénu nad stěnou ...	$\beta =$	0,000	°
Úhel vnitřního tření zeminy ...	$\phi =$	30,000	°
Odklon zemního tlaku ...	$\delta =$	15,000	°

$$K_{ah} = K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} =$$

$$= \frac{0,9330}{0,5000 \cdot 0,5000 \cdot \left[1 + \left(\frac{0,7071}{0,5000} \cdot \frac{0,5000}{0,7071} \right)^{1/2} \right]^2} =$$

$$= \frac{0,9330}{0,2500 \cdot [1,0000 + (1,0000)^{1/2}]^2} =$$

$$= \frac{0,9330}{1,0000} = 0,9330$$

$$K_{ahc} = [\cos \phi \cdot \cos \beta \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot (1 + \tan \alpha \cdot \tan \beta)] / [1 + \sin(\phi + \delta + \alpha + \beta)] =$$

$$= \frac{[0,8660 \cdot 1,0000 \cdot 0,5000 \cdot (1 + \frac{1,0000}{1,0000} \cdot \frac{0,0000}{1,0000})]}{[1 + \sin(30 + 15 + 45 + 0)]} =$$

$$= \frac{0,4330}{2,0000} = 0,2165$$

Vodorovná složka aktivní síly ...

$$S_{ahc} = 0,5 \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot K_{ah} - 2 \cdot c \cdot K_{ahc} + 2 \cdot c^2 / \gamma \cdot K_{ahc}^2 / K_{ah} =$$

$$= 0,50 \cdot 17,500 \cdot 0,9330 - 2 \cdot 2,250 \cdot 0,2165 + \frac{2 \cdot 0,000^2}{17,500 \cdot 0,9330} =$$

$$= 0,50 \cdot 17,500 \cdot 0,9330 - 2 \cdot 2,250 \cdot 0,2165 + \frac{2 \cdot 0,000^2}{17,500 \cdot 0,9330} =$$

$$= 0,50 \cdot 17,500 \cdot 0,9330 - 2 \cdot 2,250 \cdot 0,2165 + \frac{2 \cdot 0,000^2}{17,500 \cdot 0,9330} =$$

$$= 41,3295 - 0,9720 + 0,0000 = 40,3575 \text{ kN}$$

Svislá složka aktivní síly ...

$$S_{avc} = S_{ahc} \cdot \tan(\delta - \alpha) = 40,3575 \cdot \tan(-15 - 45) = -23,86163 \text{ kN}$$

(v tomto případě se jedná o stěnu s velmi skloněným lícem)

Výslednice aktivního tlaku ...

$$S_{ac} = S_{ahc} \cdot \cos(\delta - \alpha) = 41,3295 \cdot \cos -0,523599 = 35,7924 \text{ kN}$$

... působí pod úhlem $(\delta - \alpha)$ od vodorovné

K libovolnému bodu P střednice prohřebované zóny působí síla S_{ahc} na rameni a_h a síla S_{avc} na rameni a_v (v tomto případě je posouzení provedeno k základové spáře).

$$a_h = z_1/3 = \frac{2,250}{3} = 0,750 \text{ m}$$

$$a_v = b/2 + z_1/3 \cdot \tan \alpha = \frac{4,000}{2} + \frac{2,250}{3} \cdot \tan 0,7854 = 2,750 \text{ m}$$

Výška z_1 , na kterou působí zemní tlak:

$$z_1 = z - h_c = z - 2 \cdot c / \gamma \cdot K_{ahc} / K_{ah},$$

při zandbání soudržnosti ... $z_1 = z = 2,250 \text{ m}$

24.4.3.3. Vnější stabilita konstrukce

Posouzení proti překlpení:

$$e = (S_{ahc} \cdot a_h - S_{avc} \cdot a_v) / (G \cdot \cos \alpha + S_{ac} \cdot \sin \delta) \leq \frac{L}{3}$$

$$e = \frac{41,3295 \cdot 0,750 - 23,86163 \cdot 2,750}{1169,438 \cdot \cos 0,7854 + 35,7924 \cdot \sin 0,2618} =$$

$$= \frac{96,6166}{836,1810} =$$

$$= 0,116 \text{ m} < \frac{4,000}{3 \cdot 1,40} = 0,952 \text{ m} \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

Posouzení proti usmyknutí:

$$\tau_m \leq \frac{\sigma_m \cdot \tan \phi + c}{\gamma_R}, \text{ kde:}$$

$$\tau_m = \frac{S_{ac} \cdot \cos \delta}{L} = \frac{35,7924 \cdot \cos 0,2618}{4,000} = 8,6432 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_m &= \frac{S_{ac} \cdot \sin \delta + G \cdot \cos \alpha}{L} = \\ &= \frac{35,7924 \cdot \sin 0,2618 + 1169,438 \cdot \cos 0,7854}{4,000} \\ &= 209,045 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_m &= 8,643 < \frac{209,045 \cdot \tan 0,5236 + 0,000}{1,40} \\ &= 86,209 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ} \end{aligned}$$

Posouzení únosnosti v základové spáře:

$$\sigma_z = \frac{V_d}{A_{ef}} = \frac{S_{ac} \cdot \sin \delta + G \cdot \cos \alpha}{L - 2 \cdot e} \leq \frac{R_{du}}{\gamma_R}$$

Parametry zemin v násypu jsou neznámé - předpokládáme ... $R_{du} = 250,0 \text{ kPa}$

$$\sigma_z = \frac{35,7924 \cdot \sin 0,2618 + 1169,438 \cdot \cos 0,7854}{4,000 - 2 \cdot 0,116} =$$

$$= \frac{836,181}{3,769} =$$

$$= 221,863 \text{ kPa} > \frac{250,0}{1,40} = 178,571 \text{ kPa} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ}$$

24.4.3.4. Vnitřní stabilita konstrukce

Návrh a posouzení hřebíků:

Síla v hřebíku (nejvíce namáhané jsou hřebíky v dolní vrstvě) ...

$$F_H = \frac{b \cdot v \cdot \sigma}{\sin \varepsilon} = \frac{1,000 \cdot 0,800 \cdot 92,316}{\cos 0,3491} = \frac{73,853}{0,940} = 78,592 \text{ kN}$$

$$\varepsilon \text{ je odklon hřebíků od vodorovné, } \varepsilon = 20,000^\circ = 0,3491 \text{ rad}$$

σ je zemní tlak,

$$\sigma = 13,125 + 41,058 + 38,133 = 92,316 \text{ kPa}$$

Průměr hřebíku ... $D = 25 \text{ mm}$

Plocha hřebíku ... $A = 490,625 \text{ mm}^2$

Přípustné napětí v hřebíku (s ohledem na rozvoj trhlin v zálivce) ...

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{300,0}{1,40} = 214,3 \text{ MPa}$$

Napětí v hřebíku ...

$$\sigma_s = \frac{78592,24}{490,625} = 160,188 \text{ MPa} < 214,3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

24.5. POSOUZENÍ HŘEBÍKOVANÉHO SVAHU - NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 3

24.5.1. ZEMINY

Za pažící stěnou uvažujeme zeminu třídy S3 podle [27] :

Parametry zeminy - charakteristické hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_k =$	30,000 °
soudržnost ...	$c_k =$	0,000 MPa
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,k} =$	0,0175 MN/m ³
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,k} =$	0,0175 MN/m ³

Hodnoty dílčích součinitelů ...

pro úhel vnitřního tření ...	1,25
soudržnost ...	1,25
pro objemovou tíhu ...	1,00

Parametry zeminy - návrhové hodnoty ...

úhel vnitřního tření ...	$\phi_d =$	24,0	$^\circ =$	0,418879 rad
soudržnost ...	$c_d =$	0,000	MPa	
objemová tíha zeminy nad zákl. spárou ...	$\gamma_{1,d} =$	0,0175	MN/m ³	
objemová tíha zeminy pod zákl. spárou ...	$\gamma_{2,d} =$	0,0175	MN/m ³	

24.5.2. ZATÍŽENÍ

24.5.2.1. Přetížení povrchu

V této stavební fázi bude napětí v základové spáře pod konci nosníků MZD-16-12,0 působit jako obdoba ekvivalentního svislého zatížení na povrchu zemního tělesa.

Reakce od vlastní tíhy nosníků MZD-16-12,0:

$$R_{MZD} = 0,5 \cdot 462,5 = 231,250 \text{ kN}$$

Reakce od ostatního stálého zatížení:

$$\begin{aligned}(g-g_0)_{k,sup} &= 1,000 + 9,459 + 69,714 + \\ &+ 8,099 + 1,200 + 4,800 = \\ &= 94,272 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$R_{(g-g_0)} = 0,5 \cdot 94,272 \cdot 12,000 = 565,635 \text{ kN}$$

Reakce od klasifikovaného zatížení LM71, včetně dynamických účinků:

$$R_{LM71} = 1,15 \cdot 1024,354 = 1174,497 \text{ kN}$$

Reakce na základ na konci nosníku celkem:

$$\begin{aligned}R_k &= 1,00 \cdot 231,250 + 1,00 \cdot 565,635 + \\ &+ 1,00 \cdot 1174,497 = 1971,381 \text{ kN} \\ R_d &= 1,00 \cdot 231,250 + 1,00 \cdot 565,635 + \\ &+ 1,50 \cdot 1174,497 = 2558,63 \text{ kN}\end{aligned}$$

Napětí v základové spáře pod železobetonovým úložným prahem - charakteristická hodnota:

$$\sigma = \frac{1971,381}{1,800} + \frac{1,00}{4,700} \cdot 205,000 = 257,255 \text{ kN/m}^2$$

Napětí v základové spáře pod železobetonovým úložným prahem - návrhová hodnota:

$$\sigma = \frac{2558,630}{1,800} + \frac{1,00}{4,700} \cdot 205,000 = 326,670 \text{ kN/m}^2$$

Napětí v základové spáře pod blokem z prostého betonu - charakteristická hodnota:

$$\sigma = \frac{2176,381}{2,800} + \frac{1,00}{5,500} \cdot 403,200 = 167,505 \text{ kN/m}^2$$

Napětí v základové spáře pod blokem z prostého betonu - návrhová hodnota:

$$\sigma = \frac{2763,630}{2,800} + \frac{1,00}{5,500} \cdot 403,200 = 205,638 \text{ kN/m}^2$$

Odpovídající výška srovnané zeminy - charakteristická hodnota:

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 167,505 / 17,500 = 9,572 \text{ m}$$

Odpovídající výška srovnané zeminy - návrhová hodnota:

$$\Delta h = p_Q / \gamma_z = 205,638 / 17,500 = 11,751 \text{ m}$$

24.5.2.2. Vlastní tíha "zdi"

Svah stabilizovaný pomocí hřebíků uvažujeme jako tížnou opěrnou zeď.

Výška zdi ...	2,250	m
Tloušťka zdi ...	4,000	m
Šířka zdi ...	5,500	m

Návrhová hodnota ...

$$G_k = 1,00 \cdot 2,250 \cdot 4,000 \cdot 5,500 \cdot 17,500 = 866,250 \text{ kN}$$

24.5.2.3. Zemní tlak

Při ověření hřebíkového svahu budeme uvažovat aktivní zemní tlak.

Součinitel aktivního zemního tlaku:

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) = \tan^2 (0,785398 - 0,2094) = 0,422$$

Aktivní zemní tlak v úrovni paty stěny od tíhy zeminy (návrhové hodnoty):

Tlak ...

$$\sigma_a = 0,422 \quad 17,500 \quad 2,250 \quad = \quad 16,606 \quad \text{kN/m}^2$$

Výslednice ...

$$Z_a = 0,5 \quad 16,606 \quad 2,250 \quad 5,500 \quad = \quad 102,747 \quad \text{kN}$$

Zvětšení aktivního zemního tlaku vlivem přetížení povrchu - stálé zatížení (návrhové hodnoty):

$$R_{d,G} = 1,00 \quad 231,250 \quad + \quad 1,00 \quad 565,635 \quad +$$

$$+ \quad 1,00 \quad 205,000 \quad + \quad 1,00 \quad 403,200 \quad = \quad 1405,085 \quad \text{kN}$$

$$\sigma_{z,G} = \frac{1405,085}{2,800 \quad 5,500} = 91,239 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\Delta h_G = \frac{91,239}{17,500} = 5,214 \quad \text{m}$$

$$\Delta \sigma_{a,G} = 0,422 \quad 17,500 \quad 5,214 \quad = \quad 38,478 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\Delta Z_{a,G} = 38,478 \quad 2,250 \quad 5,500 \quad = \quad 476,170 \quad \text{kN}$$

Zvětšení aktivního zemního tlaku vlivem přetížení povrchu - svislé pohyblivé zatížení (návrhové hodnoty):

$$R_{d,Q} = 1,50 \quad 1174,497 \quad = \quad 1761,745 \quad \text{kN}$$

$$\sigma_{z,Q} = \frac{1761,745}{2,800 \quad 5,500} = 114,399 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\Delta h_Q = \frac{114,399}{17,500} = 6,537 \quad \text{m}$$

$$\Delta \sigma_{a,Q} = 0,422 \quad 17,500 \quad 6,537 \quad = \quad 48,246 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\Delta Z_{a,Q} = 48,246 \quad 2,250 \quad 5,500 \quad = \quad 597,038 \quad \text{kN}$$

24.5.2.4. Brzdné a rozjezdové síly

$$Q_{\text{lak}}' = 1,500 \quad 22,297 \quad 12,000 = 401,338 \text{ kN}$$

24.5.3. POSOUZENÍ KONSTRUKCE

24.5.3.1. Stabilita náhradní zdi

Posouzení je provedeno pro základovou spáru zdi.

Podmínka excentricity výslednice sil v průřezu pro provozní stav hřebíkové stěny - je nutno zajistit, aby platilo:

$$e_{\max} = \frac{M}{N_V} \leq \frac{L}{6}, \text{ kde:}$$

M je moment vnějších sil k ose průřezu ...

zatížení	síla [kN]	rameno [m]	M [kNm]
přetížení povrchu	3166,830	-2,016	-6384,3
zemní tlak - zemina	102,747	0,750	77,1
zemní tlak - zvětšení - stálé	476,170	1,125	535,7
zemní tlak - zvětšení - proměnné	597,038	1,125	671,7
brzdné a rozjezdové	401,338	2,250	903,0
			-4196,9

$$N_V \text{ je vlastní tíha zdi} \quad 866,250 \quad -1,108 \quad -959,8$$

L je tloušťka vyztužené stěny (tzn. prakticky délka hřebíků)

$$L = 4,000 \text{ m}$$

Posouzení:

$$e_{\max} = \frac{-4196,9}{866,250} = -4,845 < \frac{4,000}{6} = 0,667$$

=> VYHOVÍ (v tomto případě je opěrná zeď zatlačována "do zeminy")

Podmínka proti usmyknutí ve vodorovném směru:

$$H \leq N \cdot \operatorname{tg} \phi, \text{ kde:}$$

H je součet vodorovných sil působících v posuzovaném řezu ...

pouze stálé zatížení ...

$$H = 102,747 + 476,170 = 578,917 \text{ kN}$$

stálé a proměnné zatížení ...

$$H = 102,747 + 476,170 + 597,038 + 401,338 = 1577,293 \text{ kN}$$

N je součet svislých sil v posuzovaném řezu ...

pouze stálé zatížení ...

$$N = 1405,085 + 866,250 = 2271,335 \text{ kN}$$

stálé a proměnné zatížení ...

$$N = 3166,830 + 866,250 = 4033,080 \text{ kN}$$

ϕ je součinitel vnitřního tření zeminy ...

$$\phi = 24,0^\circ$$

$$\text{tg } \phi = 0,4452$$

Posouzení - zatížení stálé ...

$$H = 578,917 \text{ kN}$$

$$N \cdot \text{tg } \phi = 2271,335 \cdot 0,4452 = 1011,263 \text{ kN}$$

$$\frac{N \cdot \text{tg } \phi}{\gamma} = \frac{1011,263}{1,00} = 1011,263 \text{ kN} >$$

$$> H = 578,917 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Posouzení - zatížení stálé a proměnné ...

$$H = 1577,293 \text{ kN}$$

$$N \cdot \text{tg } \phi = 4033,080 \cdot 0,4452 = 1795,643 \text{ kN}$$

$$\frac{N \cdot \operatorname{tg} \phi}{\gamma} = \frac{1795,643}{1,00} = 1795,643 \text{ kN} >$$

$$> H = 1577,293 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Hustota hřebíkování a průměr vrtů:

$$\text{vodorovná vzdálenost vrtů ... } b = 1,000 \text{ m}$$

$$\text{svislá vzdálenost vrtů ... } v = 0,800 \text{ m}$$

má platit ...

$$b \cdot v = 1,000 \cdot 0,800 = 0,800 \text{ m}^2 < 6,000 \text{ m}^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

průměr vrtů ...

$$D = T / (\gamma \cdot b \cdot v) \text{ , kde:}$$

$$T = \pi \cdot D \cdot l \cdot \tau_s$$

$$D \text{ je průměr vrtu pro hřebík, volíme ... } D = 0,100 \text{ m}$$

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$v = 0,800 \text{ m}$$

$$\gamma \text{ je objemová tíha zeminy ... } \gamma = 17,500 \text{ kN/m}^3$$

$$l \text{ je délka hřebíku ... } l = 4,000 \text{ m}$$

τ_s je smykové napětí na styku vrt - zemina, které se volí následovně -

$$\begin{array}{llll} \text{- pro písky a šterky ...} & \tau_s = & 0,10 & - \quad 0,30 \\ & & & \text{MPa} \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} \text{- pro jíly ...} & \tau_s = & 0,05 & - \quad 0,15 \\ & & & \text{MPa} \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} \text{- pro poloskalní horniny ... až} & \tau_s = & 0,20 & - \quad 0,60 \\ & & & \text{MPa} \end{array}$$

$$\text{v daném případě volíme ... } \tau_s = 0,20 \text{ MPa}$$

$$T = 3,14 \cdot 0,100 \cdot 4,000 \cdot 0,20 = 0,251 \text{ MN}$$

$$D = \frac{0,251}{17,500 \cdot 1,000 \cdot 0,800} = 0,018 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{navržený průměr vrtu je dostatečný}$$

24.5.3.2. Posouzení hřebíkovaného svahu

Návrhová délka hřebíků:

má platit ...

$$l \geq z \cdot K_a^{1/2} \cdot \gamma_R, \text{ kde:}$$

$$z \text{ je hloubka posuzovaného průřezu ... } z = 2,250 \text{ m}$$

$$K_a \text{ je součinitel aktivního zemního tlaku ... } K_a = 0,422$$

Posouzení:

$$l = 4,000 \text{ m} > 2,250 \cdot 0,422^{1/2} \cdot 1,00$$

$$= 1,461 \text{ m} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Výška etáže:

$$h_{\text{lim}} = \frac{4 \cdot c \cdot \sin \varpi \cdot \sin \phi}{\gamma \cdot (1 - \cos (\varpi - \phi))} - 2 \cdot p / \gamma, \text{ kde:}$$

$$c \text{ je soudržnost zeminy, } c = 1,000 \text{ kPa}$$

(aby výška etáže nevycházela nulová, uvažujeme alespoň minimální - zcela jistě reálně dosažitelnou - hodnotu soudržnosti)

$$\phi \text{ je úhel vnitřního tření zeminy, } \phi = 24,000^\circ$$

$$\sin \phi = 0,407$$

$$\gamma \text{ je objemová tíha zeminy, } \gamma = 17,500 \text{ kN/m}^3$$

$$\varpi \text{ je úhel mezi lícem stěny a vodorovnou, } \varpi = 45,000^\circ$$

$$\sin \varpi = 0,707$$

$$\cos (\varpi - \phi) = 0,934$$

$$p \text{ je přetížení povrchu zeminy, } p = 205,638 \text{ kN/m}^2$$

$$h_{\text{lim}} = \frac{4,00 \cdot 1,000 \cdot 0,707 \cdot 0,407}{17,500 \cdot (1 - 0,934)} = 0,990 \text{ m}$$

\Rightarrow celou výšku stěny je možno provést v jedné etapě.

Zemní tlak:

Odklon osy stěny od svislice ...	$\alpha =$	45,000	°
Sklon terénu nad stěnou ...	$\beta =$	0,000	°
Úhel vnitřního tření zeminy ...	$\phi =$	24,000	°
Odklon zemního tlaku ...	$\delta =$	12,000	°

$$K_{ah} = K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} =$$

$$= \frac{0,8716}{0,5000 \cdot 0,5446 \cdot \left[1 + \left(\frac{0,5878}{0,5446} \cdot \frac{0,4067}{0,7071} \right)^{1/2} \right]^2} =$$

$$= \frac{0,8716}{0,2723 \cdot [1,0000 + (0,6208)^{1/2}]^2} =$$

$$= \frac{0,8716}{0,8705} = 1,0012$$

$$K_{ahc} = [\cos \phi \cdot \cos \beta \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot (1 + \tan \alpha \cdot \tan \beta)] / [1 + \sin(\phi + \delta + \alpha + \beta)] =$$

$$= \frac{[0,9135 \cdot 1,0000 \cdot 0,5446 \cdot (1 + 1,0000 \cdot 0,0000)]}{[1,0000 + 0,9877]}$$

$$= \frac{0,4976}{1,9877} = 0,2503$$

Vodorovná složka aktivní síly ...

$$S_{ahc} = 0,5 \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot K_{ah} - 2 \cdot c \cdot K_{ahc} + 2 \cdot c^2 / \gamma \cdot K_{ahc}^2 / K_{ah} =$$

$$= 0,50 \cdot 17,500 \cdot 2,250^2 \cdot 1,0012 -$$

$$- 2,00 \cdot 0,0000 \cdot 0,2503 +$$

$$+ \frac{2,00 \cdot 0,000^2}{17,500} \cdot \frac{0,2503^2}{1,0012} =$$

$$= 44,3520 - 0,0000 + 0,0000 = 44,3520 \text{ kN}$$

Svislá složka aktivní síly ...

$$S_{avc} = S_{ahc} \cdot \tan(\delta - \alpha) = 44,3520 \cdot \tan -0,575959 = -28,80252 \text{ kN}$$

(v tomto případě se jedná o stěnu s velmi skloněným lícem)

Výslednice aktivního tlaku ...

$$S_{ac} = S_{ahc} \cdot \cos(\delta - \alpha) = 44,3520 \cdot \cos -0,575959 = 37,1967 \text{ kN}$$

... působí pod úhlem $(\delta - \alpha)$ od vodorovné

K libovolnému bodu P střednice prohřebované zóny působí síla S_{ahc} na rameni a_h a síla S_{avc} na rameni a_v (v tomto případě je posouzení provedeno k základové spáře).

$$a_h = z_1/3 = \frac{2,250}{3} = 0,750 \text{ m}$$

$$a_v = b/2 + z_1/3 \cdot \tan \alpha = \frac{4,000}{2} + \frac{2,250}{3} \cdot \tan 0,7854 =$$

$$= 2,750 \text{ m}$$

Výška z_1 , na kterou působí zemní tlak:

$$z_1 = z - h_c = z - 2 \cdot c / \gamma \cdot K_{ahc} / K_{ah},$$

při zandbání soudržnosti ... $z_1 = z = 2,250 \text{ m}$

24.5.3.3. Vnější stabilita konstrukce

Posouzení proti překlopení:

$$e = (S_{ahc} \cdot a_h - S_{avc} \cdot a_v) / (G \cdot \cos \alpha + S_{ac} \cdot \sin \delta) \leq \frac{L}{3}$$

$$e = \frac{44,3520 \cdot 0,750 - 28,80252 \cdot 2,750}{866,250 \cdot \cos 0,7854 + 37,1967 \cdot \sin 0,2094} =$$

$$= \frac{112,4709}{620,2649} =$$

$$= 0,181 \text{ m} < \frac{4,000}{3 \cdot 1,00} = 1,333 \text{ m} \Rightarrow$$

\Rightarrow VYHOVÍ

Posouzení proti usmyknutí:

$$\tau_m \leq \frac{\sigma_m \cdot \tan \phi + c}{\gamma_R}, \text{ kde:}$$

$$\tau_m = \frac{S_{ac} \cdot \cos \delta}{L} = \frac{37,1967 \cdot \cos 0,2094}{4,000} = 9,0960 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{S_{ac} \cdot \sin \delta + G \cdot \cos \alpha}{L} =$$

$$= \frac{37,1967 \cdot \sin 0,2094 + 866,250 \cdot \cos 0,7854}{4,000}$$

$$= 155,066 \text{ MPa}$$

$$\tau_m = 9,096 < \frac{155,066 \cdot \tan 0,4189 + 0,000}{1,00}$$

$$= 69,040 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Posouzení únosnosti v základové spáře:

$$\sigma_z = \frac{V_d}{A_{ef}} = \frac{S_{ac} \cdot \sin \delta + G \cdot \cos \alpha}{L - 2 \cdot e} \leq \frac{R_{du}}{\gamma_R}$$

Parametry zemin v násypu jsou neznámé - předpokládáme ... $R_{du} = 250,0 \text{ kPa}$

$$\sigma_z = \frac{37,1967 \cdot \sin 0,2094 + 866,250 \cdot \cos 0,7854}{4,000 - 2 \cdot 0,181} =$$

$$= \frac{620,265}{3,637} =$$

$$= 170,527 \text{ kPa} < \frac{250,0}{1,00} = 250,000 \text{ kPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

24.5.3.4. Vnitřní stabilita konstrukce

Návrh a posouzení hřebíků:

Síla v hřebíku (nejvíce namáhané jsou hřebíky v dolní vrstvě) ...

$$F_H = \frac{b \cdot v \cdot \sigma}{\sin \varepsilon} = \frac{1,000 \cdot 0,800 \cdot 103,330}{\cos 0,3491} = \frac{82,664}{0,940} =$$

$$= 87,969 \text{ kN}$$

$$\varepsilon \text{ je odklon hřebíků od vodorovné, } \varepsilon = 20,000^\circ = 0,3491 \text{ rad}$$

σ je zemní tlak,

$$\sigma = 16,606 + 38,478 + 48,246 = 103,330 \text{ kPa}$$

Průměr hřebíku ... $D = 25 \text{ mm}$

Plocha hřebíku ... $A = 490,625 \text{ mm}^2$

Přípustné napětí v hřebíku (s ohledem na rozvoj trhlin v zálivce) ...

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{300,0}{1,00} = 300,0 \text{ MPa}$$

Napětí v hřebíku ...

$$\sigma_s = \frac{87968,78}{490,625} = 179,2994 \text{ MPa} < 300,0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

24.6. PŘEHLED VÝSLEDKŮ

Návrhový přístup	Kombi- nace	Stabilita			Usmyknutí - stálé zat.		
		e [m]	e_{lim} [m]	Posou- zení	H [kN]	H_{lim} [kN]	Posou- zení
1	1	-4,540	0,667	VYHOVÍ	589,300	1770,330	VYHOVÍ
	2	-4,541	0,667	VYHOVÍ	578,917	1011,263	VYHOVÍ
2		-4,540	0,667	VYHOVÍ	589,300	1264,522	VYHOVÍ
3		-4,845	0,667	VYHOVÍ	578,917	1011,263	VYHOVÍ

Návrhový přístup	Kombi- nace	Usmyknutí - stálé+prom. zat.			Průměr vrtů		
		H [kN]	H_{lim} [kN]	Posou- zení	D [m]	D_{min} [m]	Posou- zení
1	1	1462,533	2787,474	VYHOVÍ	0,100	0,018	VYHOVÍ
	2	1444,176	1691,059	VYHOVÍ	0,100	0,018	VYHOVÍ
2		1462,533	1991,053	VYHOVÍ	0,100	0,018	VYHOVÍ
3		1577,293	1795,643	VYHOVÍ	0,100	0,018	VYHOVÍ

Návrhový přístup	Kombi- nace	Délka hřebíků			Výška etáže		
		l [m]	l_{min} [m]	Posou- zení	h [m]	h_{lim} [m]	Posou- zení
1	1	4,000	1,299	VYHOVÍ	2,250	2,372	VYHOVÍ
	2	4,000	1,461	VYHOVÍ	2,250	0,990	NEVYHOVÍ
2		4,000	1,819	VYHOVÍ	2,250	2,372	VYHOVÍ
3		4,000	1,461	VYHOVÍ	2,250	0,990	NEVYHOVÍ

Návrhový přístup	Kombinace	Překlopení			Usmyknutí		
		e [m]	e_{lim} [m]	Posouzení	τ_m [MPa]	$\tau_{m,lim}$ [MPa]	Posouzení
1	1	0,116	1,333	VYHOVÍ	8,643	120,692	VYHOVÍ
	2	0,181	1,333	VYHOVÍ	9,096	69,040	VYHOVÍ
2		0,116	0,952	VYHOVÍ	8,643	86,209	VYHOVÍ
3		0,181	1,333	VYHOVÍ	9,096	69,040	VYHOVÍ

Návrhový přístup	Kombinace	Únosnost základové spáry			Napětí v hřebíku		
		σ_z [MPa]	$\sigma_{z,lim}$ [MPa]	Posouzení	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	Posouzení
1	1	221,863	250,000	VYHOVÍ	160,188	300,000	VYHOVÍ
	2	170,527	250,000	VYHOVÍ	168,137	300,000	VYHOVÍ
2		221,863	178,571	NEVYHOVÍ	160,188	214,286	VYHOVÍ
3		170,527	250,000	VYHOVÍ	179,299	300,000	VYHOVÍ

V ČR určuje projektant, který návrhový přístup se použije.

Na základě dosažených výsledků konstrukce vyhovuje.

25. VÝŠKA VĚTROVÉ VLNY

25.1. ÚVOD

V této kapitole je proveden výpočet výšky větrové vlny na vodní nádrži Újezd. Výpočet je proveden podle [62].

25.2. VÝPOČET VÝŠKY VLNY

Návrhová rychlost větru ... $w_{10z} = 25,000$ m/s (ve výši 10 m nad zemí)

Efektivní délka rozběhu větru ... $L_{ef} = \text{cca } 1200,0$ m $\Rightarrow k = 1,11$

Návrhová rychlost větru ... $w_{10v} = k \cdot w_{10z} = 1,11 \cdot 25,000 = 27,750$ m/s
(ve výši 10 m nad hladinou vody v klidu)

Tíhové zrychlení ... $g = 9,810$ m/s²

Parametry vlny v hlubokém pásmu:

Bezrozměrný ukazatel a charakteristická výška vlny ...

$$\begin{aligned} \frac{g \cdot L_{ef}}{w_{10v}^2} &= \frac{9,810 \cdot 1200,0}{27,750^2} = 15,287 \Rightarrow \\ \Rightarrow \frac{g \cdot h_c}{w_{10v}^2} &= 0,012 \Rightarrow h_c = 0,012 \cdot \frac{w_{10v}^2}{g} = \\ &= \frac{0,012 \cdot 27,750^2}{9,810} = 0,942 \text{ m} \end{aligned}$$

Hloubka vody ... $H = 2,500$ m

Bezrozměrný ukazatel a perioda vlny ...

$$\begin{aligned} \frac{g \cdot H}{w_{10v}^2} &= \frac{9,810 \cdot 2,500}{27,750^2} = 0,032 \Rightarrow \\ \Rightarrow \frac{g \cdot T}{2 \cdot \pi \cdot w_{10v}} &= 0,250 \Rightarrow T = 0,250 \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot w_{10v}}{g} = \\ &= \frac{0,250 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 27,750}{9,810} = 4,441 \text{ s} \end{aligned}$$

Délka vlny - v hlubokém pásmu:

$$\text{o hluboké pásmo se jedná, pokud je ...} \quad 0,50 \quad < \quad \frac{H}{\lambda_0}$$

délka vlny ...

$$\lambda_{0c} = \frac{g \cdot T_{0c}^2}{2 \cdot \pi} = \frac{9,810}{2} \cdot \frac{4,441^2}{3,14} = 30,810 \text{ m}$$

$$\frac{H}{\lambda_0} = \frac{2,500}{30,810} = 0,081 < 0,50 \Rightarrow$$

\Rightarrow Nejedná se o hluboké pásmo

Délka vlny - v mělkém pásmu:

$$\text{o mělké pásmo se jedná, pokud je ...} \quad 0,05 \quad < \quad \frac{H}{\lambda_0} \leq 0,50$$

$$\lambda_c = \frac{g \cdot T_{0c}^2}{2 \cdot \pi} \cdot \operatorname{tgh} \frac{2 \cdot \pi \cdot H}{\lambda_c} =$$

$$= \frac{9,810}{2} \cdot \frac{4,441^2}{3,14} \cdot \operatorname{tgh} \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 2,500}{19,160} =$$

$$= 30,810 \cdot 0,675 = 20,790$$

$$\frac{H}{\lambda_0} = \frac{2,500}{30,810} = 0,081 < 0,50 \quad \left. \begin{array}{l} > 0,05 \end{array} \right\} \Rightarrow$$

\Rightarrow Jedná se o mělké pásmo

Délka vlny - ve velmi mělkém pásmu:

$$\text{o velmi mělké pásmo se jedná, pokud je ...} \quad \frac{H}{\lambda_0} \leq 0,05$$

$$\lambda_c = T_{0c} \cdot (g \cdot H)^{1/2} = 4,441 \cdot (9,810 \cdot 2,500)^{1/2} =$$

$$= 21,994$$

$$\frac{H}{\lambda_0} = \frac{2,500}{30,810} = 0,081 > 0,05 \Rightarrow$$

\Rightarrow Nejedná se o velmi mělké pásmo

Výška vlny - úprava pro mělké pásmo:

Bezrozměrné ukazatele a výška vlny ...

$$\frac{g \cdot H}{w_{10v}^2} = \frac{9,810 \cdot 2,500}{27,750^2} = 0,032$$

$$\frac{g \cdot L_{ef}}{w_{10v}^2} = \frac{9,810 \cdot 1200,0}{27,750^2} = 15,287 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{g \cdot h_c}{w_{10v}^2} = 0,012 \Rightarrow h_c = 0,012 \frac{w_{10v}^2}{g} =$$

$$= \frac{0,012 \cdot 27,750^2}{9,810} = 0,942 \text{ m}$$

26. FRP ZÁBRADLÍ

26.1. ÚVOD A MATERIÁLY

V této kapitole je proveden návrh zábradlí na úložných prazích pilířů z FRP (kompozitních) profilů.

Pro návrh uvažujeme materiál podle kap. 3.11.

Dílčí součinitel materiálu ...

$$\gamma_M = \gamma_{M1} \cdot \gamma_{M2} = 1,35 \cdot 1,60 = 2,160$$

Konverzní faktor, vyjadřující vliv degradace materiálu ...

$$\eta_c = \eta_{ct} \cdot \eta_{cm} \cdot \eta_{cv} \cdot \eta_{cf}, \text{ kde:}$$

$$\eta_{ct} \quad \text{je konverzní faktor pro vliv teploty,} \quad \eta_{ct} = 0,90$$

$$\eta_{cm} \quad \text{je konverzní faktor pro vliv vlhkosti,} \quad \eta_{cm} = 0,90$$

$$\eta_{cv} \quad \text{je konverzní faktor pro dotvarování,} \quad \eta_{cv} = 0,50$$

$$\eta_{cf} \quad \text{je konverzní faktor pro únavu,} \quad \eta_{cf} = 0,90$$

$$\eta_c = 0,90 \cdot 0,90 \cdot 0,50 \cdot 0,90 = 0,365$$

$$\text{Pevnost v ohybu - osová - MSP ...} \quad 750,000 \quad 0,365 \quad = \quad 273,375 \text{ MPa}$$

$$\text{Pevnost v ohybu - osová - MSÚ ...} \quad \frac{273,375}{2,16} \quad = \quad 126,563 \text{ MPa}$$

26.2. ZATÍŽENÍ

26.2.1. ZATÍŽENÍ STÁLÉ

Vlastní tíha kompozitních profilů ...

$$I \ 115 \times 70 / 5 \dots \quad 2,300 \text{ kg/m} \approx \quad 0,023 \text{ kN/m}$$

$$L51 \times 51 \times 6 \dots \quad 1,100 \text{ kg/m} \approx \quad 0,011 \text{ kN/m}$$

26.2.2. ZATÍŽENÍ PROMĚNNÉ - UŽITNÉ

Vodorovné zatížení - může působit v obou směrech:

madlo ...	spojité rovnoměrné zatížení ...	$q_{H,k} =$	0,80	kN/m
	soustředěná síla ...	$Q_{H,k} =$	1,00	kN
příčle ...	spojité rovnoměrné zatížení ...	$q_{Hi,k} =$	0,80	kN/m
	soustředěná síla ...	$Q_{Hi,k} =$	0,80	kN

Svislé zatížení - může působit pouze shora:

madlo ...	spojité rovnoměrné zatížení ...	$q_{V,k} =$	0,80	kN/m
	soustředěná síla ...	$Q_{V,k} =$	1,00	kN
příčle ...	spojité rovnoměrné zatížení ...	$q_{Vi,k} =$	0,80	kN/m
	soustředěná síla ...	$Q_{Vi,k} =$	0,80	kN

Zatížení může v jednom okamžiku působit pouze na madlo nebo pouze na jednu příčel, a pouze v jednom směru (buď vodorovně, nebo svisle).

26.2.3. ZATÍŽENÍ PROMĚNNÉ - VÍTR

Maximální dynamický tlak větru - podle kap. 4.2.4. :

$$q_p(z) = 0,908 \cdot 1,255 = 1,140 \text{ kN/m}^2$$

Tlak větru na povrchy - se součinitelem $c_{f,0} = 2,000$ podle [66] :

Madlo ...

$$\begin{aligned} f_w &= c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} = 1,00 \cdot 2,000 \cdot 1,140 \cdot 0,051 = \\ &= 0,116 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Příčel ...

$$\begin{aligned} f_w &= c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} = 1,00 \cdot 2,000 \cdot 1,140 \cdot 0,051 = \\ &= 0,116 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sloupek ...

$$f_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} = 1,00 \quad 2,000 \quad 1,140 \quad 0,070 \quad =$$
$$= 0,160 \quad \text{kN/m}$$

26.3. VNITŘNÍ SÍLY

Madla a příčle uvažujeme jako prosté nosníky, sloupky uvažujeme jako konzoly.

26.3.1. MADLO

Rozpětí ... $L = 1,700 \quad \text{m}$

Vodorovně ... užité - spojitě rovnoměrné zatížení ...

$$M_{qH} = \frac{0,80 \quad 1,700^2}{8} = 0,289 \quad \text{kNm}$$

užité - soustředěné zatížení ...

$$M_{QH} = \frac{1,00 \quad 1,700}{4} = 0,425 \quad \text{kNm}$$

vítr ...

$$M_{qH} = \frac{0,116 \quad 1,700^2}{8} = 0,042 \quad \text{kNm}$$

Svisle ...

vlastní tíha ...

$$M_{gV} = \frac{0,01 \quad 1,700^2}{8} = 0,004 \quad \text{kNm}$$

užité - spojitě rovnoměrné zatížení ...

$$M_{qV} = \frac{0,80 \quad 1,700^2}{8} = 0,289 \quad \text{kNm}$$

užité - soustředěné zatížení ...

$$M_{QV} = \frac{1,00 \quad 1,700}{4} = 0,425 \quad \text{kNm}$$

Návrhové kombinace ...

$$\begin{aligned} \text{vodorovně ...} \quad M_{H,d} &= 1,50 \quad 0,425 \quad + \quad 1,50 \quad 0,042 \quad = \\ &= 0,701 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{svisle ...} \quad M_{V,d} &= 1,35 \quad 0,004 \quad + \quad 1,50 \quad 0,425 \quad = \\ &= 0,643 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

26.3.2. PŘÍČLE

$$\text{Rozpětí ...} \quad L = 1,700 \quad \text{m}$$

Vodorovně ... užitné - spojité rovnoměrné zatížení ...

$$M_{qH} = \frac{0,80 \quad 1,700^2}{8} = 0,289 \quad \text{kNm}$$

užitné - soustředěné zatížení ...

$$M_{QH} = \frac{0,80 \quad 1,700}{4} = 0,340 \quad \text{kNm}$$

vítr ...

$$M_{qH} = \frac{0,116 \quad 1,700^2}{8} = 0,042 \quad \text{kNm}$$

Svisle ...

vlastní tíha ...

$$M_{gV} = \frac{0,011 \quad 1,700^2}{8} = 0,004 \quad \text{kNm}$$

užitné - spojité rovnoměrné zatížení ...

$$M_{qV} = \frac{0,80 \quad 1,700^2}{8} = 0,289 \quad \text{kNm}$$

užitné - soustředěné zatížení ...

$$M_{QV} = \frac{0,80 \quad 1,700}{4} = 0,340 \quad \text{kNm}$$

Návrhové kombinace ...

$$\begin{aligned} \text{vodorovně ...} \quad M_{H,d} &= 1,50 \quad 0,340 \quad + \quad 1,50 \quad 0,042 \quad = \\ &= 0,573 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{svisle ...} \quad M_{V,d} &= 1,35 \quad 0,004 \quad + \quad 1,50 \quad 0,340 \quad = \\ &= 0,515 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

26.3.3. SLOUPKY

$$\text{Vyložení konzoly ...} \quad L = 1,190 \quad \text{m}$$

Vodorovně ... užité rovnoměrné zatížení působící na madlo ... síla působící na sloupek ...

$$Q_{qH} = 1,350 \quad 0,80 \quad = \quad 1,080 \quad \text{kN}$$

ohybový moment ve vetknutí sloupku ...

$$M_{QH} = \frac{1,080 \quad 1,190}{1} = 1,285 \quad \text{kNm}$$

užité - lokální síla působící na vrchol sloupku ...

$$Q_H = 1,000 \quad \text{kN}$$

ohybový moment ve vetknutí sloupku ...

$$M_{QH} = \frac{1,00 \quad 1,190}{1} = 1,190 \quad \text{kNm}$$

vítr:

síla na madlo působící ve vrcholu sloupku ...

$$1,350 \quad 0,116 \quad = \quad 0,157 \quad \text{kN}$$

síly na příčle působící v místě sloupku ...

$$1,350 \quad 0,116 \quad = \quad 0,157 \quad \text{kN}$$

síla působící na střed sloupku ...

$$1,190 \quad 0,160 \quad = \quad 0,190 \quad \text{kN}$$

moment ve vetknutí ...

$$\begin{aligned} M_w = & \quad 0,157 \quad 1,190 \quad + \quad 0,157 \quad 0,710 \quad + \\ & \quad 0,157 \quad 0,220 \quad + \quad 0,190 \quad 0,595 \quad = \\ = & \quad 0,187 \quad + \quad 0,111 \quad + \quad 0,035 \quad + \\ + & \quad 0,113 \quad = \quad 0,446 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Návrhová kombinace ...

$$M = \quad 1,50 \quad 1,285 \quad + \quad 1,50 \quad 0,446 \quad = \quad 2,596 \quad \text{kNm}$$

26.4. NÁVRH A POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ

Jedná se o veřejně nepřístupné části mostu - posouzení provedeme z hlediska MSÚ. Protože materiál zřejmě není možno na mezi únosnosti zplastizovat, předpokládáme pružné působení.

26.4.1. MADLO

Průřez ... **L76x76x6** (rovnoramenný úhelník)

Průřezové charakteristiky ...

	<i>b</i>	<i>h</i>
	[mm]	[mm]
stojina ...	6	76
pásnice ...	70	6
<i>A</i> =	876,0	mm ²
<i>I</i> =	488569,9	mm ⁴
<i>W_h</i> =	6350,7	mm ³
<i>W_d</i> =	16395,3	mm ³

Ohyb - vodorovně ...

$$\sigma_h = \frac{700506,3}{6350,7} = 110,3 \quad \text{MPa} < 126,563 \quad \text{MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_d = \frac{700506,3}{16395,3} = 42,7 \quad \text{MPa} < 126,563 \quad \text{MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Ohyb - svisle ...

$$\sigma_h = \frac{642864,6}{6350,7} = 101,2 \text{ MPa} < 126,563 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_d = \frac{642864,6}{16395,3} = 39,2 \text{ MPa} < 126,563 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

26.4.2. PŘÍČEL

Průřez ... L76x76x6 (rovnoramenný úhelník)

Průřezové charakteristiky ...

	<i>b</i> [mm]	<i>h</i> [mm]
stojina ...	6	76
pásnice ...	70	6
<i>A</i> =	876,0	mm ²
<i>I</i> =	488569,9	mm ⁴
<i>W_h</i> =	6350,7	mm ³
<i>W_d</i> =	16395,3	mm ³

Ohyb - vodorovně ...

$$\sigma_h = \frac{573006,3}{6350,7} = 90,2 \text{ MPa} < 126,563 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_d = \frac{573006,3}{16395,3} = 34,9 \text{ MPa} < 126,563 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Ohyb - svisle ...

$$\sigma_h = \frac{515364,6}{6350,7} = 81,2 \text{ MPa} < 126,563 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_d = \frac{515364,6}{16395,3} = 31,4 \text{ MPa} < 126,563 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

26.4.3. SLOUPEK

Průřez ... I 115x70/5 ... (I - průřez)

Průřezové charakteristiky ...

	<i>b</i>	<i>h</i>
	[mm]	[mm]
horní pásnice ...	70	5
stojina ...	5	105
dolní pásnice ...	70	5

$$\begin{aligned} A &= 1225,0 \text{ mm}^2 \\ I &= 2601302,1 \text{ mm}^4 \\ W_h &= 45240,0 \text{ mm}^3 \\ W_d &= 45240,0 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Ohyb ...

$$\sigma_h = \frac{2596466,0}{45240,0} = 57,4 \text{ MPa} < 126,563 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\sigma_d = \frac{2596466,0}{45240,0} = 57,4 \text{ MPa} < 126,563 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

26.5. NÁVRH KOTVENÍ

Každý sloupek bude připevněn pomocí čtyř kotev z korozivzdorné oceli, vlepených do dodatečně vyvrtaných otvorů.

Síly působící k těžišti přípoje sloupku - moment zvětšíme v poměru ramen uvažovaných pro návrh sloupku a návrh kotvení ...

$$M_d = \frac{1,32}{1,190} \cdot 2,596 = 2,880 \text{ kNm}$$

Tahová síla ...

$$\begin{aligned} N_k &= 1,080 + 0,157 + 2 \cdot 0,157 + \\ &+ 0,190 = 1,741 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$N_d = 1,50 + 1,741 = 2,611 \text{ kN}$$

Osová vzdálenost horních a dolních kotev ... 0,260 m

Návrhová tahová síla v jedné kotvě (uvažujeme 2 kotvy vedle sebe) ...

$$N_{1d} = \frac{2,880}{2 \cdot 0,260} + \frac{2,611}{4} = 5,539 + 0,653 = 6,191 \text{ kN}$$

Průměr kotvy ... 16 mm

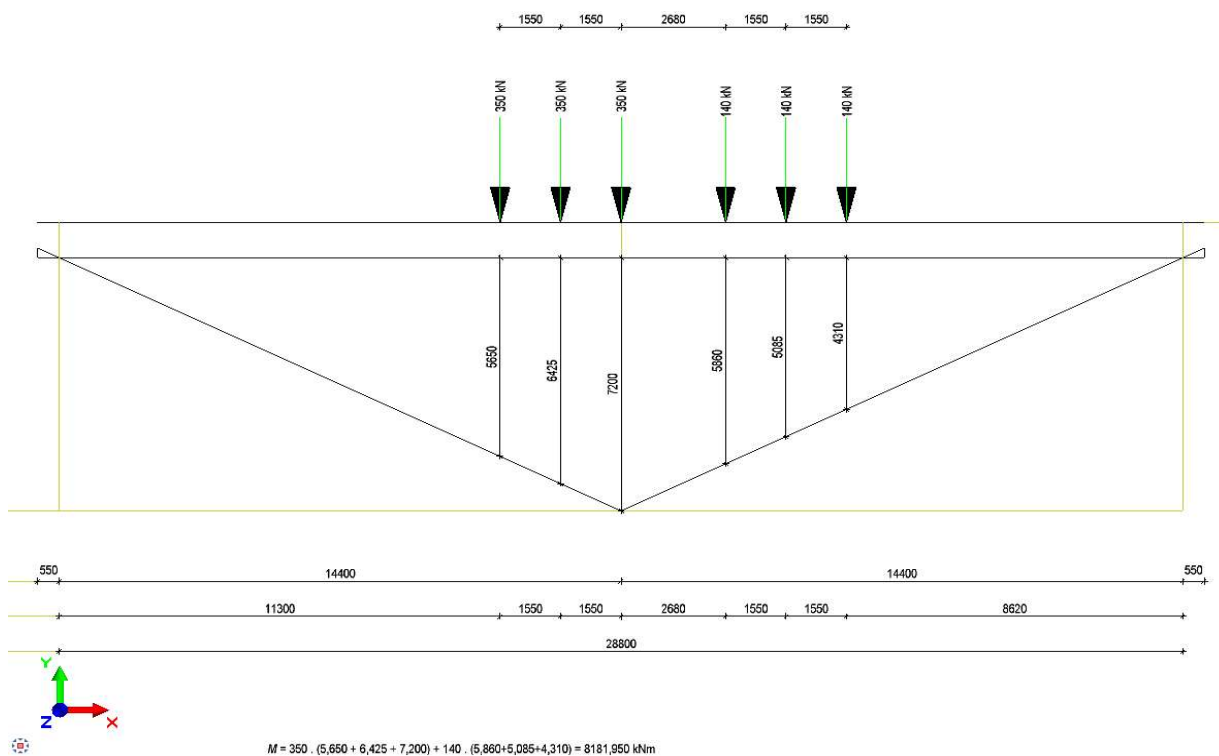
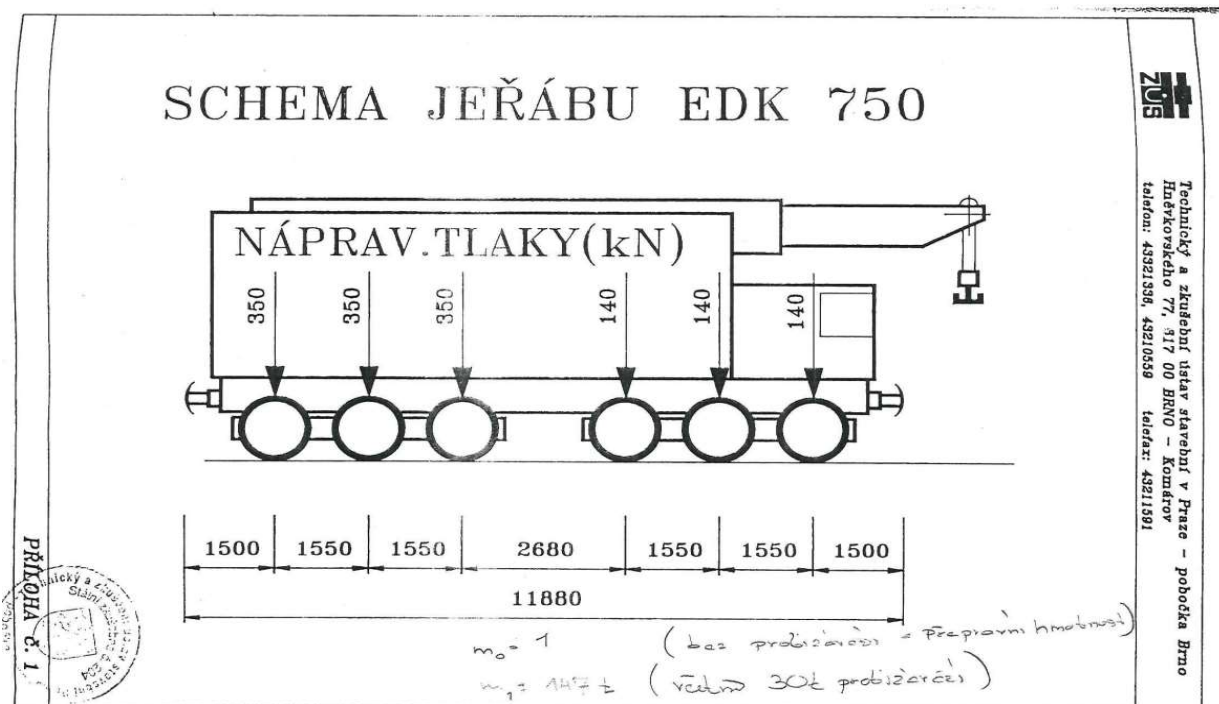
Plocha průřezu ... 200,96 mm²

Přípustné napětí v kotvě ... $\frac{355,0}{1,0} = 355,0 \text{ MPa}$

Napětí v kotvě ...

$$\sigma = \frac{6191,49}{200,96} = 30,810 \text{ MPa} < 355,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

27. ÚČINNOST JEŘÁBU EDK-750



Moment uprostřed rozpětí od jednoho jeřábu EDK-750:

č.	F_i [kN]	η_i [-]	M_i [kNm]
1	350,000	5,650	1977,500
2	350,000	6,425	2248,750
3	350,000	7,200	2520,000
4	140,000	5,860	820,400
5	140,000	5,085	711,900
6	140,000	4,310	603,400
			<u>8881,950</u>

Moment uprostřed rozpětí od vozidel traťové třídy - včetně dynamických účinků při přidružené rychlosti:

$$C4/110 : \quad M = \frac{80,000 \cdot 28,800}{8}^2 = 8294,400 \text{ kNm}$$

$$\phi_{T1} = 1,195$$

$$\phi_{T1} \cdot M = 1,195 \cdot 8294,400 = 9910,985 \text{ kNm}$$

$$\text{Účinnost EDK-750 ... } \frac{8881,950}{9910,985} = 0,896$$

$$D4/120 : \quad M = \frac{80,000 \cdot 28,800}{8}^2 = 8294,400 \text{ kNm}$$

$$\phi_{T1} = 1,214$$

$$\phi_{T1} \cdot M = 1,214 \cdot 8294,400 = 10072,43 \text{ kNm}$$

$$\text{Účinnost EDK-750 ... } \frac{8881,950}{10072,43} = 0,882$$

$$D2/160 : \quad M = \frac{64,000 \cdot 28,800}{8}^2 = 6635,520 \text{ kNm}$$

$$\phi_{T1} = 1,299$$

$$\phi_{T1} \cdot M = 1,299 \cdot 6635,520 = 8617,746 \text{ kNm}$$

$$\text{Účinnost EDK-750 ... } \frac{8881,950}{8617,746} = 1,031$$

28. ZATÍŽITELNOST A PŘECHODNOST - NOVÝ STAV

V této kapitole je uveden především přehled nejdůležitějších výsledků, podrobnosti jsou archivovány u zpracovatele výpočtu.

28.1. ZATÍŽITELNOST NA ZÁKLADĚ MSÚ - OHYB

Zatížitelnost Z_{LM71} se na základě mezních stavů únosnosti stanoví podle vztahu:

$$Z_{LM71} = (R_d - \Sigma E_{rs,Ed,i}) / E_{LM71,Ed} \quad , \text{ kde:}$$

R_d je návrhová hodnota únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu,

$$M_{Rd} = 34,490 \quad \text{MNm}$$

$E_{LM71,Ed}$ je návrhová hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného Modelem zatížení 71 včetně dynamických vlivů,

$$M_{LM71,Ed} = 20,279 \quad \text{MNm}$$

$\Sigma E_{rs,Ed,i}$ jsou návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

$$\Sigma M_{rs,Ed,i} = 18,888 \quad \text{MNm}$$

Pokud stanovená hodnota zatížitelnosti $Z_{LM71} \leq 1,0$, lze úměrně k této určené zatížitelnosti Z_{LM71} redukovat i ostatní účinky zatížení železniční dopravou, tj. účinky zatížení bočním rázem, rozjezdovými a brzdnými silami a odstředivou silou. Výslednou hodnotu zatížitelnosti Z_{LM71} je třeba v tomto případě určit iterační formou výpočtu.

Stanovení zatížitelnosti provedeme pro čas na konci životnosti a s použitím vztahů pro sestavení kombinací (6.10a) a (6.10b) dle [2] .

$$Z_{LM71} = \frac{34,490 - 18,888}{20,279} = 0,769$$

28.2. ZATÍŽITELNOST NA ZÁKLADĚ MSP - OMEZENÍ TRHLIN

Zatížitelnost se stanoví v principu obdobným způsobem jako v kapitole 28.1. Protože se ale zatížitelnost v tomto případě stanovuje na základě šířky trhlin, byla zatížitelnost stanovena iteračním způsobem.

$$Z_{LM71} = 0,916$$

28.3. PŘECHODNOST

Mostní konstrukce vyhovuje z hlediska přechodnosti pro následující traťové třídy s přidruženou rychlostí ...

C4/110, D4/120, D2/160.

29. ZATÍŽITELNOST A PŘECHODNOST - PŘEHLED

Přehled zatížitelnosti částí mostu - původní stav

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): TÚ 0602 Most (vč.) - Chomutov-os.n. (včetně, bez seř.n.) DÚ: 06 km: 57,255

B. Identifikace části mostu:

Část mostu: nosná konstrukce ~~opěra / pilíř~~, poř. číslo: 1 až 26, pod koleji č. 1, 2

C. Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C

Výpočtový model: TDA

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	přímá [m]	přímá [m]	přímá [m]
převýšení koleje	0 [m]	0 [m]	0 [m]
excentricita koleje	0,08 [m]	0,08 [m]	0,08 [m]

Popis závad uvažovaných v přepočtu mostu: při přepočtu nebyly uvažovány žádné závady (významné závady nebyly zjištěny).

Datum zjištění technického stavu mostu:

SŽDC, s.o.:

zpracovatelem přepočtu: 06/2020

Poznámka k části mostu:

Poř. číslo	Prvek	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	ϕ_i	L_ϕ	γ_{QM71}	$\gamma_{QM71,E}$	Viz číslo strany přepočtu	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}$	Poznámky
1	Podél.směr	MSP	omezení napětí		M	29,0	1,10	29,0	1,00			1,329		prefa
2	Podél.směr	MSP	omezení napětí		M							1,832		monolit
3	Podél.směr	MSP	omez.ohyb.trhlin		M	29,0	1,10	29,0	1,00			0,929		prefa
4	Podél.směr	MSP	omez.smyk.trhlin		M,V,T	29,0	1,10	29,0	1,00			3,053		
5	Podél.směr	MSP	svislý průhyb		M	29,0	1,10	29,0	1,00			3,814		
6	Podél.směr	MSP	pootoč.konc.průř.		M	29,0	1,10	29,0	1,00			3,719		
7	Podél.směr	MSP	zkroucení n.k.		M	29,0	1,10	29,0	1,00			15,95		
8	Podél.směr	MSP	vodorovné def.		M	29,0	-	29,0	1,00			>>1		
9	Podél.směr	MSÚ	ohyb		M	29,0	1,15	29,0	1,30			2,295		
10	Podél.směr	MSÚ	smyk		V	29,0	1,15	29,0	1,30			1,531		
11	Podél.směr	MSÚ	smyk+zkroucení, svisle		V,T	29,0	1,15	29,0	1,30			1,127		
12	Podél.směr	MSÚ	smyk+zkroucení, vodor.		V,T	29,0	1,15	29,0	1,30			-		
13	Podél.směr	MSÚ	únava bet. - NN		M	29,0	1,10	29,0	1,00			<<<1		
14	Podél.směr	MSÚ	únava bet. - 6.8.7(1)		M	29,0	1,10	29,0	1,00			<<<1		
15	Podél.směr	MSÚ	únava betonu - smyk		V,T	29,0	1,10	29,0	1,00			>1		
16	Podél.směr	MSÚ	únava předp.výzt.		M	29,0	-	29,0	-			-		
17	Podél.směr	MSÚ	únava bet.výzt.		M	29,0	-	29,0	-			-		

Přechodnost:

mostní konstrukce vyhovuje pro traťovou třídu s přidruženou rychlostí ... C4/110, D4/120, D2/160.

V Praze, 7.11.2023

doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

Přehled zatížitelnosti částí mostu - nový stav (rozhodující výsledky)

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): TÚ 0602 Most (vč.) - Chomutov-os.n. (včetně, bez seř.n.) DÚ: 06 km: 57,255

B. Identifikace částí mostu:

Část mostu: nosná konstrukce /opěra/pilíř, poř. číslo: 1 až 26, pod koleji č. 1, 2

C. Doplňující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C

Výpočtový model: deskostěnový, TDA

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	přímá [m]	přímá [m]	přímá [m]
převýšení koleje	0 [m]	0 [m]	0 [m]
excentricita koleje	0,08 [m]	0,08 [m]	0,08 [m]

Popis závad uvažovaných v přepočtu mostu: při přepočtu nebyly uvažovány žádné závady (významné závady nebyly zjištěny).

Datum zjištění technického stavu mostu:

SŽDC, s.o.:

zpracovatelem přepočtu: 07/2023

Poznámka k části mostu:

Poř. číslo	Prvek	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	ϕ_l	L_ϕ	γ_{QM71}	$\gamma_{QM71,E}$	Viz číslo strany přepočtu	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}$	Poznámky
1	Podél.směr	MSP	omez.ohyb.trhlin		M	29,0	1,10	29,0	1,00			0,916		prefa
2	Podél.směr	MSÚ	ohyb		M	29,0	1,15	29,0	1,30			0,716		monolit

Přechodnost:

mostní konstrukce vyhovuje pro traťovou třídu s přidruženou rychlostí ... C4/110, D4/120, D2/160.

V Praze, 7.11.2023

doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.