

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Dálniční integrovaný most

Motorway integral bridge

Vypracovala: Bc. Radka Jelínková

Vedoucí práce: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D

V Praze 2020

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Jelinková</u>	Jméno: <u>Radka</u>	Osobní číslo: <u>439044</u>
Zadávací katedra: <u>11 133 Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Dálniční integrovaný most</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Motorway integral bridge</u>	
Pokyny pro vypracování: Vypracujte statický výpočet, technickou zprávu a výkresovou dokumentaci.	
Seznam doporučené literatury: Šafář, R.: Betonové mosty 2 - přednášky, ČVUT v Praze 2014.	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>21.2.2020</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>17.5.2020</u> <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
_____	_____
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

_____	_____
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)



Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem tuto práci zpracovávala samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího této práce doc. Ing. Romana Šafáře, Ph.D.

Veškerá použitá literatura, normy, zdroje a podklady jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze, květen 2020

Bc. Radka Jelínková



Poděkování:

Na prvním místě bych ráda poděkovala vedoucímu diplomové práce doc. Ing Romanu Šafářovi, Ph.D za čas a trpělivost při konzultacích, které byly vzhledem k situaci náročnější než za běžných podmínek. Děkuji za výborný osobní přístup a odborné rady.

Chtěla bych poděkovat svému zaměstnavateli za přístup k softwarovému vybavení, podkladům k projektu a možnost studijního přístupu k normám.

Konečně bych ráda poděkovala své rodině za zázemí.

Děkuji



Abstrakt:

Předmětem této diplomové práce je návrh a posouzení integrované konstrukce dálničního mostu přes silnici III/00312 spadajícího do stavby 511 v úseku Běchovice - D1 v 76,0. kilometru. Dálnice v místě mostu je vedena v půdorysném oblouku $R = 900$ m s jednostranným příčným sklonem 5%.

Trasa komunikace je v tomto místě vedena přibližně v úrovni terénu, přemostovaná překážka je v hlubokém zářezu. Integrovaná konstrukce byla navržena, protože se jedná o spolehlivé a ekonomické řešení s minimálními nároky na údržbu a s minimálními celoživotními náklady. Rovněž bylo nutno navrhnout konstrukci s malou stavební výškou. Most se skládá ze dvou samostatných rovnoběžných konstrukcí, každá z nich je určena pro jeden jízdní pás dálnice.

Most má jedno pole o rozpětí 31,5 m v ose komunikace. Nosná konstrukce je monolitická z dodatečně předpjatého betonu s dvoutrámovým příčným řezem, vetknutá do monolitických, rovněž předpjatých, poddajných koncových podpěr.

Most je založený hlubinně na vrtaných velkopřůměrových pilotách.

Součástí diplomové práce je technická zpráva, statický výpočet a výkresová dokumentace integrovaného dálničního mostu.

Klíčová slova:

Most

Integrovaný most

Dálnice

Beton

Předpjatý beton



Abstract:

The aim of this master thesis is a design of a motorway bridge over the road III/00312. The bridge in chainage km 76,0 is a part of a motorway segment „Běchovice – D1“. The motorway in the place of the bridge is in a horizontal curvature with a radius of 900 m with a transverse slope of 5 %.

The motorway is here approximately at the level of the surrounding terrain, the bridged road is in deep excavations. Integral bridge was chosen because it is a reliable and economic structure with low maintenance needs and low whole-life costs. Also a small depth of the cross section was needed. The bridge is subdivided into two parallel structures – each of them is intended for one direction of the motorway.

The bridge has one span of the length of 31,5 m. Superstructure of the bridge is cast-in-situ, post-tensioned, with a double-T cross section, fixed to flexible, cast-in-situ, post-tensioned frame supports.

The bridge has deep foundations with bored large-diameter piles.

The master thesis is composed of a technical report, structural analysis and drawings of the integral motorway bridge.

Key words:

Bridge

Integral bridge

Motorway

Concrete

Presressed concrete



OBSAH

ČÁST 1 - TECHNICKÁ ZPRÁVA	5
1 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU.....	6
2 ZDŮVODNĚNÍ MOSTU A JEHO UMÍSTĚNÍ	8
2.1 ÚČEL MOSTU.....	8
2.2 PODKLADY	8
2.3 CHARAKTER TRASY A PŘEMOŠTOVANÝCH PŘEKÁŽEK	8
2.3.1 Charakter převáděné trasy.....	8
2.4 ÚZEMNÍ PODMÍNKY.....	8
2.5 GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY	8
3 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU	10
3.1 POPIS NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTU.....	10
3.1.1 Hlavní nosná konstrukce.....	10
3.1.2 Mostní dilatační závěry.....	10
3.1.3 Ložiska.....	11
3.2 ÚDAJE O ZALOŽENÍ A SPODNÍ STAVBĚ.....	11
3.2.1 Založení spodní stavby.....	11
3.2.2 Spodní stavba	11
3.3 VYBAVENÍ MOSTU	11
3.3.1 Vozovka a izolace	12
3.3.2 Římsy	12
3.3.3 Zádržné zařízení	12
3.3.4 Odvodnění.....	12
3.3.5 Zvláštní vybavení mostu	13
3.4 ZPĚTNÉ ZÁSYPY A ÚPRAVY POD A KOLEM MOSTU, PŘECHODOVÁ OBLAST	13
3.4.1 Zpětné zásypy a úpravy pod a kolem mostu	13
3.4.2 Přechodová oblast	14
3.5 STATICKÉ A HYDROTECHNICKÉ POSOUZENÍ MOSTU	14
3.6 CIZÍ ZAŘÍZENÍ NA MOSTĚ	15
3.7 ŘEŠENÍ PROTIKOROZNÍ OCHRANY A OCHRANA PROTI BLUDNÝM PROUDŮM.....	15
4 VÝSTAVBA MOSTU	16
4.1 POSTUP A TECHNOLOGIE STAVBY MOSTU	16
4.2 SPECIFICKÉ PŘEDPOKLADY PRO PŘEDPOKLÁDANOU TECHNOLOGII STAVBY	16
4.3 VZTAH K ÚZEMÍ (INŽENÝRSKÉ SÍTĚ, OCHRANNÁ PÁSMA, OMEZENÍ PROVOZU).....	16
4.4 SOUPIS POUŽITÝCH DETAILŮ.....	17
ČÁST 2 – STATICKÝ VÝPOČET.....	18
1 ÚVOD.....	19
1.1 ROZSAH A ÚČEL STATICKÉHO VÝPOČTU	20
1.2 METODIKA VÝPOČTU.....	20
1.3 POUŽITÉ PROGRAMOVÉ VYBAVENÍ	21
1.3.1 Verze použitých programů.....	21
2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTU	22
2.1 ZALOŽENÍ.....	22
2.2 NOSNÁ KONSTRUKCE.....	22
2.3 ULOŽENÍ NK	22
2.4 MOSTNÍ DILATAČNÍ ZÁVĚRY.....	22
2.5 LOŽISKA	22
3 MODEL KONSTRUKCE.....	23
3.1 POPIS MODELU	23
3.2 GEOMETRIE KONSTRUKCE	24



3.2.1	Geometrie PM	24
3.2.2	Podélná tuhost konstrukce.....	26
3.3	FÁZE VÝSTAVBY	27
4	MATERIÁLY	28
4.1	BETON	28
4.2	PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ.....	29
4.3	BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	29
4.4	KRYCÍ VRSTVA BETONU.....	30
4.5	ZALOŽENÍ	32
4.5.1	Svislá tuhost pružiny K_z	33
4.5.2	Vodorovná tuhost K_h	34
5	VÝPOČET ZATÍŽENÍ	36
5.1	STAVENIŠTNÍ ZATÍŽENÍ DLE [18]SKUPINA ZATÍŽENÍ G_0 – STÁLÉ – VLASTNÍ TÍHA.....	36
5.2	SKUPINA ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ $G-G_0$ – OSTATNÍ STÁLÉ.....	36
5.3	SKUPINA ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ GEO – ZEMNÍ TLAK.....	37
5.4	SKUPINA ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ T – ZATÍŽENÍ TEPLOTOU	37
5.5	SKUPINA ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ W – ZATÍŽENÍ VĚTREM	39
5.6	SKUPINA ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ MVL – DOPRAVNÍ ZATÍŽENÍ.....	40
5.6.1	Zatěžovací schéma LM1	40
5.6.2	Zatěžovací schéma LM3:	42
5.6.3	Přetížení za opěrou od dopravního zatížení	43
5.7	SKUPINA ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ B – ZATÍŽENÍ ROZJEZDOVÝMI A BRZDNÝMI SILAMI.....	44
5.8	SKUPINA ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ C – ODSŤŘEDIVÉ A JINÉ PŘÍČNÉ SÍLY	45
5.9	SKUPINA ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ S – ÚČINKY NEROVNOMĚRNÉHO SEDÁNÍ OPĚR.....	45
5.10	SKUPINA ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ $STAV$ – STAVENIŠTNÍ ZATÍŽENÍ	45
6	NÁVRH KONSTRUKCE V PODÉLNÉM SMĚRU	46
6.1	NÁVRH PŘEDPĚTÍ.....	46
6.2	VNITŘNÍ SÍLY	47
6.2.1	Vlastní tíha G_0	47
6.2.2	Ostatní stálé zatížení.....	47
6.2.3	Účinky od zemního tlaku na opěře.....	48
6.2.4	Předpětí	48
6.2.5	Rovnoměrná teplota	50
6.2.6	Nerovnoměrná teplota.....	50
6.2.7	Vítr	52
6.2.8	Svislé dopravní zatížení	52
6.2.9	Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami	53
6.2.10	Zatížení odstředivými silami	54
6.3	KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ	55
6.3.1	Součinitelé zatížení pro mosty	56
6.4	KOMBINACE PRO MSU:	57
6.4.1	Vztahy pro trvalé a dočasné návrhové situace	57
6.5	KOMBINACE PRO MSP:.....	57
6.5.1	Vztahy pro charakteristickou kombinaci	57
6.5.2	Vztahy pro častou kombinaci.....	57
6.5.3	Vztahy pro kvazistálou kombinaci	58
7	POSOUZENÍ NK – MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI.....	59
7.1	VÝVOJ PEVNOSTI BETONU.....	60
7.2	OMEZENÍ NAPĚTÍ	61
7.2.1	Posouzení MSP v čase předpětí konstrukce	61
7.2.2	Posouzení MSP v čase uvedení do provozu	62
7.2.3	Posouzení MSP v čase konce životnosti	63
7.2.4	Závěr	64
7.3	POSOUZENÍ VYZTUŽENÍ RÁMOVÉHO ROHU.....	64
7.4	VODOROVNÝ POSUN ΔH	66



8	POSOUZENÍ NK – MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI	67
8.1	VNITŘNÍ SÍLY	67
8.2	VYZTUŽENÍ.....	70
8.3	POSUDKY	71
8.3.1	Uvedení do provozu UP	71
8.3.2	Konec životnosti KZ	72
8.4	ZÁVĚR	72
9	ZALOŽENÍ	73
9.1	KONSTRUKČNÍ POŽADAVKY	73
9.1.1	Minimální krytí výztuže	73
9.1.2	Minimální vyztužení	73
9.1.3	Ověření minimálního vyztužení piloty	74
9.1.4	Vyztužení piloty	74
9.2	BETONÁŽ PILOTY	74
9.3	VNITŘNÍ SÍLY	75
9.3.1	Opěra O1	75
9.3.2	Opěra O2	76
9.4	POSOUZENÍ VÝZTUŽE PILOTY	76
	PŘÍLOHA A	79
	PŘÍLOHA B	89
	PŘÍLOHA C	103
1	VLASTNOSTI BETONU V ČASE	104
1.1	PEVNOST BETONU V TLAKU	104
1.1.1	Charakteristická pevnost f_{ck}	104
1.1.2	Průměrná pevnost betonu v tlaku f_{cm}	104
1.1.3	Průměrná pevnost betonu v tahu f_{ctm}	105
1.2	MODUL PRUŽNOSTI BETONU	105
1.3	POISSONŮV SOUČINITEĽ N	105
1.4	SOUČINITEĽ TEPLOTNÍ DÉLKOVÉ ROZTAŽNOSTI.....	105
2	SMRŠŤOVÁNÍ A DOTVAROVÁNÍ BETONU	106
2.1.1	Autogenní smršťování.....	106
2.1.2	Smršťování od vysychání.....	107
2.2	DOTVAROVÁNÍ	108
2.2.1	Celkové poměrné přetvoření betonu od reologických změn $\epsilon_c(t)$	110
3	VLASTNOSTI BETONU C35/45 V ČASE	111
3.1	MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI	111
3.1.1	Pevnostní vlastnosti.....	112
3.1.2	Mechanické vlastnosti	115
3.2	SMRŠŤOVÁNÍ BETONU.....	116
3.2.1	Autogenní smršťování.....	117
3.2.2	Smršťování od vysychání.....	118
3.2.3	Celkové poměrné smršťování ϵ_{cs}	120
3.3	DOTVAROVÁNÍ BETONU.....	122
3.3.1	Celkové poměrné přetvoření betonu od reologických změn $\epsilon_c(t)$	125
	PŘÍLOHA D	127
1	ÚVOD.....	128
1	TP 261 – INTEGROVANÉ MOSTY	129
1.1	VHODNOST UŽITÍ ZJEDNODUŠENÉHO POSTUPU	129
1.1.1	Zakřivení konstrukce.....	129
1.1.2	Vliv šikmosti mostu	130



1.1.3	Poloha pevného bodu	130
1.1.4	Zanedbání svislých a vodorovných zatížení	130
1.2	MAXIMÁLNÍ PŘÍPUSTNÁ DILATUJÍCÍ DÉLKA $L_{BE,ADM}$	130
1.3	ZÁVĚR	132
2	PŘÍSTUP DLE ČSN EN 1992-1-1	133
2.1	BETON C30/37	133
2.1.1	Pevnostní a mechanické vlastnosti	133
2.1.2	Smršťování betonu	134
2.1.3	Dotvarování betonu	135
2.1.4	Celkové poměrné přetvoření od smršťování a dotvarování	136
2.1.5	Pružná deformace	136
2.1.6	Zatížení teplotou	136
2.1.7	Závěr	136
2.2	BETON C35/45	137
2.2.1	Smršťování betonu	137
2.2.2	Dotvarování betonu	137
2.2.3	Celkové poměrné přetvoření od smršťování a dotvarování	138
2.2.4	Pružná deformace	138
2.2.5	Závěr	138
3	POROVNÁNÍ POMĚRNÝCH PŘETVOŘENÍ	139
3.1	SMRŠŤOVÁNÍ BETONU	139
3.2	DOTVAROVÁNÍ BETONU	139
3.3	PŘETVOŘENÍ OD SMRŠŤOVÁNÍ A DOTVAROVÁNÍ	140
3.4	ZÁVĚR	141
	PŘÍLOHA E	143
1	ZDROJE	144
1.1	LITERATURA A WEB	144
1.2	NORMY A PŘEDPISY	144
2	SEZNAM TABULEK A OBRÁZKŮ	146
2.1	SEZNAM TABULEK	146
2.2	SEZNAM OBRÁZKŮ	148
2.3	SEZNAM GRAFŮ	150



ČÁST 1 - TECHNICKÁ ZPRÁVA



1 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU

Trvalý dálniční most přes silnici, masivní, monolitický, z dodatečně předpjatého betonu, ve směrovém oblouku, výškově v přímé, s otevřeným uspořádáním a neomezenou zatížitelností.

Charakteristika mostu: Trvalý mostní objekt převádějící komunikaci dálnice přes komunikaci silnice III je součástí SOKP 511 D1 - Běchovice. Mostní objekt je tvořen dvěma souběžnými samostatnými konstrukcemi – levý most (LM), pravý most (PM), z nichž každá převádí jeden dopravní směr. Konstrukce jsou uloženy na samostatném základu. Konstrukce mostu je navržena jako monolitický předpjatý dvoutrám integrovaný do spodní stavby založené na pilotách.

V příčném řezu je konstrukce tvořena dvojicí nízkých trámů, spojených deskou mostovky a na vnějších stranách ukončena konzolami. Konstrukční výška mostu je proměnná 1,40 m v poli a 1,80 m v místě vetknutí do opěr. Opěry jsou tvořené ŽB stěnami. Křídla jsou umístěna na společný základ s opěrami. Opěry i křídla jsou založeny hlubinně na pilotách.

Délka přemostění	30,00 m (v ose komunikace) 29,67 m (v ose LM) 30,33 m (v ose PM)
Délka pravého mostu	43,18 m (v ose mostu)
Délka levého mostu	44,09 m (v ose mostu)
Délka nosné konstrukce	30,00 m (v ose komunikace)
Rozpětí pole	31,50 m (v ose komunikace) 31,15 m (v ose LM) 31,85 m (v ose PM)
Šikmost mostu	-
Volná šířka mostu	16,00 m (LM) 15,50 m (PM)
Šířka průchozího prostoru veřejného nebo nouzového chodníku	0,75 m
Šířka mostu	18,22 m (LM) 17,72 m (PM)
Výška mostu nad terénem	6,59 m
Stavební výška	2,20 m (PM i LM)
Plocha nosné konstrukce mostu	459,82 m ² (LM) 485,216 m ² (PM)
Kategorie komunikace	D 34,5/100
Staničení začátku úprav, podpěr, křížení, konce úprav	km 75,976 858 – Začátek úprav km 75,983 358 – Podpora O1 km 75,999 600 – Křížení km 76,014 858 – Podpora O2 km 76,023 208 – Konec úprav
Staničení přemostované překážky	Pozemní komunikace III – km 0,322 859
Úhel křížení	84,89° – komunikace III



Volná výška	4,88 m v km 0,338 093 – komunikace III
Zatížení a zatížitelnost mostu	<p>Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou, ČSN EN 1991-2 ed. 2 (73 6203), platné od 2019-01-01</p> <p>Tabulka NA.3 – Zvláštní vozidla pro dálnice, rychlostní silnice a vybrané trasy určené příslušným úřadem (Ministerstvo dopravy ČR) a to jsou:</p> <p>LM3 = 1800/200 a LM3 = 3000/240 (jedná se o jediné vozidlo na mostě). Požadovaná zatížitelnost mostu bude minimálně $V_n = 32$ t, $V_r = 80$ t, $V_e = 180$ t.</p>
Důležitá upozornění	nejsou



2 ZDŮVODNĚNÍ MOSTU A JEHO UMÍSTĚNÍ

2.1 Účel mostu

Trvalý mostní objekt převádějící komunikaci dálnice přes komunikaci silnice III je součástí SOKP 511 D1 - Běchovice. Mostní objekt je tvořen dvěma souběžnými samostatnými konstrukcemi – levý most (LM), pravý most (PM), z nichž každá převádí jeden dopravní směr. Konstrukce jsou uloženy na samostatném základu.

Konstrukce mostu je navržena jako monolitický předpjatý dvoutrám integrovaný do spodní stavby založené na pilotách

2.2 Podklady

- Dokumentace DÚR stavby D0 – úsek 511 – Běchovice – D1 ze 09/2018
- Předběžný geotechnický průzkum pro DÚR z 05/2003
- Doplněk k předběžnému geotechnickému průzkumu z 11/2005
- Podrobný geologický průzkum pro DSP 04/2008
- Zaměření
- Katastrální mapy
- TKP staveb pozemních komunikací (MD ČR, odbor pozemních komunikací)
- Vzorové listy VL4 - mosty (MD ČR, odbor pozemních komunikací)
- Příslušné TP, ČSN, ČSN EN a další normy, předpisy a vyhlášky

2.3 Charakter trasy a přemostovaných překážek

2.3.1 Charakter převáděné trasy

Šířkové uspořádání	S33,5/100 (na PM rozšíření v oblouku, celková šířka vozovky na mostě 31,5 m)
Směrové poměry v místě mostu	Směrově v oblouku ($R = 900,0$ m) Jednostranný sklon 5,0%
Výškové poměry v místě mostu	podélný sklon 3,00 %

2.4 Územní podmínky

Most se nachází v extravilánu. Terén je mírně zvlňný. Mocnost kvartérních sedimentů kolísá a místo od místa se mění. Horniny předkvartérního skalního podkladu jsou většinou silně zvětralé a mají charakter štěrku s příměsí jemnozrné zeminy

2.5 Geotechnické podmínky

Převzato v IGP viz PŘÍLOHA A.

V rámci akce bylo pro tento objekt použito archivních vrtů JV39, JV40 a JV41 a v rámci doplňujícího IGP byly doplněny sondami J1079 a J1080.

Přes poměrně příznivé geotechnické vlastnosti silně zvětralých až mírně zvětralých předkvartérních hornin skalního podkladu upozorňujeme na jejich mezerní výplň, která někdy nabývá charakteru písčitého jílu. V důsledku toho se tyto horniny stávají citlivými na jímání vody a jejich poměr únosnosti se může



snížovat pod hodnotu $\text{CBR} = 15\%$. Proto je nutné tyto zeminy chránit před jejich znehodnocením povětrnostními podmínkami (déšť, sníh).

Rozsah kvartérních sedimentů, jakož i průběh hornin předkvartérního skalního podkladu se výškově výrazně mění. Dochází zde k nepravidelnému zvětrávání hornin předkvartérního skalního podkladu. Dle výsledků archivních geofyzikálních prací je zřejmé, že v této oblasti je zastiženo několik tektonických poruch.

Základové poměry objektu lze charakterizovat jako složité vzhledem k mocnosti kvartérních sedimentů, jakož i hloubky zvětrání hornin předkvartérního skalního.

Při realizaci průzkumných sond v místě opěry O1 (J1079) byly do hloubky 6,7 m zastiženy kvartérní sedimenty charakteru jílu tuhé až pevné konzistence. V hloubce 6,7 m bylo zastiženo předkvartérní skalní podloží. Do hloubky 8,4 m bylo zastiženo zcela zvětralé skalní podloží charakteru jílu s úlomky prachovitých břidlic, pevné konzistence, ale extrémně nízké pevnosti. Od hloubky 8,4 až prakticky do hloubky 20,0 m se vyskytuje velmi zvětralá prachovitá břidlice (R5)

V místě O2 (J1080) se kvartérní sedimenty charakteru jílu písčitých (F2 CG) vyskytují do hloubky 4,3 m. Od této hloubky byl zastižen předkvartérní skalní podklad tvořený zcela zvětralými prachovitými břidlicemi charakteru jílu s úlomky prachovitých břidlic, pevné konzistence, extrémně nízké pevnosti. Od hloubky 8,4 až do hloubky 15,3 m se vyskytuje velmi zvětralá prachovitá břidlice (R5). Od této hloubky do konečné hloubky vrtu (20,0 m) byla zastižena velmi zvětralá prachovitá břidlice, středně rozpukaná (R4) dle ČSN P 73 1005.

Mostní objekt je možno založit plošně či hlubinně na základě statického posouzení. V případě hlubinného zakládání je možno piloty vetknout do prostředí R4, které se nachází v O2 (J1080) v hloubce 15,3 m. V místě O1 (J1079) nebylo ani do hloubky 20,0 m zastiženo prostředí třídy R4. Při předpokládaném hlubinném zakládání je potřeba počítat s úrovní hladiny podzemní vody mělce pod terénem (vrtání pod ochranou pracovního pažení, betonáž odspodu vrtu pro pilotu pomocí sypákové trouby). Pokud by se stavební jámy pro vrtání pilot měly zahлубit do podloží, budou v inženýrskogeologickém typu GT2, GT8 těžitelné běžnými mechanismy.

Při projektování a realizaci výstavby je potřeba vzít v úvahu, že zeminy typu GT2-Qe, GT9-Pz jsou potom náchylné k rozbředání. Při vlastní stavbě doporučujeme přítomnost geotechnika za účelem přebírky pilot a srovnání předpokladů průzkumu/projektu se skutečností.

Stavba spadá do 2. geotechnické kategorie. Dle ČSN EN 1997-1 jsou základové poměry považovány za složité, zvětrávání pevného skalního podkladu (prachovitých břidlic) kolísá v závislosti na výskytu poruchových zón, podzemní voda má nepříznivý vliv na konstrukci. Konstrukce tohoto mostu je zařazena mezi náročné konstrukce.

Dle ČSN EN 206-1 byla určena agresivita na beton stupněm AX2 (slabě agresivní chemické prostředí), agresivita pro ocel byla ohodnocena dle ČSN 03 8375 stupněm III. (zvýšená agresivita).



3 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU

3.1 Popis nosné konstrukce mostu

Trvalý mostní objekt převádějící komunikaci dálnice přes komunikaci silnice III je součástí SOKP 511 D1 - Běchovice. Mostní objekt je tvořen dvěma souběžnými samostatnými konstrukcemi – levý most (LM), pravý most (PM), z nichž každá převádí jeden dopravní směr. Konstrukce jsou uloženy na samostatném základu.

Konstrukce mostu je navržena jako monolitický předpjatý dvoutrám integrovaný do spodní stavby založené na pilotách

Most bude navržen viz tabulka 5 dle [21], jako plně integrovaný bez mostních ložisek a závěrů. Přechodová deska bude navržena jako kluzně uložená a přechodová oblast bude vyztužena geomřížemi.

3.1.1 Hlavní nosná konstrukce

Konstrukce mostů respektuje šířkové, směrové i výškové vedení převáděné komunikace. Šířkové uspořádání levého mostu je následující - 1,70 m vnější římsa (s nouzovým chodníkem), volná šířka mostu je 15,5 m a vnitřní římsa má šířku 1,02 m. U pravého mostu je šířkové uspořádání vnitřní a vnější římsy stejné jako u mostu levého, jen volná šířka mostu je 16,00 m, toto rozšíření je nutné z důvodu rozhledových poměrů na mostě.

V příčném řezu je konstrukce tvořena dvojicí nízkých trámů, spojených deskou mostovky a na vnějších stranách opatřených vyloženými konzolami. Konstrukční výška je proměnná 1,40 m v poli a 1,80 m v místě vetknutí do opěr. Horní šířka trámu je 3,00 m a dolní šířka trámů přechází z 2,60 m na 2,42 ve vetknutí do opěry. Deska mostovky má v nejužším místě mezi trámy tloušťku 0,35 m, v místě napojení na trámy je tloušťka 0,50 m, pod vnější i vnitřní římsou je tloušťka 0,25 m.

Horní povrch mostovky má jednostranný příčný sklon respektující sklon vozovky 5,00 %, pod římsami pak je třeba dodržet minimální sklon 4,00 %. Protisklon u PM je 6,00 % a protisklon u LM je 4,0 %.

Konstrukce se nachází v jednostranném podélném sklonu 3,50 %.

Nosná konstrukce bude železobetonová z betonu **C35/45 - XC4 + XF2 + XD3** a bude vyztužena ocelí **B500B**. Pro podélné předpětí nosné konstrukce jsou navrženy předpínací kabely se soudržností z lan **Y1860S7-15,7** s velmi nízkou relaxací (třída relaxačního chování 2). Z důvodu zvýšené ochrany integrované konstrukce proti účinkům případných bludných proudů se použijí plastové kabelové kanálky (úroveň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL2).

Všechny betonové konstrukce musí splňovat příslušná ustanovení TKP 18, příloha P10, kapitola 8.8.1 Požadavky na pohledové plochy mostů a nadzemních konstrukcí. Kategorie povrchové úpravy bude dosahovat minimálně kvality b dle TKP 18.

3.1.2 Mostní dilatační závěry

Vzhledem k návrhu konstrukce jako plně integrovaného mostu dle [21], na mostě nejsou osazeny mostní závěry. V místě ukončení nosné konstrukce a začátku kluzně uložené přechodové desky pouze bude obrusná vrstva opatřena řezanou spárou š. 20 mm, která bude vyplněna trvale pružnou těsnící zálivkou.



3.1.3 Ložiska

Vzhledem k návrhu konstrukce jako plně integrovaného mostu dle [21], na mostě nejsou použita ložiska.

3.2 Údaje o založení a spodní stavbě

Založení bude na obou opěrách hlubinné na pilotách.

3.2.1 Založení spodní stavby

Na základě výsledků a doporučení inženýrsko-geologického průzkumu je navrženo hlubinné založení opěr na velkopřůměrových pilotách \varnothing 1,20 m uspořádaných ve dvou řadách, které budou vetknuty do základového bloku, a vrtaných z úrovně upraveného terénu. Piloty budou z betonu **C25/30 – XC2 + AX2** a vyztuženy ocelí **B500B**.

3.2.2 Spodní stavba

Opěry jsou stěnové se zúžením ve spodní části. V místě vetknutí nosné konstrukce je šířka stěny opěry 1,50 m. Šířka stěny 1,50 m má konstantní výšku 2,0 m, poté se šířka konstrukce konstantně zužuje až do šířky 0,75 m. Výška zúžení konstrukce má konstantní výšku 2,76 m. Výška tloušťky stěny 0,75 je závislá na příčném sklonu konstrukce, výška se pohybuje v rozmezí 0,72 – 2,28 m. Opěra je vetknuta do základového bloku o výšce 1,5 m a šířce 4,0 m. Horní povrch základů je z důvodu odvodnění navržen ve spádu min. 4 % v podélném směru mostu.

Opěry budou železobetonové z betonu **C35/45 – XC4 + XF2 + XD1** pro základy mimo dosah CHRL a z betonu **C35/45 – XC4 + XF2 + XD2** pro základy v dosahu CHRL. Základový blok bude železobetonový z betonu **C30/37 – XC2 + XF1 + XA2**. Vyztuženy budou ocelí **B500B**.

Podkladní beton bude z betonu **C16/20 – XC2 + XA2** a bude v půdorysném rozměru minimálně o 0,50 m větším na každou stranu, než je rozměr základu. Průměrná tloušťka podkladního betonu je uvažována 0,20 m.

Přechodová deska bude řešena přechodovou deskou s elastickým mostním závěrem o délce 8,15 m. Řešení přechodové desky odpovídá obrázku 75 dle [21].

3.3 Vybavení mostu

Na mostě bude umístěno následující vybavení.



3.3.1 Vozovka a izolace

Vozovky a izolace jsou navrhovány dle [11]. Izolace mostovky je z asfaltových natavovaných pásů (NAIP) v tl. 5 mm. Pod římsou je izolace upravena viz 403.45 dle [23].

Na mostě v místě komunikace je navržena vozovka třívrstvá celkové tloušťky 135 mm (včetně izolace) ve složení:

VOZOVKA			130 mm
Obrusná vrstva	ČSN EN 13108-1	SMA 11S	40 mm
Postřik spojovací emulzní	ČSN 73 6129	PS-A	0,36 kg/m ²
Ložná vrstva	ČSN EN 13108-1	ACL 16+	50 mm
Postřik spojovací emulzní	ČSN 73 6129	PS-C	0,3 kg/m ²
Ochrana izolace	ČSN EN 13108-1	MA 16 IV	40 mm
IZOLACE NAIP	ČSN 73 6242		5 mm
CELKEM konstrukce vozovky vč. izolace			135 mm

Vozovka musí být v místě přechodové oblasti vyztužena geomříží, která musí být řádně zakotvena a to minimálně 1,0 m před začátkem přechodové desky a minimálně 1,0 m za koncem ovlivněné oblasti viz obrázek 43 dle [21].

3.3.2 Římsy

Římsy budou železobetonové z betonu **C30/37 – XC4 + XF4 + XD3** s výztuží z oceli **B500B**. Kotva římsy bude umístěna ve vývrtu. Vnější římsa má šířku 1,70 m se sklonem horního povrchu 4,0 % směrem k vozovce. Svislá část římsy má výšku 0,70 m a šířku 0,30 m. Vnitřní římsa má šířku 1,02 m se sklonem horního povrchu 4,0 %. Svislá část římsy má výšku 0,75 m a šířku 0,47 m, v římsce je umístěno 6 chrániček Ø110/94. Výška obrubníku je 0,15. Povrch římsy bude opatřen striáží.

3.3.3 Zádržné zařízení

- **Svodidla**

Na vnitřní římsce je navrženo jednostranné ocelové zábradelní svodidlo, třída zadržení H3, výška madla na vozovkou min. 1,10 m. Na vnější římsce je navrženo jednostranné mostní ocelové svodidlo, úroveň zadržení H2, pracovní šířka max. 1,00 m, výška horní hrany svodnice nad vozovkou min. 0,75 m. Kotvení sloupku svodidla bude provedeno kotvami viz 501.52 dle [23]. Svodidla musí být opatřena ochranou proti bludným proudům viz 601.06 dle [23].

- **PHS**

Na vnější římsce je navržena protihluková stěna výšky 5,0 m, která je součástí objektu mostu. Most je dimenzován na účinky zatížení od PHS. Sloupky na mostě jsou rozmístěny po 2,0 m. Sloupky budou ukončeny ve zpevnění za křídly. Před a za mostem bude PHS navázána na PHS podél hlavní trasy pomocí přesahu. Přesah musí být minimálně 1,0 m. Sloupky PHS jsou navrženy z HEB 180. Soklový panel je betonový, výplň PHS je z hliníkových panelů. Sloupek PHS s patní deskou bude kotven pomocí kotevního přípravku. Konstrukce musí být opatřena ochranou proti bludným proudům.

3.3.4 Odvodnění

Most je odvodněn příčným jednostranným sklonem po povrchu vozovky k levé římsce PM a LM a následně podélně k opěře O1. Dle výpočtu odvodnění není na mostě třeba umístit mostní odvodňovače. Těsnění spáry podél obrubníku je



provedeno viz 403.42 dle [23]. Na mostě je voda odvedena mimo objekt a následně svedena do silničních vpustí. Odvodnění povrchu izolace je zajištěno odvodňovacími trubičkami viz 406.11 dle [23]. Odvodňovací trubičky jsou umístěny v ose odvodnění mostu a jsou svedeny do podélného svodu viz 505.05 dle [23], který je svislým svodem podél opěry zaústěn do vývážště a napojen do příkopu viz 505.07 dle [23].

3.3.5 Zvláštní vybavení mostu

- **Nivelační značky**

V souladu s čl. 13.14.1 dle [8] se do říms a spodní stavby osadí do dodatečně vyvrtaných otvorů nivelační měřicí značky Ø16 mm, délky 70 mm v nerezovém provedení, které budou sloužit pro geodetické sledování konstrukce mostu (poloha značek na římsách bude ve středu rozpětí, v osách uložení nad opěrami).

- **Chráničky**

Ve vnitřní mostní římsě je umístěno 6 chrániček DN110/94

- **Označení letopočtu výstavby mostu**

V souladu s čl. 13.15.1 dle [8] a 209.01 dle [23] se na opěrách umístí vlysy s označením roku ukončení výstavby mostní konstrukce, případně i logo zhotovitele mostu.

- **Označení evidenčního čísla mostu**

Na začátku mostu podle směru jízdy budou na obou okrajích osazeny značky s evidenčním číslem mostu. Provedení a kvalita bude odpovídat TKP-SPK kap. 14 – “Dopravní značky a dopravní značení”.

3.4 Zpětné zásypy a úpravy pod a kolem mostu, přechodová oblast

Zpevnění pod mostem bude provedeno v rozsahu 0,50 m vně od obrysu mostu. Na mostě jsou navržena po obou stranách opěry služební schodiště šířky 0,75 m s obrubníkem 0,10 m, ve směru jízdy jsou schodiště navržena až k patě svahu, druhé schodiště dosahuje na úroveň lavičky. Schodiště je navrženo viz 206.21 dle [23]. Schodiště budou provedena z prefabrikovaných dílců.

3.4.1 Zpětné zásypy a úpravy pod a kolem mostu

- **Zemní práce**

Dno výkopu bude vždy přesahovat obrys podkladního betonu o 0,50 m (tedy 1,00 m od hrany základu).

- **Zpevnění pod mostem – plochy šikmé**

Svahy pod mostem a vedle mostu o větším sklonu (sklony 1:2,5 a strmější) budou zpevněny pomocí polovegetačních tvárnic do pískového lože. U líce opěry bude zpevnění od konstrukce odděleno vrstvou z vloženého extrudovaného polystyrenu tl. 50 mm. Zpevnění bude po stranách ohraničeno obrubníkem šířky 0,10 m a pod svahem betonovým prahem 0,80 x 0,50 m viz 206.02 dle [8]. Tloušťka vrstvy polovegetačních tvárnic do pískového lože je 300 mm. Do vrstvy pískového lože budou započítány a vždy provedeny svahové stupně max. 5,0 m od sebe.



- **Zpevnění pod mostem – plochy vodorovné nebo v malém sklonu**

Zbývající plochy pod mostem - vodorovné nebo v malém sklonu - budou upraveny zpravidla válcovaným šterkopískem 16/32 mm tl. 150 mm na upravený povrch terénu. Budou provedeny úpravy pro zvěř.

- **Základna na konci křídel, ve středním dělicím pase a rozšíření násypového tělesa**

Základna na konci křídel včetně rozšíření násypového tělesa bude provedena viz 206.22 a 206.23 dle [23] a základna ve středním dělicím pásu bude provedena viz 206.4 dle [23]. Rozšíření násypového tělesa bude 0,5 m na délce 10,0 m. Základna bude v délce 5,0 m ohraničena obrubami tl. 100 mm, respektive 150 mm (na hraně s komunikací). Základna bude použita k srovnání rozdílných sklonů mezi římsou a nezpevněnou krajnicí.

3.4.2 Přejímová oblast

Přejímové oblasti jsou navrženy, aby splňovaly požadavky dle [12], .

Zemina šterkodrti 0-32 mm v přejímové oblasti je vyztužena dvouosou monolitickou geomříží 40/40 s minimální pevností v tahu 40 kN/m, tažností 11 %. Hutnění bude ve vrstvách max tl. 0,30 m, vibračním válcem. Zpětný přesah geomříží je min. 1,50 m.

Rub opěry bude opatřen penetračním nátěrem ALP, natavovaným izolačním pásem a ochranou izolace. Jako ochranná a drenážní vrstva bude sloužit vrstva 2x geotextílie o min. tl. 6 mm.

Odvodnění přejímové desky bude provedeno příčnou drenáží z perforovaných HDPE trubek DN 200 mm. Odvodnění přejímové desky bude obsypáno drenážním betonem. Odvodnění násypu v přejímové oblasti mostu je zajištěno příčnou drenáží DN150 mm umístěnou na rubu opěr. Drenáž je uložena na těsnící mezivrstvě a obetonována drenážním betonem viz 204.01a dle [23]. Odvodnění přejímové desky a rubu opěry jsou vyústěny do svahu násypového tělesa viz 204.02 dle [23].

Přejímové desky budou na volném konci zakotveny do zeminy svislou stěnou, zatímco na mostní konstrukci budou uloženy kluzně.

3.5 Statické a hydrotechnické posouzení mostu

- **Zatěžovací třída, součinitele zatížení, mimořádná zatížení**

Most je navržen dle Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou, ČSN EN 1991-2 ed. 2 (73 6203), platné od 2015 viz [15]

Součinitele zatížení jsou dány viz [15].

Most je navržen na mimořádné zatížení dle tabulky NA.3 – Zvláštní vozidla pro dálnice, rychlostní silnice a vybrané trasy určené příslušným úřadem (Ministerstvo dopravy ČR) a to jsou: LM3 = 1800/200 a LM3 = 3000/240 (jedná se o jediné vozidlo na mostě) viz [15]



- **Předpokládané vlastnosti základové půdy**

Vlastnosti základové půdy jsou převzaty z IGP průzkumu viz PŘÍLOHA A.

- **Přehled provedených výpočtů**

Statický výpočet obsahuje:

- posudek hlubinného založení
- návrh a posouzení nosné konstrukce

Statický výpočet je uveden v ČÁSTI 2.

3.6 Cizí zařízení na mostě

Ve vnitřní mostní římse je umístěno 2x6 chrániček DN110/94.

3.7 Řešení protikoroze ochrany a ochrana proti bludným proudům

Dle výsledků z korozního průzkumu z listopadu 2005 byl objekt zařazen do 3. stupně základních ochranných opatření protikoroze ochrany proti bludným proudům. Požadavky kombinované primární i sekundární ochrany a konstrukční opatření jsou zahrnuty do podmínek pro jednotlivé konstrukční části. Pro kontrolu bludných proudů bude konstrukce opatřena provařenou výztuží a jejím vyvedením na povrch k měřicímu bodu viz 601.08 dle [23].



4 VÝSTAVBA MOSTU

4.1 Postup a technologie stavby mostu

Výstavba mostu se bude provádět v souladu s celkovou koordinací stavební akce D0 – úsek 511 – Běchovice – D1.

Postup výstavby mostu:

- Zhotovení plošiny pro vrtání pilot
- Vrtání pilot
- Provedení zbývajících výkopových prací
- Betonáž základů, opěr
- Zhotovení skruže
- Betonáž nosné konstrukce
- Předpínání nosné konstrukce
- Odstranění skruže
- Betonáž křídel
- Zhotovení přechodových oblastí
- Betonáž přechodových desek
- Pokládka izolace nosné konstrukce
- Betonáž mostních říms a jejich osazení svodidlem a PHS
- Pokládka vozovky na mostě, před mostem a za mostem
- Provedení terénních úprav, dokončovací práce

4.2 Specifické předpoklady pro předpokládanou technologii stavby

Vzhledem k typu konstrukce předpokládáme výstavbu na pevné skruži.

4.3 Vztah k území (inženýrské sítě, ochranná pásma, omezení provozu)

V prostoru staveniště nebo v jeho blízkosti jsou následující inženýrské sítě (v závorce šířka ochranného pásma) :

- CETIN SDK (bude rušena)

Před zahájením prací bude nutné veškeré inženýrské sítě v dotčené oblasti vytyčit, případně přeložit tak, aby výstavbou objektu nedošlo k jejich narušení.



4.4 Soupis použitých detailů

Při výstavbě mostu je třeba dodržet úroveň provedení detailů konstrukce stanovené dle [21] a [23].

Vzorové listy - VL4 – Mosty [23]	
OZN.	NÁZEV
101.05	Krajní římsa se zábradlím
101.07	Krajní římsa s nouzovým chodníkem a svodidlem svodnicového typu
102.01	Střední římsa se zakrytým zrcadlem a svodidly svodnicového typu
204.01a	odvodnění rubu opěr, drenáž za opěrou
204.02	Odvodnění rubu opěr vyústění ve svahovém kuželu
206.02	Opevnění svahu z lomového kamene
206.21	Služební schodiště u opěry
206.22	Základna na konci křídla a rozšíření násypového tělesa před mostem
206.23	Základna na konci křídla a rozšíření násypového tělesa za mostem
206.24	Základna ve středním dělicím pásu
209.01	Letopočet a logo zhotovitele
305.91	Ukončení vozovky na přechodové desce
306.01	Okapnička a ochranný nátěr konců nosné konstrukce
401.01a	Římsa se svodidlem, tvar a povrchová úprava
401.11	Střední římsa se zrcadlem a svodidlem svodnicového typu
402.02	Kotva římsy ve vývrtu
402.11	Vyvedení kabelových chrániček u opěr
402.21	Těsnění dilatačních spár římsy
402.22	Těsnění pracovních spár římsy
402.23	Těsnění smršťovacích spár římsy
402.31	Výztuž říms
403.41	Odvodňovací proužek z litého asfaltu
403.42	Těsnění spáry podél obrubníku
403.45	Napojení izolace u římsy
406.11	Odvodnění izolace trubičkami
406.12	Odvodnění izolace drenážním polymerbetonem (mimo odvodňovací trubičky)
406.12a	Odvodnění izolace drenážním polymerbetonem (půdorysné schéma žeber)
501.52	Kotvení sloupku svodidla kotvami
504.82	Zaústění skluzu do příkopu
505.05	Napojení odvodnění izolace do podélného svozu
505.07	Zaústění svislého svodu přes vývařiče do příkopu
509.01	Měřičské značky
601.06	Bludné proudy – Svodidla
601.08	Bludné proudy – Propojení a vyvedení výztuže

Tabulka 4.1 – Použité detaily dle [23]

Technické podmínky - TP 261 - Integrované mosty [21]	
OZN.	NÁZEV
Obr. 37	Příklad provedení dilatační spáry v místě připojení křídla mostu pro dilatační pohyb větší než ± 5 mm (vlevo varianta s kluznými trny, vpravo varianta se smykovou zarážkou)
Obr. 38	Příklady provedení průchodu chrániček v římsách dilatační spárou
Obr. 41	Příklad uspořádání přechodové oblasti z vyztužené zeminy a s pružnou vložkou
Obr. 75	Příklad přechodové oblasti s přechodovou deskou a elastickým mostním závěrem
Příloha 3	Detail izolace mostovky, těsnění pracovních spár a vrubového kloubu

Tabulka 4.2 – Použité detaily dle [23]



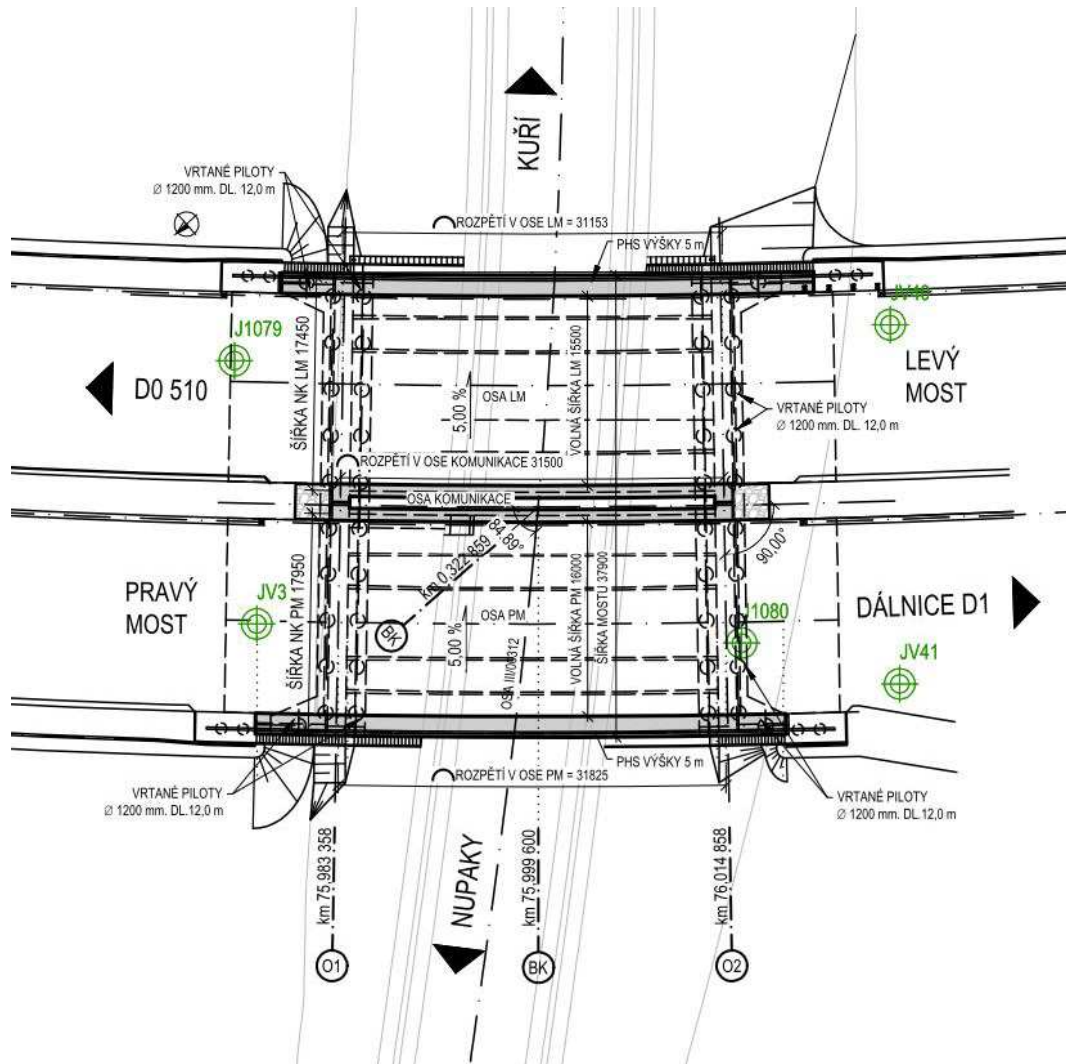
ČÁST 2 – STATICKÝ VÝPOČET



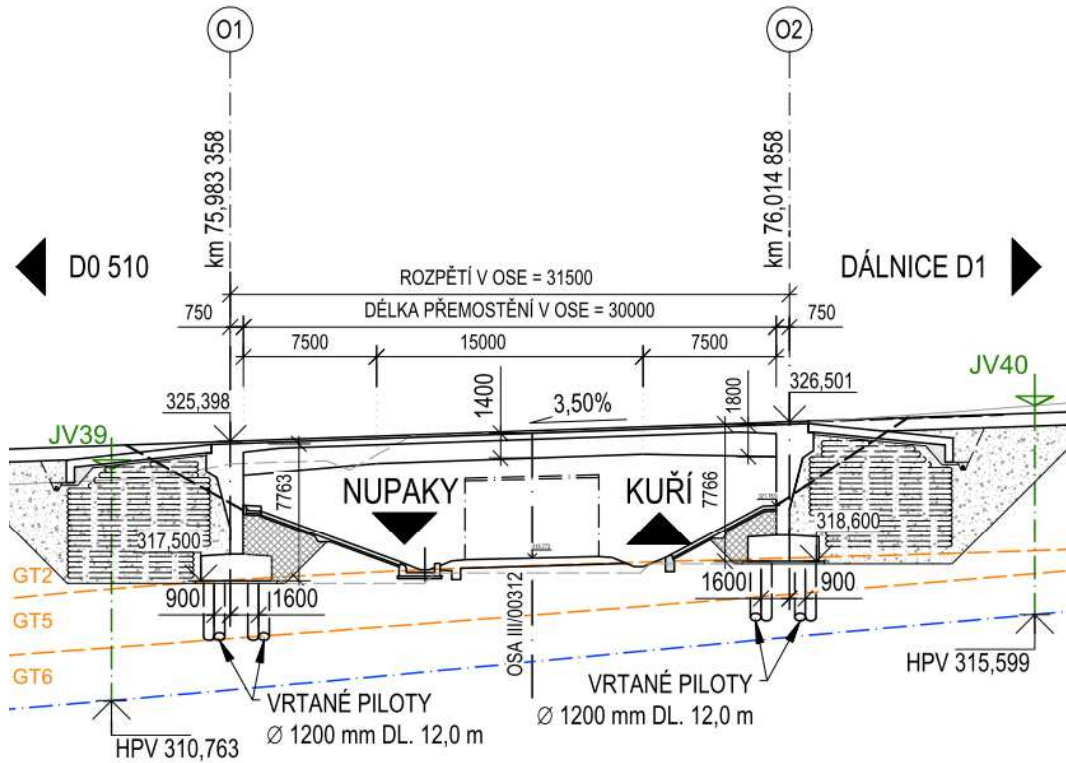
1 ÚVOD

Trvalý mostní objekt převádějící komunikaci dálnice přes komunikaci silnice III je součástí SOKP 511 D1 - Běchovice. Mostní objekt je tvořen dvěma souběžnými samostatnými konstrukcemi – levý most (LM), pravý most (PM), z nichž každá převádí jeden dopravní směr. Konstrukce jsou uloženy na samostatném základu.

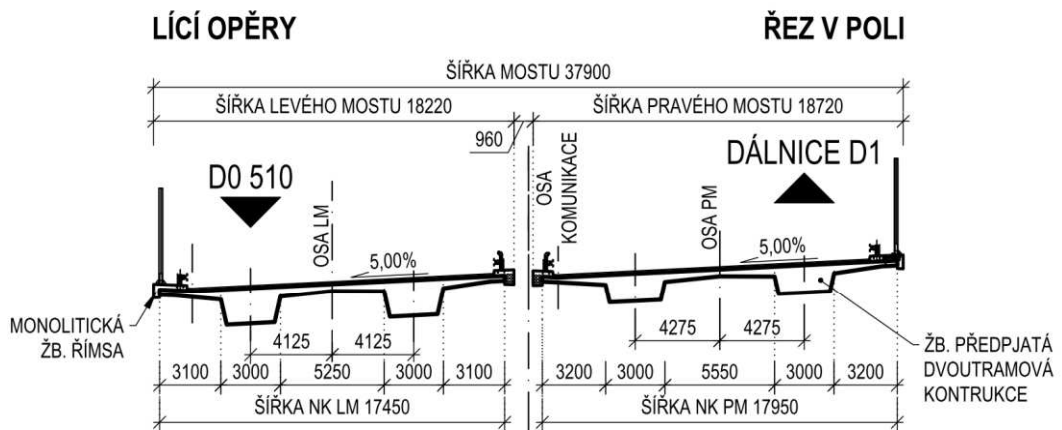
Konstrukce mostu je navržena jako monolitický předpjatý dvoutrám integrovaný do spodní stavby založené na pilotách.



Obrázek 1.1 – Půdorys



Obrázek 1.2 – Podélný řez



Obrázek 1.3 – Vzorový příčný řez

1.1 Rozsah a účel statického výpočtu

Cílem statického výpočtu je posouzení prvků nosného systému mostu. Statický výpočet je nedílnou součástí diplomové práce.

1.2 Metodika výpočtu

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

- dle metodiky mezních stavů

Ve statickém výpočtu jsou posouzeny tyto mezní stavy:

- mezní stavy únosnosti
- mezní stavy použitelnosti



1.3 Použité programové vybavení

Pro globální analýzu nosné konstrukce byl využit MKP software MIDAS Civil 2019. Pro dílčí posouzení kritických průřezů a spodní stavby byl využit program pro posuzování železobetonových a předpjatých průřezů IDEA StatiCa – RCS. Posouzení založení bylo provedeno v programu IDEA StatiCa – RCS. Pro určení náhradní tuhosti na piloty bylo využito programu GEO5 – Pilota.

1.3.1 Verze použitých programů

MIDAS Civil 2019 (v 2.1)

IDEA StatiCa – RCS (v 10.0.0.3)

GEO5 – Pilota (2019)

MS Office EXCEL 365

MS Office WORD 365



2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTU

2.1 Založení

Konstrukce je založena na velkopřůměrových pilotách Ø1200 mm. Délka pilot pod jednotlivými opěrami se může lišit zaleží na zastižené geologii viz PŘÍLOHA A . Délka a posouzení pilot bude uvedena v kap. 9 – Založení. Piloty jsou vetknuty do základového bloku o výšce 1,5 m a šířce 4,0 m.

Opěry jsou stěnové se zúžením ve spodní částí. V místě vetknutí nosné konstrukce je šířka stěny opěry 1,50 m. Šířka stěny 1,50 m má konstantní výšku 2,0 m, poté se šířka konstrukce konstantně zužuje až do šířky 0,75 m. Výška tloušťky stěny 0,75 je závislá na příčném sklonu konstrukce, výška se pohybuje v rozmezí 0,72 – 2,28 m.

2.2 Nosná konstrukce

Konstrukce mostů respektuje šířkové, směrové i výškové vedení převáděné komunikace. Volná šířka LM je 15,5 m a PM je 16,00 m, toto rozšíření je nutné z důvodu rozhledových poměrů na mostě.

V příčném řezu je konstrukce tvořena dvojicí nízkých trámů, spojených deskou mostovky a na vnějších stranách opatřených vyloženými konzolami. Konstrukční výška je proměnná 1,40 m v poli a 1,80 m v místě vetknutí do opěr. Horní šířka trámu je 3,00 m a dolní šířka trámů přechází z 2,60 m na 2,42 ve vetknutí. Deska mostovky má v nejužším místě mezi trámy tloušťku 0,35 m, v místě napojení na trámy je tloušťka 0,50 m, pod vnější i vnitřní římsou je tloušťka 0,25 m.

2.3 Uložení NK

Nosná konstrukce je vetknuta do opěr.

2.4 Mostní dilatační závěry

Na mostě nejsou osazeny mostní závěry.

2.5 Ložiska

Na mostě nejsou osazeny ložiska.

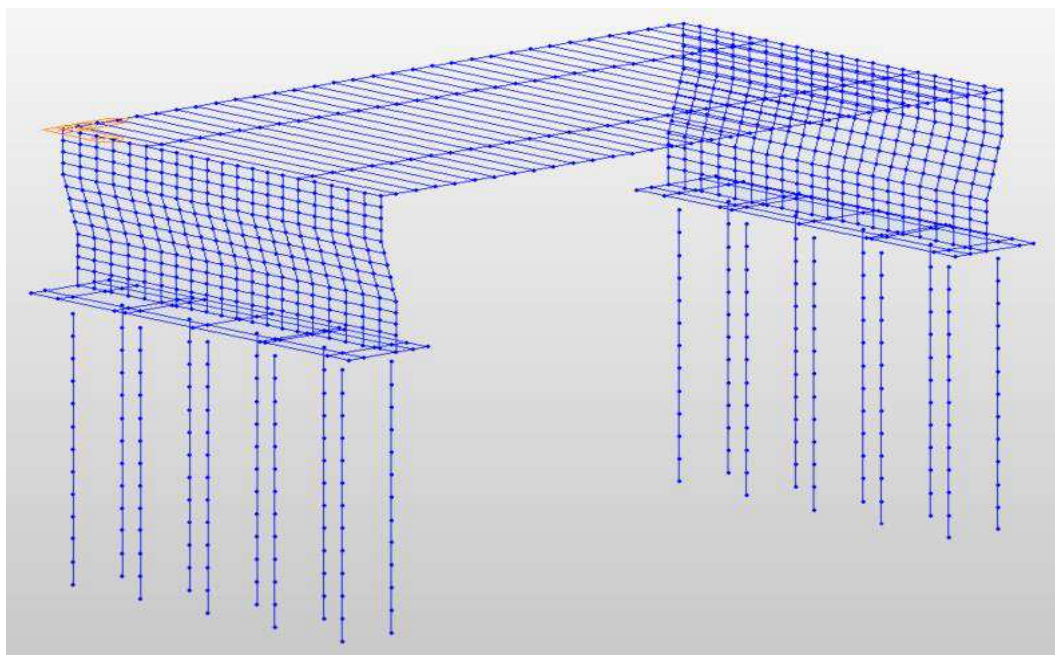


3 MODEL KONSTRUKCE

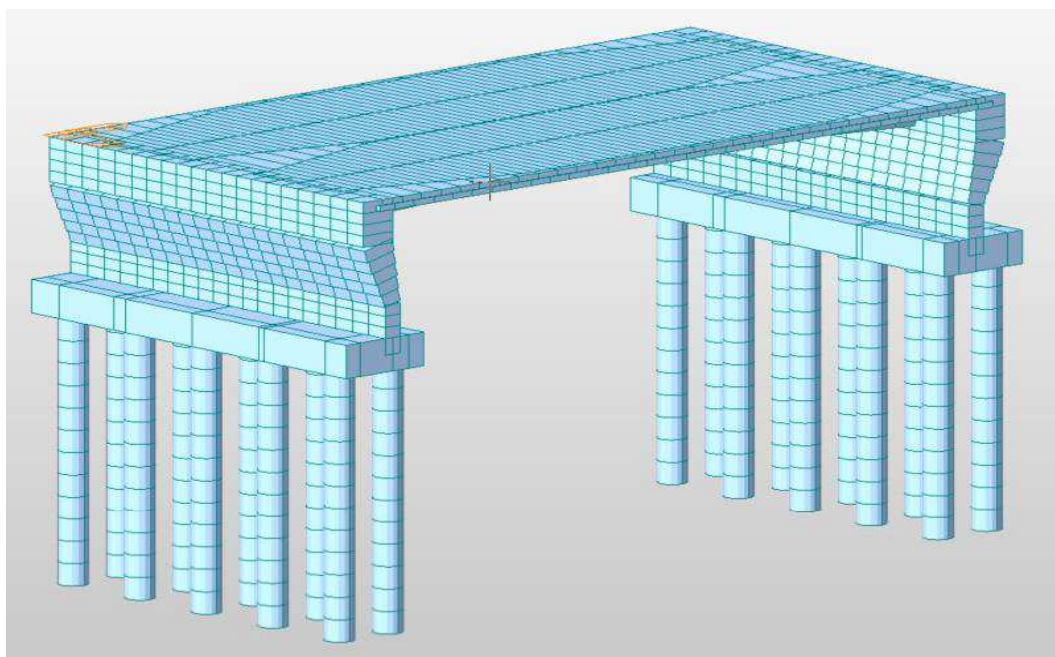
Výpočet vnitřních sil byl proveden na 3D roštovém modelu v MKP SW Civil 2019 (v 2.1). Pro model konstrukce byla uvažována geometrie pravého mostu. Rozpětí modelu uvažováno v ose komunikace 31,5 m.

3.1 Popis modelu

Nosná konstrukce byla rozdělena na prutové náhrady, které vystihují tvar trámové konstrukce. V příčném směru byly tyto elementy spojeny pruty o příslušné tloušťce desky. Opěry jsou modelovány deskou stejně jako základový blok, ke kterému jsou připojeny dvojice pilot. Založení bylo modelováno pružinami, které odpovídají náhradám za tuhost zeminy.



Obrázek 3.1 – Model konstrukce – pruty



Obrázek 3.2 – Model konstrukce – render



3.2 Geometrie konstrukce

Konstrukce PM i LM je navržena jako dvoutrám. Šířkové uspořádání LM je 15,5 m a PM 16,0 m. Šířkové uspořádání na mostě vychází z kategoriální šířky komunikace S33,5/100. Pro posouzení konstrukce bude sloužit statický model PM.

3.2.1 Geometrie PM

- V poli

Výška konstrukce	$h = 1,4 \text{ m}$
Horní výška trámu	$b = 3,0 \text{ m}$
Tloušťka konzol pod římsami	$tl_k = 0,25 - 0,5 \text{ m}$
Tloušťka střední části	$tl_{střed} = 0,35 - 0,5 \text{ m}$
Osová vzdálenost trámů	$b_t = 8,55 \text{ m}$

- Ve vetknutí

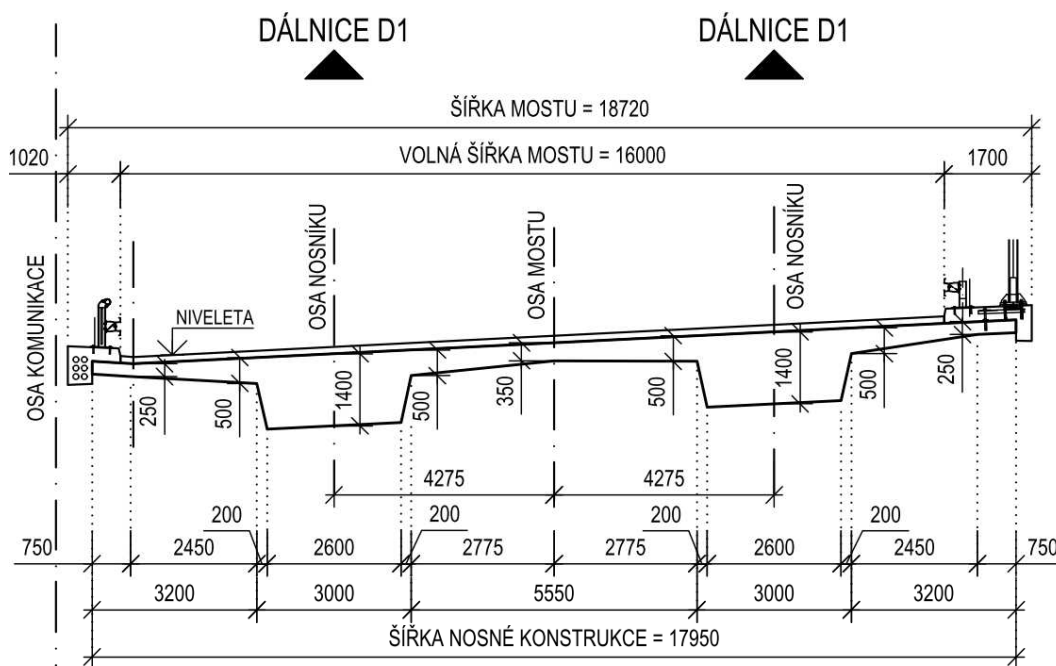
Výška konstrukce	$h = 1,8 \text{ m}$
Horní výška trámu	$b = 3,0 \text{ m}$
Tloušťka konzol pod římsami	$tl_k = 0,25 - 0,5 \text{ m}$
Tloušťka střední části	$tl_{střed} = 0,5 \text{ m}$
Osová vzdálenost trámů	$b_t = 8,55 \text{ m}$

- Spodní stavba

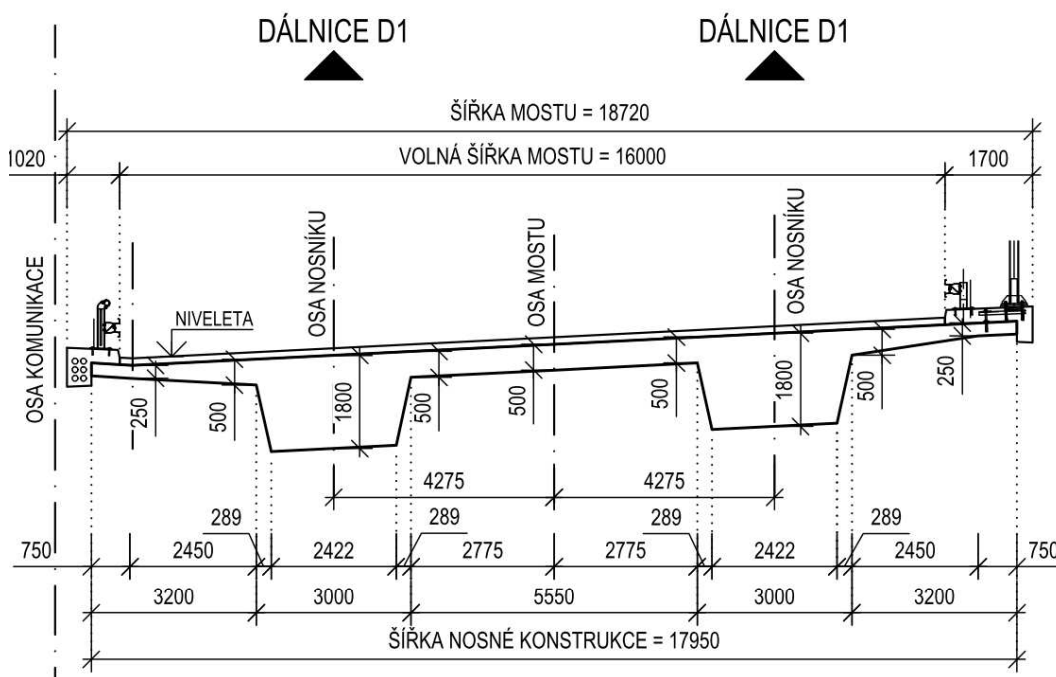
Výška dříku konstrukce	$h_d = 6,26 \text{ m}$
Šířka dříku	$š_d = 1,5 - 0,75 \text{ m}$
Výška základového bloku	$h_{zb} = 1,5 \text{ m}$
Šířka základového bloku	$š_{zb} = 4,0 \text{ m}$

- Piloty

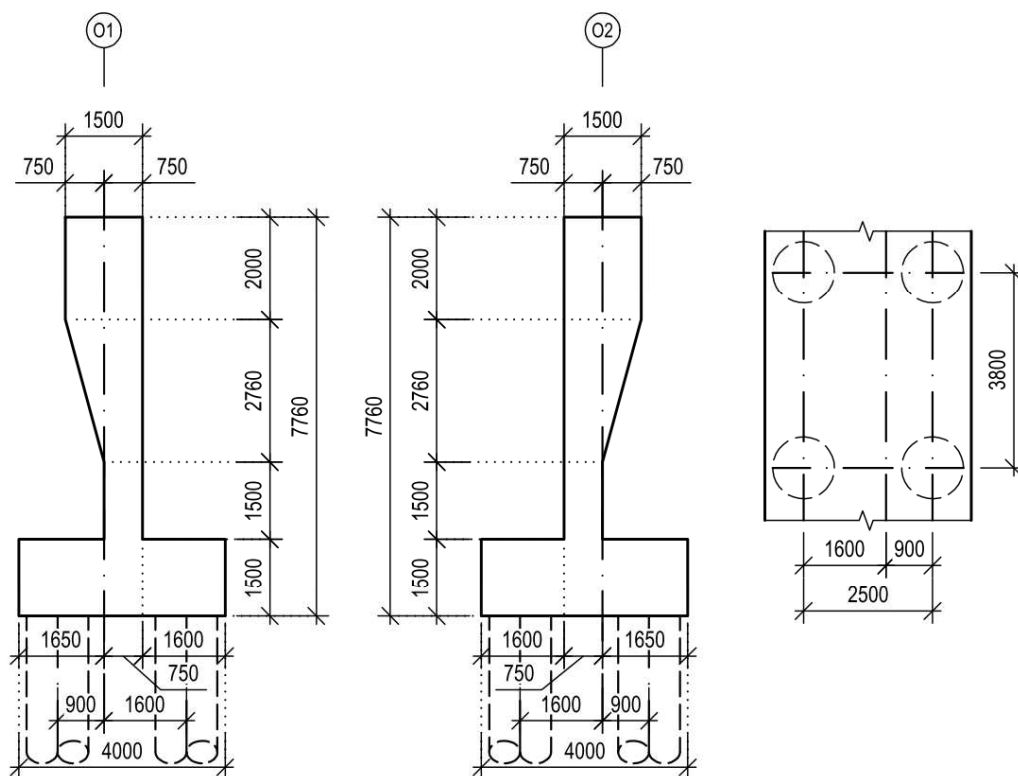
Délka piloty	$dl = 12,0 \text{ m}$
Podélná osová vzdálenost	$a_{pod} = 2,5 \text{ m}$
Příčná osová vzdálenost	$a_{pod} = 3,8 \text{ m}$



Obrázek 3.3 – Geometrie nosné konstrukce v poli



Obrázek 3.4 – Geometrie nosné konstrukce ve vetknutí



Obrázek 3.5 - Geometrie spodní stavby

3.2.2 Podélná tuhost konstrukce

V rámci výpočtu bylo zahrnuto působení podélné tuhosti konstrukce s vlivem smykového ochabnutí. Smykové ochabnutí se projevuje dle kap. 5.3.2.1 v [19] především v místě vetknutí nosné konstrukce do opěry, ale i ve středu konstrukce. Smykové ochabnutí bylo modelováno redukovaným průřezem (provedena redukce momentu setrvačnosti a změna těžiště, plocha průřezu byla zachována).

Spolupůsobící šířka

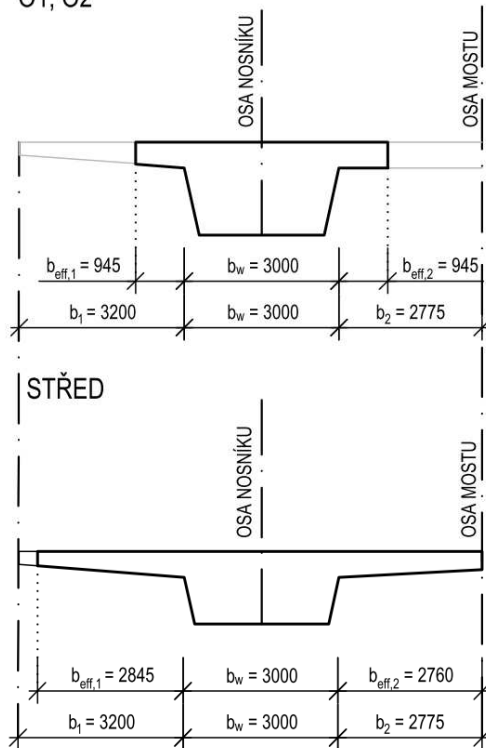
Geometrie konstrukce							
Délka počátečního pole	$l_1 =$	0.000	m	Šířka trámu	$b_w =$	3.000	m
Délka vnitřního pole	$l_2 =$	31.500	m	Šířka konzoly 1	$b_1 =$	3.200	m
Délka koncového pole	$l_3 =$	0.000	m	Šířka konzoly 2	$b_2 =$	2.775	m
				Celková šířka	$b =$	8.975	m

Vzdálenosti nulových ohybových momentů				Spolupůsobící šířky			
Inflexní body - pole				Umístění	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	b_{eff}
					m	m	m
Krajní úsek O1	$l_{01} =$	4.725	m	O1	0.945	0.945	4.890
Střední úsek	$l_{02} =$	22.050	m	STŘED	2.845	2.760	8.605
Krajní úsek O2	$l_{03} =$	4.725	m	O2	0.945	0.945	4.890

Tabulka 3.1 – Spolupůsobící šířka



01, 02



Průřez O1 a O2			
A	=	7.52	m ²
A _y	=	4.93	m ²
A _z	=	3.44	m ²
I _y	=	1.65	m ⁴
I _z	=	6.89	m ⁴

Průřez STŘED			
A	=	6.31	m ²
A _y	=	5.14	m ²
A _z	=	1.19	m ²
I _y	=	1.01	m ⁴
I _z	=	22.12	m ⁴

Obrázek 3.6 – Geometrické veličiny průřezu NK

3.3 Fáze výstavby

Pro zohlednění reologických jevů, jsou uvažovány následující fáze výstavby. Zatížení jsou aktivovány v čase odpovídajícímu začátku fáze.

Fáze výstavby

Ozn.	Popis fáze	Začátek fáze	Trvání	Konec fáze
		den	den	den
I	Betonáž SS	0	90	90
II	Stavení skruže	90	0	90
	Betonáž NK	90	7	97
III	Předpinání	97	0	97
IV	Uzavření přechodových oblastí + přechodová deska	97	30	127
V	Provedení říms + izolace	127	21	148
	Provedení vozovky	148	22	170
VI	Uvedení do provozu	170	23	193
VII	Provoz do 100 let	193	35407	35600
VIII	Konec životnosti	35600	0	35600

Tabulka 3.2 – Fáze výstavby uvažované v modelu



4 MATERIÁLY

Soupis materiálů použitých při návrhu a posouzení konstrukce. Materiály nenosných konstrukcí jsou ze soupisu vynechány.

4.1 Beton

Pevnostní a mechanické vlastnosti betonu odpovídají tabulce 3.1 dle [19]

Zatřídění materiálu podle stupně vlivu prostředí jsou určeny na základě tabulky 4.1 dle [19].

Při uvažování časové analýzy konstrukce a reologických vlivů vychází vlastnosti betonu dle [19]. Výpočet časového vývoje na vlastnosti betonu je uveden viz PŘÍLOHA C.

Použité betony

Konstrukční část stavby	Min. třída betonu	Stupeň vlivu prostředí
Piloty	C25/30	XC2, XA2
Základ opěr	C30/37	XC2, XA2, XF1
Křídla	C30/37	XC4, XF2, XD1
Dřík opěry O1	C35/45	XC4, XF2, XD1
Dřík opěry O2	C35/45	XC4, XF2, XD2
Nosná konstrukce	C35/45	XC4, XF2, XD3

Tabulka 4.1 – Tabulka použitých betonů

Beton			C35/45	C30/37	C25/30	Jednotky
Pevnost v tlaku v stáří 28 dní						
Charakteristická válcová	f_{ck}	=	35.00	30.00	25.00	MPa
Charakteristická krychelná	$f_{ck,cube}$	=	45.00	37.00	30.00	MPa
Střední hodnota	f_{cm}	=	43.00	38.00	33.00	MPa
Návrhová pevnost	f_{cd}	=	21.00	18.00	15.00	MPa
Pevnost v tahu v stáří 28 dní						
Střední hodnota	f_{ctm}	=	3.20	2.90	2.60	MPa
Dolní kvantil	$f_{ctk;0.05}$	=	2.20	2.00	1.80	MPa
Horní kvantil	$f_{ctk;0.95}$	=	4.20	3.80	3.30	MPa
Sečnový modul pružnosti						
Sečnový modul pružnosti	E_{cm}	=	34.00	33.00	31.00	GPa
Poissonovo číslo	ν	=	0.20	0.20	0.20	-
Součinitel dlouhodobých účinků	α_{ce}	=	0.90	0.90	0.90	-
Dílčí materiálový součinitel	γ_M	=	1.50	1.50	1.50	-

Tabulka 4.2 – Pevnostní a mechanické vlastnosti betonu



4.2 Předpínací výztuž

Podélné předpětí je navrženo z 20 ks 17 lanových kabelů Y1860S7 – A. Hodnoty materiálu dle údajů poskytnutých výrobcem [3].

Předpínací výztuž		Y1860S7	Jednotky
Plocha lana	A_{pl} =	150.00	mm ²
Počet lan	n =	17.00	ks
Pevnost v tahu	f_{pk} =	1860.00	MPa
Smluvní mez kluzu	$f_{po,1k}$ =	1636.80	MPa
Návrhová pevnost v tahu	f_{pd} =	1423.30	MPa
Maximální napětí při napínání	$\sigma_{p,max}$ =	1473.12	MPa
Maximální napětí po zakotvení	$\sigma_{pm0,max}$	1391.28	MPa
Modul pružnosti	E_p =	195.00	GPa
Prokluz v kotvě	a_p =	6.00	mm
Dílčí materiálový součinitel	γ_M =	1.15	-

Tabulka 4.3 – Pevnostní a deformační vlastnosti předpínací výztuž

$$f_{0,1;pk} = 0,88 \cdot f_{pk} \quad \text{dle čl. 3.3.1 [19]}$$

$$f_{pd} = \frac{f_{0,1;pk}}{\gamma_d} \quad \text{dle čl. 3.3.6 [19]}$$

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8f_{pk}; 0,9f_{0,1;pk}\} \quad \text{dle čl. 5.10.2 [19]}$$

$$\sigma_{pm0,max} = \min\{0,75f_{pk}; 0,85f_{0,1;pk}\} \quad \text{dle čl. 5.10.3 [19]}$$

4.3 Betonářská výztuž

Betonářská výztuž bude z žebříkové oceli **B500B**.

Betonářská výztuž		B500B	Jednotky
Charakteristická mez kluzu	f_{yk} =	500.00	MPa
Návrhová mez kluzu	f_{yd} =	434.78	MPa
Modul pružnosti	E_s =	200.00	GPa
Dílčí materiálový součinitel	γ_M =	1.15	-

Tabulka 4.4 – Pevnostní a deformační vlastnosti betonářské výztuže



4.4 Krycí vrstva betonu

Krycí vrstva betonu byla určena na základě výpočtů dle čl. 4.4.1 [19]. Pro opěry bude i přes rozdílné hodnoty XD1-2 uvažována jedna hodnota krycí vrstvy výztuže.

Krycí vrstva betonu pro NK

Vstupní hodnoty

Beton:	C35/45	D_{max}	22	mm
Stupeň vlivu prostředí:	XC4, XF2, XD3	Průměr prutu \emptyset	25	mm
Návrhová životnost:	100 let	Desková konstrukce	NE	
Třída konstrukce	S6			

Nominální krycí vrstva

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 65 \text{ mm}$$

Minimální krycí vrstva

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{min,\gamma} - \Delta c_{min,st} - \Delta c_{min,add} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. = 55 \text{ mm}$$

$$c_{min} = 55 \text{ mm}$$

$$c_{min,b} = \text{minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti} = 25 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = \text{minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí} = 55 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{min,\gamma} = \text{přídavná bezpečnostní složka} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{min,st} = \text{redukce min. krycí vrstvy při použití nerezové oceli} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{min,add} = \text{redukce min. krycí vrstvy při použití přídavné ochrany} = 0 \text{ mm}$$

Přídavek pro návrhovou odchylku

$$\Delta c_{dev} = \text{přídavek pro návrhovou odchylku} = 10 \text{ mm}$$

Tabulka 4.5 – Krycí vrstva betonu pro NK

Krycí vrstva betonu pro opěra O1 a O2

Vstupní hodnoty

Beton:	C35/45	D_{max}	22	mm
Stupeň vlivu prostředí:	XC4, XF2, XD2	Průměr prutu \emptyset	25	mm
Návrhová životnost:	100 let	Desková konstrukce	ANO	
Třída konstrukce	S5			

Nominální krycí vrstva

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 55 \text{ mm}$$

Minimální krycí vrstva

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{min,\gamma} - \Delta c_{min,st} - \Delta c_{min,add} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. = 45 \text{ mm}$$

$$c_{min} = 45 \text{ mm}$$

$$c_{min,b} = \text{minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti} = 25 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = \text{minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí} = 45 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{min,\gamma} = \text{přídavná bezpečnostní složka} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{min,st} = \text{redukce min. krycí vrstvy při použití nerezové oceli} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{min,add} = \text{redukce min. krycí vrstvy při použití přídavné ochrany} = 0 \text{ mm}$$

Přídavek pro návrhovou odchylku

$$\Delta c_{dev} = \text{přídavek pro návrhovou odchylku} = 10 \text{ mm}$$

Tabulka 4.6 – Krycí vrstva betonu pro opěra O1 a O2



Krycí vrstva betonu pro základový blok

Vstupní hodnoty

Beton:	C30/37	D_{max}	22	mm
Stupeň vlivu prostředí:	XC2, XF1, XA2	Průměr prutu \emptyset	32	mm
Návrhová životnost:	100 let	Desková konstrukce	NE	
Třída konstrukce	S6			

Nominální krycí vrstva

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 60 \text{ mm}$$

Minimální krycí vrstva

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{min,\gamma} - \Delta c_{min,st} - \Delta c_{min,add} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. = 50 \text{ mm}$$

$$c_{min} = 50 \text{ mm}$$

$$c_{min,b} = \text{minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti} = 32 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = \text{minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí} = 50 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{min,\gamma} = \text{přídavná bezpečnostní složka} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{min,st} = \text{redukce min. krycí vrstvy při použití nerezové oceli} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{min,add} = \text{redukce min. krycí vrstvy při použití přídavné ochrany} = 0 \text{ mm}$$

Přídavek pro návrhovou odchylku

$$\Delta c_{dev} = \text{přídavek pro návrhovou odchylku} = 10 \text{ mm}$$

Tabulka 4.7 – Krycí vrstva betonu pro základový blok

Krycí vrstva betonu pro piloty

Vstupní hodnoty

Beton:	C25/30	D_{max}	22	mm
Stupeň vlivu prostředí:	XC2, XA2	Průměr prutu \emptyset	25	mm
Návrhová životnost:	100 let	Desková konstrukce	NE	
Třída konstrukce	S6			

Nominální krycí vrstva

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 60 \text{ mm}$$

Minimální krycí vrstva

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{min,\gamma} - \Delta c_{min,st} - \Delta c_{min,add} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. = 50 \text{ mm}$$

$$c_{min} = 50 \text{ mm}$$

$$c_{min,b} = \text{minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti} = 25 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = \text{minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí} = 50 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{min,\gamma} = \text{přídavná bezpečnostní složka} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{min,st} = \text{redukce min. krycí vrstvy při použití nerezové oceli} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{min,add} = \text{redukce min. krycí vrstvy při použití přídavné ochrany} = 0 \text{ mm}$$

Přídavek pro návrhovou odchylku

$$\Delta c_{dev} = \text{přídavek pro návrhovou odchylku} = 10 \text{ mm}$$

Tabulka 4.8 – Krycí vrstva betonu pro piloty


Krycí vrstva betonu pro předpínací výztuž
Vstupní hodnoty

Beton:	C35/45	D_{max}	22	mm
Stupeň vlivu prostředí:	XC4, XF2, XD3	Průměr prutu \emptyset	90	mm
Návrhová životnost:	100 let	Desková konstrukce	NE	
Třída konstrukce	S6			

Nominální krycí vrstva

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 100 \text{ mm}$$

Minimální krycí vrstva

$$c_{min} = c_{min,b} = 90 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max \{ c_{min,dur} + \Delta c_{min,\gamma} - \Delta c_{min,st} - \Delta c_{min,add} = 60 \text{ mm}$$

$$= 10 \text{ mm}$$

$$c_{min} = 90 \text{ mm}$$

$$c_{min,b} = \text{minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti} = 90 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = \text{minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí} = 60 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{min,\gamma} = \text{přídavná bezpečnostní složka} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{min,st} = \text{redukce min. krycí vrstvy při použití nerezové oceli} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{min,add} = \text{redukce min. krycí vrstvy při použití přídavné ochrany} = 0 \text{ mm}$$

Přídavek pro návrhovou odchylku

$$\Delta c_{dev} = \text{přídavek pro návrhovou odchylku} = 10 \text{ mm}$$

Tabulka 4.9 – Krycí vrstva betonu pro předpínací výztuž

4.5 Založení

Model byl uložen na systém pružin, které simulují tuhost zeminy. Piloty byly k základovému bloku připojeny tuhovou vazbou simulující vetknutí do základového bloku.

Hodnota sednutí a modul reakce podloží byly získány z programu GEO5 – Pilota viz PŘÍLOHA B. Do programu byla namodelována geologie, na základě sond získaných z IGP viz PŘÍLOHA A. Pilota o průměru \emptyset 1,2 m a délky 12,0 m byla umístěna do výšky odpovídající skutečnosti a zatížena svislou silou $F = 1$ kN.

Jelikož osová vzdálenost mezi pilotami je $6\emptyset_{pil}$, je třeba uvažovat spolupůsobení pilot a modul reakce podloží redukovat zmenšovacím koeficientem α_i jehož hodnoty byly stanoveny dle [4].

$$\text{Svislá tuhost pružiny } K_z: \quad K_z = \frac{F_{z_i}}{u_{z_i}} \quad \text{kN/m}$$

$$\text{Vodorovná tuhost pružiny } K_h: \quad K_h = \alpha_i * k_h * \emptyset_{pil} * z_i \quad \text{kN/m}^2$$

kde:

F_{z_i} Svislá reakce

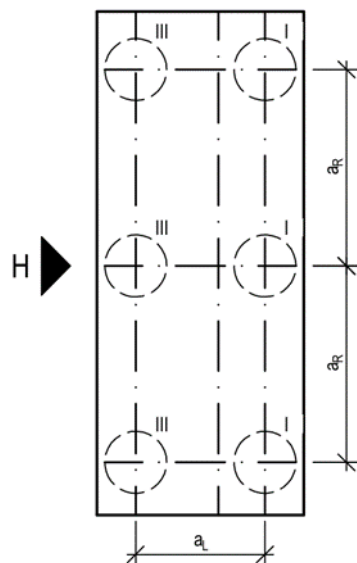
u_{z_i} Sedání

α_i Zmenšovací koeficient

k_h Modul reakce podloží

\emptyset_{pil} průměr piloty

z_i odpovídající náhradní výška



$$\alpha_L = > \frac{a_L}{\varnothing_{pil}}$$

kde platí

$$2 \leq \frac{a_L}{\varnothing_{pil}} \leq 6$$

když $2 \leq \frac{a_L}{\varnothing_{pil}}$ je $\alpha_L = 0,5$

když $\frac{a_L}{\varnothing_{pil}} \geq 6$ je $\alpha_L = 1$

$$\alpha_R = > \frac{a_R}{\varnothing_{pil}}$$

kde platí

$$2 \leq \frac{a_R}{\varnothing_{pil}} \leq 3$$

když $2 \leq \frac{a_R}{\varnothing_{pil}}$ je $\alpha_L = \text{viz kap. 5 [3]}$

když $\frac{a_R}{\varnothing_{pil}} \geq 3$ je $\alpha_L = 1$

Hodnota zmenšovaciho součinitele:

$$\alpha_I = 1 * \alpha_R$$

$$\alpha_{III} = \alpha_L * \alpha_R$$

Obrázek 4.1 – Schéma rozmístění pilot a vzorce pro určení zmenšovaciho součinitele

4.5.1 Svislá tuhost pružiny Kz

Svislá rekce byla uvažována z výsledků pro charakteristickou kombinaci a jejím průměrem z hodnot pro odpovídající skupinu pilot. Skupina I je ve vzdálenosti 0,9 m od osy uložení a skupina III ve vzdálenosti 1,6 m od osy uložení.

Pro model podloží u opěry O1 je použita sonda JV39 a pro opěru O2 je použita sonda JV40, podrobné informace o sondách viz PŘÍLOHA A. Výstupy použité při výpočtu tuhostí viz PŘÍLOHA B.

Výpočet náhradní tuhosti zeminy

Vstupní hodnoty piloty		
\varnothing_{pil}	1.2	m
DL.	12	m

Sedání dle GEO5 - Pilota

O1		O2	
u_{zi}	F_{zi}	u_{zi}	F_{zi}
mm	kN	mm	kN
0	0.00	0	0.00
0.3	888.50	0.4	763.57
0.7	1256.53	0.8	1079.57
1.1	1538.93	1.2	1322.54
1.4	1777.00	1.6	1527.13
1.8	1986.75	2	1707.39
2.1	2176.38	2.4	1870.35
2.5	2350.76	2.8	2020.21
2.8	2513.90	3.2	2159.69
3.1	2665.51	3.6	2290.70
3.5	2809.69	4	2414.61

Tabulka 4.10 – Hodnoty sedání z programu GEO5 - Pilota


Svislá tuhost pružiny K_z

Kategorie piloty	O1			O2		
	F_z	u_z	K_z	F_z	u_z	K_z
	kN	mm	kN/m	kN	mm	kN/m
I	2527.48	2.83	894 090.85	2411.52	3.99	604 387.19
III	1758.76	1.38	1 277 226.31	1865.64	2.39	781 112.72

 Tabulka 4.11 – Svislá tuhost pružiny K_z
4.5.2 Vodorovná tuhost K_h

Směr působení zatížení, které působí na konstrukci může být proměnný v závislosti na protažení či zkrácení konstrukce. Budou zadané hodnoty průměrem hodnot pro skupinu I a III.

Pro model podloží u opěry O1 je použita sonda JV39 a pro opěru O2 je použita sonda JV40, podrobné informace o sondách viz PŘÍLOHA A. Výstupy použité při výpočtu tuhostí viz PŘÍLOHA B.

Výpočet náhradní tuhosti zeminy

Vstupní hodnoty piloty		
\varnothing_{pil}	1.2	m
DL.	12	m

Modul reakce podloží k_h

O1			
h_1	h_2	k_h	
m	m	kN/m ³	MN/m ³
0	0.6	2 780.00	2.78
0.6	3.61	38 890.00	38.89
3.61	20	55 560.00	55.56

Vodorovná tuhost pružiny K_h

Body na pilotě	O1						
	z_i	K_h	α_I	α_{III}	K_{hI}	K_{hIII}	K_h
	m	kN/m	-	-	kN/m	kN/m	kN/m
0	0.5	1 668.00	1	0.5	1 668.00	834.00	1 251.00
1	1	46 668.00	1	0.5	46 668.00	23 334.00	35 001.00
2	1	46 668.00	1	0.5	46 668.00	23 334.00	35 001.00
3	1	64 471.56	1	0.5	64 471.56	32 235.78	48 353.67
4	1	66 672.00	1	0.5	66 672.00	33 336.00	50 004.00
5	1	66 672.00	1	0.5	66 672.00	33 336.00	50 004.00
6	1	66 672.00	1	0.5	66 672.00	33 336.00	50 004.00
7	1	66 672.00	1	0.5	66 672.00	33 336.00	50 004.00
8	1	66 672.00	1	0.5	66 672.00	33 336.00	50 004.00
9	1	66 672.00	1	0.5	66 672.00	33 336.00	50 004.00
10	1	66 672.00	1	0.5	66 672.00	33 336.00	50 004.00
11	1	66 672.00	1	0.5	66 672.00	33 336.00	50 004.00
12	0.5	33 336.00	1	0.5	33 336.00	16 668.00	25 002.00

 Tabulka 4.12 – Vodorovná tuhost pružiny K_h pro opěru O1



Výpočet náhradní tuhosti zeminy

Hodnoty piloty		
\varnothing_{pil}	1.2	m
DL.	12	m

Modul reakce podloží k_h

O2			
h_1	h_2	k_h	
m	m	kN/m ³	MN/m ³
0	0.77	2 780.00	2.78
0.77	7.2	38 890.00	38.89
7.2	20	83 300.00	83.3

Vodorovná tuhost pružiny K_h

Body na pilotě	O2						
	z_i	K_h	α_I	α_{III}	K_{hI}	K_{hIII}	K_h
	m	kN/m	-	-	kN/m	kN/m	kN/m
0	0.5	1 668.00	1	0.5	1 668.00	834.00	1 251.00
1	1	46 668.00	1	0.5	46 668.00	23 334.00	35 001.00
2	1	46 668.00	1	0.5	46 668.00	23 334.00	35 001.00
3	1	46 668.00	1	0.5	46 668.00	23 334.00	35 001.00
4	1	46 668.00	1	0.5	46 668.00	23 334.00	35 001.00
5	1	46 668.00	1	0.5	46 668.00	23 334.00	35 001.00
6	1	46 668.00	1	0.5	46 668.00	23 334.00	35 001.00
7	1	62 655.60	1	0.5	62 655.60	31 327.80	46 991.70
8	1	99 960.00	1	0.5	99 960.00	49 980.00	74 970.00
9	1	99 960.00	1	0.5	99 960.00	49 980.00	74 970.00
10	1	99 960.00	1	0.5	99 960.00	49 980.00	74 970.00
11	1	99 960.00	1	0.5	99 960.00	49 980.00	74 970.00
12	0.5	49 980.00	1	0.5	49 980.00	24 990.00	37 485.00

Tabulka 4.13 – Vodorovná tuhost pružiny K_h pro opěru O2



5 VÝPOČET ZATÍŽENÍ

Zatížení aplikované na výpočetní model.

- Obecná zatížení (tíha materiálů aj.) dle [14]
- Most je navržen na zatížení dopravou dle [15] a příslušných národních dodatků. Uvažovaná zatěžovací schémata vycházejí ze zařazení komunikace do skupiny 1 (dle NA.2.12). Dynamické účinky pohyblivého zatížení pro model LM1 jsou zohledněny v návrhových hodnotách.
 - zatěžovací schéma **LM1**
 - zatěžovací schéma **LM3 1800/200** a **LM3 3000/240**
 - **zatížení chodci**
- Kombinace zatížení byly použity dle [13] včetně sestav zatížení.
- Zatížení větrem dle [16]
- Zatížení teplotou dle [17].

5.1 Staveništní zatížení dle [18] Skupina zatížení G0 – stálé – vlastní tíha

Zatížení vlastní tíhou je automaticky generováno programem MIDAS Civil. Pro ověření geometrické správnosti zadaného modelu je provedena kontrola zatížení. Hodnoty objemových hmotností jednotlivých materiálů (ocel, těžký beton) byly uvažovány dle [14].

Kontrola generovaného stavu

Ozn.	Popis	b	h	n	A	γ	q	L	Celkem Rz
		[m]	[m]	[ks]	[m ²]	[kN/m ³]	[kN/m]	[m]	[kN]
G0	NK	-	-	1.00	13.22	25.00	330.38	30.00	9 911.25
G0	OPĚRA	-	-	2.00	13.01	25.00	325.25	17.95	11 676.48
GO	PILOTA	1.20	-	20.00	1.13	25.00	28.27	12.00	6 785.84
P	Předpětí	-	-	1.00	0.11	78.50	8.95	31.50	281.89
Celkem NK									28 655.46
Celkem Midas									28 630.13
Poměr								OK	1.00

Tabulka 5.1 – Kontrola generovaného stavu

5.2 Skupina zatěžovacích stavů G-G0 – ostatní stálé

Uvažovaná zatížení jsou zadávána jejich náhradami (plošnými, liniiovými, bodovými), tak aby jejich působení odpovídalo co nejvíce skutečnosti. Hodnoty objemových hmotností jednotlivých materiálů byly uvažovány dle [14].

Plošná zatížení

Ozn.	Popis	n	tl.	γ	q
		[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
G-G0	SMA 11 - 40 mm	1.00	0.04	22.00	0.88
G-G0	ACL 16 - 50 mm	1.00	0.05	24.00	1.20
G-G0	MA 16 IV - 40 mm	1.00	0.04	22.00	0.88
G-G0	Izolace NAIP - 5 mm	1.00	0.01	24.00	0.12

Tabulka 5.2 – Tabulka plošného ostatního stálého zatížení

**Liniová zatížení**

Ozn.	Popis	Š	A	γ	Q	q	r
		[m]	[m ²]	[kN/m ³]	[kN]	[kN/m]	[m]
G-G0	Římsa PSH	-	0.60	25.00	-	15.08	0.00
G-G0	Římsa S	-	0.50	25.00	-	12.41	0.00
G-G0	PHS	-	-	-	-	1.62	0.00
G-G0	Svodidlo PSH	-	-	-	-	1.00	1.00
G-G0	Svodidlo	-	-	-	-	1.00	0.25

Tabulka 5.3 – Tabulka liniového ostatního stálého zatížení

5.3 Skupina zatěžovacích stavů GEO – zemní tlak

Opěra bude zatížena zemním tlakem od zásypu přechodové oblasti, která se stanoví ze zemního tlaku v klidu. Součinitel zemního tlaku je brán pro nesoudržné zeminy dle Jákyho.

$$\text{Zemní tlak v klidu:} \quad \sigma_r = \sigma_z \cdot K_r \quad \text{kPa}$$

$$\text{Součinitel zemního tlaku:} \quad K_r = 1 - \sin \varphi \quad -$$

Zemní tlak

γ	=	18	kN/m ³	K_r	=	0.5	-
φ	=	30	°	σ_{r01}	=	69.840	kPa
	=	0.5	-	σ_{r02}	=	69.840	kPa
h O1	=	7.76	m				
h O2	=	7.76	m				

Tabulka 5.4 – Tabulka hodnot pro zemní tlak

5.4 Skupina zatěžovacích stavů T – zatížení teplotou

Pro návrh NK budou uvažovány vlivy rovnoměrného oteplení, resp. ochlazení, teplotní gradient a nelineární průběh teploty dle. tab. 6.1, 6.2, 6.2c v [17]. Teplota provádění NK byla uvažována 10 °C.

Teplota - rovnoměrná

Ozn.	Popis	T_{max}	T_{min}	T_0	$T_{e,max}$	$T_{e,min}$	$T_{n,exp}$	$T_{n,con}$	Typ NK
		[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	-
T	Rovnoměrná teplota	40.00	-32.00	10.00	41.50	-24.00	31.50	-34.00	III

Tabulka 5.5 – Tabulka hodnot pro rovnoměrnou teplotu

Teplota nerovnoměrná - teplotní gradient

Ozn.	Popis	Horní povrch teplejší než dolní		Dolní povrch teplejší než horní	
		$\Delta T_{M,heat}$ [°C]		$\Delta T_{M,cool}$ [°C]	
T	3. Typ	Betonový nosník		15.00	8.00
Ozn.	Popis	Horní povrch teplejší než dolní		Dolní povrch teplejší než horní	
		Tl. mostního svršku		k_{sur}	k_{sur}
T	3. Typ	bez svršku		0.80	1.10
T		vodotěsná izolace		1.50	1.00
T		100 mm		0.60	1.00

Tabulka 5.6 – Tabulka hodnot pro teplotní gradient



Teplota nerovnoměrná - nelineární účinky

Ozn.	Oteplení	Ochlazení			
h_1	$0.3h (x \leq 0.15 \text{ m})$	h_1	$0.20h (x \leq 0.25 \text{ m})$		
h_2	$0.3h (0.10 \leq x \leq 0.25 \text{ m})$	h_2	$0.25h (x \leq 0.20 \text{ m})$		
h_3	$0.3h (x \leq 0.10 + \text{mostní svršek})$	h_3	$0.25h (x \leq 0.20 \text{ m})$		
h_4		h_4	$0.20h (x \leq 0.25 \text{ m})$		
h	Oteplení		Ochlazení		
1.40	h_1	0.150	h_1	0.250	m
	h_2	0.250	h_2	0.200	
	h_3	0.235	h_3	0.200	
	h_4	0.000	h_4	0.250	
1.80	h_1	0.150	h_1	0.250	m
	h_2	0.250	h_2	0.200	
	h_3	0.235	h_3	0.200	
	h_4	0.000	h_4	0.250	

Tabulka 5.7 – Geometrie pro zadání nelineární teploty

 Doporučené hodnoty ΔT pro 3. TYP

Tl desky	Tl mostního svršku	Oteplení			Ochlazení			
		ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4
m	mm	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C
1	Bez svršku	15.40	4.00	2.00	13.40	3.00	0.90	6.40
	V. izol.	23.60	5.00	1.40	13.40	3.00	0.90	6.40
	50	17.80	4.00	2.10	10.30	2.10	1.20	6.30
	100	13.50	3.00	2.50	8.00	1.50	1.50	6.30
	150	10.00	2.50	2.00	6.20	1.10	1.70	6.20
	200	7.50	2.10	1.50	4.30	0.90	1.90	5.80
	135	11.05	2.65	2.15	6.74	1.22	1.64	6.23
1.5	Bez svršku	15.40	4.50	2.00	13.70	1.00	0.60	6.70
	V. izol.	23.60	5.00	1.40	13.70	1.00	0.60	6.70
	50	17.80	4.00	2.10	10.60	0.70	0.80	6.60
	100	13.50	3.00	2.50	8.40	0.50	1.00	6.50
	150	10.00	2.50	2.00	6.50	0.40	1.10	6.20
	200	7.50	2.10	1.50	5.00	0.30	1.20	5.60
	135	11.05	2.65	2.15	7.07	0.43	1.07	6.29

 Tabulka 5.8 – Výchozí hodnoty ΔT pro interpolaci po průřezu



5.5 Skupina zatěžovacích stavů W – zatížení větrem

Zatížení bylo uvažováno dle [16]. Působení větru bylo zadáváno liniově na nosnou konstrukci.

Vlastnosti zatížení větrem

Výchozí rychlost větru	$v_{b,0} =$	22.50	m/s	Posuzovaná výška	$z =$	10.13	m		
Kategorie terénu	$kat =$	II	-	$z_0 =$	0.05	m	$z_{min} =$	2.00	m
Zkladní rychlost větru	$v_b =$	22.50	m/s						
Součinitel směru větru	$c_{dir} =$	1.00	-						
Součinitel ročního období	$c_{season} =$	1.00	-						
Sřední rychlost větru	$v_m(z) =$	20.71	m/s						
Součinitel drsnosti terénu	$c_r(z) =$	0.92	-						
Součinitel terénu	$k_r =$	0.19	-	Součinitel orografie	$c_o(z) =$	1.00	-		
Intenzita turbulence	$I_v(z) =$	0.21	-						
Součinitel turbulence	$k_l =$	1.00	-						
Maximální dynamický tlak	$q_p(z) =$	655.36	Pa	Součinitel expozice	$c_e =$	2.07	-		
Síly větru podle směru na NK									
Ve směru X									
Výška konstrukce	$d_{tot} =$	6.40	m	NK =	1.40	m			
Šířka NK	$b =$	17.95	m	PHS =	5.00	m			
Součinitel sil pro mosty - x	$c_{fx,0} =$	1.63	-	PHS, plná zábradlí, svodidla a doprava					
Součinitel sil pro mosty - x	$c_{fx,0} =$	1.30	-	Výstavba, zábradlí (> 50% otvorů)					
Součinitel zatížení větrem	$C =$	2.69	-						
Tlak větru ve směru - x	$q_{px} =$	851.97	Pa						
Lin. zat. ve směru - x	$f_{px} =$	1.19	kN/m						
Ve směru Y									
Lin. zat. ve směru - y	$f_{py} =$	0.30	kN/m	25 % účinku do směru "X"					
Ve směru Z									
Výška konstrukce	$d_{tot} =$	1.40	m	NK =	1.40	m			
Šířka NK	$b =$	17.95	m						
Úhel větru od vodorovné	$\alpha =$	1.43	°	2.50%					
Příčný sklon konstrukce	$\beta =$	5.00	°						
Úhel větru ke konstrukci	$\theta =$	6.43	°	pro záporná θ je hodnota záporná					
Součinitel sil pro mosty -z	$c_{fz} =$	0.78	-						
Součinitel zatížení větrem	$C =$	1.61	-						
Tlak větru ve směru - z	$q_{pz} =$	507.90	Pa						
Lin. zat. ve směru - z	$f_{pz} =$	9.12	kN/m						

Tabulka 5.9 – Tabulka hodnot pro zatížení větrem dle



5.6 Skupina zatěžovacích stavů MVL – dopravní zatížení

Pro generování dopravního zatížení od dopravy byl využit modul programu MIDAS Civil. Na konstrukci jsou definovány zatěžovací pruty pro určené zatěžovací schéma. Program následně generuje zatěžovací stavy tak, aby dosáhl nejnejpříznivějších podmínek zatížení na konstrukci. Dynamické součinitele byly uvažovány dle [15]. Zatížení byla klasifikována součinitelem α dle tabulky NA.1 pro skupinu 1 dle [15].

Pro výpočet přetížení za opěrou od dopravního zatížení bude využita náhradní zatěžovací plocha.

Půdorysná náhradní plocha

Model zatížení	Druh zatížení	Náhradní plocha
LM1	Dvounáprava TS	3,0 x 5,0 m
LM3	1800/200	3,0 x 14,0 m
	3000/240	4,5 x 19,0 m

Tabulka 5.10 – Půdorysná náhradní plocha dle [15]

5.6.1 Zatěžovací schéma LM1

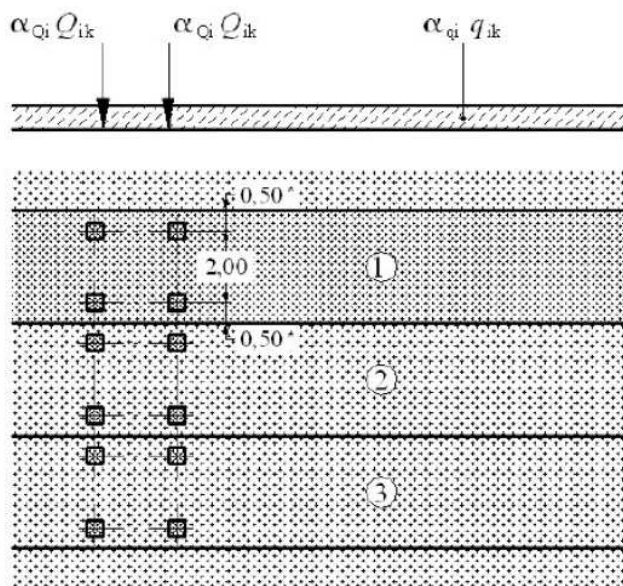
Model zatížení 1 - charakteristické hodnoty

Umístění	Dvounáprava TS		Rovnoměrné zatížení UDL	
	Q_k	[kN]	q_k	[kN/m ²]
Pruh č. 1	300		9	
Pruh č. 2	200		2.5	
Pruh č. 3	100		2.5	
Ostatní pruhy	0		2.5	
Zbývající plocha	0		2.5	

Tabulka 5.11 – Hodnoty pro zatěžovací schéma LM1 dle [15]

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	$\alpha_{qi} (i>2)$	α_{qr}
1	1	1	1	1	2.4	1.2
2	0.8	0.8	0.8	0.45	1.6	1.6

Tabulka 5.12 – Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR dle [15]



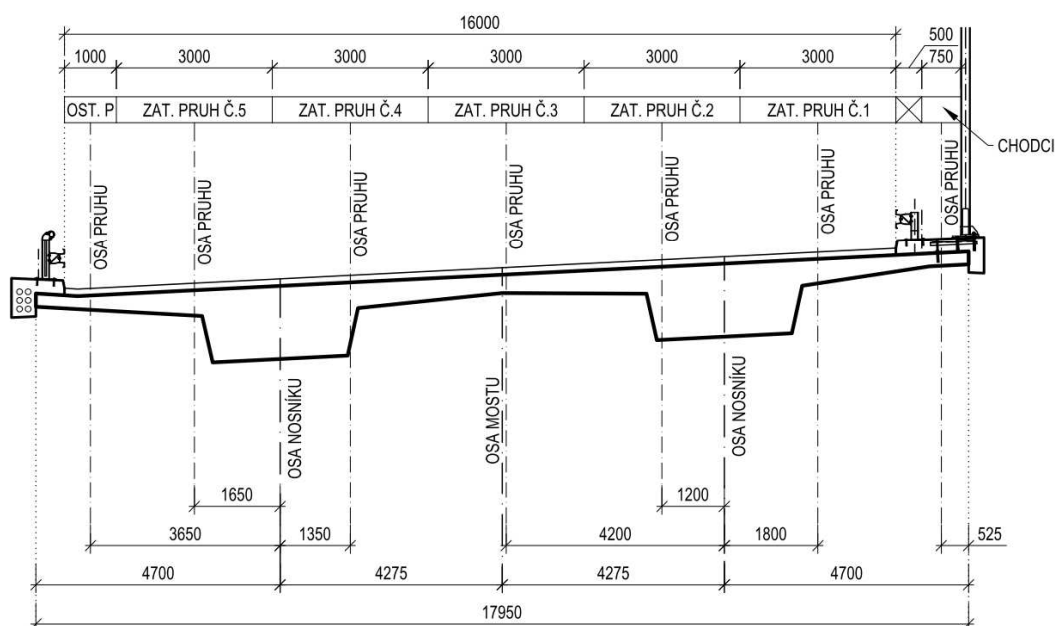
Legenda

- (1) pruh č. 1: $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$
- (2) pruh č. 2: $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- (3) pruh č. 3: $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

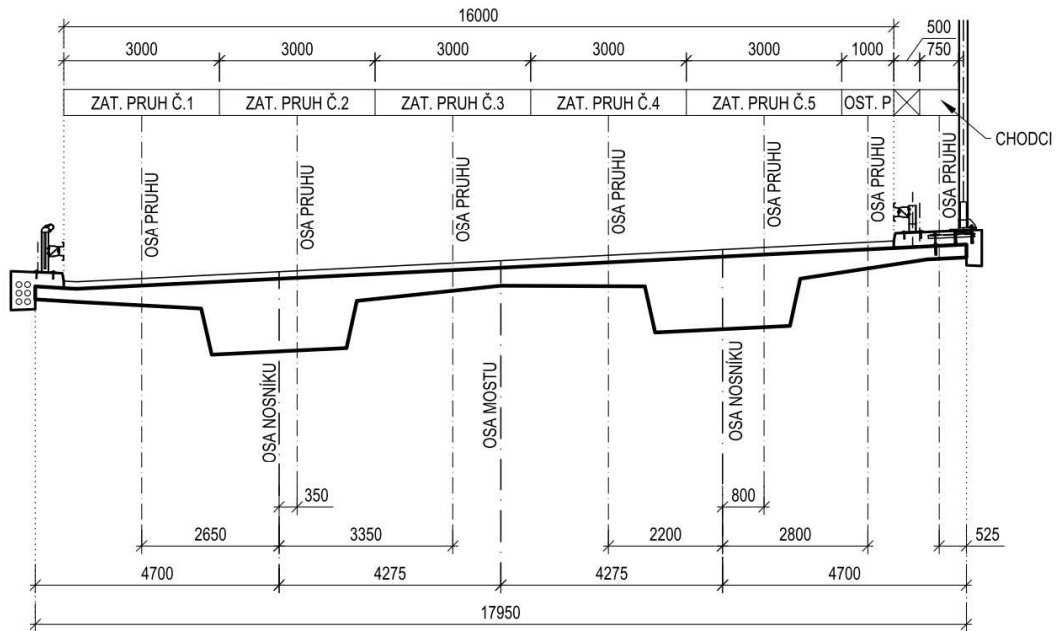
Vzdálenost náprav dvojnápravy je 1,2 m

* pro $w = 3,00 \text{ m}$

Obrázek 5.1 – Geometrie pro zatěžovací schéma LMI viz obr. 4.2a dle [15]



Obrázek 5.2 – Schéma pro rozdělení do zatěžovacích pruhů na konstrukci var. 1



Obrázek 5.3 – Schéma pro rozdělení do zatěžovacích pruhů na konstrukci var.2

5.6.2 Zatěžovací schéma LM3:

Zvláštní vozidla budou použita pro kategorii komunikace dálnice dle [15].

Označení	1800/200	3000/240
Celková tíha	1800 kN	3000 kN
Nápravy	n = 9,0 x 200,0 kN e = 1,50 m	n = 1,0 x 120,0 + 12,0 x 240,0 kN e = 1,50 m
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v jednom jízdním pruhu (číslo 1), v tomto pruhu se nesmí umístit současně působící model zatížení LM1 po celé délce mostu. Rozdělení vozovky na zatěžovací pruhy se provede dle A.3(2).	Zvláštní vozidlo šířky 4,5 m se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle A.3(2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy ± 0,50 m.
Kombinace zatížení	Model zatížení LM1 se uvažuje v pruhu 2 (a dalších) hodnotami pro pruh 2 (a další) bez soustředěných zatížení od dvojnápravy, tj. pouze charakteristickými hodnotami pro rovnoměrné zatížení $\alpha_{qr}q_{ki}$, resp. $\alpha_{qr}q_{kr}$.	Po celé délce nosné konstrukce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální (≤ 70 km/h)	Nízká (≤ 5 km/h)
Dynamický součinitel	$\varphi = 1,25$ ¹⁾	$\varphi = 1,05$
Poznámka	Při přejezdu zvláštního vozidla nebude povolen souběžný provoz pro vozidla nad 5 t.	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

¹⁾ pokud není stanoveno přesněji, viz také ČSN 73 6222

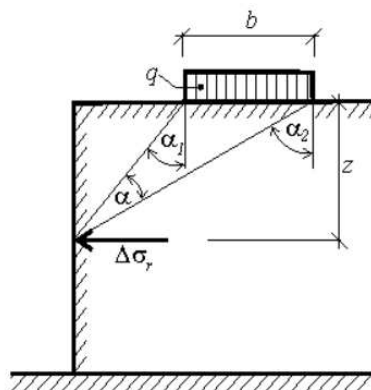
Tabulka 5.13 – Hodnoty zatěžovací sestavy LM3 dle [15]



5.6.3 Přetížení za opěrou od dopravního zatížení

Zatížení od svislého dopravního zatížení vyvolává přetížení zemního tlaku na opěry. Zatížení od nápravových sil bude přepočítáno na náhradní zatěžovací plochu.

Pásové přetížení od zemního tlaku v klidu se vypočítá dle vzorce [5]:



$$\Delta\sigma_r = \frac{q}{\pi} * (2\alpha - \sin 2\alpha_2 + \sin 2\alpha_1)$$

Přírůstek zemního tlaku od svislého pásového zatížení

Obrázek 5.4 – Schéma výpočtu pásového přetížení

	LM1 - pruh 1		LM3 - 1800/200	LM3 - 3000/240	
TS	600	-	1800	3000	kN
B	3.00	-	3.00	4.50	m
L	4.50	-	13.00	18.00	m
A	13.5	-	39	81	m ²
q	44.44	9.00	46.15	37.04	kN/m ²
x	0.75	0.00	0.75	0.75	m
b	4.50	40.00	13.00	18.00	m
z	3.88	3.88	3.88	3.88	m
α	42.59	84.46	63.30	67.37	°
α ₁	10.94	0.00	10.94	10.94	°
α ₂	53.53	84.46	74.24	78.31	°
Δσ	12.78	4.50	30.26	27.44	kPa

Tabulka 5.14 – Hodnoty pro zadání přetížení od dopravy



5.7 Skupina zatěžovacích stavů B – Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami

Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami je pro posudek hlavní nosné konstrukce zanedbatelné. Zatížení bylo aplikováno na konstrukci pro zjištění vlivu na spodní stavbu. Byly uvažovány brzdné síly pro schémata zatížení LM1 a LM3 dle čl. 4.4.1 [15].

B: Brzdná síla pro LM1			
Délka nosné konstrukce	L =	31.50	m
Šířka jízdního pruhu	$w_i =$	3.00	m
Nápravová síla (TS)	$Q_1 =$	300.00	kN
Klasifikační součinitel Q_1	$\alpha_{Q1} =$	1.00	-
Rovnoměrné zatížení (UDL)	$q_1 =$	9.00	kN/m ²
Klasifikační součinitel q_1	$\alpha_{q1} =$	1.00	-

Podélná brzdná síla	$Q_{ik} =$	445.05	kN
---------------------	------------	--------	----

$$180 \cdot \alpha_{q1} \text{ (kN)} < Q_{ik} < 900 \text{ (kN)} \quad \text{ANO}$$

Příčná brzdná síla	$Q_{trk} =$	111.26	kN
--------------------	-------------	--------	----

25% z Q_{ik} *Tabulka 5.15 – Hodnoty rozjezdových a brzdných sil pro LM1*

B: Brzdná síla pro LM3			
Délka nosné konstrukce	L =	31.50	m
Šířka jízdního pruhu	$w_i =$	3.00	m
Tíha zvláštního vozidla	$Q_{LM3} =$	1800.00	kN
Klasifikační součinitel q_1	$\alpha_{q1} =$	1.00	-
Rovnoměrné zatížení (UDL)	$q_1 =$	2.50	kN/m ²
Klasifikační součinitel q_2	$\alpha_{q2} =$	2.40	-

Podélná brzdná síla	$Q_{ik} =$	1136.70	kN
---------------------	------------	---------	----

$$180 \cdot \alpha_{q1} \text{ (kN)} < Q_{ik} < 600 \text{ (kN)} \quad \text{NE}$$

Podélná brzdná síla	$Q_{ik} =$	600.00	kN
---------------------	------------	--------	----

Příčná brzdná síla	$Q_{trk} =$	150.00	kN
--------------------	-------------	--------	----

25% z Q_{ik} *Tabulka 5.16 - Hodnoty rozjezdových a brzdných sil pro LM3*



5.8 Skupina zatěžovacích stavů C – Odstředivé a jiné příčné síly

Stanoveno dle čl. 4.4.2 [15].

Charakteristické hodnoty odstředivých sil

$Q_{tk} = 0,2 Q_v$	kN	je-li $R < 200$ m
$Q_{tk} = 40Q_v/R$	kN	je-li $200 < R < 1500$ m
$Q_{tk} = 0$	kN	je-li $R > 1500$ m

R poloměr osy vozovky ve vodorovné rovině v m

Q_v Celková maximální tíha svislého soustředného zatížení dvounápravami modelu zatížení 1, tj. $\sum \alpha_{Qi}(2O_{ik})$

Tabulka 5.17 – Charakteristické hodnoty pro odstředivé síly dle [15]

C: Odstředivá síla pro LM1			
Poloměr oblouku	R =	900.00	m
Max. tíha sous. zat. od LM1	$Q_v =$	1200.00	kN

Odstředivá síla	$Q_{tk} =$	53.33	kN
-----------------	------------	--------------	----

C: Odstředivá síla pro LM3			
Poloměr oblouku	R =	900.00	m
Tíha zvláštního vozidla	$Q_{LM3} =$	1800.00	kN

Odstředivá síla	$Q_{tk} =$	80.00	kN
-----------------	------------	--------------	----

Tabulka 5.18 – Hodnoty odstředivých sil

5.9 Skupina zatěžovacích stavů S – Účinky nerovnoměrného sedání opěr

Jelikož je model uložen na soustavě pružin pokles konstrukce se do výsledků promítne, právě díky sedání jednotlivých pružin.

5.10 Skupina zatěžovacích stavů STAV – Staveništní zatížení

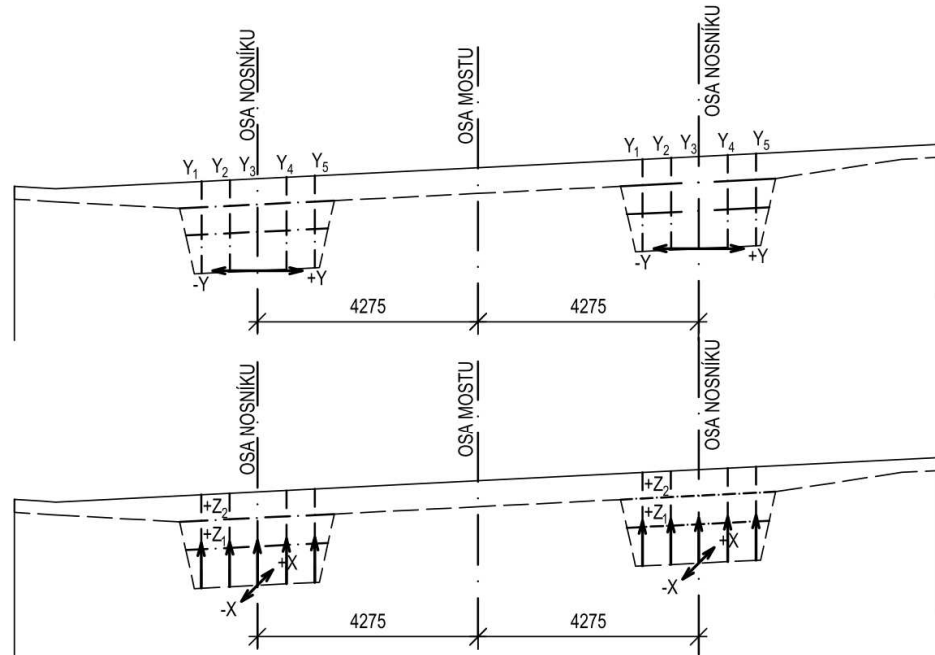
Charakteristická hodnota staveništního zatížení je uvažováno hodnotou 1 kN/m^2 na šířku nosné konstrukce.



6 NÁVRH KONSTRUKCE V PODÉLNÉM SMĚRU

6.1 Návrh předpětí

Do nosné konstrukce bude umístěno 2x10 ks 17 lanových kabelů Y1860-15,7. Vedení kabelu je definováno výškovým polygonem a poloměrem zaoblění kabelu. Kabely budou napínány z jedné strany, polovina kabelů bude napínána z opěry O1 a druhá polovina pak z opěry O2. Osa nosníku je od osy mostu vzdálená 4,275 m, v ose nosníku je počátek souřadného systému. Hodnota $z+$ je brána od dna bedně. Podrobně vykresleno ve výkresu předpětí. Výztuž bude zainjektována cementovou maltou v plastovém kanálku, stupeň protikozorní ochrany PL2 .



Obrázek 6.1 – Schéma souřadného systému předpětí

Geometrie kabelu předpětí

Podélný směr - vrstva 1			
Lom pol.	X	Z ₁	R
	m	m	m
1	0.00	0.75	0.00
2	9.25	0.15	550.00
3	15.75	0.15	0.00
4	22.75	0.15	550.00
5	31.50	0.75	0.00

Příčný směr		
Rozteče	Y	Os. vz.
	m	m
1	-1.10	0.55
2	-0.55	0.55
3	0.00	0.55
4	0.55	0.55
5	1.10	0.55

Podélný směr - vrstva 2			
Lom pol.	X	Z ₂	R
	m	m	m
1	0.00	1.10	0.00
2	9.25	0.35	200.00
3	15.75	0.35	0.00
4	22.75	0.35	200.00
5	31.50	1.10	10.00

Tabulka 6.1 – Geometrie předpínací výztuže

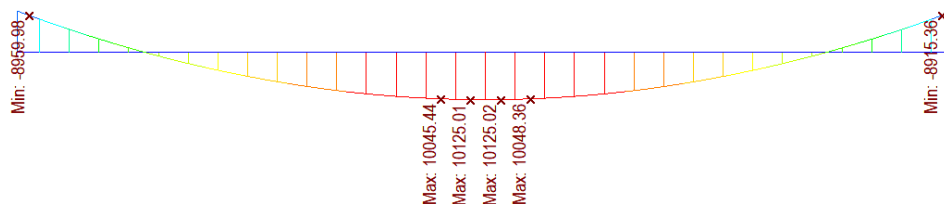


6.2 Vnitřní síly

Vnitřní síly na konstrukci jsou vykresleny v ose pravého trámu konstrukce.

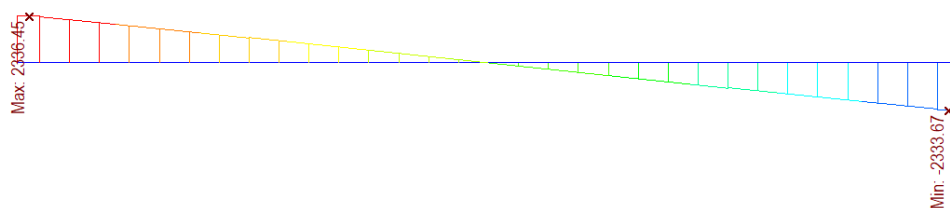
6.2.1 Vlastní tíha G0

- Vlastní tíha – G0 – My [kNm]



Obrázek 6.2 – Ohybový moment od vlastní tíhy

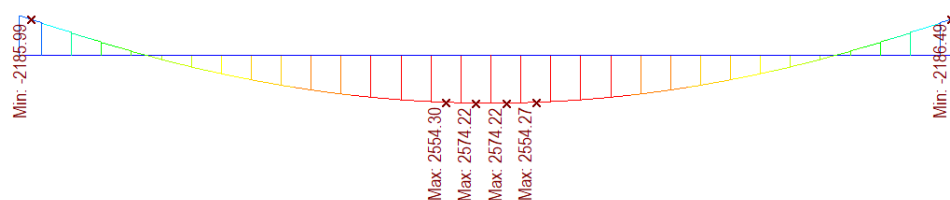
- Vlastní tíha – G0 – Vz [kN]



Obrázek 6.3 – Posouvající síla od vlastní tíhy

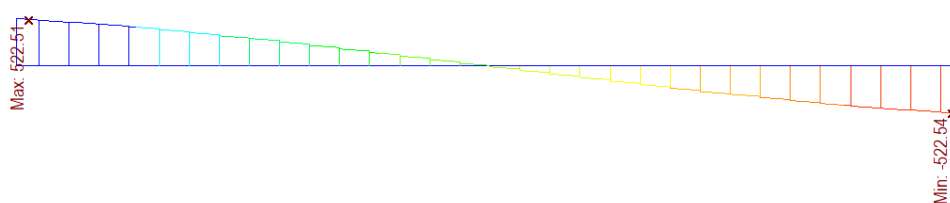
6.2.2 Ostatní stálé zatížení

- Ostatní stálé – G-G0 – My [kNm]



Obrázek 6.4 – Ohybový moment od ostatního stálého zatížení

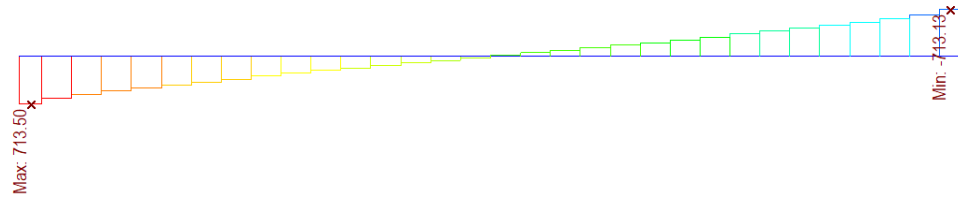
- Ostatní stálé – G-G0 – Vz [kN]



Obrázek 6.5 – Posouvající síla os ostatního stálého zatížení



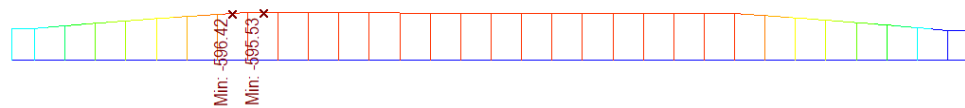
- Ostatní stálé – G-G0 – Mx [kNm]



Obrázek 6.6 – Krouťící moment od ostatního stálého zatížení

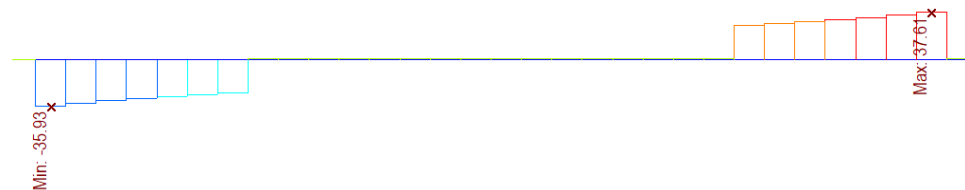
6.2.3 Účinky od zemního tlaku na opěře

- Účinky zemního tlaku – GEO – My [kNm]



Obrázek 6.7 – Ohybový moment od zemního tlaku

- Účinky zemního tlaku – GEO – Vz [kN]



Obrázek 6.8 – Posouvající síla od zemního tlaku

6.2.4 Předpětí

Výstupy vnitřních sil od předpětí jsou vykresleny na konci životnosti konstrukce.

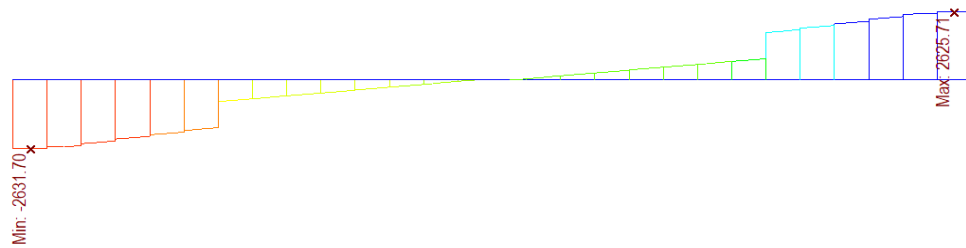
- Předpětí (primární) – P – My [kNm]



Obrázek 6.9 – Ohybový moment od primárního předpětí

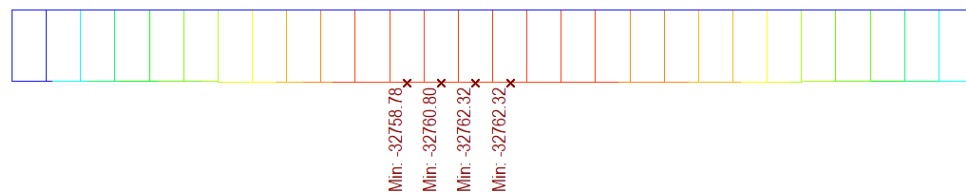


- Předpětí (primární) – P – Vz [kN]



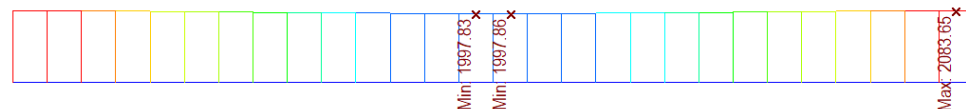
Obrázek 6.10 – Posouvající síla od primárního předpětí

- Předpětí (primární) – P – N [kN]



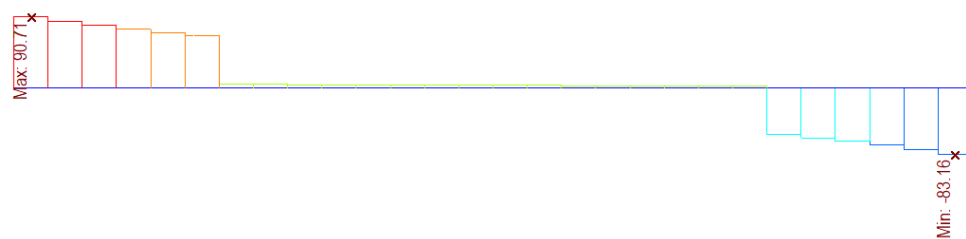
Obrázek 6.11 – Normálová síla od primárního předpětí

- Předpětí (sekundární) – P – My [kNm]



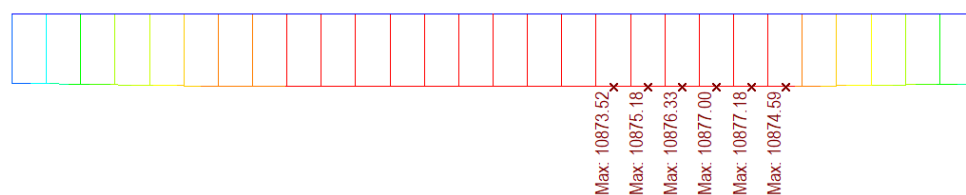
Obrázek 6.12 – Ohybový moment od sekundárního předpětí

- Předpětí (sekundární) – P – Vz [kN]



Obrázek 6.13 – Posouvající síla od sekundárního předpětí

- Předpětí (sekundární) – P – N [kN]



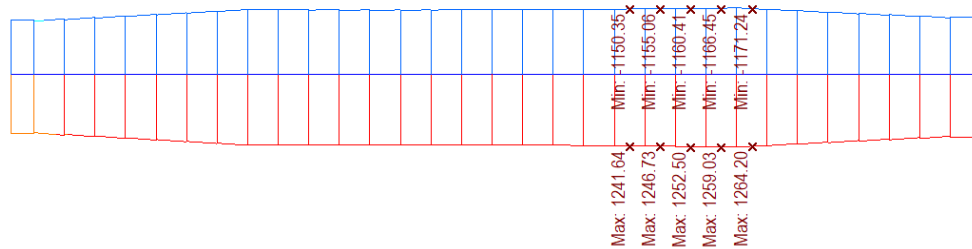
Obrázek 6.14 – Normálová síla od sekundárního předpětí



6.2.5 Rovnoměrná teplota

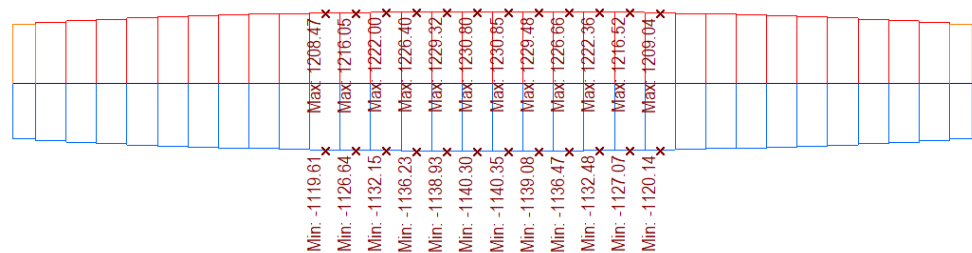
Obálka účinků rovnoměrného oteplení a ochlazení konstrukce.

- Rovnoměrná teplota – TM – My [kNm]



Obrázek 6.15 – Ohybový moment od rovnoměrné teploty

- Rovnoměrná teplota – TM – N [kN]

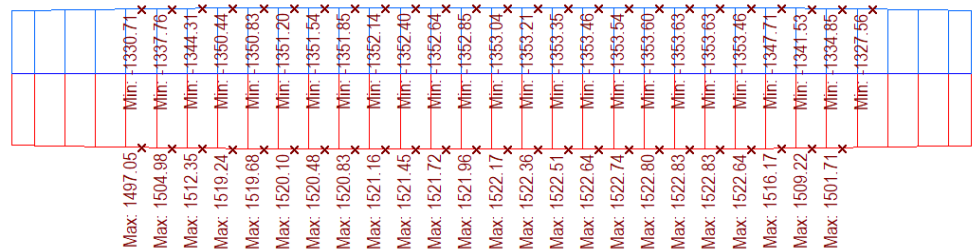


Obrázek 6.16 – Normálová síla od rovnoměrné teploty

6.2.6 Nerovnoměrná teplota

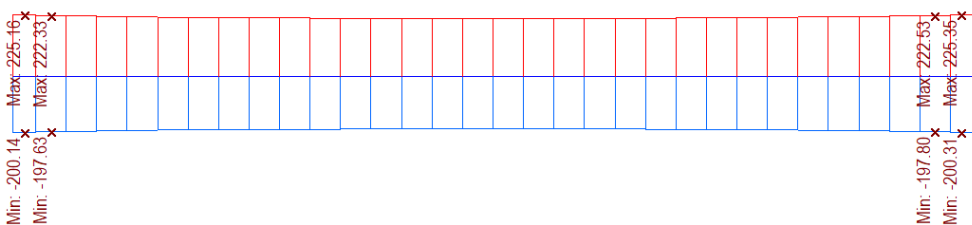
Obálka od oteplení a ochlazení konstrukce od teplotního gradientu a od nelineární teploty.

- Teplotní gradient – TN – My [kNm]



Obrázek 6.17 – Ohybový moment od teplotního gradientu

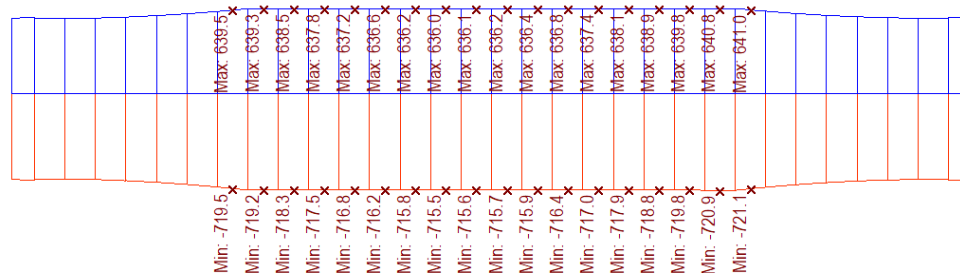
- Teplotní gradient – TN – N [kN]



Obrázek 6.18 – Normálová síla od teplotního gradientu

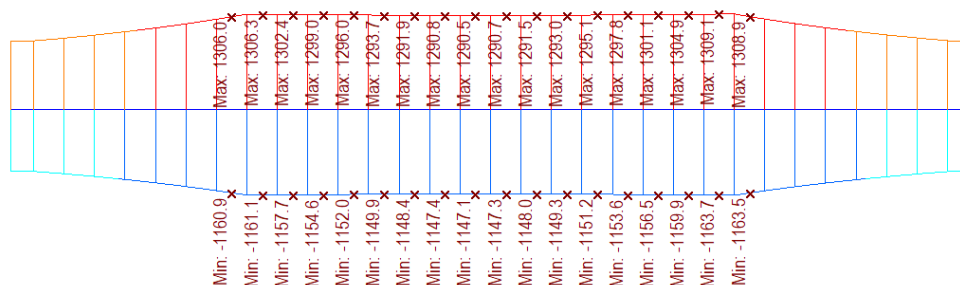


- Teplotní gradient – TN – σ (horní vlákna) [kPa]



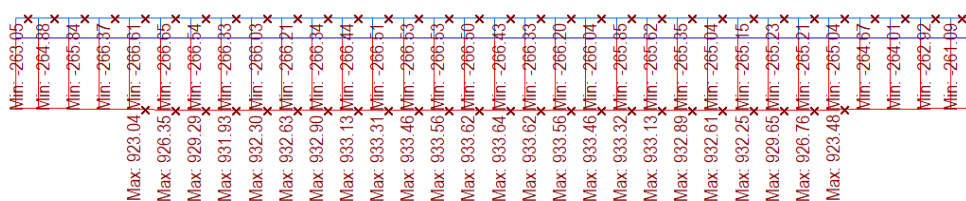
Obrázek 6.19 – Napětí v horních vláknech od teplotního gradientu

- Teplotní gradient – TN – σ (dolní vlákna) [kPa]



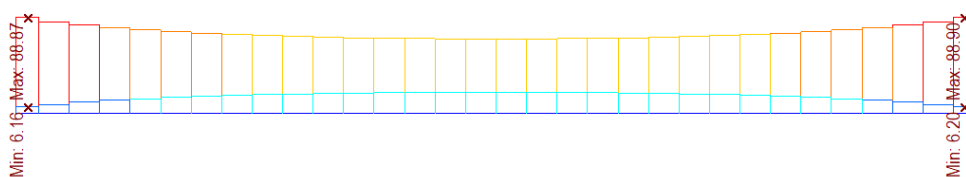
Obrázek 6.20 – Napětí v dolních vláknech od teplotního gradientu

- Nelineární teplota – TN – M_y [kNm]



Obrázek 6.21 – Ohybový moment od nelineární teploty

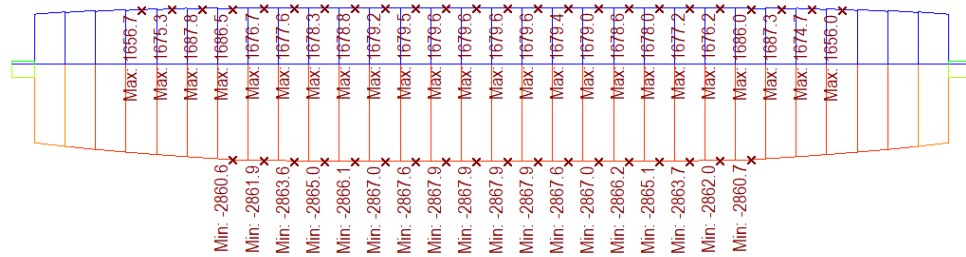
- Nelineární teplota – TN – N [kN]



Obrázek 6.22 – Normálová síla od nelineární teploty

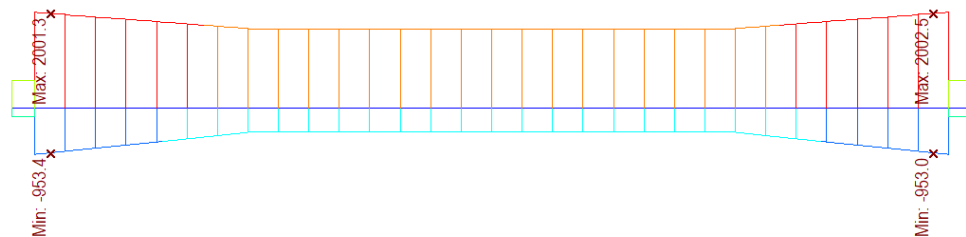


- Nelineární teplota – TN – σ (horní vlákna) [kPa]



Obrázek 6.23 – Napětí v horních vláknech od teplotního gradientu

- Nelineární teplota – TN – σ (dolní vlákna) [kPa]

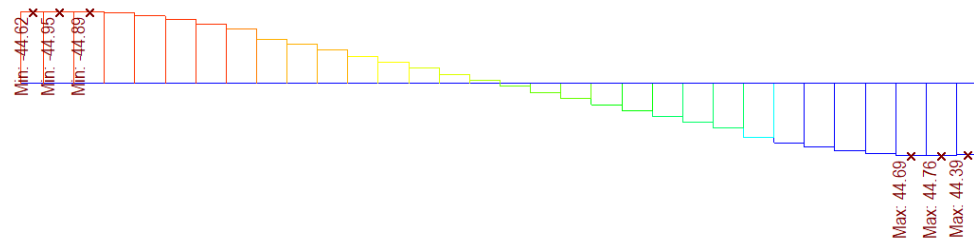


Obrázek 6.24 – Napětí v dolních vláknech od teplotního gradientu

6.2.7 Vítr

Hodnoty pro zatížení větrem na konstrukci jsou zanedbatelné. Do posouzení budou zahrnuty v kombinacích. Zde pro ukázkou uvedený vliv kroucení na nosník od větru ve směru y.

- Vítr y – W – Mx [kNm]

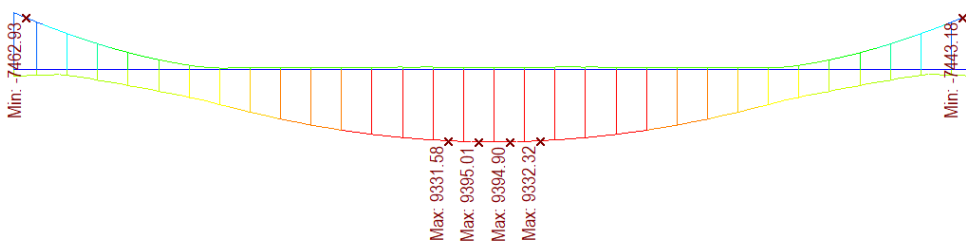


Obrázek 6.25 – Kroučící moment od větru ve směru y

6.2.8 Svislé dopravní zatížení

Obálka generovaná od zatěžovacích stavů LM1 a LM3.

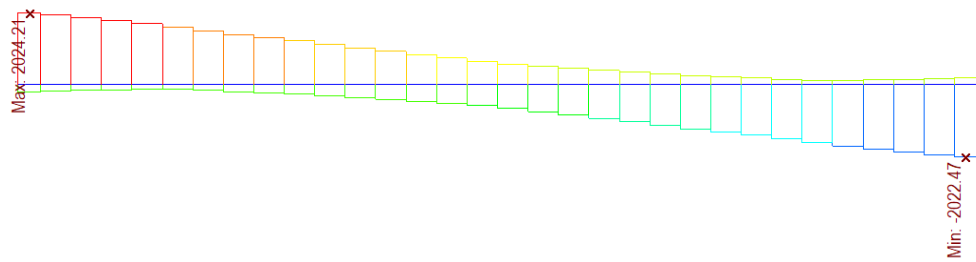
- Zatížení od dopravy – MVL – My [kNm]



Obrázek 6.26 – Ohybový moment od svislého dopravního zatížení

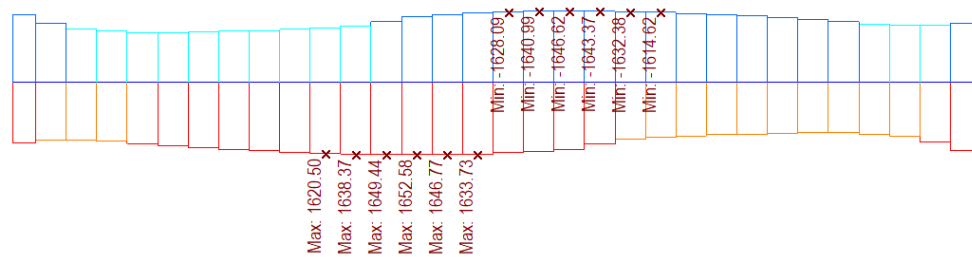


- Zatížení od dopravy – MVL – Vz [kN]



Obrázek 6.27 – Posouvající síla od svislého dopravního zatížení

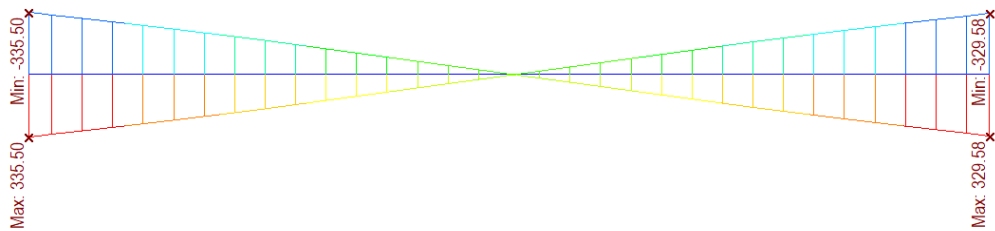
- Zatížení od dopravy – MVL – Mx [kNm]



Obrázek 6.28 – Kroučící moment od svislého dopravního zatížení

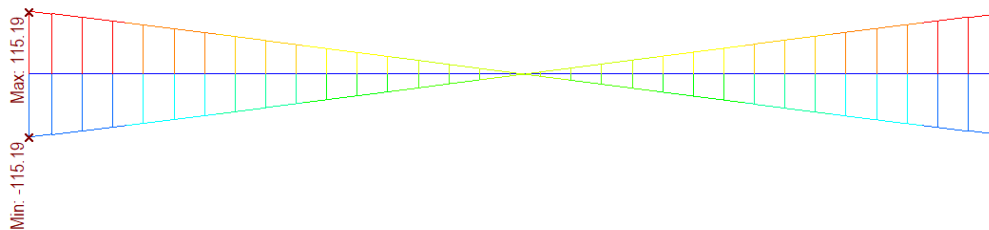
6.2.9 Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami

- Brzdné síly LM1 – B – My [kNm]



Obrázek 6.29 – Ohybový moment od brzdných sil LM1

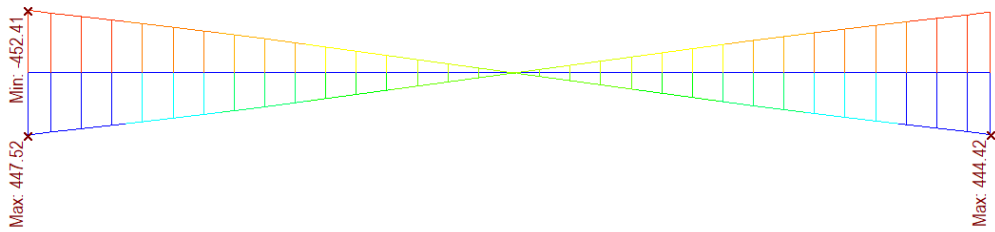
- Brzdné síly LM1 – B – N [kN]



Obrázek 6.30 – Normálová síla od brzdných sil LM1

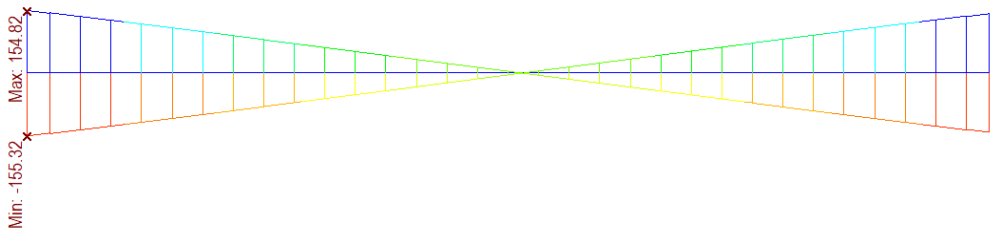


- Brzdné síly LM3 – B – My [kNm]



Obrázek 6.31 – Ohybový moment od brzdných sil LM3

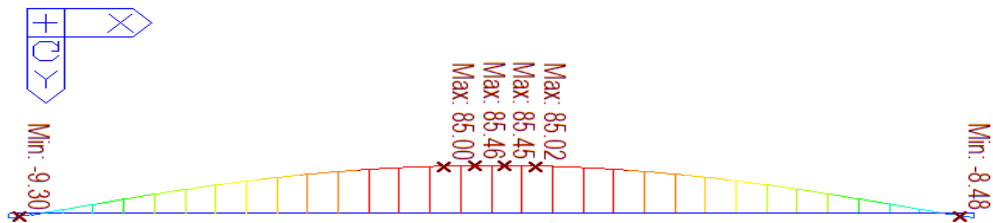
- Brzdné síly LM3 – B – N [kN]



Obrázek 6.32 – Normálová síla od brzdných sil LM3

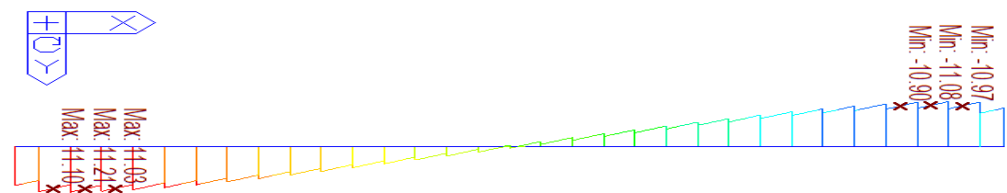
6.2.10 Zatížení odstředivými silami

- Odstředivé síly LM1 – C – Mz [kNm]



Obrázek 6.33 – Ohybový moment od odstředivých sil LM1

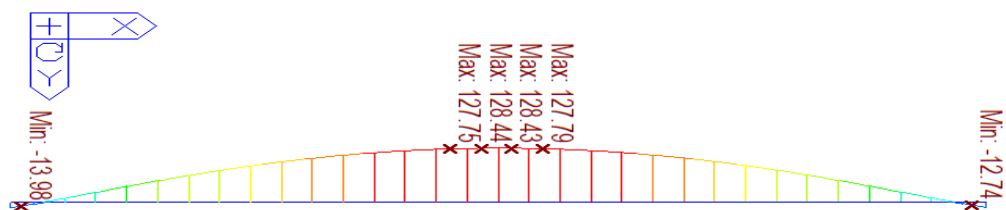
- Odstředivé síly LM1 – C – Fy [kN]



Obrázek 6.34 – Posouvající síla od odstředivých sil LM1

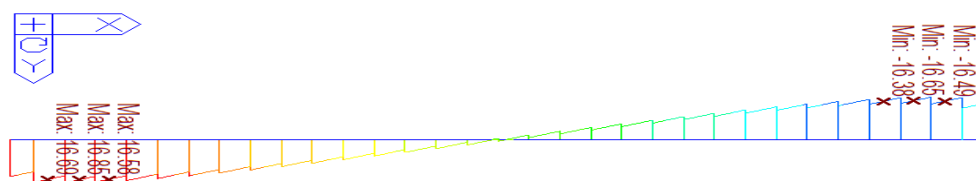


- Odstředivé síly LM3 – C – Mz [kNm]



Obrázek 6.35 – Ohybový moment od odstředivých sil LM3

- Odstředivé síly LM3 – C – Fy [kN]



Obrázek 6.36 – Posouvající síla od odstředivých sil LM3

6.3 Kombinace zatěžovacích stavů

Kombinace byly stanoveny dle [13].

Pro kombinace mezních stavů od dopravy budou uvažovány zatěžovací systémy gr1a, gr4 a gr5 viz tab. 4.4a dle [15].

Pro posouzení MSU bude použito programu IDEA StatiCa – RCS, do kterého budou nahrány kombinace z programu MIDAS Civil.

Pro posouzení MSP byly použity výstupy kombinací přímo z MIDAS Civil.



6.3.1 Součinitelé zatížení pro mosty

Součinitele γ jsou stanoveny dle tab. A2.4 dle [13].

Popis	Součinitel γ	
	Nepříznivé	Příznivé
STÁLÉ ZATÍŽENÍ		
Vlastní tíha	1,35	1,00
Ostatní stálé zatížení	1,35	1,00
Nerovnoměrné sedání podpor NS	1,2	1,00
PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ		
Zatížení dopravou		
Model ztížení LM1	1,35	-
Model zatížení LM3	1,35	-
Model zatížení na únavu	-	-
Model zatížení LM4	1,35	-
Zatížení chodníků	1,35	-
Zatížení teplotou	1,50	-
Rovnoměrná teplota	1,50	-
Nerovnoměrná teplota	1,50	-
Staveništní zatížení	1,50	-
ZATÍŽENÍ PŘI VÝSTAVBĚ		
Zatížení při betonáži	1,35	-

Tabulka 6.2 – Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty

Součinitele ψ jsou stanoveny viz tab. A2.1 dle [13].

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_{1,infq.}$	
Zatížení dopravou	gr1a (LM1)	TS	0,75	0,75	0,00	0,80
		UDL	0,40	0,40	0,00	0,80
		zat.chodci+cyklisty	0,40	0,40	0,00	0,80
	gr1b (jednotlivá náprava)	0,00	0,75	0,00	0,80	
	gr2 (vodorovné síly)	0,00	0,00	0,00	1,00	
	gr3 (zatížení chodci)	0,00	0,40	0,00	0,80	
	gr4 (LM4 - zatížení davem lidí)	0,00	-	0,00	0,80	
	gr5 (LM3 - zvláštní vozidla)	0,00	-	0,00	1,00	
Zatížení větrem	F_{wk} : trvalé návrhové situace	0,60	0,20	0,00	0,60	
	provádění	0,80	-	0,00	-	
	F_w	1,00	-	-	-	
Zatížení teplotou	T_k	0,60	0,60	0,50	0,80	
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0,80	-	-	1,00	
Staveništní zat.	Q_c	1,00	-	1,00	1,00	

Tabulka 6.3 – Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty



6.4 Kombinace pro MSU:

Kombinace zatížení se mají uvažovat v těchto návrhových situacích:

- kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace
- kombinace pro mimořádné návrhové situace
- kombinace zatížení pro seizmické návrhové situace

V této práci se budu zabývat pouze kombinací pro trvalé a dočasné návrhové situace. Z kombinací bude vybrána nejnepříznivější hodnota a ta následně posouzena.

6.4.1 Vztahy pro trvalé a dočasné návrhové situace

Kombinace účinků zatížení mají vycházet z:

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

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

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

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

STR rozhodující je pevnost konstrukčních materiálů

GEO rozhodující jsou základové poměry

"+" kombinovaný s

\sum kombinovaný účinek

ξ redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení G ($\xi_G = 0,85$)

γ, ψ součinitele

6.5 Kombinace pro MSP:

Kombinace zatížení se mají uvažovat v těchto návrhových situacích:

- charakteristická kombinace
- častá kombinace
- kvazistálá kombinace
- občasná kombinace

V této práci se nebudeme zabývat pouze občasnou kombinací. Z kombinací bude vybrána nejnepříznivější hodnota a ta následně posouzena.

6.5.1 Vztahy pro charakteristickou kombinaci

Charakteristická kombinace se stanoví

$$\sum G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ "+" } \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,j} \quad (6.14b)$$

6.5.2 Vztahy pro častou kombinaci

Častá kombinace se stanoví

$$\sum G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,j} \quad (6.15b)$$



6.5.3 Vztahy pro kvazistálou kombinaci

Kvazistálá kombinace se stanoví

$$\sum G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,j} \quad (6.16b)$$



7 POSOUZENÍ NK – MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Pro posouzení MSP se posuzují následující stavy použitelnosti:

- Omezení napětí
- Omezení trhlin
- Omezení průhybů

S ohledem na [19] a [20] je nutno uvažovat omezení napětí v materiálech:

betonu v tlaku σ_{cc}

- charakteristická kombinace $\sigma_{cc} = k_1 \cdot f_{ck(t)} = 0,6 f_{ck(t)}$
- kvazistálá kombinace $\sigma_{cc} = k_2 \cdot f_{ck(t)} = 0,45 f_{ck(t)}$

betonářská výztuž v tahu

- charakteristická kombinace $\sigma_s = k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 f_{yk}$

předpínací výztuž

- charakteristická kombinace $\sigma_p = k_5 \cdot f_{pk} = 0,75 f_{pk}$

V případě posouzení betonu je navíc nutno zohlednit vliv raného stáří betonu do 28 dnů. S ohledem na tyto požadavky je možné stanovit kritické časy a průřezy, které je nutno posoudit na omezení napětí.

Pro posouzení nosné konstrukce byly vybrány následující časy posouzení:

- V čase předepnutí konstrukce
 - Ověření lineárního dotvarování - předpoklad působení maximální předpínací síly současně s nízkou tlakovou pevností betonu
 - Ověření tahového napětí na hodnotu $f_{ctk0,05(t=7)}$
- V čase uvedení do provozu
 - Ověření dekomprese pro kvazistálou kombinaci
 - Ověření omezení napětí pro kvazistálou a charakteristickou kombinaci
- Na konci životnosti
 - Ověření dekomprese pro kvazistálou kombinaci
 - Ověření omezení napětí pro kvazistálou a charakteristickou kombinaci

Posouzení je provedeno pomocí grafických výstupů z programů MIDAS Civil.



7.1 Vývoj pevnosti betonu

Uvedené hodnoty pevností betonu pro posouzení v čase 7 dní. Vzorečky použité pro výpočet časového vývoje vlastností materiálu jsou uvedeny v PŘÍLOHA C.

Vývoj pevnosti betonu v čase

Základní informace o materiálu			
Beton:	C35/45		
druh cementu:	CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R (třída R)		
Pevnost v tlaku ve stáří 28 dní			
Válcová pevnost:	f_{ck}	=	35.00 Mpa
Krychelná pevnost:	$f_{ck,cube}$	=	45.00 MPa
Průměrná válcová pevnost:	f_{cm}	=	43.00 MPa
Pevnost v tahu ve stáří 28 dní			
Průměrná tahová pevnost:	f_{ctm}	=	3.20 MPa
95% kvantil tahové pevnosti:	$f_{ctk,0,95}$	=	4.20 MPa
5% kvantil tahové pevnosti:	$f_{ctk,0,05}$	=	2.20 Mpa
Modul pružnosti ve stáří 28 dní			
Modul pružnosti:	E_{cm}	=	34.00 Gpa

Vývoj pevnosti v čase

Posuzovaný čas:	t	=	7.00 dny
Součinitel stáří betonu:	$\beta_{cc}(t)$	=	0.82 -
koeficient druhu cementu:	s	=	0.2 -
Průměrná válcová pevnost:	$f_{cm}(t)$	=	35.21 MPa
Válcová pevnost:	$f_{ck}(t)$	=	27.21 MPa
5% kvantil tahové pevnosti:	$f_{ctk,0,05}(t)$	=	1.83 MPa
Modul pružnosti:	$E_{cm}(t)$	=	32.02 MPa

Tabulka 7.1 – Vývoj pevnosti v čase

Omezující napětí v betonu pro MSP

v čase předpětí konstrukce $t=7$ dní			
Válcová pevnost:	$f_{ck}(t)$	=	27.21 MPa
5% kvantil tahové pevnosti:	$f_{ctk,0,05}(t)$	=	1.83 MPa

Kvazistálá kombinace	σ_{cc}	=	-12.24 MPa
Charakteristická kombinace	σ_{cc}	=	-16.32 MPa

v čase UP a KZ

Válcová pevnost:	f_{ck}	=	35.00 MPa
5% kvantil tahové pevnosti:	$f_{ctk,0,05}$	=	2.20 MPa

Kvazistálá kombinace	σ_{cc}	=	-15.75 MPa
Charakteristická kombinace	σ_{cc}	=	-21.00 MPa

Tabulka 7.2 – Hodnoty pro posouzení omezení napětí v betonu

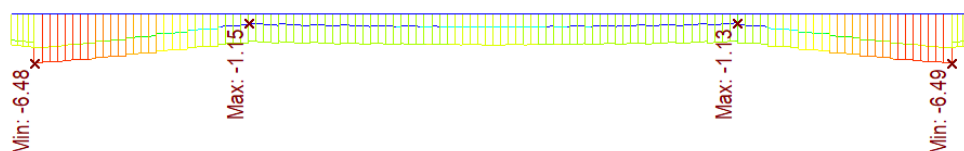


7.2 Omezení napětí

7.2.1 Posouzení MSP v čase předpětí konstrukce

Posouzení konstrukce v čase předpětí nosné konstrukce $t = 7$ dní. Pro posouzení byla vybrána vždy ta z nejnepříznivějších hodnot na levém nebo pravém nosníku, které jsou uvedeny v souhrnné tabulce. Zobrazení výsledků je na pravém nosníku.

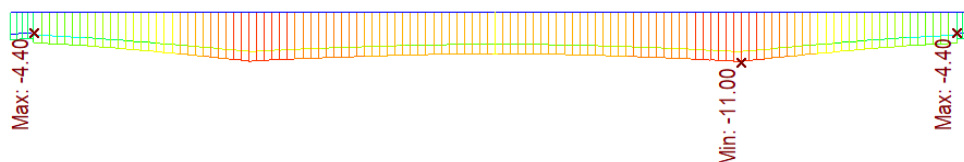
- Kvazistálá kombinace – horní vlákna [MPa]



Obrázek 7.1 – Napětí v horních vláknech pro kvazistálou kombinaci (předpětí)

$$\sigma_{cc} = -6,49 \text{ MPa} \leq -12,24 \text{ MPa} \quad \text{OK} \quad \sigma_{ct} = \text{MPa } -1,13 \leq 0,00 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

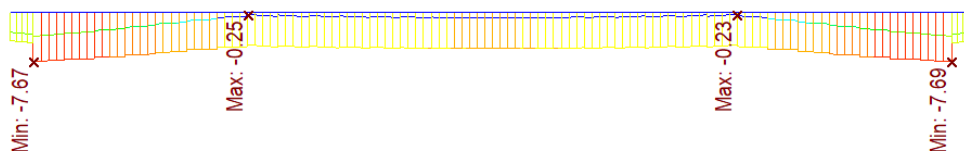
- Kvazistálá kombinace – dolní vlákna [MPa]



Obrázek 7.2 – Napětí v dolních vláknech pro kvazistálou kombinaci (předpětí)

$$\sigma_{cc} = -11,00 \text{ MPa} \leq -12,24 \text{ MPa} \quad \text{OK} \quad \sigma_{ct} = \text{MPa } -4,40 \leq 0,00 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

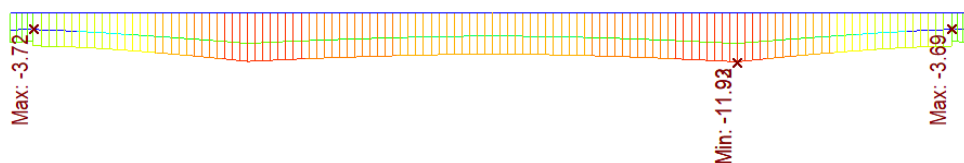
- Charakteristická kombinace – horní vlákna [MPa]



Obrázek 7.3 – Napětí v horních vláknech pro charakteristickou kombinaci (předpětí)

$$\sigma_{cc} = -7,69 \text{ MPa} \leq -16,32 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

- Charakteristická kombinace – dolní vlákna [MPa]



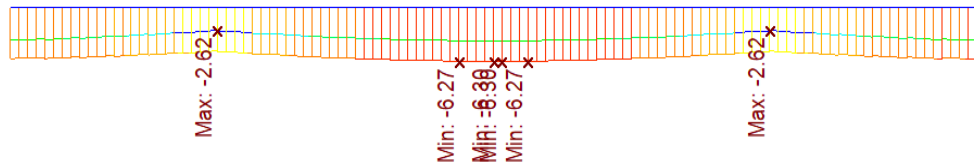
Obrázek 7.4 – Napětí v dolních vláknech pro charakteristickou kombinaci (předpětí)

$$\sigma_{cc} = -11,98 \text{ MPa} \leq -16,32 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$



7.2.2 Posouzení MSP v čase uvedení do provozu

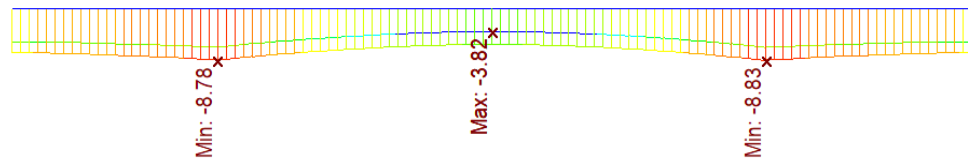
- Kvazistálá kombinace – horní vlákna [MPa]



Obrázek 7.5 – Napětí v horních vláknech pro kvazistálou kombinaci (UP)

$$\sigma_{cc} = -6,30 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa} \quad \text{OK} \quad \sigma_{ct} = \text{MPa } -2,62 \leq 0,00 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

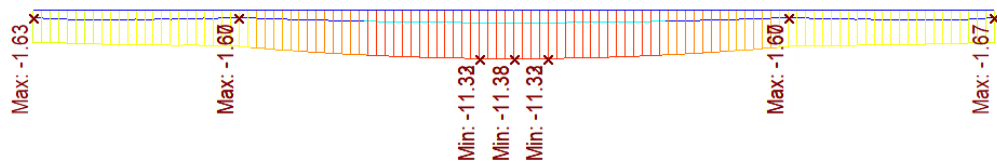
- Kvazistálá kombinace – dolní vlákna [MPa]



Obrázek 7.6 – Napětí v dolních vláknech pro kvazistálou kombinaci (UP)

$$\sigma_{cc} = -8,83 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa} \quad \text{OK} \quad \sigma_{ct} = \text{MPa } -3,82 \leq 0,00 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

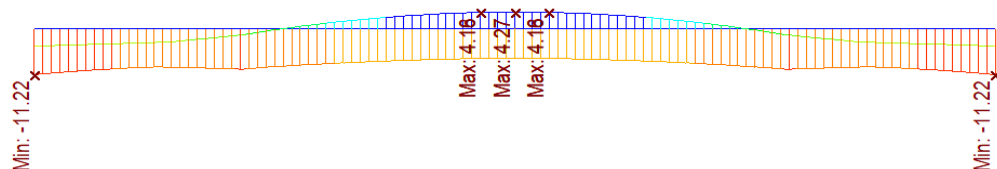
- Charakteristická kombinace – horní vlákna [MPa]



Obrázek 7.7 – Napětí v horních vláknech pro charakteristickou kombinaci (UP)

$$\sigma_{cc} = -11,38 \text{ MPa} \leq -21,00 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

- Charakteristická kombinace – dolní vlákna [MPa]



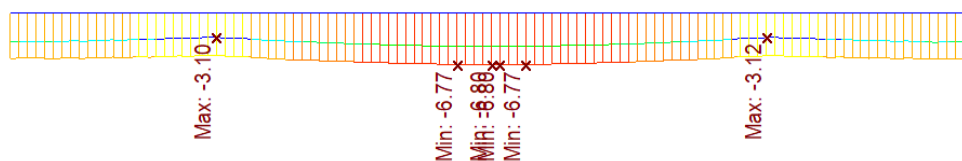
Obrázek 7.8 – Napětí v dolních vláknech pro charakteristickou kombinaci (UP)

$$\sigma_{cc} = -11,22 \text{ MPa} \leq -21,00 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$



7.2.3 Posouzení MSP v čase konce životnosti

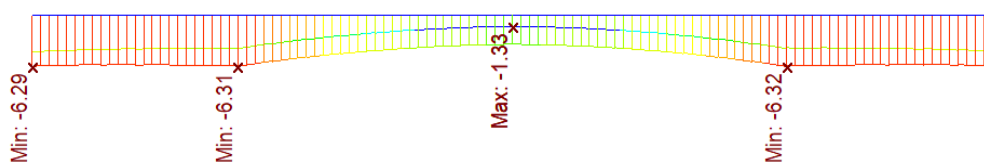
- Kvazistálá kombinace – horní vlákna [MPa]



Obrázek 7.9 – Napětí v horních vláknech pro kvazistálou kombinaci (KZ)

$$\sigma_{cc} = -6,80 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa} \quad \text{OK} \quad \sigma_{ct} = \text{MPa } -3,12 \leq 0,00 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

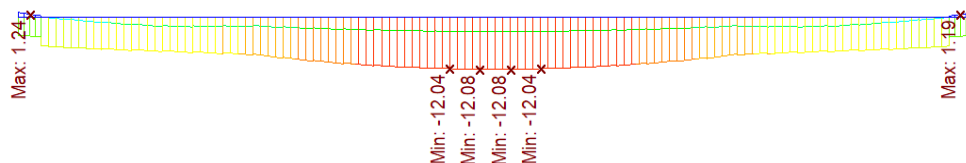
- Kvazistálá kombinace – dolní vlákna [MPa]



Obrázek 7.10 – Napětí v dolních vláknech pro kvazistálou kombinaci (KZ)

$$\sigma_{cc} = -6,32 \text{ MPa} \leq -15,75 \text{ MPa} \quad \text{OK} \quad \sigma_{ct} = \text{MPa } -1,33 \leq 0,00 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

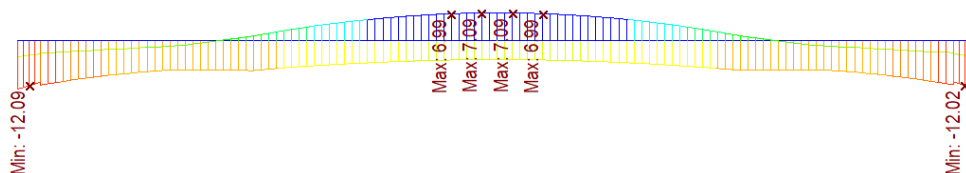
- Charakteristická kombinace – horní vlákna [MPa]



Obrázek 7.11 – Napětí v horních vláknech pro charakteristickou kombinaci (KZ)

$$\sigma_{cc} = -12,08 \text{ MPa} \leq -21,00 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

- Charakteristická kombinace – dolní vlákna [MPa]



Obrázek 7.12 – Napětí v dolních vláknech pro charakteristickou kombinaci (KZ)

$$\sigma_{cc} = -12,09 \text{ MPa} \leq -21,00 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$



7.2.4 Závěr

Konstrukce vyhoví na posouzení MSP.

MSP		Předpětí NK		UP		KZ	
		MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
Kvazistálá kombinace	H	-6.49	-1.13	-6.30	-2.62	-6.80	-2.58
		OK	OK	OK	OK	OK	OK
	D	-11.00	-4.40	-8.83	-3.82	-6.55	-1.33
		OK	OK	OK	OK	OK	OK
Charakteristická kombinace	H	-7.69	-0.23	-11.22	4.27	-12.08	1.24
		OK	OK	OK	OK	OK	OK
	D	-11.98	-3.69	-11.38	-1.60	-12.09	7.09
		OK	OK	OK	OK	OK	OK

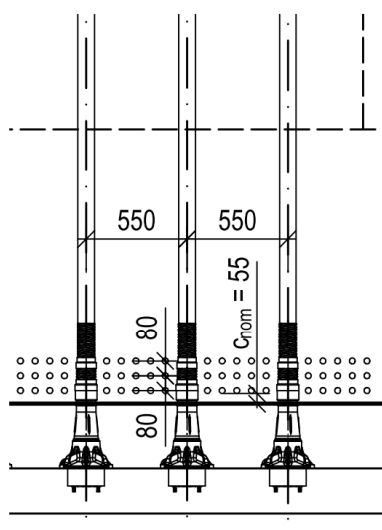
Tabulka 7.3 – Souhrnná tabulka výsledků pro posouzení MSP

Konstrukce vyhoví na posouzení MSP.

7.3 Posouzení vyztužení rámového rohu

Aby v další fázi návrhu nosné konstrukce nedošlo k problému s posouzením vyztužení rámového rohu, které by mohlo ovlivnit konstrukční uspořádání nebo předpětí konstrukce, bude provedeno posouzení únosnosti rámového rohu. Návrhový moment bude na šířku trámu redukován, aby více odpovídal skutečnosti vycházející z vetknutí trámu nosné konstrukce.

V prvním kroku budou uvažovány maximálně 3 řady prutů o maximálním průměru 32 mm, vyztužení se následně bude optimalizovat.



Obrázek 7.13 – Schéma umístění výztuže vzhledem k předpínací výztuži, půdorys



Nosník	O1		
L	=	4498,3	kNm/m
P	=	4482,35	m
Nosník	O2		
L	=	4498,3	kNm/m
P	=	4462,8	m

Tabulka 7.4 – Návrhové momenty

Beton	C35/45		
b	=	1	m
h	=	1.5	m
ϵ_c	=	0.004	-
x_l	=	0.055	m
c_{nom}	=	55	mm
E_c	=	34	GPa
f_{ck}	=	35	MPa
γ_M	=	1.5	-
f_{cd}	=	23.333	MPa
d	=	1.423	m
D_{max}	=	22	mm

Výztuž	B500B		
\varnothing_{pr}	=	32	mm
$\varnothing_{ř}$	=	10	mm
E_s	=	200	GPa
f_{yk}	=	500	MPa
γ_M	=	1.15	-
f_{yd}	=	434.783	MPa
ϵ_s	=	0.002	-

x	=	0.206	m
---	---	-------	---

F_s	=	F_c	
3.8464	=	3.8464	0.000

		\varnothing	pruty	A	ϵ_s	F	Mrd
		mm	ks/m	m ²	-	MN	kNm/m
vrstva 1	0	32	5.5	0.004	0.021	1.923	2339.464
vrstva 2	1	32	5.5	0.004	0.020	1.923	2233.688
beton	-	-	-	0.206		3.846	475.548
							5048.699

$$\frac{x}{d} = \frac{0.206057}{1.4225} = 0.145 < 0.450 \quad \text{OK}$$

Tabulka 7.5 – Stanovení momentu únosnosti rámového rohu

Po optimalizaci bude k vyztužení rámového rohu použita výztuž $\varnothing 32$ mm v osové vzdálenosti 160 mm, rozmístěná ve dvou řadách. Toto rozmístění odpovídá 3 prutům mezi kabely předpínací výztuže.



7.4 Vodorovný posun Δh

MSP		UP		KZ	
		MIN	MAX	MIN	MAX
Častá kombinace	O1	2.41	8.82	7.23	13.63
		8.82		13.63	
		OK		OK	
	O2	-2.70	-9.37	-7.82	-14.47
		9.37		14.47	
		OK		OK	
Charakteristická kombinace	O1	-2.15	13.27	2.76	18.09
		15.41		18.09	
		OK		OK	
	O2	1.77	-13.96	-3.44	-19.08
		15.73		19.08	
		OK		OK	

Tabulka 7.6 – Vodorovné posuny konstrukce

Konstrukce ani v jednom stavu nepřesáhne maximální přípustný posun konce mostu Δh_{adm} , který je podle obrázku 12 dle [21] pro VT1 roven 20 mm.



8 POSOUZENÍ NK – MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

Návrh na posouzení konstrukce bude pro nejméně příznivou kombinaci. Kombinace budou zadány v programu MIDAS Civil a následně importovány do programu IDEA StatiCa, kde budou posouzeny.

Posouzení nosné konstrukce bude v těchto místech:

- V místě napojení NK na opěru O1 a O2
- V místě maximálního kladného momentu

Posouzení nosné konstrukce bude v těchto časech:

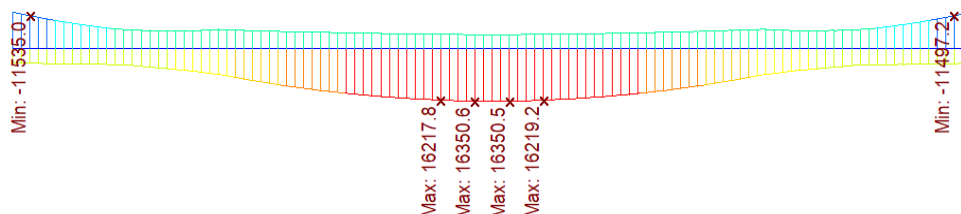
- V čase uvedení do provozu UP
- V čase na konci životnosti KZ

Únosnost průřezu vychází z mezních přetvoření. Posouzené průřezy musí vyhovět na únosnost normálových a posouvajících sil, ohybových a kroutících momentů a jejich vzájemné interakce. Pro průřez ve vetknutí je rozhodujícím parametrem smyková únosnost průřezu, pro průřez v poli je to primárně únosnost od kroutícího momentu a normálové síly s ohybovým momentem.

8.1 Vnitřní síly

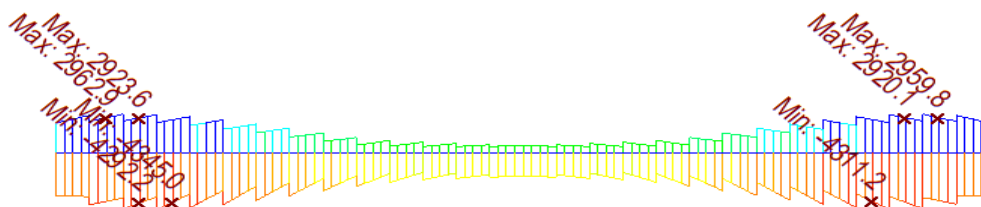
Vnitřní síly na konstrukci jsou vykresleny pro nejnepříznivější kombinaci pro pravý trám konstrukce. Posouzena bude nejnepříznivější kombinace na pravém i levém trámu konstrukce.

- UP – M_y [kNm]



Obrázek 8.1 – Ohybový moment M_y při UP

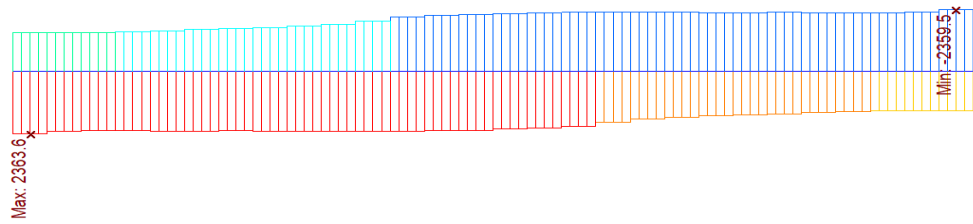
- UP – M_z [kNm]



Obrázek 8.2 – Ohybový moment M_z při UP

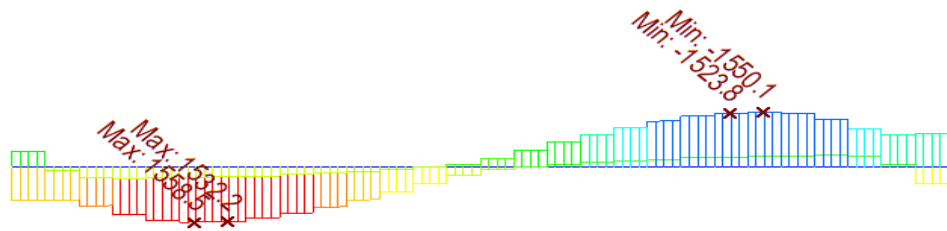


- UP – M_x [kNm]



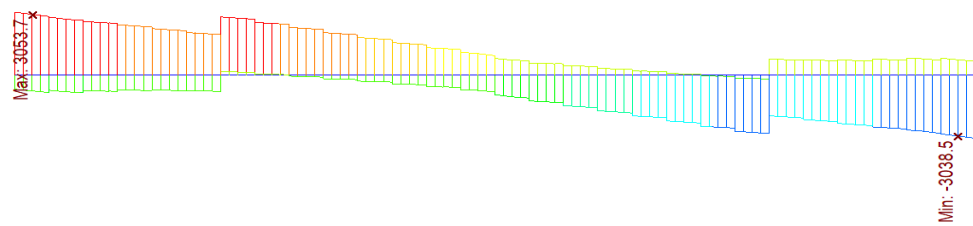
Obrázek 8.3 – Krouťící moment M_x při UP

- UP – F_y [kN]



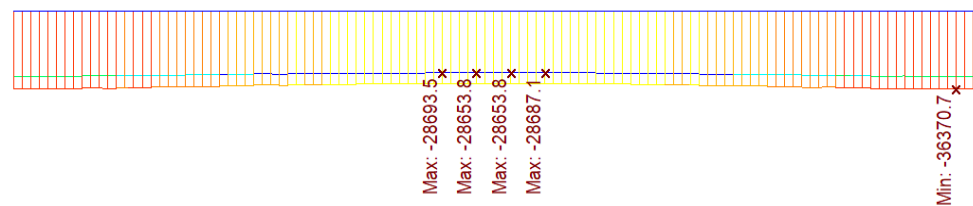
Obrázek 8.4 – Posouvající síla F_y při UP

- UP – F_z [kN]



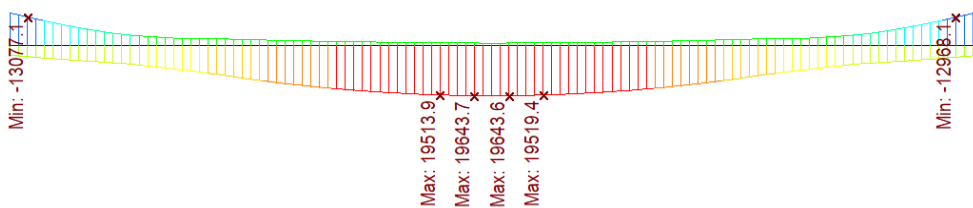
Obrázek 8.5 – Posouvající síla F_z při UP

- UP – N [kN]



Obrázek 8.6 – Normálová síla N při UP

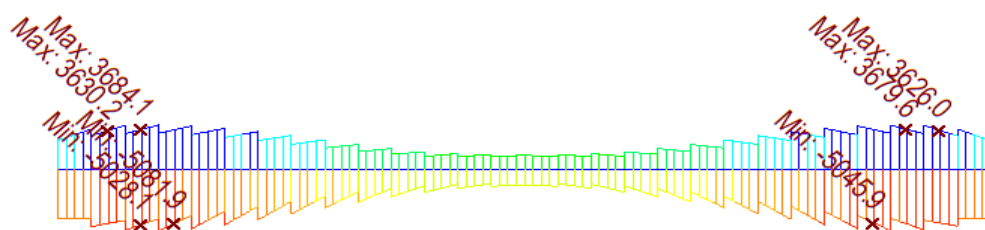
- KZ – M_y [kNm]



Obrázek 8.7 – Ohybový moment M_y při KZ

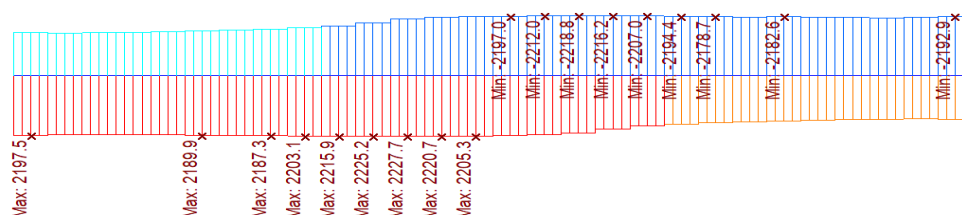


- KZ – M_z [kNm]



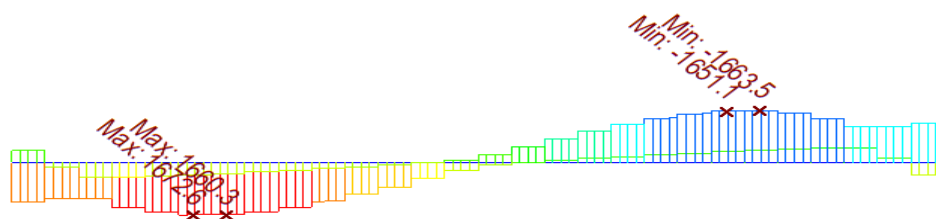
Obrázek 8.8 – Ohybový moment M_z při KZ

- KZ – M_x [kNm]



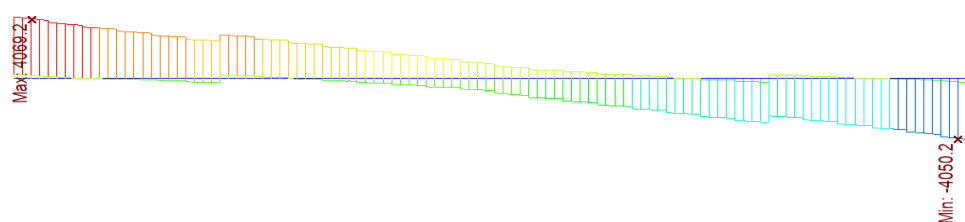
Obrázek 8.9 – Kroucí moment M_x při KZ

- KZ – F_y [kN]



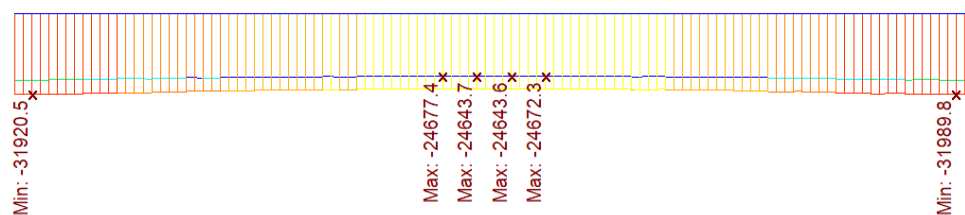
Obrázek 8.10 – Posouvající síla F_y při KZ

- KZ – F_z [kN]



Obrázek 8.11 – Posouvající síla F_z při KZ

- KZ – N [kN]



Obrázek 8.12 – Normálová síla N při KZ



8.2 Vyztužení

Vyztužení průřezu při posudku MSU je následující:

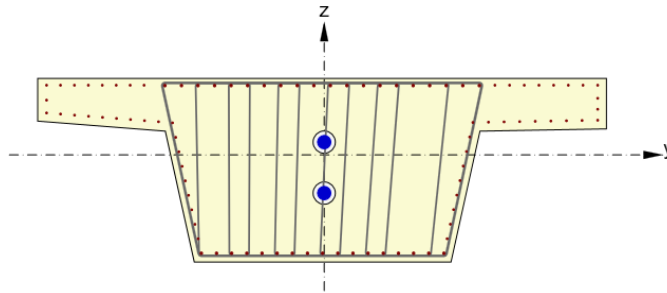
V místě vetknutí do opěry

Umístění výztuže	Ø	osová vzdálenost
	mm	mm
Horní podélná výztuž na šířku trámu	25	150
Dolní podélná výztuž na šířku trámu	25	150
Ostatní podélná výztuž	18	150
Výztuž na kroucení	25	150
Smyková výztuž (4 stříhy)	18	100

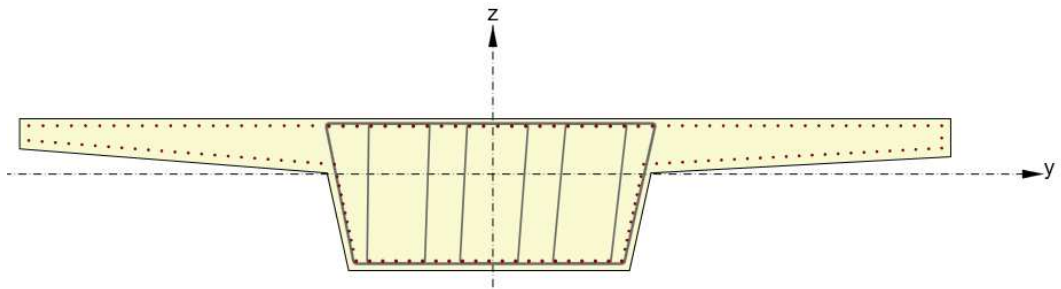
V místě vetknutí do opěry

Umístění výztuže	Ø	osová vzdálenost
	mm	mm
Horní podélná výztuž na šířku trámu	25	150
Dolní podélná výztuž na šířku trámu	25	150
Ostatní podélná výztuž	18	150
Výztuž na kroucení	25	200
Smyková výztuž (2 stříhy)	18	200

Tabulka 8.1 – Typové vyztužení



Obrázek 8.13 – Schéma vyztužení trámu v místě vetknutí do opěry z programu IDEA StatiCa



Obrázek 8.14 – Schéma vyztužení trámu ve středu nosníku z programu IDEA StatiCa



8.3 Posudky

Uvedené posudky jsou souhrnem nejnepríznivější kombinace pro daný typ posudku.

8.3.1 Uvedení do provozu UP

O1 - UP

Rozhodující typ posudku	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	T_{Ed}	Hodnota	Posudek
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	%	
Interakce	-35929.4	-11730.6	1230.0	3888.8	3044.9	71.3	OK
Typ posudku	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	T_{Ed}	Hodnota	Posudek
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	%	
Únosnost N-M-M	-35929.4	-11730.6	1230.0	-	-	39.3	OK
Smyk	-35929.4	-	-	3888.8	3044.9	9.1	OK
Kroucení	-	-	-	-	3044.9	41.5	OK
Interakce	-35929.4	-11730.6	1230.0	3888.8	3044.9	71.3	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Tabulka 8.2 – Posouzení MSU v čase UP pro O1

STŘED - UP

Rozhodující typ posudku	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	T_{Ed}	Hodnota	Posudek
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	%	
Interakce	-30828.5	16882.9	339.3	230.7	232.7	87	OK
Typ posudku	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	T_{Ed}	Hodnota	Posudek
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	%	
Únosnost N-M-M	-30828.5	16882.9	339.3	-	-	63.9	OK
Smyk	-30828.5	-	-	230.7	232.7	3.4	OK
Kroucení	-	-	-	-	232.7	5	OK
Interakce	-30828.5	16882.9	339.3	230.7	232.7	87	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Tabulka 8.3 – Posouzení MSU v čase UP pro STŘED

O2 - UP

Rozhodující typ posudku	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	T_{Ed}	Hodnota	Posudek
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	%	
Interakce	-34992.1	-12209.5	1661.5	4146.9	-2652.9	98.7	OK
Typ posudku	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	T_{Ed}	Hodnota	Posudek
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	%	
Únosnost N-M-M	-34992.1	-12209.5	1661.5	-	-	39.5	OK
Smyk	-34992.1	-	-	4146.9	-2652.9	83.7	OK
Kroucení	-	-	-	-	-2652.9	21.7	OK
Interakce	-34992.1	-12209.5	1661.5	4146.9	-2652.9	98.7	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Tabulka 8.4 – Posouzení MSU v čase UP pro O2

**8.3.2 Konec životnosti KZ****O1 - KZ**

Rozhodující typ posudku	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	T_{Ed}	Hodnota	Posudek
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	%	
Interakce	-31915.0	-10279.2	1923.4	3897.7	2855.7	68.7	OK
Typ posudku	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	T_{Ed}	Hodnota	Posudek
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	%	
Únosnost N-M-M	-31915.0	-10279.2	1923.4	-	-	38.2	OK
Smyk	-31915.0	-	-	3897.7	2855.7	10.4	OK
Kroucení	-	-	-	-	2855.7	38.9	OK
Interakce	-31915.0	-10279.2	1923.4	3897.7	2855.7	68.7	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Tabulka 8.5 – Posouzení MSU v čase KZ pro O1

STŘED - KZ

Rozhodující typ posudku	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	T_{Ed}	Hodnota	Posudek
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	%	
Interakce	-26901.0	19662.4	-210.7	-	-	97.5	OK
Typ posudku	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	T_{Ed}	Hodnota	Posudek
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	%	
Únosnost N-M-M	-26901.0	19662.4	-210.7	-	-	97.5	OK
Smyk	-26901.0	-	-	253.8	227.0	4.3	OK
Kroucení	-	-	-	-	227.0	4.9	OK
Interakce	-26901.0	19662.4	-210.7	253.8	227.0	95.1	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Tabulka 8.6 – Posouzení MSU v čase KZ pro STŘED

O2 - KZ

Rozhodující typ posudku	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	T_{Ed}	Hodnota	Posudek
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	%	
Interakce	-32125.4	-11780.2	1549.8	4236.6	-2543.3	96.3	OK
Typ posudku	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	T_{Ed}	Hodnota	Posudek
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	%	
Únosnost N-M-M	-32125.4	-11780.2	1549.8	-	-	40.9	OK
Smyk	-32125.4	-	-	4236.6	-2543.3	67.0	OK
Kroucení	-	-	-	-	-2543.3	34.7	OK
Interakce	-32125.4	-11780.2	1549.8	4236.6	-2543.3	96.3	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Tabulka 8.7 – Posouzení MSU v čase KZ pro O2

8.4 Závěr**Konstrukce vyhoví na posouzení MSU.**

Vzhledem k vysokému vlivu smyku v místě rámového rohu by mohlo být v další fázi upraveno vedení předpínací výztuže v místě kotvení, případně rozšíření trámu konstrukce.



9 ZALOŽENÍ

Opěry jsou založeny na velkopřůměrových pilotách $\varnothing 1,2$ m. Geologie pro založení O1 a O2 je popsána viz PŘÍLOHA A. Pro zadání tuhosti bylo využito výstupu z GEO5 – Pilota viz kap 4.5 a PŘÍLOHA B.

Pod každou opěrou je umístěno 2x5 pilot o délce 12,0 m. Skupinový účinek je zohledněn redukcí vodorovného tuhosti součinitelem α viz kap 4.5.

Pro posouzení bylo použito importu pilot do programu IDEA StatiCa.

9.1 Konstrukční požadavky

Vyztužení vrtaných pilot musí splnit minimální požadavky uvedené v kap. 16.3.6.4 dle [24].

9.1.1 Minimální krytí výztuže

Minimální požadovaná hodnota krytí výztuže je uvedená v kap. 16.3.6.4(6) dle [24] a to následující hodnotou:

60 mm	pro pilotu s $D > 0,6$ m
50 mm	pro pilotu s $D \leq 0,6$ m

V našem případě je $D > 0,6$ m, a minimální krytí tedy bude 60 mm, což odpovídá požadavku na minimální krytí z hlediska trvanlivosti dle [19], který je uvedený v kap. 4.4.

9.1.2 Minimální vyztužení

Minimální požadovaná hodnota krytí výztuže je uvedená viz kap. 16.3.6.4(3) dle [24]. Minimální požadavky na podélnou výztuž určuje tabulka 2 a na příčnou výztuž tabulka 3 dle [24].

Minimální vyztužení železobetonových pilot	
Jmenovitá průřezová plocha dřívku piloty A_c	Plocha podélné výztuže A_s
$A_c \leq 0.5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0.5\% A_c$
$0.5 \text{ m}^2 \leq A_c \leq 1.0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0.0025 \text{ m}^2$
$A_c \geq 1.0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0.25\% A_c$

Tabulka 9.1 – Minimální podélná výztuž dle Tabulka 2 [24]

Požadavky na minimální příčnou výztuž železobetonových vrtaných pilot	
Pravoúhlé a kruhové třmínky a spirála	$\geq 6 \text{ mm} \geq \frac{1}{4}$ největšího průměru podélné výztuže
Výztužné sítě jako příčný výztuž	$\geq 5 \text{ mm}$

Tabulka 9.2 – Minimální příčná výztuž dle Tabulka 3 [24]



9.1.3 Ověření minimálního vyztužení piloty

Ověření splnění minimálního vyztužení piloty bude pro následující vyztužení piloty. Průměr podélné výztuže je 20 mm s minimální osovou vzdáleností 300 mm, což bude 11 prutů v pilotě. Průměr prutu spirály bude 10 mm.

Ověření minimálního vyztužení piloty

Pilota			
D	=	1.2	m

Výztuž			
\varnothing_{pod}	=	20	mm
ks \varnothing_{pod}	=	11	ks
$\varnothing_{\text{při}}$	=	10	mm

Podélná výztuž			
Ac	=	1.13	m ²
min As	=	0.0028	m ²
As	=	0.0035	m ²

\Rightarrow As \geq 0.25% Ac SPLNĚNO			
---	--	--	--

Příčná výztuž			
min $\varnothing_{\text{při}}$	=	6	mm
$\varnothing_{\text{při}}$	=	10	mm

\Rightarrow $\varnothing_{\text{při}} \geq$ min $\varnothing_{\text{při}}$ SPLNĚNO			
---	--	--	--

Tabulka 9.3- Ověření minimálního vyztužení piloty

Výztuž vyhoví z hlediska minimální vyztužení.

9.1.4 Vyztužení piloty

Ihned po dovtření a vyčištění zapaženého vrtu bude osazen připravený armokoš, jenž bude svařen v celé své délce a bude se skládat:

- z podélných prutů : prof. \varnothing 20 – 11 ks
- montážních kruhů, prof. \varnothing 20
- spirály z prof. \varnothing 10 mm po 300 mm, v hlavě a v patě piloty zhuštěno na 150 mm
- patního kříže: 2 \varnothing 20
- distančních koleček (nevodivých) vymezujících krytí armokoše,

Svary v armokoších pilot musí být z bezpečnostních důvodů navrženy jako nosné. Pro manipulaci s armokošem slouží montážní kruh u hlavy piloty, který je zdvojený a svařený oboustranným svarem se všemi podélnými nosnými pruty. Zavěšení armokoše musí být ve 4 bodech.

9.2 Betonáž piloty

Ihned po osazení armokoše se zahájí betonáž piloty. Předpokládá se, že vrt bude zvodnělý, proto se použije sypáková roura příslušné délky (dosahující až na dno vrtu) s násypkou a plynulou betonáž bude doprovázet čerpání vody nad stoupající hladinou betonu. Beton **C25/30 – XC2, AX2** bude ukládán plynule a pokud možno bez přerušování v celé pilotě. Hlavy pilot není třeba přebetonovat.

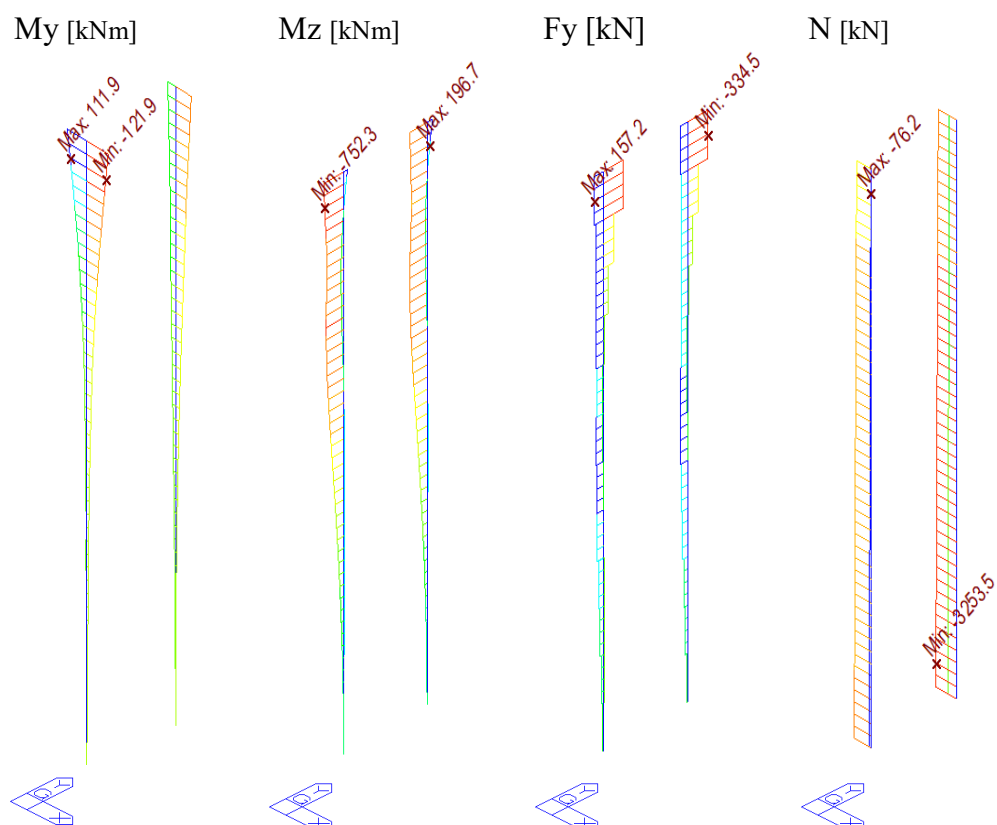
Již v průběhu betonáže je třeba „pohnout“ s pažnicemi a postupně odpažovat. Pokud nebude tento postup přijat, je nebezpečí, že po vybetonování celé piloty nebude již možné výpažnici vytáhnout.

Před zahájením betonáže je třeba kontrolovat zpracovatelnost betonu S4.



9.3 Vnitřní síly

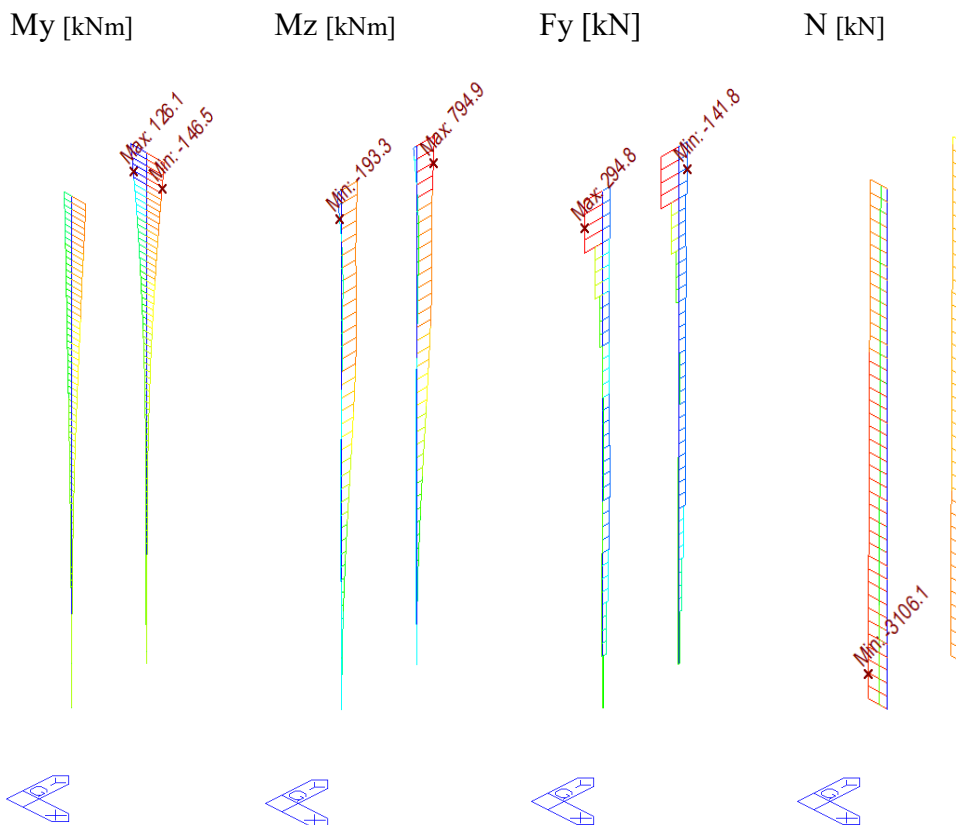
9.3.1 Opěra O1



Obrázek 9.1 – Vnitřní síly O1 při MSU na P1 a P6



9.3.2 Opěra O2

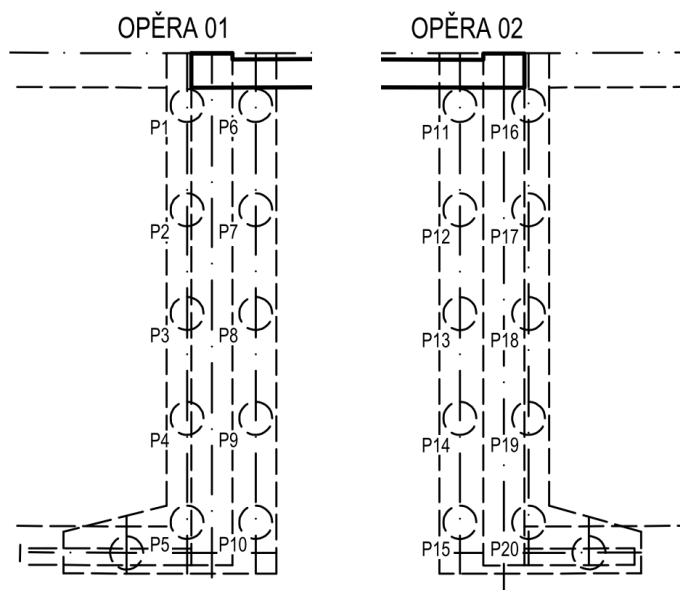


Obrázek 9.2 – Vnitřní síly O2 při MSU na P11 a P16

9.4 Posouzení výztuže piloty

Název	Vyztužený průřez	Vyztužení
A-A		<p>Výztuž:</p> <ul style="list-style-type: none"> 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice -74, 514 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice 216, 473 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice -340, 393 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice 437, 281 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice -498, 146 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice 520, 0 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice -498, -146 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice 437, -281 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice -340, -393 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice 216, -473 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice -74, -514 mm <p>Třmínky: ø10 (B 500B) - 300 mm, uzavřený, pro posouzení kroucení</p>
RT2		<p>Výztuž:</p> <ul style="list-style-type: none"> 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice -74, 514 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice 216, 473 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice -340, 393 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice 437, 281 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice -498, 146 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice 520, 0 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice -498, -146 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice 437, -281 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice -340, -393 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice 216, -473 mm 1ø20 (314mm²) (B 500B), Pozice -74, -514 mm <p>Třmínky: ø10 (B 500B) - 150 mm, uzavřený, pro posouzení kroucení</p>

Obrázek 9.3 – Schéma rozmístění výztuže v pilotě z programu IDEA StatiCa



Obrázek 9.4 – Schéma označení pilot v posudku

Kombinace	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	Hodnota	Posudek
	kN	kNm	kNm	kN	%	
Pilota P1						
Únosnost N-M-M	-124,2	-0,1	-667,6	-0,4	78,3	OK
Smyk	-62,8	-13,5	-128,2	-3,4	97,6	OK
Kroucení	-2717,2	0,0	0,0	-0,1	0,0	OK
Interakce	-124,2	-0,1	-667,6	-0,4	93,4	OK
Omezení napětí	-468,4	-0,3	-598,7	1,3	89,4	OK
Šířka trhliny	-837,9	-1,1	-389,1	1,8	50,4	OK
Pilota P6						
Únosnost N-M-M	-2591,5	-31,0	-651,7	8,4	25,1	OK
Smyk	-2072,8	-7,8	-428,1	-1,8	77,7	OK
Kroucení	-3253,5	0,0	0,0	-0,1	0,0	OK
Interakce	-2072,8	-7,8	-428,1	-1,8	77,7	OK
Omezení napětí	-2196,2	-4,4	-588,1	-0,9	35,8	OK
Šířka trhliny	-2071,2	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Pilota P11						
Únosnost N-M-M	-2470,5	-56,1	699,7	2,9	26,5	OK
Smyk	-1874,0	-9,9	524,3	-2,4	64,3	OK
Kroucení	-3106,1	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Interakce	-1874,0	-9,9	524,3	-2,4	64,3	OK
Omezení napětí	-2009,2	-6,9	595,4	-1,5	35,0	OK
Šířka trhliny	-1967,8	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Pilota P16						
Únosnost N-M-M	-308,7	0,4	677,1	-0,2	69,4	OK
Smyk	-289,7	-10,9	548,8	-3,1	86,1	OK
Kroucení	-2710,8	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Interakce	-308,7	0,4	677,1	-0,3	93,3	OK
Omezení napětí	-632,5	1,1	611,0	1,6	85,6	OK
Šířka trhliny	-937,4	-2,4	402,3	1,8	55,9	OK

Tabulka 9.4 – Posouzení pilot opěry O1 a O2





PŘÍLOHA A
INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÝ PRŮZKUM



OBJEKT Č. : Dálniční integrovaný most

Geotechnický pasport pro : D0 511 Běchovice - D1, doplňující GTP
km 76.000

A. PSANÝ GEOLOGICKÝ PROFIL (s označením odkryvných prací)

Průzkumná díla : realizované vrty: J1079, J080

realizované penetrace: -

archivní vrty: JV39, JV40, JV41

archivní penetrace:

Geologická charakteristika:

KVARTÉR (Q) :

GT2 - Qe - jílovité sedimenty mocnost 4,3 - 6,7m (F6 Cl, F2 CG/ Cl, grsaCl)

jíly se střední plasticitou, místy s příměsí úlomků podložních hornin

konzistence tuhá až pevná, tvoří nejsvrchnější část pod humózním horizontem

SKALNÍ PODLOŽÍ (Proterozoikum) :

GT8 - Pe - prachovitá břidlice zcela zvětralá od hl. 4,3 (6,7) m R6 / F6 Cl

GT9 - Pz - prachovitá břidlice velmi zvětralá od hl. 7,6 (8,4) m R5

prachovitá břidlice velmi zvětralá od hl. 15,3 (18,5) m R4

Hydrogeologická charakteristika :

hladina podzemní vody naražená : nenaražena

hladina podzemní vody ustálená : 14,0 (18,5) m pod terénem



B. POZNÁMKY

Základní údaje o mostu : Objekt dálničního integrovaného mostu v km 76,000.

Základové poměry : Základové poměry objektu lze charakterizovat jako složité vzhledem k mocnosti kvartérních sedimentů, jakož i hloubky zvětrání hornin předkvartérního skalního.

Zjištěné geologické poměry:

Při realizaci průzkumných sond v místě opěry 1 (J1079) byly do hloubky 6,7 m zastíženy kvartérní sedimenty charakteru jílu tuhé až pevné konzistence. V hloubce 6,7 m zastíženo předkvartérní skalní podloží. Do hloubky 8,4 m bylo zastíženo zcela zvětralé skalní podloží charakteru jílu s úlomky prachovitých břidlic, pevné konzistence, extrémně nízké pevnosti. Od hloubky 8,4 až prakticky do hloubky 20,0 m se vyskytuje velmi zvětralá prachovitá břidlice (R5)

V místě OP2 (J1080) se kvartérní sedimenty charakteru jílu písčitých (F2 CG) vyskytují do hloubky 4,3 m. Od této hloubky byl zastížen předkvartérní skalní podklad tvořený zcela zvětralými prachovitými břidlicemi charakteru jílu s úlomky prachovitých břidlic, pevné konzistence, extrémně nízké pevnosti. Od hloubky 8,4 až do hloubky 15,3 m se vyskytuje velmi zvětralá prachovitá břidlice (R5). Od této hloubky do konečné hloubky vrtu (20,0 m) bylo zastíženo velmi zvětralá prachovitá břidlice, středně rozpukaná (R4) dle ČSN P 73 1005.

Zakládání: Mostní objekt je možno založit plošně či hlubinně na základě statického posouzení. V případě hlubinného zakládání je možno piloty vetknout do prostředí R4, které se nachází v OP2 (J1080) v hloubce 15,3 m. V místě OP1 (J1079) nebylo ani do hloubky 20,0 m zastíženo prostředí třídy R4. Při předpokládaném hlubinném zakládání je potřeba počítat s úrovní hladiny podzemní vody mělce pod terénem (vrtání pod ochranou pracovního pažení, betonáž odspodu vrtu pro pilotu pomocí sypákové trouby). Pokud by se stavební jámy pro vrtání pilot mely zahloubit do podloží, budou v inženýrskogeologickém typu GT2, GT8 těžitelné běžnými mechanismy.

Při projektování a realizaci výstavby je potřeba vzít v úvahu, že zeminy typu GT2-Qe, GT9-Pz jsou potom náchylné k rozbrzdání. Při vlastní stavbě doporučujeme přítomnost geotechnika za účelem přebírky pilot a srovnání předpokladů průzkumu/projektu se skutečností.

Vzhledem k výše uvedeným zjištěním je možné navrhovat základy podle zásad 2. geotechnické kategorie.

Agresivita na betonové konstrukce:

Dle vzorku z vrtu J1080 z hloubky 18,5 m pod úroveň terénu dle ČSN EN 206-1: slabě-AX2

dle ČSN 03 8375: III. (zvýšená)

C. HYDROGEOLOGICKÉ ÚDAJE

Vodní režim : puklinový

Sonda	J1079	J1080			
HPV - naražená [m p.t.]	-				
HPV - ustálená [m p.t.]	14.0	18.5			
Obsah agr.CO ₂ [mg/l]		37.4			
Obsah síranů [mg/l]		28.0			
Stupeň vlivu prostředí		AX2			



D. GEOTECHNICKÁ CHARAKTERISTIKA ZEMIN V PODZÁKLADĚ

Geotechnický typ	Mocnost vrstvy [m]	Geologické stěti	ČSN	Třída - symbol ČSN EN ISO 14688-2	Hydraulická vodivost k [m/s]	Objemová tíha γ [kNm ³]	Vlhkost w [%]	Relativní hustota D_r	Stupeň konzistence I_c	Modul deformace E_{def} (MPa)	Poissonovo číslo ν	f_{cr} [°]	c_{cr} [kPa]	f_u [°]	c_u [kPa]	c_v [m ² s ⁻¹]	Saturace s_r [%]	Třídělnost ČSN P 73 1005
GT2 Qe	4,3-6,7	Q	F6 CI	CI	1.10E-09	21	24,0	-	0,83	4,00	0,40	18,0	20					I
GT8 Pe	1,4-3,3	Prz	R6/F6CI	siCI	1.80E-09	20-21	20,1-23,5	-	0,95	15-20	0,4	19	22				79,5	I



GT-IG s.r.o. 150 00 Praha 5, Dřelová 957/1		GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE VRTU		J1079	
Vrtmistr: Soukup		Hloubka sondy [m]: 20.00		Y= 730 684.52	
Typ soupravy: UGB 1VS PV3S		Hladina podz. vody:		X= 1 055 675.39	
Datum provedení - od: 20.6.2017		naražená [m]:		Z= 322.83	
- do: 20.6.2017		ustálená [m]: HI. = 14.00, Z = 308.83		Souř. systémy: JTSK / Balt	
od: 0.00 [m] do: 6.00 [m] vrtáno DN 220 [mm]		od: 0.00 [m] do: 12.00 [m] paženo DN 216 [mm]		Kraj: Středočeský	
6.00 20.00 175				Katastr. území: Kufí	
				Mapa 1:25000: 12-244	
		GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN			
		do			
		0.20	2: Humózní vrstva, charakteru hlíny prachovité, hnědé barvy, tuhé až pevné konzistence, s kofinky rostlin		
		0.60	23: Hlina s nízkou plasticitou, hnědé barvy, pevné konzistence		
		6.70	14: Jíl se střední plasticitou, hnědé až černohnědé barvy, tuhé až pevné konzistence, jemné písčité, s ojedinělými úlomky podložních hornin		
		8.40	170: Břidlice prachovitá zcela zvětralá, na charakter jilu se střední plasticitou, tuhé až pevné konzistence, extrémně nízké pevnosti, červenohnědé barvy s bílými smouhami		
		16.50	171: Břidlice prachovitá velmi zvětralá, místy zcela zvětralá, velmi nízké pevnosti, alterace se projevuje barevnými změnami, prachovitá břidlice je červenohnědá, běložlutěšedá, okrová, střídání měkkých a tvrdších poloh		
		18.50	171: Břidlice prachovitá velmi zvětralá, světle šedé barvy s okrovými smouhami, velmi nízké pevnosti, s velmi malou vzdáleností diskontinuit		
		20.00	171: Břidlice prachovitá velmi zvětralá, světle šedé barvy, velmi nízké pevnosti, s okrovými polohami, úlomky již nelze rozlamovat v ruce		
		Legenda: Vzorky s číslem laboratorního rozboru. Podzemní voda s číslem zvodně. 			
		Poznámka: . . .			
Název akce: D0 511 Běchovice - D1, doplňující geotechnický průzkum		Měřítko: 1: 200		Zak. číslo: Z12-2017	
Dokumentoval: Ing.J.Činka		Vyhodnotil: Ing.J.Činka		Zpracoval: Ing.J.Činka	
				Příloha č.: D	



SG GEOTECHNIKA a.s. 152 00 Praha 5 - Barrandov, Geologická 4		GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE VRTU		JV40																																																																																																																																	
Vrtmistr: Poláček		Hloubka sondy [m]: 12,00		Y= 730718,63																																																																																																																																	
Typ soupravy: UGB - 1VS		Hladina podz. vody:		X= 1055717,12																																																																																																																																	
Datum provedení - od: 1.9.2005		naražená [m]:		Z= 327,40																																																																																																																																	
- do: 1.9.2005		ustálená [m]: Hl.= 11,80 Z = 315,60		Souř. systémy: JTSK / Bař																																																																																																																																	
od: [m]	do: [m]	vrtáno DN [mm]	od: [m]	do: [m]	paženo DN [mm]																																																																																																																																
				Okres: Praha - východ																																																																																																																																	
				Katastr. území: Kuř																																																																																																																																	
				Mapa 1:25000: 12-422																																																																																																																																	
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>od</th> <th>do</th> <th colspan="2">GEOLOGICKÝ POPIS VRSTEV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,00</td> <td>0,30</td> <td colspan="2">Hlina, tmavě hnědá, humózní</td> </tr> <tr> <td>0,30</td> <td>4,10</td> <td colspan="2">Hlina, hnědá a šedohnědá, slabě písčité, od 2,2 m až jílovitopísčité, pevná, jemně slídnatá, s poloopracovanými úlomky a valouny převážně do 1 cm, zastoupení do 10 - 20 %</td> </tr> <tr> <td>4,10</td> <td>6,20</td> <td colspan="2">Hlina jílovitá, světle hnědá, tuhá, jemně slídnatá, s poloopracovanými úlomky a valouny do 1 cm, zastoupení do 5 %</td> </tr> <tr> <td>6,20</td> <td>7,50</td> <td colspan="2">Hlina jílovitopísčité, pevná, hnědá s úlomky a valouny do 2 cm, zastoupení do 10 %, jemně slídnatá</td> </tr> <tr> <td>7,50</td> <td>8,20</td> <td colspan="2">Hlina písčitojílovitá, světle šedá, žlutě smouhovaná, místy hnědá, pevná, s úlomky břidlic a valouny do 3 cm, zastoupení do 10 %, při bázi až 25 %</td> </tr> <tr> <td>8,20</td> <td>9,50</td> <td colspan="2">Břidlice fosilně rozložená až zvětralá, načervenalé šedá, místy žlutohnědá, ve vrtu střídaní úlomků v ruce snadno lámavých s písčitojílovitými rozloženými polohami</td> </tr> <tr> <td>9,50</td> <td>12,00</td> <td colspan="2">Břidlice jílovitoprachovitá, zvětralá až navětralá, nazelenalé světle šedá, místy žlutohnědá, na puklinách s manganovými povlaky, drobné úlomky místy v ruce lámavé, větší kladivem snadno rozpojitelné</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Kapesní penetrace :</td> <td>[m]</td> <td>[kPa]</td> <td>[m]</td> <td>[kPa]</td> </tr> <tr> <td></td> <td>0,5</td> <td>250</td> <td>4,1</td> <td>210</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>0,6</td> <td>280</td> <td>4,4</td> <td>160</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>1,4</td> <td>260</td> <td>4,5</td> <td>120</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>1,6</td> <td>260</td> <td>4,9</td> <td>140</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>1,9</td> <td>260</td> <td>5,4</td> <td>120</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>2,2</td> <td>220</td> <td>5,6</td> <td>130</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>2,4</td> <td>230</td> <td>6,1</td> <td>120</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>2,6</td> <td>230</td> <td>7,2</td> <td>320</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>2,8</td> <td>290</td> <td>7,3</td> <td>210</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>3,1</td> <td>330</td> <td>7,5</td> <td>190</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>3,3</td> <td>280</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>3,5</td> <td>250</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>3,7</td> <td>250</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>3,8</td> <td>210</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>3,9</td> <td>210</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>				od	do	GEOLOGICKÝ POPIS VRSTEV		0,00	0,30	Hlina, tmavě hnědá, humózní		0,30	4,10	Hlina, hnědá a šedohnědá, slabě písčité, od 2,2 m až jílovitopísčité, pevná, jemně slídnatá, s poloopracovanými úlomky a valouny převážně do 1 cm, zastoupení do 10 - 20 %		4,10	6,20	Hlina jílovitá, světle hnědá, tuhá, jemně slídnatá, s poloopracovanými úlomky a valouny do 1 cm, zastoupení do 5 %		6,20	7,50	Hlina jílovitopísčité, pevná, hnědá s úlomky a valouny do 2 cm, zastoupení do 10 %, jemně slídnatá		7,50	8,20	Hlina písčitojílovitá, světle šedá, žlutě smouhovaná, místy hnědá, pevná, s úlomky břidlic a valouny do 3 cm, zastoupení do 10 %, při bázi až 25 %		8,20	9,50	Břidlice fosilně rozložená až zvětralá, načervenalé šedá, místy žlutohnědá, ve vrtu střídaní úlomků v ruce snadno lámavých s písčitojílovitými rozloženými polohami		9,50	12,00	Břidlice jílovitoprachovitá, zvětralá až navětralá, nazelenalé světle šedá, místy žlutohnědá, na puklinách s manganovými povlaky, drobné úlomky místy v ruce lámavé, větší kladivem snadno rozpojitelné		Kapesní penetrace :		[m]	[kPa]	[m]	[kPa]		0,5	250	4,1	210			0,6	280	4,4	160			1,4	260	4,5	120			1,6	260	4,9	140			1,9	260	5,4	120			2,2	220	5,6	130			2,4	230	6,1	120			2,6	230	7,2	320			2,8	290	7,3	210			3,1	330	7,5	190			3,3	280					3,5	250					3,7	250					3,8	210					3,9	210			
		od	do	GEOLOGICKÝ POPIS VRSTEV																																																																																																																																	
0,00	0,30	Hlina, tmavě hnědá, humózní																																																																																																																																			
0,30	4,10	Hlina, hnědá a šedohnědá, slabě písčité, od 2,2 m až jílovitopísčité, pevná, jemně slídnatá, s poloopracovanými úlomky a valouny převážně do 1 cm, zastoupení do 10 - 20 %																																																																																																																																			
4,10	6,20	Hlina jílovitá, světle hnědá, tuhá, jemně slídnatá, s poloopracovanými úlomky a valouny do 1 cm, zastoupení do 5 %																																																																																																																																			
6,20	7,50	Hlina jílovitopísčité, pevná, hnědá s úlomky a valouny do 2 cm, zastoupení do 10 %, jemně slídnatá																																																																																																																																			
7,50	8,20	Hlina písčitojílovitá, světle šedá, žlutě smouhovaná, místy hnědá, pevná, s úlomky břidlic a valouny do 3 cm, zastoupení do 10 %, při bázi až 25 %																																																																																																																																			
8,20	9,50	Břidlice fosilně rozložená až zvětralá, načervenalé šedá, místy žlutohnědá, ve vrtu střídaní úlomků v ruce snadno lámavých s písčitojílovitými rozloženými polohami																																																																																																																																			
9,50	12,00	Břidlice jílovitoprachovitá, zvětralá až navětralá, nazelenalé světle šedá, místy žlutohnědá, na puklinách s manganovými povlaky, drobné úlomky místy v ruce lámavé, větší kladivem snadno rozpojitelné																																																																																																																																			
Kapesní penetrace :		[m]	[kPa]	[m]	[kPa]																																																																																																																																
	0,5	250	4,1	210																																																																																																																																	
	0,6	280	4,4	160																																																																																																																																	
	1,4	260	4,5	120																																																																																																																																	
	1,6	260	4,9	140																																																																																																																																	
	1,9	260	5,4	120																																																																																																																																	
	2,2	220	5,6	130																																																																																																																																	
	2,4	230	6,1	120																																																																																																																																	
	2,6	230	7,2	320																																																																																																																																	
	2,8	290	7,3	210																																																																																																																																	
	3,1	330	7,5	190																																																																																																																																	
	3,3	280																																																																																																																																			
	3,5	250																																																																																																																																			
	3,7	250																																																																																																																																			
	3,8	210																																																																																																																																			
	3,9	210																																																																																																																																			
<p>Legenda: Vzorčky s číslem laboratorního rozboru. Podzemní voda s číslem horizontu. neporušený porušený jádro technolog. skalní jiný voda naražená voda ustálená voda</p>																																																																																																																																					
Poznámka:																																																																																																																																					
Název akce: Stavba 511 - Běchovice - D1, km 72.900 - 76.570				Měřítka: 1: 100	Zak. číslo: 050593 - 022																																																																																																																																
Dokumentoval: Rout, Tlamsa	Vyhodnotil: Mgr.J.Rout	Zpracoval: Mgr.J.Rout	Příloha č.: 6.1																																																																																																																																		



GT-IG s.r.o. 150 00 Praha 5, Dělná 957/1		GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE VRTU		J1080				
Vrtmistr: Soukup		Hloubka sondy [m]: 20.00		Y= 730 729.68				
Typ soupravy: UGB 1VS PV3S		Hladina podz. vody:		X= 1 055 690.53				
Datum provedení - od: 16.8.2017		naražená [m]:		Z= 326.43				
- do: 16.8.2017		ustálená [m]: Hl = 18.50, Z = 307.93		Souř. systémy: JTSK / Balt				
od: 0.00 [m] do: 5.00 [m] vrtáno DN 220 [mm]		od: 0.00 [m] do: 8.00 [m] paženo DN 216 [mm]		Kraj: Středočeský				
5.00 20.00 175				Katastr. území: Kufí				
				Mapa 1:25000: 12-244				
<p>J1080</p> <p>STRATIGRAF. ČLENĚNÍ</p> <p>326.43</p> <p>0.00 0.50 1.20 4.30 7.60 11.10 15.82017 18.82017 20.00</p> <p>ČSN 73 6133</p> <p>TĚŽITELNOST</p> <p>DO NÁSTYPU</p> <p>ČSN EN ISO 14688</p> <p>kvartér</p> <p>Protosozolum</p> <p>F5 ML O</p> <p>F5 MI</p> <p>F2 CG</p> <p>R6 F6 CI</p> <p>R5</p> <p>R4</p> <p>ciSi</p> <p>grsaCi</p> <p>CI</p> <p>nezařf.</p> <p>15.82017</p> <p>18.82017</p>			do			GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN		
			0.50			2: Humózní vrstva, charakteru hlíny, hnědé barvy, tuhé až pevné konzistence, s kořínky rostlin		
1.20			24: Hlina se střední plasticitou, hnědé barvy, tuhé konzistence					
4.30			11: Jíl štěrkovitý, světle okrově hnědé barvy, pevné konzistence, vrstevnatý					
7.60			170: Břidlice prachovitá zcela zvětralá, na charakter jílu se střední plasticitou, tuhé až pevné konzistence, extrémně nízké pevnosti, orkové hnědé barvy s rezavým smouhováním, se střípkou položní horniny					
15.30			171: Břidlice prachovitá velmi zvětralá, silně alterovaný, barva od šedožluté přes rezavě hnědou po šedobílou, rychlé střídání alterovaných zón, velmi nízké pevnosti, horninu lze rozlamovat v ruce, s velmi malou vzdáleností diskontinuit, na diskontinuitách rezavé a černé hydroxidy Fe+Mn					
20.00			171: Břidlice prachovitá velmi zvětralá, nízké pevnosti, světle šedožluté barvy, snadno rozbíjitelná kladivem, velmi malá až malá vzdálenost diskontinuit					
<p>Legenda: Vzorky s číslem laboratorního rozboru. Podzemní voda s číslem zvodně.</p> <p>■ neporušený ■ porušený ■ jádro ■ technolog. ■ skalní □ jiný</p> <p>● voda ▼ naražená hladina ▲ ustálená hladina</p> <p>Poznámka:</p> <p>.</p> <p>.</p> <p>.</p>								
Název akce: D0 511 Běchovice - D1, doplňující geotechnický průzkum				Měřítko: 1: 200		Zak. číslo: Z12-2017		
Dokumentoval: Ing.J.Činka		Vyhodnotil: Ing.J.Činka		Zpracoval: Ing.J.Činka		Příloha č.: D		



SG GEOTECHNIKA a.s. 152 00 Praha 5 - Barrandov, Geologická 4		GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE VRTU		JV39			
Vrtmistr: Polásek		Hloubka sondy [m]: 15.00		Y= 730701.71			
Typ soupravy: UGB - 1VS		Hladina podz. vody:		X= 1055662.16			
Datum provedení - od: 5.9.2005		naražená [m]:		Z= 323.84			
- do: 6.9.2005		ustálená [m]:		Souř.systémy: JTSK / Balt			
od: [m] do: [m] vrtáno DN [mm]		od: [m] do: [m] paženo DN [mm]		Okres: Praha - východ			
				Katastr.území: Kuří			
				Mapa 1:25000: 12-422			
<p>JV39</p>		GEOLOGICKÝ POPIS VRSTEV					
		0.00	0.10	Hlina, šedohnědá, humózní, s drnem			
		0.10	3.90	Hlina písčitá, slabě jílovitá, s úlomky a střípký břídlíc do 1 cm, zastoupení převážně 10 - 20 %, místy v tenkých polohách až 40 %, pevná, světle hnědá, šedě a žlutohnědá smouhovaná			
		3.90	6.50	Hlina jílovitá, hnědá, místy žlutohnědá, do 4,6 m se střípký a úlomky do 1 cm, o zastoupení do 10 %, pevná, v úrovních 4,6 - 5,0 a 5,9 - 6,0 m tuhá			
		6.50	6.80	Jíl, slabě písčitý, pevný, hrudkovitě rozpadavý, s úlomky a vaiony ojedíně až 8 cm velkými, zastoupení cca 20 %			
		6.80	10.10	Břidlice prachovitá, fosilně rozložená až silně zvětralá, charakteru silně jílovité hlíny (až jílu) slabě písčité, rozsypavá, s polohami silně zvětralých břidelic v podobě ojedínělých úlomků do 5 cm			
		10.10	15.00	Břidlice prachovitá, kaolinicky zvětralá, žlutě hnědošedá, rozvrtáno na úlomky o velikosti většinou do 4 cm, ojedíně až 8 cm, místy v ruce lámatelné, místy pevnější snadno kladivem rozpojitelné			
		Kapesní penetrace:		[m]	[kPa]		
				2,1	350		
				2,3	450		
				2,5	450		
				2,8	330		
				3,0	400		
				3,2	290		
				3,4	420		
				3,7	250		
				4,1	250		
				4,3	260		
				4,6	260		
				4,7	120		
				5,0	140		
				5,1	260		
				5,2	390		
				5,4	280		
				5,6	220		
				5,8	360		
<p>Legenda: Vzorky s číslem laboratorního rozboru. Podzemní voda s číslem horizontu. </p>							
<p>Poznámka:</p>							
Název akce: Stavba 511 - Běchovice - D1, km 72.900 - 76.570			Měřítko: 1: 100	Zak. číslo: 050593 - 022			
Dokumentoval: Rout, Tamsa		Vyhodnotil: Mgr.J.Rout	Zpracoval: Mgr.J.Rout	Příloha č.: 6.1			



SG GEOTECHNIKA a.s. 152 00 Praha 5 - Barrandov, Geologická 4		GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE VRTU		JV41																																																																																																																																							
Vrtmistr: Polášek Typ soupravy: UGB - 1VS Datum provedení - od: 1.9.2005 - do: 1.9.2005		Hloubka sondy [m]: 12.00 Hladina podz. vody: naražená [m]: ustálená [m]:		Y= 730740.93 X= 1065717.12 Z= 327.46 Souř. systémy: JTSK / Balt																																																																																																																																							
od: [m] do: [m] vrtáno DN [mm]		od: [m] do: [m] paženo DN [mm]		Okres: Praha - východ Katastr. území: Kuří Mapa 1:25000: 12-422																																																																																																																																							
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>od</th> <th>do</th> <th colspan="2">GEOLOGICKÝ POPIS VRSTEV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.00</td> <td>0.10</td> <td colspan="2">Hnědá hlína, slabě humózní</td> </tr> <tr> <td>0.10</td> <td>4.80</td> <td colspan="2">Hlína písčitojilovitá, hnědá, střípky a úlomky břidlic do 1 cm, ojediněle až 2 cm, zastoupení do 10 %, konzistence pevná, od 3.5 m až tuhá, jemně slidnatá, místy šedo hnědá</td> </tr> <tr> <td>4.80</td> <td>5.70</td> <td colspan="2">Hlína jilovitá, měkká, hnědá, jemně slidnatá, s úlomky a střípky hornin o zastoupení 5 - 10 %, velikost úlomků do 1 cm</td> </tr> <tr> <td>5.70</td> <td>6.50</td> <td colspan="2">Slabě jilovitá hlína, tuhá až pevná, jemně slidnatá, s úlomky břidlic o velikosti do 2 cm a zastoupení 10 %</td> </tr> <tr> <td>6.50</td> <td>8.10</td> <td colspan="2">Hlína až písčitá hlína, s úlomky až valouny o velikosti 1 - 2 cm, ojediněle až 5 cm, zastoupení 15 - 25 %, úlomky tvoří pouze břidlice, na bázi ploché úlomky pevnějších břidlic do 5 cm, pevná až tvrdá, světle hnědá až světlejší šedo hnědá</td> </tr> <tr> <td>8.10</td> <td>9.50</td> <td colspan="2">Břidlice fosilně rozložené na jíl, místy jemně písčité, pevný, žlutohnědý až bělošedý</td> </tr> <tr> <td>9.50</td> <td>12.00</td> <td colspan="2">Rozložené a zvětralé břidlice, zvětralé pevnější břice s rezavými a černými povlaky oxidů Fe a Mn, rozložené břidlice jsou bělavé barvy</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Kapesní penetrace :</td> <td>[m]</td> <td>[kPa]</td> <td>[m]</td> <td>[kPa]</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>0,5</td> <td>220</td> <td>5,1</td> <td>80</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>0,8</td> <td>220</td> <td>5,4</td> <td>70</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>1,3</td> <td>250</td> <td>5,5</td> <td>60</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>1,8</td> <td>250</td> <td>5,8</td> <td>140</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>2,1</td> <td>280</td> <td>5,9</td> <td>180</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>2,6</td> <td>220</td> <td>6,1</td> <td>170</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>2,8</td> <td>270</td> <td>6,3</td> <td>250</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>2,9</td> <td>260</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>3,5</td> <td>180</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>3,8</td> <td>110</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>3,9</td> <td>140</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>4,3</td> <td>180</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>4,5</td> <td>120</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>4,7</td> <td>140</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>4,8</td> <td>50</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td>4,9</td> <td>60</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>				od	do	GEOLOGICKÝ POPIS VRSTEV		0.00	0.10	Hnědá hlína, slabě humózní		0.10	4.80	Hlína písčitojilovitá, hnědá, střípky a úlomky břidlic do 1 cm, ojediněle až 2 cm, zastoupení do 10 %, konzistence pevná, od 3.5 m až tuhá, jemně slidnatá, místy šedo hnědá		4.80	5.70	Hlína jilovitá, měkká, hnědá, jemně slidnatá, s úlomky a střípky hornin o zastoupení 5 - 10 %, velikost úlomků do 1 cm		5.70	6.50	Slabě jilovitá hlína, tuhá až pevná, jemně slidnatá, s úlomky břidlic o velikosti do 2 cm a zastoupení 10 %		6.50	8.10	Hlína až písčitá hlína, s úlomky až valouny o velikosti 1 - 2 cm, ojediněle až 5 cm, zastoupení 15 - 25 %, úlomky tvoří pouze břidlice, na bázi ploché úlomky pevnějších břidlic do 5 cm, pevná až tvrdá, světle hnědá až světlejší šedo hnědá		8.10	9.50	Břidlice fosilně rozložené na jíl, místy jemně písčité, pevný, žlutohnědý až bělošedý		9.50	12.00	Rozložené a zvětralé břidlice, zvětralé pevnější břice s rezavými a černými povlaky oxidů Fe a Mn, rozložené břidlice jsou bělavé barvy		Kapesní penetrace :		[m]	[kPa]	[m]	[kPa]			0,5	220	5,1	80			0,8	220	5,4	70			1,3	250	5,5	60			1,8	250	5,8	140			2,1	280	5,9	180			2,6	220	6,1	170			2,8	270	6,3	250			2,9	260					3,5	180					3,8	110					3,9	140					4,3	180					4,5	120					4,7	140					4,8	50					4,9	60		
		od	do	GEOLOGICKÝ POPIS VRSTEV																																																																																																																																							
0.00	0.10	Hnědá hlína, slabě humózní																																																																																																																																									
0.10	4.80	Hlína písčitojilovitá, hnědá, střípky a úlomky břidlic do 1 cm, ojediněle až 2 cm, zastoupení do 10 %, konzistence pevná, od 3.5 m až tuhá, jemně slidnatá, místy šedo hnědá																																																																																																																																									
4.80	5.70	Hlína jilovitá, měkká, hnědá, jemně slidnatá, s úlomky a střípky hornin o zastoupení 5 - 10 %, velikost úlomků do 1 cm																																																																																																																																									
5.70	6.50	Slabě jilovitá hlína, tuhá až pevná, jemně slidnatá, s úlomky břidlic o velikosti do 2 cm a zastoupení 10 %																																																																																																																																									
6.50	8.10	Hlína až písčitá hlína, s úlomky až valouny o velikosti 1 - 2 cm, ojediněle až 5 cm, zastoupení 15 - 25 %, úlomky tvoří pouze břidlice, na bázi ploché úlomky pevnějších břidlic do 5 cm, pevná až tvrdá, světle hnědá až světlejší šedo hnědá																																																																																																																																									
8.10	9.50	Břidlice fosilně rozložené na jíl, místy jemně písčité, pevný, žlutohnědý až bělošedý																																																																																																																																									
9.50	12.00	Rozložené a zvětralé břidlice, zvětralé pevnější břice s rezavými a černými povlaky oxidů Fe a Mn, rozložené břidlice jsou bělavé barvy																																																																																																																																									
Kapesní penetrace :		[m]	[kPa]	[m]	[kPa]																																																																																																																																						
		0,5	220	5,1	80																																																																																																																																						
		0,8	220	5,4	70																																																																																																																																						
		1,3	250	5,5	60																																																																																																																																						
		1,8	250	5,8	140																																																																																																																																						
		2,1	280	5,9	180																																																																																																																																						
		2,6	220	6,1	170																																																																																																																																						
		2,8	270	6,3	250																																																																																																																																						
		2,9	260																																																																																																																																								
		3,5	180																																																																																																																																								
		3,8	110																																																																																																																																								
		3,9	140																																																																																																																																								
		4,3	180																																																																																																																																								
		4,5	120																																																																																																																																								
		4,7	140																																																																																																																																								
		4,8	50																																																																																																																																								
		4,9	60																																																																																																																																								
<p>Legenda: Vzorky s číslem laboratorního rozboru. Podzemní voda s číslem horizontu. </p>		<p>Poznámka:</p>																																																																																																																																									
Název akce: Stavba 511 - Běchovice - D1, km 72.900 - 76.570			Měřítko: 1: 100	Zak. číslo: 050593 - 022																																																																																																																																							
Dokumentoval: Rout, Tlamsa	Vyhodnotil: Mgr.J.Rout	Zpracoval: Mgr.J.Rout	Příloha č.: 6.1																																																																																																																																								



PŘÍLOHA B
VÝSTUP Z PROGRAMU GEO5 – PILOTA



Radka Jelínková

DIPLOMOVÁ PRÁCE - DÁLNIČNÍ INTEGROVANÝ MOST
PILOTA - OPÉRA O1

Posouzení piloty

Vstupní data

Projekt

Akce : DIPLOMOVÁ PRÁCE - DÁLNIČNÍ INTEGROVANÝ MOST
Část : PILOTA - OPÉRA O1
Vypracoval : Radka Jelínková
Datum : 05.03.2020

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{def} [°]	c_{def} [kPa]	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	Třída F3, konzistence pevná $S_r > 0,8$		26,50	16,00	18,00	0,35
2	Třída F5, konzistence pevná $S_r > 0,8$		19,00	20,00	20,00	0,40
3	Třída F4-F3, konzistence pevná $S_r > 0,8$		22,00	14,00	18,50	0,35
4	Třída R5		33,00	25,00	21,50	0,25
5	Třída R5-R4		33,00	25,00	21,50	0,25

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

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Třída F3, konzistence pevná $S_r > 0,8$		-	8,00	18,50	-	-
2	Třída F5, konzistence pevná $S_r > 0,8$		-	5,00	20,50	-	-
3	Třída F4-F3, konzistence pevná $S_r > 0,8$		-	6,00	19,00	-	-
4	Třída R5		-	70,00	22,00	-	-
5	Třída R5-R4		-	100,00	22,00	-	-

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	Typ zeminy	n_h [MN/m ³]
1	Třída F3, konzistence pevná $S_r > 0,8$		soudržná	-
2	Třída F5, konzistence pevná $S_r > 0,8$		soudržná	-
3	Třída F4-F3, konzistence pevná $S_r > 0,8$		soudržná	-
4	Třída R5		soudržná	-

1



Radka Jelínková	DIPLOMOVÁ PRÁCE - DÁLNIČNÍ INTEGROVANÝ MOST PILOTA - OPÉRA O1
-----------------	--

Číslo	Název	Vzorek	Typ zeminy	n_h [MN/m ³]
5	Třída R5-R4		soudržná	-

Parametry zemín

Třída F3, konzistence pevná $S_r > 0,8$

Objemová tíha :	γ = 18,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 26,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 16,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,35
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 8,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 18,50 kN/m ³
Typ zeminy :	soudržná

Třída F5, konzistence pevná $S_r > 0,8$

Objemová tíha :	γ = 20,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 19,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 20,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,40
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 5,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 20,50 kN/m ³
Typ zeminy :	soudržná

Třída F4-F3, konzistence pevná $S_r > 0,8$

Objemová tíha :	γ = 18,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 22,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 14,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,35
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 6,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 19,00 kN/m ³
Typ zeminy :	soudržná

Třída R5

Objemová tíha :	γ = 21,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 33,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 25,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,25
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 70,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 22,00 kN/m ³
Typ zeminy :	soudržná

Třída R5-R4

Objemová tíha :	γ = 21,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 33,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 25,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,25
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 100,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 22,00 kN/m ³
Typ zeminy :	soudržná

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry



Radka Jelinková	DIPLOMOVÁ PRÁCE - DÁLNIČNÍ INTEGROVANÝ MOST PILOTA - OPĚRA O1
-----------------	--

Průměr $d = 1,20$ m
Délka $l = 12,00$ m

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 1,13E+00$ m²
Moment setrvačnosti $I = 1,02E-01$ m⁴

Umístění

Vysazení $h = 0,00$ m
Hloubka upraveného terénu $h_z = 6,48$ m

Typ technologie: Vrtané piloty
Modul reakce podloží uvažován podle ČSN 731004.

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,10	0,00 .. 0,10	Třída F3, konzistence pevná $S_r > 0,8$	
2	3,80	0,10 .. 3,90	Třída F3, konzistence pevná $S_r > 0,8$	
3	2,90	3,90 .. 6,80	Třída F5, konzistence pevná $S_r > 0,8$	
4	3,30	6,80 .. 10,10	Třída R5	
5	-	10,10 .. ∞	Třída R5-R4	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 13,70 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_s [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	0,32	0,32	14,81	79,66	78,08
2	0,32	3,62	3,30	43,67	131,00	94,00
3	3,62	12,00	8,38	64,98	131,00	94,00

Uvažovat zatížení : návrhové
Součinitel vlivu ochrany dřívku $m_2 = 1,00$
Limitní sedání piloty $s_{lim} = 3,5$ mm
Regresní součinitel $e = 988,00$
Regresní součinitel $f = 1084,00$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty $R_{sy} = 4561,96$ kN
Velikost napětí na patě při R_{sy} $q_0 = 879,60$ kPa
Průměrné plášťové tření $q_s = 100,84$ kPa
Průměrný sečnový modul deformace $E_s = 57,78$ MPa



Radka Jelinková	DIPLOMOVÁ PRÁCE - DÁLNIČNÍ INTEGROVANÝ MOST PILOTA - OPĚRA O1
-----------------	--

Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0,18$

Příčinkové součinitele sedání :

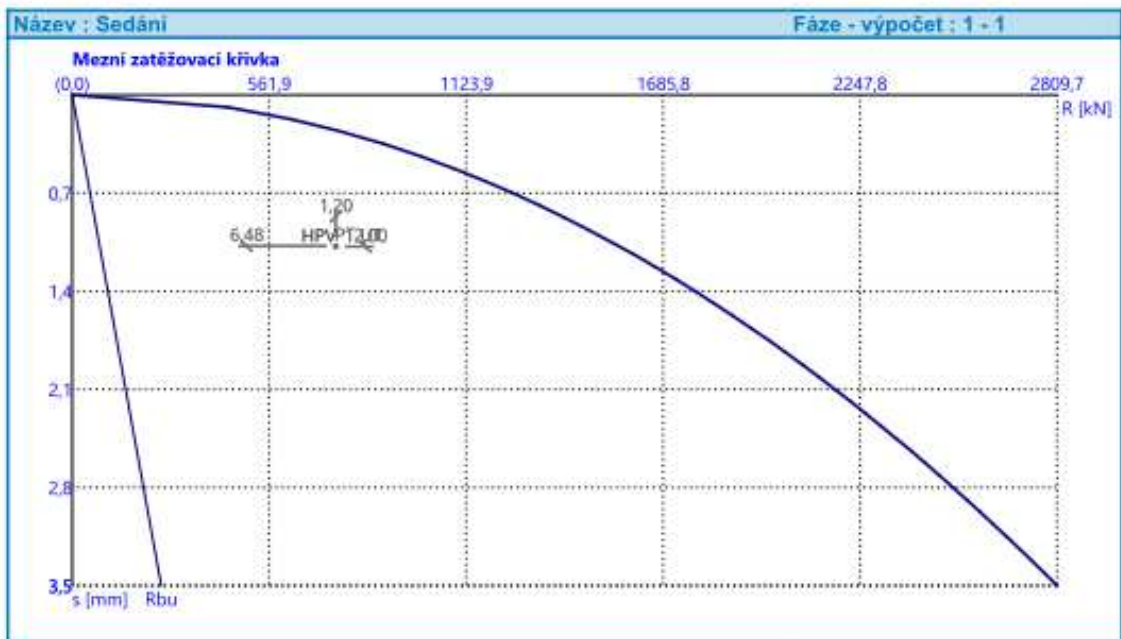
Základní - závislý na poměru l/d $l_0 = 0,15$

Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1,14$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1,00$

Body zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
0,3	888,50
0,7	1256,53
1,1	1538,93
1,4	1777,00
1,8	1986,75
2,1	2176,38
2,5	2350,76
2,8	2513,06
3,1	2665,51
3,5	2809,69



Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.
Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

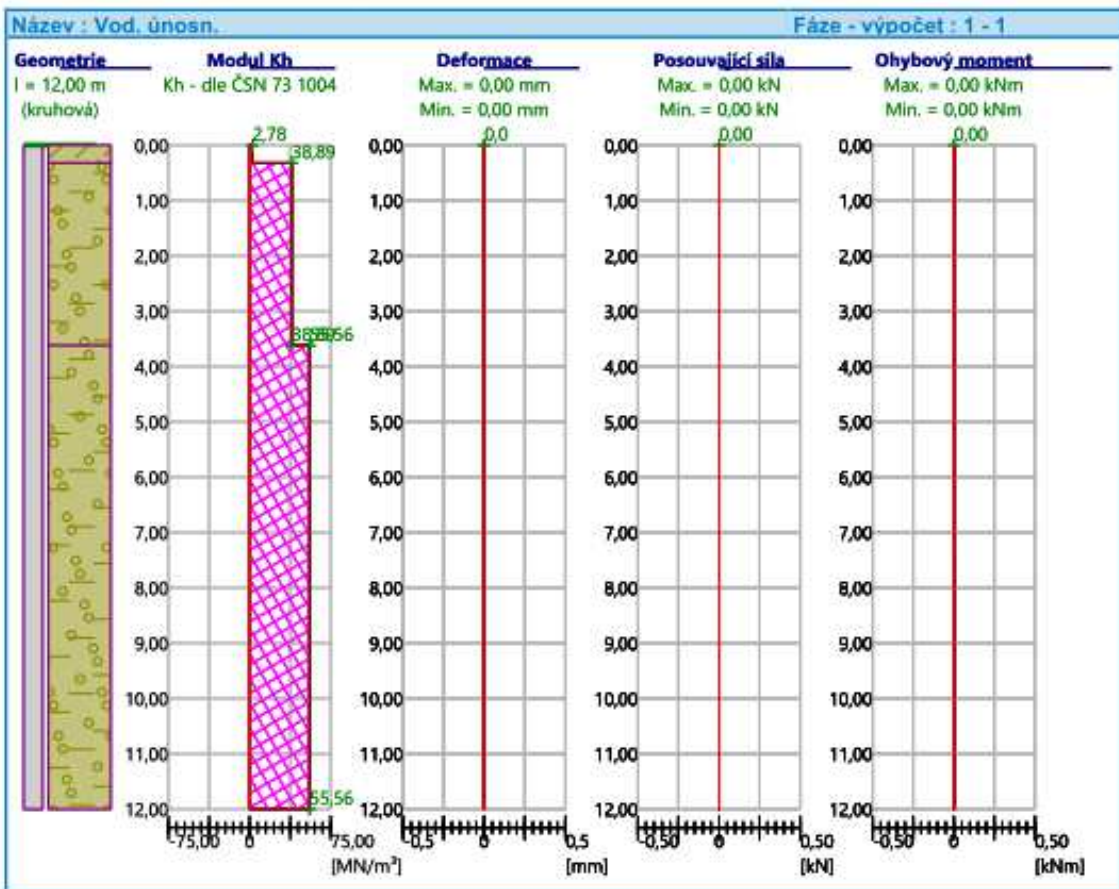


Radka Jelinková	DIPLOMOVÁ PRÁCE - DÁLNIČNÍ INTEGROVANÝ MOST PILOTA - OPĚRA O1
-----------------	--

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.60	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.20	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.80	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.40	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.60	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.62	55.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.20	55.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.80	55.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.40	55.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.00	55.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.60	55.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7.20	55.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7.80	55.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8.40	55.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9.00	55.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9.60	55.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.20	55.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.80	55.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11.40	55.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12.00	55.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
0.60	38.89	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.20	38.89	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.80	38.89	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.40	38.89	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
3.00	38.89	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
3.60	38.89	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.62	55.56	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.20	55.56	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.80	55.56	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
5.40	55.56	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
6.00	55.56	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
6.60	55.56	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
7.20	55.56	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
7.80	55.56	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
8.40	55.56	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
9.00	55.56	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
9.60	55.56	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
10.20	55.56	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
10.80	55.56	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
11.40	55.56	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
12.00	55.56	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00





Radka Jelínková

DIPLOMOVÁ PRÁCE - DÁLNIČNÍ INTEGROVANÝ MOST
PILOTA - OPĚRA O2

Posouzení piloty

Vstupní data

Projekt

Akce : DIPLOMOVÁ PRÁCE - DÁLNIČNÍ INTEGROVANÝ MOST
Část : PILOTA - OPĚRA O2
Vypracoval : Radka Jelínková
Datum : 05.03.2020

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{def} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	Třída F5, konzistence tuhá		19,00	20,00	20,00	0,40
2	Třída R6-F6, konzistence tuhá		15,00	18,00	21,00	0,40
3	Třída F2, konzistence tuhá		24,00	6,00	19,50	0,35
4	Třída R5		33,00	25,00	21,50	0,25
5	Třída R4		33,00	25,00	21,50	0,25

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

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Třída F5, konzistence tuhá		-	5,00	20,00	-	-
2	Třída R6-F6, konzistence tuhá		-	15,00	21,50	-	-
3	Třída F2, konzistence tuhá		-	7,00	20,00	-	-
4	Třída R5		-	70,00	22,00	-	-
5	Třída R4		-	150,00	22,00	-	-

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	Typ zeminy	n_h [MN/m ³]
1	Třída F5, konzistence tuhá		soudržná	-
2	Třída R6-F6, konzistence tuhá		soudržná	-
3	Třída F2, konzistence tuhá		soudržná	-
4	Třída R5		soudržná	-

1



Radka Jelinková	DIPLOMOVÁ PRÁCE - DÁLNIČNÍ INTEGROVANÝ MOST PILOTA - OPĚRA O2
-----------------	--

Číslo	Název	Vzorek	Typ zeminy	n_h [MN/m ³]
5	Třída R4		soudržná	-

Parametry zemín

Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ = 20,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 19,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 20,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,40
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 5,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 20,00 kN/m ³
Typ zeminy :	soudržná

Třída R6-F6, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ = 21,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 15,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 18,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,40
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 15,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 21,50 kN/m ³
Typ zeminy :	soudržná

Třída F2, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ = 19,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 24,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 6,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,35
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 7,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 20,00 kN/m ³
Typ zeminy :	soudržná

Třída R5

Objemová tíha :	γ = 21,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 33,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 25,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,25
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 70,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 22,00 kN/m ³
Typ zeminy :	soudržná

Třída R4

Objemová tíha :	γ = 21,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 33,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 25,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,25
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 150,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 22,00 kN/m ³
Typ zeminy :	soudržná

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry



Radka Jelínková

DIPLOMOVÁ PRÁCE - DÁLNIČNÍ INTEGROVANÝ MOST
PILOTA - OPĚRA O2

Průměr $d = 1,20$ m
Délka $l = 12,00$ m

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 1,13E+00$ m²
Moment setrvačnosti $I = 1,02E-01$ m⁴

Umístění

Vysazení $h = 0,00$ m
Hloubka upraveného terénu $h_z = 8,94$ m

Typ technologie: Vrtané piloty
Modul reakce podloží uvažován podle ČSN 731004.

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,50	0,00 .. 0,50	Třída F5, konzistence tuhá	
2	0,70	0,50 .. 1,20	Třída F5, konzistence tuhá	
3	3,10	1,20 .. 4,30	Třída F2, konzistence tuhá	
4	3,30	4,30 .. 7,60	Třída R6-F6, konzistence tuhá	
5	8,15	7,60 .. 15,75	Třída R5	
6	-	15,75 .. ∞	Třída R4	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 18,50 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_s [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	6,81	6,81	12,96	97,00	108,00
2	6,81	12,00	5,19	77,49	131,00	94,00

Uvažovat zatížení : návrhové

Součinitel vlivu ochrany dřívku $m_2 = 1,00$

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 4,0$ mm

Regresní součinitel $e = 988,00$

Regresní součinitel $f = 1084,00$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty $R_{sy} = 3837,13$ kN
Velikost napětí na patě při R_{sy} $q_0 = 879,60$ kPa
Průměrné plášťové tření $q_s = 84,82$ kPa



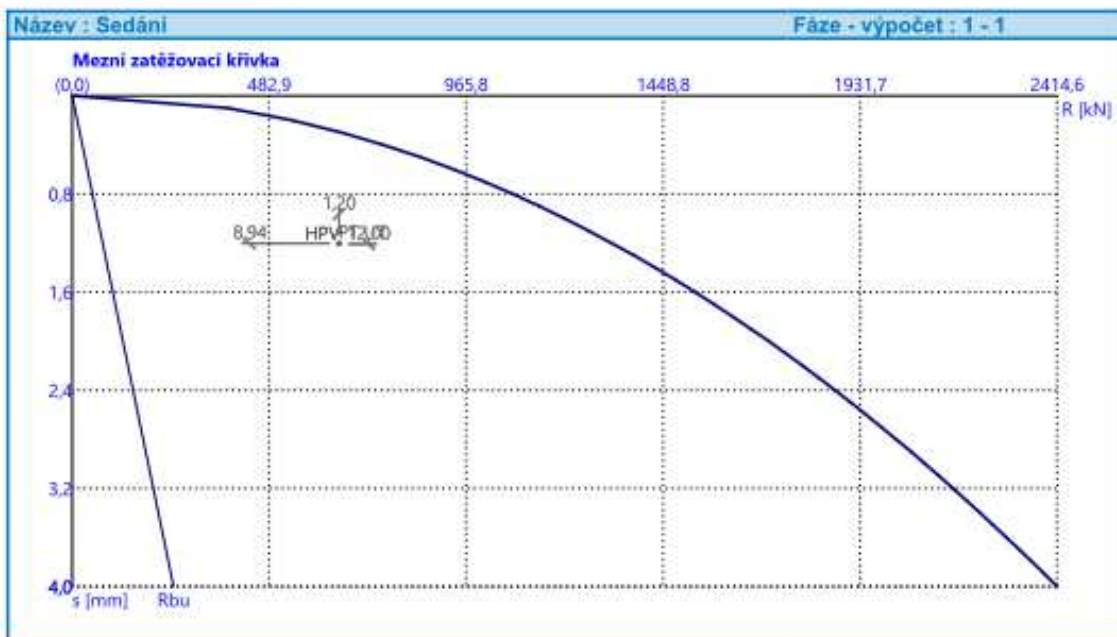
Radka Jelinková	DIPLOMOVÁ PRÁCE - DÁLNIČNÍ INTEGROVANÝ MOST PILOTA - OPĚRA O2
-----------------	--

Průměrný sečnový modul deformace $E_s = 40,87 \text{ MPa}$
 Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0,21$

Příčinkové součinitele sedání :
 Základní - závislý na poměru l/d $l_0 = 0,15$
 Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1,08$
 Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1,00$

Body zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
0,4	763,57
0,8	1079,85
1,2	1322,54
1,6	1527,13
2,0	1707,39
2,4	1870,35
2,8	2020,21
3,2	2159,69
3,6	2290,70
4,0	2414,61



Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.
 Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.



Radka Jelinková	DIPLOMOVÁ PRÁCE - DÁLNIČNÍ INTEGROVANÝ MOST PILOTA - OPĚRA O2
-----------------	--

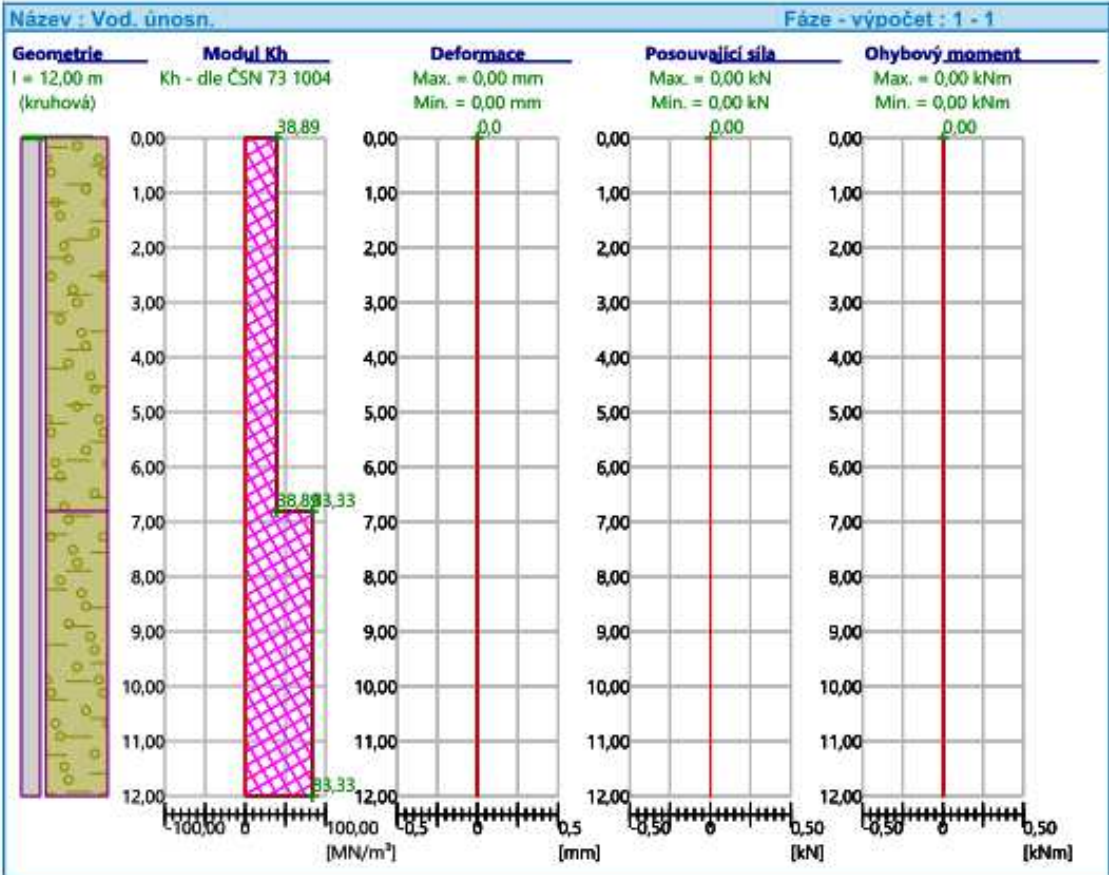
Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.sila [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.60	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.20	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.80	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.40	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.60	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.20	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.80	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.40	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.00	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.60	38.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7.20	83.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7.80	83.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8.40	83.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9.00	83.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9.60	83.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.20	83.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.80	83.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11.40	83.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12.00	83.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.sila [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00
0.60	38.89	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.20	38.89	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.80	38.89	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.40	38.89	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
3.00	38.89	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
3.60	38.89	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.20	38.89	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
4.80	38.89	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
5.40	38.89	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
6.00	38.89	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
6.60	38.89	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
7.20	83.33	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
7.80	83.33	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
8.40	83.33	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
9.00	83.33	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
9.60	83.33	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
10.20	83.33	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
10.80	83.33	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
11.40	83.33	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
12.00	83.33	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00







PŘÍLOHA C
VLASTNOSTI BETONU V ČASE



1 VLASTNOSTI BETONU V ČASE

Vlastnosti betonu jsou stanoveny na základě vztahů odvozených v kap. 3.1 [19]. Vlastnosti materiálů jako pevnosti v tlaku, tahy a mechanické vlastnosti vychází z tabulky 3.1 [19].

1.1 Pevnost betonu v tlaku

Pevnost betonu v tlaku je stanoveno dle čl. 3.1.2 [19].

Pevnost betonu v tlaku ve stáří t závisí na druhu cementu, teplotě a podmínkách ošetřování. Normou odvozené vztahy se určují pro průměrnou teplotu 20° C a ošetřování dle EN 12390.

1.1.1 Charakteristická pevnost f_{ck}

Charakteristická pevnost betonu v tlaku je dána vztahem dle čl. 3.1.2(5) [19]

$$\begin{aligned} f_{ck}(t) &= f_{cm}(t) - 8 \text{ [MPa]} && \text{pro } 3 < t < 28 \text{ dní} \\ f_{ck}(t) &= f_{ck} && \text{pro } t > 28 \text{ dní} \end{aligned}$$

kde:

$f_{cm}(t)$ průměrná hodnota pevnosti v tlaku ve stáří t dní
 f_{ck} charakteristická pevnost v tlaku ve stáří 28 dní
Přesnější hodnoty zejména pro $t < 3$ dny, mají vycházet ze zkoušek.

1.1.2 Průměrná pevnost betonu v tlaku f_{cm}

Průměrná pevnost betonu v tlaku je dána vztahem dle čl. 3.1.2(6) [19]

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm}$$

kde:

f_{cm} průměrná hodnota pevnosti v tlaku ve stáří 28 dní
 $\beta_{cc}(t)$ součinitel zohledňující stáří betonu

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\}$$

t stáří betonu ve dnech

s koeficient závisící na druhu cementu

0,20	pro cement pevnostní třídy CEM 42,5 R, CEM 52,5 N a CEM 52,5 R (třída R)
0,25	pro cement pevnostní třídy CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (třída N)
0,38	pro cement pevnostní třídy CEM 32,5 N (třída S)



1.1.3 Průměrná pevnost betonu v tahu f_{ctm}

Průměrná pevnost betonu v tahu je dána vztahem dle čl. 3.1.2(9) [19]

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} * f_{ctm}$$

kde:

f_{ctm}	průměrná hodnota pevnosti v tahu ve stáří 28 dní
$\beta_{cc}(t)$	součinitel zohledňující stáří betonu
α	součinitel α
	1 pro $t < 28$ dní
	2/3 pro $t > 28$ dní

Stanovení 5% a 95% kvantilu dle vztahu v tabulce 3.1 dle [19].

$$f_{ck0,05}(t) = 0,7 * f_{ctm}$$

$$f_{ck0,95}(t) = 1,3 * f_{ctm}$$

1.2 Modul pružnosti betonu

Modul pružnosti betonu je dána vztahem dle čl. 3.1.3(3) [19]. Modul pružnosti betonu závisí na modulu pružnosti jeho složek .

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} E_{cm}$$

kde:

$f_{cm}(t)$, $E_{cm}(t)$	hodnoty ve stáří t dní
f_{cm} , E_{cm}	hodnoty ve stáří 28 dní
f_{ctm}	průměrná hodnota pevnosti v tahu ve stáří 28 dní
E_{cm}	sečnový modul pružnosti ve stáří 28 dní

1.3 Poissonův součinitel ν

Poissonův součinitel je dán dle čl. 3.1.3(4) [19]

$\nu = 0,2$	beton neporušený trhlinami
$\nu = 0,0$	beton porušený trhlinami

1.4 Součinitel teplotní délkové roztažnosti

Součinitel teplotní délkové roztažnosti je dán dle čl. 3.1.3(5) [19]; pokud není k dispozici přesnější hodnota, je roven hodnotě $10 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.



2 SMRŠŤOVÁNÍ A DOTVAROVÁNÍ BETONU

Smršťování a dotvarování konstrukce závisí na vlhkosti prostředí, rozměrech prvku a na složení betonu. Dotvarování pak závisí i na čase, kdy je beton poprvé zatížen, a na době trvání a velikosti tohoto zatížení.

Vzorce jsou stanoveny dle čl. 3.1.4 a přílohy B [19].

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

ε_{cs}	celkové poměrné smršťování
ε_{cd}	poměrné smršťování od vysychání
ε_{ca}	poměrné autogenní smršťování

Celkové poměrné přetvoření se skládá z dvou složek a to poměrného přetvoření od smršťování vysycháním a od autogenního smršťování. Poměrné smršťování od vysychání se vyvíjí pomaleji. Jde o funkci migrace vody ztvrdlým betonem.

Poměrné autogenní smršťování vzniká v průběhu tvrdnutí betonu, a tak jeho největší část probíhá v prvních dnech od betonáže a jde o lineární funkci pevnosti.

2.1.1 Autogenní smršťování

Autogenní smršťování je způsobeno hydratací betonu, kdy vlivem hydratace dochází k spotřebování vody nutné k hydrataci pojiva a to vede k zmenšení objemu ztvrdlého betonu oproti objemu betonu čerstvého.

Poměrné autogenní smršťování je dáno vztahem dle čl. 3.1.4(6) [19].

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty)$$

kde:

$\beta_{as}(t)$	součinitel zohledňující stáří betonu $\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5})$
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	konečné poměrné přetvoření od autogenního smršťování $\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6}$
t	v dnech



2.1.2 Smršťování od vysychání

Smršťování od vysychání, je způsobeno únikem záměsové vody do okolí. Je ovlivněno dobou ošetřování, relativní rychlosti nárustu pevnosti betonu, třídou cementu. V případě betonáže v létě může smršťování od vysychání výrazně ovlivnit i doba betonáže čerstvého betonu. Hodnota $\varepsilon_{cd,0}$ bude stanovena podle vztahu uvedeném viz příloha B dle [19].

Poměrné smršťování od vysychání je dáno vztahem viz čl. 3.1.4(6) dle [19].

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0}$$

kde:

k_h součinitel závislý na jmenovitém rozměru h_0

$\beta_{ds}(t, t_s)$ součinitel časového průběhu smršťování

$\varepsilon_{cd,0}$ základní poměrné přetvoření od vysychání

- **Součinitel k_h**

Součinitel k_h se stanoví z hodnot uvedených v tabulce 3.3 dle [19].

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
> 500	0,70

- **Součinitel časového průběhu smršťování $\beta_{ds}(t, t_s)$**

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}}$$

kde:

t stáří betonu v uvažovaném okamžiku

t_s stáří betonu na začátku vysychání
náhradní rozměr průřezu

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

A_c průřezová plocha

u obvod části vystavené vysychání



- **Základní poměrné přetvoření od vysychání $\varepsilon_{cd,0}$**

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) * \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] * 10^{-6} * \beta_{RH}$$

kde:

α_{ds1}	součinitel závislý na druhu cementu
3	pro cementy třídy S
4	pro cementy třídy N
6	pro cementy třídy R
α_{ds2}	součinitel závislý na druhu cementu
0,13	pro cementy třídy S
0,12	pro cementy třídy N
0,11	pro cementy třídy R
f_{cm}	průměrná hodnota pevnosti v tlaku ve stáří 28 dní
f_{cm0}	10 MPa
β_{RH}	$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$
	RH relativní vlhkost prostředí (%)
	RH_0 100 %

2.2 Dotvarování

Poměrné přetvoření od dotvarování je dáno vztahem dle čl. 3.1.4(3) [19].

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c} \varphi(t, t_0)$$

kde:

$\sigma_c(t_0)$	tlakové napětí v betonu v čase t_0
E_c	tečný modul pružnosti ve stáří 28 dní
$\varphi(t, t_0)$	součinitel dotvarování

- **Tlakové napětí v betonu $\sigma_c(t_0)$**

Pokud tlakové napětí v betonu v čase vnesení zatížení bude větší než $0,45f_{ck}(t, t_0)$, je třeba uvažovat nelineární dotvarování betonu. V takovém případě bude $\varphi(t, t_0)$ nahrazeno hodnotou $\varphi_{nl}(t, t_0)$. Vzhledem k dodržení podmínky omezení napětí v betonu se tato varianta nepředpokládá.

- **Tečný modul pružnosti E_c**

Tečný modul pružnosti v $t=28$ dní se stanoví ze vztahu viz čl. 3.1.4(2) dle [19].

$$E_c = 1,05 * E_{cm}$$

kde:

E_{cm}	sečný modul pružnosti ve stáří $t=28$ dní
----------	---



- **Součinitel dotvarování $\varphi(t, t_0)$**

Pokud není požadována velká přesnost výpočtu a není překročena hodnota napětí pro nelineární dotvarování, lze tento součinitel odvodit viz obrázek 3.1 dle [19]. Hodnoty uvedené platí pro teploty -40 °C až 40 °C a průměrnou relativní vlhkostí $RH = 40 - 100\%$.

Podrobnější výpočet je uveden viz příloha B dle [19] a lze ho vypočítat ze vztahu:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$$

kde:

φ_0 základní součinitel dotvarování

$\beta_c(t, t_0)$ součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení

- **Základní součinitel dotvarování φ_0**

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

kde:

φ_{RH} součinitel vystihující vliv relativní vlhkosti

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{pro } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right] * \alpha_2 \quad \text{pro } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

RH relativní vlhkost prostředí (%)

h_0 náhradní rozměr průřezu

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

A_c průřezová plocha

u obvod části vystavené vysychání

α součinitele vlivu pevnosti betonu

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}$$

$\beta(f_{cm})$ součinitel vystihující vliv pevnosti betonu

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

f_{cm} průměrná hodnota pevnosti v tlaku ve stáří 28 dní

$\beta(t_0)$ součinitel vystihující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})}$$

t_0 stáří betonu v dnech v okamžiku vnesení zatížení

○ **Součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení $\beta_c(t, t_0)$**

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3}$$

kde:

t stáří betonu ve dnech v uvažovaném okamžiku

t₀ stáří betonu v dnech v okamžiku vnesení zatížení β_H součinitel závislý na relativní vlhkosti RH a náhradním rozměru h₀

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{pro } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad \text{pro } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

 α součinitele vlivu pevnosti betonu

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

2.2.1 Celkové poměrné přetvoření betonu od reologických změn $\varepsilon_c(t)$

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cc}(t, t_0)$$

 $\varepsilon_c(t)$ celkové poměrné přetvoření betonu $\varepsilon_{cs}(t)$ celkové poměrné přetvoření od smršťování $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ celkové poměrné přetvoření od dotvarování



3 VLASTNOSTI BETONU C35/45 V ČASE

Vzhledem k uvažování modelu s časovou analýzou materiálu budou uvedeny součinitele použité ve výpočtu časové analýzy betonu.

3.1 Materiálové vlastnosti

Vývoj pevnostních a mechanických charakteristik budou zobrazeny v grafu pro dvě varianty a to do času $t=28$ dní a do konce návrhové životnosti konstrukce 100 let ($t=36500$ dní).

Číselně budou hodnoty uvedeny v 5 časových úsecích. Kdy 3 úseky odpovídají reálným posuzovaným časům na konstrukci a to předpětí NK (P), uvedení do provozu (UP) a konec životnosti (KZ) a 2 jsou kontrolními časy.

První kontrolní čas musí splňovat podmínku, že čas t bude v intervalu:

$$t_{k1} \in (t_p; 28) \text{ dní}$$

Druhý kontrolní čas bude roven času $t=28$ dní.

$$t_{k2} = 28 \text{ dní}$$

Vlastnosti betonu v čase 28 dní

Beton			C35/45	Jednotky
Pevnost v tlaku v stáří 28 dní				
Charakteristická válcová	f_{ck}	=	35.00	MPa
Charakteristická krychelná	$f_{ck,cube}$	=	45.00	MPa
Střední hodnota	f_{cm}	=	43.00	MPa
Pevnost v tahu v stáří 28 dní				
Střední hodnota	f_{ctm}	=	3.20	MPa
Dolní kvantil	$f_{ctk;0.05}$	=	2.20	MPa
Horní kvantil	$f_{ctk;0.95}$	=	4.20	MPa
Sečnový modul pružnosti				
Sečnový modul pružnosti	E_{cm}	=	34.00	GPa
Poissonovo číslo	ν	=	0.20	-
Součinitel teplotní roztažnosti	α	=	1.00E-05	-
Doba vnesení předpětí				
Doba vnesení předpětí	t_0	=	7	dní
Doba ošetřování konstrukce				
Doba ošetřování konstrukce	t_s	=	3	dní
Průřezová plocha				
Průřezová plocha	A_c	=	12.35	m ²
Obvod části vystavené vysychání				
Obvod části vystavené vysychání	u	=	38.37	m
Cement třídy				
Cement třídy		=	R	-

Tabulka PC-3.1 – Pevnostní a mechanické vlastnosti betonu C35/45

Ozn.	Popis fáze	t [den]
P	Předpínání	7
K1	Kontrolní hodnota $7 < t < 28$ dní	12
K2	Beton stáří $t=28$ dní	28
UP	Uvedení do provozu	192
KZ	Konec životnosti	36500

Tabulka PC-3.2 – Časové úseky pro určení číselných hodnot

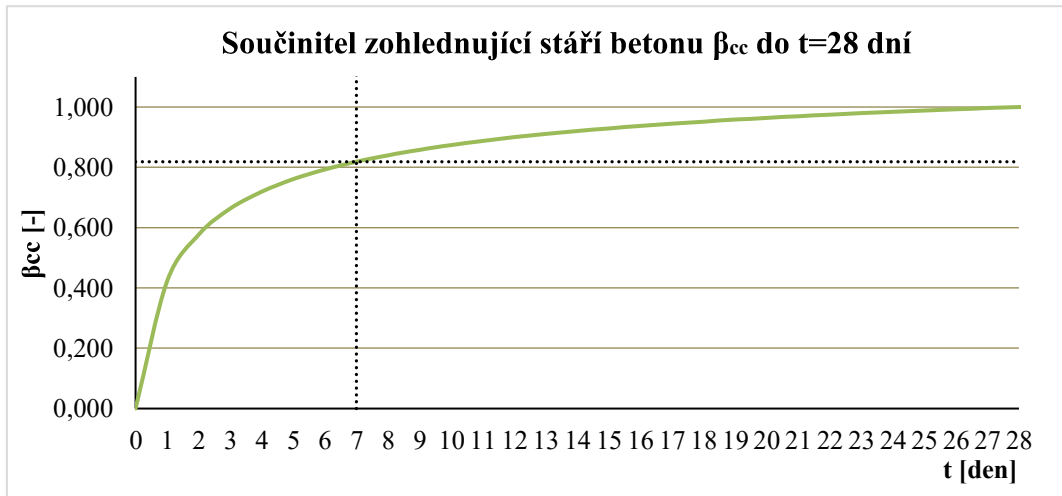


t	Pevnosti v tlaku			Pevnosti v tahu			Modul pružnosti	
	$\beta_{cc}(t)$	$f_{cm}(t)$	$f_{ck}(t)$	$f_{ctm}(t)$	$f_{ctm0.05}(t)$	$f_{ctm0.95}(t)$	$E_c(t)$	$E_{cm}(t)$
	-	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	GPa	GPa
7	0.819	35.205	27.205	2.620	1.834	3.406	33.621	32.020
12	0.900	38.694	30.694	2.880	2.016	3.743	34.588	32.941
28	1.000	43.000	35.000	3.200	2.240	4.160	35.700	34.000
192	1.132	48.658	35.000	3.475	2.432	4.517	37.049	35.285
36500	1.215	52.230	35.000	3.643	2.550	4.736	37.845	36.042

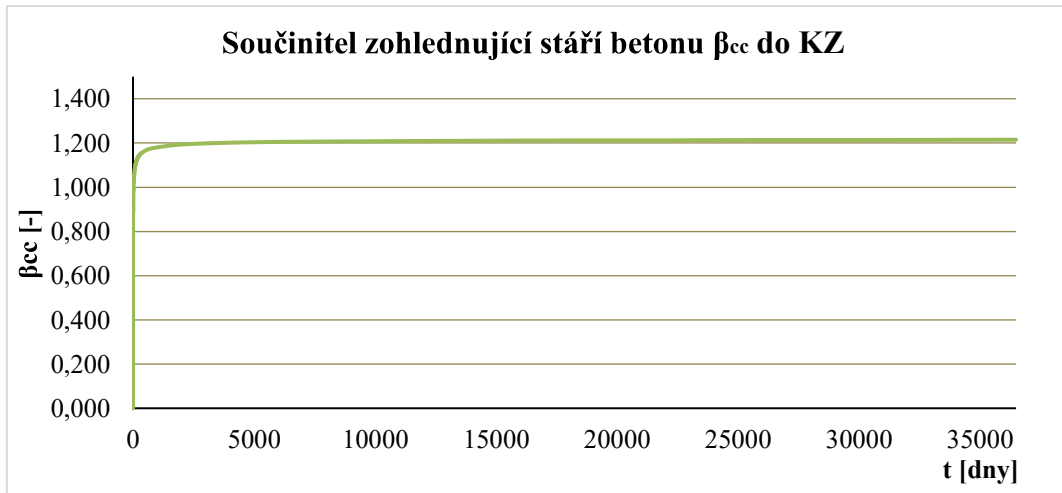
Tabulka PC-3.3 – Pevnostní a mechanické vlastnosti betonu C35/45 v čase t

3.1.1 Pevnostní vlastnosti

- Součinitel zohledňující stáří betonu β_{cc}



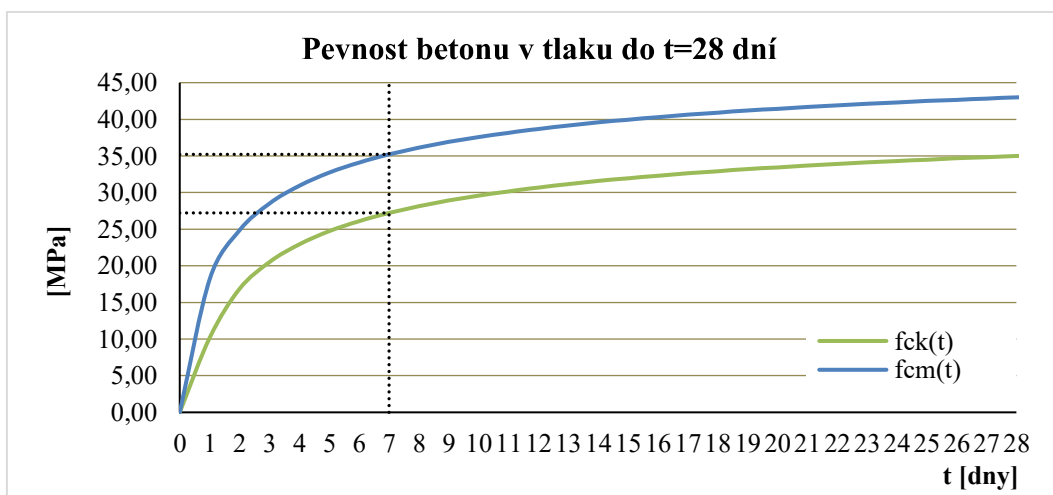
Graf PC-3.1 – Součinitel zohledňující stáří betonu β_{cc} do t=28 dní



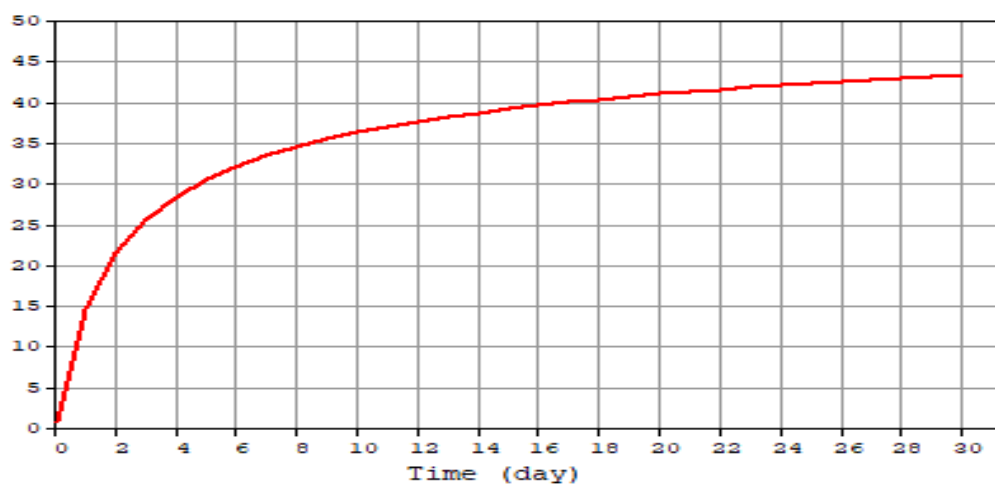
Graf PC-3.2 – Součinitel zohledňující stáří betonu β_{cc} do KZ



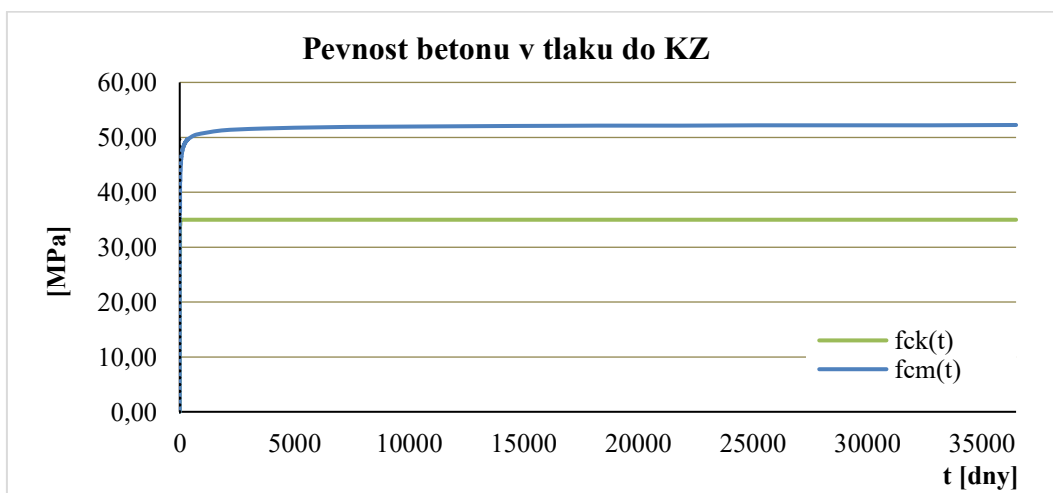
- **Pevnost betonu v tlaku v čase**



Graf PC-3.3 – Charakteristická a průměrná pevnost v tlaku do $t=28$ dní



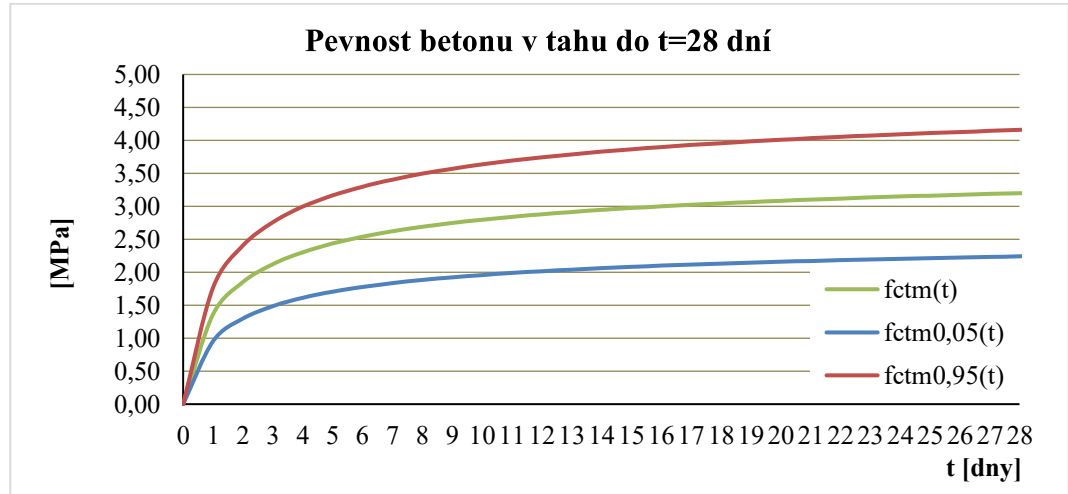
Obrázek 3.1 – Výstup nárůstu pevnosti z MIDAS Civil



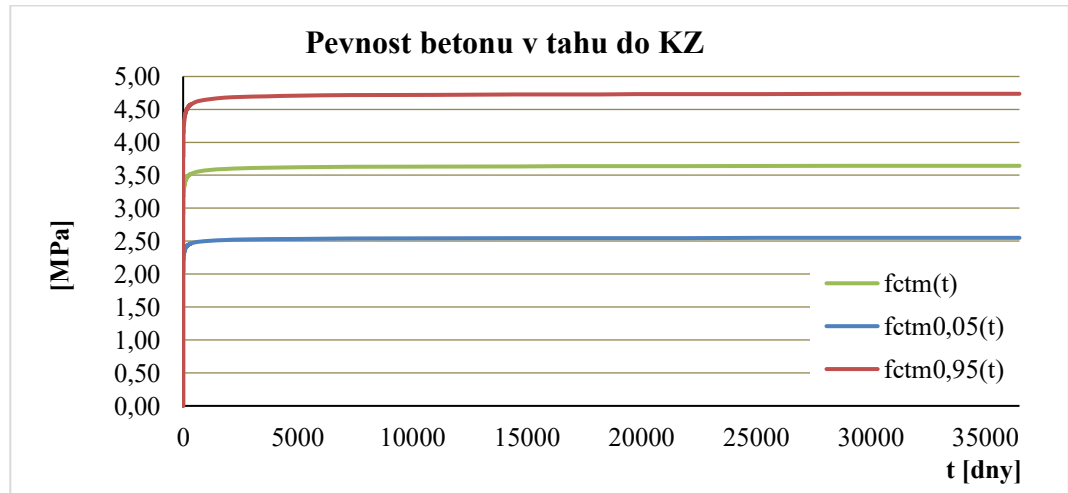
Graf PC-3.4 – Charakteristická a průměrná pevnost v tlaku do KZ



- **Pevnost betonu v tahu v čase**



Graf PC-3.5 – Charakteristické pevnosti v tahu do t=28 dní

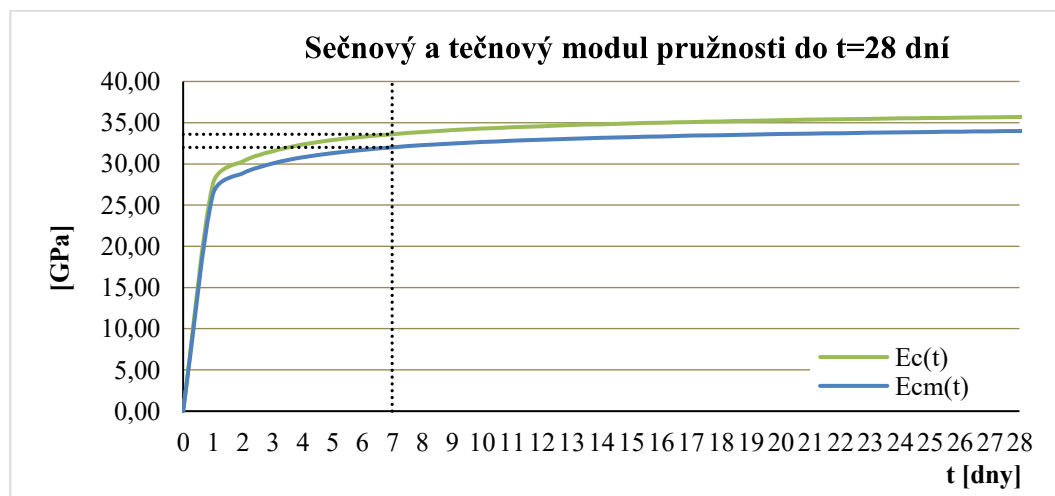


Graf PC-3.6 – Charakteristické pevnosti v tahu do KZ

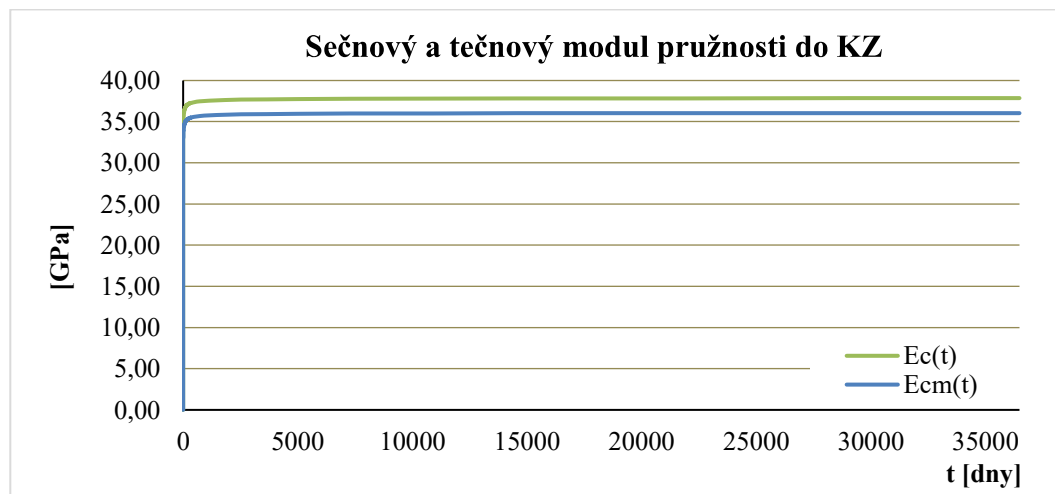


3.1.2 Mechanické vlastnosti

- Modul pružnosti



Graf PC-3.7 – Sečnový a tečnový modul pružnosti do t=28 dní



Graf PC-3.8 – Sečnový a tečnový modul pružnosti do KZ



3.2 Smršťování betonu

Součinitele použité pro výpočet smršťování betonu.

Vstupní parametry				
Doba ošetřování betonu	t_s	=	3	dny
Plocha průřezu	A_c	=	12.35	m ²
Obvod části vystavené vysychání	u	=	38.37	m
Cement třídy		=	R	-

Smršťování		C35/45	Jednotky
Autogenní smršťování			
Komečné poměrné přetvoření od aut. smrš.	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	6.25E-05 -
Smršťování od vysychání			
Součinitel k_h			
Náhradní rozměr průřezu	h_0	=	643.73 mm
Součinitel závislý na jmenovitém rozměru h_0	k_h	=	0.70 -
Základní poměrné přetvoření od vysychání $\epsilon_{cd,0}$			
Součinitel závislý na druhu cementu α_{ds1}	α_{ds1}	=	6.00 MPa
Součinitel závislý na druhu cementu α_{ds2}	α_{ds2}	=	0.11 MPa
Součinitel β_{RH}	β_{RH}	=	1.02 -
Relativní vlhkost prostředí	RH	=	70.00 %
Základní poměrné přetvoření od vysychání $\epsilon_{cd,0}$	$\epsilon_{cd,0}$	=	4.75E-04 -

Tabulka PC-3.4 – Časově nezávislé parametry pro výpočet smršťování betonu

Vzhledem k značnému nárůstu přetvoření i po čase $t=28$ dní budou přidány kontrolní hodnoty a to v časech $t = 1$ rok, 10 let, 20 let a 50 let.

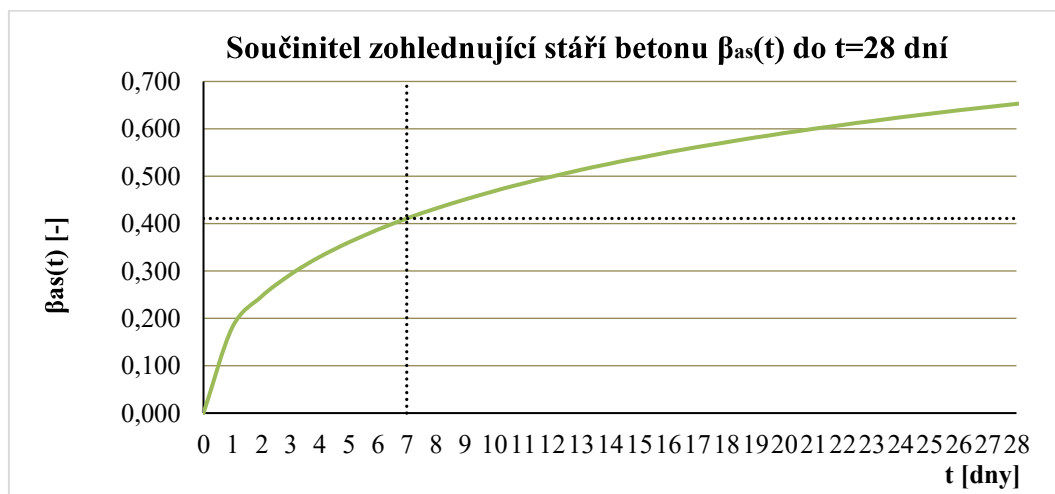
t	Smršťování				
	Autogenní smršťování		Smršťování od vysychání		Celk. Smršť
	$\beta_{as}(t)$	$\epsilon_{ca}(t)$	$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\epsilon_{cd}(t)$	
	-	-	-	-	-
7	4.109E-01	2.568E-05	6.085E-03	2.022E-06	2.770E-05
12	4.998E-01	3.124E-05	1.359E-02	4.515E-06	3.575E-05
28	6.530E-01	4.081E-05	3.686E-02	1.225E-05	5.306E-05
192	9.374E-01	5.859E-05	2.244E-01	7.455E-05	1.331E-04
365	9.781E-01	6.113E-05	3.565E-01	1.185E-04	1.796E-04
3650	1.000E+00	6.250E-05	8.481E-01	2.818E-04	3.443E-04
7300	1.000E+00	6.250E-05	9.178E-01	3.050E-04	3.675E-04
18250	1.000E+00	6.250E-05	9.654E-01	3.208E-04	3.833E-04
36500	1.000E+00	6.250E-05	9.824E-01	3.264E-04	3.889E-04

Tabulka PC-3.5 – Časově závislé parametry pro výpočet smršťování betonu v časech t

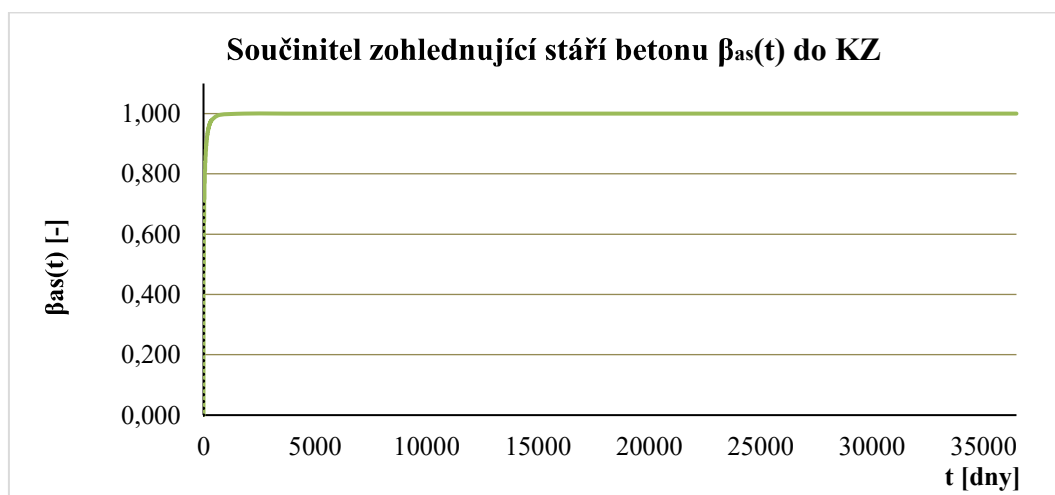


3.2.1 Autogenní smršťování

- Součinitel zohledňující stáří betonu $\beta_{as}(t)$

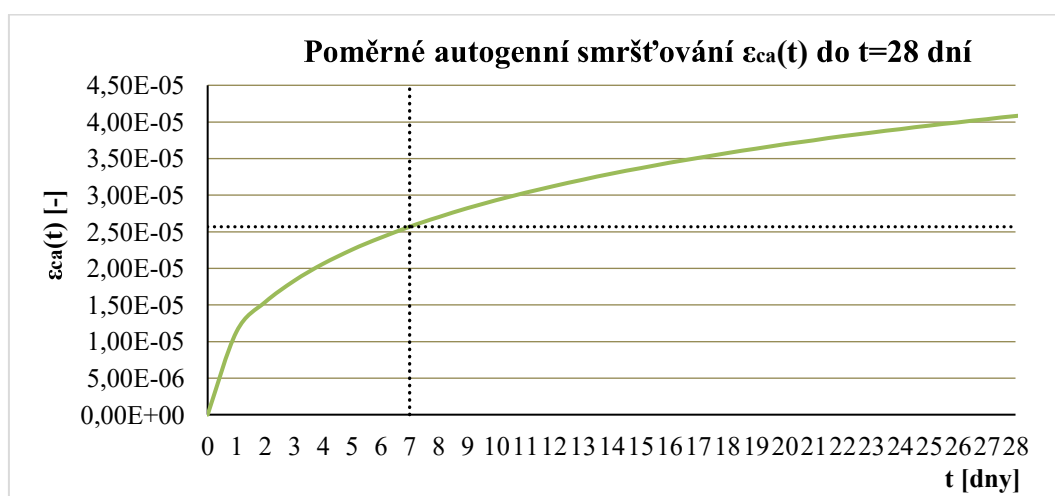


Graf PC-3.9 – Součinitel zohledňující stáří betonu $\beta_{as}(t)$ do $t=28$ dní

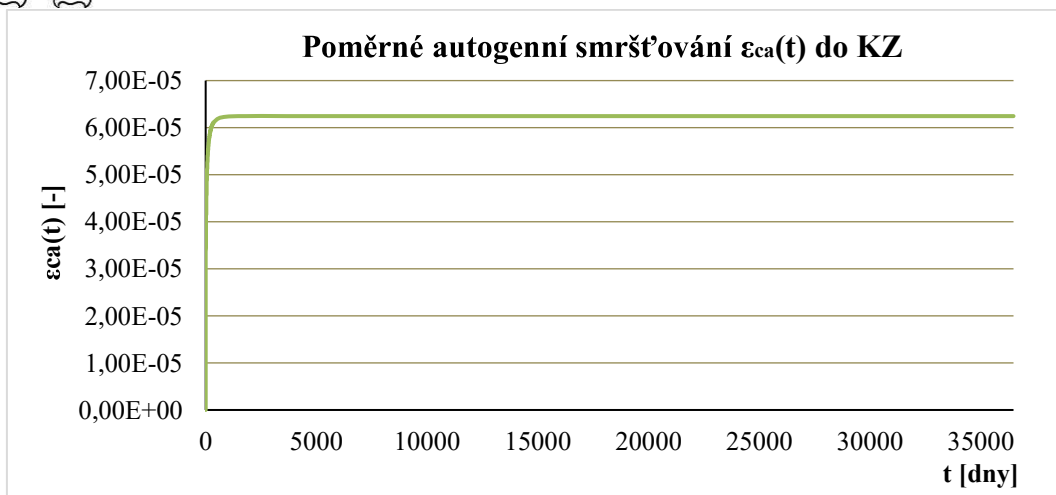


Graf PC-3.10 – Součinitel zohledňující stáří betonu $\beta_{as}(t)$ do KZ

- Poměrné autogenní smršťování $\epsilon_{ca}(t)$



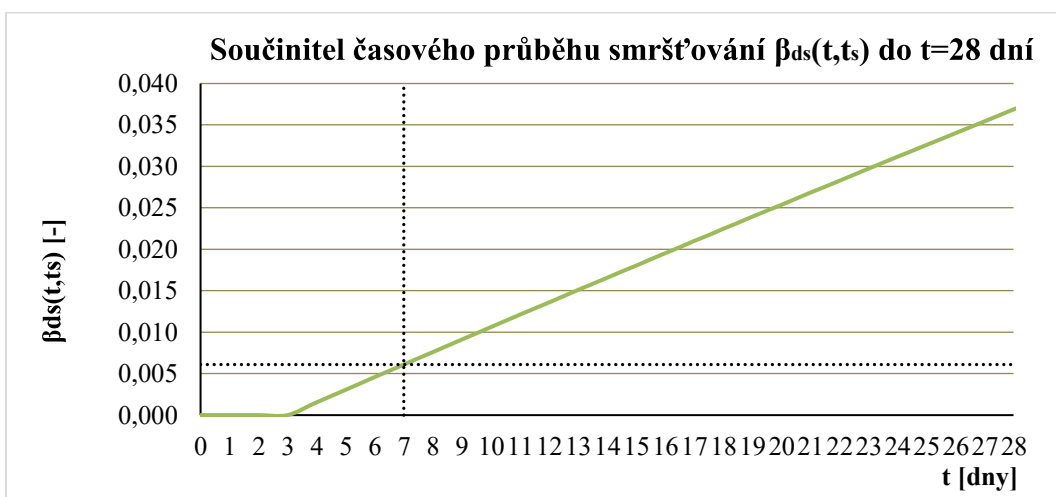
Graf PC-3.11 – Poměrné autogenní smršťování $\epsilon_{ca}(t)$ do $t=28$ dní



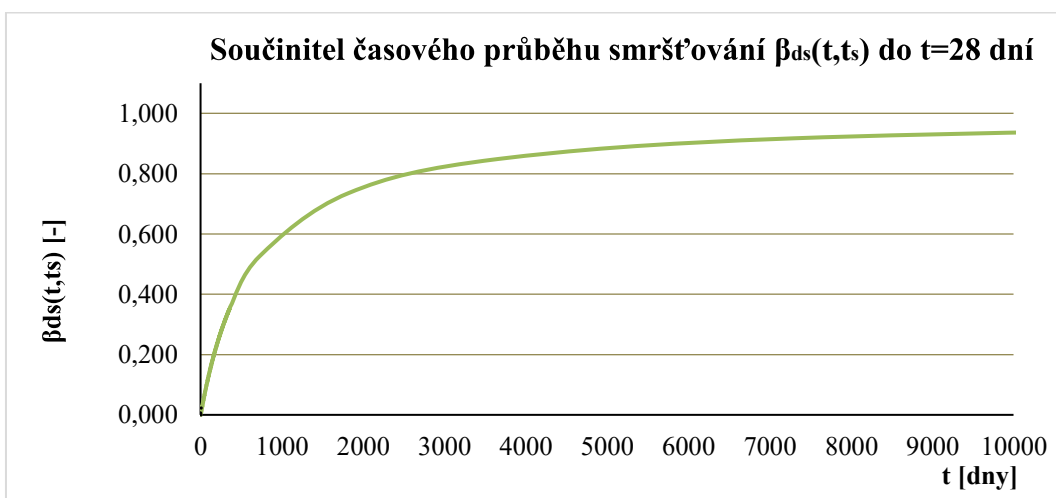
Graf PC-3.12 – Poměrné autogenní smršťování $\epsilon_{ca}(t)$ do KZ

3.2.2 Smršťování od vysychání

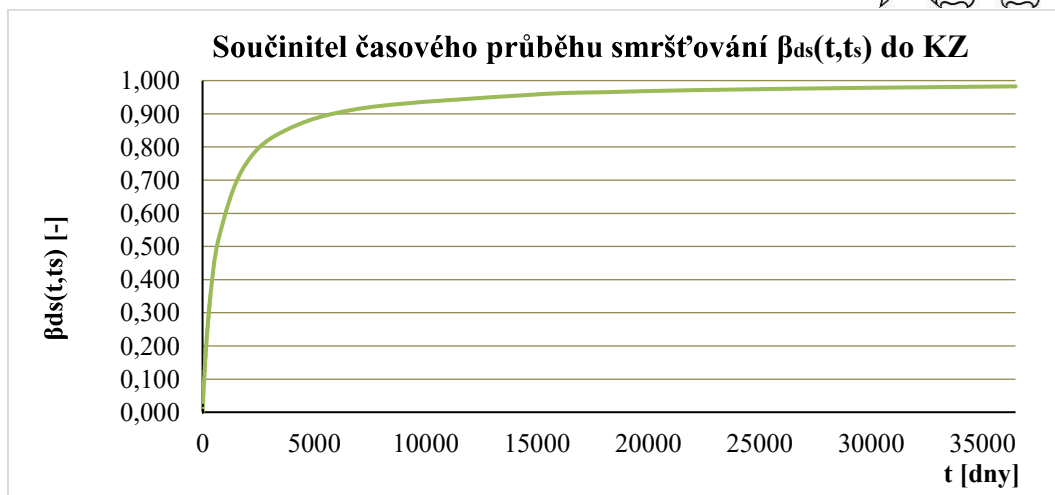
- Součinitel časového průběhu smršťování $\beta_{ds}(t, t_s)$



Graf PC-3.13 – Součinitel časového průběhu smršťování $\beta_{ds}(t, t_s)$ do $t=28$ dní

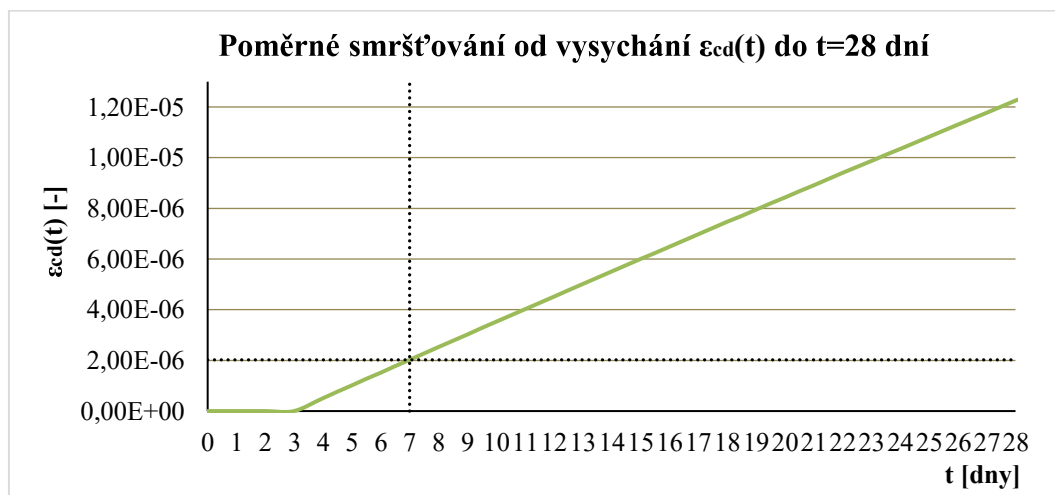


Graf PC-3.14 – Součinitel časového průběhu smršťování $\beta_{ds}(t, t_s)$ do $t=10000$ dní

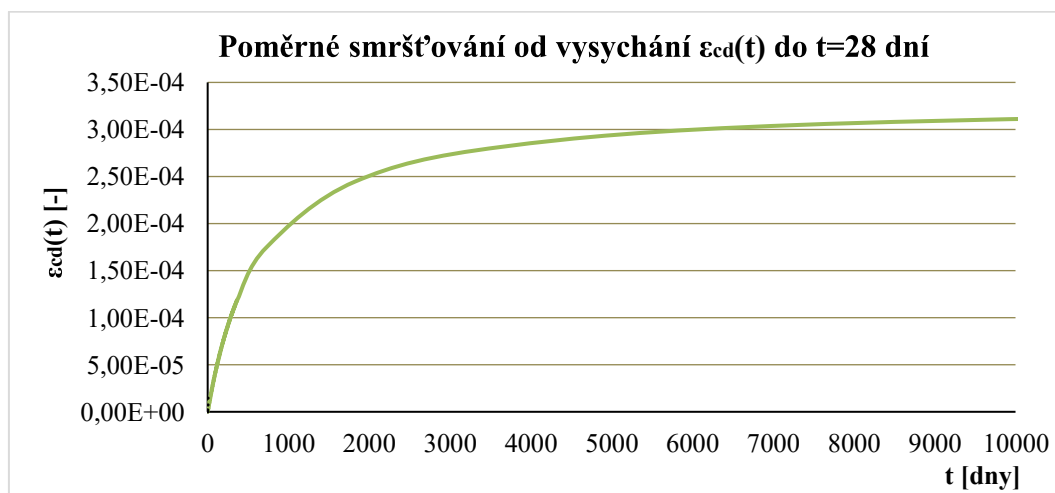


Graf PC-3.15 – Součinitel časového průběhu smršťování $\beta_{ds}(t, t_s)$ do KZ

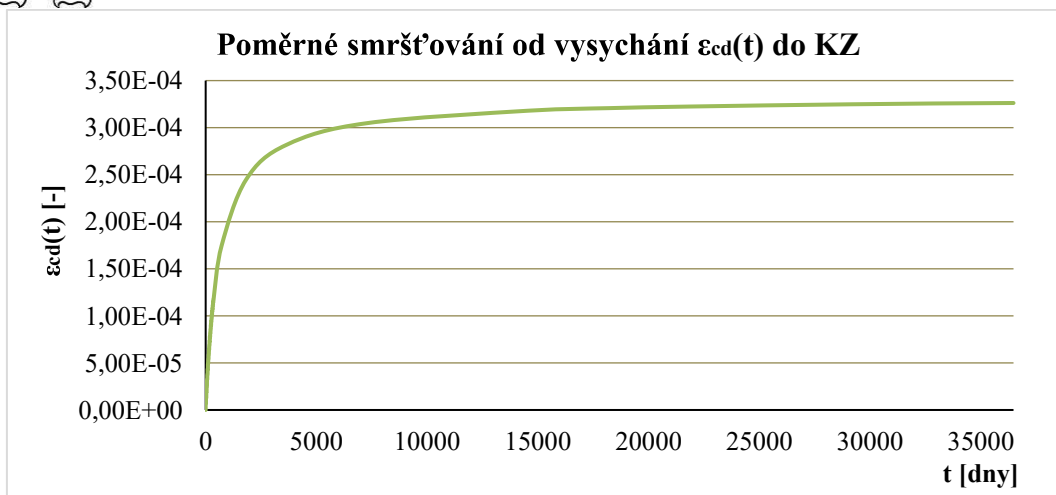
- **Poměrné smršťování od vysychání $\varepsilon_{cd}(t)$**



Graf PC-3.16 – Poměrné smršťování od vysychání $\varepsilon_{cd}(t)$ do t= 28 dní

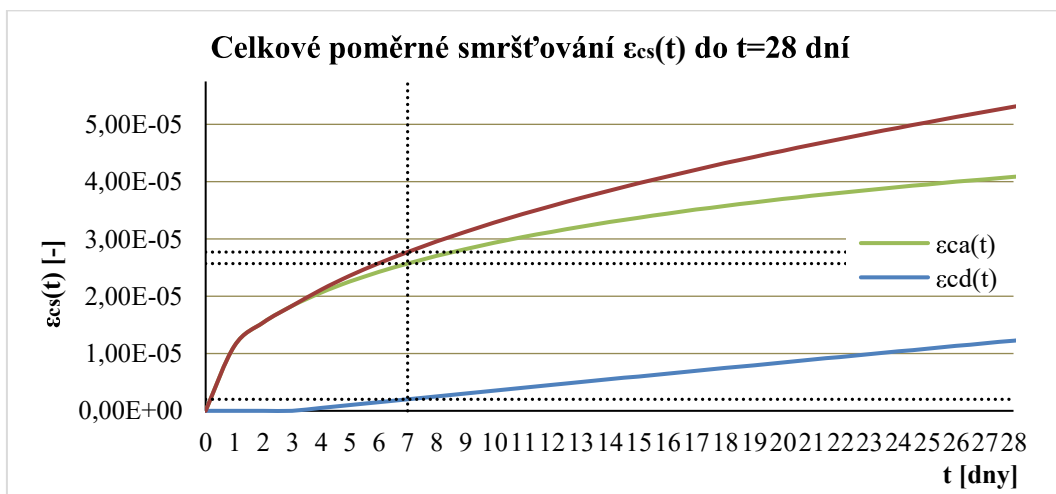


Graf PC-3.17 – Poměrné smršťování od vysychání $\varepsilon_{cd}(t)$ do t= 10000 dní

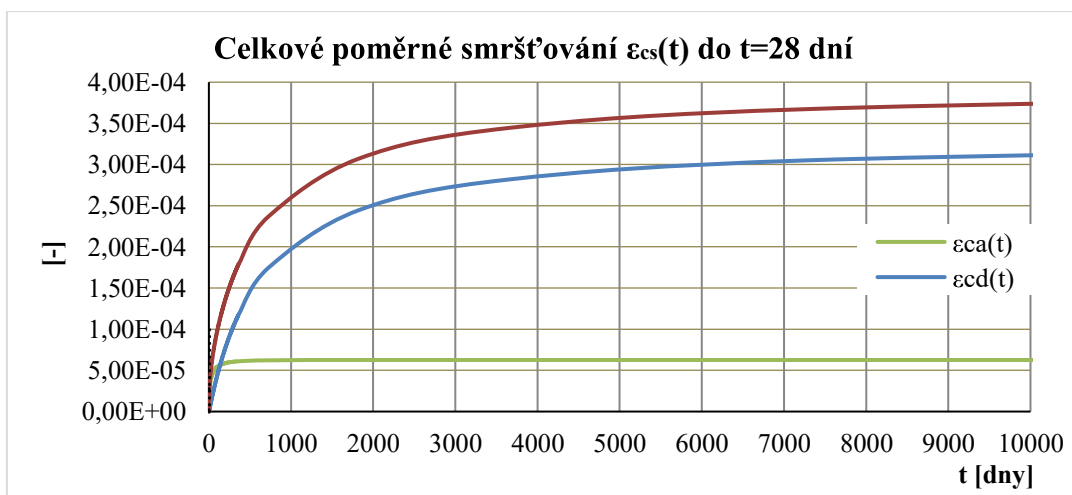


Graf PC-3.18 – Poměrné smršťování od vysychání $\varepsilon_{cd}(t)$ do KZ

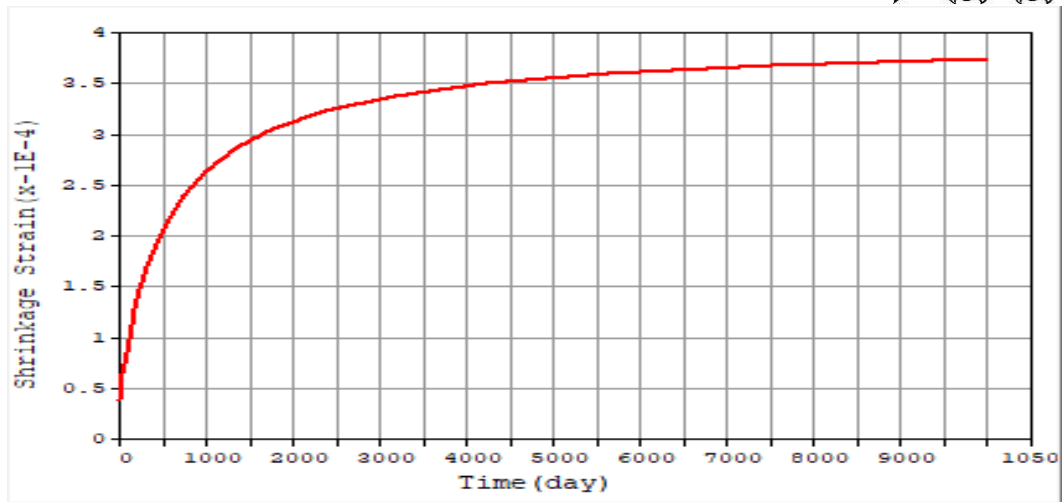
3.2.3 Celkové poměrné smršťování ε_{cs}



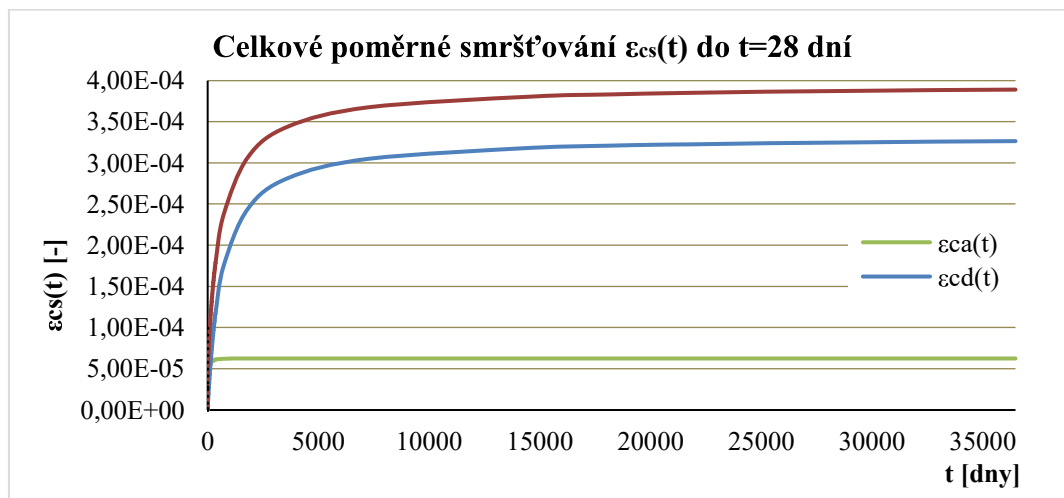
Graf PC-3.19 – Celkové poměrné smršťování $\varepsilon_{cs}(t)$ do $t=28$ dní



Graf PC-3.20 – Celkové poměrné smršťování $\varepsilon_{cs}(t)$ do $t=10000$ dní



Obrázek PC-3.2 – Celkové poměrné smršťování $\varepsilon_{cs}(t)$ do $t=10000$ dní z MIDAS Civil



Graf PC-3.21 – Celkové poměrné smršťování $\varepsilon_{cs}(t)$ do KZ



3.3 Dotvarování betonu

Součinitele použité pro výpočet dotvarování betonu.

Vstupní parametry			
Doba ošetřování betonu	t_0	=	7 dny
Normálová síla od předpětí 20x	N_c	=	71.4 MN
20 ks 17 lanových kabelů, $\sigma_{p,in} = 1400$ MPa			
Plocha průřezu	A_c	=	12.35 m ²
Obvod části vystavené vysychání	u	=	38.37 m
Tečnový modul pružnosti	E_c	=	35.7 GPa

Dotvarování	C35/45	Jednotky
Tlakové napětí v betonu $\sigma_c(t_0)$		
Tlakové napětí v betonu $\sigma_c(t_0)$	$\sigma_c(t_0)$	= 5.78 MPa
Základní součinitel dotvarování φ_0		
Náhradní rozměr průřezu	h_0	= 643.732 mm
Součinitel vystihující vliv relativní vlhkosti	φ_{RH}	= 1.248 -
Relativní vlhkost prostředí	RH	= 70.000 %
Součinitele vlivu pevnosti betonu α_1	α_1	= 0.866 -
Součinitele vlivu pevnosti betonu α_2	α_2	= 0.960 -
Základní součinitel dotvarování φ_0	φ_0	= 2.030 -
Součinitel vystihující vliv pevnosti betonu $\beta(f_{cm})$		
Součinitel vystihující vliv pevnosti betonu	$\beta(f_{cm})$	= 2.562 -
Součinitel vystihující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení $\beta(t_0)$		
Součinitel vystihující vliv stáří betonu v t_0	$\beta(t_0)$	= 0.635 -
Součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení $\beta_c(t, t_0)$		
součinitel závislý na RH a h_0	β_H	= 1233.009 -
Součinitele vlivu pevnosti betonu α_3	α_3	= 0.902 -

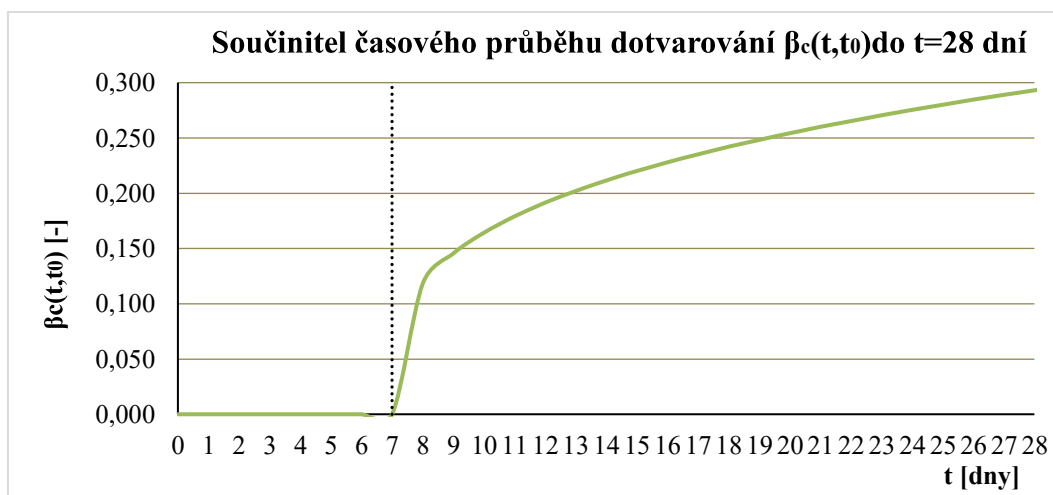
Tabulka PC-3.6 – Časově nezávislé parametry pro výpočet dotvarování betonu

t	Dotvarování		
	$\varphi(t, t_0)$	$\beta_c(t, t_0)$	$\epsilon_{cc}(t, t_0)$
	-	-	-
7	0.000	0.000	0.000E+00
12	0.388	0.1914	7.030E-05
28	0.595	0.2932	1.077E-04
192	1.102	0.543	1.994E-04
365	1.297	0.639	2.348E-04
3650	1.860	0.916	3.366E-04
7300	1.937	0.954	3.505E-04
18250	1.990	0.981	3.602E-04
36500	2.010	0.990	3.637E-04

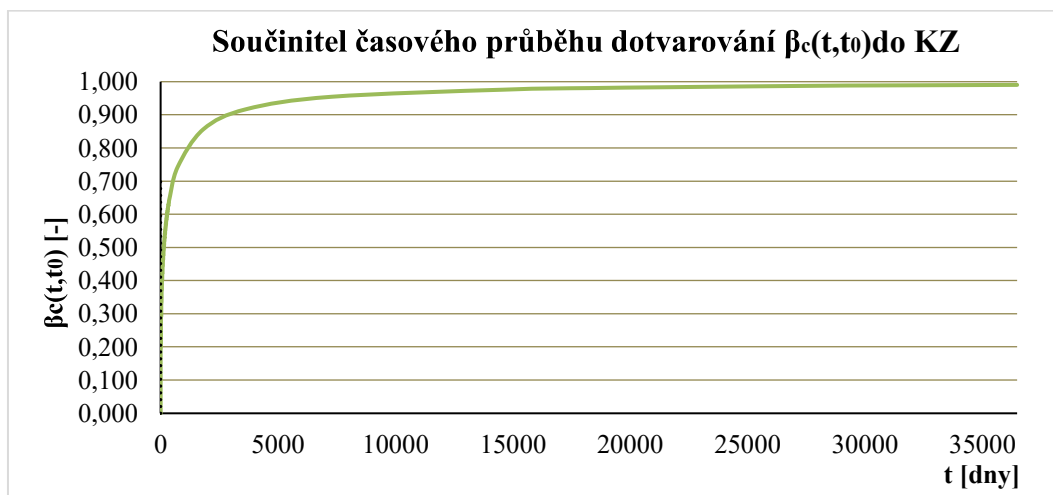
Tabulka PC-3.7 – Časově závislé parametry pro výpočet dotvarování betonu v časech t



- **Součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení $\beta_c(t, t_0)$**

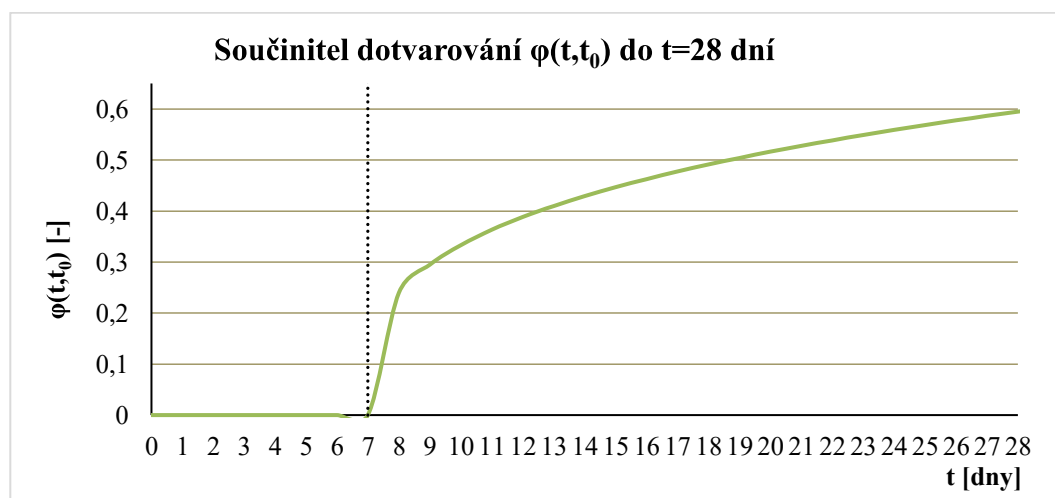


Graf PC-3.22 – Součinitel časového průběhu dotvarování $\beta_c(t, t_0)$ do $t=28$ dní

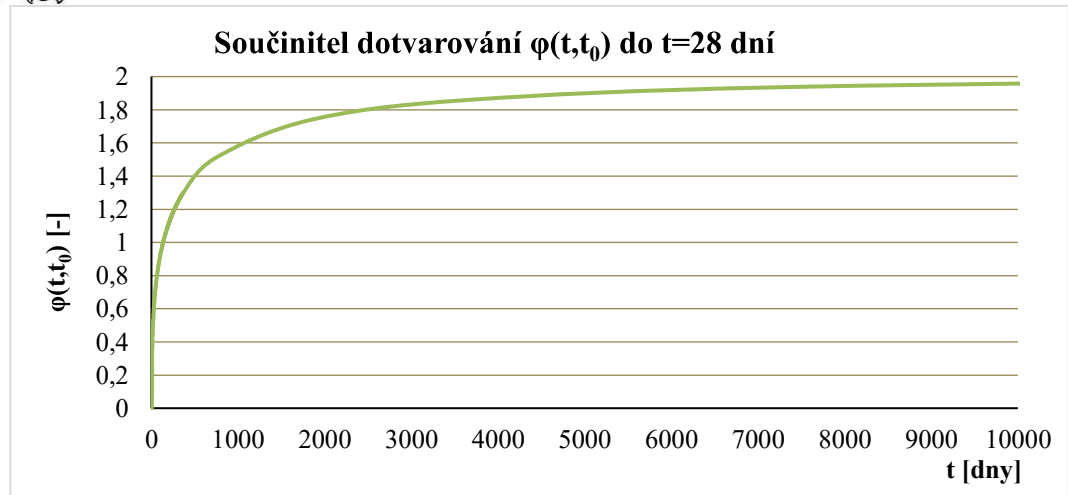


Graf PC-3.23 – Součinitel časového průběhu dotvarování $\beta_c(t, t_0)$ do KZ

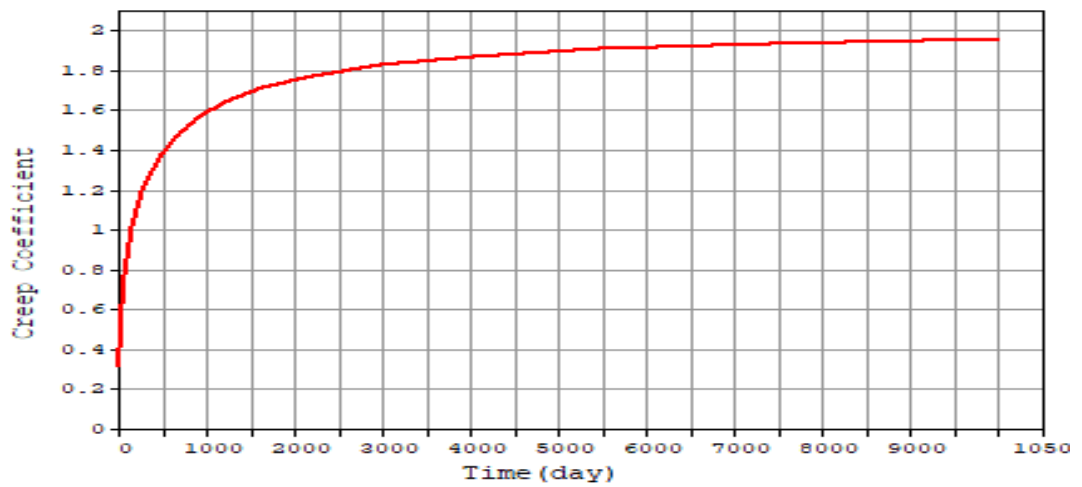
- **Součinitel dotvarování $\varphi(t, t_0)$**



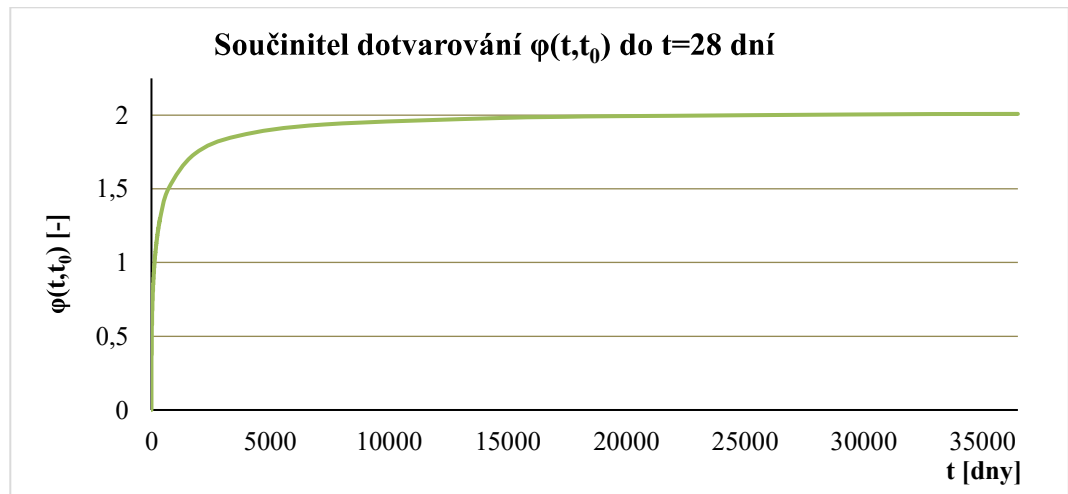
Graf PC-3.24 – Součinitel dotvarování $\varphi(t, t_0)$ do $t=28$ dní



Graf PC-3.25 – Součinitel dotvarování $\varphi(t, t_0)$ do $t=10000$ dní



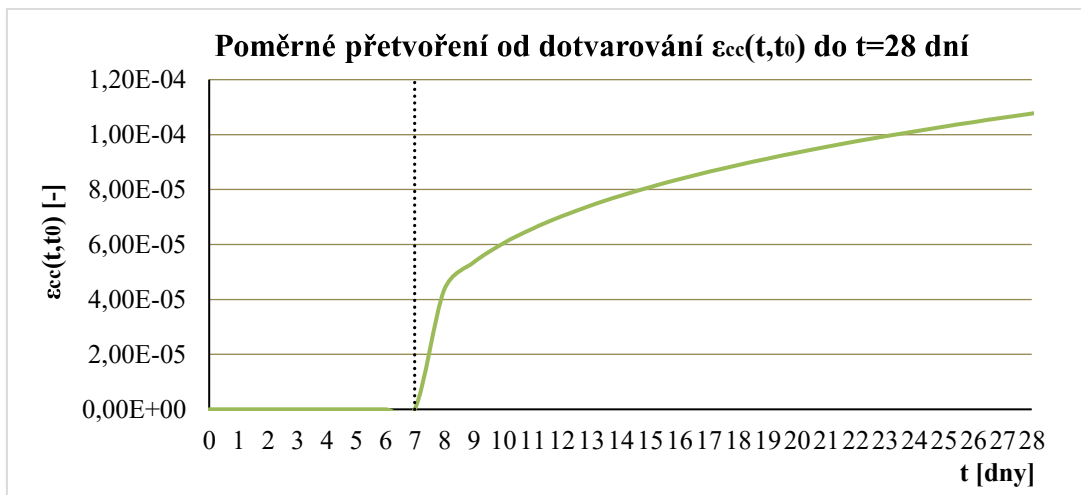
Obrázek P3-3.3 - Součinitel dotvarování $\varphi(t, t_0)$ do $t=10000$ dní z programu MIDAS Civil



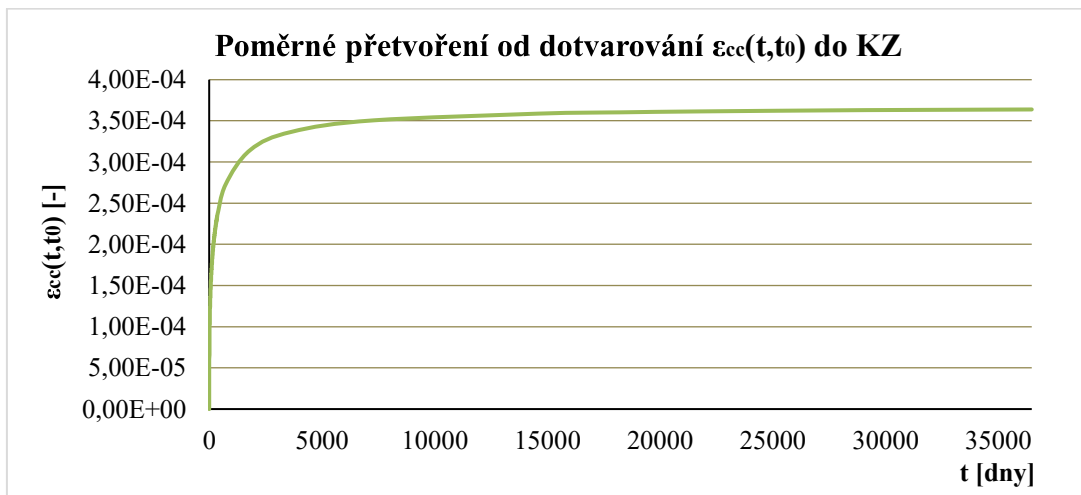
Graf PC-3.26 – Součinitel dotvarování $\varphi(t, t_0)$ do KZ



- **Poměrné přetvoření od dotvarování $\varepsilon_{cc}(t,t_0)$**



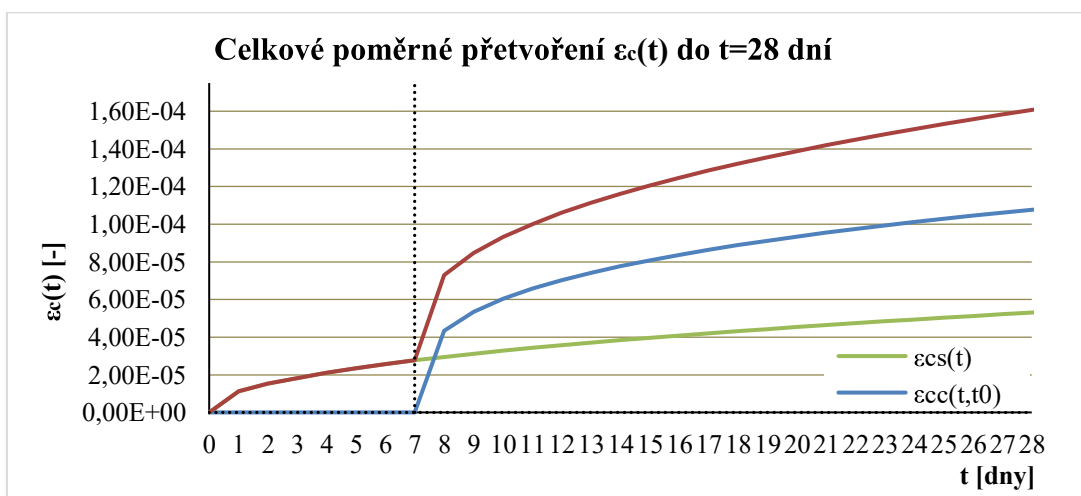
Graf PC-3.27 – Poměrné přetvoření od dotvarování $\varepsilon_{cc}(t,t_0)$ do $t=28$ dní



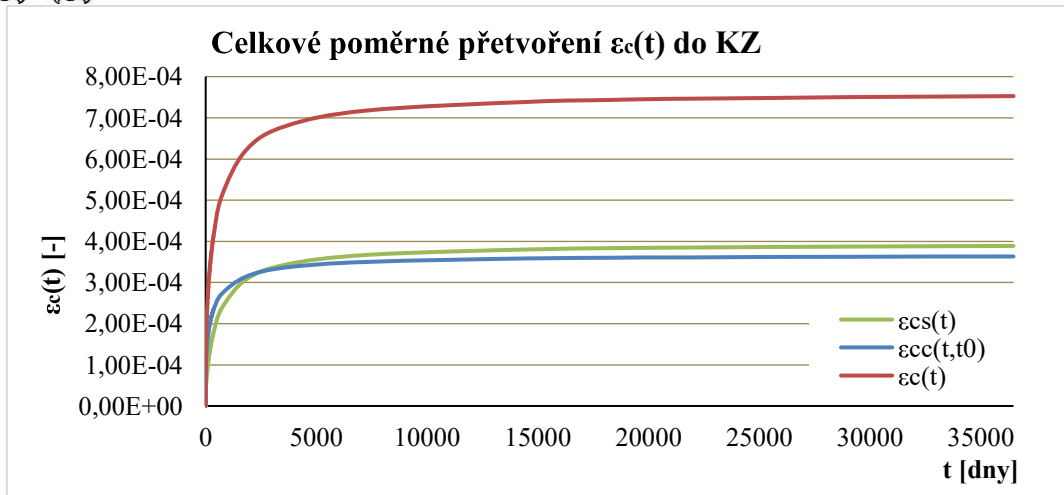
Graf PC-3.28 – Poměrné přetvoření od dotvarování $\varepsilon_{cc}(t,t_0)$ do KZ

3.3.1 Celkové poměrné přetvoření betonu od reologických změn $\varepsilon_c(t)$

Celkové poměrné přetvoření od smršťování a dotvarování betonu.



Graf PC-3.29 – Celkové poměrné přetvoření betonu $\varepsilon_c(t,t_0)$ do $t=28$ dní



Graf PC-3.30 – Celkové poměrné přetvoření betonu $\epsilon_c(t,t_0)$ do KZ

Celkové přetvoření			
t	$\epsilon_{cs}(t)$	$\epsilon_{cc}(t,t_0)$	$\epsilon_c(t)$
	-	-	-
7	2.770E-05	0.000E+00	2.770E-05
12	3.575E-05	7.030E-05	1.061E-04
28	5.306E-05	1.077E-04	1.608E-04
192	1.331E-04	1.994E-04	3.325E-04
365	1.796E-04	2.348E-04	4.144E-04
3650	3.443E-04	3.366E-04	6.809E-04
7300	3.675E-04	3.505E-04	7.180E-04
18250	3.833E-04	3.602E-04	7.435E-04
36500	3.889E-04	3.637E-04	7.526E-04

Tabulka PC-3.8 – Celkové přetvoření betonu v časech t



PŘÍLOHA D
ANALÝZA KONSTRUKCE DLE TP 261 A ČSN EN
1992-1-1



1 ÚVOD

Vzhledem k stále rostoucímu trendu výstavby integrovaných konstrukcí je stále aktuálnější s tímto typem uspořádání konstrukce počítat v raných fázích stupně dokumentace.

V raných fázích přípravy projektové dokumentace jsou jen málokdy k dispozici komplexnější modely konstrukce, a tak je třeba pro stanovení posunů konstrukce používat především zjednodušených modelů a přístupů. Tyto modely mohou být dost konzervativní, a proto jejich sítím nemusí projít všechny konstrukce, i když by posuny na komplexním modelu požadavkům vyhověly.

V této příloze bych se ráda podívala na posuny pro mnou řešenou mostní konstrukci, které budou stanoveny na základě zjednodušeného postupu uvedeného v TP 261, výpočtem stanoveným na základě ČSN EN 1992-1-1 pro stejné podmínky, pro jaké byly stanoveny odhady poměrných přetvoření v TP 261 a pro reálné parametry konstrukce, a porovnála je.



1 TP 261 – INTEGROVANÉ MOSTY

Zjednodušený přístup se lze použít pokud:

- Most přímý nebo jen mírně zakřivený (viz 2.1.9 dle [21])
- Šikmost mostu je větší než 60° pro VT1 a 45° pro VT2
- Jasně definovatelný pevný bod konstrukce
- Vliv vodorovného a svislého zatížení na vodorovné posuny jsou zanedbatelné

Pro integrované a semi-integrované mosty lze dle tabulky 5 a obrázku 12 stanovit maximální přípustnou hodnotu vodorovného posunu $\Delta_{h,adm}$.

Na základě stanovení odhadu maximálního přetvoření nosné konstrukce $\varepsilon_{NK,max}$, lze stanovit maximální dilatující délku $L_{BE,adm}$ pro danou hodnotu a maximální přípustnou hodnotu vodorovného posunu $\Delta_{h,adm}$. Délku $L_{BE,adm}$ stanovit ze vztahu:

$$\varepsilon_{NK,max} \leq \frac{\Delta_{h,max}}{L_{BE,adm}} \Rightarrow L_{BE,adm} \leq \frac{\Delta_{h,max}}{\varepsilon_{NK,max}}$$

kde:

$\Delta_{h,max}$	maximální přípustná hodnota vodorovného posunu
$L_{BE,adm}$	maximální přípustná dilatující délka
$\varepsilon_{NK,max}$	odhad maximálního poměrného přetvoření

1.1 Vhodnost užití zjednodušeného postupu

Konstrukce je pro použití zjednodušeného postupu výpočtu vodorovného posunu vhodná.

1.1.1 Zakřivení konstrukce

Vliv půdorysného zakřivení integrovaného mostu na rozdělení vnitřních sil lze obvykle zanedbat pro mosty splňující geometrickou podmínku:

$$R \cdot \left(1 - \cos \frac{2}{2R}\right) \leq \frac{B}{3}$$

kde:

L	délka nosné konstrukce
B	šířka nosné konstrukce
R	poloměr půdorysného zakřivení mostu

Úpravou výše uvedeného vztahu lze pro danou šířku B a poloměr zakřivení R stanovit maximální přípustnou délku nosné konstrukce L_{max}

$$L_{max} = 2R \cdot \arccos \left(1 - \frac{B}{3R}\right)$$



Křivost mostu

Vstupní parametry				
Poloměr půdorysného zakřivení	R	=	900.00	m
Šířka nosné konstrukce	B	=	17.95	m
Délka nosné konstrukce	L	=	31.50	m
Maximální délka nosné konstrukce	L _{max}	=	207.67	m
PŘÍMÝ AŽ MÍRNĚ ZAKŘIVENÝ				

Tabulka PD-1.1 – Určení křivosti mostu

1.1.2 Vliv šikmosti mostu

Vliv šikmosti mostu je zohledněn součinitelem vlivu šikmosti α .

$$L_{BE,max,sk} = \frac{L_{BE,max}}{\alpha}$$

Vliv šikmosti mostu

Rozsah platnosti	Šikmost mostu dle [8]	Součinitel vlivu šikmosti α
VT1 VT2	90°	1.00
	80°	1.02
	70°	1.06
	65°	1.10
	60°	1.15
	55°	1.22
	50°	1.31
	45°	1.41

Tabulka PD-1.2 – Hodnoty součinitele vlivu šikmosti α dle [21]

V našem případě je šikmost mostu 90° a součinitel vlivu šikmosti je roven 1.

1.1.3 Poloha pevného bodu

Pro naši konstrukci bude poloha pevného bodu v polovině rozpětí mostu.

1.1.4 Zanedbání svislých a vodorovných zatížení

Vliv svislých a vodorovných konstrukcí na vodorovné posuny bude zanedbán.

1.2 Maximální přípustná dilatující délka $L_{BE,adm}$

Maximální hodnota poměrného přetvoření se stanoví na základě údajů o středních hodnotách poměrných přetvoření z tabulky 7 dle [21].

Kombinace pro stanovení maximálního posunu konstrukce a součinitele kombinací vychází z kap 3.5 dle [21].

- Kombinace A

$$\Delta h = \Delta h_G + \Delta h_P + \Delta h_{C+S} + \psi_{1,infq} * \Delta h_{Q,T}$$

- Kombinace B

$$\Delta h = \psi_{1,T} * \Delta h_T = \psi_{1,T} * (\Delta h_{Tmax} - \Delta h_{Tmin})$$

Hodnoty pro rovnoměrnou teplotu budou převzaty ze statického výpočtu kap. 5.4.



Pro betonovou monolitickou konstrukci je to:

Střední hodnoty poměrných přetvoření konstrukce

Účinek	Poměrné přetvoření konstrukce
	Betonová monolitická konstrukce ¹⁾
Smršťování od hydratace (beton)	-0.10‰
Autogenní smršťování (beton)	-0.08‰
Smršťování od vysychání (beton)	-0.30‰
Předpětí betonu ($\sigma_c = 4$ MPa)	-0.11‰
Dotvarování předpjatého betonu ³⁾	-0.20‰
Oteplení konstrukce	+0.01‰/K
Ochlazení konstrukce	-0.01‰/K

Poznámky ¹⁾ a ³⁾ jsou uvedeny v tab 7 dle [21]

Tabulka PD-1.3 – Střední hodnoty poměrných přetvoření konstrukce tabulka 7 dle [21]

Vliv smršťování a dotvarování

Vstupní parametry			
% smršťování od hydratace	=	95.0	%
% autogenního smršťování	=	85.0	%
% smršťování od vysychání	=	20.0	%
Smršťování od hydratace (b)	$\Delta\varepsilon_{S1}$	=	-0.005 ‰
Autogenní smršťování (b)	$\Delta\varepsilon_{S2}$	=	-0.012 ‰
Smršťování od vysychání (b)	$\Delta\varepsilon_{S3}$	=	-0.240 ‰
Předpětí betonu ($\sigma_c = 4$ MPa)	$\Delta\varepsilon_{C1}$	=	-0.110 ‰
Dotvarování před. betonu	$\Delta\varepsilon_{C2}$	=	-0.180 ‰
Celkem od smršťování a dotvarování	$\Delta\varepsilon_{C+S}$	=	-0.547 ‰

Vliv teploty

Vstupní parametry			
T_0	T_0	=	10.00 °C
ΔT	ΔT	=	±20.00 °C
T_{max}	T_{max}	=	40.00 °C
T_{min}	T_{min}	=	-32.00 °C
$T_{e,max}$	$T_{e,max}$	=	41.50 °C
$T_{e,min}$	$T_{e,min}$	=	-24.00 °C
Maximální oteplení konstrukce	$T_{max,d}$	=	51.50 °C
maximální ochlazení konstrukce	$T_{min,d}$	=	-54.00 °C
Maximální odhad protažení	$\Delta\varepsilon_{T,max}$	=	0.515 ‰
Maximální odhad zkrácení	$\Delta\varepsilon_{T,min}$	=	-0.540 ‰

Tabulka PD-1.4 – Odhad maximálního poměrného přetvoření dle [21]



Kombinace A (vliv smršťování)				
$\varepsilon_{NK,max,a}$	=	0.979	‰	
Kombinace B (vliv teploty)				
$\varepsilon_{NK,max,b}$	=	0.633	‰	
Rozhodující stav				
Max (kombinace A, kombinace B)	=	0.979	‰	

Maximální přípustný vodorovný posun

Integrovaný most				
pro VT1	$\Delta_{h,max}$	=	20.00	mm
Semi-integrovaný				
pro VT1	$\Delta_{h,max}$	=	20.00	mm

Maximální přípustná dilatující délka

Dilatující délka mostu	$L_{BE,adm}$	=	15.75	m
Integrovaný most				
Maximální dilatující délka pro IM	$L_{BE,max}$	=	20.43	m
Semi-integrovaný				
Maximální dilatující délka pro SIM	$L_{BE,max}$	=	20.43	m

Vodorovný posun pro $L_{BE,adm}$

Dilatující délka mostu	$L_{BE,adm}$	=	15.75	m
Integrovaný most				
Vodorovný posun konstrukce	$\Delta_{h,int}$	=	15.42	mm

Dle zjednodušeného postupu lze konstrukční systém navrhnout jako:

INTEGROVANÝ

Tabulka PD-1.5 – Výsledky zjednodušené postupu analýzy dle [21]

1.3 Závěr

Výpočet podle zjednodušeného postupu dle [21] je vodorovný posun $\Delta_{h,int}$ po uzavření přechodových oblastí v čase 1,5 měsíce od betonáže NK roven 15,42 mm.



2 PŘÍSTUP DLE ČSN EN 1992-1-1

Vztahy použité k výpočtu přetvoření od smršťování a dotvarování odpovídají vztahům uvedených v PŘÍLOHA C této zprávy, proto v této příloze budou uvedeny vstupní parametry a výsledné hodnoty přetvoření a posunů.

Pro zjištění procentuální hodnoty proběhlého smršťování a dotvarování konstrukce je uvažováno uzavření přechodových oblastí cca 1,5 a 2,5 měsíce od betonáže NK.

Rozměry konstrukce odpovídají reálným rozměrům konstrukce.

2.1 Beton C30/37

Vztahy budou odvozeny pro beton C30/37. Doba vnesení předpětí bude 14 dní a napětí od předpětí bude brána hodnotou $\sigma_c = 4$ MPa, aby konstrukce odpovídala podmínkám pro TP 261.

2.1.1 Pevnostní a mechanické vlastnosti

Vlastnosti betonu v čase 28 dní

Beton			C30/37	Jednotky
Pevnost v tlaku v stáří 28 dní				
Charakteristická válcová	f_{ck}	=	30.00	MPa
Charakteristická krychelná	$f_{ck,cube}$	=	37.00	MPa
Střední hodnota	f_{cm}	=	38.00	MPa
Pevnost v tahu v stáří 28 dní				
Střední hodnota	f_{ctm}	=	2.90	MPa
Dolní kvantil	$f_{ctk;0.05}$	=	2.00	MPa
Horní kvantil	$f_{ctk;0.95}$	=	3.80	MPa
Sečnový modul pružnosti				
Sečnový modul pružnosti	E_{cm}	=	33.00	GPa
Poissonovo číslo	ν	=	0.20	-
Součinitel teplotní roztažnosti	α	=	1.00E-05	-
Doba vnesení předpětí				
Doba vnesení předpětí	t_0	=	14	dní
Doba ošetřování konstrukce				
Doba ošetřování konstrukce	t_s	=	3	dní
Průřezová plocha				
Průřezová plocha	A_c	=	12.35	m ²
Obvod části vystavené vysychání				
Obvod části vystavené vysychání	u	=	38.37	m
Cement třídy				
Cement třídy		=	R	-

Tabulka PD-2.1 – Pevnostní a mechanické vlastnosti betonu C30/37

t	Pevnosti v tlaku			Pevnosti v tahu			Modul pružnosti	
	$b_{cc}(t)$	$f_{cm}(t)$	$f_{ck}(t)$	$f_{ctm}(t)$	$f_{ctm0,05}(t)$	$f_{ctm0,95}(t)$	$E_c(t)$	$E_{cm}(t)$
	-	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	GPa	GPa
45	1.043	39.639	30.000	2.983	2.088	3.878	35.092	33.421
75	1.081	41.074	30.000	3.054	2.138	3.971	35.468	33.779
36500	1.215	46.157	30.000	3.301	2.311	4.292	36.732	34.982

Tabulka PD-2.2 – Pevnostní a mechanické vlastnosti betonu C30/37 v čase t



2.1.2 Smršťování betonu

Vstupní parametry			
Doba ošetřování betonu	t_s	=	3 dny
Plocha průřezu	A_c	=	12.35 m ²
Obvod části vystavené vysychání	u	=	38.37 m
Dilatující délka	$L_{BE,adm}$	=	15.75 m
Cement třídy		=	R -

Smršťování		C30/37	Jednotky
Autogenní smršťování			
Komečné poměrné přetvoření od aut. smrš.	$\epsilon_{ca}(\infty)$	=	5.00E-05 -
Smršťování od vysychání			
Součinitel k_h			
Náhradní rozměr průřezu	h_0	=	643.73 mm
Součinitel závislý na jmenovitém rozměru h_0	k_h	=	0.70 -
Základní poměrné přetvoření od vysychání $\epsilon_{cd,0}$			
Součinitel závislý na druhu cementu α_{ds1}	α_{ds1}	=	6.00 MPa
Součinitel závislý na druhu cementu α_{ds2}	α_{ds2}	=	0.11 MPa
Součinitel β_{RH}	β_{RH}	=	1.02 -
Relativní vlhkost prostředí	RH	=	70.00 %
Základní poměrné přetvoření od vysychání $\epsilon_{cd,0}$	$\epsilon_{cd,0}$	=	5.01E-04 -

Tabulka PD-2.3 – Časově nezávislé parametry pro výpočet smršťování betonu C30/37

t	Autogenní smršťování		Smršťování od vysychání		Celkové smršťování	
	$\epsilon_{ca}(t)$	$\Delta h_{ca}(t)$	$\epsilon_{cd}(t)$	$\Delta h_{cd}(t)$	$\epsilon_{cs}(t)$	$\Delta h_{cs}(t)$
	-	mm	-	mm	-	mm
45	3.693E-05	0.58	2.120E-05	0.33	5.813E-05	0.92
75	4.115E-05	0.65	3.485E-05	0.55	7.600E-05	1.20
36500	5.000E-05	0.79	3.449E-04	5.43	3.949E-04	6.22
t=45 dní	73.86 %¹⁾		6.15 %¹⁾		14.72 %¹⁾	
t=75 dní	82.31 %¹⁾		10.10 %¹⁾		19.25 %¹⁾	

- 1) Procenta udávají přetvoření proběhlé na konstrukci do času uzavření přechodových oblastí v čase t. Hodnota v čase t = 45 dní bude porovnána s hodnotou zjednodušeného postupu dle [21]. Hodnota v čase t = 75 dní je hodnotou informativní.

Tabulka PD-2.4 – Poměrné přetvoření při smršťování betonu C30/37



2.1.3 Dotvarování betonu

Vstupní parametry			
Doba ošetřování betonu	t_0	=	14 dny
Napětí od předpětí	σ_c	=	4.00 MPa
Plocha průřezu	A_c	=	12.35 m ²
Obvod částí vystavené vysychání	u	=	38.37 m
Tečnový modul pružnosti	E_c	=	34.65 Gpa
Dilatující délka	$L_{BE,adm}$	=	15.75 m

Dotvarování	C30/37	Jednotky
Tlakové napětí v betonu $\sigma_c(t_0)$		
Tlakové napětí v betonu $\sigma_c(t_0)$	$\sigma_c(t_0)$	= 4.000 MPa
Základní součinitel dotvarování φ_0		
Náhradní rozměr průřezu	h_0	= 643.732 mm
Součinitel vystihující vliv relativní vlhkosti	φ_{RH}	= 1.306 -
Relativní vlhkost prostředí	RH	= 70.000 %
Součinitele vlivu pevnosti betonu α_1	α_1	= 0.944 -
Součinitele vlivu pevnosti betonu α_2	α_2	= 0.984 -
Základní součinitel dotvarování φ_0	φ_0	= 1.983 -
Součinitel vystihující vliv pevnosti betonu $\beta(f_{cm})$		
Součinitel vystihující vliv pevnosti betonu	$\beta(f_{cm})$	= 2.725 -
Součinitel vystihující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení $\beta(t_0)$		
součinitel vystihující vliv stáří betonu v t_0	$\beta(t_0)$	= 0.557 -
Součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení $\beta_c(t, t_0)$		
součinitel závislý na RH a h_0	β_H	= 1247.389 -
Součinitele vlivu pevnosti betonu α_3	α_3	= 0.960 -

Tabulka PD-2.5 – Časově nezávislé parametry pro výpočet dotvarování betonu C30/37

t	Dotvarování	
	$\epsilon_{cc}(t, t_0)$	$\Delta h_{cc}(t, t_0)$
	-	mm
45	7.50E-05	1.18
75	9.13E-05	1.44
36500	2.27E-04	3.57
t=45 dní	33.10 %¹⁾	
t=75 dní	40.27 %¹⁾	

- 1) Procenta udávají přetvoření proběhlé na konstrukci do času uzavření přechodových oblastí v čase t.

Tabulka PD-2.6 – Poměrné přetvoření od dotvarování betonu C30/37



2.1.4 Celkové poměrné přetvoření od smršťování a dotvarování

Celkové poměrné přetvoření S+D						
t	$\epsilon_{cs}(t)$	$\Delta h_{cs}(t)$	$\epsilon_{cc}(t, t_0)$	$\Delta h_{cc}(t, t_0)$	$\epsilon_c(t)$	$\Delta h_c(t)$
	-	mm	-	mm	-	mm
45	5.81E-05	0.92	7.50E-05	1.18	1.33E-04	2.10
75	7.60E-05	1.20	9.13E-05	1.44	1.67E-04	2.63
36500	3.95E-04	6.22	2.27E-04	3.57	6.22E-04	9.79
t=45 dní	14.72 % ¹⁾		33.10 % ¹⁾		21.42 % ¹⁾	
t=75 dní	19.25 % ¹⁾		40.27 % ¹⁾		26.91 % ¹⁾	

- 1) Procenta udávají přetvoření proběhlé na konstrukci do času uzavření přechodových oblastí v čase t.

Tabulka PD-2.7 – Celkové poměrné přetvoření betonu C30/37

2.1.5 Pružná deformace

Hodnota od pružného zkrácení nosníku vlivem předpětí konstrukce. Vzorec vychází z Hookova zákona.

$$\epsilon_{el} = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} = \frac{4}{34,65 * 10^3} = 1,15 * 10^{-4}$$

$$\Delta l_{el} = \epsilon_{el} * L_{BE,adm} = 1,15 * 10^{-4} * 15750 = 1,81 \text{ mm}$$

2.1.6 Zatížení teplotou

Hodnoty pro rovnoměrnou teplotu budou převzaty ze statického výpočtu kap. 5.4.

$$\epsilon_{temp} = \alpha * T_{min/max}$$

$$\Delta h_T = \psi_{1,infq} * \epsilon_{temp} * L_{BE,adm}$$

Hodnota součinitele teplotní roztažnosti a odhadovaná hodnota přetvoření od teploty dle [21], jsou totožné hodnoty a to 0,01 ‰. Přetvoření od teploty tedy nebude pro posouzení účinků uvažováno, protože účinky teploty neovlivní výpočet konečného přetvoření a výsledných vodorovných posunů.

2.1.7 Závěr

Výpočet podle normového postupu dle [19] je vodorovný posun Δh_{int} po uzavření přechodových oblastí v čase 1,5 měsíce od betonáže NK roven 18,01 mm. Konstrukce pořád splňuje požadavky pro integrovanou mostní konstrukci.



2.2 Beton C35/45

Parametry konstrukce jsou uvedeny ve statickém výpočtu a v PŘÍLOHA C této zprávy. Proto jsou zde uvedeny jen hodnoty přetvoření v posuzovaných časech t.

2.2.1 Smršťování betonu

t	Autogenní smršťování		Smršťování od vysychání		Celkové smršťování	
	$\epsilon_{ca}(t)$	$\Delta h_{ca}(t)$	$\epsilon_{cd}(t)$	$\Delta h_{cd}(t)$	$\epsilon_{cs}(t)$	$\Delta h_{cs}(t)$
	-	mm	-	mm	-	mm
45	4.62E-05	0.73	2.01E-05	0.32	6.62E-05	1.04
75	5.14E-05	0.81	3.30E-05	0.52	8.44E-05	1.33
36500	6.25E-05	0.98	3.26E-04	5.14	3.89E-04	6.13
t=45 dní	73.86 % ¹⁾		6.15 % ¹⁾		17.03 % ¹⁾	
t=75 dní	82.31 % ¹⁾		10.10 % ¹⁾		21.71 % ¹⁾	

- 1) Procenta udávají přetvoření proběhlé na konstrukci do času uzavření přechodových oblastí v čase t.

Tabulka PD-2.8 – Poměrné přetvoření při smršťování betonu C35/45

2.2.2 Dotvarování betonu

Vstupní parametry			
Doba ošetřování betonu	t_0	=	14 dny
Napětí od předpětí	σ_c	=	5.78 MPa
Plocha průřezu	A_c	=	12.35 m ²
Obvod části vystavené vysychání	u	=	38.37 m
Tečnový modul pružnosti	E_c	=	35.70 Gpa
Dilatující délka	$L_{BE,adm}$	=	15.75 m

t	Dotvarování	
	$\epsilon_{cc}(t,t_0)$	$\Delta h_{cc}(t,t_0)$
	-	mm
45	1.15E-04	1.81
75	1.36E-04	2.14
36500	3.25E-04	5.13
t=45 dní	35.24 % ¹⁾	
t=75 dní	41.67 % ¹⁾	

- 1) Procenta udávají přetvoření proběhlé na konstrukci do času uzavření přechodových oblastí v čase t.

Tabulka PD-2.9 – Poměrné přetvoření od dotvarování betonu C35/45



2.2.3 Celkové poměrné přetvoření od smršťování a dotvarování

t	Celkové poměrné přetvoření S+D					
	$\epsilon_{cs}(t)$	$\Delta h_{cs}(t)$	$\epsilon_{cc}(t, t_0)$	$\Delta h_{cc}(t, t_0)$	$\epsilon_c(t)$	$\Delta h_c(t)$
	-	mm	-	mm	-	mm
45	6.62E-05	1.04	1.15E-04	1.81	1.81E-04	2.85
75	8.44E-05	1.33	1.36E-04	2.14	2.20E-04	3.47
36500	3.89E-04	6.13	3.25E-04	5.13	7.14E-04	11.25
t=45 dní	17.03 % ¹⁾		35.24 % ¹⁾		25.33 % ¹⁾	
t=75 dní	21.71 % ¹⁾		41.67 % ¹⁾		30.80 % ¹⁾	

- 1) Procenta udávají přetvoření proběhlé na konstrukci do času uzavření přechodových oblastí v čase t.

Tabulka PD-2.10 – Celkové poměrné přetvoření betonu v časech t

2.2.4 Pružná deformace

$$\epsilon_{el} = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} = \frac{6781,37}{35,70 * 10^3} = 1,62 * 10^{-4}$$

$$\Delta l_{el} = \epsilon_{el} * L_{BE,adm} = 1,62 * 10^{-4} * 15750 = 2,55 \text{ mm}$$

2.2.5 Závěr

Výpočet podle normového postupu dle [19] je vodorovný posun Δh_{int} po uzavření přechodových oblastí v čase 1,5 měsíce od betonáže NK roven 19,455 mm. Konstrukce pořád splňuje požadavky pro integrovanou mostní konstrukci.



3 POROVNÁNÍ POMĚRNÝCH PŘETVOŘENÍ

Přetvoření bude porovnáno pro jednotlivé aspekty smršťování a dotvarování. U následného posouzení celkového poměrného přetvoření je uvedeno u přetvoření TP 261 maximální přetvoření od dotvarování a smršťování betonu pro předpjaté monolitické konstrukce. V tomto přetvoření je zahrnuto i přetvoření od smršťování vysycháním, pro které nemám v normě adekvátní náhradu. Toto přetvoření ale dělá pouze 0,005, což je v celkovém přetvoření zanedbatelná hodnota.

3.1 Smršťování betonu

Pokud porovnáme autogenní smršťování, není ve výstupu z TP 261 vcelku žádný znatelný rozdíl. Rozdíl už nastává u výpočtu smršťování od vysychání, kde hodnotu ovlivňuje náhradní rozměr průřezu h_0 a typ zvoleného cementu.

t	Autogenní smršťování			Smršťování od vysychání		
	ϵ_{ca}			ϵ_{cd}		
	TP 261	C30/37	C35/45	TP 261	C30/37	C35/45
	‰	‰	‰	‰	‰	‰
45		-0.037	-0.046		-0.021	-0.020
75		-0.041	-0.051		-0.035	-0.033
36500	-0.080	-0.050	-0.063	-0.300	-0.345	-0.326
t=45 dní	85.00 %	73.86 %	73.86 %	20.00 %	6.15 %	6.15 %
t=75 dní	-	82.31 %	82.31 %	-	10.10 %	10.10 %

t	ϵ_{ca}			ϵ_{cd}		
	TP 261	C30/37	C35/45	TP 261	C30/37	C35/45
	‰	‰	‰	‰	‰	‰
t=45 dní	-0.012	-0.013	-0.016	-0.240	-0.324	-0.306
t=75 dní	-	-0.009	-0.011	-	-0.310	-0.293

Tabulka PD-3.1 – Porovnání poměrných přetvoření od smršťování

3.2 Dotvarování betonu

Dotvarování pak stejně jako smršťování od vysychání ovlivňuje náhradní rozměr průřezu h_0 . Zároveň také na napětí od předpětí konstrukce, které výrazně zvyšuje hodnotu přetvoření pro výpočet reálné konstrukce C35/45. Napětí od předpětí je zde navíc počítané čistě ze síly v kabelu na plochu NK. Výsledná síla od předpětí ale bude o něco menší o sílu, kterou odebírají opěry. Redukce síly je zhruba o 10 %.



t	Dotvarování			Pružné přetvoření		
	ϵ_{cc}			ϵ_{el}		
	TP 261	C30/37	C35/45	TP 261	C30/37	C35/45
	‰	‰	‰	‰	‰	‰
45		-0.075	-0.115			
75		-0.091	-0.136			
36500	-0.200	-0.227	-0.325	-0.110	-0.115	-0.162
t=45 dní	10.00%	33.10%	35.24%			
t=75 dní	-	40.27%	41.67%			

t	ϵ_{cc}		
	TP 261	C30/37	C35/45
	‰	‰	‰
t=45 dní	-0.180	-0.152	-0.211
t=75 dní	-	-0.135	-0.190

Tabulka PD-3.2 – Porovnání poměrných přetvoření od dotvarování

3.3 Přetvoření od smršťování a dotvarování

t	Celkové poměrné přetvoření od C+S		
	ϵ_{c+s}		
	TP 261	C30/37	C35/45
	‰	‰	‰
45		-0.133	-0.181
75		-0.167	-0.220
36500		-0.622	-0.714
t=45 dní	-0.437	-0.488	-0.533
t=75 dní	-	-0.454	-0.494

Tabulka PD-3.3 – Porovnání celkového poměrného přetvoření

Zjednodušený postup dle TP 261 do výpočtu nijak nezahrnuje geometrii průřezu ani typ použitého cementu. Je otázkou, pro jakou hodnotu odhadu přetvoření je náhradní rozměr průřezu, který ovlivňuje rozdíly u smršťování vysycháním a dotvarování, počítán.

Pokud by se poměrné přetvoření počítané z odhadních hodnot TP 261 vynásobilo procentuálním přetvořením do času uzavření přechodových oblastí s procenty u C30/37 z přístupu z normy, není ve výsledném přetvoření od smršťování a dotvarování rozdílné.

$$\begin{aligned} \epsilon_{NKc+s} &= -(0,08 * (1 - 0,74) + 0,30 * (1 - 0,06) + 0,20 * (1 - 0,33)) \\ &= -0,436 \end{aligned}$$

Větší hodnota přetvoření u analýzy pro reálnou konstrukci z betonu C35/45 nijak vzhledem k téměř o 2 MPa většímu napětí od předpětí nepřekvapí.



3.4 Závěr

Zajímalo mě především, pokud by výpočtu poměrného přetvoření pomocí normy pomohl k rozšíření konstrukcí, které by následně prošly přes požadavky pro integrované a semi-integrované konstrukce. Především proto, že po vytvoření excelu pro výpočet poměrného přetvoření od smršťování a dotvarování lze parametry pro výpočet velmi rychle a plynule měnit.





PŘÍLOHA E

ZDROJE A SEZNAMY



1 ZDROJE

1.1 Literatura a web

- [1] ŠAFÁŘ, Roman a kol.. Betonové mosty 2: přednášky. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4
- [2] ŠAFÁŘ, Roman a kol.. Betonové mosty 1: přednášky. V Praze: České vysoké učení technické, 2010. ISBN 978-80-01-046616
- [3] Společnost FREYSSINET CS, a.s.: Lanový předpínací systém pro mosty a inženýrské konstrukce [online]. [cit. 2020-04-22]. Dostupné z: <http://www.freyssinet.cz/>
- [4] MASOPUST, Jan. Vrtané piloty. Praha: Čeněk a Ježek, 1994. ISBN 80-238-2755-3. Dostupné z: <http://www.vrtanepiloty.cz/>
- [5] Přetížení zemního tlaku od svislého zatížení. Fine spol. s r.o. [online]. [cit. 2020-04-29]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/pritizeni-18/>

1.2 Normy a předpisy

- [6] ČSN 73 6101: Projektování silnic a dálnic. ČNI- Český normalizační institut, 2010
- [7] ČSN 73 6200: Terminologie a třídění. červenec. UNMZ - Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011
- [8] ČSN 73 6201: Projektování mostních objektů. ČNI - Český normalizační institut., 2008
- [9] ČSN 73 6214: Navrhování betonových mostních konstrukcí. UNMZ - Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014
- [10] ČSN 73 6222: Zatížitelnost mostů pozemních komunikací. červenec. UNMZ - Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013
- [11] ČSN EN 73 6242: Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací. 2010.
- [12] ČSN EN 73 6244: Přechody mostů pozemních komunikací. UNMZ - Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví. 2010.
- [13] ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. In: . ČNI - Český normalizační institut.
- [14] ČSN EN 1991-1-1: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních komunikací. UNMZ - Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2004.
- [15] ČSN EN 1991-2: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou. Listopad. UNMZ - Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2015
- [16] ČSN EN 1991-1-4 ed. 2 - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem. UNMZ - Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013
- [17] ČSN EN 1991-1-5: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou. Květen. ČNI- Český normalizační institut, 2015
- [18] ČSN EN 1991-1-6: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění. ČNI- Český normalizační institut, 2006



- [19] ČSN EN 1992-1-1: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. UNMZ - Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011
- [20] ČSN EN 1992-2: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady. ČNI- Český normalizační institut, 2007
- [21] DRAHORÁD, Michal a Marek FOGLAR. TP 261 - Integrované mosty [online]. In: . 2017, s. 107 [cit. 2020-04-28]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_261_2017.pdf
- [22] DRAHORÁD, Michal a Marek FOGLAR. TP 261 - Integrované mosty: Oprava č.1 [online]. In: . 2017, s. 107 [cit. 2020-04-28]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_261_oprava_c.1.pdf
- [23] Vzorové listy staveb pozemních komunikací: VL 4 - Mosty [online]. Ministerstvo dopravy, 2015, , 137 [cit. 2020-04-28]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_10_VL/VL_4_2015.pdf
- [24] MASOPUST, Jan a Radek BENC. TKP 16 - Piloty a podzemní stěny. Technické kvalitativní podmínky staveb (TKP) [online]. MINISTERSTVO DOPRAVY - Odbor pozemních komunikací, 2020, s. 29 [cit. 2020-05-04]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_6_TKP/TKP_16_final_4_2020.pdf



2 SEZNAM TABULEK A OBRÁZKŮ

2.1 Seznam tabulek

Tabulka 4.1 – Použité detaily dle [23]	17
Tabulka 4.2 – Použité detaily dle [23]	17
Tabulka 3.1 – Spolupůsobící šířka	26
Tabulka 3.2 – Fáze výstavby uvažované v modelu	27
Tabulka 4.1 – Tabulka použitých betonů	28
Tabulka 4.2 – Pevnostní a mechanické vlastnosti betonu	28
Tabulka 4.3 – Pevnostní a deformační vlastnosti předpínací výztuž	29
Tabulka 4.4 – Pevnostní a deformační vlastnosti betonářské výztuže	29
Tabulka 4.5 – Krycí vrstva betonu pro NK	30
Tabulka 4.6 – Krycí vrstva betonu pro opěru O1 a O2	30
Tabulka 4.7 – Krycí vrstva betonu pro základový blok	31
Tabulka 4.8 – Krycí vrstva betonu pro piloty	31
Tabulka 4.9 – Krycí vrstva betonu pro předpínací výztuž	32
Tabulka 4.10 – Hodnoty sedání z programu GEO5 - Pilota	33
Tabulka 4.11 – Svislá tuhost pružiny K_z	34
Tabulka 4.12 – Vodorovná tuhost pružiny K_h pro opěru O1	34
Tabulka 4.13 – Vodorovná tuhost pružiny K_h pro opěru O2	35
Tabulka 5.1 – Kontrola generovaného stavu	36
Tabulka 5.2 – Tabulka plošného ostatního stálého zatížení	36
Tabulka 5.3 – Tabulka liniového ostatního stálého zatížení	37
Tabulka 5.4 – Tabulka hodnot pro zemní tlak	37
Tabulka 5.5 – Tabulka hodnot pro rovnoměrnou teplotu	37
Tabulka 5.6 – Tabulka hodnot pro teplotní gradient	37
Tabulka 5.7 – Geometrie pro zadání nelineární teploty	38
Tabulka 5.8 – Výchozí hodnoty ΔT pro interpolaci po průřezu	38
Tabulka 5.9 – Tabulka hodnot pro zatížení větrem dle	39
Tabulka 5.10 – Půdorysná náhradní plocha dle [15]	40
Tabulka 5.11 – Hodnoty pro zatěžovací schéma LM1 dle [15]	40
Tabulka 5.12 – Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR dle [15]	40
Tabulka 5.13 – Hodnoty zatěžovací sestavy LM3 dle [15]	42
Tabulka 5.14 – Hodnoty pro zadání přetížení od dopravy	43
Tabulka 5.15 – Hodnoty rozjezdových a brzdných sil pro LM1	44
Tabulka 5.16 - Hodnoty rozjezdových a brzdných sil pro LM3	44
Tabulka 5.17 – Charakteristické hodnoty pro odstředivé síly dle [15]	45
Tabulka 5.18 – Hodnoty odstředivých sil	45
Tabulka 6.1 – Geometrie předpínací výztuže	46
Tabulka 6.2 – Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty	56
Tabulka 6.3 – Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty	56
Tabulka 7.1 – Vývoj pevnosti v čase	60
Tabulka 7.2 – Hodnoty pro posouzení omezení napětí v betonu	60
Tabulka 7.3 – Souhrnná tabulka výsledků pro posouzení MSP	64
Tabulka 7.4 – Návrhové momenty	65
Tabulka 7.5 – Stanovení momentu únosnosti rámového rohu	65
Tabulka 7.6 – Vodorovné posuny konstrukce	66
Tabulka 8.1 – Typové vyztužení	70
Tabulka 8.2 – Posouzení MSU v čase UP pro O1	71
Tabulka 8.3 – Posouzení MSU v čase UP pro STŘED	71



Tabulka 8.4 – Posouzení MSU v čase UP pro O2	71
Tabulka 8.5 – Posouzení MSU v čase KZ pro O1	72
Tabulka 8.6 – Posouzení MSU v čase KZ pro STŘED	72
Tabulka 8.7 – Posouzení MSU v čase KZ pro O2	72
Tabulka 9.1 – Minimální podélná výztuž dle Tabulka 2 [24].....	73
Tabulka 9.2 – Minimální příčná výztuž dle Tabulka 3 [24]	73
Tabulka 9.3- Ověření minimálního vyztužení piloty	74
Tabulka 9.4 – Posouzení pilot opěry O1 a O2	77
Tabulka PC-3.1 – Pevnostní a mechanické vlastnosti betonu C35/45.....	111
Tabulka PC-3.2 – Časové úseky pro určení číselných hodnot.....	111
Tabulka PC-3.3 – Pevnostní a mechanické vlastnosti betonu C35/45 v čase t.....	112
Tabulka PC-3.4 – Časově nezávislé parametry pro výpočet smršťování betonu	116
Tabulka PC-3.5 – Časově závislé parametry pro výpočet smršťování betonu v časech t	116
Tabulka PC-3.6 – Časově nezávislé parametry pro výpočet dotvarování betonu....	122
Tabulka PC-3.7 – Časově závislé parametry pro výpočet dotvarování betonu v časech t	122
Tabulka PC-3.8 – Celkové přetvoření betonu v časech t.....	126
Tabulka PD-1.1 – Určení křivosti mostu	130
Tabulka PD-1.2 – Hodnoty součinitele vlivu šikmosti α dle [21]	130
Tabulka PD-1.3 – Střední hodnoty poměrných přetvoření konstrukce tabulka 7 dle [21]	131
Tabulka PD-1.4 – Odhad maximálního poměrného přetvoření dle [21]	131
Tabulka PD-1.5 – Výsledky zjednodušené postupu analýzy dle [21]	132
Tabulka PD-2.1 – Pevnostní a mechanické vlastnosti betonu C30/37.....	133
Tabulka PD-2.2 – Pevnostní a mechanické vlastnosti betonu C30/37 v čase t.....	133
Tabulka PD-2.3 – Časově nezávislé parametry pro výpočet smršťování betonu C30/37	134
Tabulka PD-2.4 – Poměrné přetvoření při smršťování betonu C30/37	134
Tabulka PD-2.5 – Časově nezávislé parametry pro výpočet dotvarování betonu C30/37	135
Tabulka PD-2.6 – Poměrné přetvoření od dotvarování betonu C30/37.....	135
Tabulka PD-2.7 – Celkové poměrné přetvoření betonu C30/37.....	136
Tabulka PD-2.8 – Poměrné přetvoření při smršťování betonu C35/45	137
Tabulka PD-2.9 – Poměrné přetvoření od dotvarování betonu C35/45.....	137
Tabulka PD-2.10 – Celkové poměrné přetvoření betonu v časech t.....	138
Tabulka PD-3.1 – Porovnání poměrných přetvoření od smršťování	139
Tabulka PD-3.2 – Porovnání poměrných přetvoření od dotvarování	140
Tabulka PD-3.3 – Porovnání celkového poměrného přetvoření.....	140



2.2 Seznam obrázků

Obrázek 1.1 – Půdorys	19
Obrázek 1.2 – Podélný řez	20
Obrázek 1.3 – Vzorový příčný řez	20
Obrázek 3.1 – Model konstrukce – pruty	23
Obrázek 3.2 – Model konstrukce – render	23
Obrázek 3.3 – Geometrie nosné konstrukce v poli	25
Obrázek 3.4 – Geometrie nosné konstrukce ve vetknutí	25
Obrázek 3.5 - Geometrie spodní stavby	26
Obrázek 3.6 – Geometrické veličiny průřezu NK	27
Obrázek 4.1 – Schéma rozmístění pilot a vzorce pro určení zmenšovacího součinitele	33
Obrázek 5.1 – Geometrie pro zatěžovací schéma LM1 viz obr. 4.2a dle [15]	41
Obrázek 5.2 – Schéma pro rozdělení do zatěžovacích pruhů na konstrukci var.1	41
Obrázek 5.3 – Schéma pro rozdělení do zatěžovacích pruhů na konstrukci var.2	42
Obrázek 5.4 – Schéma výpočtu pásového přetížení	43
Obrázek 6.1 – Schéma souřadného systému předpětí	46
Obrázek 6.2 – Ohybový moment od vlastní tíhy	47
Obrázek 6.3 – Posouvající síla od vlastní tíhy	47
Obrázek 6.4 – Ohybový moment od ostatního stálého zatížení	47
Obrázek 6.5 – Posouvající síla os ostatního stálého zatížení	47
Obrázek 6.6 – Kroutící moment od ostatního stálého zatížení	48
Obrázek 6.7 – Ohybový moment od zemního tlaku	48
Obrázek 6.8 – Posouvající síla od zemního tlaku	48
Obrázek 6.9 – Ohybový moment od primárního předpětí	48
Obrázek 6.10 – Posouvající síla od primárního předpětí	49
Obrázek 6.11 – Normálová síla od primárního předpětí	49
Obrázek 6.12 – Ohybový moment od sekundárního předpětí	49
Obrázek 6.13 – Posouvající síla od sekundárního předpětí	49
Obrázek 6.14 – Normálová síla od sekundárního předpětí	49
Obrázek 6.15 – Ohybový moment od rovnoměrné teploty	50
Obrázek 6.16 – Normálová síla od rovnoměrné teploty	50
Obrázek 6.17 – Ohybový moment od teplotního gradientu	50
Obrázek 6.18 – Normálová síla od teplotního gradientu	50
Obrázek 6.19 – Napětí v horních vláknech od teplotního gradientu	51
Obrázek 6.20 – Napětí v dolních vláknech od teplotního gradientu	51
Obrázek 6.21 – Ohybový moment od nelineární teploty	51
Obrázek 6.22 – Normálová síla od nelineární teploty	51
Obrázek 6.23 – Napětí v horních vláknech od teplotního gradientu	52
Obrázek 6.24 – Napětí v dolních vláknech od teplotního gradientu	52
Obrázek 6.25 – Kroutící moment od větru ve směru y	52
Obrázek 6.26 – Ohybový moment od svislého dopravního zatížení	52
Obrázek 6.27 – Posouvající síla od svislého dopravního zatížení	53
Obrázek 6.28 – Kroutící moment od svislého dopravního zatížení	53
Obrázek 6.29 – Ohybový moment od brzdných sil LM1	53
Obrázek 6.30 – Normálová síla od brzdných sil LM1	53
Obrázek 6.31 – Ohybový moment od brzdných sil LM3	54
Obrázek 6.32 – Normálová síla od brzdných sil LM3	54
Obrázek 6.33 – Ohybový moment od odstředivých sil LM1	54
Obrázek 6.34 – Posouvající síla od odstředivých sil LM1	54



Obrázek 6.35 – Ohybový moment od odstředivých sil LM3.....	55
Obrázek 6.36 – Posouvající síla od odstředivých sil LM3.....	55
Obrázek 7.1 – Napětí v horních vláknech pro kvazistálou kombinaci (předpětí).....	61
Obrázek 7.2 – Napětí v dolních vláknech pro kvazistálou kombinaci (předpětí).....	61
Obrázek 7.3 – Napětí v horních vláknech pro charakteristickou kombinaci (předpětí)	61
Obrázek 7.4 – Napětí v dolních vláknech pro charakteristickou kombinaci (předpětí)	61
Obrázek 7.5 – Napětí v horních vláknech pro kvazistálou kombinaci (UP).....	62
Obrázek 7.6 – Napětí v dolních vláknech pro kvazistálou kombinaci (UP).....	62
Obrázek 7.7 – Napětí v horních vláknech pro charakteristickou kombinaci (UP)	62
Obrázek 7.8 – Napětí v dolních vláknech pro charakteristickou kombinaci (UP).....	62
Obrázek 7.9 – Napětí v horních vláknech pro kvazistálou kombinaci (KZ)	63
Obrázek 7.10 – Napětí v dolních vláknech pro kvazistálou kombinaci (KZ).....	63
Obrázek 7.11 – Napětí v horních vláknech pro charakteristickou kombinaci (KZ) ..	63
Obrázek 7.12 – Napětí v dolních vláknech pro charakteristickou kombinaci (KZ) ..	63
Obrázek 7.13 – Schéma umístění výztuže vzhledem k předpínací výztuži, půdorys	64
Obrázek 8.1 – Ohybový moment M_y při UP	67
Obrázek 8.2 – Ohybový moment M_z při UP	67
Obrázek 8.3 – Kroutící moment M_x při UP.....	68
Obrázek 8.4 – Posouvající síla F_y při UP	68
Obrázek 8.5 – Posouvající síla F_z při UP	68
Obrázek 8.6 – Normálová síla N při UP	68
Obrázek 8.7 – Ohybový moment M_y při KZ.....	68
Obrázek 8.8 – Ohybový moment M_z při KZ.....	69
Obrázek 8.9 – Kroutící moment M_x při KZ	69
Obrázek 8.10 – Posouvající síla F_y při KZ.....	69
Obrázek 8.11 – Posouvající síla F_z při KZ	69
Obrázek 8.12 – Normálová síla N při KZ.....	69
Obrázek 8.13 – Schéma vyztužení trámu v místě vetknutí do opěry z programu IDEA StatiCa.....	70
Obrázek 8.14 – Schéma vyztužení trámu ve středu nosníku z programu IDEA StatiCa	70
Obrázek 9.1 – Vnitřní síly O_1 při MSU na P1 a P6.....	75
Obrázek 9.2 – Vnitřní síly O_2 při MSU na P11 a P16.....	76
Obrázek 9.3 – Schéma rozmístění výztuže v pilotě z programu IDEA StatiCa	76
Obrázek 9.4 – Schéma označení pilot v posudku	77
Obrázek 3.1 – Výstup nárustu pevnosti z MIDAS Civil.....	113
Obrázek PC-3.2 – Celkové poměrné smrštění $\epsilon_{cs}(t)$ do $t=10000$ dní z MIDAS Civil	121
Obrázek P3-3.3 - Součinitel dotvarování $\varphi(t,t_0)$ do $t=10000$ dní z programu MIDAS Civil	124



2.3 Seznam grafů

Graf PC-3.1 – Součinitel zohledňující staří betonu β_{cc} do $t=28$ dní.....	112
Graf PC-3.2 – Součinitel zohledňující staří betonu β_{cc} do KZ.....	112
Graf PC-3.3 – Charakteristická a průměrná pevnost v tlaku do $t=28$ dní.....	113
Graf PC-3.4 – Charakteristická a průměrná pevnost v tlaku do KZ.....	113
Graf PC-3.5 – Charakteristické pevnosti v tahu do $t=28$ dní.....	114
Graf PC-3.6 – Charakteristické pevnosti v tahu do KZ.....	114
Graf PC-3.7 – Sečnový a tečnový modul pružnosti do $t=28$ dní.....	115
Graf PC-3.8 – Sečnový a tečnový modul pružnosti do KZ.....	115
Graf PC-3.9 – Součinitel zohledňující staří betonu $\beta_{as}(t)$ do $t=28$ dní.....	117
Graf PC-3.10 – Součinitel zohledňující staří betonu $\beta_{as}(t)$ do KZ.....	117
Graf PC-3.11 – Poměrné autogenní smršťování $\varepsilon_{ca}(t)$ do $t=28$ dní.....	117
Graf PC-3.12 – Poměrné autogenní smršťování $\varepsilon_{ca}(t)$ do KZ.....	118
Graf PC-3.13 – Součinitel časového průběhu smršťování $\beta_{ds}(t, t_s)$ do $t=28$ dní.....	118
Graf PC-3.14 – Součinitel časového průběhu smršťování $\beta_{ds}(t, t_s)$ do $t=10000$ dní.....	118
Graf PC-3.15 – Součinitel časového průběhu smršťování $\beta_{ds}(t, t_s)$ do KZ.....	119
Graf PC-3.16 – Poměrné smršťování od vysychání $\varepsilon_{cd}(t)$ do $t=28$ dní.....	119
Graf PC-3.17 – Poměrné smršťování od vysychání $\varepsilon_{cd}(t)$ do $t=10000$ dní.....	119
Graf PC-3.18 – Poměrné smršťování od vysychání $\varepsilon_{cd}(t)$ do KZ.....	120
Graf PC-3.19 – Celkové poměrné smršťování $\varepsilon_{cs}(t)$ do $t=28$ dní.....	120
Graf PC-3.20 – Celkové poměrné smršťování $\varepsilon_{cs}(t)$ do $t=10000$ dní.....	120
Graf PC-3.21 – Celkové poměrné smršťování $\varepsilon_{cs}(t)$ do KZ.....	121
Graf PC-3.22 – Součinitel časového průběhu dotvarování $\beta_c(t, t_0)$ do $t=28$ dní.....	123
Graf PC-3.23 – Součinitel časového průběhu dotvarování $\beta_c(t, t_0)$ do KZ.....	123
Graf PC-3.24 – Součinitel dotvarování $\varphi(t, t_0)$ do $t=28$ dní.....	123
Graf PC-3.25 – Součinitel dotvarování $\varphi(t, t_0)$ do $t=10000$ dní.....	124
Graf PC-3.26 – Součinitel dotvarování $\varphi(t, t_0)$ do KZ.....	124
Graf PC-3.27 – Poměrné přetvoření od dotvarování $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ do $t=28$ dní.....	125
Graf PC-3.28 – Poměrné přetvoření od dotvarování $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ do KZ.....	125
Graf PC-3.29 – Celkové poměrné přetvoření betonu $\varepsilon_c(t, t_0)$ do $t=28$ dní.....	125
Graf PC-3.30 – Celkové poměrné přetvoření betonu $\varepsilon_c(t, t_0)$ do KZ.....	126