ČÁST D.2

VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

Číslo změny:	Obsah změny:	Datum změny:
00	-	-
01	-	-
02	-	-

Objednatel:

SPRÁVA ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTY

Správa železniční dopravní cesty, s.o.
Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1

Stavební správa západ
Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9

Generální projektant:

SUDOP PRAHA

SUDOP PRAHA a.s.
Olšanská 1a, 130 00 Praha 3
tel.: +420 267 094 111
fax: +420 224 230 316
e-mail: praha@sudop.cz

Hlavní inženýr projektu:
ING. MARTIN VLASÁK

Garant profese:
ING. MARTIN VLASÁK

Středisko:
SUDOP PRAHA a.s., STŘEDISKO - MOSTŮ

Vedoucí střediska:	Odpovědný projektant SO:	Vypracoval:	Kontroloval:
ING. DANA WANGLER	ING. JAKUB GÖRINGER, Ph.D.	ING. JAKUB GÖRINGER, Ph.D.	ING. TOMÁŠ MARTINEK

Název akce:

REKONSTRUKCE MOSTU V KM 41,791
TRATI TÁBOR - PÍSEK

Číslo smlouvy: 17 186 209

Projektový stupeň: DUSP+PDPS

Část:
INŽENÝRSKÉ OBJEKTY
MOSTY, PROPUSTKY A ZDI
SO 20-01 ŽELEZNIČNÍ MOST PŘES VD ORLÍK

Datum: 10/2019

Číslo části: D.2.1.4

Název přílohy:

STATICKÝ VÝPOČET
SPODNÍ STAVBA A NOSNÁ KONSTRUKCE

Měřítko: -

Počet formátů: 244 x A4

Číslo přílohy: **009.2**

DOKUMENT LZE UŽÍVAT POUZE VE SMYSLU PŘÍSLUŠNÉ SMLOUVY O DÍLO. ŽÁDNÁ JEHO ČÁST NEMŮŽE BÝT DLE ZÁKONA č.121/2000 Sb. KOPÍROVÁNA NEBO JINÝM ZPŮSOBEM ROZŠIŘOVÁNA BEZ SOUHLASU SUDOP PRAHA a.s.

Obsah

1 Identifikační údaje mostu ... 6

2 Základní údaje o objektu ... 7

2.1 Založení ... 8
2.2 Opěry ... 8
2.3 Pilíře ... 8
2.4 Nosná konstrukce ... 8
2.4.1 Oblouk ... 8
2.4.2 Mostovka ... 8
2.5 Uložení NK ... 8
2.6 Materiály ... 9
2.6.1 Beton ... 9
2.6.2 Betonářská výztuž ... 9
2.6.3 Předpínací výztuž ... 9

3 Úvod ... 10

3.1 Rozsah a účel statického výpočtu ... 10
3.2 Metodika výpočtu ... 10
3.3 Použité programové vybavení ... 10

4 Statický výpočet ... 11

4.1 Výpočet zatížení ... 11
4.1.1 Úvod ... 11
4.1.2 Skupina zatížení G0 – stálé – vlastní tíha ... 11
4.1.3 Skupina zatěžovacích stavů G1 – ostatní stálé ... 12
4.1.4 Skupina zatěžovacích stavů W – zatížení větrem ... 12
4.1.4.1 Zatížení větrem – oblouk ... 14
4.1.4.2 Zatížení větrem - pilíře ... 16
4.1.4.3 Zatížení větrem – mostovka ... 19
4.1.4.4 Zatížení větrem – ostatní směry zatížení ... 21
4.1.4.5 Zatížení větrem – ztráta aeroelastické stability ... 21
4.1.5 Skupina zatěžovacích stavů W – zatížení větrem – dynamická odezva ... 22
4.1.5.1 Ověření součinitele konstrukce $c_s c_d$ ... 22
4.1.5.2 Metoda A – výpočet turbulencí pomocí iFFT ... 22
4.1.5.3 Metoda B – výpočet turbulencí dle metodika (Nichita et al., 2002) ... 23
4.1.5.4 Metoda C – výpočet turbulencí pomoci směrodatné odchylky rychlosti větru ... 24
4.1.5.5 Porovnání jednotlivých metod ... 24
4.1.5.6 Výpočet hodnoty dynamického zatížení větrem ... 25
4.1.5.7 Dynamická odezva při výstavbě ... 26
4.1.6 Skupina zatěžovacích stavů T – zatížení teplotou ... 26
4.1.7 Skupina zatěžovacích stavů MVL – svislá dopravní zatížení ... 27
4.1.8 Skupina zatěžovacích stavů R – Zatížení bočním rázem ... 28
4.1.9 Skupina zatěžovacích stavů B – Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami ... 28
4.1.10 Skupina zat. stavů K – zatížení teplotním rozdílem mezi kolejí a NK ... 28
4.1.11 Skupina zat. stavů S – účinky nerovnoměrného sedání opěr ... 28
4.1.12 Rozsah dopravy pro posouzení na únavu ... 29
4.1.13 Skupina zatěžovacích stavů EQ – Zatížení zemětřesením – mimořádné ... 29
4.1.14 Zatížení v rámci fází výstavby ... 29
4.1.14.1 Betonážní vozík ... 29
4.1.14.2 Skruž mostovky ... 29
4.2 Model konstrukce ... 30

4.2.1 Popis modelu ... 30
4.2.2 Podélná tuhost konstrukce ... 34
4.2.3 Geometrické imperfekce v modelu ... 34
4.2.4 Fáze výstavby uvažované modelem ... 35
4.2.4.1 Grafické řešení fází výstavby ... 38

5 Mostovka ... 49

5.1 Posouzení nosné konstrukce v podélném směru ... 49
5.1.1 Schéma vedení kabelů ... 49
5.1.2 Vnitřní síly ... 50
5.1.3 Mezní stav použitelnosti – omezení napětí ... 53
5.1.3.1 Časový vývoj materiálových vlastností betonu ... 53
5.1.3.2 Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – lineární dotvarování ... 54
5.1.3.3 Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – uvedení do provozu ... 56
5.1.4 Mezní stav únosnosti ... 59
5.1.4.1 Typová vyztužení ... 59
5.1.4.2 1. pole (1. takt) – rozpětí 20,0 m ... 60
5.1.4.3 4. pole (4. takt) – rozpětí 23,5 m ... 61
5.1.4.4 6. pole (6. takt) – rozpětí ~24,0 m ... 63
5.1.4.5 7. pole (7. takt) – středový krček ... 65
5.2 Posouzení nosné konstrukce v příčném směru ... 67
5.2.1 Konzola ... 79
5.3 Posudky detailů nosné konstrukce ... 82
5.3.1 Kotevní oblasti předpětí ... 82
5.3.2 Oblast pod ložisky ... 85
5.4 Posouzení na únavu ... 87
5.4.1 Posouzení tlačeného betonu na únavu ... 87
5.4.2 Posouzení únavy betonářské a předpínací výztuže ... 90
5.5 Návrh uložení mostu ... 93
5.5.1 Reakce na ložiska ... 93
5.5.2 Posuny na ložiskách ... 93
5.5.3 Souhrnná tabulka ložisek ... 94
5.5.4 Návrh vrubových kloubů ... 95
5.6 Návrh dilatačních závěrů ... 103

6 Oblouk ... 104

6.1.1 Vnitřní síly ... 104
6.1.2 Mezní stav použitelnosti ... 106
6.1.3 Posouzení hlavních napětí ... 109
6.1.4 Mezní stav únosnosti ... 110
6.1.4.1 Únosnost M+N+V+T ... 110
6.1.5 Posouzení konzoly oblouku při výstavbě (dynamické zatížení větrem) ... 129
6.2 Posudky detailů oblouku ... 131
6.2.1 Kotevní oblasti závěsů ... 131
6.2.2 Spojující krček oblouk – mostovka ... 134
6.2.3 Ztužující diafragmata pod stojkami oblouku / v místě krčku ... 135
6.2.3.1 Diafragma pod stojkou P4 / P8 a P5 / P7 ... 136
6.2.4 Lokální posouzení průřezu komory pod krčkem ... 139
6.3 Posouzení na únavu ... 142
6.3.1 Posouzení tlačeného betonu na únavu ... 142
6.3.2 Posouzení únavy betonářské výztuže ... 142
6.4 Nadvýšení konstrukce a vliv reologie ... 143
6.5 Vývoj hydratačního tepla v rámci betonáže lamel ... 144
6.6 Závěsy v rámci výstavby ... 148

7 Spodní stavba ... 150
7.1 Opěry ... 150
7.1.1 Základy ... 150
7.1.1.1 Základ opěry OP1 – vnitřní síly ... 150
7.1.1.2 Základ opěry OP2 – vnitřní síly ... 151
7.1.1.3 Základ opěry OP1 – posouzení ... 152
7.1.1.4 Základ opěry OP2 – posouzení ... 156
7.1.2 Dřík opěr ... 160
7.1.3 Závěrná zídka ... 168
7.1.4 Křídla ... 174
7.1.4.1 Posouzení průřezů křídel OP1 ... 175
7.1.4.2 Posouzení průřezů křídel OP2 ... 178
7.1.5 Oblast pod ložisky ... 183
7.2 Pilíře ... 185
7.2.1 Vnitřní síly ... 185
7.2.1.1 Pilíř P1 ... 185
7.2.1.2 Pilíře P2, P11 ... 187
7.2.1.3 Pilíř P10 ... 188
7.2.1.4 Pilíře P3, P9 ... 190
7.2.1.5 Stojky P4, P8 ... 191
7.2.2 Ověření účinků 2. řádu ... 193
7.2.3 Návrh výztuže – pilíř P1, P2, P10 a P11 ... 198
7.2.4 Návrh výztuže – pilíř P3 a P9 ... 199
7.2.5 Návrh výztuže – obloukové stojky P4 a P8 ... 200
7.2.6 Návrh výztuže – obloukové stojky P5 a P7 ... 201
7.2.7 Základ pilířů ... 203
7.2.8 Oblast pod ložisky ... 206
7.3 Základ oblouku ... 207
8 Založení ... 211
8.1 Opěra OP1 ... 211
8.2 Opěra OP2 ... 215
8.3 Pilíře – samostatně stojící ... 218
8.3.1 Pilíř P1 ... 218
8.3.2 Pilíř P2 ... 221
8.3.3 Pilíř P10 ... 223
8.3.4 Pilíř P10 ... 225
8.4 Pilíře – základ oblouku P3 ... 227
8.5 Pilíře – základ oblouku P9 ... 231
9 Mezní stavy z pohledu bezpečnosti železniční dopravy ... 236
9.1 Zkroucení nosné konstrukce ... 236
9.2 Svislá přetvoření nosné konstrukce ... 236
9.3 Svislá přetvoření nosné konstrukce ... 236
9.4 Mezní hodnoty pro deformaci konstrukce ... 236
9.5 Průhyb při ověření pohody cestujících ... 237
10 Předběžné ověření zatížení pro ZZ ... 238
11 Závěr ... 240
12 Předpisy, normy, použité podklady ... 241
12.1 Normy ... 241
12.2 Použitá literatura ... 241
12.3 Použitý software ... 242

13 Přehled zatížitelnosti částí mostu 243

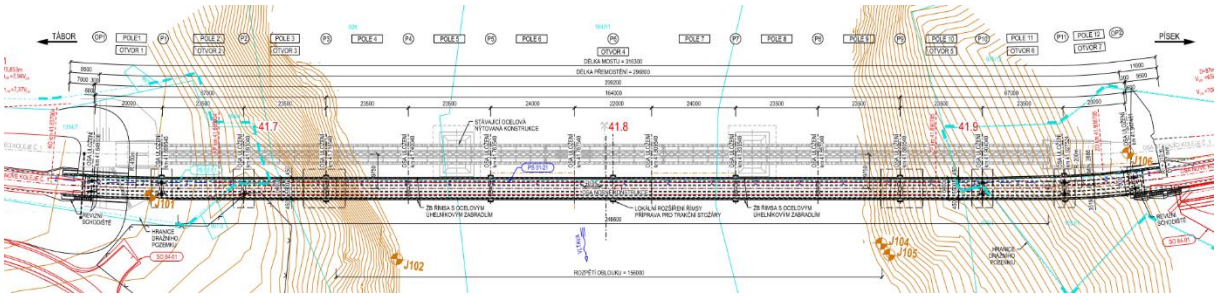
1 Identifikační údaje mostu

Název stavby	**Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor - Písek**
Objekt č.	**SO 20-01 Železniční most přes VD Orlík**
Katastrální území	Oslov
Kraj	Jihočeský
Objednatel stavby	Správa železniční dopravní cesty, státní organizace Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 - Nové Město IČ: 709 94 234
Projektant	SUDOP PRAHA, a.s.; Olšanská 1a; 130 80 Praha 3 IČ 257 933 49
Zpracovatelský útvar	SUDOP PRAHA, a.s.; středisko 209 – mostů
Hlavní inženýr projektu	Ing. Martin Vlasák, tel: 267 094 462, martin.vlasak@sudop.cz
Odpovědný projektant objektu	Ing. Jakub Göringer, Ph.D., tel: 267 094 128, jakub.goringer@sudop.cz
Stupeň dokumentace	DUSP
Druh přemosťované překážky	vodní dílo Orlík

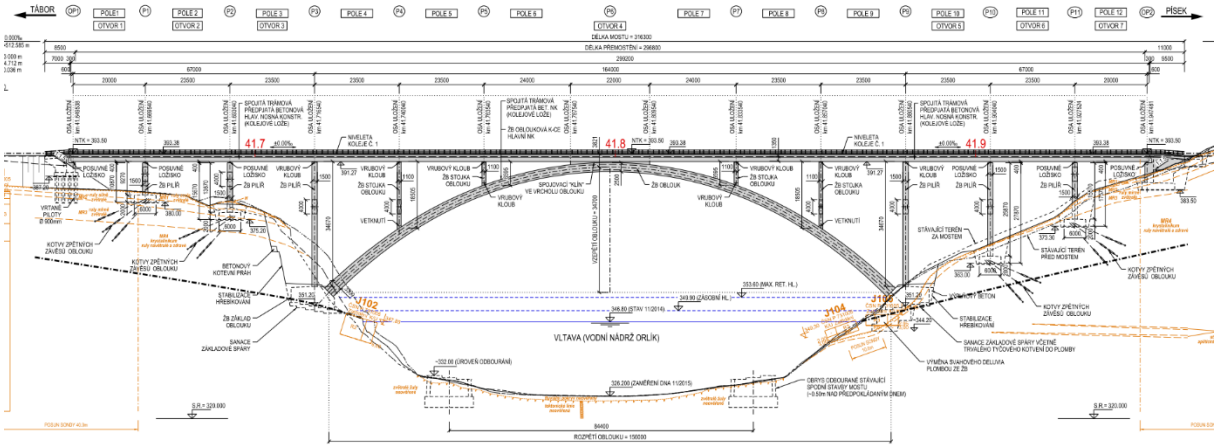
2 Základní údaje o objektu

Jedná se o trvalý mostní objekt, který je tvořen komorovým železobetonovým obloukem o rozpětí 156,0 m a vzepětí 34,7 m. Mostovka je tvořena předpjatým dvoutrámem o 13 polích s rozpětími 20,0 + 4 x 23,5 + 24,0 + 22,0 + 24,0 + 4 x 23,5 + 20,0 m. Střední pole, které se nachází nad vrcholem oblouku je po celé délce spojeno s konstrukcí oblouku a je navrženo železobetonové. Výška dvoutrámové konstrukce je navržena 1,35 m. Uložení nosné konstrukce je v břehových částech realizováno přes kalotová ložiska, v případě pilířů, které jsou součástí obloukové konstrukce je využito vrubových kloubů. Pilíře přímo na oblouku jsou pak řešeny jako kyvné stojky, v případě vysokých stojek vetknutých do konstrukce oblouku. Založení mostu je navrženo plošné na skalním podkladu, vyjma opěry OP1, která je s ohledem na její umístění v násypu založena na velkoprůměrových pilotách.

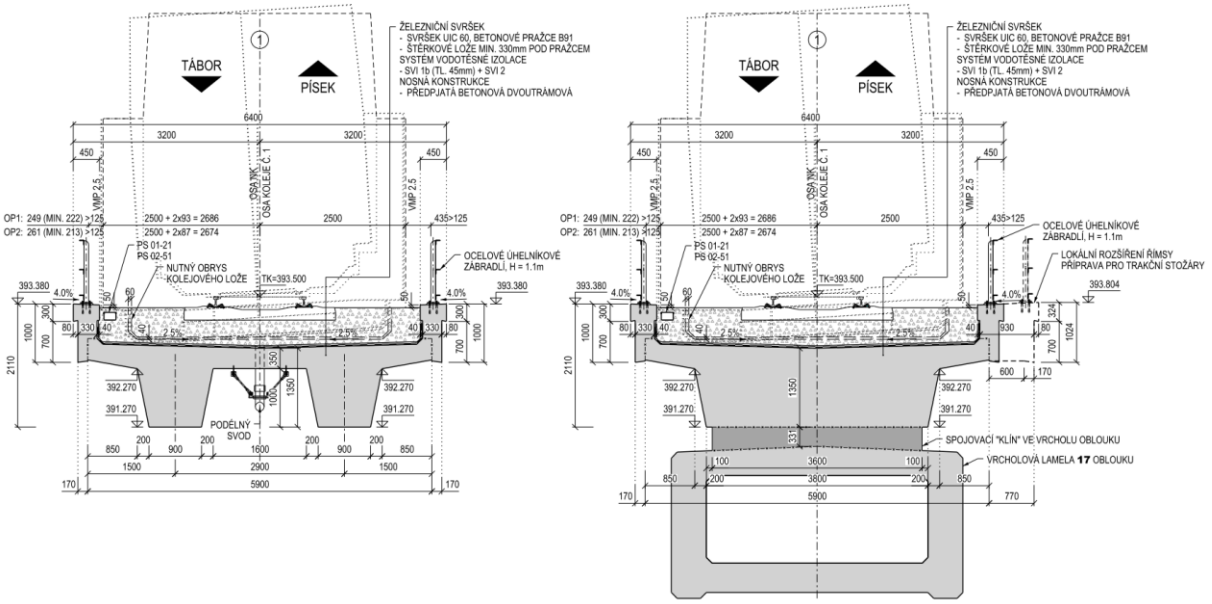
Obrázek 2-1: Nový stav – půdorys



Obrázek 2-2: Nový stav – podélný řez NK



Obrázek 2-3: Nový stav – příčný řez NK



2.1 Založení

Všechny podpěry, mimo opěry OP1, jsou založeny plošně na základové spáře vyrubané do skalního masivu. Opěra OP1 je založena v násypu a její založení je tedy navrženo hlubinné na vrtaných pilotách vetknutých do žulového masivu.

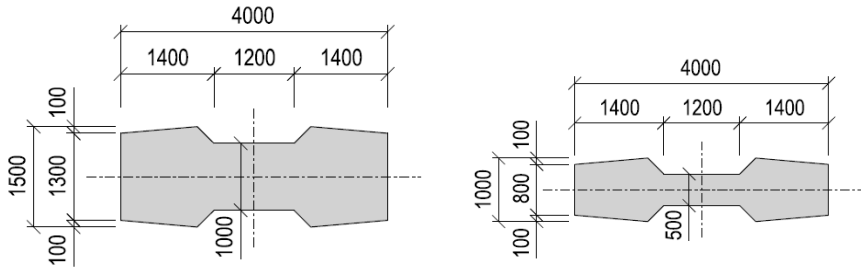
2.2 Opěry

Opěra OP1 je tvořena základovou deskou nasazenou na pilotách, masivním dříkem s úložnými prahy, závěrnou zídkou s rovnoběžnými křídly.

Opěra OP2 je tvořena základovou deskou založenou plošně, masivním dříkem s úložnými prahy, závěrnou zídkou s rovnoběžnými křídly.

2.3 Pilíře

Pilíře jsou tvořeny základovou deskou na podkladním betonu. Základové desky jsou navrženy tl. 2000 mm. Dříky pilířů jsou ve tvaru činky s šířkou 4,0 m a délkou dle jejich pozice. Břehové pilíře jsou navrženy masivnějšího průřezu s maximální tloušťkou 1,5 m, kyvné stojky na oblouku jsou navrženy subtilní s maximální tl. 1,0 m.



2.4 Nosná konstrukce

2.4.1 Oblouk

Oblouk je navržen jako komorová, železobetonová konstrukce s proměnnou výškou. Ve vetknutí oblouku do základu je výška komory navržena 3,3 m, ve vrcholu je navržena 2,5 m. S ohledem na zjednodušení provádění je navržena konstantní vnitřní světlá výška 1,5 m. Stěny jsou konstantní tloušťky 600 mm. Rozpětí oblouku je navrženo 156,0 m při vzepětí 34,7 m.

2.4.2 Mostovka

Konstrukce mostovky je navržena jako předpjatý dvoutrám o 13 polích s rozpětím 20,0 + 4 x 23,5 + 24,0 + 22,0 + 24,0 + 4 x 23,5 + 20,0 m. Střední pole, které je nad vrcholem oblouku a je v celé délce podpíráno je navrženo jako železobetonové. Výška trámu je navržena 1,35 m. Šířka nosné konstrukce činí 5,9 m s vyložením konzol 0,85 m. Mostovka má tloušťku od 350 mm do 370 mm ve vetknutí do trámů, u konzol pak od 300 mm do 400 mm. Mostovka je vyjma části středního pole spádována do středu při sklonu 2,5%. V místě středového pole je odvodnění řešeno proměnným sklonem (psaníčkem) s příčným sklonem 0% nad vrcholem oblouku. V mostovce jsou umístěny odvodňovače, které svádí vodu z mostu do systému odvodnění.

2.5 Uložení NK

Nosná konstrukce je na břehových pilířích a na opěrách uložena vždy na dvojici kalotových ložisek. S pilíři na oblouku, včetně břehového pilíře oblouku je spojena pomocí vrubových kloubů (elektroizolační provedení).

2.6 Materiály

V následujícím souhrnu jsou uvedeny pouze materiály, které vstupují do jednotlivých posouzení. Doprovodné materiály (beton říms apod.) jsou vynechány.

2.6.1 Beton

Tabulka 2-1: Použité betony

Konstrukční část stavby	Min. třída betonu	Stupeň vlivu prostředí
Základy opěr	C25/30	XA2
Základy pilířů	C30/37	XA2
Základy oblouku	C30/37	XA2
Dříky opěr, křídla, ZZ	C30/37	XC4, XF3
Dříky pilířů	C35/45	XC4, XF3
Nosná konstrukce – oblouk	C45/55	XC4, XF3
Nosná konstrukce – trám	C35/45	XC4, XF3

2.6.2 Betonářská výztuž

Výztuž je navržena prutová z **žebírkové oceli B 500B**.

2.6.3 Předpínací výztuž

Podélné předpětí je navrženo z 15-ti lanových kabelů Y1860S7 - 15,7 - A s následujícími parametry:

modul pružnosti 195 GPa (lineární pracovní diagram), koeficient tření v oblouku μ = 0,13 rad^{-1}, úhel nepředvídaného zakřivení 0,0075 rad/m, pokluz v kotvě 6 mm, kotevní napětí $\sigma_{p,in}$ = 1425 MPa podržení napětí t=300 s a následné zakotvení při napínacím napětí.

3 Úvod

3.1 Rozsah a účel statického výpočtu

Tento statický výpočet je nedílnou součástí projektové dokumentace SO 20-01. Statický výpočet je nutno považovat za závazný pro provádění mostního objektu.

Statický výpočet byl zpracován bez znalosti konkrétního zhotovitele SO 20-01. Případné změny, které by vyplynuly z realizační dokumentace zhotovitele, musí být odsouhlaseny odpovědným projektantem objektu a schváleny objednatelem.

Cílem statického výpočtu je posouzení prvků **nosného systému mostu** a jeho detailů v rozsahu dokumentace Projekt stavby.

3.2 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
  - únosnost průřezů na kombinaci namáhání M+N+V (nosná konstrukce a spodní stavba)
  - únosnost průřezu v příčném směru (nosná konstrukce)
  - únosnost při únavovém zatížení (nosná konstrukce)
  - posouzení podkotevních oblastí
  - posouzení podložiskových oblastí
  - únosnost pilot
- mezní stavy použitelnosti
  - omezení napětí od charakteristického zatížení
  - ověření šířky trhliny pro časté zatížení
  - ověření dekomprese pro kvazistálé zatížení
  - sedání základů
  - ZKROUCENÍ ATD. DLE MIKULÁŠSKÁ /REZONANCE

3.3 Použité programové vybavení

Pro globální analýzu nosné konstrukce včetně spojení s pilíři vrubovými klouby byl využit 3D prutový model v MKP software MIDAS Civil 2019 (v1.1). Pro analýzu detailů – podkotevní oblasti, byl využit MKP SW SCIA Enginner 2008 (v8.1.238). Pro posouzení jednotlivých průřezů byly využity produkty IDEA StatiCa a posudky v tabulkovém procesoru MS Excel. Posouzení založení bylo provedeno v modulech programu GEO5 (Patky, Piloty).

4 Statický výpočet

4.1 Výpočet zatížení

4.1.1 Úvod

Most je navržen na zatížení dopravou dle evropské normy ČSN EN 1991-2 „Zatížení konstrukcí, Část 2: Zatížení dopravou“.

Uvažovaná zatěžovací schémata vycházejí ze zatřídění do 3. třídy trati dle kategorizace tratí z hlediska mostů, pro předpjatou nosnou konstrukci je zohledněn požadavek investora na zvýšení klasifikačního součinitele **α** na hodnotu 1,21:

Oblouk a spodní stavba:

zatěžovací schéma **71** (dle ČSN EN 1991-2) klasifikované součinitelem **α=1,1** (dle NA k ČSN EN 1991-2), které reprezentuje statický účinek běžné železniční dopravy;

zatěžovací schéma **SW/0** (dle ČSN EN 1991-2) klasifikované součinitelem **α=1,1** (dle NA k ČSN EN 1991-2), které reprezentuje statický účinek normální železniční dopravy na spojitých mostech;

Nosná konstrukce – trám:

zatěžovací schéma **71** (dle ČSN EN 1991-2) klasifikované součinitelem **α=1,21** (dle NA k ČSN EN 1991-2), které reprezentuje statický účinek běžné železniční dopravy;

zatěžovací schéma **SW/0** (dle ČSN EN 1991-2) klasifikované součinitelem **α=1,21** (dle NA k ČSN EN 1991-2), které reprezentuje statický účinek normální železniční dopravy na spojitých mostech;

Dynamické účinky pohyblivého zatížení jsou uvažovány dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.4.5 pro standardně udržovanou kolej (tj. dynamický součinitel $Ø_3$). Parciální součinitele zatížení jsou uvažovány dle téže normy. Roznos zatížení štěrkovým ložem je uvažován ve sklonu 4:1 dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.3.6.3.

Obecná zatížení (tíha materiálů aj.) bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-1.

Zatížení větrem bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-4.

Zatížení teplotou bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-5.

Kombinace zatížení byly použity dle ČSN EN 1990 ed. 2./A2 včetně sestav zatížení.

4.1.2 Skupina zatížení G0 – stálé – vlastní tíha

Zatížení vlastní tíhou je automaticky generováno použitým programem MIDAS Civil. Pro dílčí ověření geometrické správnosti zadaného modelu je zde provedena kontrola generovaného zatížení.

Kontrola generovaného stavu										
Označ.	Popis	b	h	n	A	γ	q	L	Celkem - R_z	
		[m]	[m]	[ks]	[m2]	[kN/m3]	[kN/m]	[m]	[kN]	
G0	Deska NK	-	-	1.00	4.40	26.00	114.28	299.20	34191.92	
G0	Pilíře 1500	-	-	1.00	5.05	25.00	126.13	132.72	16739.31	
G0	Pilíře 1000	-	-	1.00	3.01	25.00	75.13	50.30	3778.79	
G0	Spojení 1/2L	0.75	-	2.00	12.90	25.00	-	-	483.75	
G0	Oblouk	-	-	-	-	-	-	-	34204.00	
						Celkem NK			**89397.77**	
						Celkem MIDAS			**88620.00**	
						Poměr			**0.99**	OK

4.1.3 Skupina zatěžovacích stavů G1 – ostatní stálé

Uvažovaná zatížení jsou zadávána jejich náhradami (plošnými, liniovými, bodovými), tak aby jejich působení odpovídalo co nejvíce skutečnosti.

V rámci vozovkového souvrství byla zadávána střední hodnota zatížení odpovídající skladbě vozovky. Následně v kombinacích byla zohledněna odchylka ±20 % pro zatížení vozovkovým souvrstvím v souladu s čl. 5.2.3 (3) ČSN EN 1991-1-1.

Plošná zatížení				
Označ.	Popis	tl.	γ	q
		[m]	[kN/m3]	[kN/m2]
G1	Štěrkové lože	0.56	23.00	12.98
G1	Ochrana izolace 40 mm	0.04	24.00	0.96
G1	Izolace 5 mm	0.01	24.00	0.12

Liniová a bodová zatížení										
Označ.	Popis	š	A	γ	Q	q	Q_{m2}	q_{m2}	r	M
		[m]	[m2]	[kN/m3]	[kN]	[kN/m]	[kN/m2]	[kN/m2]	[m]	[kNm/m]
G1	Římsa levá	-	0.30	25.00	-	7.50	-	-	3.00	22.50
G1	Římsa pravá	-	0.30	25.00	-	7.50	-	-	-3.00	-22.50
G1	Zábradlí levé	-	-	-	-	1.00	-	-	2.98	2.98
G1	Zábradlí pravé	-	-	-	-	1.00	-	-	-2.98	-2.98

4.1.4 Skupina zatěžovacích stavů W – zatížení větrem

S ohledem na rozsah a typ konstrukce je zatížení větrem jedním ze zásadních účinků, které se na konstrukci vyskytují. V rámci posouzení byly řešeny dva přístupy:

- využití ekvivalentního statického zatížení dle ČSN EN 1991-1-4 ed.2, které zohledňuje dynamický účinek větru pomocí zahrnutí turbulencí do maximálního dynamického tlaku (kapitoly 4.1.4.1 – 4.1.4.4),
- využití výpočtu dynamické odezvy na zatížení větrem (kapitola 4.1.5) za pomoci metody
  - A\ generovaného účinku větru za využití výkonové spektrální hustoty v souladu s přílohou B v ČSN EN 1991-1-4 (použití modifikovaného Kaimalova spektra, kde L_{1u} = 1,7L(z)) - převod z frekvenční domény spektra do časové domény zatížení pomocí inverzní FFT (Rychlá Fourierova transformace);
  - B\ generovaného účinku větru za využití výkonové spektrální hustoty v souladu s přílohou B v ČSN EN 1991-1-4 (použití modifikovaného Kaimalova spektra, kde L_{1u} = 1,7L(z)) – převod do časové domény využitím poznatků z *Large Band Simulation of the Wind Speed for Real-Time Wind Turbine Simulators* (Nichita et al., 2002);
  - C\ náhodně generovaného účinku větru za využití směrodatné odchylky turbulentní složky větru v souladu s kap. 4.4 v ČSN EN 1991-1-4.

Pro řešení odezvy konstrukce na zatížení větrem byly získány doplňující informace vypočtené v aplikaci WAsP Engineering. Jako vstup do modelu byly využity rastry s rozlišením 5 m o velikosti 2x2 km popisující orografii a drsnost povrchu. Přiřazení kategorie drsnosti bylo stanoveno na základě mapové vrstvy CORINE Land Cover. Dalším vstupem byla rychlost větru s dobou návratu 50 let pro 8 směrů získaná statistickým zpracováním průměrných desetiminutových rychlostí větru z profesionální meteorologické stanice Temelín. Data byla poskytnuta ČHMÚ, pobočka Plzeň. Kompletní výstup viz příloha 1.

Rychlosti společně s horizontálními turbulencemi byly vypočteny pro dvě výšky nad terénem – 22,5 m (cca ½ výšky oblouku) a 45,0 m (úroveň mostovky). Vzhledem k orientaci mostního objektu ve směru cca západ – východ byly využity a porovnány výsledné hodnoty pro vítr ze směru J, JV a SZ. Největší účinky větru byly určeny pro severozápadní vítr.

Modelové výpočty požadovaných veličin v lokalitě Červená nad Vltavou		
49°22'53.4"N, 14°15'09.2"E, 349 m n. m., výška 22.5 m, drsnost 0 m		
Směr větru	v_{50} [m/s]	IHT [%]
S	15.2	22.5
SV	7.0	52.4
V	8.1	58.0
JV	19.1	27.6
J	23.7	16.4
JZ	14.3	53.8
Z	12.0	75.0
SZ	21.8	25.2

49°22'53.4"N, 14°15'09.2"E, 349 m n. m., výška 45 m, drsnost 0 m		
Směr větru	v_{50} [m/s]	IHT [%]
S	16.7	21.9
SV	9.0	39.3
V	10.9	42.4
JV	21.5	22.8
J	25.2	18.3
JZ	18.9	36.6
Z	17.1	49.9
SZ	24.2	24.5

Vysvětlivky: v_{50}.....50letá rychlost větru
IHT.....Intenzita horizontální turbulence

Vypočtené účinky větru pro zadání na konstrukci zohlednily v souladu s normativním výpočtem součinitele sil pro jednotlivé konstrukční části (případně prvky – např. proměnnost součinitele po průřezu oblouku s proměnnou výškou průřezu). Systém výpočtu maximálního dynamického tlaku na konstrukci pro obě výšky viz níže.

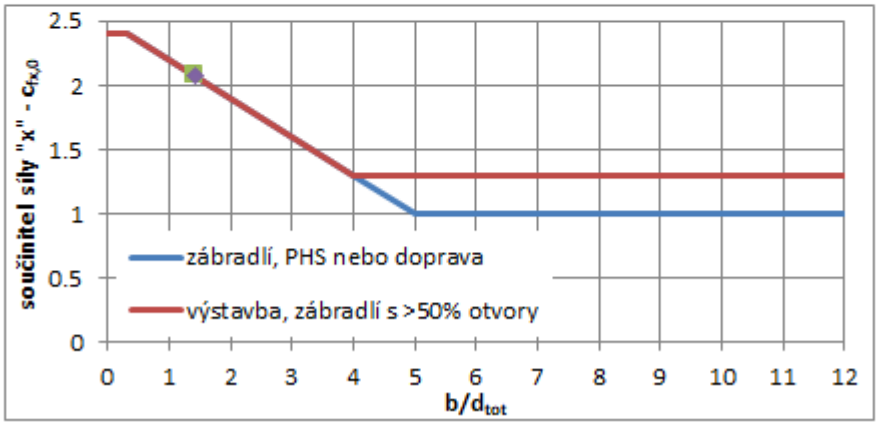
Charakteristiky zatížení větrem - ČHMÚ - 22.5 m									
výchozí rychlost větru	$v_{b,0}$=	25.00	m/s	posuzovaná výška			z=	22.50	m
kategorie terénu	kat	I	m/s	z_0=	0.01	m	z_{min}=	1.00	m
základní rychlost větru	v_b=	21.80	m/s						
součinitel směru větru	c_{dir}=	1.00	-						
součinitel ročního období	c_{season}=	1.00	-						
střední rychlost větru	$v_m(z)$=	21.80	m/s						
součinitel drsnosti terénu	$c_r(z)$=	1.00	-						
				součinitel terénu		k_r=		0.17	-
turbulence větru	$I_v(z)$=	0.25	-						
				souč. turbulence		k_I=		1.00	-
				souč. orografie		c_0=		1.00	-
maximální dynamický tlak	$q_p(z)$=	820.98	Pa						
				souč. expozice		c_e=		2.76	-

Charakteristiky zatížení větrem - ČHMÚ - 45.0 m									
výchozí rychlost větru	$v_{b,0}$=	25.00	m/s	posuzovaná výška			z=	45.00	m
kategorie terénu	kat	I	m/s	z_0=	0.01	m	z_{min}=	1.00	m
základní rychlost větru	v_b=	24.20	m/s						
součinitel směru větru	c_{dir}=	1.00	-						
součinitel ročního období	c_{season}=	1.00	-						
střední rychlost větru	$v_m(z)$=	24.20	m/s						
součinitel drsnosti terénu	$c_r(z)$=	1.00	-						
				součinitel terénu		k_r=	0.17	-	
turbulence větru	$I_v(z)$=	0.25	-						
				souč. turbulence		k_I=	1.00	-	
				souč. orografie		c_0=	1.00	-	
maximální dynamický tlak	$q_p(z)$=	993.76	Pa						
				souč. expozice		c_e=	2.72	-	

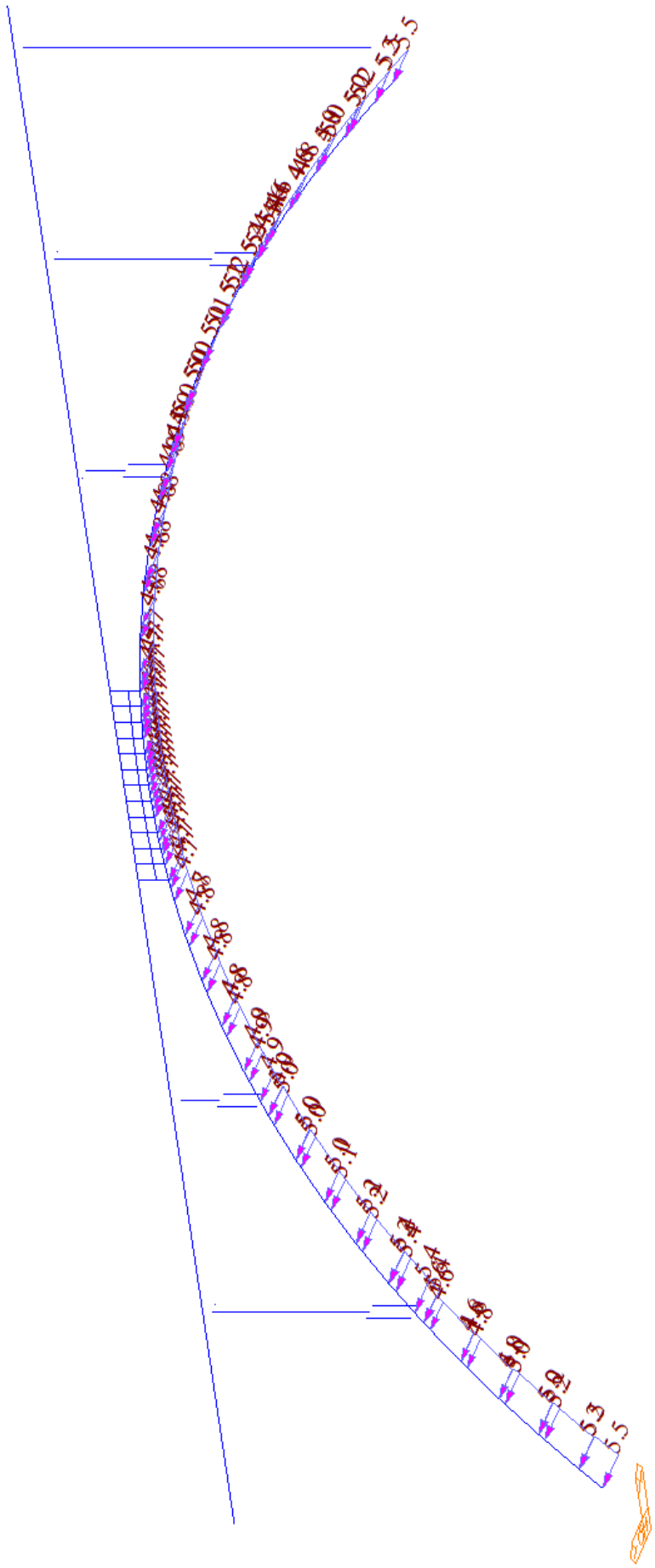
4.1.4.1 Zatížení větrem – oblouk

Účinky větru na oblouk byly řešeny s ohledem na rozměry jednotlivých lamel. Takto bylo určeno zatížení větrem v závislosti na geometrii průřezu. Vzhledem k datům pro dvě výšky a s ohledem na skutečnost, že hodnota zatížení větrem stoupá s výškou nad terénem bylo pro určení konkrétního zatížení na jednotlivé lamely uvažováno s tlakem pro 22,5 m do cca 4. lamely a následně pro ostatní lamely bylo uvažováno s tlakem pro 45,0 m.

Síly větru podle směrů na NK					
Ve směru X					
výška konstrukce	d_{tot}=	3.30	m		*NK=2.5-3.3 m*
šířka konstrukce	b=	4.70	m	vyber	
souč. síly pro mosty - x	$c_{fx,0}$=	2.07	-		*zábradlí, PHS nebo doprava*
souč. síly pro mosty - x	$c_{fx,0}$=	2.07	-	A	*výstavba, zábradlí s >50% otvory*
souč. zatížení větrem - x	C=	5.73	-		
tlak větru ve směru - x	**q_{px}=**	**1701.66**	**Pa**		



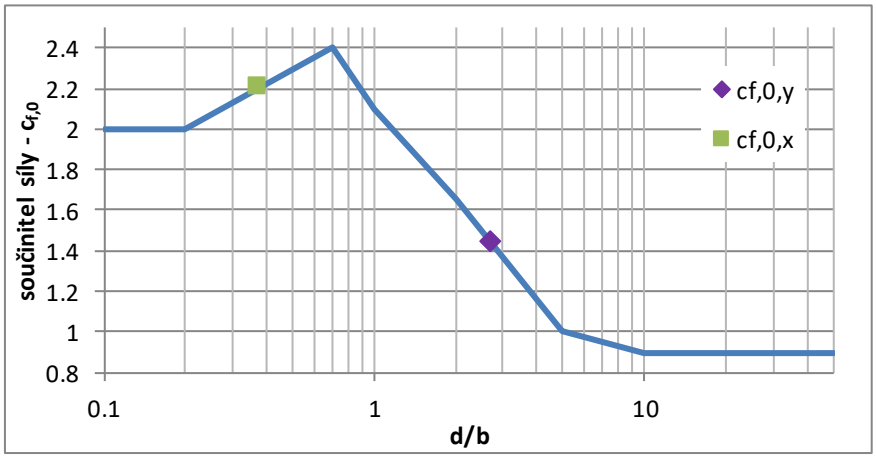
Obrázek 4-1: Zatížení větrem – oblouk

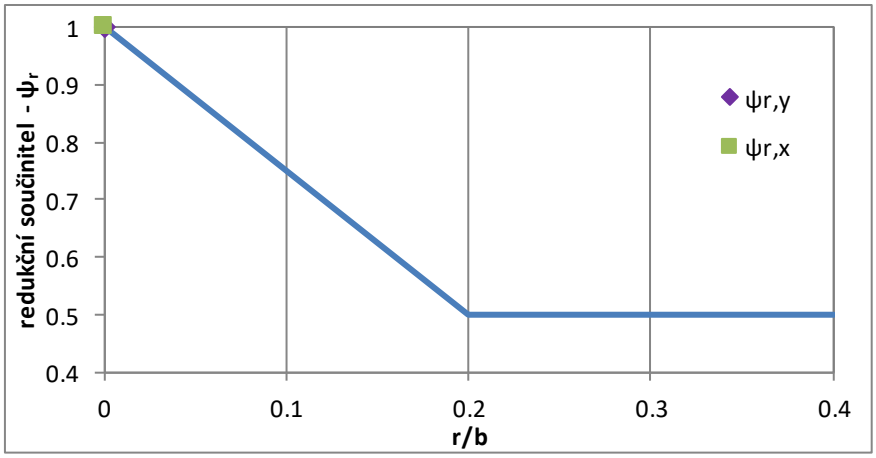


4.1.4.2 Zatížení větrem - pilíře

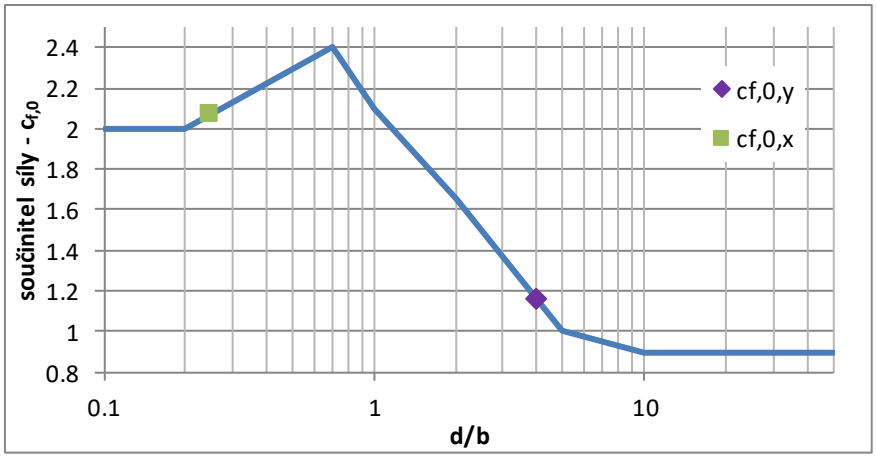
V rámci pilířů bylo zanedbána rozdílná drsnost terénu mimo vodní hladinu (v souladu s *postupem 1 i 2* v příloze A.2 ČSN EN 1991-1-4 ed.2) a bylo zjednodušeně, na straně bezpečné, uvažováno se stejným maximálním dynamickým tlakem jako pro výšku 45,0 m. Na základě tohoto tlaku bylo určeno zatížení větrem a aplikováno konzervativně na celou výšku pilířů.

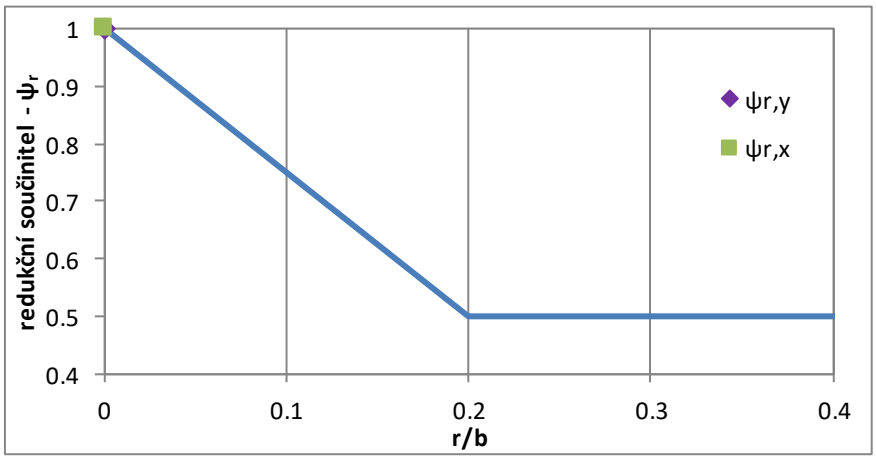
Síly větru na pilíře - obdélníkové průřezy - břehové pilíře				
délka ve směru větru	d=	4.00	m	*kolmo na most (vážený průměr)*
šířka kolmá na směr větru	b=	1.50	m	
poloměr zaoblení rohů	r=	0.00	m	
souč. síly - příč. směr - y	$c_{f,0,y}$=	1.45	-	*uvažuje se kolmo na most*
souč. síly - podél. směr -x	$c_{f,0,x}$=	2.20	-	*uvažuje se ve směru mostu*
redukční součinitel - y	$\psi_{r,y}$=	1.00	-	
redukční součinitel - x	$\psi_{r,x}$=	1.00	-	
souč. koncového efektu	ψ_{λ}=	1.00	-	*jde o redukční součinitel (uvažován 1,0)*
souč. zatížení větrem - y	C_y=	3.93	-	
souč. zatížení větrem - x	C_x=	5.97	-	
tlak větru ve směru - y	**q_{py}=**	**1436.90**	**Pa**	
tlak větru ve směru - x	**q_{px}=**	**2186.53**	**Pa**	



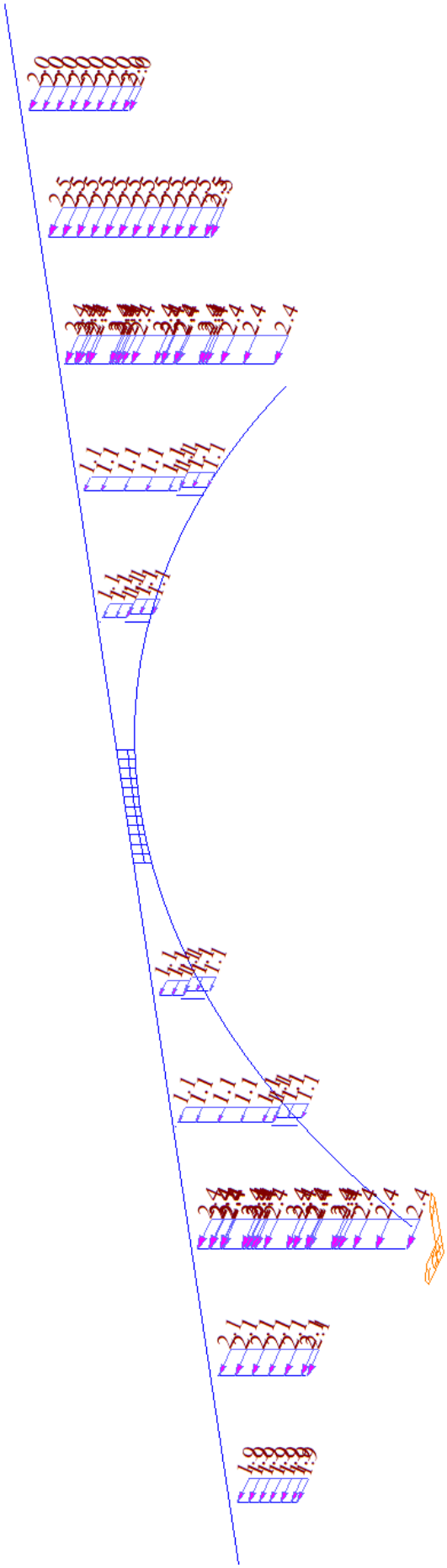


Síly větru na pilíře - obdélníkové průřezy - obloukové stojky				
délka ve směru větru	d=	4.00	m	*kolmo na most (vážený průměr)*
šířka kolmá na směr větru	b=	1.00	m	
poloměr zaoblení rohů	r=	0.00	m	
souč. síly - příč. směr - y	$c_{f,0,y}$=	1.16	-	*uvažuje se kolmo na most*
souč. síly - podél. směr -x	$c_{f,0,x}$=	2.07	-	*uvažuje se ve směru mostu*
redukční součinitel - y	$\psi_{r,y}$=	1.00	-	
redukční součinitel - x	$\psi_{r,x}$=	1.00	-	
souč. koncového efektu	ψ_{λ}=	1.00	-	*jde o redukční součinitel (uvažován 1,0)*
souč. zatížení větrem - y	C_y=	3.14	-	
souč. zatížení větrem - x	C_x=	5.62	-	
tlak větru ve směru - y	**q_{py}=**	**1151.06**	**Pa**	
tlak větru ve směru - x	**q_{px}=**	**2058.16**	**Pa**	





Obrázek 4-2: Zatížení větrem – pilíře



4.1.4.3 Zatížení větrem – mostovka

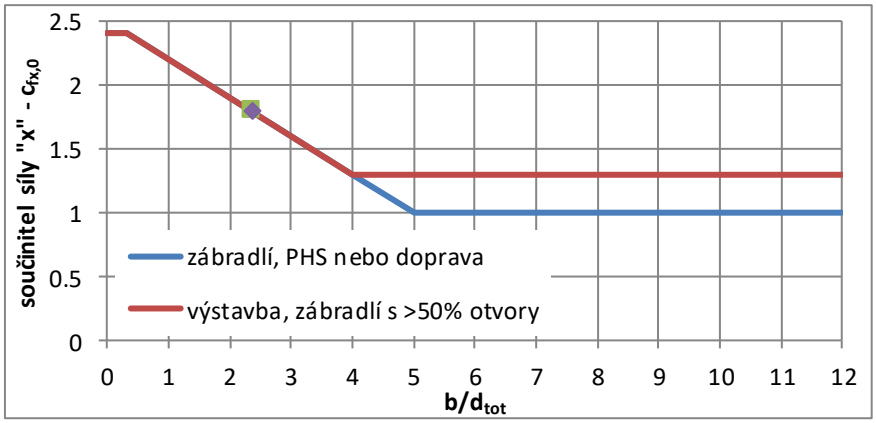
Kategorie terénu a jeho drsnost byla pro mostovku uvažována jednoho typu obdobně jako pro pilíře. Pro zatížení větrem bylo vycházeno z maximálního dynamického tlaku ve výšce 45,0 m nad terénem.

V rámci určení zatížení větrem na mostovku byly rozlišeny dva případy:

- Zatížení samotné konstrukce mostovky vč. účinku zábradlí (2,1 + 2x0,3 m = 2,7 m)
- Zatížení konstrukce včetně dopravního zatížení

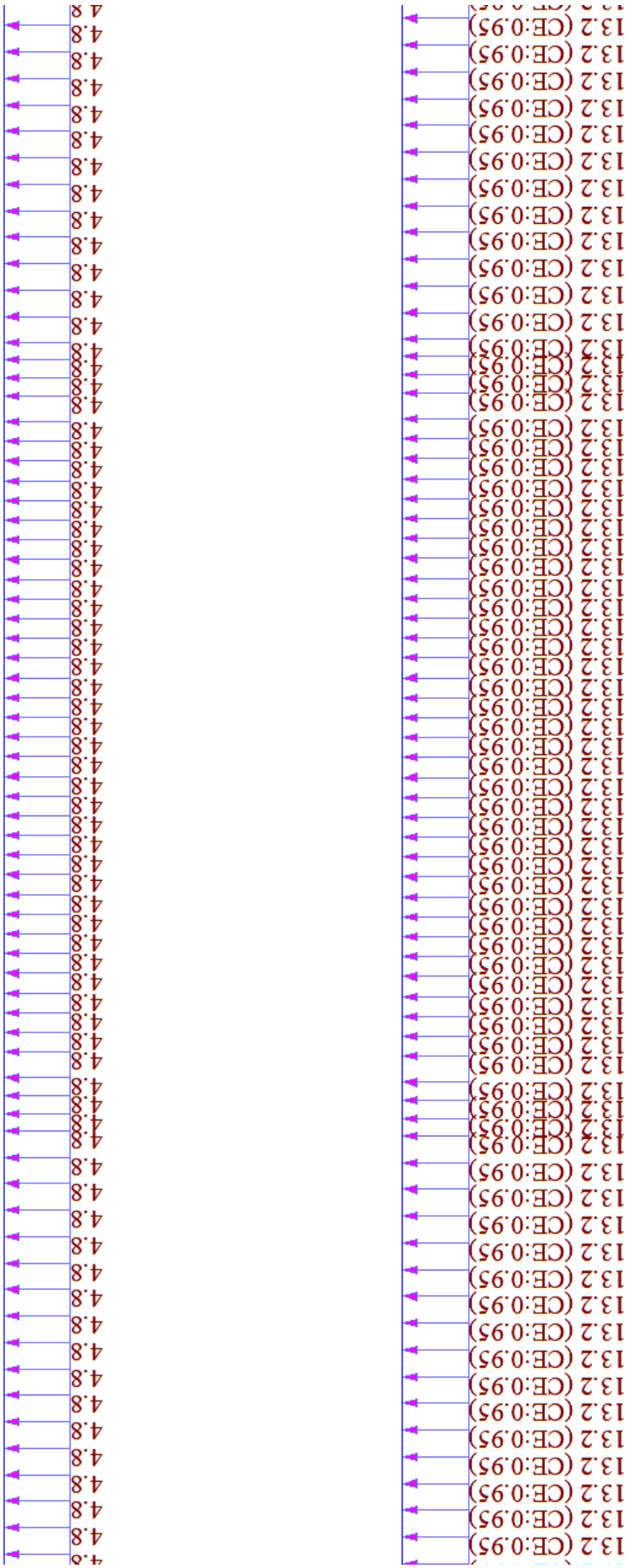
V případě dopravního zatížení je nutno uvažovat s upravenou excentricitou zatížení větrem, kdy vzdálenost reálné výslednice zatížení od těžiště průřezu může hrát významnou roli. Při výpočtu excentricity je uvažováno s předpokladem, že vlak zatížený větrem nepřenáší do konstrukce momentové účinky, ale pouze vodorovnou sílu, která působí v úrovni TK. Skutečná excentricita zatížení je získána jako výslednice síly působící na nosnou konstrukci a síly od větru na vlak (přenesenou na NK ve výšce TK).

Síly větru podle směrů na NK					
Ve směru X					
výška konstrukce	d_{tot}=	2.70	m		*NK=2.1 +0.6 m (NK + 2x zábradlí)*
šířka konstrukce	b=	6.40	m	vyber	
souč. síly pro mosty - x	$c_{fx,0}$=	1.79	-		*zábradlí, PHS nebo doprava*
souč. síly pro mosty - x	$c_{fx,0}$=	1.79	-	A	*výstavba, zábradlí s >50% otvory*
souč. zatížení větrem - x	C=	4.86	-		
tlak větru ve směru - x	**q_{px}=**	**1777.72**	**Pa**		



Síly větru podle směrů na NK					
Ve směru X					
výška konstrukce	d_{tot}=	6.10	m		*NK=2.1 + 4.0 m (NK + doprava)*
šířka konstrukce	b=	6.40	m	vyber	
souč. síly pro mosty - x	$c_{fx,0}$=	2.19	-	A	*zábradlí, PHS nebo doprava*
souč. síly pro mosty - x	$c_{fx,0}$=	2.19	-		*výstavba, zábradlí s >50% otvory*
souč. zatížení větrem - x	C=	5.93	-		
tlak větru ve směru - x	**q_{px}=**	**2171.61**	**Pa**		

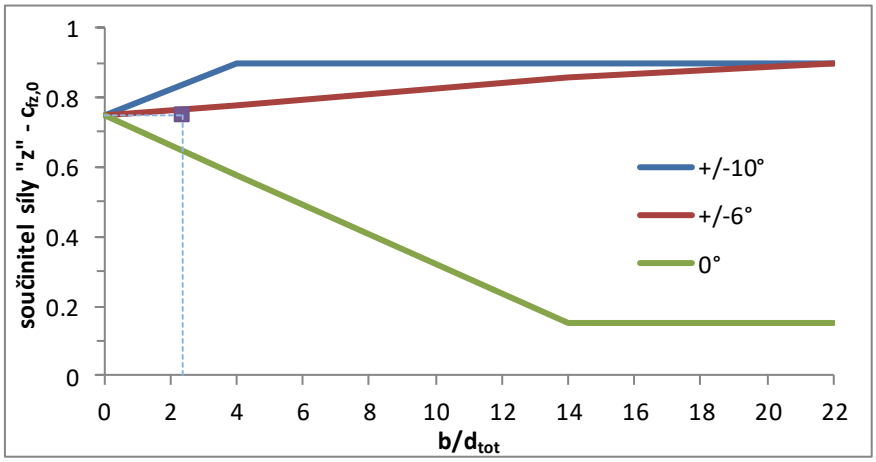
Obrázek 4-3: Zatížení větrem – mostovka (vlevo), vč. pásu dopravního zatížení (vpravo) /půdorys/


4.8
13.2 (CE:0.95)

4.1.4.4 Zatížení větrem – ostatní směry zatížení

Ostatní směry zatížení – v podélné ose mostu a svislé nejsou pro mostní konstrukci s ohledem na jejich velikost rozhodující. Jejich vyčíslení viz níže.

		Ve směru Y		
tlak větru ve směru - y	**q_{py}=**	**1.20**	**kN/m**	*25% účinku od směru "x"*
		Ve směru Z		
výška konstrukce	d_{tot}=	2.70	m	*NK=2.1 + 2x0.3 = 2.7 m*
šířka konstrukce	b=	6.40	m	
příčný sklon konstrukce	β=	0.00	°	*0.00%*
úhel větru od vodorovné	α=	5.00	°	
úhel větru ke konstrukci	θ=	5.00	°	
souč. síly pro mosty - z	$c_{fx,0}$=	0.75	-	*pro záporná θ je hodnota záporná*
souč. zatížení větrem - z	C=	2.03	-	
tlak větru ve směru - z	**q_{pz}=**	**741.88**	**Pa**	



4.1.4.5 Zatížení větrem – ztráta aeroelastické stability

Problematika případné ztráty aeroelastické stability je řešeno v samostatné části tohoto statického výpočtu.

4.1.5 Skupina zatěžovacích stavů W – zatížení větrem – dynamická odezva

Pro určení dynamické odezvy mostní konstrukce byly metodami popsanými v kapitole 4.1.4 generována v čase proměnná zatížení větrem. Pro zajištění dostatečného vzorku generovaných dat byl pro každou metodu vytvořen soubor celkem 10 dvouhodinových sekvencí, který byl doplněn 1 sekvencí o délce 60 tisíc sekund (100 x 10 min). Pro každou metodu bylo uvažováno celkem cca 37 hodin generovaného zatížení větrem.

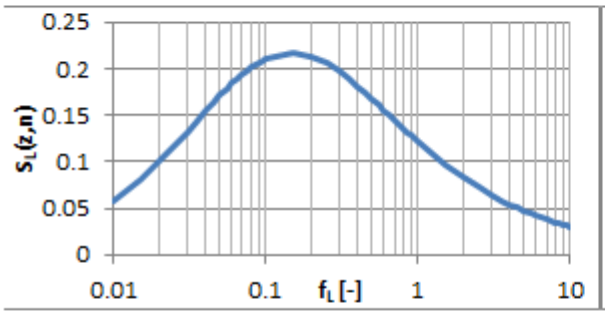
Podrobný popis jednotlivých metod a systém výpočtu zatížení viz další kapitoly.

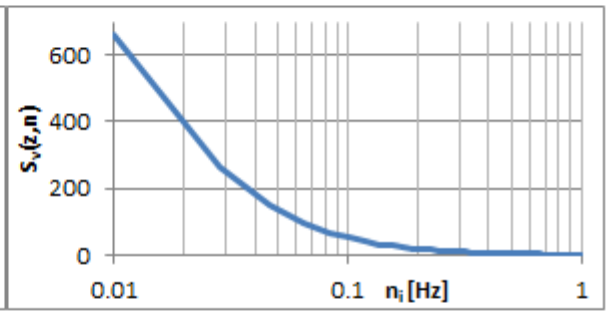
4.1.5.1 Ověření součinitele konstrukce c_sc_d

V rámci řešení dynamické odezvy konstrukce mostu byl pro ověření možnosti použití ekvivalentního statického zatížení (kapitola 4.1.4) vypočten součinitel konstrukce c_sc_d v souladu s kapitolou 6 v ČSN EN 1991-1-4 ed.2. Součinitel konstrukce byl vypočten hodnotou nižší než 1,0. Konzervativně byl uvažován v rámci ekvivalentního statického zatížení hodnotou 1,0.

VÝPOČET SOUČINITELE KONSTRUKCE (kap. 6 v ČSN EN 1991-1-4 ed.2 + příloha B - postup 1)

Turbulence větru (příloha B.1)							
Výška nad zemí:	z=	45.00	m	Kategorie terénu:		I	
Referenční měřítko délky:	L_t=	300.00	m	součinitel:	α=	0.440	m
Referenční výška	z_t=	200.00	m	Měřítko délky turbulence:	L(z)=	155.686	m
Uvažovaná vl. frekvence:	$n_{i,y}$=	0.45	Hz	Bezrozměrná frekvence:	f_L=	2.87	-
Střední rychlost větru:	v_m=	24.20	m/s	Výkonová spektrální hustota:	S_L=	0.066	-





Součinitel konstrukce (příloha B.2)							
Šířka konstrukce:	b=	156.00	m	Výška konstrukce:	h=	2.10	m
Součinitel odezvy pozadí:	B^2=	0.524	-	Součinitel maximální hodnoty	k_p=	3.408	-
Rezonanční část odezvy:	R^2=	0.423	-	Aerodynamická admitance:	R_h=	0.891	-
Log. dekrement útlumu:	δ=	0.05	-		η_h=	0.178	-
Frekvence přechodů s +:	ν=	0.299	-	Aerodynamická admitance:	R_b=	0.073	-
Doba integrace:	T=	600.000	s		η_b=	13.250	-
Součinitel konstrukce cscd (kapitola 6)							
Intenzita turbulence:	I_v=	0.25	-	**Součinitel konstrukce:**	**c_sc_d=**	**0.97**	-

4.1.5.2 Metoda A – výpočet turbulencí pomocí iFFT

Na základě výkonového spektra (PSD – power spectral density) v příloze B ČSN EN 1991-1-4 ed.2, které popisuje hustotu energie turbulencí pro jednotlivé frekvence vanutí větru (četnost výskytu turbulence při konkrétní frekvenci působení), byl generován časový průběh turbulentní rychlosti větru zohledňující rozložení četnosti frekvencí. Zjednodušení použitého postupu:

1/ Výpočet PSD pro jednotlivé frekvence na základě měřítka délky turbulence a směrodatné odchylky větru (zůstává stejné pro všechny výpočty – viz výpočet c_sc_d)

$$S_v(z,n) = \frac{6.8 \cdot L(z) \cdot \sigma_v^2}{v_m(z)\left(1 + 10.2\frac{n_i L(z)}{v_m(z)}\right)^{5/3}}$$

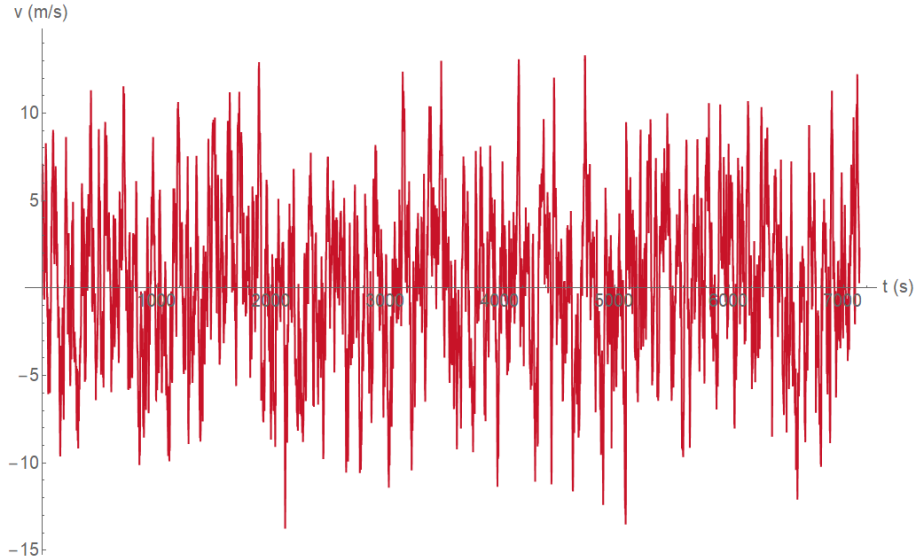
2/ Algoritmus pro získání generovaných dat
   a. Přiřazení náhodně generované fáze $\varphi \in (0,2\pi)$ každé spektrální komponentě
   b. Vytvoření signálu ve frekvenční doméně

$$Z(n_i) = \mathrm{PSD} \cdot e^{i \cdot \varphi(n_i)}$$

   c. Generace signálu v časové doméně pomocí iFFT
3/ Sečtení střední rychlosti větru s rychlostmi generovaných turbulencí
4/ Výpočet tlaku větru v závislosti na výsledných rychlostech

S ohledem na vnoření generování náhodných fází je získána při každém opakování výpočtu nová sada rychlostí turbulence. Pomocí jejich skládání je následně dosaženo požadované délky zatížení.

Obrázek 4-4: Příklad generovaných turbulencí – iFFT



4.1.5.3 Metoda B – výpočet turbulencí dle metodika (Nichita et al., 2002)

Pro výpočet turbulencí je opět využito výkonové spektrum uvedeno v ČSN EN 1991-1-4 ed.2. Průběh turbulencí v čase je generován opět náhodně za použití následujícího postupu:

1/ Výpočet PSD pro jednotlivé frekvence na základě měřítka délky turbulence a směrodatné odchylky větru (zůstává stejné pro všechny výpočty – viz výpočet $c_s c_d$)
2/ Algoritmus pro získání generovaných dat
   a. Výpočet amplitudy pro každou frekvenci větru n_i

$$A_i = \frac{2}{\pi}\sqrt{\frac{1}{2}[S_v(\omega_i) + S_v(\omega_{i+1})] \cdot [\omega_{i+1} - \omega_i]}$$

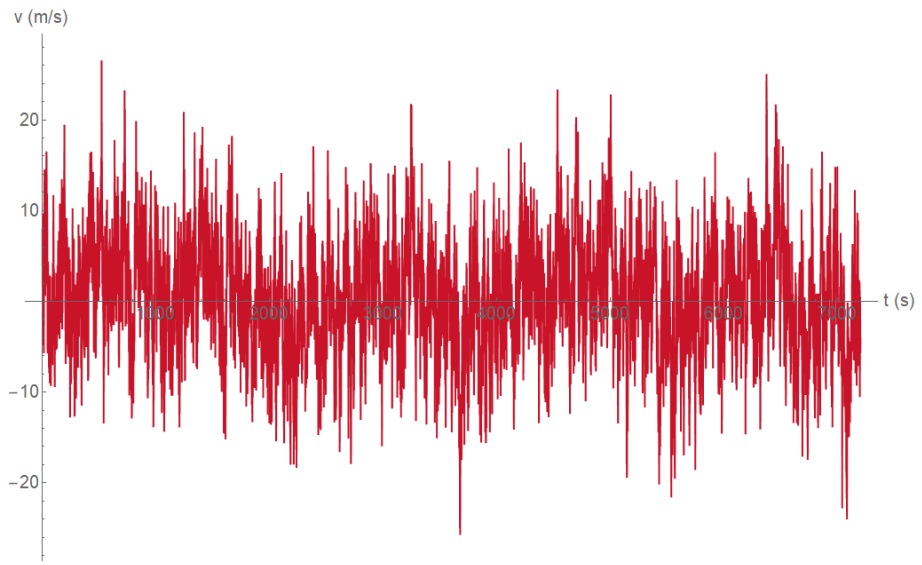
   b. Výpočet rychlosti pro každý *i* jako suma amplitudy násobené cosinem frekvence s fázovým posunem pro daný čas

$$v(t) = \sum_{i=0}^{N} A_i \, cos(\omega_i t + \varphi_i)$$

3/ Sečtení střední rychlosti větru s rychlostmi generovaných turbulencí
4/ Výpočet tlaku větru v závislosti na výsledných rychlostech

S ohledem na vnoření generování náhodných fází je získána při každém opakování výpočtu nová sada rychlostí turbulence. Pomocí jejich skládání je následně dosaženo požadované délky zatížení.

Obrázek 4-5: Příklad generovaných turbulencí – (Nichita et al., 2002)



4.1.5.4 Metoda C – výpočet turbulencí pomoci směrodatné odchylky rychlosti větru

Poslední variantou získání náhodného časového průběhu větru je využití směrodatné odchylky turbulentní rychlosti větru. Střední hodnota turbulentní rychlosti je 0 (v souladu s kap. 4.4 v ČSN EN 1991-1-4 ed.2). Postup výpočtu:

1/ Vygenerování náhodného souboru turbulentních rychlostí pro každý čas *i* pomocí Gaussova rozdělení při směrodatné odchylce σ_v a střední hodnotě 0.

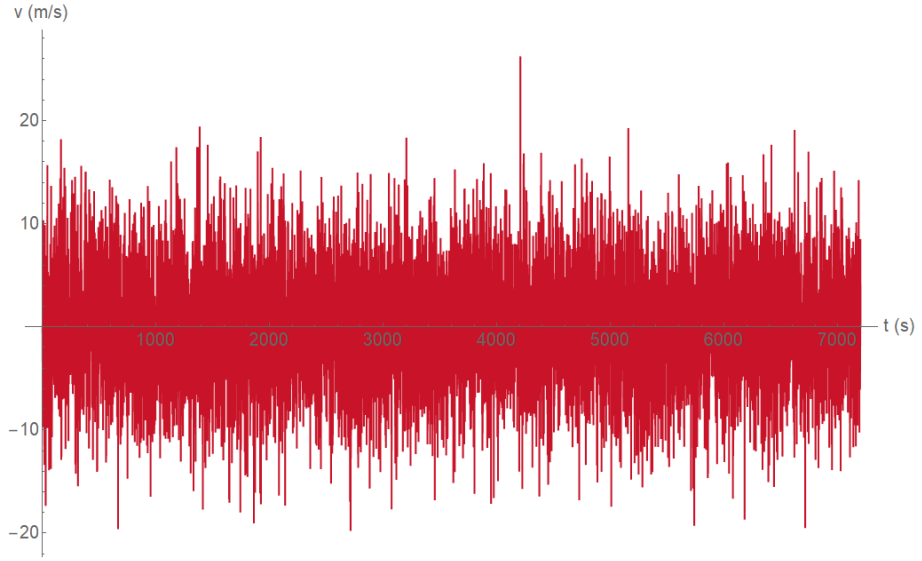
$$\sigma_v = I_v \cdot v_m$$

2/ Sečtení střední rychlosti větru s rychlostmi generovaných turbulencí
3/ Výpočet tlaku větru v závislosti na výsledných rychlostech

S ohledem na systém generování je s každým opakováním získána nová sada rychlostí turbulence.

Výraznou nevýhodou tohoto postupu je zanedbání rozložení hustoty turbulencí dle frekvencí, která je zřejmá při porovnání obrázků 4-4 a 4-5 s obrázkem 4-6.

Obrázek 4-6: Příklad generovaných turbulencí – Gaussovo rozdělení turbulencí

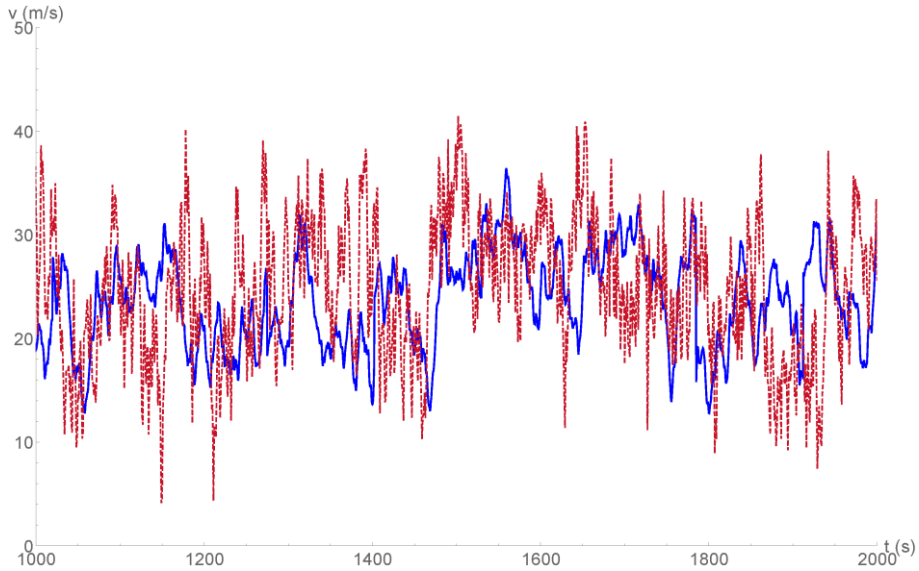


4.1.5.5 Porovnání jednotlivých metod

V rámci porovnání jednotlivých metod byly řešeny maximální získané hodnoty rychlosti turbulencí, časový průběh turbulencí i jejich frekvenční spektrum.

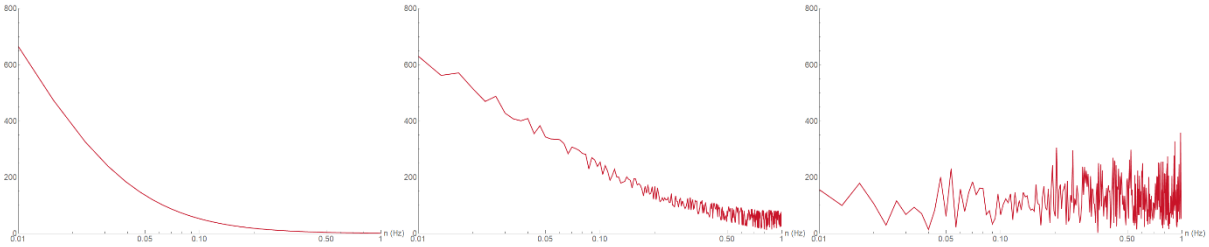
V případě maximálních rychlostí vypočtených turbulencí jsou srovnatelné výsledky metody B a C. Metoda používající iFFT dosahuje nižších maximálních hodnot rychlostí a zároveň při podrobném pohledu je zřejmé, že výsledný časový průběh je spíše pozvolný s menšími rychlostními skoky. Při porovnání metody A a B, které jsou obě založeny na výkonovém spektru se metoda A projevuje spíše jako časový průměr metody B. Nicméně u obou metod je zřejmý frekvenční systém vycházející z výkonového spektra. I s ohledem na dosažené vnitřní síly je zřejmé, že metoda B je v porovnání s metodou A pro konstrukci méně příznivá.

Obrázek 4-7: Detail časového průběhu konečné rychlosti dle metody A (modře) a metody B (červeně čárkovaně)



S ohledem na skutečnost, že maximální rychlosti vypočtené dle metody B a C jsou srovnatelné je dalším krokem porovnání jejich časového průběhu, respektive frekvenčního spektra. Metoda B vychází z výkonového spektra a při zpětném využití FFT na výsledný signál je zřejmé, že s ním koresponduje. Metoda C, generována náhodně bez příslušnosti k jednotlivým frekvencím má jejich rozložení téměř rovnoměrné a je tedy stejně účinná napříč všech řešených frekvencí. S ohledem na tuto skutečnost se jeví tato metoda jako značně konzervativní a nevedla by k ekonomickému návrhu konstrukce. Porovnání zpětného převodu signálů z časové domény do frekvenční viz grafy níže.

Obrázek 4-8: Převedení generovaného signálu do frekvenční domény (metoda A – vlevo, B – uprostřed, C – vpravo)



Na základě převedení signálů zpět do frekvenční domény je jasné, že postup metody A s pomocí iFFT zachovává frekvenční rozložení signálu přesně. Naopak u metody C je potvrzeno rovnoměrné rozdělení po frekvencích. Metoda B zvyšuje oproti metodě A účinek vyšších frekvencí v rozsahu 0,1 – 1,0 Hz. S ohledem na skutečnost, že 1. vlastní frekvence konstrukce účinná ve směru větru je ~0,45 Hz je možné uvažovat při použití metody B s hodnotami na straně bezpečné. Pro řešení dynamické odezvy je tedy zvolena metoda B.

4.1.5.6 Výpočet hodnoty dynamického zatížení větrem

Pro určení konkrétní hodnoty dynamického zatížení bylo uvažováno s daty střední rychlosti a intenzity turbulence poskytnutých ČHMÚ. Jednotlivými metodami vypočtené rychlosti větru v čase byly převedeny na tlak větru v souladu s vztahem 4.10 (ČSN EN 1991-1-4 ed.2). Součinitel expozice, který

je závislý na turbulencích nebyl uvažován s ohledem na skutečnost, že turbulence jsou do rychlostí větru zahrnuty již při generaci časově proměnného zatížení.

4.1.5.7 Dynamická odezva při výstavbě

S ohledem na systém výpočtu je dynamická odezva v rámci stavby řešena pro stejný dynamický průběh zatížení větrem. Posouzení viz jednotlivé části statického výpočtu. Ztráta aeroelastické stability je řešena také jednotlivě pro dílčí části konstrukce.

4.1.6 Skupina zatěžovacích stavů T – zatížení teplotou

Pro návrh NK byly uvažovány vlivy rovnoměrného oteplení, resp. ochlazení a lineární průběh teploty dle tab. 6.1 a redukcemi v souladu s tab. 6.2 v ČSN EN 1991-1-5. Teplota provádění NK byla uvažována 10°C.

S ohledem na ustanovení čl. 6.1.4.3 v ČSN EN 1991-1-5 bylo řešeno nerovnoměrné oteplení v příčném směru, kdy se uvažuje oslunění z jedné strany a rozdílová teplot na krajích mostu je uvažován jako gradient 5°C.

Zároveň byl s ohledem na ustanovení čl. 6.1.6 v ČSN EN 1991-1-5 zohledněn rozdíl teploty mezi nosnými prvky, konkrétně mezi mostovkou a obloukem o 15°C.

Kombinování účinků teplot bylo řešeno v souladu s čl. 6.1.5 v ČSN EN 1991-1-5. Řešené vztahy byly vypočteny tak, aby maximální, resp. minimální teplota při kombinaci nepřesáhla maximální a minimální teplotu stanovenou dle kapitoly 6.1.3 v ČSN EN 1991-1-5.

Teplota - rovnoměrná										
Označ.	Popis	T_{max}	T_{min}	$T_{e,max}$	$T_{e,min}$	$T_{n,exp}$	$T_{n.con}$	Typ NK		III
		[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]			
T	rovnoměrná teplota	40.0	-34.0	41.5	-26.0	31.5	-36.0	-	-	-

Typ nosné konstrukce	Horní povrch teplejší než dolní	Dolní povrch teplejší než horní
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
1. typ: ocelová nosná konstrukce	18	13
2. typ: ocelobetonová nosná konstrukce	15	18
3. typ: betonová nosná konstrukce		
– betonový komorový nosník	10	5
– betonový nosník	15	8
– betonová deska	15	8

POZNÁMKA 1 Hodnoty uvedené v tabulce jsou horními mezními hodnotami lineárně proměnné složky teploty pro reprezentativní vzorek geometrie mostů.

POZNÁMKA 2 Hodnoty uvedené v tabulce pro mosty pozemních komunikací, lávky a pro železniční mosty vycházejí z 50 mm tloušťky mostního svršku. Pro jiné tloušťky mostního svršku se mají tyto hodnoty vynásobit součinitelem k_{sur}. Doporučené hodnoty součinitele k_{sur} jsou uvedené v tabulce 6.2.

4.1.7 Skupina zatěžovacích stavů MVL – svislá dopravní zatížení

Pro vyhodnocení svislých pohyblivých zatížení od dopravy byl využit modul „moving load“ programu MIDAS Civil. Pro kolej byla definována dráha, která kopíruje její směrové vedení.

Excentricita pohyblivého zatížení byla zadána v souladu s čl. 6.3.5 v ČSN EN 1991-2 ed. 2 hodnotou 83 mm.

Dynamické součinitele byly uvažovány dle ČSN EN 1991-2 ed. 2. Vliv možného použití dynamického součinitele pro pečlivě udržovanou kolej v rámci mezních stavů použitelnosti je v tomto případě zanedbatelný. Z tohoto důvodu byl použit součinitel pro standardně udržovanou kolej bez výjimky.

Pozn.: Klasifikace zatížení pro NK α=1,21 (požadavek Odboru traťového hospodářství pro zajištění rezervy předpjaté konstrukce); pro oblouk v souladu se zatříděním trati α=1,1.

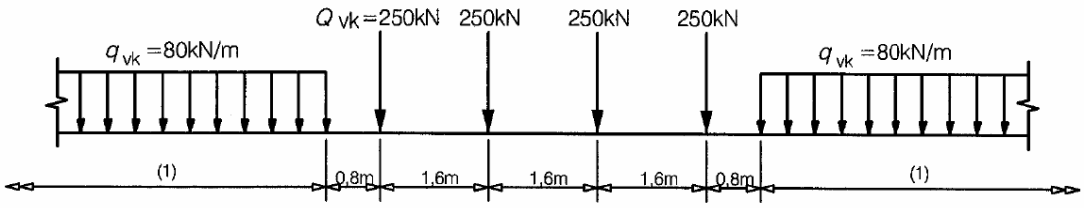
Dynamický součinitel

pro standardně udržovanou kolej	Φ_3 = 2,16/(L_Φ^0,5-0,2)+0,73	< 2,00
pro pečlivě udržovanou kolej	Φ_2 = 1,73/(L_Φ^0,5-0,2)+0,82	< 1,67

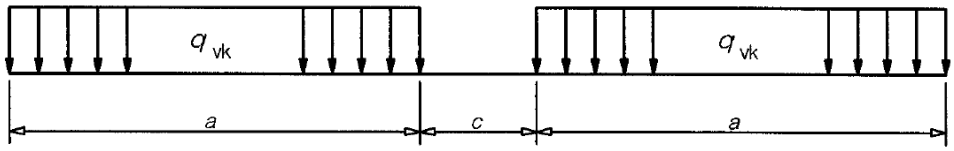
Náhradní délky prvků NK				Φ_3	Φ_2
hlavní nosná konstrukce - mostovka	L =		m		
	L_Φ =	L/13*1.5	m		
	L_Φ =	34.44	m	**1.111**	*1.074*
oblouk	L =		m		
	L_Φ =	L/2	m		
	L_Φ =	78.00	m	**1.000**	*1.000*

Zatěžovací schéma LM71 klasifikované součinitelem α, s osamělými nápravovými silami

klasifikační součinitel	α =	1.21	-
nápravová síla, char. hodnota	$Q_{71,1,k}$ =	α . 250	kN
	=	302.5	kN
rovnoměrné zatížení, char. hodnota	$q_{71,2,k}$ =	α . 80	kN/m
	=	96.8	kN/m



Zatěžovací schéma SW/0 (klasifikované součinitelem α)
Zatěžovací schéma SW/2 (bez klasifikace souč. α)



Obrázek 6.2 – Modely zatížení SW/0 a SW/2

Model zatížení	q_{vk} (kN/m)	*a* (m)	*c* (m)
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

4.1.8 Skupina zatěžovacích stavů R – Zatížení bočním rázem

Boční ráz byl zadán v souladu s ČSN EN 1991-2 ed.2. Nicméně s ohledem na účinky ostatních zatížení působících v příčném směru (např. vítr) nebyl dále vyhodnocován.

charakteristické zatížení bočním rázem, klasifikované součinitelem α

$Q_{sk,0}$ = 100.00 kN
α = 1.21
Q_{sk} = 121.00 kN

Pozn.: Klasifikace zatížení pro NK α=1,21 (požadavek Odboru traťového hospodářství pro zajištění rezervy předpjaté konstrukce); pro oblouk v souladu se zatříděním trati α=1,1.

4.1.9 Skupina zatěžovacích stavů B – Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami

Rozjezdové a brzdné síly byly zadávány s jednotným klasifikačním součinitelem. Rozdíl účinku na oblouk v MSÚ je do cca 3%, v mezních stavech použitelnosti (charakteristická kombinace) pak pouze do cca 5%.

R: rozjezdová síla pro zatěžovací schéma LM-71, klasifikované součinitelem α

char. hodnota rozjezdové $q_{la,71,k}$ = 33 . 1,21 kN/m
= **39.9** kN/m

Přičiňující délka NK1 $L_{R.1}$ = 300.00 m

Součinitel přenosu zat. $\xi_{R.1}$ = **1.00** **dilatační zařízení**
Zatížení v ose hlavního nosníku T.L/ T.P (1 kolej)
zatížení na jednu kolej $\mathbf{q_{K.1}}$ = **39.9 kN/m**

B: brzdná síla pro zatěžovací schéma LM-71, klasifikované součinitelem α

char. hodnota brzdné síly $q_{lb,71,k}$ = 20 . 1,21 kN/m
= **24.2** kN/m

Přičiňující délka NK1 $L_{B.1}$ = 300.00 m

Součinitel přenosu zat. $\xi_{B.1}$ = **1.00**
Zatížení v ose hl .nosníku T.L/ T.P (1 kolej)

zatížení na jednu kolej $\mathbf{q_{K.1}}$ = **24.2 kN/m**
plošné zatížení $\mathbf{q_{K.1}}$ = **9.31 kN/m²**

kontrola reakcí Rx:
Reakce $R_{x.1}$ (R) $R_{x.1}$ = **1210** kN
Reakce $R_{x.2}$ (B) $R_{x.2}$ = **7260** kN

Pozn.: Klasifikace zatížení pro NK α=1,21 (požadavek Odboru traťového hospodářství pro zajištění rezervy předpjaté konstrukce); pro oblouk v souladu se zatříděním trati α=1,1.

4.1.10 Skupina zat. stavů K – zatížení teplotním rozdílem mezi kolejí a NK

Vzhledem k využití mostního dilatačního zařízení na obou stranách nosné konstrukce je účinek teplotního rozdílu mezi kolejí a NK nulový (viz vztah 6.29 v ČSN EN 1991-2 ed.2).

4.1.11 Skupina zat. stavů S – účinky nerovnoměrného sedání opěr

Účinky nerovnoměrného sedání podpěr byly zohledněny celkovou hodnotou +/-2,5 mm pro vzájemné posuny jednotlivých podpor.

4.1.12 Rozsah dopravy pro posouzení na únavu

Pro posouzení na únavu byly využity výhledové rozsahy dopravy dle části B.02 – Provozní a dopravní technologie.

Tabulka 4-1: Rozsah dopravy pro jednotlivé koleje

Kolej	T_f (mil. hr. t / rok)
1	3,0

4.1.13 Skupina zatěžovacích stavů EQ – Zatížení zemětřesením – mimořádné

S ohledem na umístění konstrukce je možno vliv zemětřesení zanedbat.

ZATŘÍDĚNÍ OBLASTI KONSTRUKCE S OHLEDEM NA SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ

Oblast konstrukce						
Třída významu mostu:	III	~CC3	Součinitel významu mostu:	γ_I=	1.30	-
Seismická oblast:	Písek		Ref. špičkové zrychlení A:	a_{gR}=	0.00	-

Specifikace základové půdy				
Typ základové půdy:	A	$v_{s.30}$ [m/s]	N_{SPT} [úderů/30 cm]	c_u [kPa]
Popis základové půdy:		>800	-	-

Skalní horninový masiv nebo geologická formace typu skalních hornin při nadloží z měkčího materiálu v maximální mocnosti do 5 m

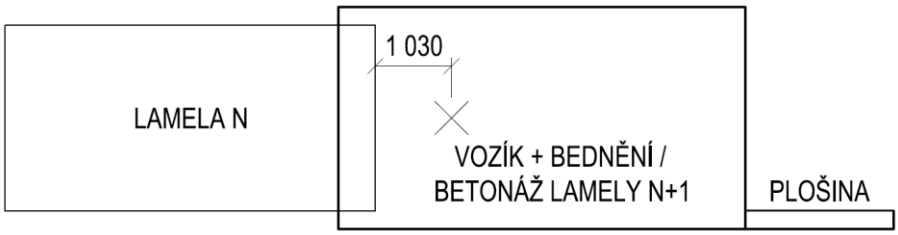
Vlastnosti spektra pružné odezvy									
Tvar spektra pruž. odezvy:		Spektrum 2		Směr	S	T_B	T_C	T_D
					[-]	[s]	[s]	[s]
Návrhové zrychlení podloží:	a_g=	0.000	g [m/s^2]	H	1.00	0.05	0.25	1.20
Návrhové svislé zrychlení:	a_{vg}=	0.000	g [m/s^2]	V	-	0.05	0.15	1.00
Poměrný viskózní útlum:	ξ=	2.00	%	Korekční součinitel útlumu:		η=	1.20	-
Oblast seismicity	a_gS=	0.000	g [m/s^2]	Velmi malá seizmicita - ČSN EN 1998 se zanedbá				

4.1.14 Zatížení v rámci fází výstavby

S ohledem na použité technologie a jejich nezanedbatelné hmotnosti byly do modelu implementovány zatížení od uložení (kotvení) betonážního vozíku lamel oblouku a od skruže pro betonáž mostovky.

4.1.14.1 Betonážní vozík

Zatížení od betonážního vozíku bylo zadáváno na konstrukci jako silový a momentový účinek na konci předchozí lamely. Tímto způsobem byla zadávána jak samotná hmotnost vozíku, tak i tíha čerstvého betonu při betonáži lamely. Hmotnost vozíku včetně bednění byla uvažována 70 t, vzdálenost těžiště od konce hotové lamely 1,03 m.



4.1.14.2 Skruž mostovky

Zatížení od posuvné skruže pro betonáž mostovky bylo zadáváno v předpokládaných pozicích jako bodové zatížení. Celková tíha skruže byla uvažován 100 t. S rozdělením na dvě stojky. Přední stojka je umístěna na následujícím pilíři, zadní stojka je uvažována ve vzdálenosti 1,5 m od konce vykonzolování

předchozího pole. Poměr přenosu zatížení od tíhy skruže – přední : zadní = 0,625 : 0,375; od tíhy čerstvého betonu: přední : zadní = 0,65 : 0,35.

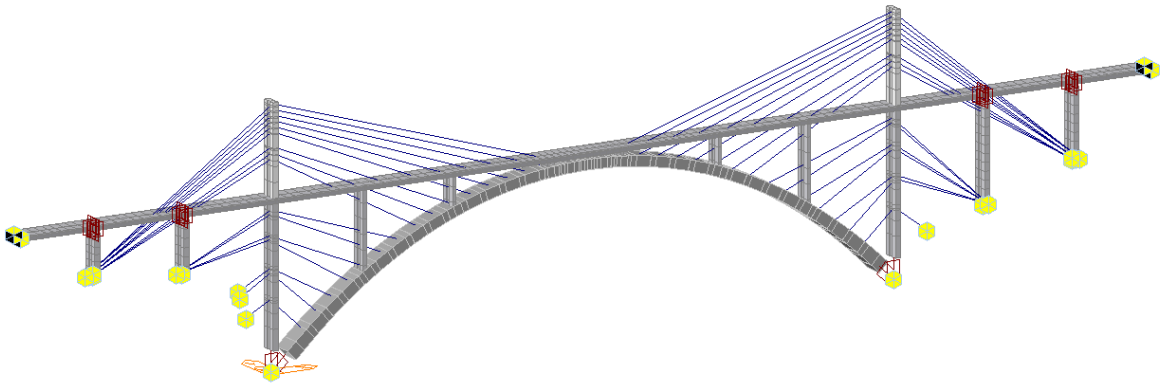
4.2 Model konstrukce

Výpočet vnitřních sil byl proveden na 3D prutovém modelu v MKP SW MIDAS Civil 2020 (v1.2). Vnitřní síly byly využity pro posouzení mezních stavů únosnosti v programu IDEA StatiCa – RCS (v10.1.99.54266). Mezní stavy použitelnosti byly posouzeny na základě vykreslení napětí v SW MIDAS Civil.

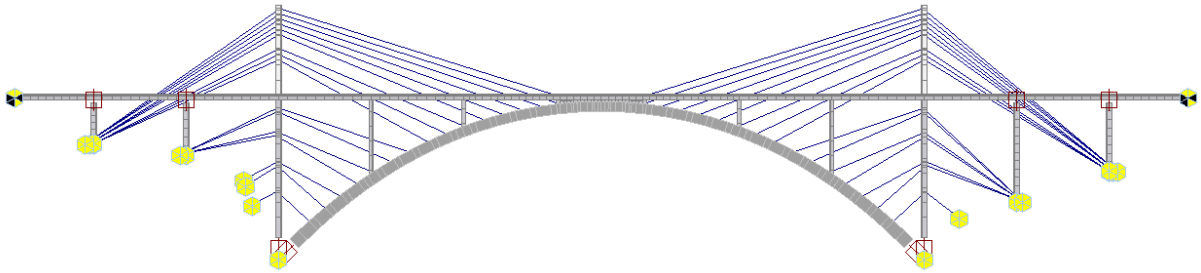
4.2.1 Popis modelu

Nosná konstrukce byla modelována pomocí prutových náhrad, které vystihují tvar jednotlivých konstrukcí. Pro zohlednění postupu výstavby bylo vytvořeno celkem 114 po sobě jdoucích konstrukčních fází. Systém výstavby letmou betonáží s vyvěšováním byl modelován pomocí použití lanových prvků, které byly v jednotlivých fázích výstavby napínány pro zajištění požadovaného tvaru oblouku a zajištění dimenzovatelných vnitřních sil na vyvěšené konzole ve fázích výstavby. Spojení mostovky s pilíři pomocí vrubových kloubů bylo realizováno pomocí uvolněných momentových vazeb v podélném směru. Pro zahrnutí vlivu uložení na dvojice ložisek nad břehovými pilíři byly použity soustavy průžných spojení, která zohlednila působení dvojice sil na kroutící účinky zatížení. Základy pilířů byly modelovány pružnými podporami s tuhostmi získanými z modulu Patky SW GEO 5.

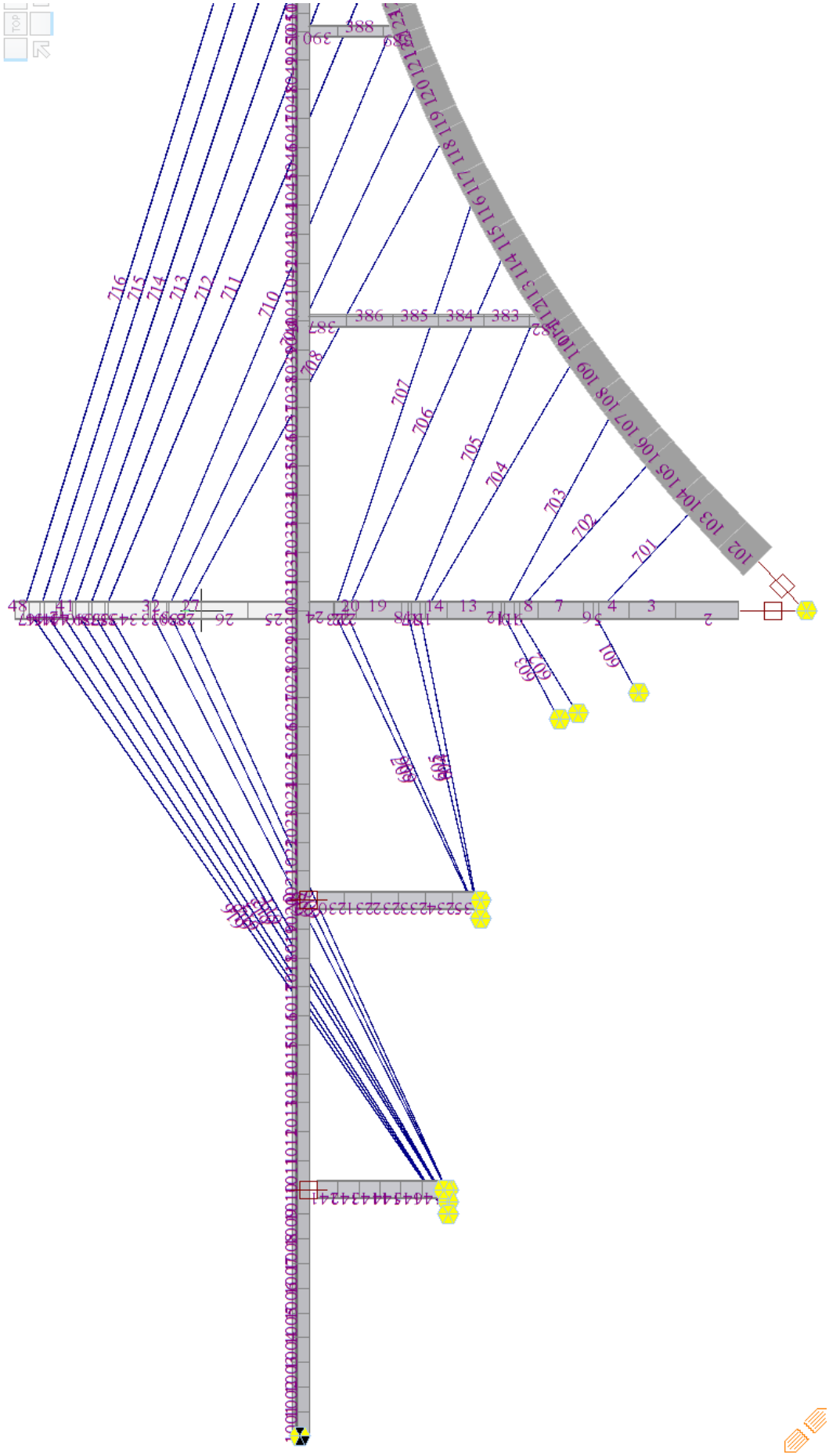
Obrázek 4-9: Model konstrukce – axonometrie



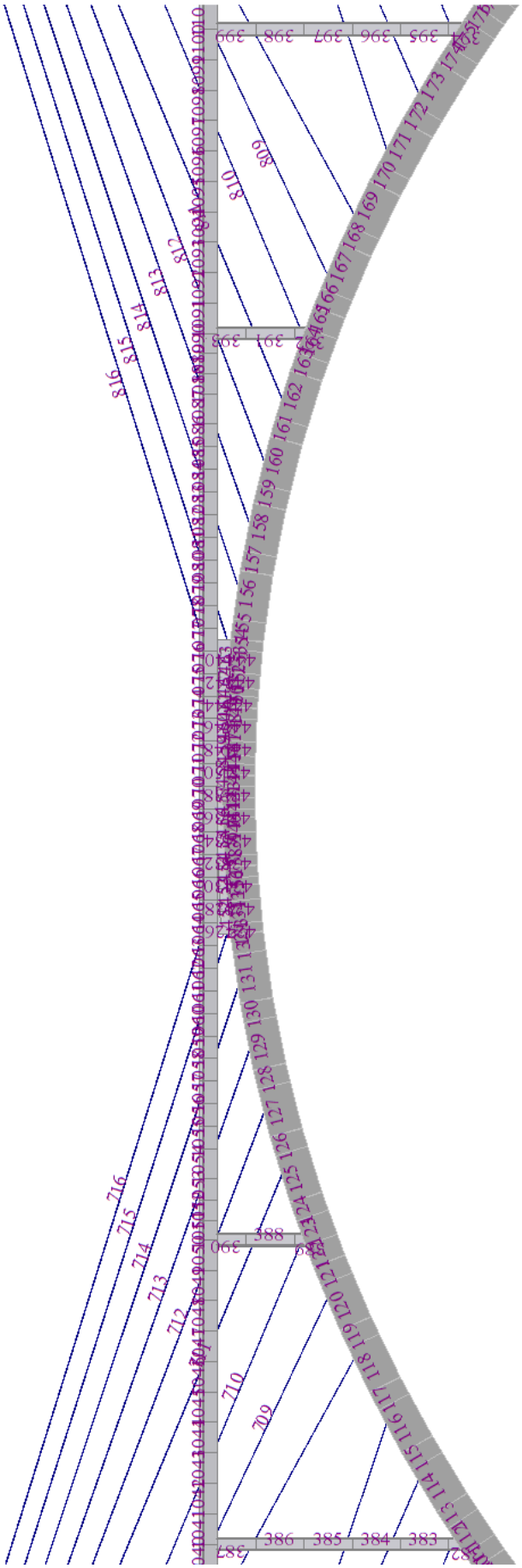
Obrázek 4-10: Model konstrukce – pohled



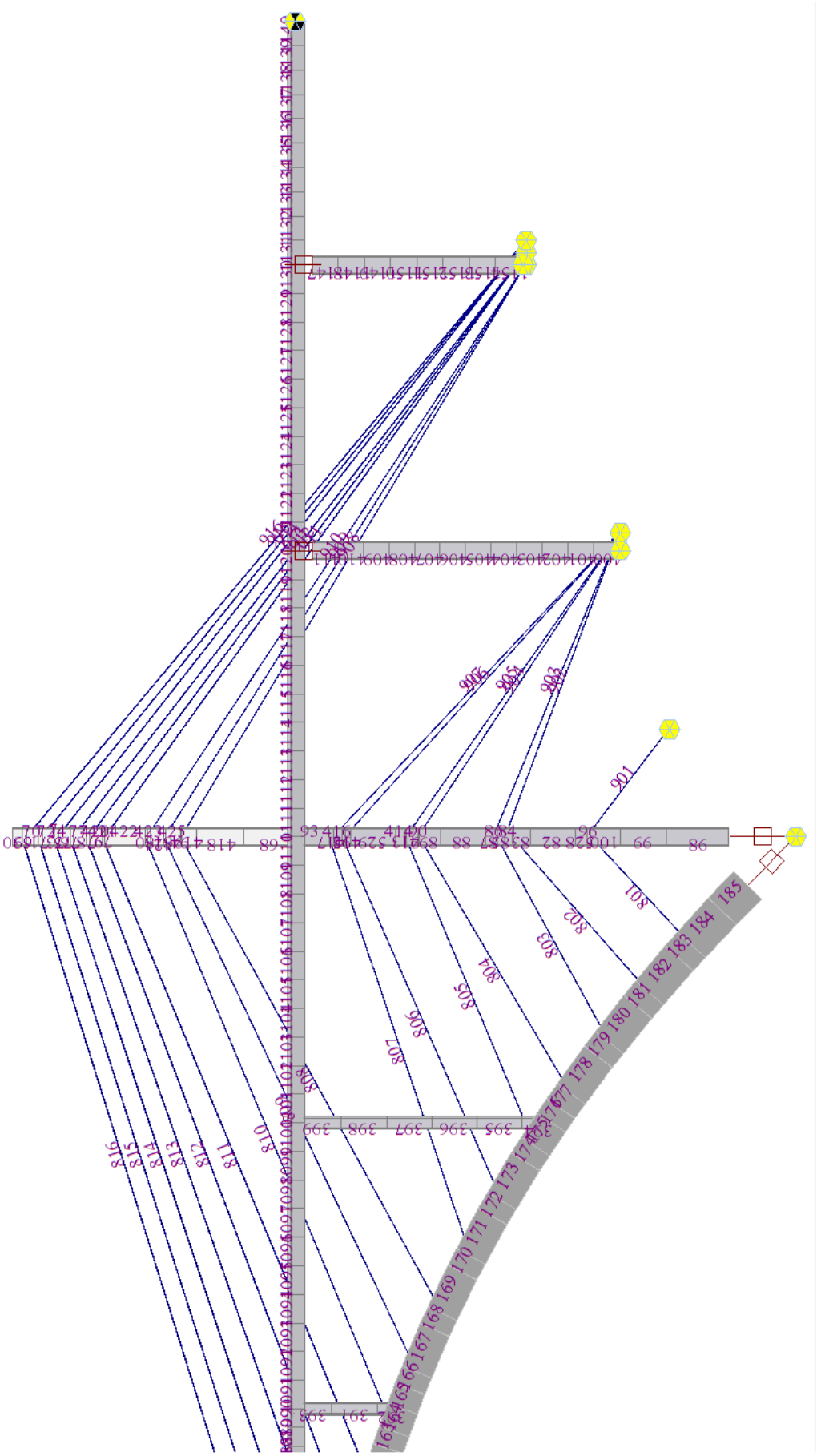
Obrázek 4-11: Model konstrukce – pohled, levá část



Obrázek 4-12: Model konstrukce – pohled, střední část



Obrázek 4-13: Model konstrukce – pohled, pravá část



4.2.2 Podélná tuhost konstrukce

V rámci výpočtu byly porovnány dva přístupy pro zohlednění podélné tuhosti desky mostovky s vlivem smykového ochabnutí – se zahrnutím smykového ochabnutí a bez jeho zahrnutí. Smykové ochabnutí se s ohledem na rozměry nosné konstrukce projevuje dle kap. 5.3.2.1 v ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 pouze v oblasti nad vnitřními podporami. Smykové ochabnutí nebylo s ohledem na níže předložené výsledky uvažováno. Vliv na ohybovou tuhost průřezu byl stanoven do velikosti 1%.

SPOLUPŮSOBÍCÍ ŠÍŘKA

geometrie konstrukce							
délka počátečního pole	L_1=	20.0	m	šířka trámu	B_w=	1.30	m
délka vnitřního pole (a)	L_{2a}=	23.5	m	šířka konzoly 1	B_1=	0.90	m
délka vnitřního pole (b)	L_{2b}=	23.5	m	šířka konzoly 2	B_2=	0.75	m
délka koncového pole	L_3=	20.0	m	celková šířka	B=	2.95	m
Vzdálenosti nulových ohybových momentů							
inflexní body - pole	$l_{0.1}$=	17.00	m		$l_{0.1\text{-}2a}$=	6.53	m
	$l_{0.2a}$=	16.45	m		$l_{0.2a\text{-}2a}$=	7.05	m
	$l_{0.2b}$=	16.45	m	inflexní body - podpory	$l_{0.2a\text{-}2b}$=	7.05	m
	$l_{0.3}$=	17.00	m		$l_{0.2b\text{-}2b}$=	7.05	m
					$l_{0.2b\text{-}3}$=	6.53	m

Spolupůsobící šířky

Umístění	$b_{eff,1}$ [m]	$b_{eff,2}$ [m]	b_{eff} [m]	Umístění	$b_{eff,1}$ [m]	$b_{eff,2}$ [m]	b_{eff} [m]
Pole 1	0.90	0.75	**2.95**	Podpora 2 (p-a)	0.83	0.75	**2.88**
Pole vnitřní (a)	0.90	0.75	**2.95**	Podpora vnitřní (a)	0.89	0.75	**2.94**
pole vnitřní (b)	0.90	0.75	**2.95**	Podp. vnitřní (a-b)	0.89	0.75	**2.94**
Pole n	0.90	0.75	**2.95**	Podpora vnitřní (b)	0.89	0.75	**2.94**
				Podpora n (b-k)	0.83	0.75	**2.88**

4.2.3 Geometrické imperfekce v modelu

S ohledem na velké rozpětí a předpokládanou štíhlost oblouku byly do modelu zaneseny vlivy geometrických imperfekcí pro vypočtené tvary vybočení v rovině (1. tvar) a z roviny (2. tvar). Tyto účinky se projeví zejména na vnitřních silách v oblouku. Pro břehové pilíře jsou účinky 2. řádu uvažovány samostatně dle jejich štíhlosti (viz posouzení pilířů). Pro obloukové stojky byl vliv imperfekce oblouku určen jako zanedbatelný a jsou tedy posouzeny také dle štíhlosti metodou jmenovité křivosti.

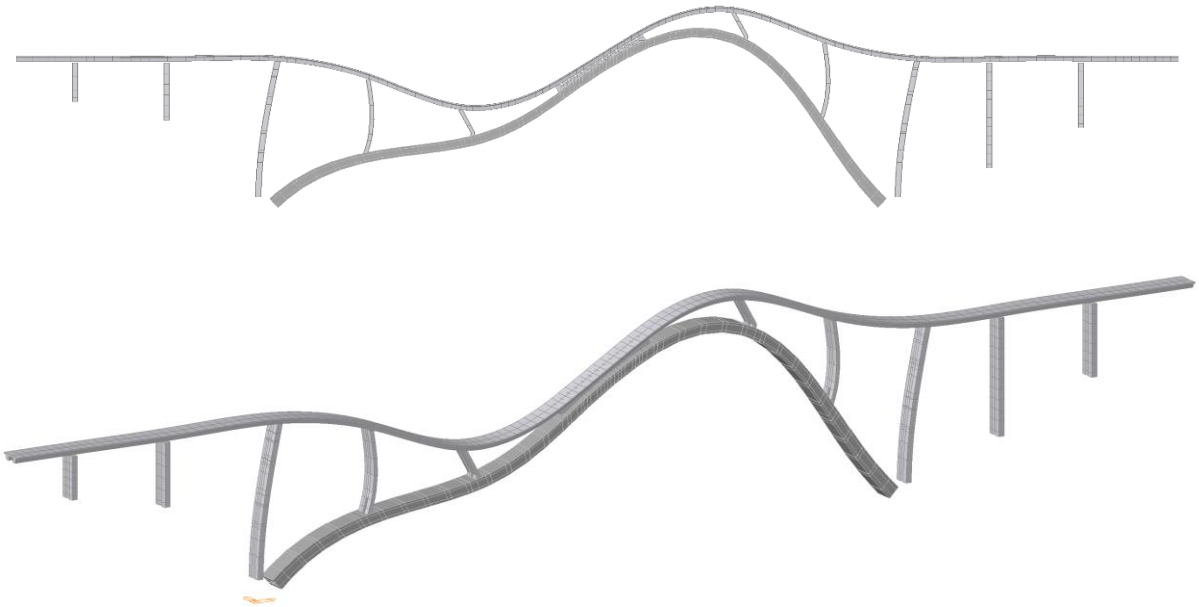
S ohledem na tvar vybočení byla uvažována délka idealizované sinusoida jako rozpětí oblouku (viz grafické znázornění tvaru vybočení níže). Amplituda výchylky pro zadání geometrických imperfekcí byla vypočtena v souladu s kapitolou 5.2 v ČSN EN 1992-2. Vypočtená výchylka odpovídá 1/1200 rozpětí oblouku. S ohledem na systém výstavby byla tato výchylka uvážena za podhodnocenou i s ohledem na porovnání předpokládaných výchylek u ocelových oblouků (tab. D.8 v ČSN EN 1993-2). Do modelu pro posouzení oblouku byly na základě tohoto porovnání zaneseny imperfekce dle dvou typů vybočení (v rovině / z roviny), kdy pro každý imperfektní tvar byla uvažována výchylka L/1200.

Využitím geometricky nelineárního výpočtu pro imperfektní stav nedochází k dalšímu významnému navýšení vnitřních sil.

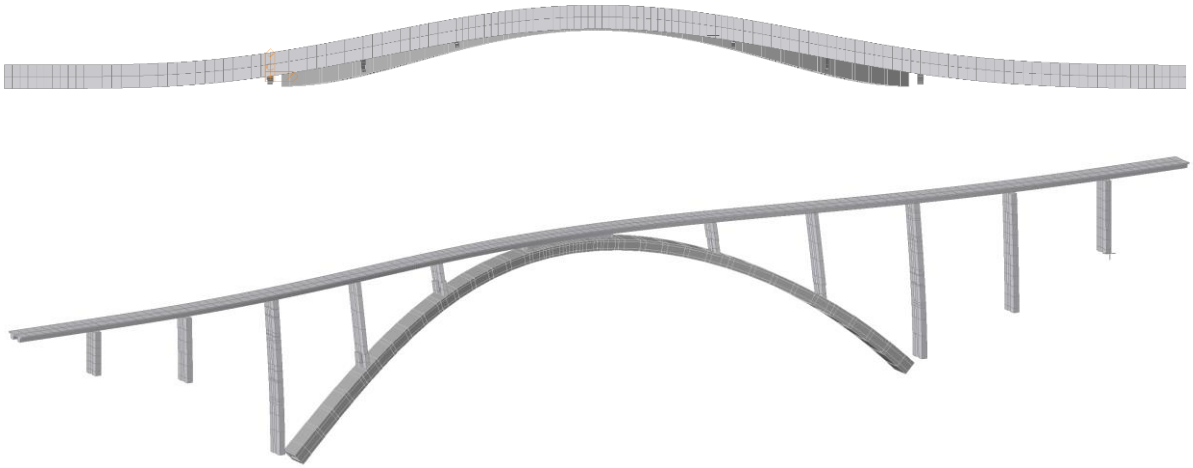
IMPERFEKCE - VÝPOČET (ČSN EN 1992-2 ed.2)

výpočet imperfekcí a výchylek pro obloukovou konstrukci							
výška / délka:	l=	78.00	m	*pro oblouk je "l" = 1/2 vlnové délky idealizované sinusoidy*			
základní hodnota odklonu:	Θ_0=	0.005	-	redukční součinitel:	α_h=	0.667	-
celková hodnota odklonu:	Θ_i=	0.003	-	amplituda výchylky:	**a=**	**0.130**	**m**

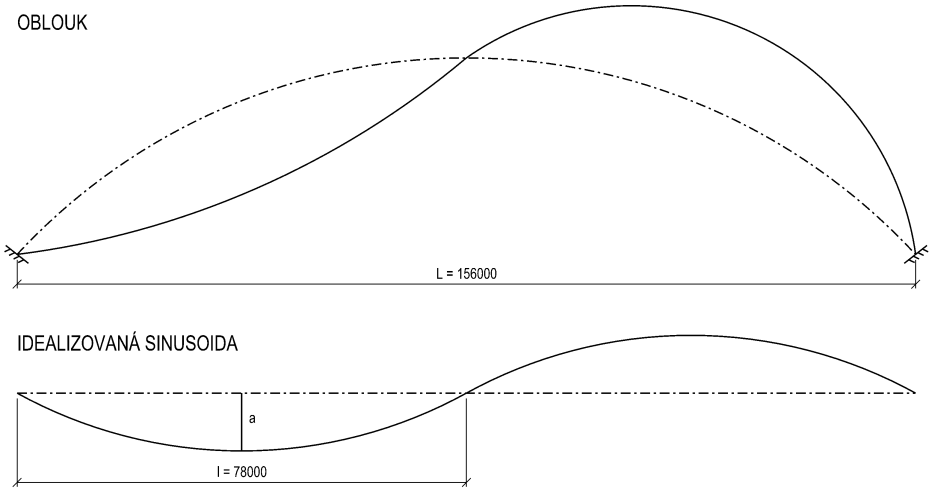
Obrázek 4-14: 1. Tvar vybočení oblouku – v rovině



Obrázek 4-15: 2. Tvar vybočení oblouku – z roviny



Obrázek 4-16: 2. Tvar idealizované sinusoidy



4.2.4 Fáze výstavby uvažované modelem

Pro zohlednění vlivu reologických jevů byly do modelu zaneseny fáze výstavby. Vlastní tíha u předpjatých prvků začíná působit společně s vnesením předpětí. U jednotlivých lamel pak v čase

vyvěšení. U ŽB prvků působí vlastní tíha ihned po přidání (prvky jsou přidávány se stářím min. 3 dny (čas ošetřování).

Upozornění: číslování polí v názvu fází v modelu je založeno na starším označení a je u polí mostovky o 1 nižší (uvažuje se číslování pro polovinu mostu).

Tabulka 4-2: Fáze výstavby

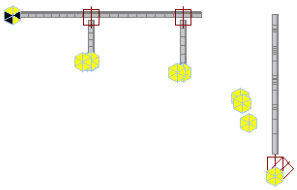
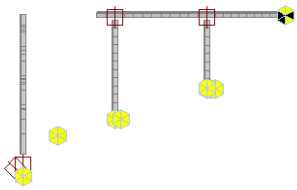
Fáze	Model	Trvání [den]	Konečný čas [den]
Pilíře P1, P2, P10, P11, opěry OP1, OP2	1-supp_P0_P1	51	51
Betonáž pole 1 a pole 12	2-D0	7	58
Betonáž pole 2 a pole 11	3-D1	0	58
Pilíř P3 a P9	4-P2	0	58
Betonáž zárodku oblouku	5-O_0	1	59
Instalace vozíku na zárodek	6-O_F1	5	64
Betonáž lamely 1	7-O_C1	3	67
Přidání lamely 1 do matice tuhosti	8-O_1	0	67
Aktivace závěsů 1. lamely	9-O_1C	1	68
Přesun vozíku pro betonáž lamely 2	10-O_F2	5	73
Betonáž lamely 2	11-O_C2	3	76
Přidání lamely 2 do matice tuhosti	12-O_2	0	76
Aktivace závěsů 2. lamely	13-O_2C	1	77
Přesun vozíku pro betonáž lamely 3	14-O_F3	5	82
Betonáž lamely 3	15-O_C3	3	85
Přidání lamely 3 do matice tuhosti	16-O_3	0	85
Aktivace závěsů 3. lamely	17-O_3C	1	86
Přesun vozíku pro betonáž lamely 4	18-O_F4	5	91
Betonáž lamely 4	19-O_C4	3	94
Přidání lamely 4 do matice tuhosti	20-O_4	0	94
Aktivace závěsů 4. lamely	21-O_4C	1	95
Přesun vozíku pro betonáž lamely 5	22-O_F5	5	100
Betonáž lamely 5	23-O_C5	3	103
Přidání lamely 5 do matice tuhosti	24-O_5	0	103
Aktivace závěsů 5. lamely	25-O_5C	1	104
Přesun vozíku pro betonáž lamely 6	26-O_F6	5	109
Betonáž lamely 6	27-O_C6	3	112
Přidání lamely 6 do matice tuhosti	28-O_6	0	112
Aktivace závěsů 6. lamely	29-O_6C	1	113
Přesun vozíku pro betonáž lamely 7	30-O_F7	5	118
Betonáž lamely 7	31-O_C7	3	121
Přidání lamely 7 do matice tuhosti	32-O_7	0	121
Aktivace závěsů 7. lamely	33-O_7C	1	122
Přesun vozíku pro betonáž lamely 8	34-O_F8	5	127
Betonáž pole 3 a pole 10	35-D2	0	127
Výstavba provizorního pylonu	36-P2_supp	0	127
Betonáž lamely 8	37-O_C8	3	130
Přidání lamely 8 do matice tuhosti	38-O_8	0	130
Aktivace závěsů 8. lamely	39-O_8C	1	131
Přesun vozíku pro betonáž lamely 9	40-O_F9	5	136
Betonáž lamely 9	41-O_C9	3	139
Přidání lamely 9 do matice tuhosti	42-O_9	0	139
Aktivace závěsů 9. lamely	43-O_9C	1	140
Přesun vozíku pro betonáž lamely 10	44-O_F10	5	145
Betonáž lamely 10	45-O_C10	3	148

Fáze	Model	Trvání [den]	Konečný čas [den]
Přidání lamely 10 do matice tuhosti	46-O_10	0	148
Aktivace závěsů 10. lamely	47-O_10C	1	149
Přesun vozíku pro betonáž lamely 11	48-O_F11	5	154
Betonáž lamely 11	49-O_C11	3	157
Přidání lamely 11 do matice tuhosti	50-O_11	0	157
Aktivace závěsů 11. lamely	51-O_11C	1	158
Přesun vozíku pro betonáž lamely 12	52-O_F12	5	163
Betonáž lamely 12	53-O_C12	3	166
Přidání lamely 12 do matice tuhosti	54-O_12	0	166
Aktivace závěsů 12. lamely	55-O_12C	1	167
Přesun vozíku pro betonáž lamely 13	56-O_F13	5	172
Betonáž lamely 13	57-O_C13	3	175
Přidání lamely 13 do matice tuhosti	58-O_13	0	175
Aktivace závěsů 13. lamely	59-O_13C	1	176
Přesun vozíku pro betonáž lamely 14	60-O_F14	5	181
Betonáž lamely 14	61-O_C14	3	184
Přidání lamely 14 do matice tuhosti	62-O_14	0	184
Aktivace závěsů 14. lamely	63-O_14C	1	185
Přesun vozíku pro betonáž lamely 15	64-O_F15	5	190
Betonáž lamely 15	65-O_C15	3	193
Přidání lamely 15 do matice tuhosti	66-O_15	0	193
Aktivace závěsů 15. lamely	67-O_15C	1	194
Přesun vozíku pro betonáž lamely 16	68-O_F16	5	199
Betonáž lamely 16	69-O_C16	3	202
Přidání lamely 16 do matice tuhosti	70-O_16	0	202
Aktivace závěsů 16. lamely - prázdné	71-O_16C	1	203
Přesun vozíku pro betonáž lamely 17	72-O_F17	5	208
Rozepření mezi koncovými lamelami	73-O_F17_jack	0	208
Betonáž spojení oblouku	74-O_C17	3	211
Zmonolitnění oblouku do matice tuhosti	75-O_17	14	225
Betonáž spojovacích krčků nad korunou oblouku	76-Joint	14	239
Odstranění skupiny závěsů lamely 16 - prázdné	77-Cable_min1	1	240
Odstranění skupiny závěsů lamely 15	78-Cable_min2	1	241
Odstranění skupiny závěsů lamely 14	79-Cable_min3	1	242
Odstranění skupiny závěsů lamely 13	80-Cable_min4	0	242
Odstranění skupiny závěsů lamely 12	81-Cable_min5	0	242
Odstranění skupiny závěsů lamely 11	82-Cable_min6	0	242
Odstranění skupiny závěsů lamely 10	83-Cable_min7	0	242
Odstranění skupiny závěsů lamely 9	84-Cable_min8	0	242
Odstranění skupiny závěsů lamely 8	85-Cable_min9	0	242
Zhotovení pilíře nad obloukem (P4, P8)	86-P3	0	242
Zhotovení pilíře nad obloukem (P5, P9)	87-P4	0	242
Posun skruže pro betonáž pole 4	88-SS-F3-A	3	245
Posun skruže pro betonáž pole 9	89-SS-F3-Z	3	248
Betonáž pole 4	90-SS-Fc3-A	3	251
Betonáž pole 9	91-SS-Fc3-Z	3	254
Předepnutí, přidání polí do matice tuhosti	92-D3	2	256
Posun skruže pro betonáž pole 5	93-SS-F4-A	3	259
Posun skruže pro betonáž pole 8	94-SS-F4-Z	3	262
Betonáž pole 5	95-SS-Fc4-A	3	265
Betonáž pole 8	96-SS-Fc4-Z	3	268

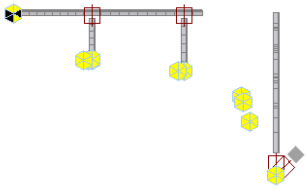
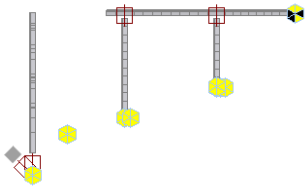
Fáze	Model	Trvání [den]	Konečný čas [den]
Předepnutí, přidání polí do matice tuhosti	97-D4	2	270
Posun skruže pro betonáž pole 6	98-SS-F5-A	3	273
Posun skruže pro betonáž pole 7	99-SS-F5-Z	3	276
Betonáž pole 6	100-MSS-Fc5-A	3	279
Betonáž pole 7	101-MSS-Fc5-Z	3	282
Předepnutí, přidání polí do matice tuhosti	102-D5	2	284
Odstranění skruže z pole 7	103-MSS-F5-Z-rem	1	285
Posun skruže nad korunu oblouku	104-MSS-F6-A	3	288
Betonáž pole nad korunou oblouku	105-MSS-Fc6-A	3	291
Přidání pole do matice tuhosti	106-D6	2	293
Odstranění skruže z koruny oblouku	107-MSS-F6-A-rem	1	294
Odstranění skupiny závěsů lamely 7,6,5,4	108-Cable_min4	1	295
Odstranění skupiny závěsů lamely 3,2,1	109-Cable_min5	1	296
Zhotovení říms a vybavení	110-G1_access	14	310
Zhotovení štěrkového lože a svršku	111-G1_wear	30	340
Uvedení do provozu	112-UP	0	340
Provoz	113-Provoz	36200	36540
Konec životnosti	114-INF	0	36540

4.2.4.1 Grafické řešení fází výstavby

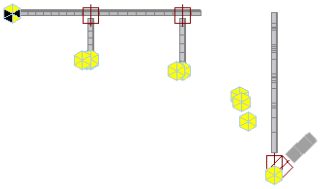
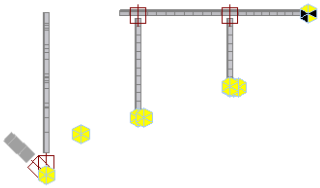
1. Pilíře P1, P2, P10, P11, opěry OP1, OP2
2. Betonáž pole 1 a pole 12
3. Betonáž pole 2 a pole 11
4. Pilíř P3 a P9

5. Betonáž zárodku oblouku
6. Instalace vozíku na zárodek

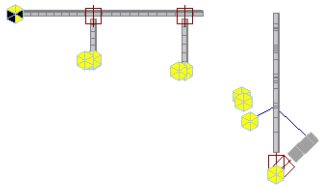
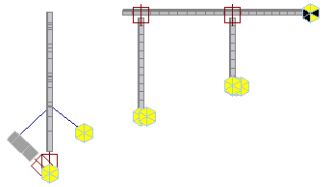



7. Betonáž lamely 1
8. Přidání lamely 1 do matice tuhosti

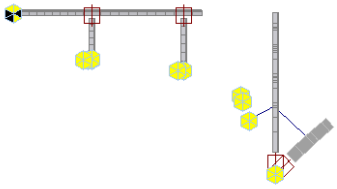
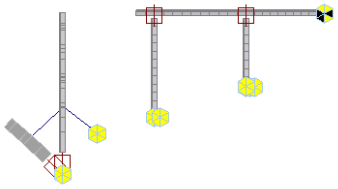



9. Aktivace závěsů 1. lamely

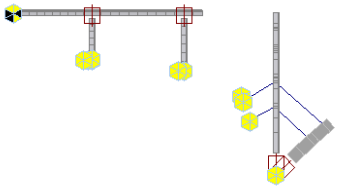
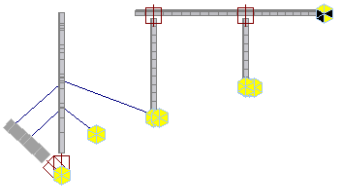
10. Přesun vozíku pro betonáž lamely 2
11. Betonáž lamely 2

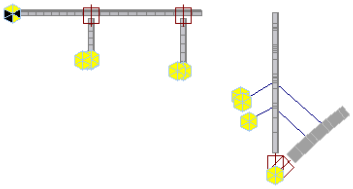
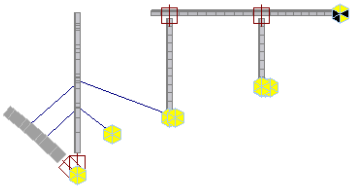
12. Přidání lamely 2 do matice tuhosti

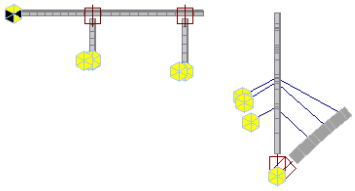
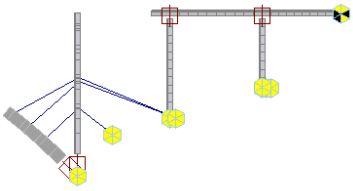
13. Aktivace závěsů 2. lamely
14. Přesun vozíku pro betonáž lamely 3
15. Betonáž lamely 3

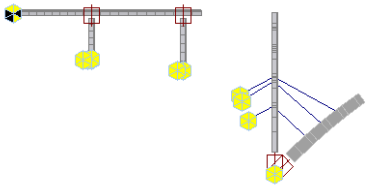
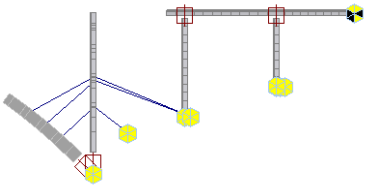
16. Přidání lamely 3 do matice tuhosti

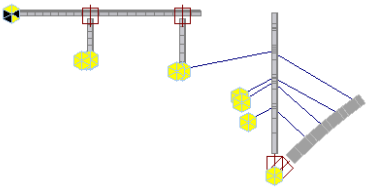
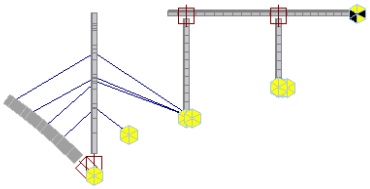
17. Aktivace závěsů 3. lamely
18. Přesun vozíku pro betonáž lamely 4
19. Betonáž lamely 4

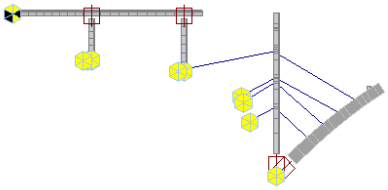
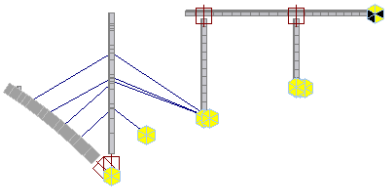
20. Přidání lamely 4 do matice tuhosti

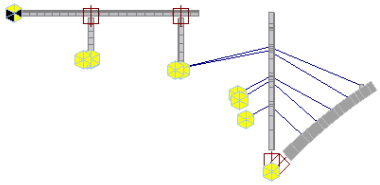
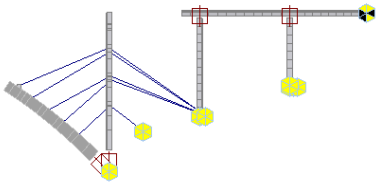
21. Aktivace závěsů 4. lamely
22. Přesun vozíku pro betonáž lamely 5
23. Betonáž lamely 5

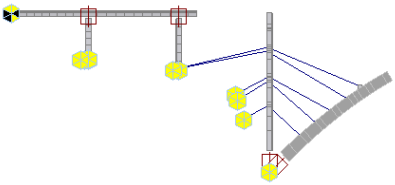
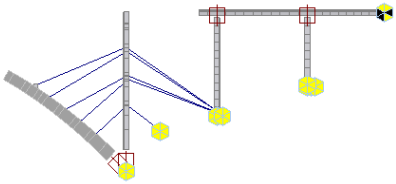
24. Přidání lamely 5 do matice tuhosti

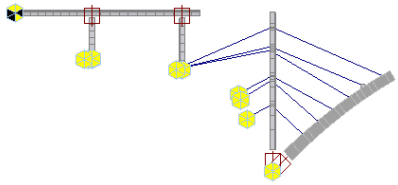
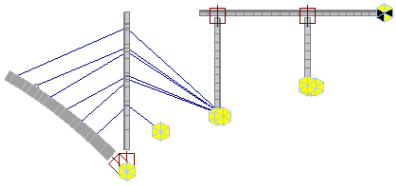
25. Aktivace závěsů 5. lamely
26. Přesun vozíku pro betonáž lamely 6
27. Betonáž lamely 6

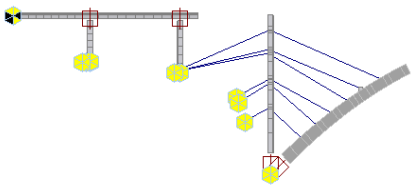
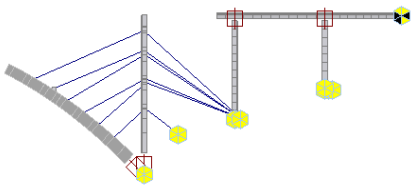
28. Přidání lamely 6 do matice tuhosti

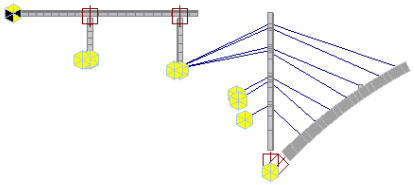
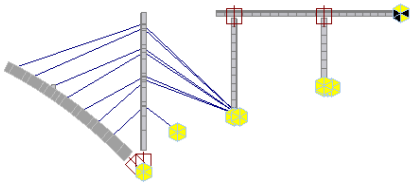
29. Aktivace závěsů 6. lamely
30. Přesun vozíku pro betonáž lamely 7
31. Betonáž lamely 7

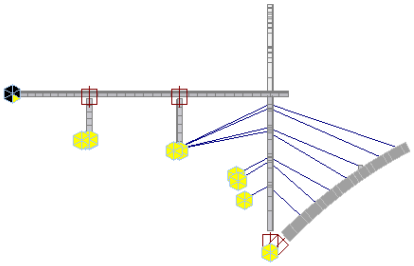
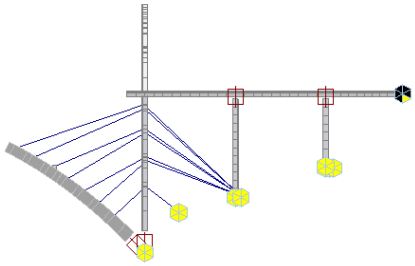
32. Přidání lamely 7 do matice tuhosti

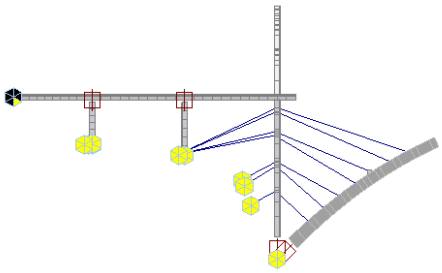
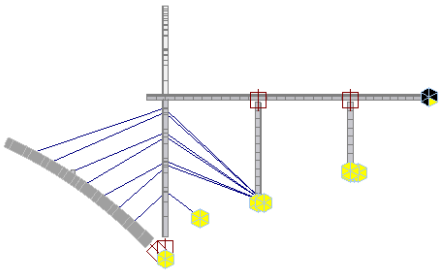
33. Aktivace závěsů 7. lamely
34. Přesun vozíku pro betonáž lamely 8

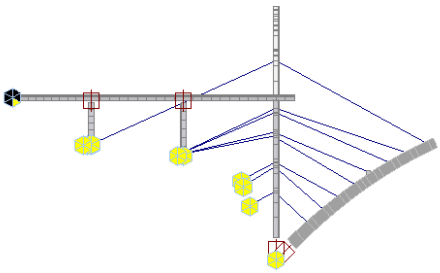
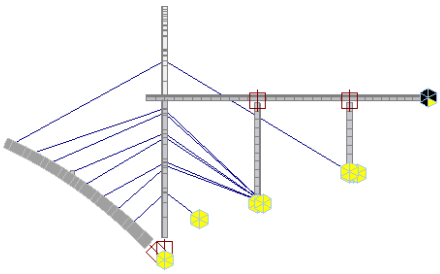
35. Betonáž pole 3 a pole 10
36. Výstavba provizorního pylonu
37. Betonáž lamely 8

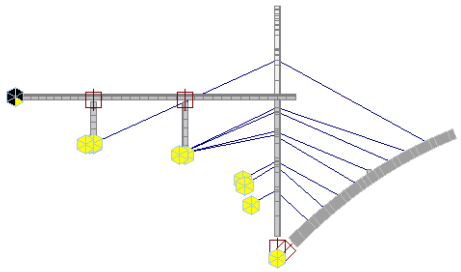
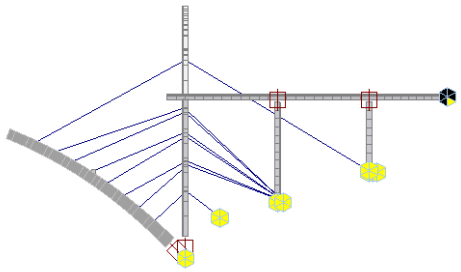
38. Přidání lamely 8 do matice tuhosti

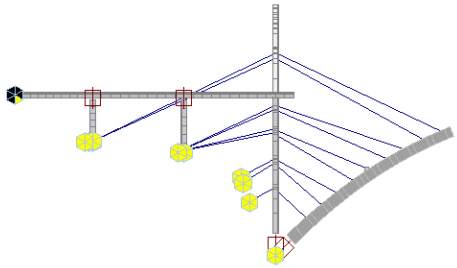
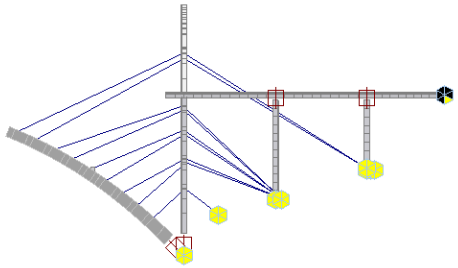
39. Aktivace závěsů 8. lamely
40. Přesun vozíku pro betonáž lamely 9
41. Betonáž lamely 9

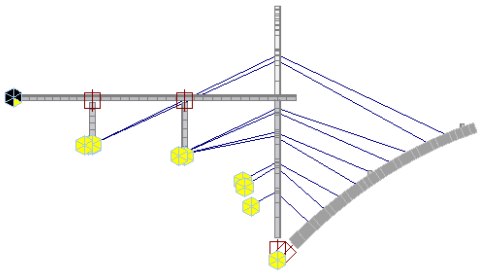
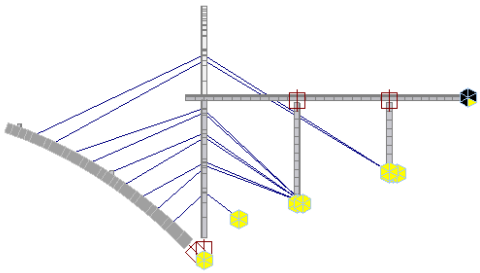
42. Přidání lamely 9 do matice tuhosti

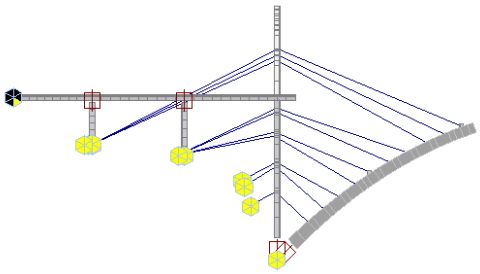
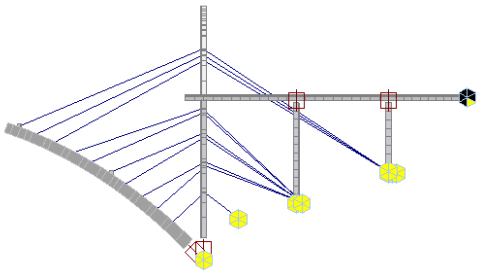
43. Aktivace závěsů 9. lamely
44. Přesun vozíku pro betonáž lamely 10
45. Betonáž lamely 10

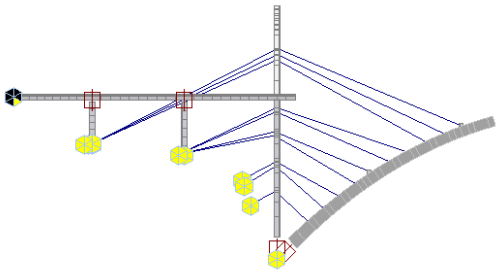
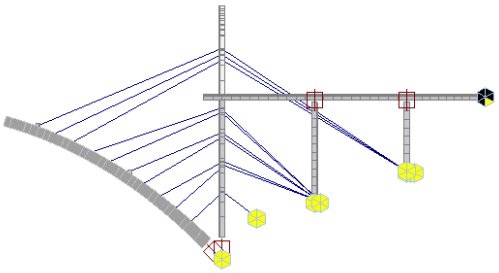
46. Přidání lamely 10 do matice tuhosti

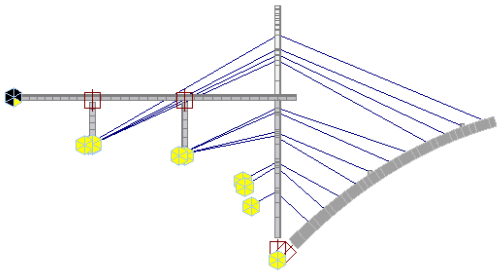
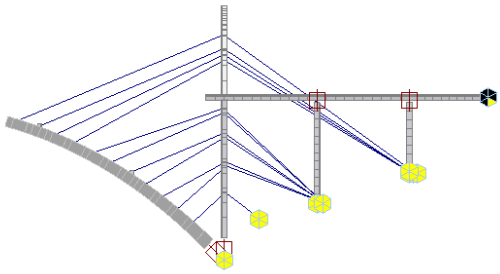
47. Aktivace závěsů 10. lamely
48. Přesun vozíku pro betonáž lamely 11
49. Betonáž lamely 11

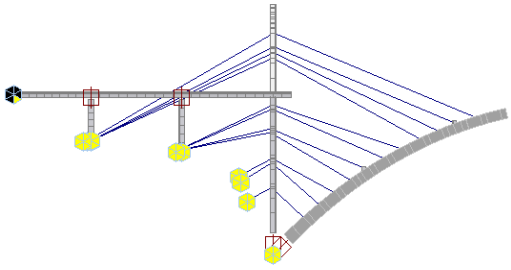
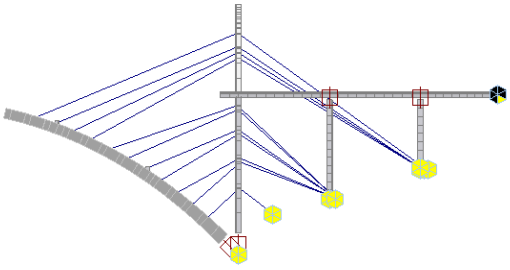
50. Přidání lamely 11 do matice tuhosti

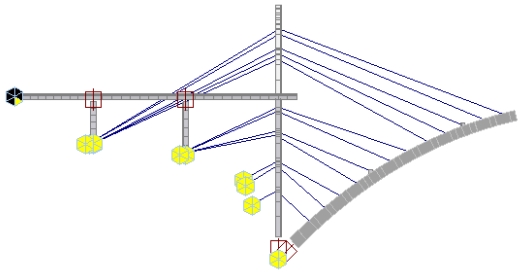
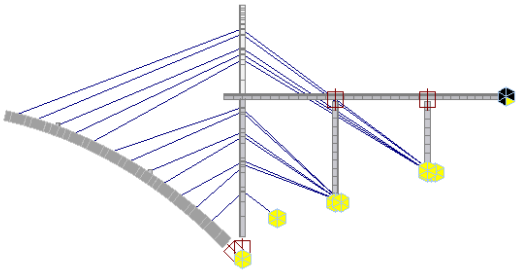
51. Aktivace závěsů 11. lamely
52. Přesun vozíku pro betonáž lamely 12
53. Betonáž lamely 12

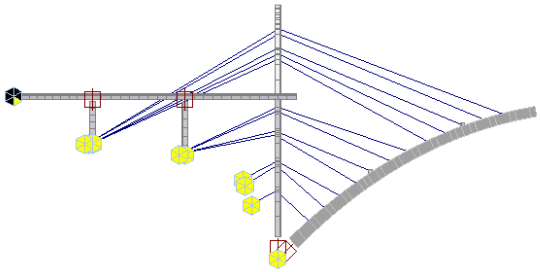
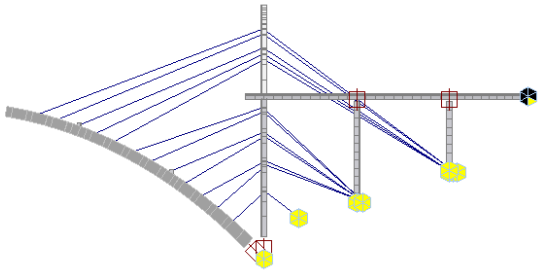
54. Přidání lamely 12 do matice tuhosti

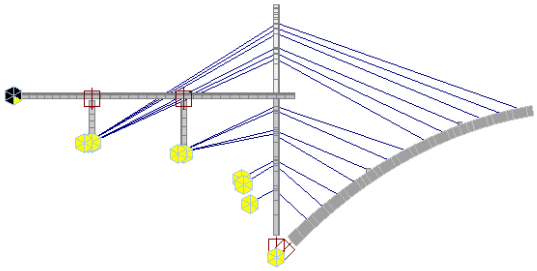
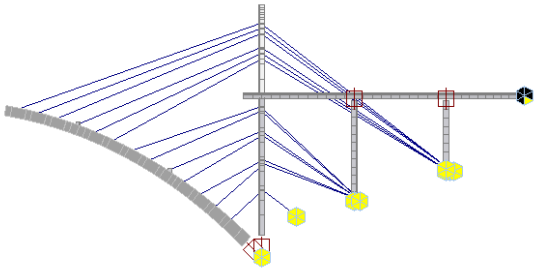
55. Aktivace závěsů 12. lamely
56. Přesun vozíku pro betonáž lamely 13
57. Betonáž lamely 13

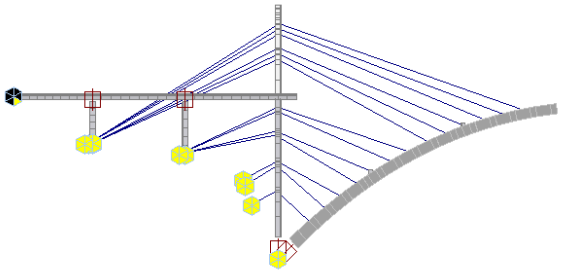
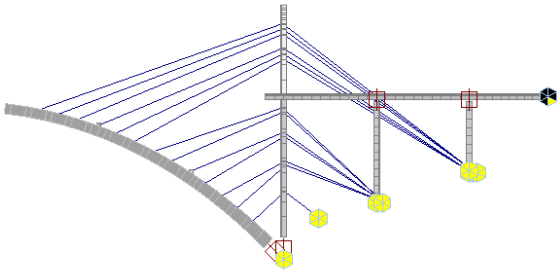
58. Přidání lamely 13 do matice tuhosti

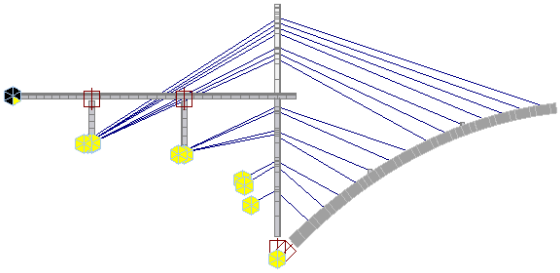
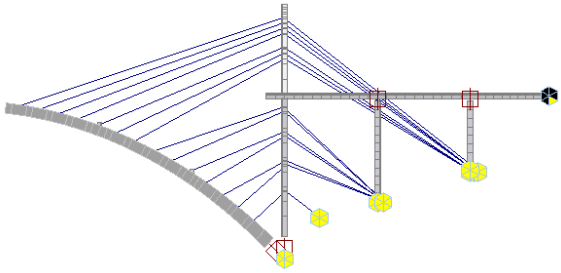
59. Aktivace závěsů 13. lamely
60. Přesun vozíku pro betonáž lamely 14
61. Betonáž lamely 14

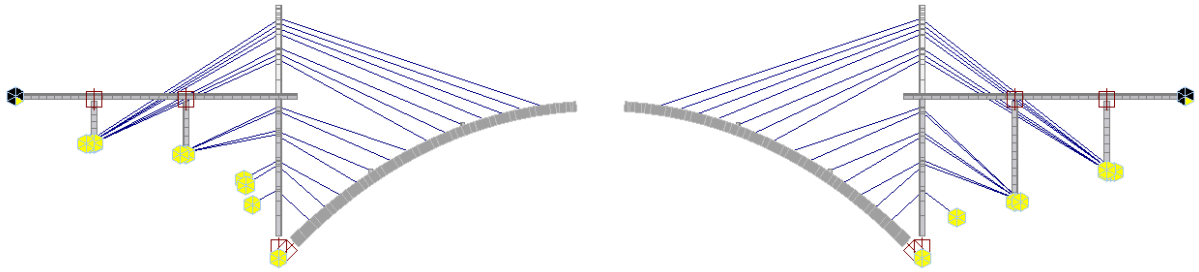
62. Přidání lamely 14 do matice tuhosti

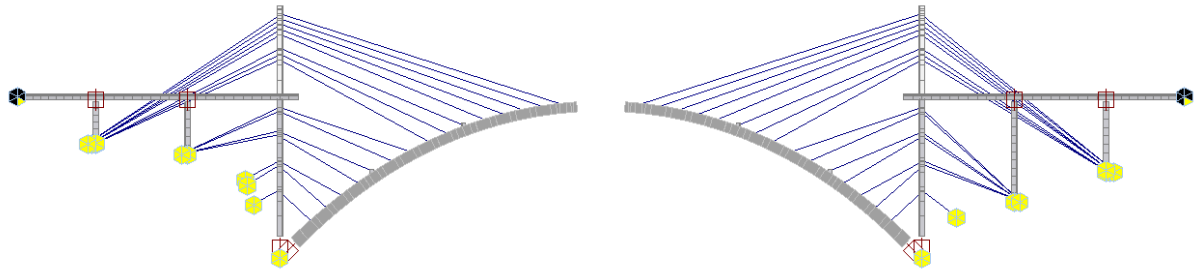
63. Aktivace závěsů 14. lamely
64. Přesun vozíku pro betonáž lamely 15
65. Betonáž lamely 15

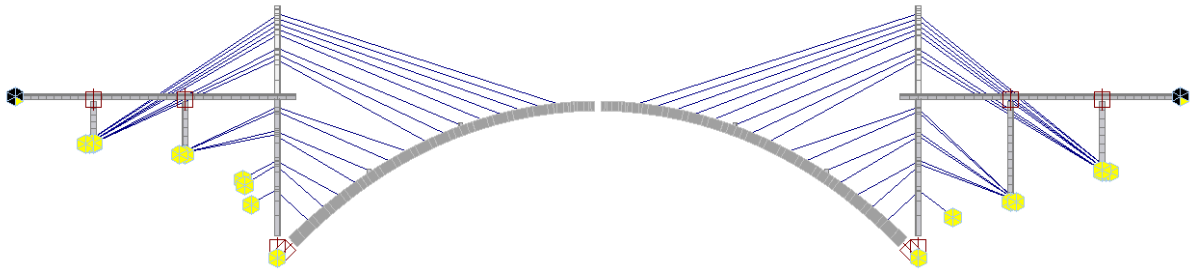
66. Přidání lamely 15 do matice tuhosti



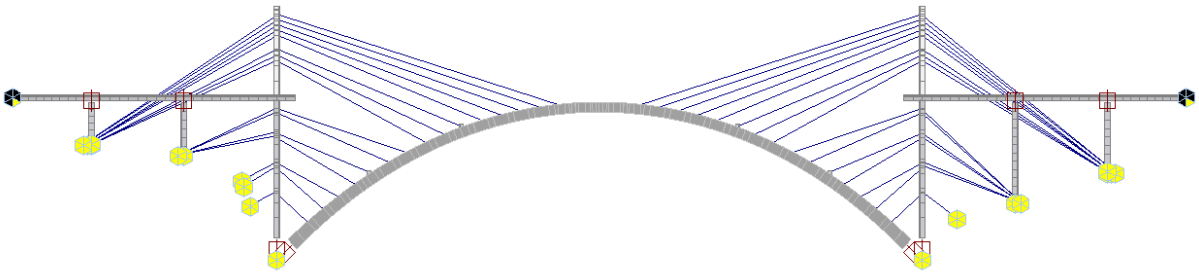
67. Aktivace závěsů 15. lamely
68. Přesun vozíku pro betonáž lamely 16
69. Betonáž lamely 16



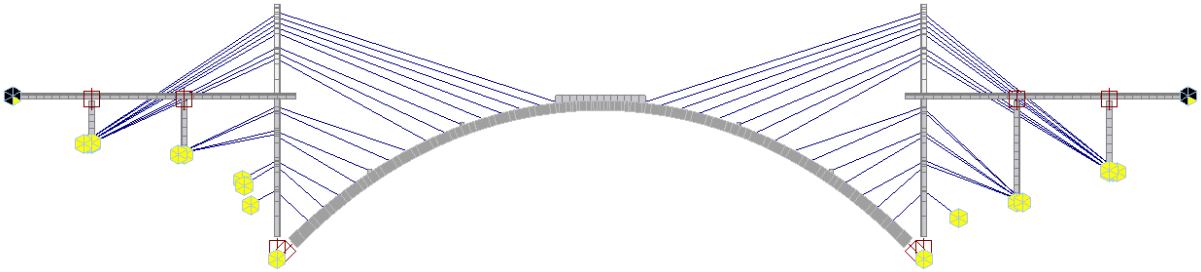
70. Přidání lamely 16 do matice tuhosti
71. Aktivace závěsů 16. lamely – prázdné
72. Přesun vozíku pro betonáž lamely 17
73. Rozepření mezi koncovými lamelami
74. Betonáž spojení oblouku



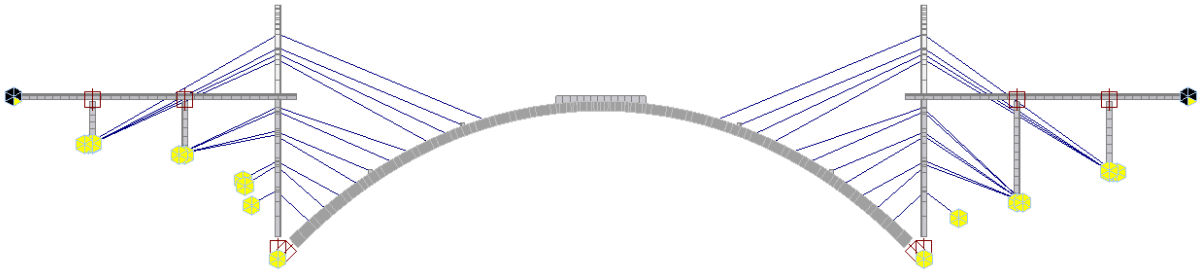
75. Zmonolitnění oblouku do matice tuhosti



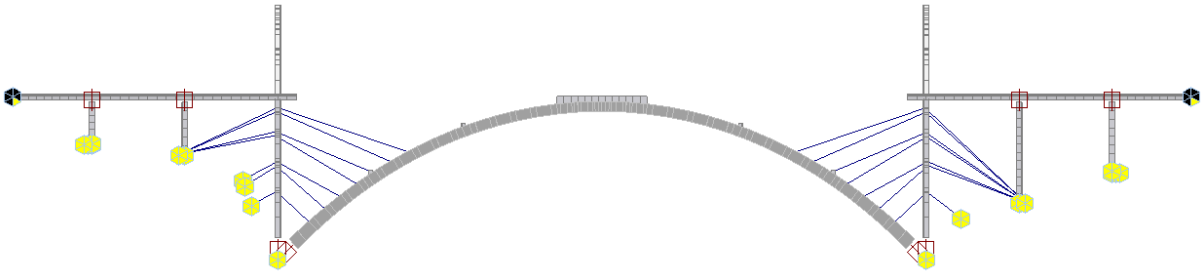
76. Betonáž spojovacích krčků nad korunou oblouku



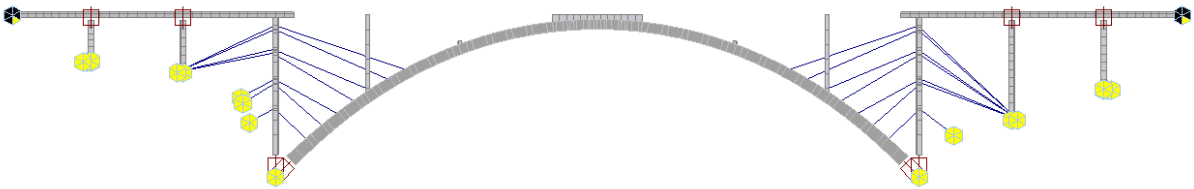
77. Odstranění skupiny závěsů lamely 16 - prázdné
78. Odstranění skupiny závěsů lamely 15
79. Odstranění skupiny závěsů lamely 14
80. Odstranění skupiny závěsů lamely 13
81. Odstranění skupiny závěsů lamely 12



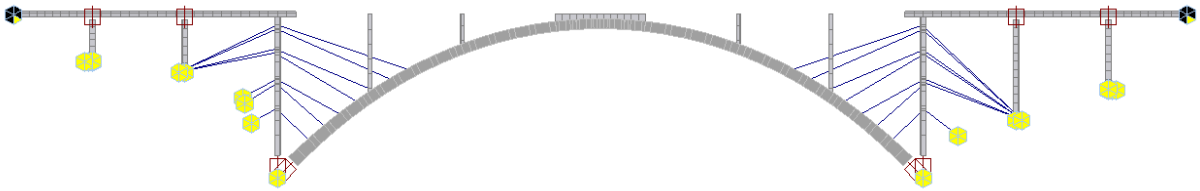
82. Odstranění skupiny závěsů lamely 11
83. Odstranění skupiny závěsů lamely 10
84. Odstranění skupiny závěsů lamely 9
85. Odstranění skupiny závěsů lamely 8



86. Zhotovení pilíře nad obloukem (P4, P8)

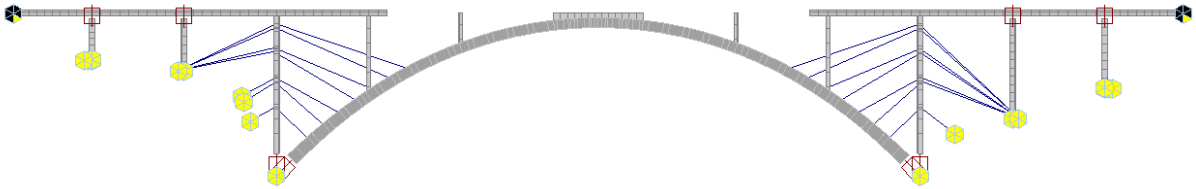


87. Zhotovení pilíře nad obloukem (P5, P9)

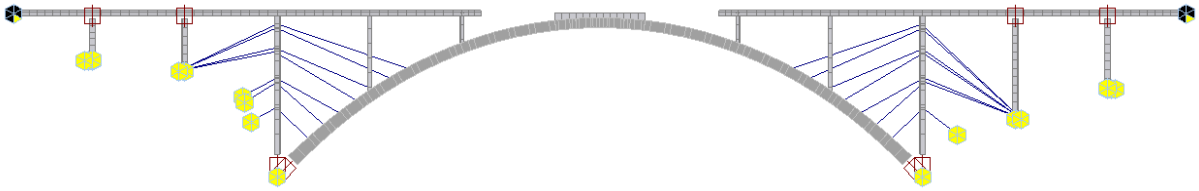


88. Posun skruže pro betonáž pole 4
89. Posun skruže pro betonáž pole 9

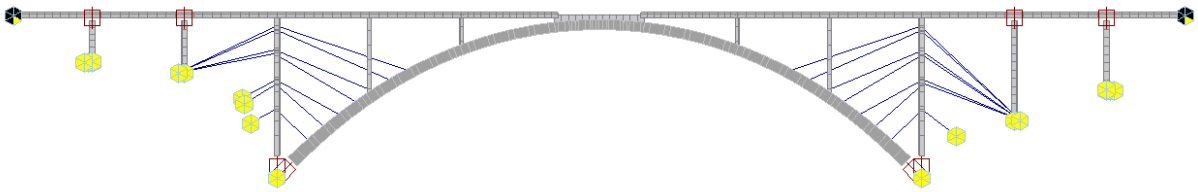
90. Betonáž pole 4
91. Betonáž pole 9
92. Předepnutí, přidání polí do matice tuhosti



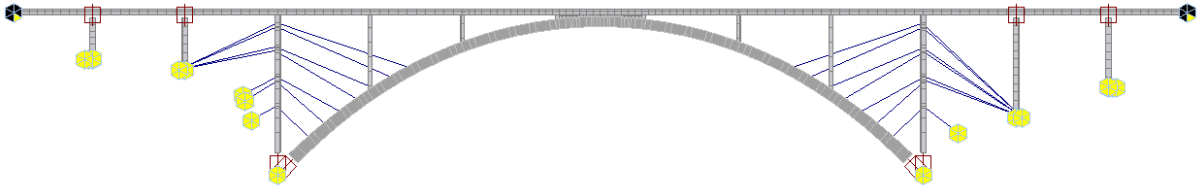
93. Posun skruže pro betonáž pole 5
94. Posun skruže pro betonáž pole 8
95. Betonáž pole 5
96. Betonáž pole 8
97. Předepnutí, přidání polí do matice tuhosti



98. Posun skruže pro betonáž pole 6
99. Posun skruže pro betonáž pole 7
100. Betonáž pole 6
101. Betonáž pole 7
102. Předepnutí, přidání polí do matice tuhosti

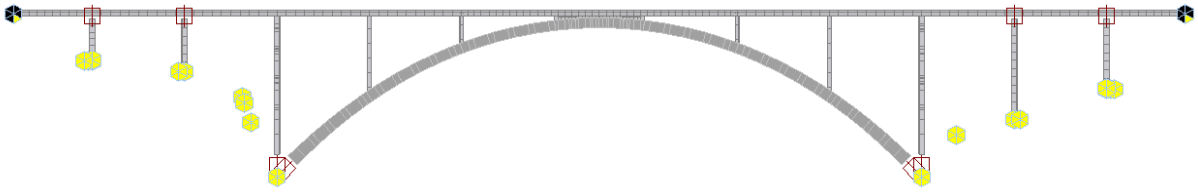


103. Odstranění skruže z pole 7
104. Posun skruže nad korunu oblouku
105. Betonáž pole nad korunou oblouku
106. Přidání pole do matice tuhosti



107. Odstranění skruže z koruny oblouku
108. Odstranění skupiny závěsů lamely 7,6,5,4

109. Odstranění skupiny závěsů lamely 3,2,1



110. Zhotovení říms a vybavení
111. Zhotovení štěrkového lože a svršku
112. Uvedení do provozu
113. Provoz
114. Konec životnosti

5 Mostovka

5.1 Posouzení nosné konstrukce v podélném směru

S ohledem na rozsah výpočetních dat byly pro podrobné posouzení v rámci tohoto dokumentu zvoleny reprezentativní části konstrukce:

- 1. pole (rozpětí 20,0 m)
- 4. pole (rozpětí 23,5 m) – první pole nad obloukem
- 6. pole (rozpětí ~24,0 m) – pole navazující na zmonolitnění s obloukem
- 7. pole (rozpětí 22,0 m) – pole nad spojujícím krčkem

5.1.1 Schéma vedení kabelů

Do nosné konstrukce je navrženo celkem 8 ks 15-ti lanových kabelů Y1860-15,7-A. Vedení kabelů je definováno kružnicemi. Kabely jsou napínány pouze z jedné strany, vždy z konce pracovního taktu. V krajních polích jsou napnuty 2 kabely, následně v každém dalším poli jsou napnuty 2 kabely průběžné přes dvě pole (n-1, n). Poslední předpjatá pole uprostřed mostu jsou kromě dvou spojitých kabelů dopnuty 2 kabely pro tato pole). Podrobná geometrie kabelů viz příslušná výkresová část.

Polygon kabelu je pro účely statického výpočtu tabelizován. Počátek kabelu je uvažován v pracovní spáře ve vzdálenosti L/5 od osy uložení. Svislá pořadnice je uvažována od horního povrchu NK. Kabely jsou uvedeny s příčnou pořadnicí pro ideální kabel levého trámu. Vedení v pravém trámu je identické.

GEOMETRIE KABELU PŘEDPĚTÍ - 1. pole				
# lomu polygonu	X [m]	Y [m]	Z [m]	R [m]
1	0.000	1.550	-0.521	0.000
2	5.500	1.550	-1.174	50.000
3	13.000	1.550	-1.174	50.000
4	19.000	1.550	-0.450	10.000
5	21.000	1.550	-0.450	10.000
7	24.700	1.550	-0.919	0.000

GEOMETRIE KABELU PŘEDPĚTÍ - 6. pole				
# lomu polygonu	X [m]	Y [m]	Z [m]	R [m]
1	0.000	1.550	-0.919	0.000
2	2.800	1.550	-1.174	20.000
3	10.800	1.550	-1.174	50.000
4	19.800	1.550	-0.400	0.000

GEOMETRIE KABELU PŘEDPĚTÍ - 1.+2. pole				
# lomu polygonu	X [m]	Y [m]	Z [m]	R [m]
1	0.000	1.550	-0.521	0.000
2	5.500	1.550	-1.174	20.000
3	13.000	1.550	-1.174	50.000
4	19.000	1.550	-0.450	10.000
5	21.000	1.550	-0.450	10.000
6	27.500	1.550	-1.274	50.000
7	35.500	1.550	-1.274	50.000
8	42.500	1.550	-0.450	10.000
9	44.500	1.550	-0.450	10.000
10	48.200	1.550	-0.919	0.000

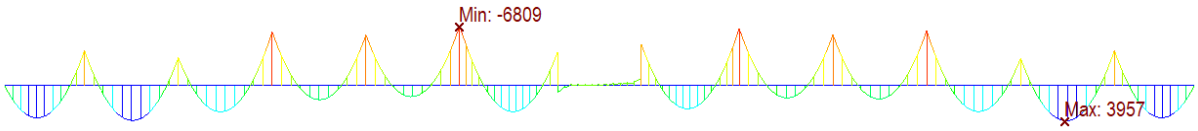
GEOMETRIE KABELU PŘEDPĚTÍ - 2xpole dl. 23.5 m				
# lomu polygonu	X [m]	Y [m]	Z [m]	R [m]
1	0.000	1.550	-0.919	0.000
2	2.800	1.550	-1.274	20.000
3	10.800	1.550	-1.274	50.000
4	17.800	1.550	-0.450	10.000
5	19.800	1.550	-0.450	10.000
6	26.300	1.550	-1.274	50.000
7	34.300	1.550	-1.274	50.000
8	41.300	1.550	-0.450	10.000
9	43.300	1.550	-0.450	10.000
10	47.000	1.550	-0.919	0.000

GEOMETRIE KABELU PŘEDPĚTÍ - 5.+6. pole				
# lomu polygonu	X [m]	Y [m]	Z [m]	R [m]
1	0.000	1.550	-0.919	0.000
2	2.800	1.550	-1.274	20.000
3	10.800	1.550	-1.274	50.000
4	17.800	1.550	-0.450	10.000
5	19.800	1.550	-0.450	10.000
6	26.300	1.550	-1.174	50.000
7	34.300	1.550	-1.174	50.000
8	43.300	1.550	-0.400	0.000

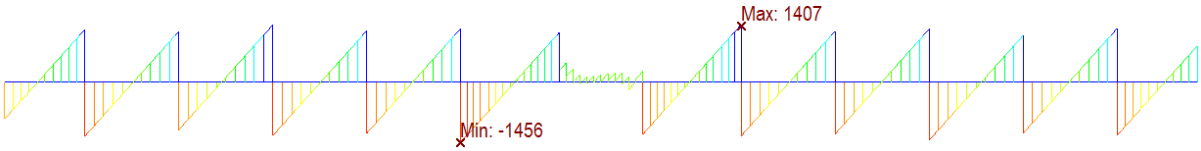
5.1.2 Vnitřní síly

Vnitřní síly jsou uvedeny pro náhradní prut v ose uložení nosné konstrukce. Reologie je řešena programem MIDAS Civil automaticky.

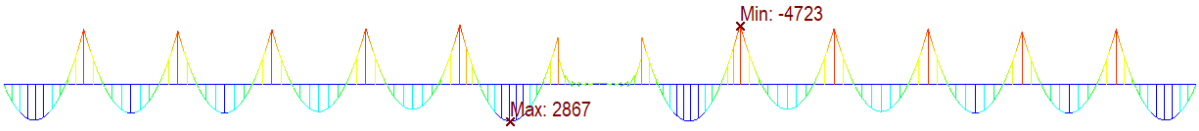
Vlastní tíha – G0 – M_y [kNm]



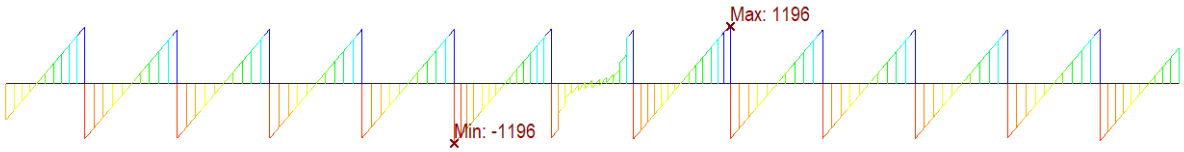
Vlastní tíha – G0 – V_z [kN]



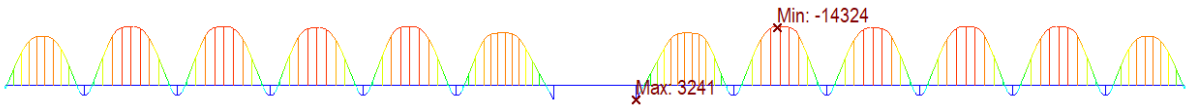
Ostatní stále (střední hodnota) – G1 – M_y [kNm]



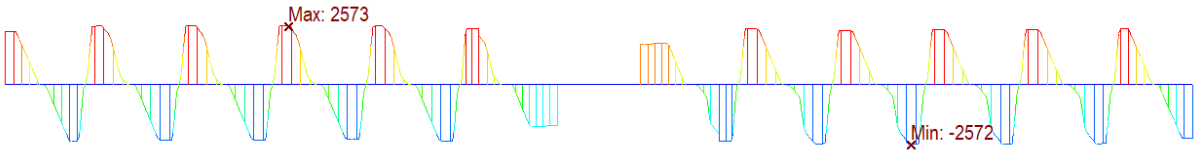
Ostatní stále (střední hodnota) – G1 – V_z [kN]



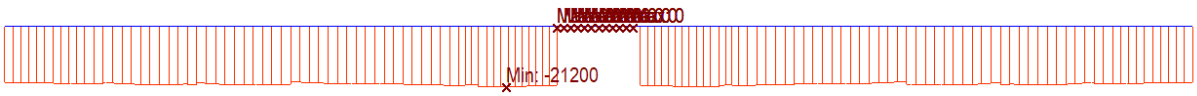
Předpětí – primární účinek (t = 36 500) – P – M_y [kNm]



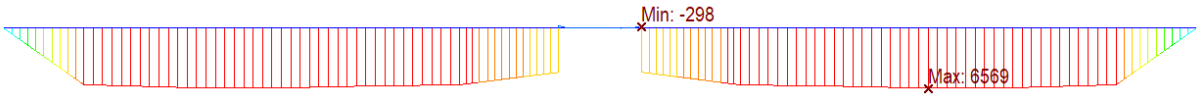
Předpětí – primární účinek (t = 36 500)– P – V_z [kN]



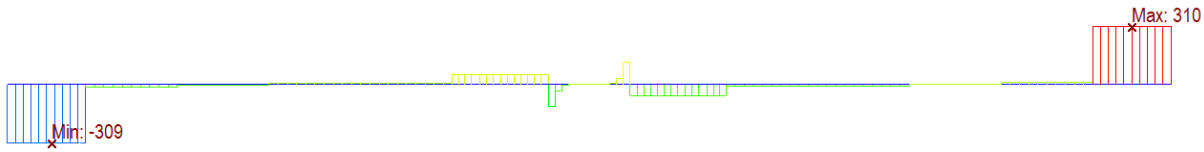
Předpětí – primární účinek (t = 36 500)– P – N_x [kN]



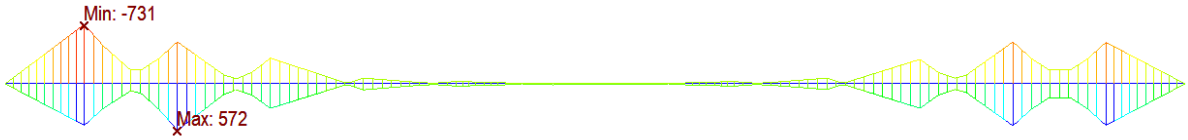
Předpětí – sekundární účinek (t = 36 500)– P – M_y [kNm]



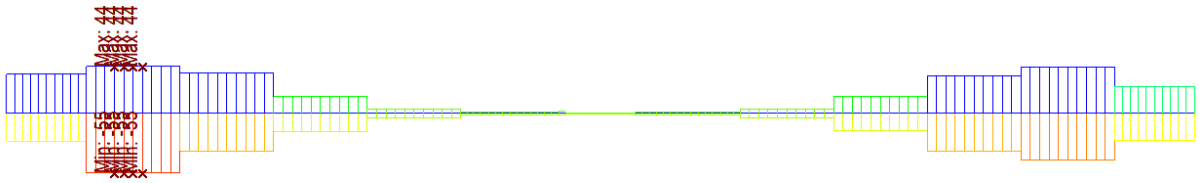
Předpětí – sekundární účinek (t = 36 500)– P – V_z [kN]



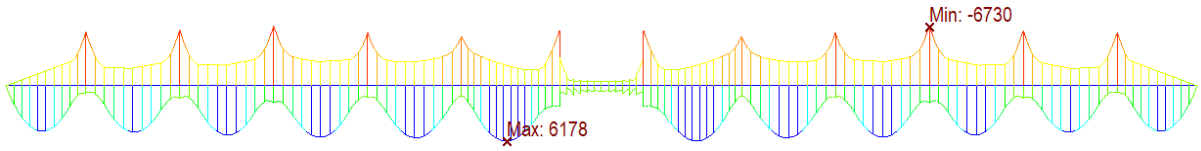
Nerovnoměrné sedání (obálka) – S – M_y [kNm]



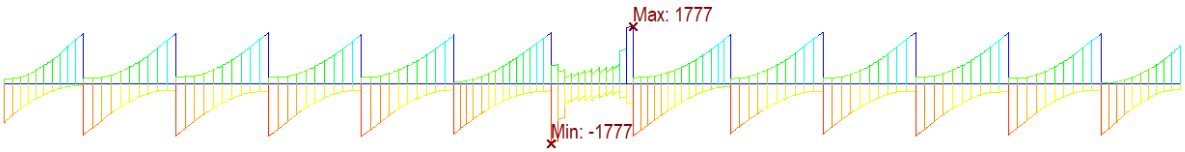
Nerovnoměrné sedání (obálka) – S – V_z [kN]



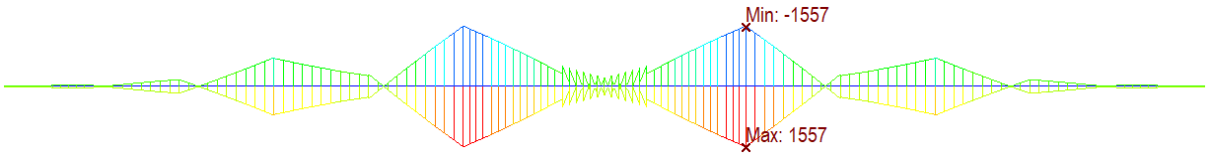
Svislé dopravní zatížení (obálka char. LM71 / SW/0) – MVL - M_y [kNm]



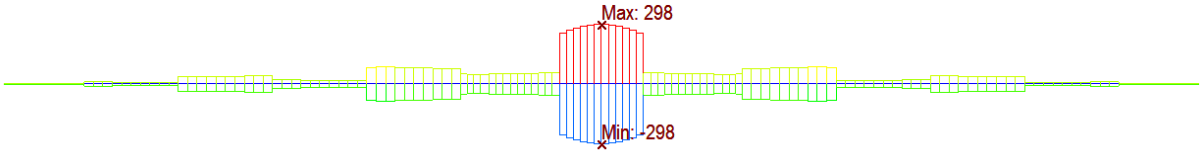
Svislé dopravní zatížení (obálka LM71 / SW/0) – MVL - V_z [kN]



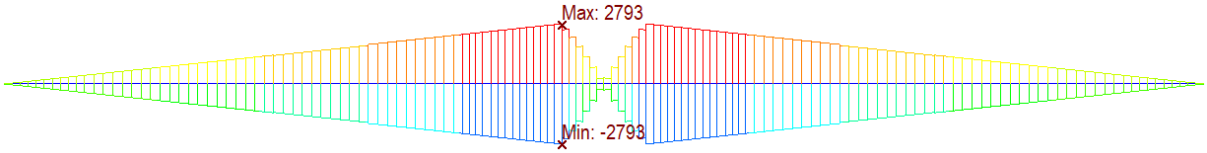
Vodorovné dopravní zatížení (brzdné síly) – BRK - M_y [kNm]



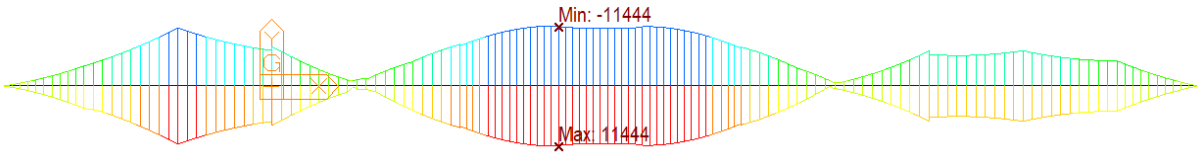
Vodorovné dopravní zatížení (brzdné síly) – BRK - V_z [kN]



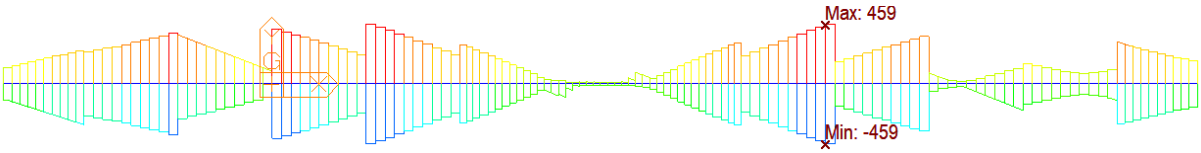
Vodorovné dopravní zatížení (brzdné síly) – BRK - N_x [kN]



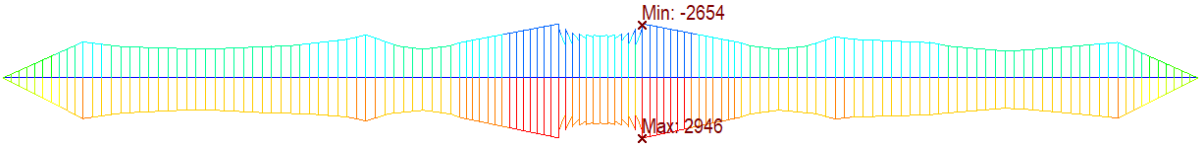
Vítr – W – M_z [kNm]



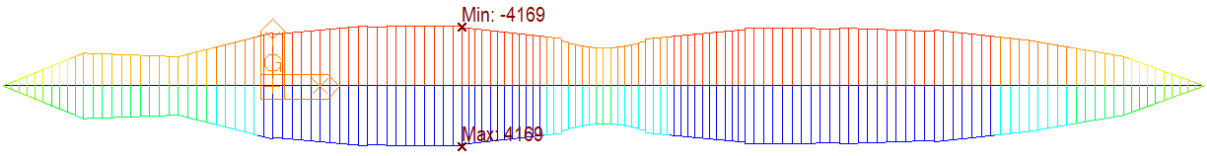
Vítr – W – V_y [kN]



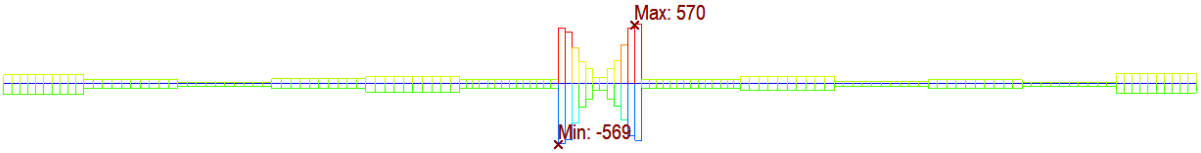
Rovnoměrná teplota včetně účinků lineárních spádů teploty – T – M_y [kNm]



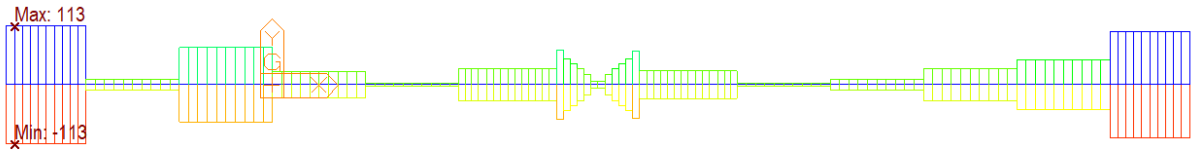
Rovnoměrná teplota včetně účinků lineárních spádů teploty – T – M_z [kNm]



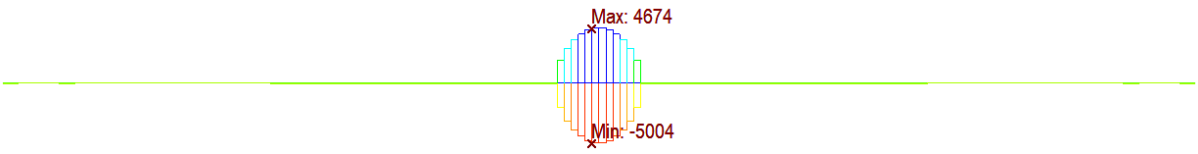
Rovnoměrná teplota včetně účinků lineárních spádů teploty – T – V_z [kN]



Rovnoměrná teplota včetně účinků lineárních spádů teploty – T – V_y [kN]



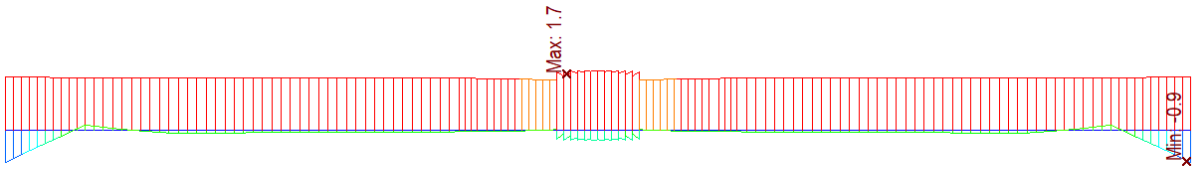
Rovnoměrná teplota včetně účinků lineárních spádů teploty – T – N_x [kN]



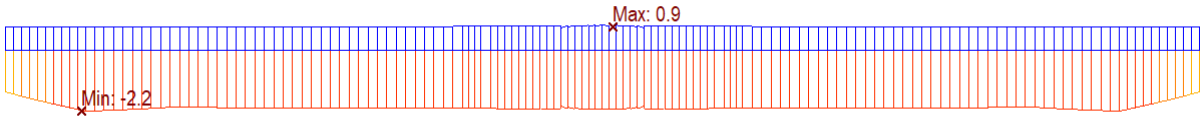
Nerovnoměrná teplota – T

Účinky nerovnoměrné teploty jsou uvedeny v napětích s ohledem na nutnost zohlednit primární i sekundární účinky tohoto typu zatížení. Pro posouzení mezních stavů použitelnosti budou zohledněna hranová napětí.

Teplota (obálka) – T – (dolní vlákna) [MPa]



Teplota (obálka) – T – (horní vlákna) [MPa]



5.1.3 Mezní stav použitelnosti – omezení napětí

S ohledem na ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2 je nutno uvažovat omezení napětí v materiálech:

-	betonu v tlaku	$\sigma_{cc} = k_1 \,.\, f_{ck}(t) = 0{,}6\, f_{ck}(t)$	charakteristická kombinace
		$\sigma_{cc} = k_2 \,.\, f_{ck}(t) = 0{,}45\, f_{ck}(t)$	kvazistálá kombinace
-	betonářská výztuž v tahu	$\sigma_s = k_3 \,.\, f_{yk} = 0{,}8\, f_{yk}$	charakteristická kombinace
-	předpínací výztuž	$\sigma_p = k_5 \,.\, f_{pk} = 0{,}75\, f_{pk}$	charakteristická kombinace

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 posuzovanou nosnou konstrukci byly vybrány následující průřezy a časy posouzení:

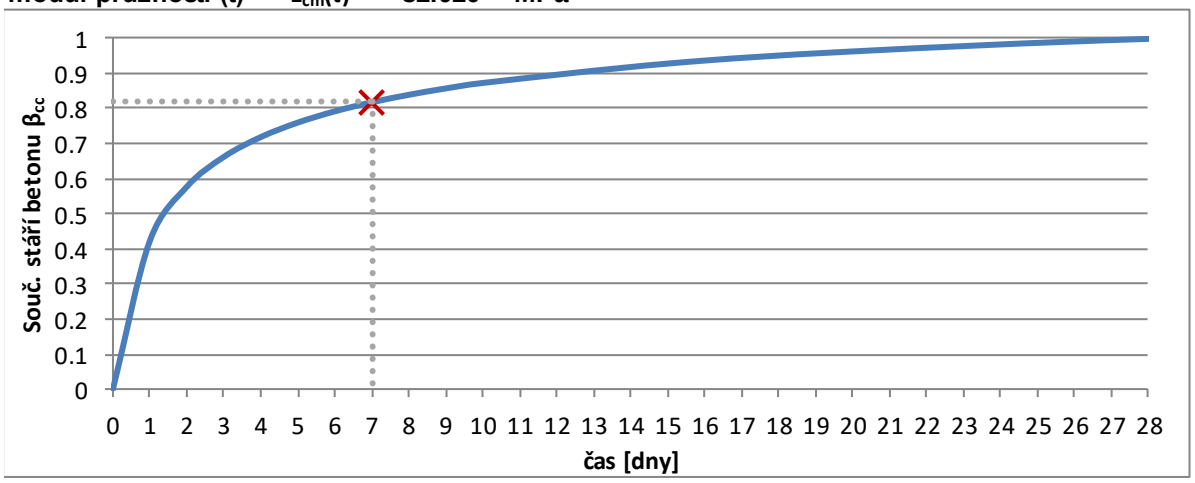
- V čase předepnutí konstrukce
  - ověření lineárního dotvarování - předpoklad působení pouze vlastní tíhy betonu a maximální předpínací síly současně s nízkou tlakovou pevností betonu při předpínání (t=7 dní).
- V čase uvedení do provozu
  - ověření dekomprese a omezení napětí pro kvazistálou kombinaci
  - ověření šířky trhliny pro častou kombinaci
  - ověření omezení napětí pro charakteristickou kombinaci
- Na konci životnosti
  - ověření dekomprese a omezení napětí pro kvazistálou kombinaci
  - ověření šířky trhliny pro častou kombinaci
  - ověření omezení napětí pro charakteristickou kombinaci

5.1.3.1 Časový vývoj materiálových vlastností betonu

Materiálové vlastnosti byly stanoveny pro časy dle jednotlivých fází výstavby. Fáze posuzované za provozu jsou předpokládány s časem t>28 dní a je pro ně možné využít normové charakteristiky.

Základní informace o materiálu							
beton:	**C35/45**			**druh cementu:**	**CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R (třída R)**		
válcová pevnost:	f_{ck}=	35.00	MPa	krychelná pevnost:	$f_{ck,cube}$=	45.00	MPa
průměrná válcová p.:	f_{cm}=	43.00	MPa	průměrná tah. p.:	f_{ctm}=	3.20	MPa
5% kvantil tah. p.:	$f_{ctk,0,05}$=	2.20	MPa	95% kvantil tah. p.:	$f_{ctk,0,95}$=	4.20	MPa
modul pružnosti:	E_{cm}=	34.00	GPa	exponent:	n=	2.00	-
mezní přetvoření:	ε_{cu1}=	3.50	$.10^{-3}$	přetvoření při f_{ck}	ε_{c1}=	2.20	$.10^{-3}$
mezní přetvoření:	ε_{cu2}=	3.50	$.10^{-3}$	přetvoření při f_{ck}	ε_{c2}=	2.00	$.10^{-3}$
mezní přetvoření:	ε_{cu3}=	3.50	$.10^{-3}$	přetvoření při f_{ck}	ε_{c3}=	1.75	$.10^{-3}$

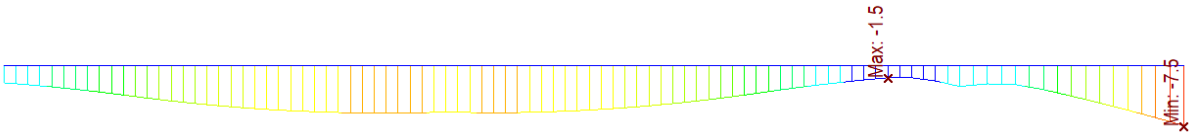
Vývoj pevnosti v čase							
řešený čas:	t=	7.00	[dny]	koeficient druhu cem.:	s=	0.20	-
souč. stáří betonu:	$\beta_{cc}(t)$=	0.819	-	prům. pevnost v čase t:	$f_{cm}(t)$=	35.205	MPa
tah. pevnost v čase t	**$f_{ctk.0.05}$=**	**1.834**	**MPa**	**válc. pevnost v čase t**	**$f_{ck}(t)$=**	**27.205**	**MPa**
modul pružnosti (t)	**$E_{cm}(t)$=**	**32.020**	**MPa**				



5.1.3.2 Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – lineární dotvarování

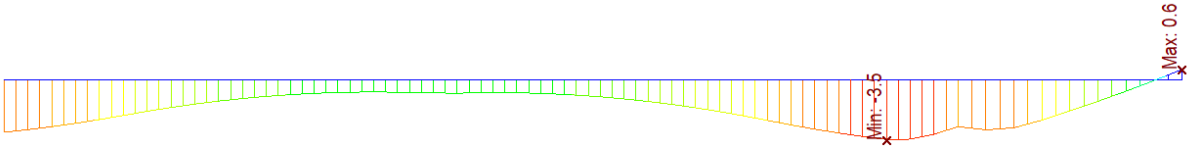
Výsledky ověření lineárního dotvarování v čase předepnutí konstrukce bude s ohledem symetričnost konstrukce uvedeno pouze pro polovinu mostovky.

1. pole po předepnutí (t=7dní) – dolní vlákna



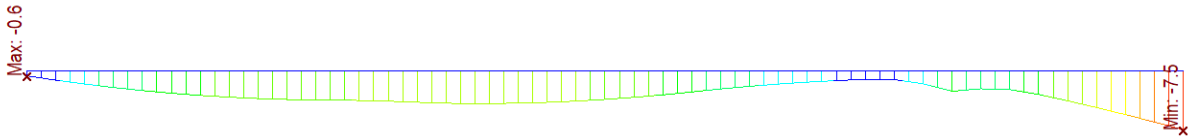
σ_{cc} = -7,2 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = -1,5 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83

– horní vlákna



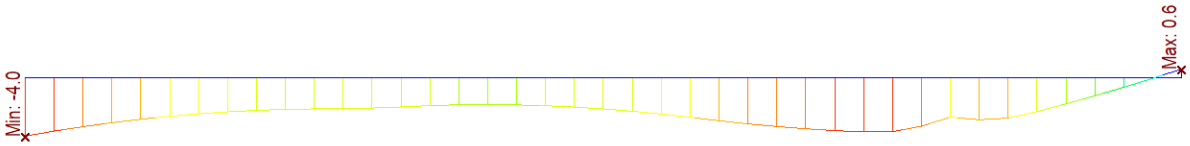
σ_{cc} = -3,5 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = 0,6 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83 **Vyhovuje**

2. pole po předepnutí (t=7dní) – dolní vlákna



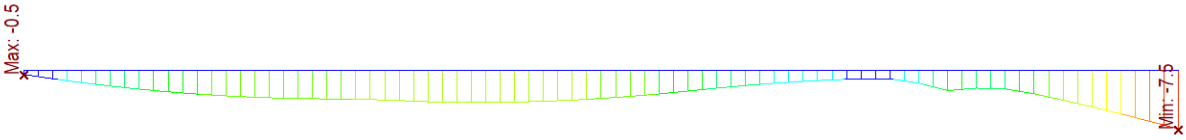
σ_{cc} = -7,1 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = -0,2 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83

– horní vlákna



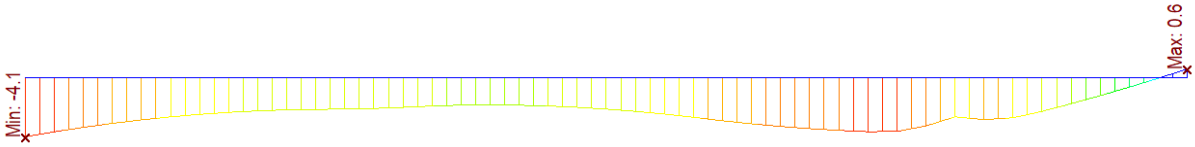
σ_{cc} = -4,2 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = 0,4 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83 **Vyhovuje**

3. pole po předepnutí (t=7dní) – dolní vlákna



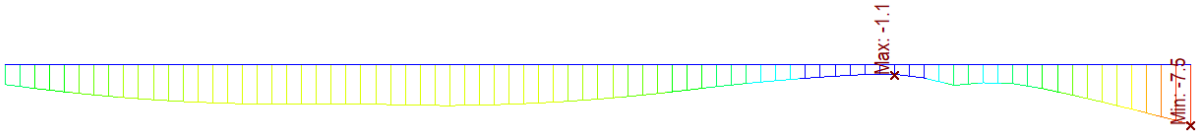
σ_{cc} = -7,1 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = -0,1 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83

– horní vlákna



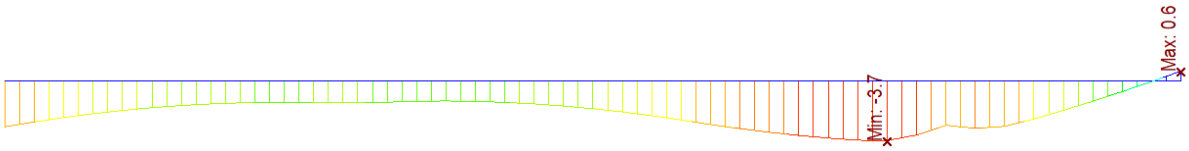
σ_{cc} = -4,3 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = 0,4 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83 **Vyhovuje**

4. a 5. pole po předepnutí (t=7dní) – dolní vlákna



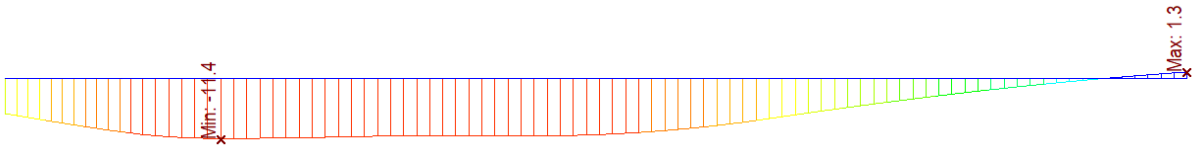
σ_{cc} = -7,1 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = -1,2 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83

– horní vlákna



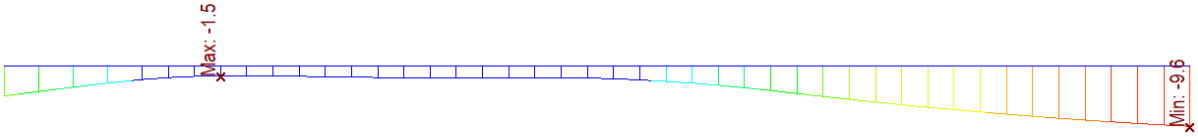
σ_{cc} = -3,6 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = 0,4 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83 **Vyhovuje**

6. pole po předepnutí (t=7dní) – dolní vlákna



σ_{cc} = -11,9 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = 0,4 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83

– horní vlákna

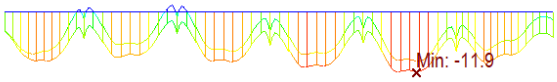


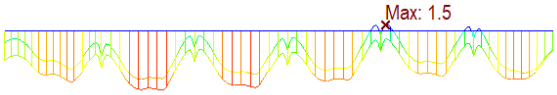
σ_{cc} = -8,9 < 0,45 . 27,21 = 12,24 σ_{ct} = -1,0 < $f_{ctk,0,05}$ = 1,83 **Vyhovuje**

Požadavek na omezení napětí pro možnost uvažování lineárního dotvarování je splněn. V žádném řezu nosné konstrukce nedochází k překročení mezního tlakového napětí. Tahová napětí nepřevyšují v čase vypočtený 5% kvantil tahové pevnosti a je možné předpokládat, že v rámci fázovaného předpínání nebudou vznikat trhliny.

5.1.3.3 Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – uvedení do provozu

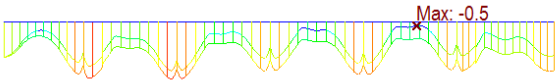
V čase uvedení do provozu (kvazi) – dolní vlákna

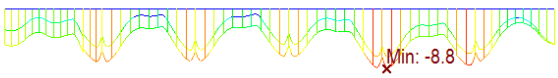




σ_{cc} = -11,9 < 0,45 . 35,0 = 15,75 σ_{ct} = 1,5 < 0 **Tahy budou sníženy bet. výztuží**

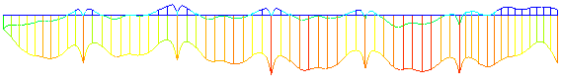
– horní vlákna

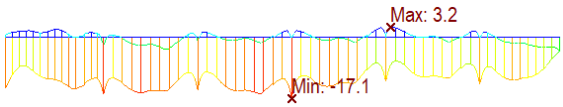




σ_{cc} = -8,8 < 0,45 . 35,0 = 15,75 σ_{ct} = -0,5 < 0 **Vyhovuje**

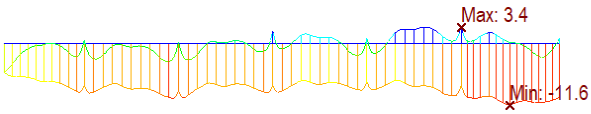
V čase uvedení do provozu (častá) – dolní vlákna

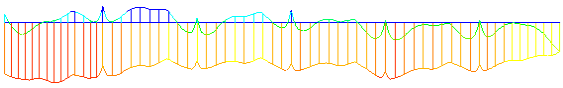




σ_{ct} = 3,2 < 3,2 **Tahy budou sníženy bet. výztuží**

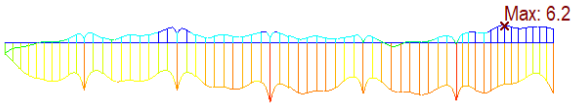
– horní vlákna

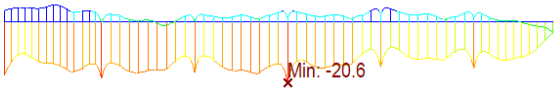




σ_{ct} = 3,4 > 3,2 **Vznikají trhliny, nutno ověřit šířku**

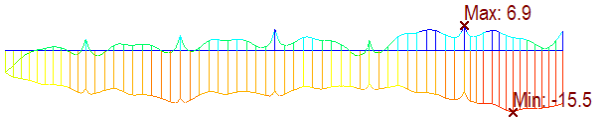
V čase uvedení do provozu (char) – dolní vlákna

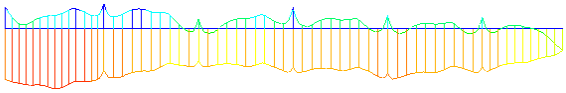




σ_{cc} = -20,6 < 0,60 . 35,0 = 21,0

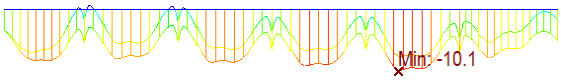
– horní vlákna

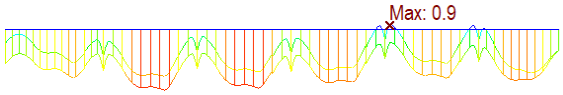




σ_{cc} = -15,5 < 0,60 . 35,0 = 21,0 **Vyhovuje**

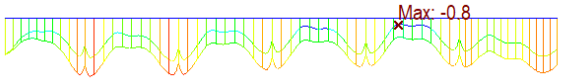
Na konci životnosti (kvazi) – dolní vlákna

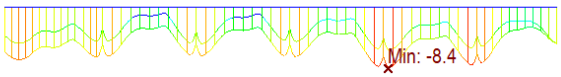




σ_{cc} = -10,1 < 0,45 . 35,0 = 15,75 σ_{ct} = 0,9 < 0 **Tahy budou sníženy bet. výztuží**

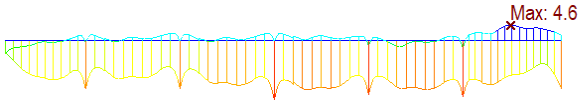
– horní vlákna

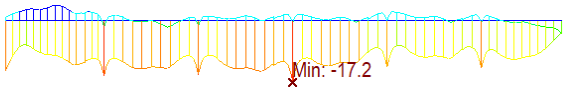




σ_{cc} = -8,4 < 0,45 . 35,0 = 15,75 σ_{ct} = -0,8 < 0 **Vyhovuje**

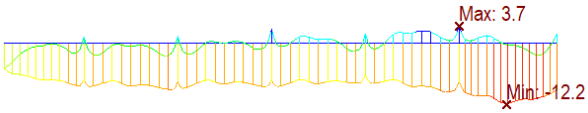
Na konci životnosti (častá) – dolní vlákna

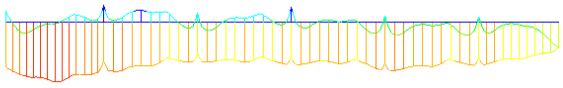




σ_{ct} = 4,6 < 3,2**Vznikají trhliny, nutno ověřit šířku**

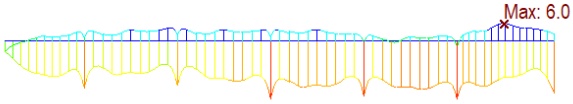
– horní vlákna

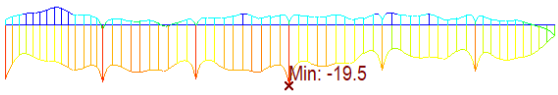




σ_{ct} = 3,7 < 3,2 **Vznikají trhliny, nutno ověřit šířku**

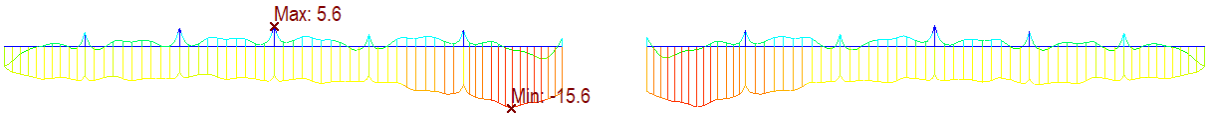
Na konci životnosti (char) – dolní vlákna





σ_{cc} = -19,5 < 0,60 . 35,0 = 21,0

– horní vlákna



σ_{cc} = -15,6 < 0,60 . 35,0 = 21,0 **Vyhovuje**

Omezení napětí v betonu **vyhovuje** z hlediska mezních stavů použitelnosti dle ČSN EN 1992-1-1 kap. 7.2. Tahová napětí při kvazistálé kombinaci zatížení byla určena bez vlivu betonářské výztuže a dá se předpokládat, že přesnějším výpočtem by byla částečně redukována. Zároveň se nacházejí v oblastech, kde je předpínací výztuž umístěna blíže k horním vláknům, tedy by i při vypočtených napětích nezasahovala tahová oblast blíže než 100 mm k lanům. Na tomto základě je možné konstatovat, že podmínka dekomprese (ČSN EN 1992-2 kap. 7.3.1) byla dodržena.

Při časté kombinaci vzniká oblast s napětím převyšujícím tahovou pevnost betonu. Z tohoto důvodu bude ověřeno splnění maximální šířky trhliny v této oblasti.

- XF3 + stupeň ochrany PL3 w_{max} = 0,2 mm častá kombinace

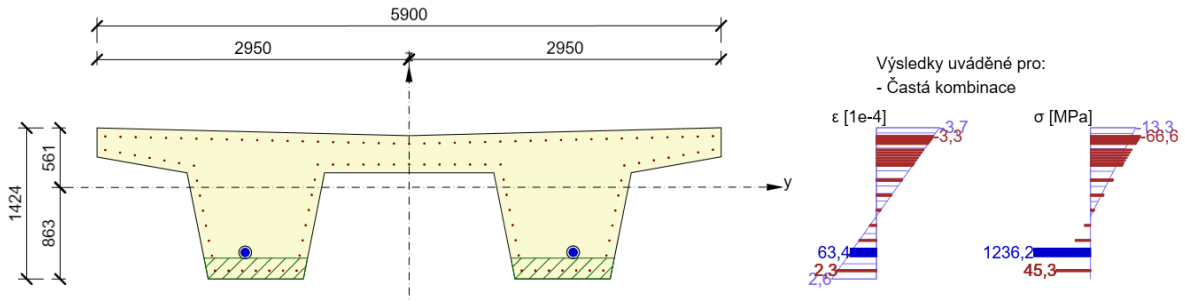
Při charakteristické kombinaci zatížení dochází ke vzniku trhlin nad pilíři. Z tohoto důvodu je nutné ověřit, zda přídavná napětí ve výztužích (betonářské i předpínací) nepřesáhnou limitní hodnoty:

- betonářská výztuž v tahu $\sigma_s = 0{,}8 \,.\, f_{yk}$ = 400 MPa charakteristická kombinace
- předpínací výztuž $\sigma_p = 0{,}75 \,.\, f_{pk}$ = 1395 MPa charakteristická kombinace

S ohledem na ztráty napětí v předpínací výztuži se dá předpokládat, že nejhorší stav pro předpínací výztuž nastává v čase uvedení do provozu. V souladu s tím naopak pro betonářskou výztuž musí nastat nejhorší stav na konci životnosti, kdy se snižuje tlaková rezerva předpětí.

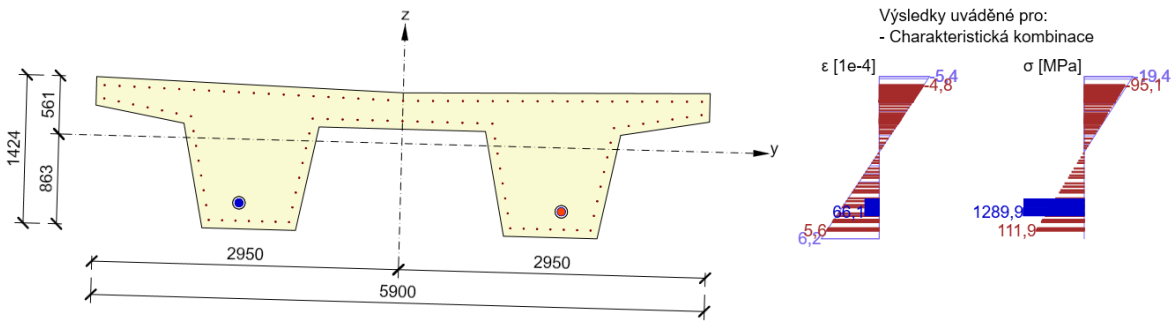
Podrobné posouzení šířky trhlin bylo provedeno v rámci posouzení MSÚ v programu IDEA StatiCa. Omezení napětí a šířka trhlin v poli nad spojujícím krčkem s obloukem bylo s ohledem na výrazný vliv výztuže posouzeno společně s MSÚ této oblasti v IDEA StatiCa.

Posouzení šířky trhlin (častá kombinace) – dolní vlákna v 6. poli



Kombinace	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Častá	-23649,4	8433,0	54,3	0,090	0,100	90,2	100,0	OK

Omezení napětí (charakteristická kombinace) – max. tah dolní vlákna v 6. poli



Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Kabel	1	1289,9	1395,0	92,5	100,0	OK

Omezení napětí v betonářské i předpínací výztuži splňuje podmínku omezení napětí.

5.1.4 Mezní stav únosnosti

Únosnost průřezů je stanovena na základě metody mezních přetvoření. Pro ověření únosnosti předpjatého průřezu bylo vybráno několik kritických řezů:

- V místě u opěry (výrazná smyková síla s nižším účinkem předpětí)
- V místě pracovní spáry mezi jednotlivými takty
- V místě maximálního kladného ohybového momentu v poli
- Nad pilířem
- Obecně v místě změny typu vyztužení

Na základě vyhodnocení napjatostních stavů v jednotlivých fázích vyhověly všechny průřezy na únosnost kombinovaného vlivu normálových a posouvajících sil, ohybových a krouticích momentů. Žádný z použitých materiálů nedosáhl maximálního využití při působení návrhových vnitřních sil, přičemž byla nalezena rovnováha na průřezu.

5.1.4.1 Typová vyztužení

Typová vyztužení jsou promítnuta do výkresu výztuže, zde jsou uvedeny uvažované hodnoty při výpočtech. Typické uvažované schéma výztuže viz grafika níže (řez E).

- Řez A (vyztužení v poli)
  - Veškerá podélná výztuž Ø12 à 150 mm
  - Smyková výztuž trámu vnější (2 střihy) Ø12 à 150 mm
  - Smyková výztuž trámu vnitřní (2 střihy) Ø12 à 300 mm
- Řez B (výztuž nad pilíři)
  - Horní podélná výztuž Ø20 à 150 mm
  - Ostatní podélná výztuž Ø16 à 150 mm
  - Smyková výztuž trámu vnější (2 střihy) Ø16 à 150 mm
  - Smyková výztuž trámu vnitřní (2 střihy) Ø12 à 300 mm
- Řez C (výztuž krčku v místě napojení na předpjatou konstrukci)
  - Horní podélná výztuž Ø32 à 150 mm
  - Spodní podélná výztuž Ø25 à 150 mm
  - Boční podélná výztuž Ø25 à 150 mm
  - Vnitřní podélná výztuž Ø20 à 150 mm
  - Ostatní podélná výztuž Ø16 à 150 mm

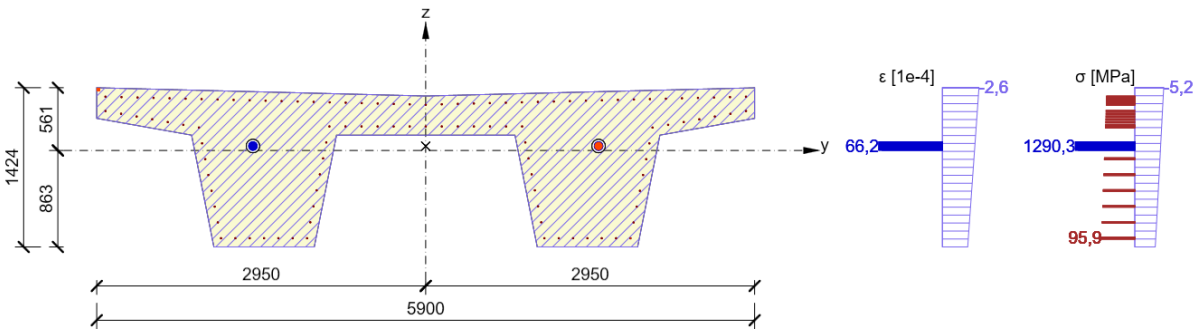
- Smyková výztuž trámu vnější (2 střihy) Ø20 à 150 mm
- Smyková výztuž trámu vnitřní (12 střihů) Ø12 à 150 mm

- Řez D (výztuž střední části krčku)
  - Horní podélná výztuž Ø25 à 150 mm
  - Spodní podélná výztuž Ø25 à 150 mm
  - Boční podélná výztuž Ø25 à 150 mm
  - Ostatní podélná výztuž Ø16 à 150 mm
  - Smyková výztuž trámu vnější (2 střihy) Ø20 à 150 mm
  - Smyková výztuž trámu vnitřní (12 střihů) Ø12 à 300 mm

5.1.4.2 1. pole (1. takt) – rozpětí 20,0 m

– v místě uložení OP1

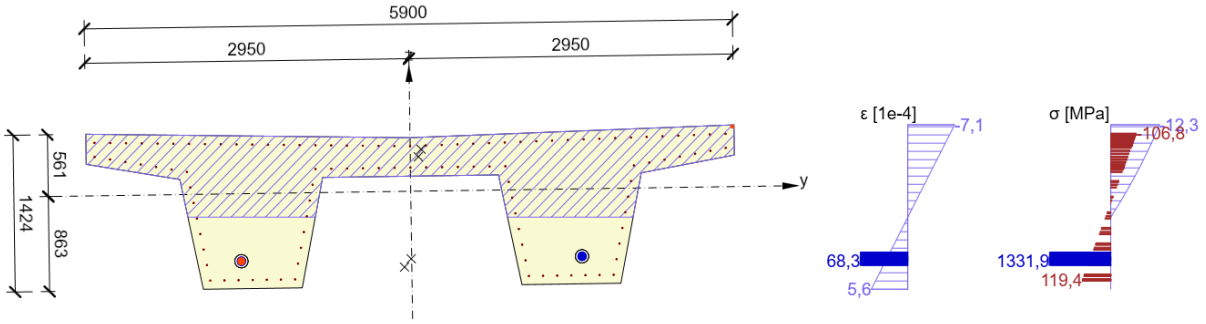
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-19488,3	763,2	-0,3	2272,1	-150,9	81,0	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	6,1	-8,8	-0,5			0,1	OK
Smyk	-19488,3			2272,1	-150,9	63,7	OK
Kroucení					-150,9	5,9	OK
Interakce	-19488,3	763,2	-0,3	2272,1	-150,9	81,0	OK
Omezení napětí	-19489,7	763,2	-0,2			80,7	OK
Šířka trhliny	-19492,7	763,2	0,1			2,3	OK
Křehký lom	-19490,3	763,2	0,2			0,0	OK



– v místě maximálního kladného ohybového momentu

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-19439,6	9421,1	1816,3	370,1	-96,7	83,6	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	350,9	21552,6	1816,1			74,7	OK
Smyk	-19439,6			370,1	-96,7	10,5	OK
Kroucení					-96,7	3,8	OK
Interakce	-19439,6	9421,1	1816,3	370,1	-96,7	83,6	OK
Omezení napětí	-19548,5	5122,3	1210,3			82,9	OK
Šířka trhliny	-19790,5	-1864,0	1384,5			0,0	OK

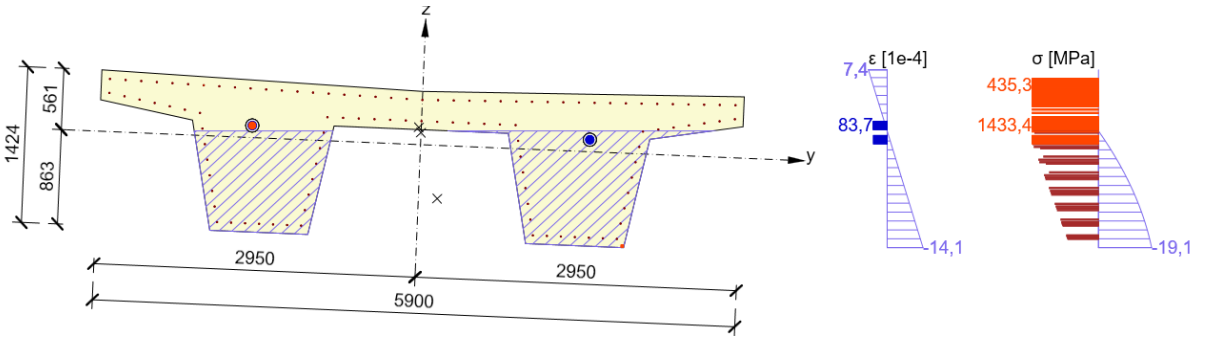
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Křehký lom	-19790,5	-1864,0	1384,5			35,9	OK



– nad pilířem

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-20700,9			5154,6	-37,4	95,4	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-691,3	-13696,3	4637,3			75,8	OK
Smyk	-20700,9			5154,6	-37,4	95,4	OK
Kroucení					-37,4	0,8	OK
Interakce	-20700,9	-11489,5	4637,4	5154,6	-37,4	93,4	OK
Omezení napětí	-20489,7	-6693,4	3092,2			81,0	OK
Šířka trhliny	-20019,8	472,7	3155,5			0,0	OK
Křehký lom	-20019,8	472,7	3155,5			44,2	OK



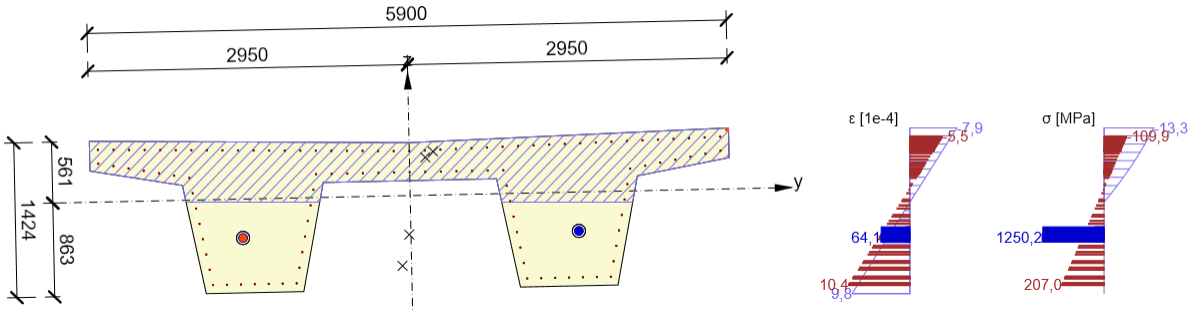
5.1.4.3 4. pole (4. takt) – rozpětí 23,5 m

– v místě navázání na předchozí takt

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-17044,9	8386,0	3224,6	508,3	-410,4	78,5	OK

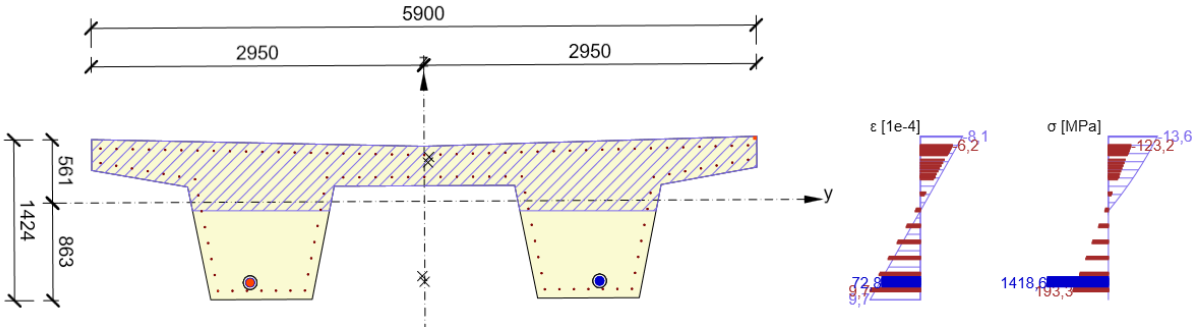
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-7543,1	11788,9	3224,5			53,8	OK
Smyk	-17044,9			508,3	-410,4	14,9	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Kroucení					-410,4	16,0	OK
Interakce	-17044,9	8386,0	3224,6	508,3	-410,4	78,5	OK
Omezení napětí	-17793,8	5751,8	2149,7			77,4	OK
Šířka trhliny	-20817,7	-846,0	-1925,4			0,0	OK
Křehký lom	-20817,7	-846,0	-1925,4			0,0	OK



– v místě maximálního kladného ohybového momentu

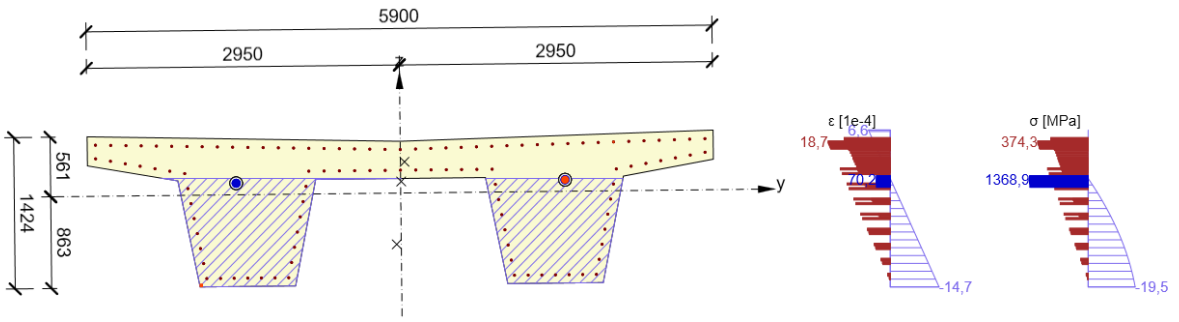
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-17115,9	11725,6	816,6	326,3	-282,6	89,0	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	2698,6	25853,4	816,4			83,2	OK
Smyk	-17115,9			326,3	-282,6	9,6	OK
Kroucení					-282,6	11,0	OK
Interakce	-17115,9	11725,6	816,6	326,3	-282,6	89,0	OK
Omezení napětí	-21616,9	-8052,5	561,5			77,7	OK
Šířka trhliny	-21304,5	-1263,1	43,9			0,0	OK
Křehký lom	-21304,5	-1263,1	43,9			33,6	OK



– nad pilířem

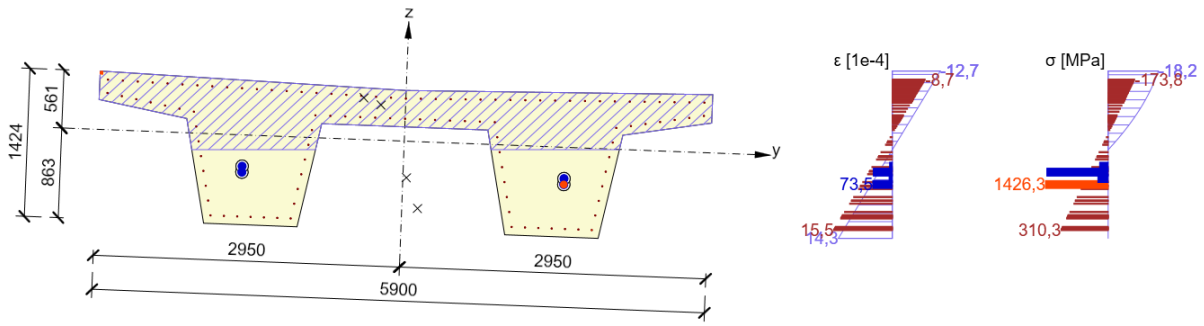
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-23430,4	-10418,3	-1432,1	5394,3	-397,5	99,0	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-3289,7	-12608,9	-1432,2			57,9	OK
Smyk	-23430,4			5394,3	-397,5	91,9	OK
Kroucení					-397,5	8,9	OK
Interakce	-23430,4	-10418,3	-1432,1	5394,3	-397,5	99,0	OK
Omezení napětí	-22389,7	-6066,6	-950,4			81,3	OK
Šířka trhliny	-20082,0	-173,2	-2767,0			0,0	OK
Křehký lom	-20082,0	-173,2	-2767,0			37,8	OK



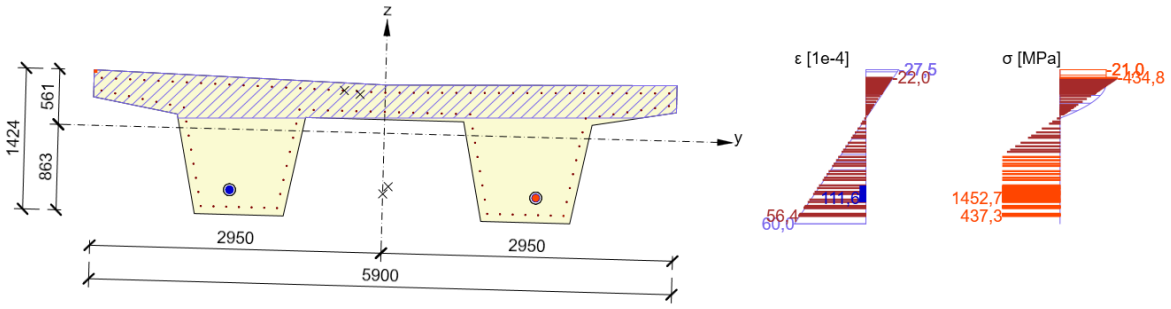
5.1.4.4 6. pole (6. takt) – rozpětí ~24,0 m – v místě navázání na předchozí takt

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-25367,9	11333,2	-7578,6	865,1	-301,2	89,5	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-14771,6	15127,5	-7578,6			71,8	OK
Smyk	-25367,9			865,1	-301,2	24,4	OK
Kroucení					-301,2	11,8	OK
Interakce	-25367,9	11333,2	-7578,6	865,1	-301,2	89,5	OK
Omezení napětí	-24036,9	7750,4	-5049,9			87,3	OK
Šířka trhliny	-21085,0	280,0	1948,3			0,6	OK
Křehký lom	-21085,0	280,0	6441,6			0,0	OK



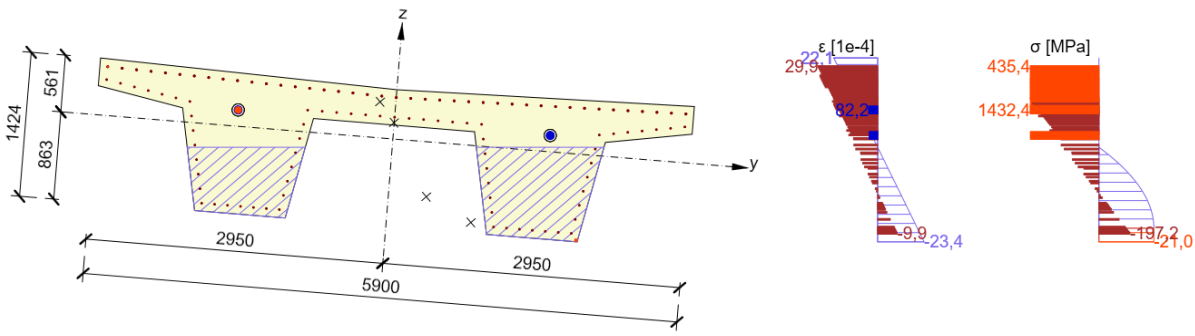
– v místě maximálního kladného ohybového momentu

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-4474,2	29394,3	-8578,3			99,8	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-4474,2	29394,3	-8578,3			99,8	OK
Smyk	-25673,3			91,0	-207,3	2,6	OK
Kroucení					-207,3	8,1	OK
Interakce	-25673,3	16399,2	-8578,2	91,0	-207,3	93,9	OK
Omezení napětí	-24269,4	10568,2	-5716,5			92,5	OK
Šířka trhliny	-23649,4	8433,0	54,3			90,2	OK
Křehký lom	-23649,4	8433,0	54,3			51,8	OK



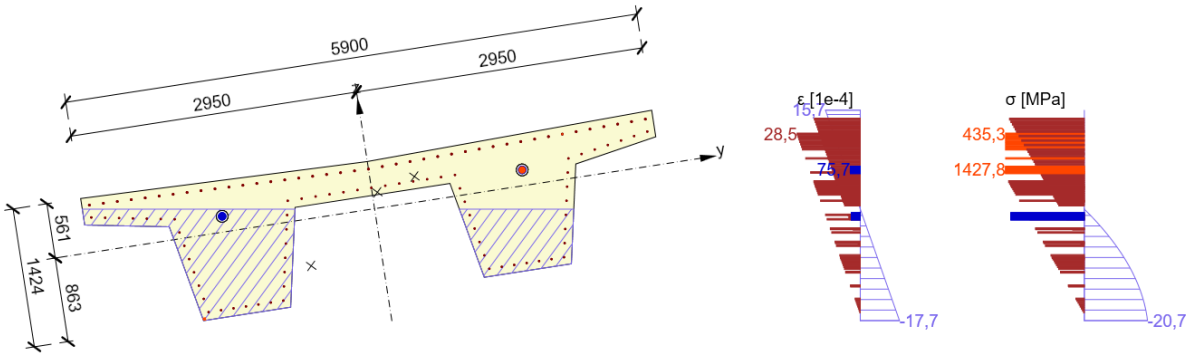
– v místě navázání na krček oblouku – maximální využití

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-17126,8	-9430,0	8619,4			95,7	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	4962,3	-18588,0	12927,2			92,1	OK
Smyk	-15602,7			3489,0	68,0	64,4	OK
Kroucení					68,0	1,6	OK
Interakce	-15602,7	-15281,2	12927,3	3489,0	68,0	93,4	OK
Omezení napětí	-17126,8	-9430,0	8619,4			95,7	OK
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Křehký lom	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno



– v místě navázání na krček oblouku – max. příčný moment

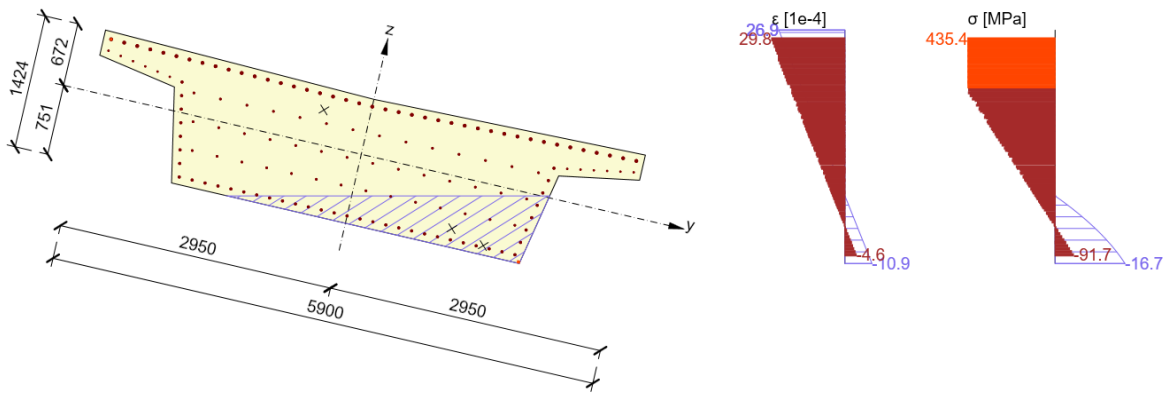
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-16611,1	-11632,0	-20078,9	2977,7	-551,8	93,4	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	3953,8	-14938,9	-20079,0			80,5	OK
Smyk	-16611,1			2977,7	-551,8	55,0	OK
Kroucení					-551,8	13,0	OK
Interakce	-16611,1	-11632,0	-20078,9	2977,7	-551,8	93,4	OK
Omezení napětí	-17821,7	-6938,8	-13385,0			84,5	OK
Šířka trhliny	-20515,5	1831,9	1642,3			5,1	OK
Křehký lom	-23241,1	5143,1	16,4			0,0	OK



5.1.4.5 7. pole (7. takt) – středový krček

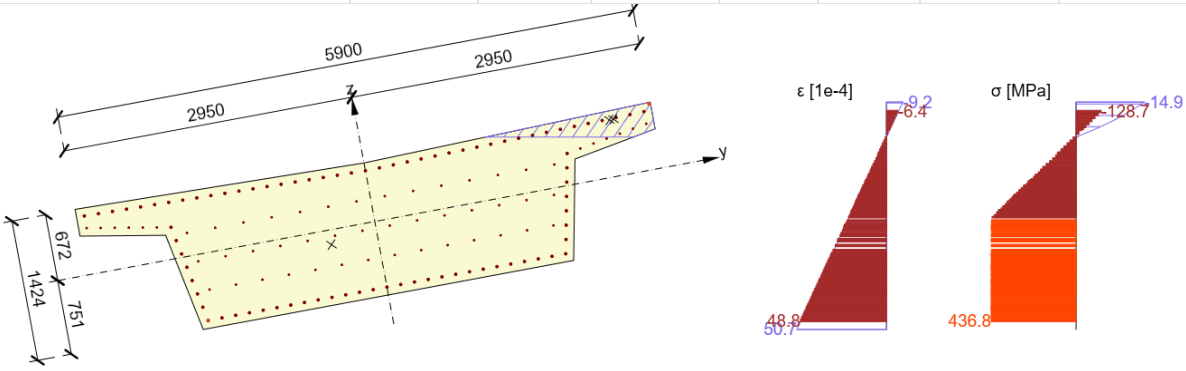
– v místě navázání na předchozí takt

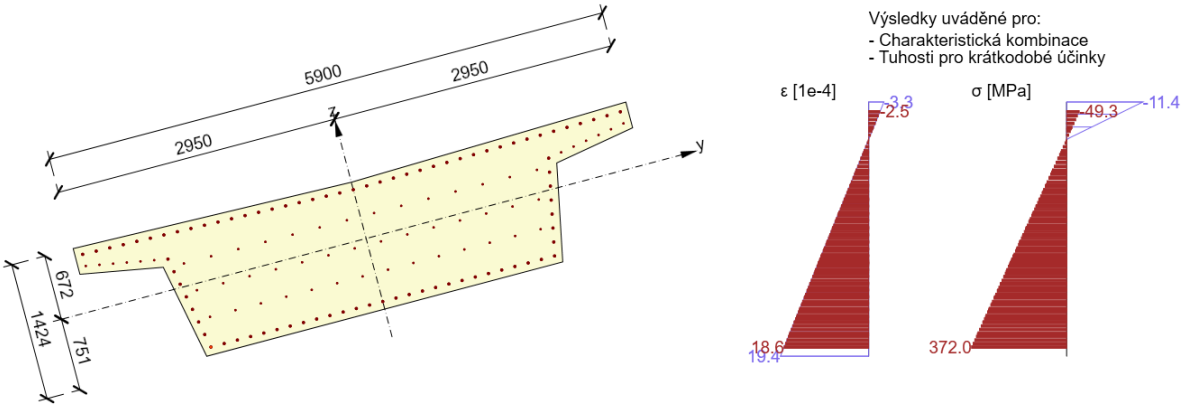
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-2000.0			7046.1	-56.6	97.44	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	3550.8	-10869.0	19792.9			68.72	OK
Smyk	-2000.0			7046.1	-56.6	97.44	OK
Kroucení					-56.6	0.83	OK
nterakce	3550.8	-10869.0	19792.9	4318.0	231.4	93.44	OK
Omezení napětí	2121.8	-8007.9	13196.5			91.56	OK
Šířka trhliny	-2809.9	-2395.8	0.0			11.55	OK



– ve středové části

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	7749.2	2535.4	8222.8			95.73	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	13623.4	3566.7	12335.3			93.06	OK
Smyk	13623.4			120.7	-31.8	2.56	OK
Kroucení					-31.8	0.46	OK
Interakce	13623.4	3566.7	12335.3	120.7	-31.8	93.74	OK
Omezení napětí	7749.2	2535.4	8222.8			95.73	OK
Šířka trhliny	-43.6	285.6	0.0			9.16	OK





5.2 Posouzení nosné konstrukce v příčném směru

Pro návrh konstrukce v příčném směru byl vytvořen desko-stěnový model o pěti polích, kde bylo vyšetřeno zejména namáhání desky mostovky mezi trámy a namáhání příčníků v případě výměny ložisek.

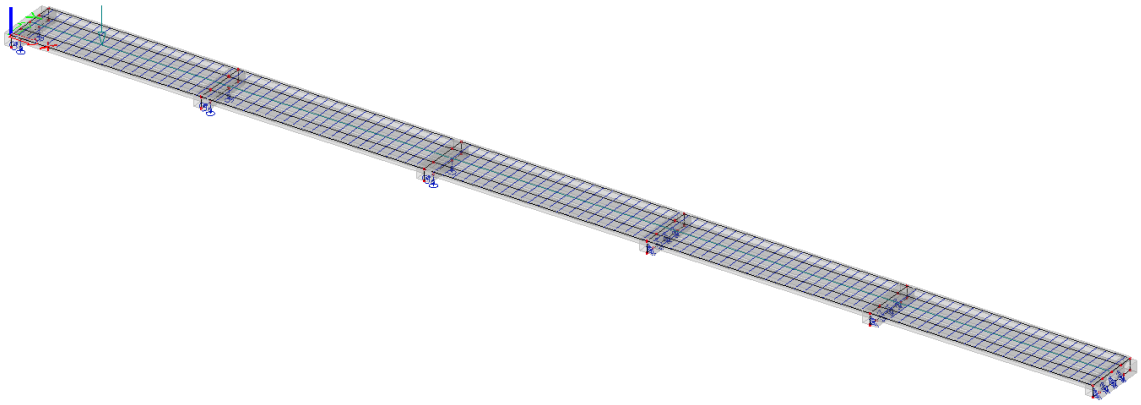
Pro příčný směr mostovky byl zohledněn upravený dynamický součinitel v souladu s tab. 6.2 v ČSN EN 1991-2 ed. 2 jako trojnásobek osové vzdálenosti trámů. Pro příčník je uvažováno $L_{\varnothing}$ = 3,6 m.

Třída tratě		*1. a 2.*		Součinitel klasifikace	α=	1.21	-
Typ koleje		*standardně udržovaná kolej*		Rozpětí konstrukce	L=	2.9	m
Náhradní délka	L_{ϕ}=	8.70	m	Dynamický součinitel	ϕ=	1.516	-

Základní údaje konstrukce

Třída tratě		*1. a 2.*		Součinitel klasifikace	α=	1.21	-
Typ koleje		*standardně udržovaná kolej*		Rozpětí konstrukce	L=	2.9	m
Náhradní délka	L_{ϕ}=	3.60	m	Dynamický součinitel	ϕ=	2.000	-

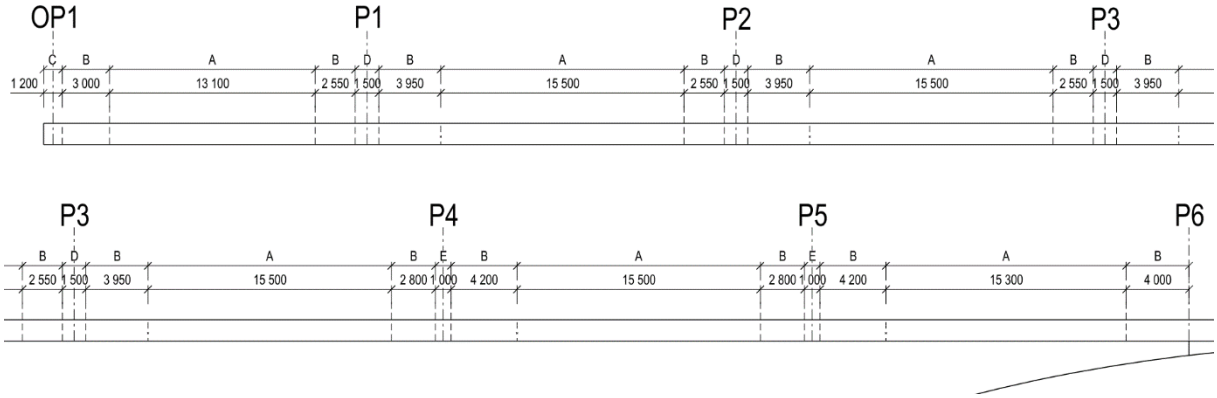
Obrázek 5-1: Model konstrukce pro příčný směr – render



Posouzení nosné konstrukce v příčném směru bylo provedeno na základě návrhových vnitřních sil z deskového modelu mostovky. Byly určeny dvě základní oblasti (v poli – A, u podpěr – B), kterým byla navržena vždy jednotná výztuž. Navíc byly posouzeny samostatně průřezy příčníků nad pilíři (D) a nad opěrami (C).

Schéma rozdělení oblastí viz níže. Souhrnné tabulky extrémních vnitřních sil převedených na metr běžný konstrukce viz dále. Posouzení v příčném směru proběhlo pomocí posudku železobetonových průřezů namáhaných interakcí M+N+V v tabulkovém procesoru MS EXCEL. Metoda posouzení je založena na mezních přetvořeních.

Obrázek 5-2: Schéma dělení příčné výztuže na oblasti



Vnitřní síly - deska - příčný směr

Řez	Kombinace	Stav	N_x [kN]	Q_z [kN]	M_y [kNm]	Řez	Kombinace	Stav	N_x [kN]	Q_z [kN]	M_y [kNm]
Oblast A (v poli)	MSÚ	*max N*	80.3	229.5	-72.2	Oblast B (podpory)	MSÚ	*max N*	771.8	-280.0	-65.2
		min N	-61.0	62.5	86.7			*min N*	-239.4	231.5	94.7
		max Q	18.0	225.1	-158.2			*max Q*	289.0	281.4	-66.0
		min Q	18.0	-225.1	-158.2			*min Q*	771.8	-280.0	-65.2
		max M	17.3	63.7	118.2			*max M*	-239.4	231.5	94.7
		min M	18.0	-225.1	-158.2			*min M*	115.9	219.2	-147.6
	Char	*max N*	39.9	-	-56.3		Char	*max N*	600.2	-	-50.7
		min N	-44.0	-	59.1			*min N*	-169.8	-	-62.2
		max M	17.4	-	81.3			*max M*	0.0	-	65.8
		min M	13.3	-	-119.0			*min M*	38.9	-	-110.3
	Kvazi	*max N*	39.9	-	-32.4		Kvazi	*max N*	396.4	-	-29.2
		min N	-16.4	-	-6.8			*min N*	0.0	-	-12.1
		max M	8.2	-	2.6			*max M*	18.7	-	2.4
		min M	24.9	-	-52.0			*min M*	298.3	-	-46.2

Vnitřní síly - příčník

Řez	Kombinace	Stav	N_x [kN]	Q_z [kN]	M_y [kNm]	Řez	Kombinace	Stav	N_x [kN]	Q_z [kN]	M_y [kNm]
Opěra (oblast C)	MSÚ	*max N*	0.0	0.0	490.0	Pilíř - ložiska (oblast D)	MSÚ	*max M*	0.0	1217.0	1261.0
		min N	0.0	964.0	-270.0			*min M*	0.0	2435.0	-506.0
	Char	*max M*	0.0	-	322.0		Char	*max M*	0.0	-	834.0
		min M	0.0	-	-204.0			*min M*	0.0	-	-354.0
	Kvazi	*max M*	0.0	-	-80.0		Kvazi	*max M*	0.0	-	-98.0
		min M	0.0	-	-178.0			*min M*	0.0	-	-354.0

Vnitřní síly - příčník

Řez	Kombinace	Stav	N_x [kN]	Q_z [kN]	M_y [kNm]	Řez	Kombinace	Stav	N_x [kN]	Q_z [kN]	M_y [kNm]
Pilíř - vrubový kloub (B=1500 mm)	MSÚ	*max N*	0.0	1730.0	470.0	Pilíř - vrubový kloub (B=1000 mm)	MSÚ	*max M*	0.0	1660.0	668.0
		min N	0.0	865.0	-2217.0			*min M*	0.0	830.0	-2096.0
	Char	*max M*	0.0	-	321.0		Char	*max M*	0.0	-	480.0
		min M	0.0	-	-1707.0			*min M*	0.0	-	-1615.0
	Kvazi	*max M*	0.0	-	17.0		Kvazi	*max M*	0.0	-	93.0
		min M	0.0	-	-1246.0			*min M*	0.0	-	-1190.0

Rekapitulace jednotlivých oblastí vyztužení je uvedena v následující tabulce.

Průřez	horní výztuž	dolní výztuž	smyková výztuž
Oblast A	Ø16 / 150	Ø16 / 150	Ø10 / 150 / 300
Oblast B	Ø20 / 150	Ø16 / 150	Ø12 / 150 / 300
Oblast C	Ø25 / 150	Ø25 / 150	Ø12 / 4 / 150
Oblast D - B=1500	Ø32 / 150	Ø25 / 150	Ø16 / 4 / 150
Oblast D - B=1000	Ø32 / 150	Ø25 / 150	Ø12 / 4 / 150
konzola	Ø12 / 150	Ø12 / 150	Ø8 / 150 / 300

– oblast A – maximální ohybový moment

Oblast A - spodní výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	350 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C35/45	f_{ck} =	35.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	34.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	21.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	5.88	-	$f_{c,t,m}$ =	3.2	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	1. řada	z=0.068	$A_{s1,1}$	= 1340 mm²	(0.383%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.068	A_{s2}	= 1340 mm²	(0.383%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

6.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 268 mm²

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$			
469	<	1 340	<	2681	<	14 000	Vyhovuje		

(pro desky)

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 10 mm	$A_{w,stirrup}$ = 262 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1745 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.17%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.17%	Vyhovuje	

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$			
0.09%		0.17%		1.00%	Vyhovuje		

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	118	kNm	N_{Ed} =	17	kN	V_{Ed} =	64	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	6.832	m	
$M_{Ek,char}$ =	81	kNm	$N_{Ek,char}$ =	17	kN	e_{char} =	4.672	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	3	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	8	kN	e_{kvazi} =	0.317	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.004 / 0.350)= 0.101 m λ = 0.000 / 0.101 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.842 *(0.475 * 35.0)+ 0.15 * -0.049) 1000 * 282 = 0.157 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.157 MN > V_{Ed} = 0.064 MN 41% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.516 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 64 *(1.428 - 0.000) = 0.091 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.516 * 21.0 * 1000 * 249 /(0.70021 + 1.42815)= 1.268 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 262 * 434.8 * 0.249 * 1.42815 / 150 = 0.270 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.249 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.270 MN > V_{Ed} = 0.064 MN 24% Vyhovuje

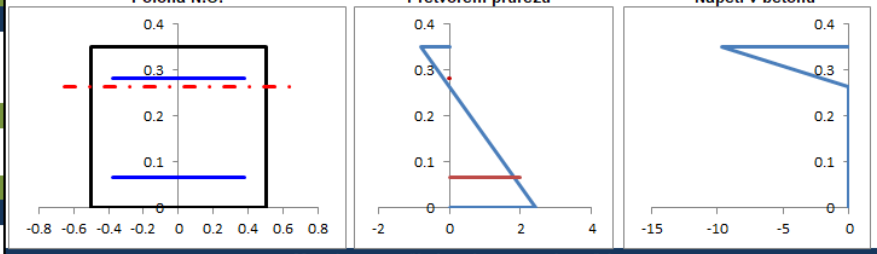
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.804	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.087	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	0.263	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	-0.0031	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.118	MNm	rameno vnitřních sil	z = 0.249 m
Interakce ohybového a smykového namáhání					

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.421	-	-9.650	-0.8	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.482	0.045	393.2	2.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.047	0.045	-1.7	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	21.000	MPa	>	σ_{cc} =	9.650	MPa	46%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	393.222	MPa	84%	Vyhovuje

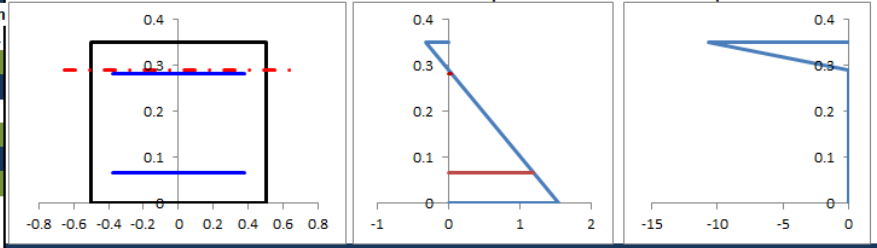
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	21.000	MPa	>	σ_{cc} =	10.658	MPa	51%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	238.016	MPa	60%	Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	15.750	MPa	>	σ_{cc} =	0.422	MPa	3%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	11.987	MPa		Dlouhodobé účinky:			Ano	
ε_{sm}-ε_{cm} =(11.987 - 0.4 * 240.0517 *(1 + 0.078414)/ 200.0 = -0.0005									
ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 11.987 / 200.0 = 3.6E-05						ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00004			
$s_{r,max}$ = 1.89673 * 60 + 0.17 * 1200.259 = 318 mm									
w_k = 318 * 3.6E-05 = 0.011 mm					σ_{ct} =	0.144	MPa	Trhliny při char.komb.	
Posouzení	$w_{k,max}$ =	0.200	mm	>	w_k =	0.011	mm	6%	Vyhovuje

SUDOP PRAHA

– oblast A – minimální ohybový moment (včetně smyku)

Oblast A - horní výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	360 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C35/45	f_{ck} =	35.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	34.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	21.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	5.88	-	$f_{c,t,m}$ =	3.2	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	1. řada	z=0.068	$A_{s1,1}$	= 1340 mm²	(0.372%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.068	A_{s2}	= 1340 mm²	(0.372%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

6.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 268 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
486	<	2 681	<	2681	<	14 400	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 10 mm	$A_{w,stirrup}$ = 262 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1745 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.17%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.17%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.17%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	158 kNm	N_{Ed} =	80 kN	V_{Ed} =	230 kN			(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:		Ne		$e_{MSÚ}$ =	1.978 m			
$M_{Ek,char}$ =	119 kNm	$N_{Ek,char}$ =	13 kN	e_{char} =	8.947 m			(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	52 kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	25 kN	e_{kvazi} =	2.088 m			(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.004 / 0.360)= 0.104 m λ = 0.000 / 0.104 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.828 *(0.459 * 35.0)+ 0.15 * -0.222) 1000 * 292 = 0.152 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.152 MN < V_{Ed} = 0.230 MN 151% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.516 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 230 *(1.428 - 0.000) = 0.328 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.516 * 21.0 * 1000 * 220 /(0.70021 + 1.42815)= 1.122 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 262 * 434.8 * 0.220 * 1.42815 / 150 = 0.239 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.220 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.239 MN > V_{Ed} = 0.230 MN 96% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -2.338 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.053 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 0.307 m

Úprava polohy N.O. +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0030 MN Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 0.158 MNm rameno vnitřních sil z = 0.220 m

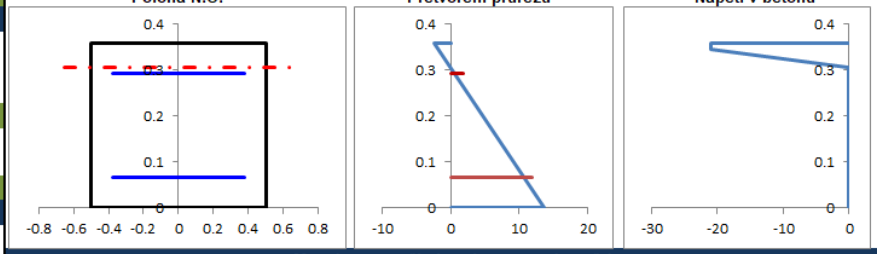
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.693	-	-21.000	-2.3	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.591	0.001	441.8	11.9	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	0.182	0.327	379.6	1.9	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 21.000 MPa = σ_{cc} = 21.000 MPa 100% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 441.840 MPa 95% Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu

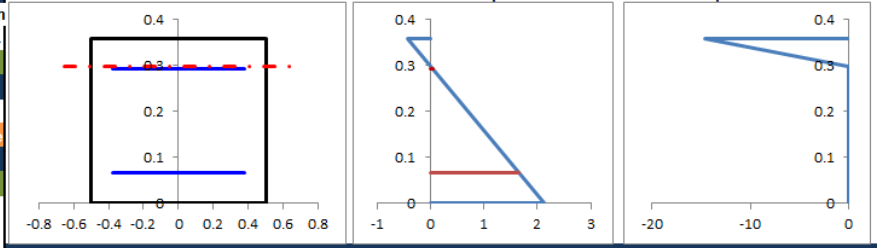


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 21.000 MPa > σ_{cc} = 14.661 MPa 70% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 329.683 MPa 82% Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 15.750 MPa > σ_{cc} = 6.395 MPa 41% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 151.147 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(151.147 - 0.4 * 240.1698 *(1 + 0.078376)/ 200.0 = 0.0002

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 151.147 / 200.0 = 0.000453 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00045

$s_{r,max}$ = 1.89673 * 60 + 0.17 * 1200.849 = 318 mm

w_k = 318 * 0.000453 = 0.144 mm σ_{ct} = 2.357 MPa Trhliny při char.komb.

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.144 mm 72% Vyhovuje

– oblast B – maximální ohybový moment

Oblast B - spodní výztuž

Průřez

b_{eff}	= 1000 mm	b_w	= 1000 mm	H	= 350 mm		
c_1	= 50 mm	c_2	= 50 mm	$w_{k,max}$	= 0.20 mm	XD, XS, XF	

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C35/45	f_{ck} =	35.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	34.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	21.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	5.88	-	$f_{c,t,m}$ =	3.2	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	1. řada	z=0.068	$A_{s1,1}$	= 1340 mm²	(0.383%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 20 mm		z=0.070	A_{s2}	= 2094 mm²	(0.598%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

6.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 268 mm²

Stupeň vyztužení

	$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
(pro desky)	469	<	1 340	<	3435	<	14 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 10 mm	$A_{w,stirrup}$ = 262 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1745 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.17%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.17%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.17%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	95	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	232	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	66	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	2	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	19	kN	e_{kvazi} =	0.128	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.004 / 0.350)= 0.101 m λ = 0.000 / 0.101 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.842 *(0.475 * 35.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 282 = 0.159 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.159 MN < V_{Ed} = 0.232 MN 146% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.516 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 232 *(1.428 - 0.000) = 0.331 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.516 * 21.0 * 1000 * 247 /(0.70021 + 1.42815)= 1.260 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 262 * 434.8 * 0.247 * 1.42815 / 150 = 0.268 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.247 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.268 MN > V_{Ed} = 0.232 MN 86% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

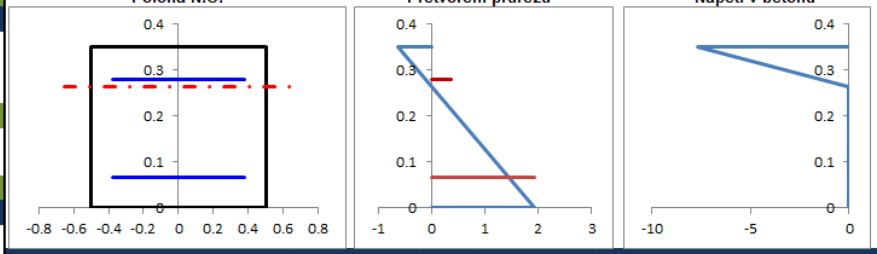
Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.639	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.087	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	0.263	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	-0.0007	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.095	MNm	rameno vnitřních sil	z = 0.247 m

Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.334	-	-7.676	-0.6	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.384	0.129	383.3	1.9	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.052	0.202	71.6	0.4	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	21.000	MPa	>	σ_{cc} =	7.676	MPa	37%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	383.309	MPa	82%	Vyhovuje

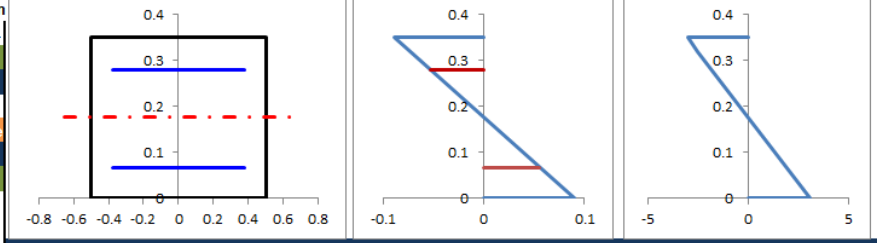
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	21.000	MPa	>	σ_{cc} =	3.020	MPa	14%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	11.061	MPa	3%	Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 15.750 MPa > σ_{cc} = 0.060 MPa 0% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 0.703 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(0.703 - 0.4 * 251.2263 *(1 + 0.074927)/ 200.0 = -0.0005

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 0.703 / 200.0 = 2.11E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00000

$s_{r,max}$ = 1.89673 * 60 + 0.17 * 1256.131 = 327 mm

w_k = 327 * 2.11E-06 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.163 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

SUDOP PRAHA

– oblast B – minimální ohybový moment (včetně smyku)

Oblast B - horní výztuž - ohyb

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	360 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C35/45	f_{ck} =	35.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	34.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	21.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	5.88	-	$f_{c,t,m}$ =	3.2	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 20 mm	1. řada	z=0.072	$A_{s1,1}$ = 2094 mm²	(0.582%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.070	A_{s2} = 1340 mm²	(0.372%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

9.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 419 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
479	<	2 094	<	3435	<	14 400	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 2513 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.25%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.25%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.25%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	148	kNm	N_{Ed} =	116	kN	V_{Ed} =	281	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	1.276	m	
$M_{Ek,char}$ =	110	kNm	$N_{Ek,char}$ =	39	kN	e_{char} =	2.821	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	46	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	298	kN	e_{kvazi} =	0.154	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.004 / 0.360)= 0.104 m λ = 0.000 / 0.104 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.833 *(0.727 * 35.0)+ 0.15 * -0.322) 1000 * 288 = 0.172 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.172 MN < V_{Ed} = 0.281 MN 163% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.516 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 281 *(1.428 - 0.000) = 0.402 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.516 * 21.0 * 1000 * 251 /(0.70021 + 1.42815)= 1.278 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.251 * 1.42815 / 150 = 0.392 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.251 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.392 MN > V_{Ed} = 0.281 MN 72% Vyhovuje

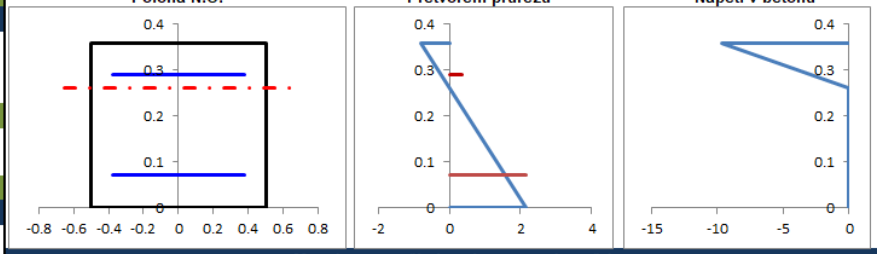
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.810	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.098	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	0.262	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	0.0008	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.148	MNm	rameno vnitřních sil	z = 0.251 m
Interakce ohybového a smykového namáhání					

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.476	-	-9.708	-0.8	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.656	0.245	430.6	2.2	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.062	0.157	70.9	0.4	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	21.000	MPa	>	σ_{cc} =	9.708	MPa	46%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	430.624	MPa	92%	Vyhovuje

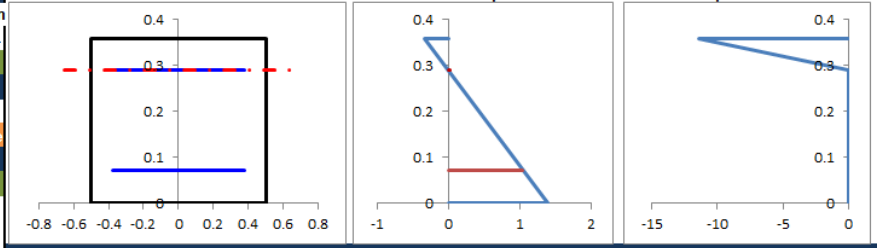
Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	21.000	MPa	>	σ_{cc} =	11.400	MPa	54%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	209.242	MPa	52%	Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	15.750	MPa	>	σ_{cc} =	4.012	MPa	25%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	162.372	MPa			Dlouhodobé účinky:		Ano	

ε_{sm}-ε_{cm} =(162.372 - 0.4 * 164.7331 *(1 + 0.114267)/ 200.0 = 0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 162.372 / 200.0 = 0.000487 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00049

$s_{r,max}$ = 1.85571 * 62 + 0.17 * 1029.582 = 290 mm

w_k = 290 * 0.000487 = 0.141 mm σ_{ct} = 2.761 MPa Trhliny při char.komb.

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.141 mm 71% Vyhovuje

– oblast C – maximální ohybový moment

Oblast C - spodní výztuž - ohyb

Průřez

b_{eff} =	1200 mm	b_w =	1200 mm	H =	1350 mm	
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm	XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C35/45	f_{ck} =	35.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	34.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	21.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	5.88	-	$f_{c,t,m}$ =	3.2	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	8	Φ 25 mm	1. řada	z=0.075	$A_{s1,1}$ = 3927 mm²	(0.242%)
	0	Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0	Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	8	Φ 25 mm		z=0.075	A_{s2} = 3927 mm²	(0.242%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

16.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 785 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
2 547	<	3 927	<	7854	<	64 800	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	4	Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 452 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ =	300 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1508 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.13%
ohyby	0	Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ =	450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.13%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.13%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	442	kNm	N_{Ed} =	122	kN	V_{Ed} =	677	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	3.623	m	
$M_{Ek,char}$ =	283	kNm	$N_{Ek,char}$ =	72	kN	e_{char} =	3.931	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	0	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.246 / 1.620)= 0.390 m λ = 0.000 / 0.390 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.396 *(0.257 * 35.0)+ 0.15 * -0.075) 1200 * 1276 = 0.516 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.516 MN < V_{Ed} = 0.677 MN 131% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.516 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 677 *(1.428 - 0.000) = 0.967 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.516 * 21.0 * 1200 * 1195 /(0.70021 + 1.42815)= 7.299 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 452 * 434.8 * 1.195 * 1.42815 / 300 = 1.119 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.195 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 1.119 MN > V_{Ed} = 0.677 MN 61% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

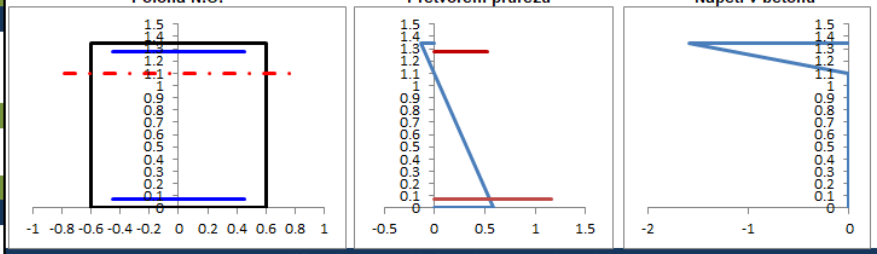
Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.133	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.248	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	1.102	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	-0.0005	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.442	MNm	rameno vnitřních sil	z = 1.195 m

Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.237	-	-1.590	-0.1	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.431	0.483	232.8	1.2	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.073	0.483	104.5	0.5	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	21.000	MPa	>	σ_{cc} =	1.590	MPa	8%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	232.771	MPa	50%	Vyhovuje

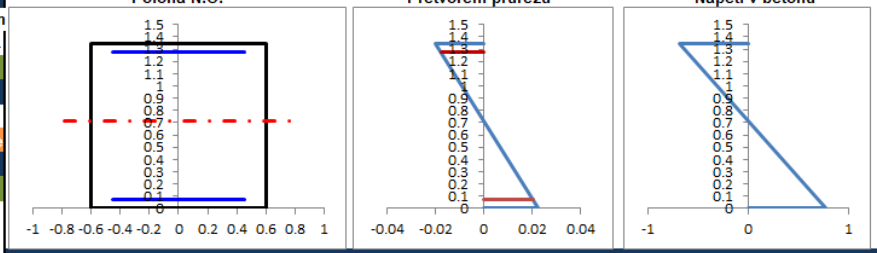
Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	21.000	MPa	>	σ_{cc} =	0.684	MPa	3%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	4.060	MPa	1%	Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	15.750	MPa	>	σ_{cc} =	0.000	MPa	0%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	0.000	MPa					Ano	
ε_{sm}-ε_{cm} =(0.000 - 0.4 * 182.1242 *(1 + 0.103355)/ 200.0 = -0.0004									
ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 0.000 / 200.0 = 0								ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00000	
$s_{r,max}$ = 1.85571 * 62 + 0.17 * 1422.845 = 357 mm									
w_k = 357 * 0 = 0.000 mm					σ_{ct} =	0.000	MPa	Trhliny nevznikají	
Posouzení	$w_{k,max}$ =	0.200	mm	>	w_k =	0.000	mm		Vyhovuje

SUDOP PRAHA

– oblast C – minimální ohybový moment (včetně smyku)

Oblast C - horní výztuž - ohyb

Průřez

b_{eff} = 1200 mm	b_w = 1200 mm	H = 1350 mm			
c_1 = 50 mm	c_2 = 50 mm	$w_{k,max}$ = 0.20 mm	XD, XS, XF		

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C35/45	f_{ck} =	35.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 34.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 21.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	5.88	-	$f_{c,t,m}$ = 3.2 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	8 Φ 25 mm	1. řada	z=0.075	$A_{s1,1}$	= 3927 mm²	(0.242%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	8 Φ 25 mm		z=0.075	A_{s2}	= 3927 mm²	(0.242%)

Rozdělovací výztuž (minimální) — *Stupeň vyztužení*

16.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 785 mm² — $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

(pro desky) — 2 547 < 3 927 < 7854 < 64 800 — Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	4 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 452 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 300 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1508 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.13%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.13%	Vyhovuje	

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% — 0.13% — 1.00% — Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	264	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	970	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	204	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	178	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.246 / 1.620)= 0.390 m λ = 0.000 / 0.390 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.396 *(0.257 * 35.0)+ 0.15 * 0.000) 1200 * 1276 = 0.533 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.533 MN < V_{Ed} = 0.970 MN 182% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.516 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 970 *(1.428 - 0.000) = 1.385 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.516 * 21.0 * 1200 * 1184 /(0.70021 + 1.42815)= 7.232 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 452 * 434.8 * 1.184 * 1.42815 / 300 = 1.108 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.184 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 1.108 MN > V_{Ed} = 0.970 MN 88% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.084 [.10⁻³] — *Úprava polohy N.O.*

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.290 m — +0,1 mm / -0,1 mm / +1,0 mm / -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 1.060 m

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0004 MN — Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 0.264 MNm rameno vnitřních sil z = 1.184 m

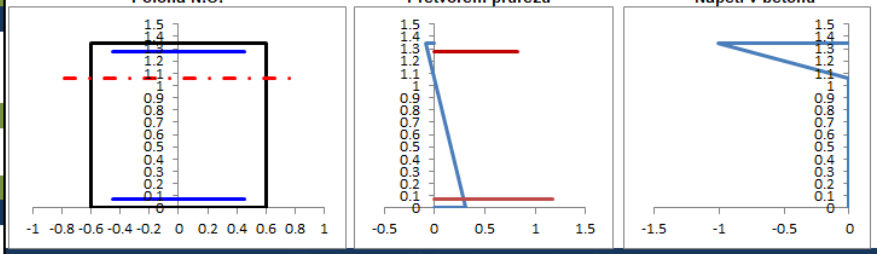
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.174	-	-1.002	-0.1	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.223	0.693	233.2	1.2	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.049	0.693	164.0	0.8	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 21.000 MPa > σ_{cc} = 1.002 MPa 5% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 233.240 MPa 50% Vyhovuje

Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu

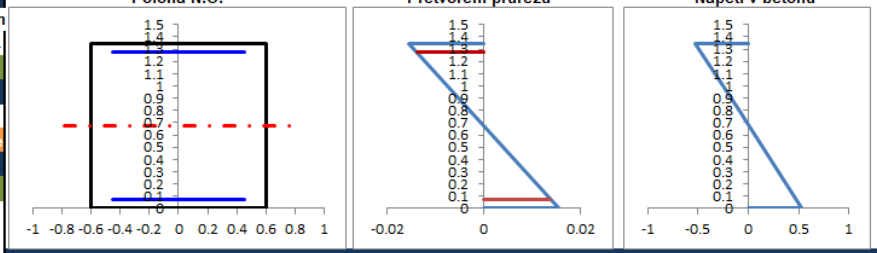


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 21.000 MPa > σ_{cc} = 0.524 MPa 2% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 2.743 MPa 1% Vyhovuje

Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 15.750 MPa > σ_{cc} = 0.457 MPa 3% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 2.393 MPa — Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(2.393 - 0.4 * 182.1242 *(1 + 0.103355)/ 200.0 = -0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 2.393 / 200.0 = 7.18E-06 — ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00001

$s_{r,max}$ = 1.85571 * 62 + 0.17 * 1422.845 = 357 mm

w_k = 357 * 7.18E-06 = 0.000 mm — σ_{ct} = 0.457 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

– oblast D – max. ohyb. moment (příčník nad ložisky, B=1500)

Oblast D - velký příčník - spodní výztuž - ohyb

Průřez

b_{eff} =	1500 mm	b_w =	1500 mm	H =	1350 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C35/45	f_{ck} =	35.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	34.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	21.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	5.88	-	$f_{c,t,m}$ =	3.2	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	10	Φ 25 mm	1. řada	z=0.079	$A_{s1,1}$ = 4909 mm²	(0.242%)
	0	Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0	Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	10	Φ 32 mm		z=0.082	A_{s2} = 8042 mm²	(0.397%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

20.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 982 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
3 174	<	4 909	<	12951	<	81 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	4	Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 804 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ =	150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 5362 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.36%
ohyby	0	Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ =	450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.36%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.36%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	1261	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	2435	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	834	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	0	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.308 / 2.025)= 0.390 m λ = 0.000 / 0.390 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.397 *(0.257 * 35.0)+ 0.15 * 0.000) 1500 * 1272 = 0.665 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.665 MN < V_{Ed} = 2.435 MN 366% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.516 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 2435 *(1.428 - 0.000) = 3.478 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.516 * 21.0 * 1500 * 1183 /(0.70021 + 1.42815)= 9.036 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 804 * 434.8 * 1.183 * 1.42815 / 150 = 3.939 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.183 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 3.939 MN > V_{Ed} = 2.435 MN 62% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.297 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.273 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 1.077 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm | -0,1 mm | +1,0 mm | -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0003 MN — Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 1.261 MNm rameno vnitřních sil z = 1.183 m

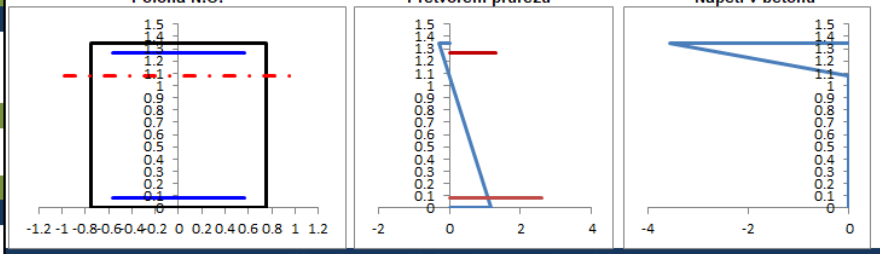
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.731	-	-3.566	-0.3	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.066	1.070	435.1	2.6	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.335	2.408	257.8	1.3	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 21.000 MPa > σ_{cc} = 3.566 MPa 17% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 435.080 MPa 93% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu

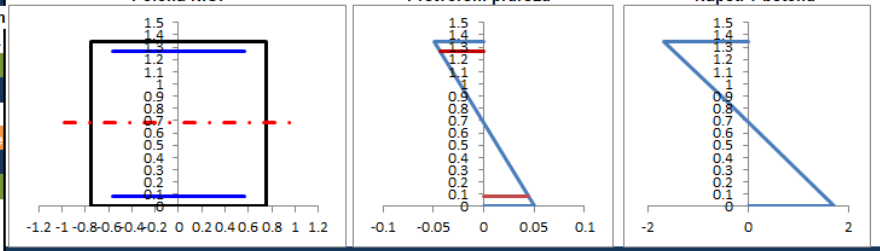


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 21.000 MPa > σ_{cc} = 1.671 MPa 8% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 8.827 MPa 2% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 15.750 MPa > σ_{cc} = 0.000 MPa 0% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 0.000 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(0.000 - 0.4 * 191.9027 *(1 + 0.098089)/ 200.0 = -0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 0.000 / 200.0 = 0 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00000

$s_{r,max}$ = 1.77996 * 66 + 0.17 * 1499.24 = 372 mm

w_k = 372 * 0 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.000 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

SUDOP PRAHA

– oblast D – min. ohyb. moment (příčník nad vrubem, B=1500)

Oblast D - velký příčník - horní výztuž - ohyb

Průřez

b_{eff} = 1500 mm	b_w = 1500 mm	H = 1350 mm				
c_1 = 50 mm	c_2 = 50 mm	$w_{k,max}$ = 0.20 mm	XD, XS, XF			

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C35/45	f_{ck} =	35.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 34.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 21.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	5.88	-	$f_{c,t,m}$ = 3.2 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	10	Φ 32 mm	1. řada	z=0.082	$A_{s1,1}$ = 8042 mm²	(0.397%)
	0	Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0	Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	10	Φ 25 mm		z=0.079	A_{s2} = 4909 mm²	(0.242%)

Rozdělovací výztuž (minimální) — *Stupeň vyztužení*

32.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 1608 mm² — $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

(pro desky) — 3 165 < 8 042 < 12951 < 81 000 — Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	4 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 804 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 5362 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.36%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.36%	Vyhovuje	

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% — 0.36% — 1.00% — Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	2217	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	1730	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	1707	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	1246	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.308 / 2.025)= 0.390 m λ = 0.000 / 0.390 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.397 *(0.423 * 35.0)+ 0.15 * 0.000) 1500 * 1268 = 0.783 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.783 MN < V_{Ed} = 1.730 MN 221% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.516 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 1730 *(1.428 - 0.000) = 2.471 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.516 * 21.0 * 1500 * 1155 /(0.70021 + 1.42815)= 8.824 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 804 * 434.8 * 1.155 * 1.42815 / 150 = 3.847 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.155 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 3.847 MN > V_{Ed} = 1.730 MN 45% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.477 [.10⁻³] — *Úprava polohy N.O.*

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.362 m — +0,1 mm / -0,1 mm / +1,0 mm / -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 0.988 m

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0009 MN — Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 2.217 MNm rameno vnitřních sil z = 1.155 m

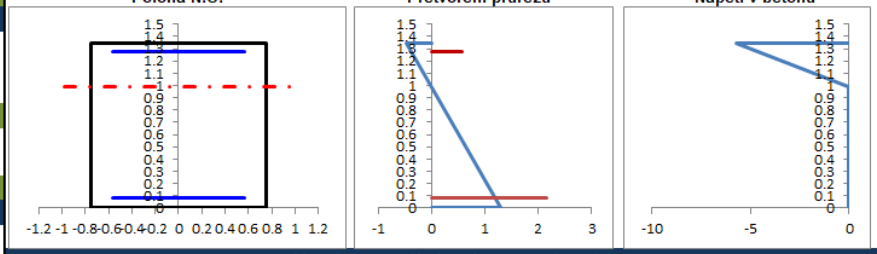
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-1.551	-	-5.718	-0.5	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.920	1.535	429.5	2.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.366	0.937	116.2	0.6	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 21.000 MPa > σ_{cc} = 5.718 MPa 27% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 429.498 MPa 92% Vyhovuje

Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu

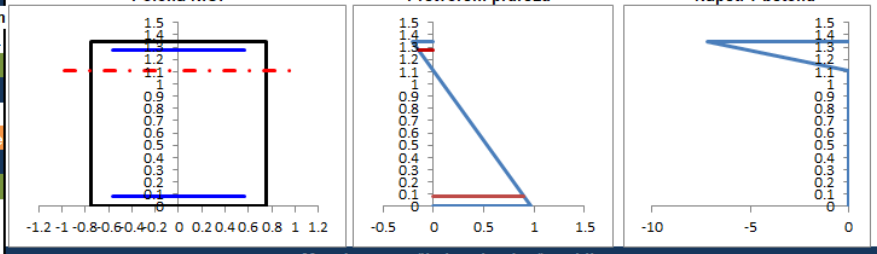


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 21.000 MPa > σ_{cc} = 7.154 MPa 34% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 178.985 MPa 45% Vyhovuje

Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 15.750 MPa > σ_{cc} = 5.226 MPa 33% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 130.442 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(130.442 - 0.4 * 122.3504 *(1 + 0.153849)/ 200.0 = 0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 130.442 / 200.0 = 0.000391 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00039

$s_{r,max}$ = 1.77996 * 66 + 0.17 * 1223.504 = 325 mm

w_k = 325 * 0.000391 = 0.127 mm σ_{ct} = 2.496 MPa Trhliny při char.komb.

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.127 mm 64% Vyhovuje

– oblast D – max. ohyb. moment (nad obloukem, B=1000)

Oblast D - malý příčník - spodní výztuž - ohyb

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1350 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C35/45	f_{ck} =	35.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	34.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	21.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	5.88	-	$f_{c,t,m}$ =	3.2	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	7	Φ 25 mm	1. řada	z=0.075	$A_{s1,1}$ = 3436 mm²	(0.255%)
	0	Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0	Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	7	Φ 32 mm		z=0.078	A_{s2} = 5630 mm²	(0.417%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 687 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
2 122	<	3 436	<	9066	<	54 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	4	Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 452 mm²	α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ =	150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 3016 mm²/m²	$\rho_{w,s}$ =	0.30%
ohyby	0	Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²	α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ =	450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.30%	Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.30%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	668	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	1660	kN (MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m
$M_{Ek,char}$ =	480	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m (Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	93	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m (Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.205 / 1.350)= 0.390 m λ = 0.000 / 0.390 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.396 *(0.269 * 35.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 1276 = 0.451 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.451 MN < V_{Ed} = 1.660 MN 368% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.516 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 1660 *(1.428 - 0.000) = 2.371 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.516 * 21.0 * 1000 * 1188 /(0.70021 + 1.42815)= 6.047 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 452 * 434.8 * 1.188 * 1.42815 / 150 = 2.224 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.188 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 2.224 MN > V_{Ed} = 1.660 MN 75% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.227 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.277 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 1.073 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm | -0,1 mm | +1,0 mm | -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem -0.0001 MN — Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 0.668 MNm rameno vnitřních sil z = 1.188 m

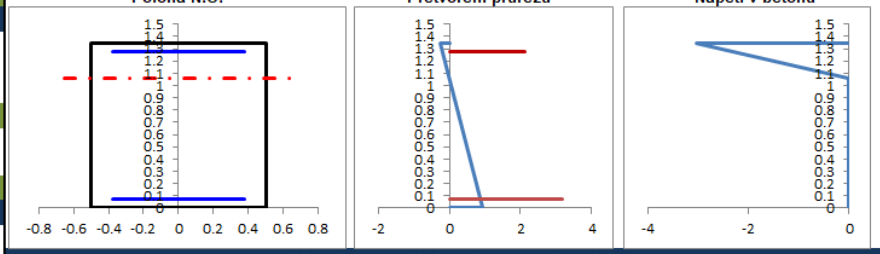
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.378	-	-2.728	-0.2	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.562	0.899	425.2	2.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.184	1.473	228.9	1.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 21.000 MPa > σ_{cc} = 2.728 MPa 13% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 425.192 MPa 91% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu

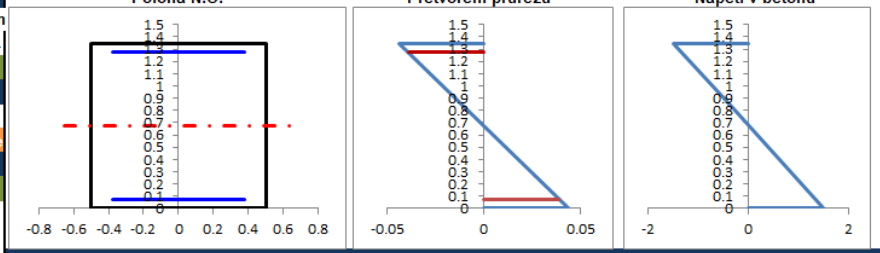


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 21.000 MPa > σ_{cc} = 1.434 MPa 7% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 7.635 MPa 2% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 15.750 MPa > σ_{cc} = 0.278 MPa 2% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 1.479 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(1.479 - 0.4 * 173.4516 *(1 + 0.108523)/ 200.0 = -0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 1.479 / 200.0 = 4.44E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00000

$s_{r,max}$ = 1.85571 * 62 + 0.17 * 1355.091 = 345 mm

w_k = 345 * 4.44E-06 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.282 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

SUDOP PRAHA

– oblast D – min. ohyb. moment (nad obloukem, B=1000)

Oblast D - malý příčník - horní výztuž - ohyb

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1350 mm	
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm	XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C35/45	f_{ck} =	35.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 34.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 21.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	5.88	-	$f_{c,t,m}$ = 3.2 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	7	Φ 32 mm	1. řada	z=0.078	$A_{s1,1}$ = 5630 mm²	(0.417%)
	0	Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0	Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	7	Φ 25 mm		z=0.075	A_{s2} = 3436 mm²	(0.255%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

23.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 1126 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
2 117	<	5 630	<	9066	<	54 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	4	Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 452 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ =	150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 3016 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.30%
ohyby	0	Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ =	450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.30%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.30%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	2096 kNm	N_{Ed} =	0 kN	V_{Ed} =	830 kN			(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:		Ne		$e_{MSÚ}$ =	0.000 m			
$M_{Ek,char}$ =	1615 kNm	$N_{Ek,char}$ =	0 kN	e_{char} =	0.000 m			(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	1190 kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0 kN	e_{kvazi} =	0.000 m			(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.205 / 1.350)= 0.390 m λ = 0.000 / 0.390 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.397 *(0.443 * 35.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 1272 = 0.531 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.531 MN < V_{Ed} = 0.830 MN 156% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.516 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 830 *(1.428 - 0.000) = 1.185 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.516 * 21.0 * 1000 * 1159 /(0.70021 + 1.42815)= 5.899 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 452 * 434.8 * 1.159 * 1.42815 / 150 = 2.170 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.159 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 2.170 MN > V_{Ed} = 0.830 MN 38% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.655 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.369 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 0.982 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm, -0,1 mm, +1,0 mm, -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem -0.0011 MN — Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 2.094 MNm rameno vnitřních sil z = 1.159 m

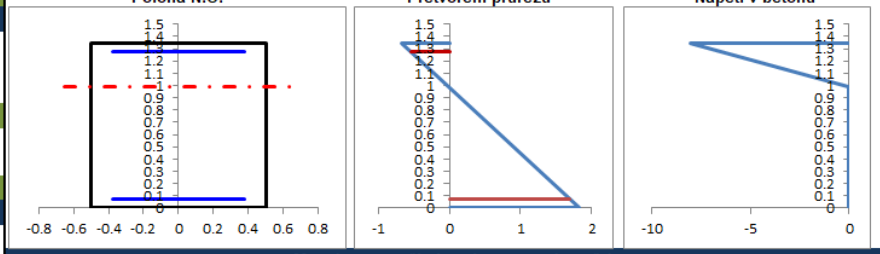
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-1.449	-	-7.861	-0.7	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.808	0.642	435.1	2.6	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.359	0.544	53.9	0.3	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 21.000 MPa > σ_{cc} = 7.861 MPa 37% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 435.116 MPa 93% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu

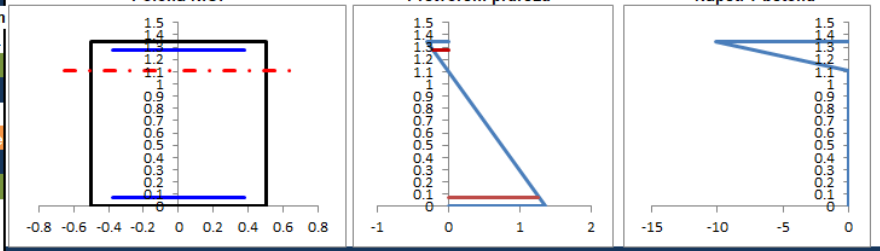


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 21.000 MPa > σ_{cc} = 9.863 MPa 47% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 240.958 MPa 60% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 15.750 MPa > σ_{cc} = 7.269 MPa 46% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 177.599 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(177.599 - 0.4 * 110.84 *(1 + 0.169826)/ 200.0 = 0.0006

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 177.599 / 200.0 = 0.000533 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00063

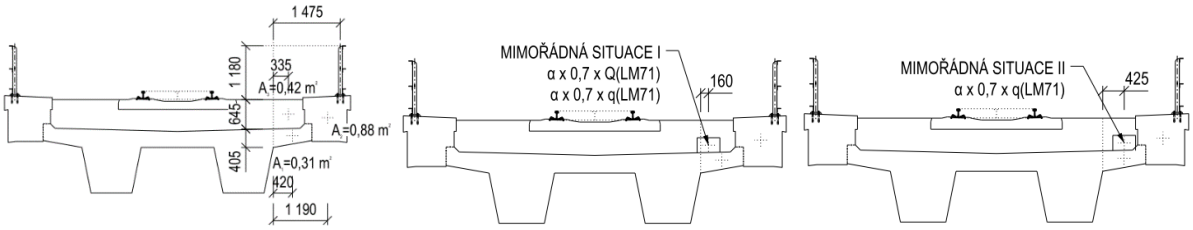
$s_{r,max}$ = 1.85571 * 62 + 0.17 * 1108.4 = 303 mm

w_k = 303 * 0.000629 = 0.191 mm

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.191 mm 95% Vyhovuje

5.2.1 Konzola

Pro určení výztuže konzoly byly určeny konzervativně určeny zatěžovací stavy pro konzolu v místě rozšířené římsy bez uvážení podporového příčníku. Jednotlivé zatěžovací stavy viz souhrn níže.



Konzola - trvalá situace

Zatížení		A	γ	r	F_k	M_k	γ_F	F_d	M_d
		[m2]	[kN/m3]	[m]	[kN]	[kNm]	[-]	[kN]	[kNm]
G0	Tíha konzoly	0.31	25	0.42	7.75	3.255	1.35	10.463	4.3943
	Izolační souvrství (1.5 kN/m2)	-	-	0.345	1.035	0.3571	1.35	1.3973	0.4821
	Štěrkové lože	0.42	23	0.335	9.66	3.2361	1.35	13.041	4.3687
	Římsa	0.88	25	1.19	22	26.18	1.35	29.7	35.343
	Zábradlí	-	-	1.475	1	1.475	1.35	1.35	1.9913
Q	Zatížení zábradlí svislé	-	-	1.475	1	1.475	1.5	1.5	2.2125
	Zatížení zábradlí vodorovné	-	-	2.02	1	2.02	1.5	1.5	3.03
CELKEM					43.445	37.998		58.951	51.822

Konzola - mimořádná situace I

Zatížení		A	γ	r	F_k	M_k	γ_A	F_d	M_d
		[m2]	[kN/m3]	[m]	[kN]	[kNm]	[-]	[kN]	[kNm]
G0	Tíha konzoly	0.31	25	0.42	7.75	3.255	1	7.75	3.255
	Izolační souvrství (1.5 kN/m2)	-	-	0.345	1.035	0.3571	1	1.035	0.3571
	Štěrkové lože	0.42	23	0.335	9.66	3.2361	1	9.66	3.2361
	Římsa	0.88	25	1.19	22	26.18	1	22	26.18
	Zábradlí	-	-	1.475	1	1.475	1	1	1.475
A	Vykolejení vlaku (situace I)	-	-	0.16	132.34	21.175	1	132.34	21.175
Q	Zatížení zábradlí svislé	-	-	1.475	1	1.475	1	1	1.475
	Zatížení zábradlí vodorovné	-	-	2.02	1	2.02	1	1	2.02
CELKEM					175.79	59.173		175.79	59.173

Konzola - mimořádná situace II

Zatížení		A	γ	r	F_k	M_k	γ_A	F_d	M_d
		[m2]	[kN/m3]	[m]	[kN]	[kNm]	[-]	[kN]	[kNm]
G0	Tíha konzoly	0.31	25	0.42	7.75	3.255	1	7.75	3.255
	Izolační souvrství (1.5 kN/m2)	-	-	0.345	1.035	0.3571	1	1.035	0.3571
	Štěrkové lože	0.42	23	0.335	9.66	3.2361	1	9.66	3.2361
	Římsa	0.88	25	1.19	22	26.18	1	22	26.18
	Zábradlí	-	-	1.475	1	1.475	1	1	1.475
A	Vykolejení vlaku (situace II)	-	-	0.425	135.52	57.596	1	135.52	57.596
Q	Zatížení zábradlí svislé	-	-	1.475	1	1.475	1	1	1.475
	Zatížení zábradlí vodorovné	-	-	2.02	1	2.02	1	1	2.02
CELKEM					178.97	95.594		178.97	95.594

– konzola (rozhodující ZS – mimořádná situace II)

Konzola - mimořádná situace

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	400 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C35/45	f_{ck} =	35.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa		γ_s =	1.00	-	α_{cc} =	1	-	E_{cm} =	34.0 GPa
f_{yd} =	500.0	MPa		$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.2	-	f_{cd} =	29.2 MPa
E_y =	200.0	GPa		k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	5.88	-	$f_{c,t,m}$ =	3.2 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]					ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 12 mm	1. řada	z=0.064	$A_{s1,1}$	= 754 mm²	(0.188%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 12 mm		z=0.064	A_{s2}	= 754 mm²	(0.188%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

3.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 151 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
559	<	754	<	1508	<	16 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 8 mm	$A_{w,stirrup}$ = 168 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1117 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.11%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.11%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%	<	0.11%	<	1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	96	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	179	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	38	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	35	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.005 / 0.400)= 0.115 m λ = 0.000 / 0.115 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.15 * 1.772 *(0.224 * 35.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 336 = 0.177 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.177 MN < V_{Ed} = 0.179 MN 101% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.516 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 179 *(1.428 - 0.000) = 0.256 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.516 * 29.2 * 1000 * 312 /(0.70021 + 1.42815)= 2.209 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 168 * 500.0 * 0.312 * 1.42815 / 150 = 0.249 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 500.0 * 0.707 * 0.312 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.249 MN > V_{Ed} = 0.179 MN 72% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.525 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.069 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 0.331 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm, -0,1 mm, +1,0 mm, -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0021 MN — Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 0.096 MNm rameno vnitřních sil z = 0.312 m

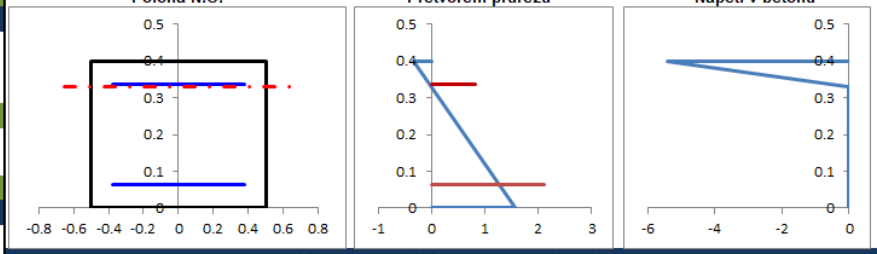
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.300	-	-8.747	-0.5	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.308	0.070	501.2	4.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.005	0.185	238.0	1.2	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 29.167 MPa > σ_{cc} = 8.747 MPa 30% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 535.789 MPa > σ_s = 501.238 MPa 94% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu

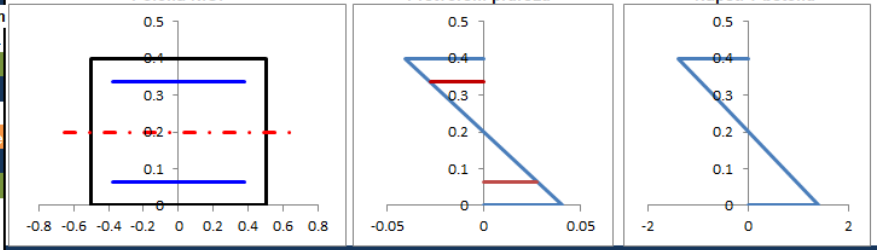


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 21.000 MPa > σ_{cc} = 1.382 MPa 7% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 5.530 MPa 1% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 15.750 MPa > σ_{cc} = 1.255 MPa 8% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 5.021 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(5.021 - 0.4 * 493.0684 *(1 + 0.038176)/ 200.0 = -0.0010

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 5.021 / 200.0 = 1.51E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00002

$s_{r,max}$ = 1.94008 * 58 + 0.17 * 1849.007 = 427 mm

w_k = 427 * 1.51E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 1.255 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

– konzola (trvalá situace)

Konzola - trvalá situace

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	400 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C35/45	f_{ck} =	35.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	34.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	21.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	5.88	-	$f_{c,t,m}$ =	3.2	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 12 mm	1. řada	z=0.064	$A_{s1,1}$	= 754 mm²	(0.188%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 12 mm		z=0.064	A_{s2}	= 754 mm²	(0.188%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

3.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 151 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
559	<	754	<	1508	<	16 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 8 mm	$A_{w,stirrup}$ = 168 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1117 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.11%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.11%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.11%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	52	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	59	kN (MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m
$M_{Ek,char}$ =	38	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m (Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	35	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m (Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.005 / 0.400)= 0.115 m λ = 0.000 / 0.115 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.772 *(0.224 * 35.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 336 = 0.142 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.164 MN > V_{Ed} = 0.059 MN 36% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = 0.516 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 59 *(1.428 - 0.000) = 0.084 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.516 * 21.0 * 1000 * 308 /(0.70021 + 1.42815)= 1.567 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 168 * 434.8 * 0.308 * 1.42815 / 150 = 0.213 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.308 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.213 MN > V_{Ed} = 0.059 MN 28% Vyhovuje

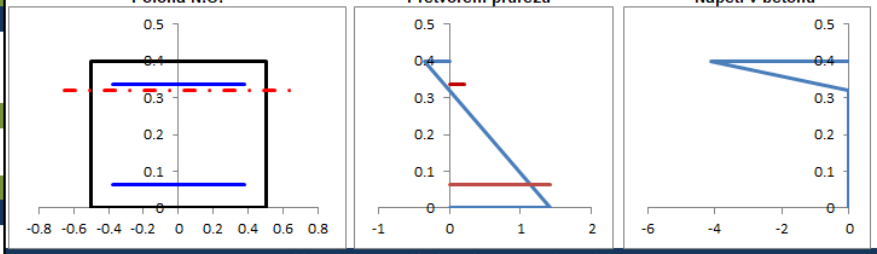
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.343	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.078	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	0.322	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	-0.0007	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.052	MNm	rameno vnitřních sil	z = 0.308 m
Interakce ohybového a smykového namáhání					

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.161	-	-4.116	-0.3	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.170	0.043	281.9	1.4	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.009	0.043	43.8	0.2	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	21.000	MPa	>	σ_{cc} =	4.116	MPa	20%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	281.938	MPa	61%	Vyhovuje

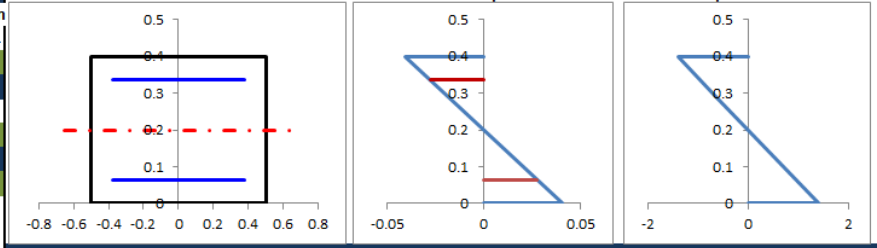
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	21.000	MPa	>	σ_{cc} =	1.382	MPa	7%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	5.530	MPa	1%	Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	15.750	MPa	>	σ_{cc} =	1.255	MPa	8%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	5.021	MPa		Dlouhodobé účinky:			Ano	

ε_{sm}-ε_{cm} =(5.021 - 0.4 * 492.9694 *(1 + 0.038184)/ 200.0 = -0.0010

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 5.021 / 200.0 = 1.51E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00002

$s_{r,max}$ = 1.94008 * 58 + 0.17 * 1848.635 = 427 mm

w_k = 427 * 1.51E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 1.255 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

SUDOP PRAHA

5.3 Posudky detailů nosné konstrukce

5.3.1 Kotevní oblasti předpětí

Kotevní oblasti byly posouzeny na deskovém modelu v programu SCIA Engineer 2008. Model byl vytvořen jako výsek nosné konstrukce, kdy společně s příčníkem byla modelována i cca 1/2 přilehlého pole. Posouzení bylo provedeno samostatně pro oblast opěr a pro oblast pracovních spár mezi betonážními celky.

Výsledné izolinie jsou zobrazeny jako obálka jednotlivých předpínacích sil včetně možných postupů napínání. Výztuž byla vyhodnocena na základě silových výslednic na desko-stěnovém modelu.

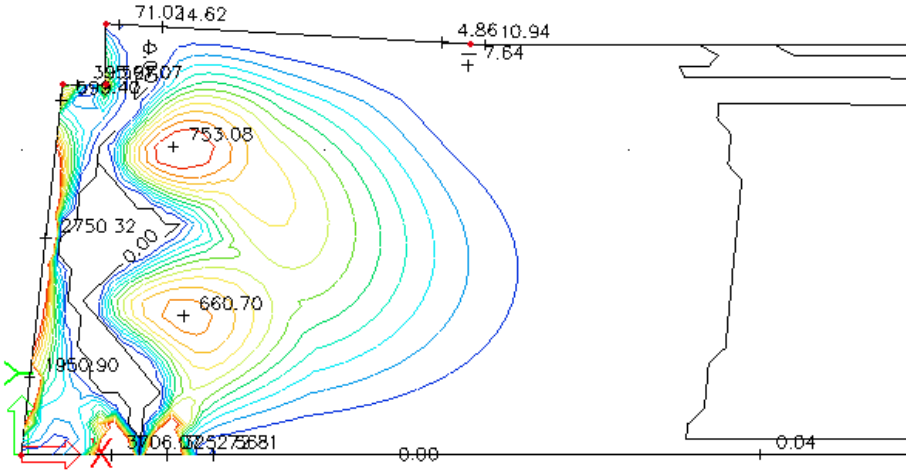
NÁVRH KOTEVNÍ OBLASTI							
šířka kotevní desky:	a=	0.260	m	šířka přiřazeného obdélníka:	c=	0.504	m
výška kotevní desky:	a'=	0.260	m	výška přiřazeného obdélníka:	c'=	0.500	m
plocha kotevní desky	A_0=	0.068	m^2	plocha přiřazeného obdélníka:	A_1=	0.252	m^2
poměry rozměrů:	**c/a=**	**1.938**	**-**	**c'/a'= 1.923 -**	**max=**	**2.413**	**OK**
pevnost bet. v tlaku:	$f_{ck}(t)$=	29.750	MPa	napínací napětí:	$\sigma_{p,in}$=	1425.000	MPa
plocha kabelu	$A_{p.1}$=	2250.000	mm^2	**použitá kotevní síla:**	**P_{in}=**	**3.206**	**MN**
				maximální kotevní síla:	**P_{max}=**	**4.498**	**MN**

VÝZTUŽ KOTEVNÍ OBLASTI							
součinitel předpětí:	$\gamma_{p,unfav}$=	1.200	-	mez kluzu oceli (návrh.)	f_{yd}=	434.783	MPa
výztuž v přidruženém hranolu:	$A_{s,min}$=	1327.388	mm^2	povrch. výztuž u čela:	$A_{s,min}$=	265.478	mm^2
Ø 16.000 mm	n=	7.000	ks		n=	2.000	ks

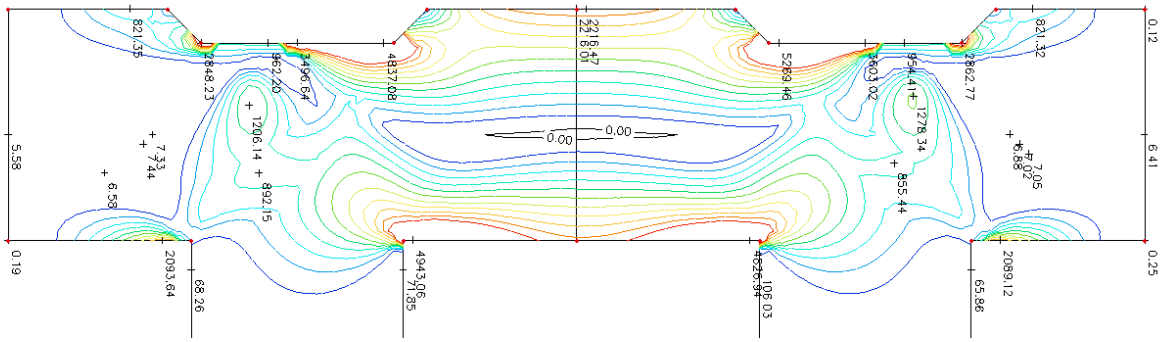
Poznámka pro umístění výztuže: Výztuž je nutno umístit do oblasti přidruženého hranolu tedy v délce 1.2max(c,c') za kotvou.

NÁVRH DLE ŘEZŮ V DESKOSTĚNOVÉM MODELU							
Kotevní oblast - opěra							
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unfav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Svislá - spodní kužel	1300	435	1.2	400	1305	**16**	**7**
Svislá - horní kužel	1000	430	1.2	400	1290	**16**	**7**
Svislá - povrch	100	48	1.2	400	144	**12**	**2**
Půdorys - kužel	800	598	1.2	400	1794	**16**	**9**
Půdorys - povrch mezi	600	676	1.2	400	2028	**16**	**11**
Půdorys - povrch vně	200	90	1.2	400	270	**16**	**2**
Půdorys - náběh	500	791	1.2	400	2373	**16**	**12**
Půdorys nosník x příčník	400	555	1.2	400	1665	**16**	**9**
Půdorys nosník x příčník	100	103	1.2	400	309	**16**	**2**
Kotevní oblast - spára betonážních dílů							
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unfav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Svislá - kužel	1000	573	1.2	400	1719	**16**	**9**
Půdorys - kužel	600	417	1.2	400	1251	**16**	**7**
Půdorys - povrch	100	100	1.2	400	300	**12**	**3**

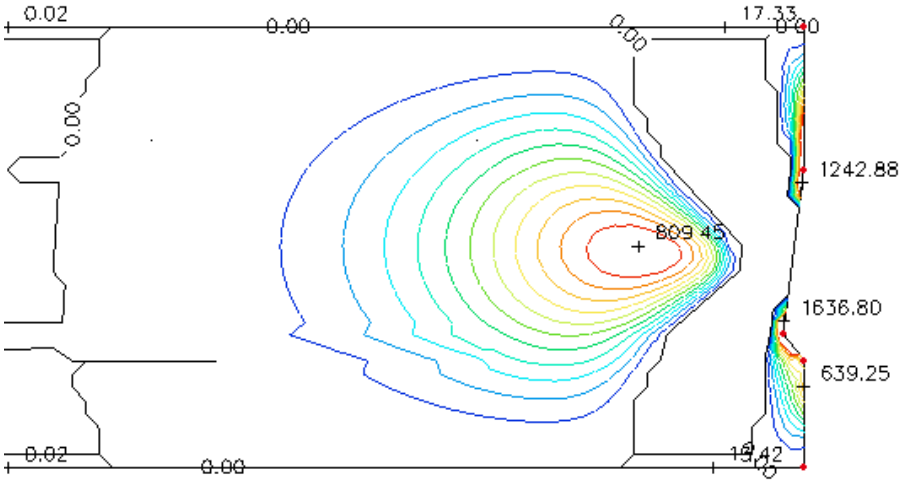
– Oblast opěr – podélný řez – n_y [kN/m]



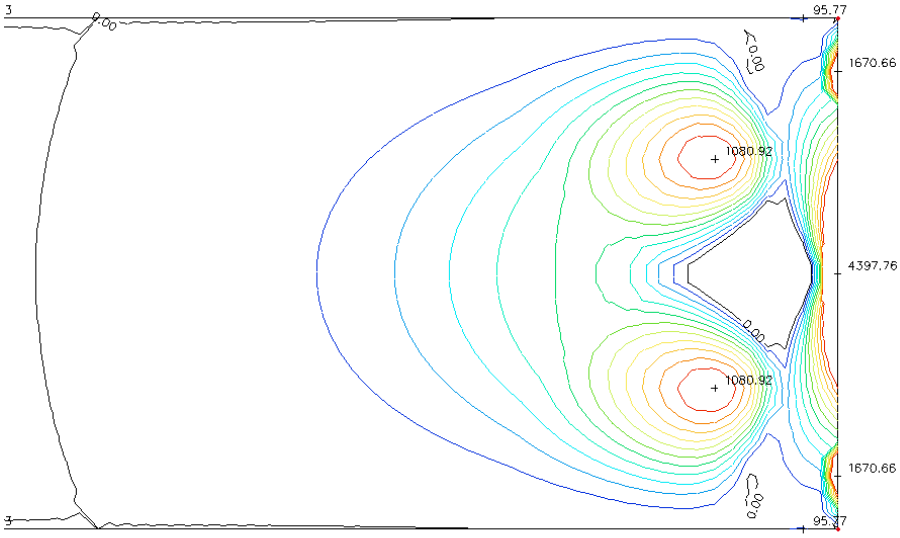
– **Oblast opěr – půdorys – n_y** [kN/m]



– Oblast pracovní spáry – podélný řez – n_y [kN/m]



– Oblast pracovní spáry – půdorys – n_y [kN/m]


3
0.00
95.77
1670.66
1080.92
4397.76
0.00
1080.92
1670.66
0.00
95.77
3

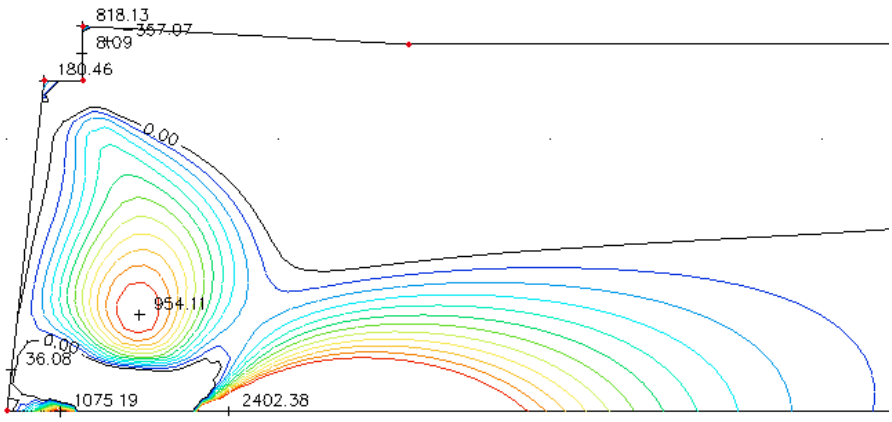
5.3.2 Oblast pod ložisky

Oblast pod ložisky byla navržena obdobně jako kotevní oblast na desko-stěnovém modelu.

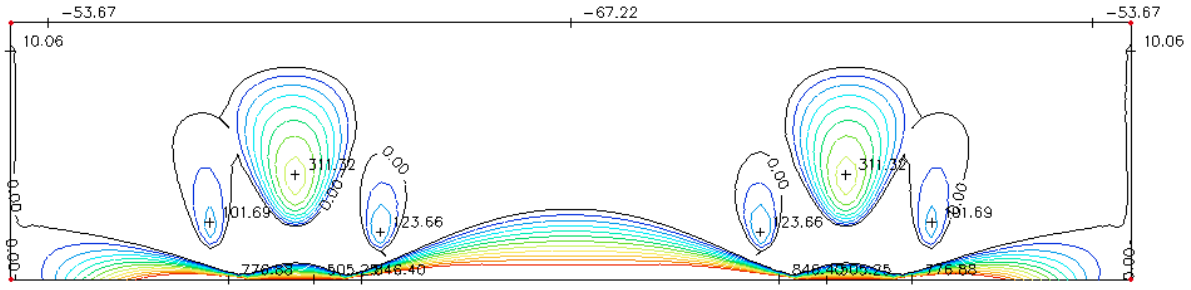
NÁVRH PODLOŽISKOVÉ OBLASTI NA NK - KONCOVÉ PŘÍČNÍKY							
šířka kotevní desky:	a=	0.370	m	šířka přiřazeného obdélníka:	c=	0.680	m
délka kotevní desky:	a'=	0.370	m	délka přiřazeného obdélníka:	c'=	1.110	m
pevnost bet. v tlaku:	$f_{ck}(t)$=	35.000	MPa	výška oblasti:	h=	0.740	m
návrhová pevnost:	$f_{cd}(t)$=	49.310	MPa	plocha přiřazeného obdélníka:	A_1=	0.755	m^2
plocha ložiska:	A_0=	0.137	m^2	**návrh. síla od ložiska:**	**R_{Ed}=**	**2.700**	**MN**
				max. síla od ložiska:	R_{Rd}=	6.751	MN
LISY PRO VÝMĚNU LOŽISEK							
šířka kotevní desky:	a=	0.110	m	šířka přiřazeného obdélníka:	c=	0.330	m
délka kotevní desky:	a'=	0.110	m	délka přiřazeného obdélníka:	c'=	0.330	m
pevnost bet. v tlaku:	$f_{ck}(t)$=	35.000	MPa	výška oblasti:	h=	0.220	m
návrhová pevnost:	$f_{cd}(t)$=	63.000	MPa	plocha přiřazeného obdélníka:	A_1=	0.109	m^2
plocha ložiska:	A_0=	0.012	m^2	**návrh. síla od ložiska:**	**R_{Ed}=**	**0.530**	**MN**
				max. síla od ložiska:	R_{Rd}=	0.762	MN

NÁVRH VÝZTUŽE DLE ŘEZŮ V DESKOSTĚNOVÉM MODELU							
Podélný řez mostem							
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unfav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Vodorovná - kužel	900	534	1	435	1228	**12**	**11**
Vodorovná u povrchu	100	114	1	435	262	**12**	**3**
Pohled na příčník							
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unfav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Vodorovná kužel	800	172	1	435	395	**12**	**4**
Povrchová mezi lož	300	101	1	435	232	**12**	**3**
Povrchová u ložiska	100	30	1	435	69	**12**	**1**

– Koncový příčník – podélný řez – n_x [kN/m]



– Koncový příčník – příčný řez – n_x [kN/m]



NÁVRH PODLOŽISKOVÉ OBLASTI NA NK - VNITŘNÍ PŘÍČNÍKY							
šířka kotevní desky:	a=	0.540	m	šířka přiřazeného obdélníka:	c=	1.140	m
délka kotevní desky:	a'=	0.540	m	délka přiřazeného obdélníka:	c'=	1.620	m
pevnost bet. v tlaku:	$f_{ck}(t)$=	35.000	MPa	výška oblasti:	h=	1.080	m
návrhová pevnost:	$f_{cd}(t)$=	52.849	MPa	plocha přiřazeného obdélníka:	A_1=	1.847	m^2
plocha ložiska:	A_0=	0.292	m^2	**návrh. síla od ložiska:**	**R_{Ed}=**	**5.206**	**MN**
				max. síla od ložiska:	R_{Rd}=	15.411	MN
LISY PRO VÝMĚNU LOŽISEK							
šířka kotevní desky:	a=	0.250	m	šířka přiřazeného obdélníka:	c=	0.750	m
délka kotevní desky:	a'=	0.250	m	délka přiřazeného obdélníka:	c'=	0.750	m
pevnost bet. v tlaku:	$f_{ck}(t)$=	35.000	MPa	výška oblasti:	h=	0.500	m
návrhová pevnost:	$f_{cd}(t)$=	63.000	MPa	plocha přiřazeného obdélníka:	A_1=	0.563	m^2
plocha ložiska:	A_0=	0.063	m^2	**návrh. síla od ložiska:**	**R_{Ed}=**	**3.000**	**MN**
				max. síla od ložiska:	R_{Rd}=	3.938	MN

NÁVRH VÝZTUŽE DLE ŘEZŮ V DESKOSTĚNOVÉM MODELU

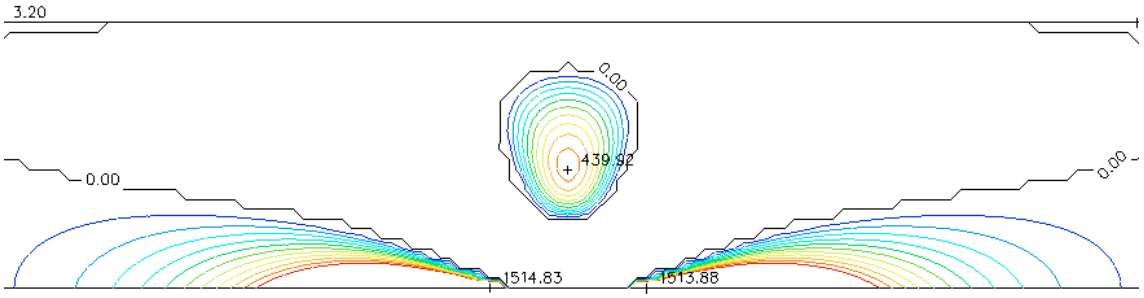
Podélný řez mostem

Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unitav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Vodorovná - kužel	750	219	1	435	503	**12**	**5**
Vodorovná u povrchu	150	100	1	435	230	**12**	**3**

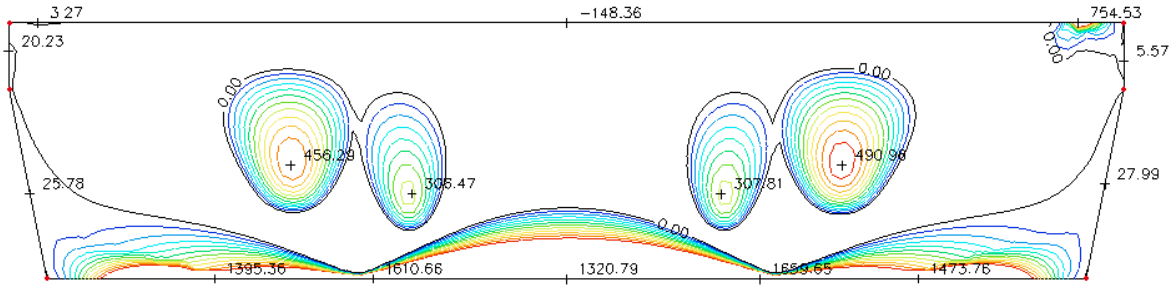
Pohled na příčník

Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unitav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Vodorovná kužel	750	251	1	435	577	**12**	**6**
Vodorovná lis	650	133	1	435	306	**12**	**3**
Povrchová mezi lož	350	207	1	435	476	**12**	**5**
Povrchová u ložiska	150	105	1	435	241	**12**	**3**

– Koncový příčník – podélný řez – n_x [kN/m]



– Koncový příčník – příčný řez – n_x [kN/m]



5.4 Posouzení na únavu

Pro mostovku byly vybrány kritické řezy pro posouzení únavy tlačeného betonu, betonářské a předpínací výztuže dle ČSN EN 1992-2:

- průřez s maximálním rozkmitem ohybového momentu od LM71
  - navázání předpjaté části na ŽB krček
- průřez s maximálním tlakovým napětím
  - průřez nad podporou P3 / P9 (dolní vlákna)
- průřez s maximálním tahovým napětím
  - průřez v poli P6
- průřez vyhodnocený jako kritický na základě výpočtu únavy bez vlivu výztuže a trhlin
  - průřez nad podporou P3 / P9 (dolní vlákna)
- doplněné průřezy v poli (dle lin. výpočtu využití na únavu betonu cca 95%)
  - průřez v poli 5
- průřez v ŽB krčku
  - v místě napojení na předpjatou část konstrukce
  - ve střední části

Pro posouzení byl využit výhledový rozsah dopravy na mostě viz kapitola 4.1.12. Posouzení je součástí souhrnné části mezních stavů únosnosti, viz kapitola 6.1.4.

Výsledky získané pomocí metody uvedené v ČSN EN 1992-2 zejména s ohledem na únavovou pevnost betonu jsou značně konzervativní – dá se předpokládat výrazně nižší vliv únavy na mezní stavy, reálnější předpoklad je možné získat posudkem dle MC2010 (fib Model Code 2010), kdy je uvažován průměrný rozkmit napětí na oblasti 300 mm od tlačeného povrchu. Tato úprava nebyla využita.

5.4.1 Posouzení tlačeného betonu na únavu

Při posouzení únavy mostovky se předpokládá stáří betonu 100 dní. V rámci posouzení betonu na únavu byly využity tyto opravné součinitele:

- $\lambda_{c,0}$ = 1,025 součinitel zohledňující vliv trvale působícího napětí (konzervativně pro max. tlakové napětí σ = 9,2 MPa na celém oblouku při charakteristické kombinaci bez LM71),
- $\lambda_{c,1}$ = 0,850 součinitel zohledňující délku příčinkové čáry a typ prvku (konzervativně max. hodnota pro oblast [1] a smíšenou běžnou dopravu),
- $\lambda_{c,2,3}$ = 0,885 součinitel zohledňující roční objem dopravy a životnost stavby,
- $\lambda_{c,4}$ = 1,000 pouze jedna kolej – neuplatní se.

materiálové charakteristiky									
beton (dle 1992-1-1 ed. 2)									
Třída betonu:	C35/45			Tlaková pevnost:			$f_{c,k}$=	35.0	MPa
Typ cementu:	třída R			Součinitel únavy:			k_1=	0.85	-
Stáří betonu:	t_0=	180.00	dnů	Součinitel pevnosti betonu:	rov. 3.2		$\beta_{cc}(t_0)$=	1.13	-
Součinitel:	α_{cc}=	0.90	-		rov. 6.76		$f_{cd,fat}$=	17.33	MPa

únavové posouzení tlačeného betonu (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.2) - napojení na krček NK

Horní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,max,equ}$=	10.72	MPa	Opravný součinitel:	rov. NN.114	λ_c=	0.75	-
Dolní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,min,equ}$=	0.77	MPa	Vliv trvalého napětí:	rov. NN.115	$\lambda_{c,0}$=	1.00	-
Max char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,max,71}$=	13.22	MPa	Vliv kčního prvku:	tab. NN.3	$\lambda_{c,1}$=	0.85	-
Min char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,min,71}$=	0.00	MPa	Vliv objemu dopravy:	rov. NN.116	$\lambda_{c,2,3}$=	0.88	-
Char. napětí v bet. bez LM71 + Φ		$\sigma_{c,perm}$=	3.13	MPa	Vliv více kolejí:	rov. NN.117	$\lambda_{c,4}$=	není uplatněn	-
		$E_{cd,min,equ}$=	0.04	-			$E_{cd,max,equ}$=	0.51	-
		R_{equ}=	0.07	-	$14\cdot(1 - E_{cd,max,equ}) / (1 - R_{equ})^{0,5} \geq 6$	rov. NN.112			

7.2 ≥ 6

TLAČENÝ BETON VYHOVUJE

únavové posouzení tlačeného betonu (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.2) - průřez nad podporou P3 / P9

Horní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,max,equ}$=	13.03	MPa	Opravný součinitel:	rov. NN.114	λ_c=	0.75	-
Dolní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,min,equ}$=	2.82	MPa	Vliv trvalého napětí:	rov. NN.115	$\lambda_{c,0}$=	1.00	-
Max char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,max,71}$=	15.65	MPa	Vliv kčního prvku:	tab. NN.3	$\lambda_{c,1}$=	0.85	-
Min char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,min,71}$=	2.08	MPa	Vliv objemu dopravy:	rov. NN.116	$\lambda_{c,2,3}$=	0.88	-
Char. napětí v bet. bez LM71 + Φ		$\sigma_{c,perm}$=	5.08	MPa	Vliv více kolejí:	rov. NN.117	$\lambda_{c,4}$=	není uplatněn	-
		$E_{cd,min,equ}$=	0.13	-			$E_{cd,max,equ}$=	0.62	-
		R_{equ}=	0.22	-	$14\cdot(1 - E_{cd,max,equ}) / (1 - R_{equ})^{0,5} \geq 6$	rov. NN.112			

6.1 ≥ 6

TLAČENÝ BETON VYHOVUJE

únavové posouzení tlačeného betonu (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.2) - pole 6

Horní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,max,equ}$=	10.51	MPa	Opravný součinitel:	rov. NN.114	λ_c=	0.75	-
Dolní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,min,equ}$=	2.77	MPa	Vliv trvalého napětí:	rov. NN.115	$\lambda_{c,0}$=	1.00	-
Max char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,max,71}$=	12.50	MPa	Vliv kčního prvku:	tab. NN.3	$\lambda_{c,1}$=	0.85	-
Min char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,min,71}$=	2.20	MPa	Vliv objemu dopravy:	rov. NN.116	$\lambda_{c,2,3}$=	0.88	-
Char. napětí v bet. bez LM71 + Φ		$\sigma_{c,perm}$=	4.49	MPa	Vliv více kolejí:	rov. NN.117	$\lambda_{c,4}$=	není uplatněn	-
		$E_{cd,min,equ}$=	0.13	-			$E_{cd,max,equ}$=	0.50	-
		R_{equ}=	0.26	-	$14\cdot(1 - E_{cd,max,equ}) / (1 - R_{equ})^{0,5} \geq 6$	rov. NN.112			

8.2 ≥ 6

TLAČENÝ BETON VYHOVUJE

únavové posouzení tlačeného betonu (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.2) - pole 5

Horní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,max,equ}$=	12.52	MPa	Opravný součinitel:	rov. NN.114	λ_c=	0.77	-
Dolní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,min,equ}$=	2.19	MPa	Vliv trvalého napětí:	rov. NN.115	$\lambda_{c,0}$=	1.03	-
Max char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,max,71}$=	13.50	MPa	Vliv kčního prvku:	tab. NN.3	$\lambda_{c,1}$=	0.85	-
Min char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,min,71}$=	0.13	MPa	Vliv objemu dopravy:	rov. NN.116	$\lambda_{c,2,3}$=	0.88	-
Char. napětí v bet. bez LM71 + Φ		$\sigma_{c,perm}$=	9.20	MPa	Vliv více kolejí:	rov. NN.117	$\lambda_{c,4}$=	není uplatněn	-
		$E_{cd,min,equ}$=	0.10	-			$E_{cd,max,equ}$=	0.59	-
		R_{equ}=	0.18	-	$14\cdot(1 - E_{cd,max,equ}) / (1 - R_{equ})^{0,5} \geq 6$	rov. NN.112			

6.3 ≥ 6

TLAČENÝ BETON VYHOVUJE

únavové posouzení tlačeného betonu (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.2) - krček - napojení na most

Horní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,max,equ}$=	7.92	MPa	Opravný součinitel:	rov. NN.114	λ_c=	0.75	-
Dolní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,min,equ}$=	1.80	MPa	Vliv trvalého napětí:	rov. NN.115	$\lambda_{c,0}$=	1.00	-
Max char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,max,71}$=	9.55	MPa	Vliv kčního prvku:	tab. NN.3	$\lambda_{c,1}$=	0.85	-
Min char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,min,71}$=	1.42	MPa	Vliv objemu dopravy:	rov. NN.116	$\lambda_{c,2,3}$=	0.88	-
Char. napětí v bet. bez LM71 + Φ		$\sigma_{c,perm}$=	2.97	MPa	Vliv více kolejí:	rov. NN.117	$\lambda_{c,4}$=	není uplatněn	-
		$E_{cd,min,equ}$=	0.09	-			$E_{cd,max,equ}$=	0.37	-
		R_{equ}=	0.23	-	**$14\cdot(1 - E_{cd,max,equ}) / (1 - R_{equ})^{0,5} \geq 6$**	rov. NN.112			

10.0 ≥ 6

TLAČENÝ BETON VYHOVUJE

únavové posouzení tlačeného betonu (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.2) - krček - vnitřní část

Horní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,max,equ}$=	1.32	MPa	Opravný součinitel:	rov. NN.114	λ_c=	0.75	-
Dolní napětí:	rov. NN.113	$\sigma_{cd,min,equ}$=	0.01	MPa	Vliv trvalého napětí:	rov. NN.115	$\lambda_{c,0}$=	1.00	-
Max char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,max,71}$=	1.75	MPa	Vliv kčního prvku:	tab. NN.3	$\lambda_{c,1}$=	0.85	-
Min char. napětí v bet., LM71 + Φ		$\sigma_{c,min,71}$=	0.00	MPa	Vliv objemu dopravy:	rov. NN.116	$\lambda_{c,2,3}$=	0.88	-
Char. napětí v bet. bez LM71 + Φ		$\sigma_{c,perm}$=	0.03	MPa	Vliv více kolejí:	rov. NN.117	$\lambda_{c,4}$=	není uplatněn	-
		$E_{cd,min,equ}$=	0.00	-			$E_{cd,max,equ}$=	0.06	-
		R_{equ}=	0.01	-	**$14\cdot(1 - E_{cd,max,equ}) / (1 - R_{equ})^{0,5} \geq 6$**	rov. NN.112			

13.2 ≥ 6

TLAČENÝ BETON VYHOVUJE

5.4.2 Posouzení únavy betonářské a předpínací výztuže

V rámci posouzení výztuže na únavu byly využity tyto opravné součinitele:

- $\lambda_{s,1}$ = 0,700 součinitel zohledňující délku příčinkové čáry a typ prvku (konzervativně max. hodnota pro výztuž [1] a smíšenou běžnou dopravu),
- $\lambda_{s,2}$ = 0,790 součinitel zohledňující roční objem dopravy,
- $\lambda_{s,3}$ = 1,000 součinitel zohledňující životnost stavby,
- $\lambda_{s,4}$ = 1,000 pouze jedna kolej – neuplatní se.

únavové posouzení betonářské výztuže (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.1) - napojení na krček NK

Typ výztuže:		přímé a ohýbané pruty			Opravný součinitel:	rov. NN.107	λ_s=	0.55	-
Sklon S-N čáry	tab. 6.3N (EN 1992-1-1)	k_2=	9	-	Vliv kčního prvku:	tab. NN.2	$\lambda_{s,1}$=	0.70	-
Poškozující rozkmit:	rov. NN.106	$\Delta\sigma_{s,equ}$=	52.7	MPa	Vliv objemu dopravy:	rov. NN.109	$\lambda_{s,2}$=	0.79	-
Rozkmit napětí - LM71:		$\Delta\sigma_{s,71}$=	95.2	MPa	Vliv návrhové životnosti:	rov. NN.110	$\lambda_{s,3}$=	1.00	-
					Vliv více kolejí:	rov. NN.111	$\lambda_{s,4}$=	není uplatněn	-
		$\gamma_{F,fat}$=	1.00	-			$\gamma_{s,fat}$=	1.15	-
Rozkmit napětí:		$\Delta\sigma_{s,equ}$=	162.5	MPa					

rov. 6.71 (EN 1992-1-1) $\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq \Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$

52.7 ≤ 141.3

TAŽENÁ BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ VYHOVUJE

únavové posouzení předpínací výztuže (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.1) - napojení na krček NK

Typ výztuže:		kabely v plastových hadicích			Opravný součinitel:	rov. NN.107	λ_s=	0.55	-
Sklon S-N čáry	tab. 6.3N (EN 1992-1-1)	k_2=	10	-			$\gamma_{F,fat}$=	1.00	-
Poškozující rozkmit:	rov. NN.106	$\Delta\sigma_{s,equ}$=	41.2	MPa			$\gamma_{s,fat}$=	1.15	-
Rozkmit napětí - LM71:		$\Delta\sigma_{s,71}$=	74.6	MPa					
Rozkmit napětí:		$\Delta\sigma_{s,equ}$=	150.0	MPa					

rov. 6.71 (EN 1992-1-1) $\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq \Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$

41.2 ≤ 130.4

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ VYHOVUJE

únavové posouzení betonářské výztuže (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.1) - průřez nad podporou P3 / P9

Typ výztuže:		přímé a ohýbané pruty			Opravný součinitel:	rov. NN.107	λ_s=	0.55	-
Sklon S-N čáry	tab. 6.3N (EN 1992-1-1)	k_2=	9	-	Vliv kčního prvku:	tab. NN.2	$\lambda_{s,1}$=	0.70	-
Poškozující rozkmit:	rov. NN.106	$\Delta\sigma_{s,equ}$=	38.3	MPa	Vliv objemu dopravy:	rov. NN.109	$\lambda_{s,2}$=	0.79	-
Rozkmit napětí - LM71:		$\Delta\sigma_{s,71}$=	69.3	MPa	Vliv návrhové životnosti:	rov. NN.110	$\lambda_{s,3}$=	1.00	-
					Vliv více kolejí:	rov. NN.111	$\lambda_{s,4}$=	není uplatněn	-
		$\gamma_{F,fat}$=	1.00	-			$\gamma_{s,fat}$=	1.15	-
Rozkmit napětí:		$\Delta\sigma_{s,equ}$=	162.5	MPa					

rov. 6.71 (EN 1992-1-1) $\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq \Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$

38.3 ≤ 141.3

TAŽENÁ BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ VYHOVUJE

únavové posouzení předpínací výztuže (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.1) - průřez nad podporou P3 / P9

Typ výztuže:		kabely v plastových hadicích			Opravný součinitel:	rov. NN.107	λ_s=	0.55	-
Sklon S-N čáry	tab. 6.3N (EN 1992-1-1)	k_2=	10	-			$\gamma_{F,fat}$=	1.00	-
Poškozující rozkmit:	rov. NN.106	$\Delta\sigma_{s,equ}$=	6.1	MPa			$\gamma_{s,fat}$=	1.15	-
Rozkmit napětí - LM71:		$\Delta\sigma_{s,71}$=	11.0	MPa					
Rozkmit napětí:		$\Delta\sigma_{s,equ}$=	150.0	MPa					

rov. 6.71 (EN 1992-1-1) $\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq \Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$

6.1 ≤ 130.4

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ VYHOVUJE

únavové posouzení betonářské výztuže (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.1) - pole 6

Typ výztuže:		přímé a ohýbané pruty			Opravný součinitel:	rov. NN.107	λ_s=	0.55	-
Sklon S-N čáry	tab. 6.3N (EN 1992-1-1)	k_2=	9	-	Vliv kčního prvku:	tab. NN.2	$\lambda_{s,1}$=	0.70	-
Poškozující rozkmit:	rov. NN.106	$\Delta\sigma_{s,equ}$=	52.7	MPa	Vliv objemu dopravy:	rov. NN.109	$\lambda_{s,2}$=	0.79	-
Rozkmit napětí - LM71:		$\Delta\sigma_{s,71}$=	95.2	MPa	Vliv návrhové životnosti:	rov. NN.110	$\lambda_{s,3}$=	1.00	-
					Vliv více kolejí:	rov. NN.111	$\lambda_{s,4}$=	není uplatněn	-
		$\gamma_{F,fat}$=	1.00	-			$\gamma_{s,fat}$=	1.15	-
Rozkmit napětí:		$\Delta\sigma_{s,equ}$=	162.5	MPa					

rov. 6.71 (EN 1992-1-1) $\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq \Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$

52.7 ≤ 141.3

TAŽENÁ BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ VYHOVUJE

únavové posouzení předpínací výztuže (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.1) - pole 6

Typ výztuže:		kabely v plastových hadicích			Opravný součinitel:	rov. NN.107	λ_s=	0.55	-
Sklon S-N čáry	tab. 6.3N (EN 1992-1-1)	k_2=	10	-			$\gamma_{F,fat}$=	1.00	-
Poškozující rozkmit:	rov. NN.106	$\Delta\sigma_{s,equ}$=	41.2	MPa			$\gamma_{s,fat}$=	1.15	-
Rozkmit napětí - LM71:		$\Delta\sigma_{s,71}$=	74.6	MPa					
Rozkmit napětí:		$\Delta\sigma_{s,equ}$=	150.0	MPa					

rov. 6.71 (EN 1992-1-1) $\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq \Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$

41.2 ≤ 130.4

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ VYHOVUJE

únavové posouzení betonářské výztuže (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.1) - pole 5

Typ výztuže:		přímé a ohýbané pruty			Opravný součinitel:	rov. NN.107	λ_s=	0.55	-
Sklon S-N čáry	tab. 6.3N (EN 1992-1-1)	k_2=	9	-	Vliv kčního prvku:	tab. NN.2	$\lambda_{s,1}$=	0.70	-
Poškozující rozkmit:	rov. NN.106	$\Delta\sigma_{s,equ}$=	37.8	MPa	Vliv objemu dopravy:	rov. NN.109	$\lambda_{s,2}$=	0.79	-
Rozkmit napětí - LM71:		$\Delta\sigma_{s,71}$=	68.3	MPa	Vliv návrhové životnosti:	rov. NN.110	$\lambda_{s,3}$=	1.00	-
					Vliv více kolejí:	rov. NN.111	$\lambda_{s,4}$=	není uplatněn	-
		$\gamma_{F,fat}$=	1.00	-			$\gamma_{s,fat}$=	1.15	-
Rozkmit napětí:		$\Delta\sigma_{s,equ}$=	162.5	MPa					

rov. 6.71 (EN 1992-1-1) $\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq \Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$

37.8 ≤ 141.3

TAŽENÁ BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ VYHOVUJE

únavové posouzení předpínací výztuže (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.1) - pole 5

Typ výztuže:		kabely v plastových hadicích			Opravný součinitel:	rov. NN.107	λ_s=	0.55	-
Sklon S-N čáry	tab. 6.3N (EN 1992-1-1)	k_2=	10	-			$\gamma_{F,fat}$=	1.00	-
Poškozující rozkmit:	rov. NN.106	$\Delta\sigma_{s,equ}$=	32.8	MPa			$\gamma_{s,fat}$=	1.15	-
Rozkmit napětí - LM71:		$\Delta\sigma_{s,71}$=	59.3	MPa					
Rozkmit napětí:		$\Delta\sigma_{s,equ}$=	150.0	MPa					

rov. 6.71 (EN 1992-1-1) $\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq \Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$

32.8 ≤ 130.4

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ VYHOVUJE

únavové posouzení betonářské výztuže (dle 1992-2, přílohy NN; kap. NN.3.1) - krček - napojení na most

Typ výztuže:		přímé a ohýbané pruty			Opravný součinitel:	rov. NN.107	λ_s=	0.55	-
Sklon S-N čáry	tab. 6.3N (EN 1992-1-1)	k_2=	9	-	Vliv kčního prvku:	tab. NN.2	$\lambda_{s,1}$=	0.70	-
Poškozující rozkmit:	rov. NN.106	$\Delta\sigma_{s,equ}$=	50.2	MPa	Vliv objemu dopravy:	rov. NN.109	$\lambda_{s,2}$=	0.79	-
Rozkmit napětí - LM71:		$\Delta\sigma_{s,71}$=	90.7	MPa	Vliv návrhové životnosti:	rov. NN.110	$\lambda_{s,3}$=	1.00	-
					Vliv více kolejí:	rov. NN.111	$\lambda_{s,4}$=	není uplatněn	-
		$\gamma_{F,fat}$=	1.00	-			$\gamma_{s,fat}$=	1.15	-
Rozkmit napětí:		$\Delta\sigma_{s,equ}$=	162.5	MPa					

rov. 6.71 (EN 1992-1-1) $\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq \Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$

50.2 ≤ 141.3

TAŽENÁ BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ VYHOVUJE

5.5 Návrh uložení mostu

Uložení konstrukce je na opěrách (O1, O2) a na břehových pilířích (P1, P2, P10, P11) realizováno pomocí dvojicí kalotových ložisek (všesměrně + podélně posuvné). S obloukovými stojkami (P3, P4, P5, P7, P8, P9) je nosná konstrukce spojena pomocí vrubových kloubů.

Příčná osová vzdálenost ložisek na opěrách i na pilířích je 2,9 m. Návrh ložisek byl proveden na základě reakcí NK.

5.5.1 Reakce na ložiska

Reakce byly vyhodnoceny na prutovém modelu v SW MIDAS Civil 2020.

PRAVÁ LOŽISKA (ve směru staničení)	Zatěžovací stav			OP1		P1		P2		P10		P11		OP2	
				F_y [kN]	F_z [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]
	G0	Vlastní tíha		0	445	0	1301	0	1200	0	1194	0	1303	0	442
	G1	Ostatní stálé		0	362	0	1138	0	1102	0	1100	0	1138	0	361
	CS	Dotvarování, smršťování		0	20	0	-50	0	67	0	53	0	-43	0	19
	P	Předpětí		0	155	0	-148	0	-5	0	-4	0	-149	0	154
	SET	Sedání - max (obálka stavů)		0	13	0	46	0	39	0	39	0	35	0	13
		Sedání - min (obálka stavů)		0	0	0	-35	0	-47	0	-39	0	-35	0	-7
	T	Teplota - max (obálka stavů)		0	53	0	57	0	33	0	28	0	52	0	68
		Teplota - min (obálka stavů)		0	-47	0	-64	0	-29	0	-28	0	-59	0	-64
	W	Vítr - max (obálka stavů)		119	105	199	195	741	179	349	199	452	156	136	149
		Vítr - min (obálka stavů)		-119	-105	-199	-195	-741	-179	-349	-199	-452	-156	-136	-149
	FR	Tření v ložiskách - char MVL		69	-	149		155		154		149		58	
		Tření v ložiskách - freq MVL		63	-	137		143		142		137		55	
		Tření v ložiskách - kvazi		39	-	90		95		94		90		39	
	BR	Brzdné síly - tam		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		Brzdné síly - zpět		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	MVL	Char. hodnoty - max		0	750	0	1474	0	1518	0	1516	0	1473	0	485
		Char. hodnoty - min		0	-108	0	-122	0	-209	0	-209	0	-121	0	-146
		Časté hodnoty - max		0	600	0	1179	0	1215	0	1213	0	1178	0	388
		Časté hodnoty - min		0	-86	0	-98	0	-167	0	-167	0	-96	0	-117
Kombinace	MSÚ 6.10a	MAX		134	2315	223	5129	833	5209	393	5201	509	5077	153	2064
			MIN	-134	979	-223	2634	-833	2643	-393	2608	-509	2694	-153	855
	MSÚ 6.10b	MAX		178	2369	298	5063	1111	5183	524	5176	679	5009	204	2042
			MIN	-178	784	-298	2105	1111	2117	-524	2083	-679	2165	-204	650
	Char.	MAX		119	1855	199	3940	741	4075	349	4065	452	3905	136	1627
			MIN	-119	767	-199	1899	-741	1956	-349	1929	-452	1942	-136	673
	Kvazi	MAX		0	1021	0	2315	0	2420	0	2396	0	2310	0	1023
			MIN	0	959	0	2174	0	2303	0	2290	0	2186	0	937

LEVÁ LOŽISKA (ve směru staničení)	Zatěžovací stav			OP1	P1	P2	P10	P11	OP2
				F_z [kN]	F_z [kN]	F_z [kN]	F_z [kN]	F_z [kN]	F_z [kN]
	G0	Vlastní tíha		445	1301	1200	1194	1303	474
	G1	Ostatní stálé		362	1138	1102	1100	1138	387
	CS	Dotvarování, smršťování		20	-50	67	53	-43	21
	P	Předpětí		155	-148	-5	-4	-149	165
	SET	Sedání - max (obálka stavů)		13	46	39	39	35	14
		Sedání - min (obálka stavů)		0	-35	-47	-39	-35	-8
	T	Teplota - max (obálka stavů)		58	57	33	28	54	73
		Teplota - min (obálka stavů)		-53	-64	-29	-28	-61	-68
	W	Vítr - max (obálka stavů)		105	195	179	199	156	160
		Vítr - min (obálka stavů)		-105	-195	-179	-199	-156	-160
	FR	Tření v ložiskách - char MVL		69	149	155	154	149	83
		Tření v ložiskách - freq MVL		63	137	143	142	137	74
		Tření v ložiskách - kvazi		39	90	95	94	90	42
	BR	Brzdné síly - tam		0	0	0	0	0	0
		Brzdné síly - zpět		0	0	0	0	0	0
	MVL	Char. hodnoty - max		750	1474	1518	1516	1473	1016
		Char. hodnoty - min		-108	-122	-209	-209	-121	-76
		Časté hodnoty - max		600	1179	1215	1213	1178	813
		Časté hodnoty - min		-86	-98	-167	-167	-96	-61
Kombinace	MSÚ 6.10a	MAX		2320	5129	5209	5201	5078	2789
			MIN	974	2634	2643	2608	2692	1010
	MSÚ 6.10b	MAX		2374	5063	5183	5176	5011	2909
			MIN	779	2105	2117	2083	2163	814
	Char.	MAX		1858	3940	4076	4065	3906	2241
			MIN	764	1899	1956	1929	1941	803
	Kvazi	MAX		1024	2315	2420	2397	2311	1097
			MIN	956	2174	2303	2290	2184	1005

5.5.2 Posuny na ložiskách

Společně s reakcemi byly stanoveny posuny od objemových zatížení a vodorovných účinků dopravy. Teplotní rozsah pro posuny je zvětšen o ±10°C v souladu s poznámkou 2 v 6.1.3.3 ČSN EN 1991-1-5. Vliv dotvarování a smršťování je s ohledem na nejistotu v jejich určení zvýšen součinitelem bezpečnosti γ_{It} = 1,2 (pro 100 let) v souladu s tab. B.101 v ČSN EN 1992-2.

O1					
Zatěžovací stav		Pravé ložisko		Levé ložisko	
		x	y	x	y
Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	69.5	0.0	69.5	0.0
	T+ - Texp (otepleni)	-62.0	0.0	-62.0	0.0
	D - Rozjezd/Brždění (+/-)	16.1	0.0	16.1	0.0
	P - Přetvoření napínáním	12.5	0.0	12.5	0.0
	C - dotvarování	23.3	0.0	23.3	0.0
	S - smršťování	48.6	0.0	48.6	0.0
MAX POSUNY		184.3	0.0	184.3	0.0
MIN POSUNY		-78.1	0.0	-78.1	0.0
Posun při změně teploty o 1°C		**1.495**	**mm**		

P10					
Zatěžovací stav		Pravé ložisko		Levé ložisko	
		x	y	x	y
Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	48.7	0.0	48.7	0.0
	T+ - Texp (otepleni)	-43.9	0.0	-43.9	0.0
	D - Rozjezd/Brždění (+/-)	15.9	0.0	15.9	0.0
	P - Přetvoření napínáním	8.0	0.0	8.0	0.0
	C - dotvarování	15.0	0.0	15.0	0.0
	S - smršťování	33.9	0.0	33.9	0.0
MAX POSUNY		131.3	0.0	131.3	0.0
MIN POSUNY		-59.8	0.0	-59.8	0.0
Posun při změně teploty o 1°C		**1.058**	**mm**		

P1					
Zatěžovací stav		Pravé ložisko		Levé ložisko	
		x	y	x	y
Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	60.3	0.0	60.3	0.0
	T+ - Texp (otepleni)	-53.7	0.0	-53.7	0.0
	D - Rozjezd/Brždění (+/-)	16.0	0.0	16.0	0.0
	P - Přetvoření napínáním	9.5	0.0	9.5	0.0
	C - dotvarování	18.9	0.0	18.9	0.0
	S - smršťování	41.6	0.0	41.6	0.0
MAX POSUNY		158.4	0.0	158.4	0.0
MIN POSUNY		-69.7	0.0	-69.7	0.0
Posun při změně teploty o 1°C		**1.295**	**mm**		

P11					
Zatěžovací stav		Pravé ložisko		Levé ložisko	
		x	y	x	y
Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	59.5	0.0	59.5	0.0
	T+ - Texp (otepleni)	-53.7	0.0	-53.7	0.0
	D - Rozjezd/Brždění (+/-)	16.0	0.0	16.0	0.0
	P - Přetvoření napínáním	9.4	0.0	9.4	0.0
	C - dotvarování	19.0	0.0	19.0	0.0
	S - smršťování	41.9	0.0	41.9	0.0
MAX POSUNY		158.1	0.0	158.1	0.0
MIN POSUNY		-69.7	0.0	-69.7	0.0
Posun při změně teploty o 1°C		**1.293**	**mm**		

P2					
Zatěžovací stav		Pravé ložisko		Levé ložisko	
		x	y	x	y
Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	48.7	0.0	48.7	0.0
	T+ - Texp (otepleni)	-44.0	0.0	-44.0	0.0
	D - Rozjezd/Brždění (+/-)	15.9	0.0	15.9	0.0
	P - Přetvoření napínáním	8.1	0.0	8.1	0.0
	C - dotvarování	14.8	0.0	14.8	0.0
	S - smršťování	33.6	0.0	33.6	0.0
MAX POSUNY		130.8	0.0	130.8	0.0
MIN POSUNY		-59.9	0.0	-59.9	0.0
Posun při změně teploty o 1°C		**1.060**	**mm**		

O2					
Zatěžovací stav		Pravé ložisko		Levé ložisko	
		x	y	x	y
Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	68.7	0.0	68.7	0.0
	T+ - Texp (otepleni)	-62.0	0.0	-62.0	0.0
	D - Rozjezd/Brždění (+/-)	16.1	0.0	16.1	0.0
	P - Přetvoření napínáním	12.5	0.0	12.5	0.0
	C - dotvarování	23.4	0.0	23.4	0.0
	S - smršťování	49.0	0.0	49.0	0.0
MAX POSUNY		184.1	0.0	184.1	0.0
MIN POSUNY		-78.0	0.0	-78.0	0.0
Posun při změně teploty o 1°C		**1.493**	**mm**		

5.5.3 Souhrnná tabulka ložisek

V souladu s hodnotami uvedenými v předchozích kapitolách je pro přehlednost uvedena souhrnná tabulka maximálních / minimálních sil a posunů v ložiskách.

PODPORA / UMÍSTĚNÍ		SVISLÉ SÍLY [MN]		VODOROVNÉ SÍLY [MN]		EXTRÉMNÍ POSUNY [mm]		
		R_{max}	R_{min}	$H_{příč}$	H_{pod}	-	+	Σ
O1	PRAVÉ	2.260	0.778	0.178	-	-184.3	78.1	262.4
	LEVÉ	2.264	0.774	-	-			
P1	PRAVÉ	5.129	1.899	0.298	-	-158.4	69.7	228.2
	LEVÉ	5.129	1.899	-	-			
P2	PRAVÉ	5.209	1.956	1.111	-	-130.8	59.9	190.7
	LEVÉ	5.209	1.956	-	-			
P10	PRAVÉ	5.201	1.929	0.524	-	131.3	-59.8	191.1
	LEVÉ	5.201	1.929	-	-			
P11	PRAVÉ	5.077	1.942	0.679	-	158.1	-69.7	227.7
	LEVÉ	5.078	1.941	-	-			
O2	PRAVÉ	2.064	0.650	0.204	-	184.1	-78.0	262.1
	LEVÉ	2.909	0.814	-	-			

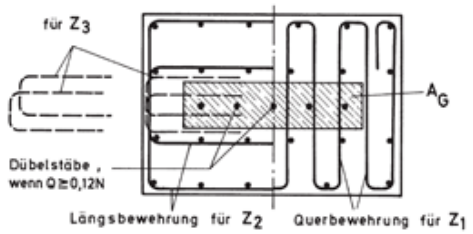
Pozn.: Uvedené síly nezahrnují účinky tření v ložiskách (bude doplněno po určení konkrétního dodavatele ložisek)

5.5.4 Návrh vrubových kloubů

Vrubové klouby jsou navrženy s širokým vrubem. Potřebná plocha vrubového kloubu vychází z teorie návrhu Leonhardt-Reimann. Extrémní tlaková napětí vznikající v místě kloubu jsou posouzena na místně zatíženou plochu dle 6.7 ČSN EN 1992-1-1.

POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - mostovka - pilíř P3

geometrie a materiály kloubu							
šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.30	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	3.80	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	1.32	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.210	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		**C35/45**		skutečná délka kloubu:	b=	3.70	m
tlaková pevnost:	$f_{c,k}$=	35.0	MPa	průměr trnů:	Ø=	25	mm
modul pružnosti:	E_{cm}=	34.0	GPa	počet trnů:	n=	25	ks
součinitel materiálu:	γ_M=	1.50	-	souč. účinků zatížení:	α_{cc}=	0.90	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		**S355**		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		**B500B**		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-
zatížení							
podélná síla:	F_x=	1550.0	kN	příčná síla:	F_y=	556.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	11080.0	kN	příčný moment:	M_x=	1833.0	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	5027.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	1.810	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	4888.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	0.950	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	5027.000	-	podélné natočení	α=	1.855	mrad
posouzení trnů							
celková vodorovná síla:	F_{xy}=	1646.7	kN	únosnost trnů ve smyku:	F_{Rd}=	2613.9	kN
						VYHOVUJE	
posouzení vrubového kloubu dle Heft 175: Betongelenke *(F. Leonhardt, H. Reimann, 1965) - modifikace Schacht 2010*							
poměr rozměrů:	a/d=	0.228	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.288	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	3.758	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.262	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	0.874	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	1.110	m^2
přídavný moment na pilíř:	M=	0.312	kNm			**VYHOVUJE**	
návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*							
smyk. síla v podélném směru	Z_1=	3324.000	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	87.474	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	25	ks
povrchová síla:	Z_3=	26.951	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	s_q=	150	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.921	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	8482.300	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	678.584	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**3688.0**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**295.0**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková výztuž v 3 (1 řada)	A_{sw3}=	226.195	mm^2
				síla přenesená třmínky 3:	$F_{R,sw}$=	**98.3**	kN
						VYHOVUJE	
posouzení betonu vrubového kloubu *(místně zatížená plocha dle 6.7 ČSN EN 1992-1-1)*							
zatížená plocha kloubu:	A_{c0}=	1.110	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	3.420	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.900	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	3.800	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	12.660	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	36.861	MPa
						VYHOVUJE	
posouzení příčných tahů pod vrubovým kloubem *(6.5.3 (3) ČSN EN 1992-1-1)*							
S ohledem na výšku pilíře se uvažuje částečná nespojitost dle 6.5.3 (3) v ČSN EN 1992-1-1							
příčná síla:	T=	2138.5	kN	výška účinku síly:	h=	1.316	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	25	ks
vzdálenost třmínků:	s_q=	150	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	21979	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**9555.9**	kN			**VYHOVUJE**	



POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - mostovka - pilíř - P4

geometrie a materiály kloubu

šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.18	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	3.80	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	0.60	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.126	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		C35/45		skutečná délka kloubu:	b=	3.70	m
tlaková pevnost:	$f_{c,k}$=	35.0	MPa	průměr trnů:	Ø=	25	mm
modul pružnosti:	E_{cm}=	34.0	GPa	počet trnů:	n=	15	ks
součinitel materiálu:	γ_M=	1.50	-	souč. účinků zatížení:	α_{cc}=	0.90	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		S355		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		B500B		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-

zatížení

podélná síla:	F_x=	705.0	kN	příčná síla:	F_y=	427.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	10761.0	kN	příčný moment:	M_x=	1595.0	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	2407.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	1.700	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	4872.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	2.050	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	2407.000	-	podélné natočení	α=	2.900	mrad

posouzení trnů

celková vodorovná síla:	F_{xy}=	824.2	kN	únosnost trnů ve smyku:	F_{Rd}=	1568.3	kN

VYHOVUJE

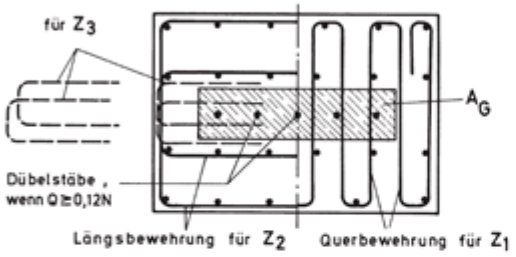
posouzení vrubového kloubu dle Heft 175: Betongelenke *(F. Leonhardt, H. Reimann, 1965) - modifikace Schacht 2010*

poměr rozměrů:	a/d=	0.300	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.000	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	6.083	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.292	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	1.622	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	0.666	m^2
přidavný moment na pilíř:	M=	0.309	kNm				

VYHOVUJE

návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*

smyk. síla v podélném směru	Z_1=	3228.300	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	84.955	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	25	ks
povrchová síla:	Z_3=	15.705	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	s_y=	150	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.420	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	8482.300	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	678.584	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**3688.0**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**295.0**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková výztuž v 3 (1 řada)	A_{sw3}=	226.195	mm^2
				síla přenesená třmínky 3:	$F_{R,sw}$=	**98.3**	kN



VYHOVUJE

posouzení betonu vrubového kloubu *(místně zatížená plocha dle 6.7 ČSN EN 1992-1-1)*

zatížená plocha kloubu:	A_{c0}=	0.666	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	2.052	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.540	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	3.800	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	20.041	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	36.861	MPa

VYHOVUJE

posouzení příčných tahů pod vrubovým kloubem *(6.5.3 (3) ČSN EN 1992-1-1)*

S ohledem na výšku pilíře se uvažuje částečná nespojitost dle 6.5.3 (3) v ČSN EN 1992-1-1

příčná síla:	T=	1883.2	kN	výška účinku síly:	h=	0.600	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	25	ks
vzdálenost třmínků:	s_y=	150	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	8482	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**3688.0**	kN				

VYHOVUJE

POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - mostovka - pilíř - P5

geometrie a materiály kloubu

šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.18	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	3.80	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	0.60	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.126	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		C35/45		skutečná délka kloubu:	b=	3.70	m
tlaková pevnost:	$f_{c,k}$=	35.0	MPa	průměr trnů:	Ø=	25	mm
modul pružnosti:	E_{cm}=	34.0	GPa	počet trnů:	n=	15	ks
součinitel materiálu:	γ_M=	1.50	-	souč. účinků zatížení:	α_{cc}=	0.90	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		S355		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		B500B		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-

zatížení

podélná síla:	F_x=	570.0	kN	příčná síla:	F_y=	321.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	11067.0	kN	příčný moment:	M_x=	1562.0	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	5203.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	4.150	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	5112.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	1.410	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	5203.000	-	podélné natočení	α=	3.485	mrad

posouzení trnů

celková vodorovná síla:	F_{xy}=	654.2	kN	únosnost trnů ve smyku:	F_{Rd}=	1568.3	kN

VYHOVUJE

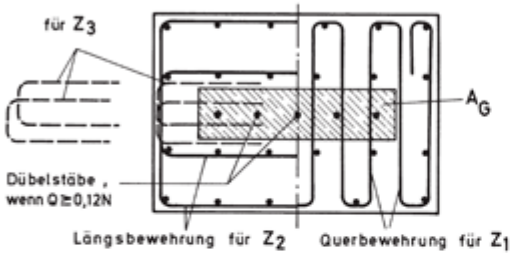
posouzení vrubového kloubu dle Heft 175: Betongelenke *(F. Leonhardt, H. Reimann, 1965) - modifikace Schacht 2010*

poměr rozměrů:	a/d=	0.300	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.000	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	6.256	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.300	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	1.668	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	0.666	m^2
přidavný moment na pilíř:	M=	0.323	kNm				

VYHOVUJE

návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*

smyk. síla v podélném směru	Z_1=	3320.100	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	87.371	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	25	ks
povrchová síla:	Z_3=	16.152	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	s_y=	150	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.420	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	8482.300	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	678.584	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**3688.0**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**295.0**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková výztuž v 3 (1 řada)	A_{sw3}=	226.195	mm^2
				síla přenesená třmínky 3:	$F_{R,sw}$=	**98.3**	kN



VYHOVUJE

posouzení betonu vrubového kloubu *(místně zatížená plocha dle 6.7 ČSN EN 1992-1-1)*

zatížená plocha kloubu:	A_{c0}=	0.666	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	2.052	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.540	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	3.800	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	20.420	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	36.861	MPa

VYHOVUJE

posouzení příčných tahů pod vrubovým kloubem *(6.5.3 (3) ČSN EN 1992-1-1)*

S ohledem na výšku pilíře se uvažuje částečná nespojitost dle 6.5.3 (3) v ČSN EN 1992-1-1

příčná síla:	T=	1936.7	kN	výška účinku síly:	h=	0.600	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	25	ks
vzdálenost třmínků:	s_y=	150	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	8482	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**3688.0**	kN				

VYHOVUJE

POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - pilíř - oblouk - P5

geometrie a materiály kloubu

šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.18	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	1.50	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	0.90	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.126	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		C35/45		skutečná délka kloubu:	b=	1.40	m
tlaková pevnost:	$f_{c,k}$=	35.0	MPa	průměr trnů:	Ø=	25	mm
modul pružnosti:	E_{cm}=	34.0	GPa	počet trnů:	n=	8	ks
součinitel materiálu:	γ_M=	1.50	-	souč. účinků zatížení:	α_{cc}=	0.90	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		S355		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		B500B		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-

zatížení

podélná síla:	F_x=	668.5	kN	příčná síla:	F_y=	165.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	6642.0	kN	příčný moment:	M_x=	299.0	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	2738.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	0.020	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	1725.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	2.420	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	2587.500	-	podélné natočení	α=	2.430	mrad

posouzení trnů

celková vodorovná síla:	F_{xy}=	688.6	kN	únosnost trnů ve smyku:	F_{Rd}=	836.4	kN

VYHOVUJE

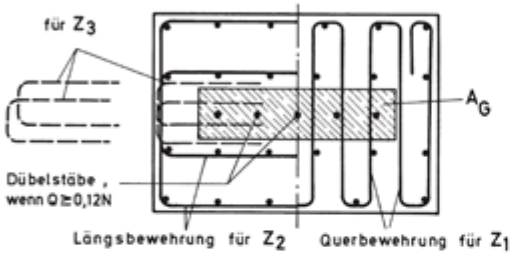
posouzení vrubového kloubu dle Heft 175: Betongelenke *(F. Leonhardt, H. Reimann, 1965) - modifikace Schacht 2010*

poměr rozměrů:	a/d=	0.200	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.400	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	9.923	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.135	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	0.753	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	0.252	m^2
přidavný moment na pilíř:	M=	0.234	kNm				

VYHOVUJE

návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*

smyk. síla v podélném směru	Z_1=	1992.600	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	132.840	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	9	ks
povrchová síla:	Z_3=	25.619	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	s_y=	150	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.630	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	5089.380	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	1130.973	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**2212.8**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**491.7**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková výztuž v 3 (1 řada)	A_{sw3}=	226.195	mm^2
				síla přenesená třmínky 3:	$F_{R,sw}$=	**98.3**	kN



VYHOVUJE

posouzení betonu vrubového kloubu *(místně zatížená plocha dle 6.7 ČSN EN 1992-1-1)*

zatížená plocha kloubu:	A_{c0}=	0.252	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	0.810	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.540	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	1.500	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	31.442	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	37.650	MPa

VYHOVUJE

posouzení příčných tahů pod vrubovým kloubem *(6.5.3 (3) ČSN EN 1992-1-1)*

S ohledem na výšku pilíře se uvažuje částečná nespojitost dle 6.5.3 (3) v ČSN EN 1992-1-1

příčná síla:	T=	1328.4	kN	výška účinku síly:	h=	0.900	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	9	ks
vzdálenost třmínků:	s_y=	150	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	5089	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**2212.8**	kN				

VYHOVUJE

POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - mostovka - pilíř - P7

geometrie a materiály kloubu

šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.18	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	3.80	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	0.60	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.126	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		C35/45		skutečná délka kloubu:	b=	3.70	m
tlaková pevnost:	$f_{c,k}$=	35.0	MPa	průměr trnů:	Ø=	25	mm
modul pružnosti:	E_{cm}=	34.0	GPa	počet trnů:	n=	15	ks
součinitel materiálu:	γ_M=	1.50	-	souč. účinků zatížení:	α_{cc}=	0.90	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		S355		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		B500B		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-

zatížení

podélná síla:	F_x=	482.0	kN	příčná síla:	F_y=	348.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	10995.0	kN	příčný moment:	M_x=	1619.0	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	5150.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	4.180	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	5053.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	1.410	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	5150.000	-	podélné natočení	α=	3.500	mrad

posouzení trnů

celková vodorovná síla:	F_{xy}=	594.5	kN	únosnost trnů ve smyku:	F_{Rd}=	1568.3	kN

VYHOVUJE

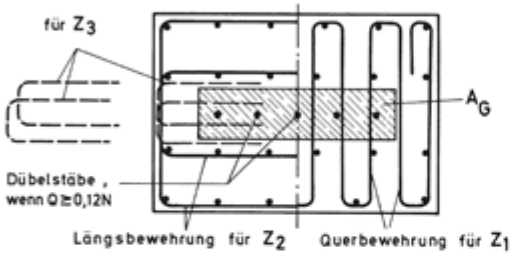
posouzení vrubového kloubu dle Heft 175: Betongelenke *(F. Leonhardt, H. Reimann, 1965) - modifikace Schacht 2010*

poměr rozměrů:	a/d=	0.300	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.000	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	6.215	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.298	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	1.657	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	0.666	m^2
přidavný moment na pilíř:	M=	0.324	kNm				

VYHOVUJE

návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*

smyk. síla v podélném směru	Z_1=	3298.500	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	86.803	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	25	ks
povrchová síla:	Z_3=	16.047	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	s_y=	150	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.420	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	8482.300	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	678.584	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**3688.0**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**295.0**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková výztuž v 3 (1 řada)	A_{sw3}=	226.195	mm^2
				síla přenesená třmínky 3:	$F_{R,sw}$=	**98.3**	kN



VYHOVUJE

posouzení betonu vrubového kloubu *(místně zatížená plocha dle 6.7 ČSN EN 1992-1-1)*

zatížená plocha kloubu:	A_{c0}=	0.666	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	2.052	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.540	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	3.800	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	20.451	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	36.861	MPa

VYHOVUJE

posouzení příčných tahů pod vrubovým kloubem *(6.5.3 (3) ČSN EN 1992-1-1)*

S ohledem na výšku pilíře se uvažuje částečná nespojitost dle 6.5.3 (3) v ČSN EN 1992-1-1

příčná síla:	T=	1924.1	kN	výška účinku síly:	h=	0.600	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	25	ks
vzdálenost třmínků:	s_y=	150	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	8482	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**3688.0**	kN				

VYHOVUJE

POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - pilíř - oblouk - P7

geometrie a materiály kloubu

šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.18	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	1.50	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	0.90	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.126	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		C35/45		skutečná délka kloubu:	b=	1.40	m
tlaková pevnost:	$f_{c,k}$=	35.0	MPa	průměr trnů:	Ø=	25	mm
modul pružnosti:	E_{cm}=	34.0	GPa	počet trnů:	n=	8	ks
součinitel materiálu:	γ_M=	1.50	-	souč. účinků zatížení:	α_{cc}=	0.90	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		S355		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		B500B		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-

zatížení

podélná síla:	F_x=	415.0	kN	příčná síla:	F_y=	178.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	6682.0	kN	příčný moment:	M_x=	320.0	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	2704.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	0.070	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	1595.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	2.330	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	2392.500	-	podélné natočení	α=	2.365	mrad

posouzení trnů

celková vodorovná síla:	F_{xy}=	451.6	kN	únosnost trnů ve smyku:	F_{Rd}=	836.4	kN

VYHOVUJE

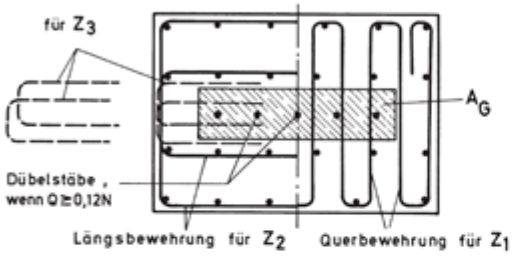
posouzení vrubového kloubu dle Heft 175: Betongelenke *(F. Leonhardt, H. Reimann, 1965) - modifikace Schacht 2010*

poměr rozměrů:	a/d=	0.200	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.400	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	9.982	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.136	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	0.755	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	0.252	m^2
přidavný moment na pilíř:	M=	0.229	kNm				

VYHOVUJE

návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*

smyk. síla v podélném směru	Z_1=	2004.600	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	133.640	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	9	ks
povrchová síla:	Z_3=	25.773	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	s_y=	150	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.630	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	5089.380	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	1130.973	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**2212.8**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**491.7**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková výztuž v 3 (1 řada)	A_{sw3}=	226.195	mm^2
				síla přenesená třmínky 3:	$F_{R,sw}$=	**98.3**	kN



VYHOVUJE

posouzení betonu vrubového kloubu *(místně zatížená plocha dle 6.7 ČSN EN 1992-1-1)*

zatížená plocha kloubu:	A_{c0}=	0.252	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	0.810	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.540	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	1.500	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	31.958	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	37.650	MPa

VYHOVUJE

posouzení příčných tahů pod vrubovým kloubem *(6.5.3 (3) ČSN EN 1992-1-1)*

S ohledem na výšku pilíře se uvažuje částečná nespojitost dle 6.5.3 (3) v ČSN EN 1992-1-1

příčná síla:	T=	1336.4	kN	výška účinku síly:	h=	0.900	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	9	ks
vzdálenost třmínků:	s_y=	150	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	5089	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**2212.8**	kN				

VYHOVUJE

POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - mostovka - pilíř - P8

geometrie a materiály kloubu

šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.18	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	3.80	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	0.60	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.126	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		C35/45		skutečná délka kloubu:	b=	3.70	m
tlaková pevnost:	$f_{c,k}$=	35.0	MPa	průměr trnů:	Ø=	25	mm
modul pružnosti:	E_{cm}=	34.0	GPa	počet trnů:	n=	15	ks
součinitel materiálu:	γ_M=	1.50	-	souč. účinků zatížení:	α_{cc}=	0.90	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		S355		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		B500B		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-

zatížení

podélná síla:	F_x=	629.0	kN	příčná síla:	F_y=	502.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	10744.0	kN	příčný moment:	M_x=	1696.0	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	4983.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	1.680	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	4520.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	2.050	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	4983.000	-	podélné natočení	α=	2.890	mrad

posouzení trnů

celková vodorovná síla:	F_{xy}=	804.8	kN	únosnost trnů ve smyku:	F_{Rd}=	1568.3	kN

VYHOVUJE

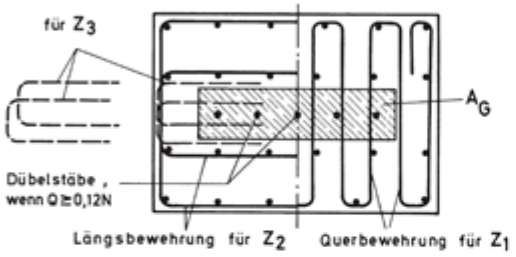
posouzení vrubového kloubu dle Heft 175: Betongelenke *(F. Leonhardt, H. Reimann, 1965) - modifikace Schacht 2010*

poměr rozměrů:	a/d=	0.300	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.000	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	6.073	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.291	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	1.619	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	0.666	m^2
přidavný moment na pilíř:	M=	0.309	kNm				

VYHOVUJE

návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*

smyk. síla v podélném směru	Z_1=	3223.200	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	84.821	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	25	ks
povrchová síla:	Z_3=	15.680	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	s_y=	150	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.420	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	8482.300	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	678.584	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**3688.0**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**295.0**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková výztuž v 3 (1 řada)	A_{sw3}=	226.195	mm^2
				síla přenesená třmínky 3:	$F_{R,sw}$=	**98.3**	kN



VYHOVUJE

posouzení betonu vrubového kloubu *(místně zatížená plocha dle 6.7 ČSN EN 1992-1-1)*

zatížená plocha kloubu:	A_{c0}=	0.666	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	2.052	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.540	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	3.800	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	20.262	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	36.861	MPa

VYHOVUJE

posouzení příčných tahů pod vrubovým kloubem *(6.5.3 (3) ČSN EN 1992-1-1)*

S ohledem na výšku pilíře se uvažuje částečná nespojitost dle 6.5.3 (3) v ČSN EN 1992-1-1

příčná síla:	T=	1880.2	kN	výška účinku síly:	h=	0.600	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	25	ks
vzdálenost třmínků:	s_y=	150	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	8482	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**3688.0**	kN				

VYHOVUJE

POSOUZENÍ VRUBOVÉHO KLOUBU - mostovka - pilíř - P9

geometrie a materiály kloubu

šířka kloubu v podél. směru:	a=	0.30	m	rozměr pilíře v příč. směru:	c=	3.80	m
rozměr pilíře v podél. směru:	d=	1.32	m	minimální stranové odsazení:	b_r=	0.210	m
max. tloušťka kloubu:	t=	0.02	m				
třída betonu:		C35/45		skutečná délka kloubu:	b=	3.70	m
tlaková pevnost:	$f_{c,k}$=	35.0	MPa	průměr trnů:	Ø=	25	mm
modul pružnosti:	E_{cm}=	34.0	GPa	počet trnů:	n=	25	ks
součinitel materiálu:	γ_M=	1.50	-	souč. účinků zatížení:	α_{cc}=	0.90	-
				mez kluzu:	$f_{y,k}$=	355.0	MPa
ocel trnů:		S355		mez kluzu:	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
ocel třmínků:		B500B		součinitel materiálu:	γ_s=	1.15	-

zatížení

podélná síla:	F_x=	1295.0	kN	příčná síla:	F_y=	682.0	kN
návrhová svislá síla:	F_z=	11070.0	kN	příčný moment:	M_x=	1877.0	kNm
svislá síla od vlastní tíhy	$F_{g,z}$=	5012.0	kN	podélné natočení - stálé:	α_D=	1.540	mrad
minimální svislá síla	$F_{z,min}$=	4659.0	kN	podélné natočení - užitné:	α_n=	0.870	mrad
uvažovaná trvalá síla:	N_D=	5012.000	-	podélné natočení	α=	1.640	mrad

posouzení trnů

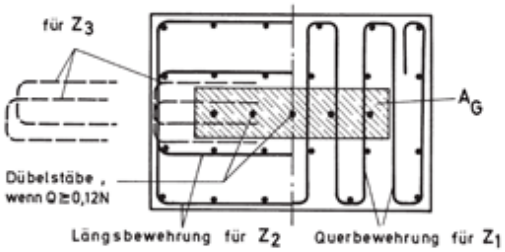
celková vodorovná síla:	F_{xy}=	1463.6	kN	únosnost trnů ve smyku:	F_{Rd}=	2613.9	kN
					VYHOVUJE		

posouzení vrubového kloubu dle Heft 175: Betongelenke *(F. Leonhardt, H. Reimann, 1965) - modifikace Schacht 2010*

poměr rozměrů:	a/d=	0.227	-	koeficient zjištěný zkouškami:	λ=	0.291	-
dovolené pootočení:	α_{Rd}=	3.755	mrad	potřebná plocha kloubu:	A_{min}=	0.258	m^2
potřebná délka kloubu:	b_{req}=	0.860	m	skutečná plocha kloubu:	A_G=	1.110	m^2
přídavný moment na pilíř:	M=	0.301	kNm		VYHOVUJE		

návrh výztuže na příčné síly *(Vorlesungen über Massivbau)*

smyk. síla v podélném směru	Z_1=	3321.000	kN	profil třmínku:	Ø=	12	mm
smyk. síla v příčném směru:	Z_2=	87.395	kN	počet střihů v řezu 1:	n_1=	25	ks
povrchová síla:	Z_3=	26.927	kN	počet střihů v řezu 2:	n_2=	2	ks
				vzdálenost třmínků:	s_{tf}=	150	mm
				výška oblasti pro vyztužení:	h=	0.924	m
				smyková výztuž v 1:	A_{sw1}=	8482.300	mm^2
				smyková výztuž v 2:	A_{sw2}=	678.584	mm^2
				síla přenesená třmínky 1:	$F_{R,sw}$=	**3688.0**	kN
				síla přenesená třmínky 2:	$F_{R,sw}$=	**295.0**	kN
				počet střihů v řezu 3:	n_2=	2	ks
				smyková výztuž v 3 (1 řada)	A_{sw3}=	226.195	mm^2
				síla přenesená třmínky 3:	$F_{R,sw}$=	**98.3**	kN
					VYHOVUJE		



posouzení betonu vrubového kloubu *(místně zatížená plocha dle 6.7 ČSN EN 1992-1-1)*

zatížená plocha kloubu:	A_{c0}=	1.110	m^2	největší roznášecí plocha:	A_{c1}=	3.420	m^2
rozšíření v podélném směru:	b_2=	0.900	m	rozšíření v příčném směru:	l_2=	3.800	m
napětí na styčné ploše:	σ_{Ed}=	12.715	MPa	maximální napětí:	σ_{Rdu}=	36.861	MPa
					VYHOVUJE		

posouzení příčných tahů pod vrubovým kloubem *(6.5.3 (3) ČSN EN 1992-1-1)*

S ohledem na výšku pilíře se uvažuje částečná nespojitost dle 6.5.3 (3) v ČSN EN 1992-1-1

příčná síla:	T=	2138.5	kN	výška účinku síly:	h=	1.320	m
profil třmínku:	Ø=	12	mm	počet střihů v řezu:	n=	25	ks
vzdálenost třmínků:	s_{tf}=	150	mm	smyková výztuž na výšce h:	A_{sw}=	22054	mm^2
síla přenesená třmínky:	$F_{R,sw}$=	**9588.7**	kN		VYHOVUJE		

5.6 Návrh dilatačních závěrů

Podélné pohyby konstrukce byly uvažovány obdobně jako v případě návrhu posunů ložisek. Ve výpočtu je s ohledem na čas umístění dilatačních závěrů redukován vliv dotvarování a smršťování na celkové pohyby v mostních závěrech. Přetvoření od předpínání není s ohledem na fáze výstavby uvažováno.

O1				O2			
Zatěžovací stav		MZ		Zatěžovací stav		MZ	
		x	y			x	y
Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	69.5	0.0	Vodorovná zat.	T- - Tcon (ochlazení)	68.7	0.0
	T+ - Texp (otepleni)	-62.0	0.0		T+ - Texp (otepleni)	-62.0	0.0
	D - Rozjezd/Brždění (+/-)	16.1	0.0		D - Rozjezd/Brždění (+/-)	16.1	0.0
	P - Přetvoření napínáním	0.0	0.0		P - Přetvoření napínáním	0.0	0.0
	C - dotvarování	12.4	0.0		C - dotvarování	12.4	0.0
	S - smršťování	36.0	0.0		S - smršťování	35.9	0.0
MAX POSUNY		143.7	0.0	**MAX POSUNY**		142.7	0.0
MIN POSUNY		-78.1	0.0	**MIN POSUNY**		-78.0	0.0
Posun při změně teploty o 1°C		**1.495**	**mm**	**Posun při změně teploty o 1°C**		**1.493**	**mm**

Mostní závěr O1: dilatační délka L = 149,6 m celkový posun Δ = 221,8 mm

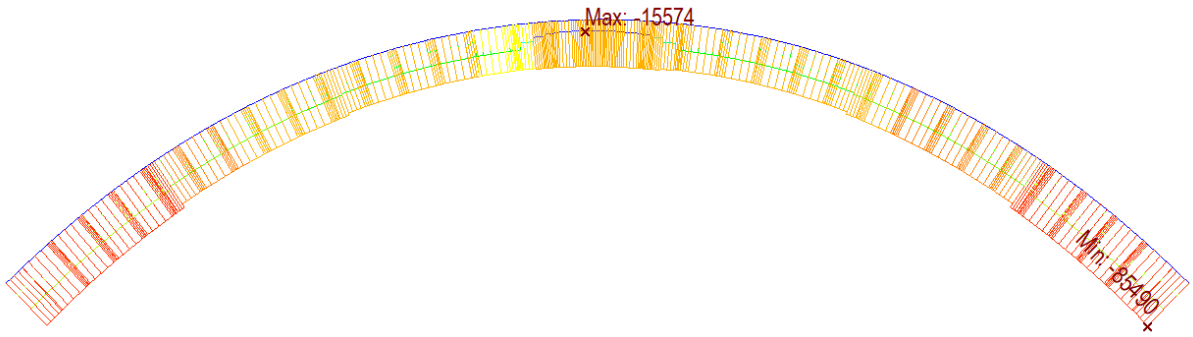
Mostní závěr O2: dilatační délka L = 149,6 m celkový posun Δ = 220,7 mm

6 Oblouk

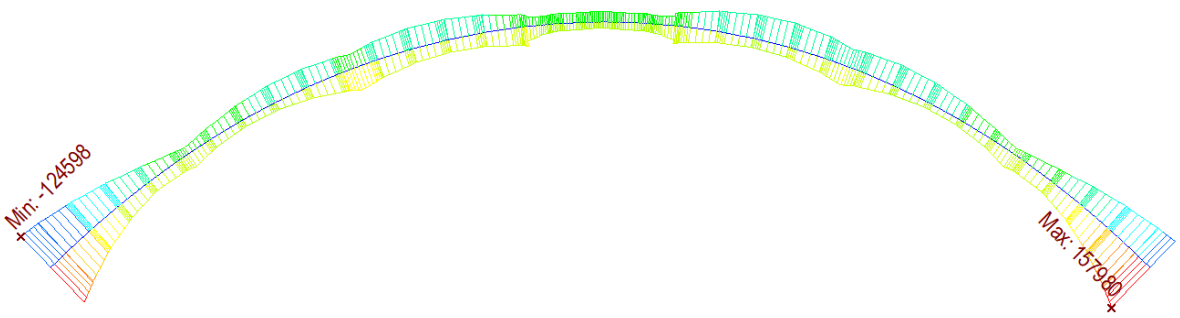
6.1.1 Vnitřní síly

Vnitřní síly jsou uvedeny pro náhradní prut v ose uložení nosné konstrukce. Reologie je řešena programem MIDAS Civil automaticky.

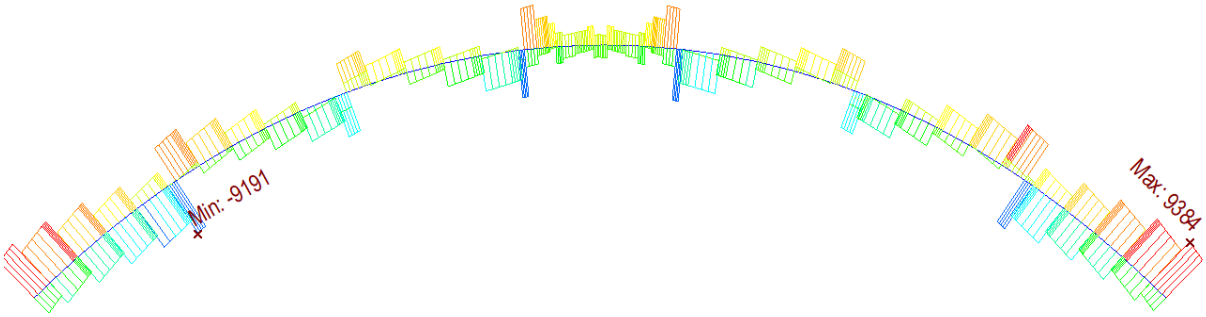
MSU – N_x [kN]



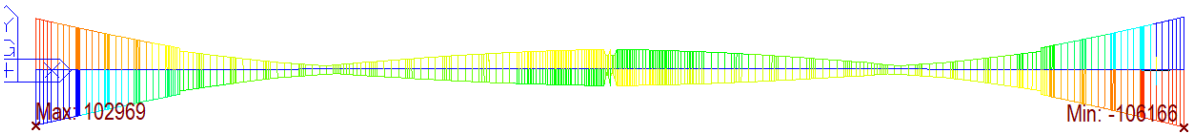
MSU – M_y [kNm]



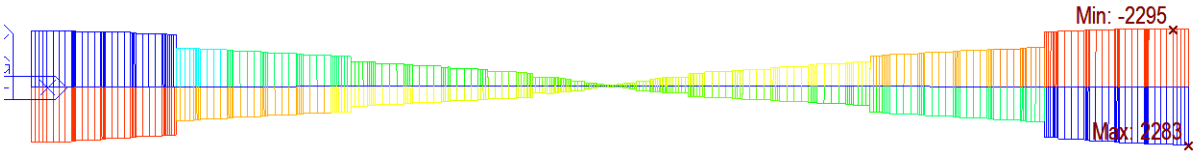
MSU – V_z [kN]



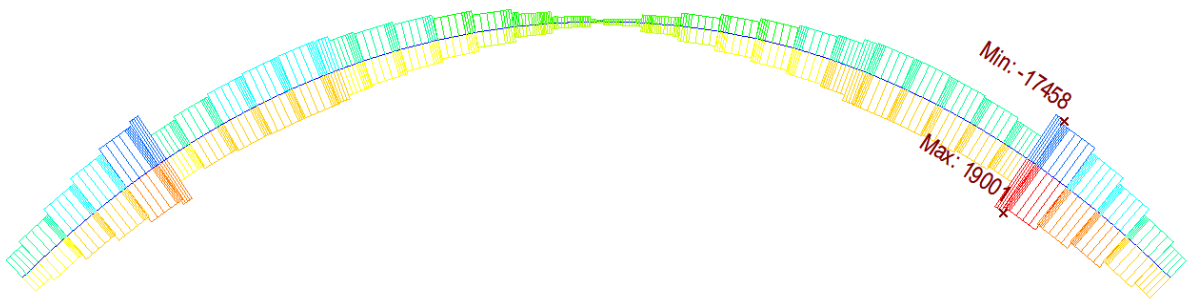
MSU – M_z [kNm]



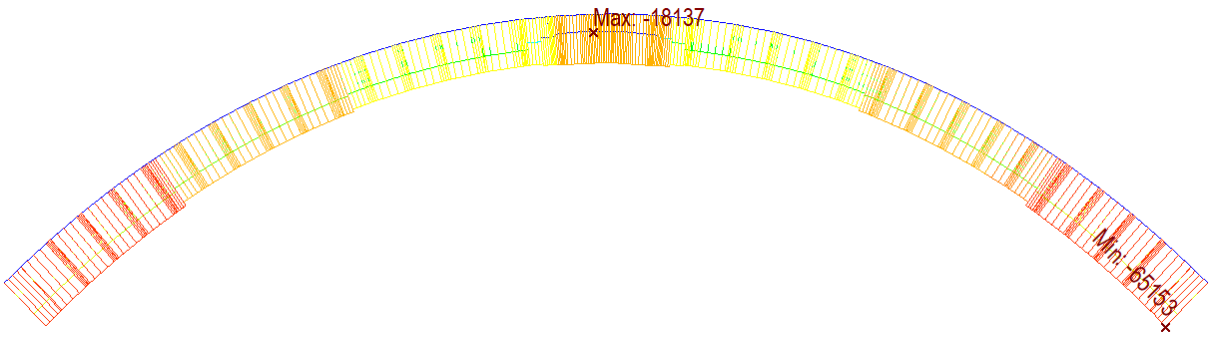
MSU – V_y [kN]



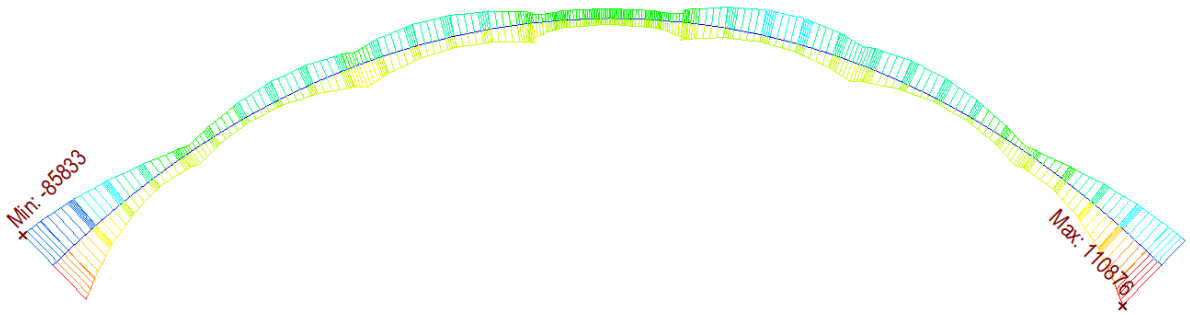
MSU – M_x [kNm]



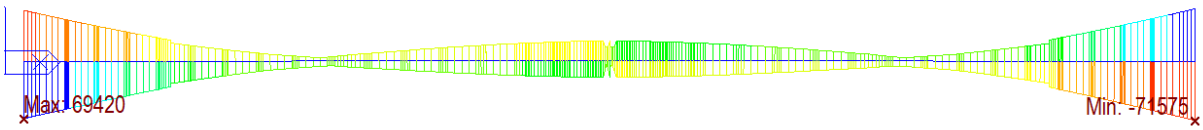
Char – N_x [kN]



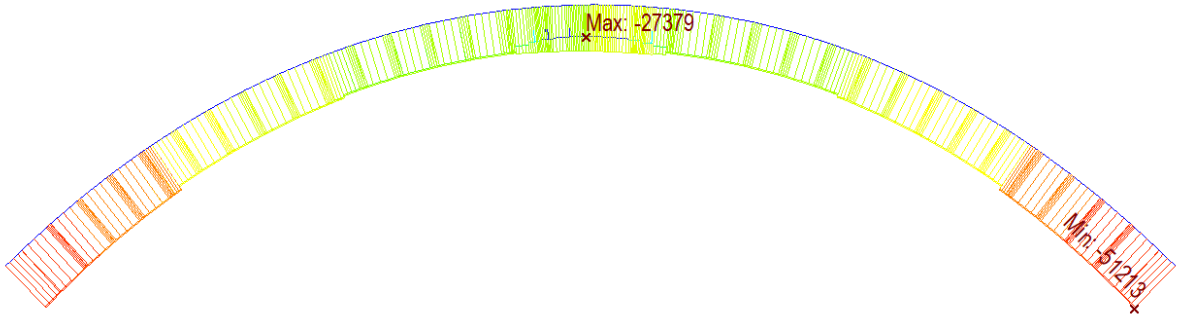
Char – M_y [kNm]



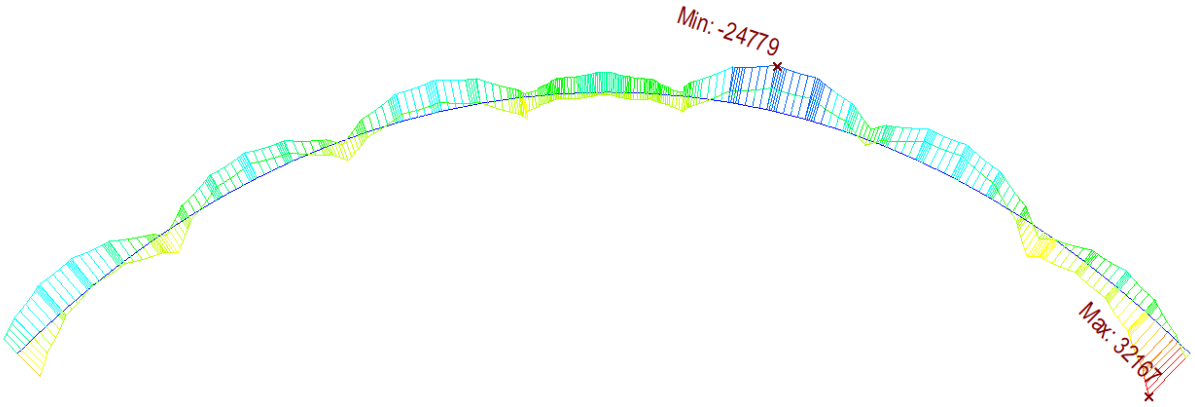
Char – M_z [kNm]



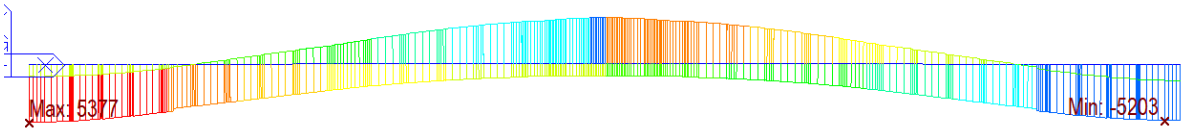
Kvazi – N_x [kN]



Kvazi – M_y [kNm]



Kvazi – M_z [kNm]



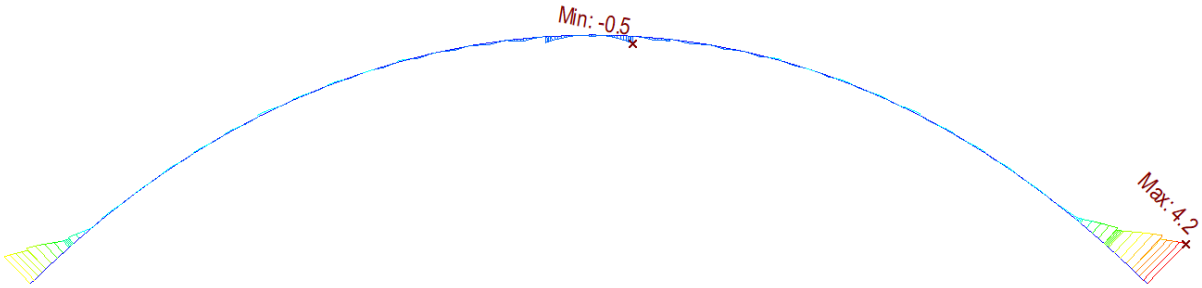
6.1.2 Mezní stav použitelnosti

S ohledem na ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2 je nutno uvažovat omezení napětí v materiálech:

-	betonu v tlaku	$\sigma_{cc} = k_1 \,.\, f_{ck}(t) = 0{,}6\, f_{ck}(t)$	charakteristická kombinace
		$\sigma_{cc} = k_2 \,.\, f_{ck}(t) = 0{,}45\, f_{ck}(t)$	kvazistálá kombinace
-	betonářská výztuž v tahu	$\sigma_s = k_3 \,.\, f_{yk} = 0{,}8\, f_{yk}$	charakteristická kombinace
-	šířka trhlin	$w_{max} = 0{,}3$ mm	kvazistálá kombinace

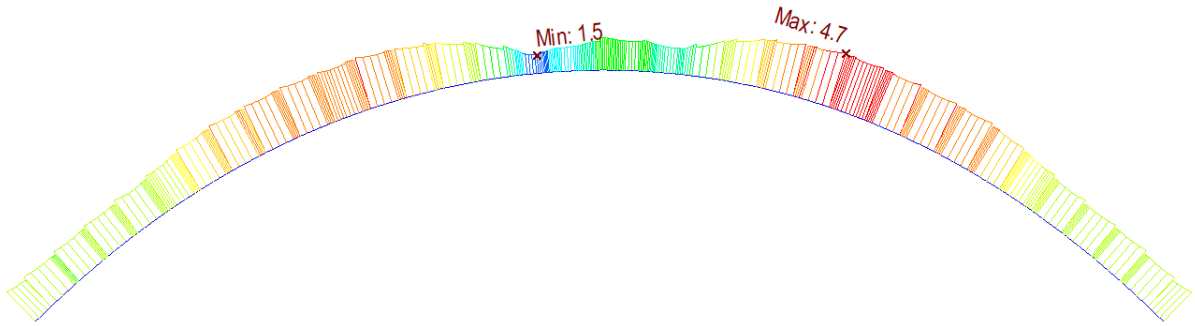
Posouzení omezení napětí (kvazistálá kombinace) – fáze výstavby max

– dolní vlákna



$\sigma_{ct} = 4{,}2 > f_{ctm} = 3{,}8$

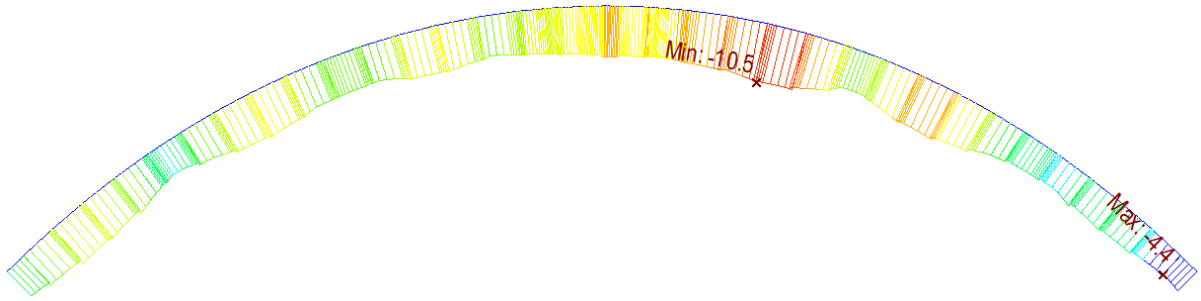
– horní vlákna



$\sigma_{ct} = 4{,}7 > f_{ctm} = 3{,}8$

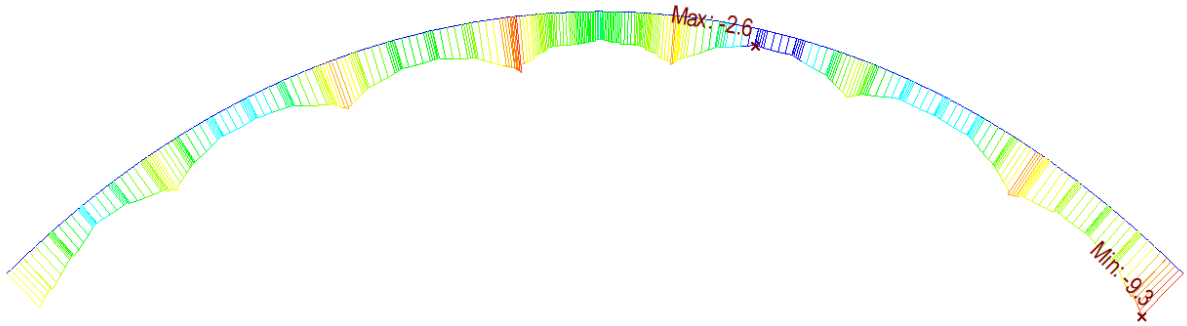
Posouzení omezení napětí (kvazistálá kombinace) – fáze výstavby min

– dolní vlákna



$\sigma_{cc} = -10{,}5 < 0{,}45 \,.\, 45{,}0 = 20{,}25$

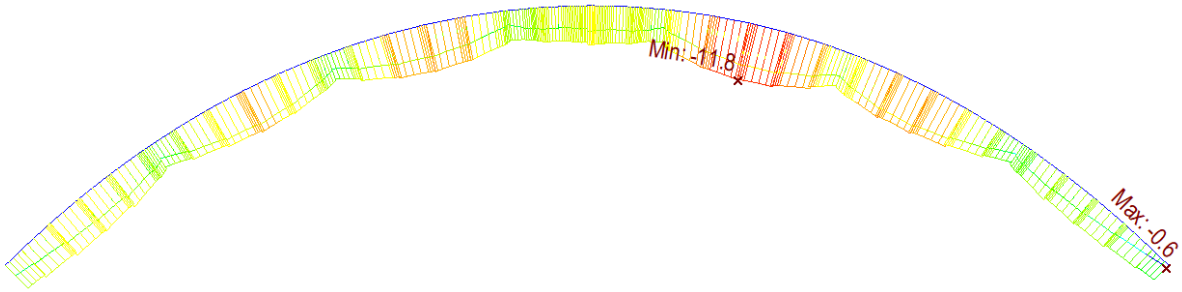
– horní vlákna



$\sigma_{cc} = -9{,}3 < 0{,}45 \,.\, 45{,}0 = 20{,}25$

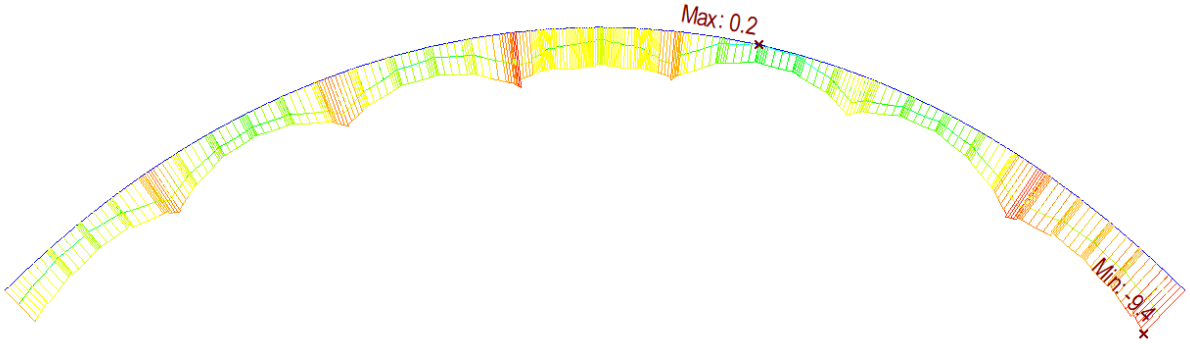
Posouzení omezení napětí (kvazistálá kombinace) – uvedení do provozu

– dolní vlákna



$\sigma_{cc} = -11{,}8 < 0{,}45 \,.\, 45{,}0 = 20{,}25$ $\sigma_{ct} = -0{,}6 < f_{ctm} = 3{,}8$

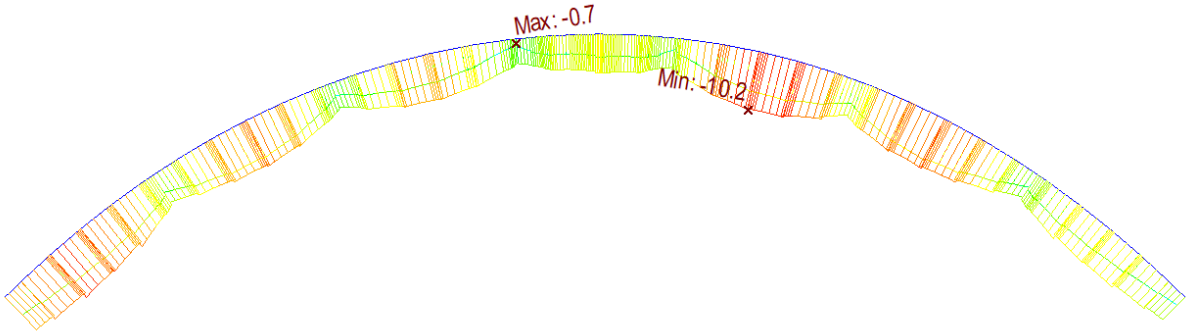
– horní vlákna



σ_{cc} = -9,4 < 0,45 . 45,0 = 20,25 σ_{ct} = 0,2 < f_{ctm} = 3,8 **Vyhovuje, trhliny nevznikají**

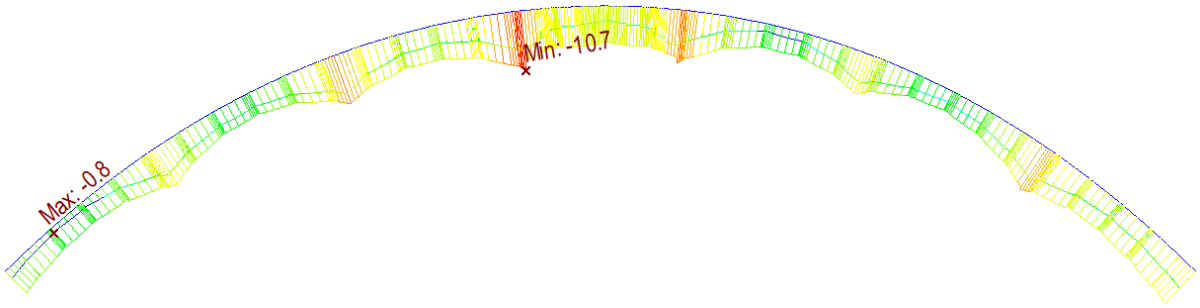
Posouzení omezení napětí (kvazistálá kombinace) – konec životnosti

– dolní vlákna



σ_{cc} = -10,2 < 0,45 . 45,0 = 20,25 σ_{ct} = -0,7 < f_{ctm} = 3,8

– horní vlákna



σ_{cc} = -10,7 < 0,45 . 45,0 = 20,25 σ_{ct} = -0,8 < f_{ctm} = 3,8 **Vyhovuje, trhliny nevznikají**

V rámci fází výstavby může dojít ke vzniku trhlin, které ve finálním stavu budou v tlakové oblasti.

S ohledem na dosažení tlakového napětí po celé délce oblouku (vyjma malé oblasti, kde se napětí sníží při využití posouzení ideálního průřez) u obou povrchů je možné předpokládat, že v případě vzniku trhlin případně jejich otevření při časté, resp. charakteristické kombinaci budou tyto trhlinu v běžném stavu uzavřené.

Detailní posouzení mezních stavů použitelnosti je provedeno současně s posudkem mezních stavů únosnosti v programu IDEA StatiCa.

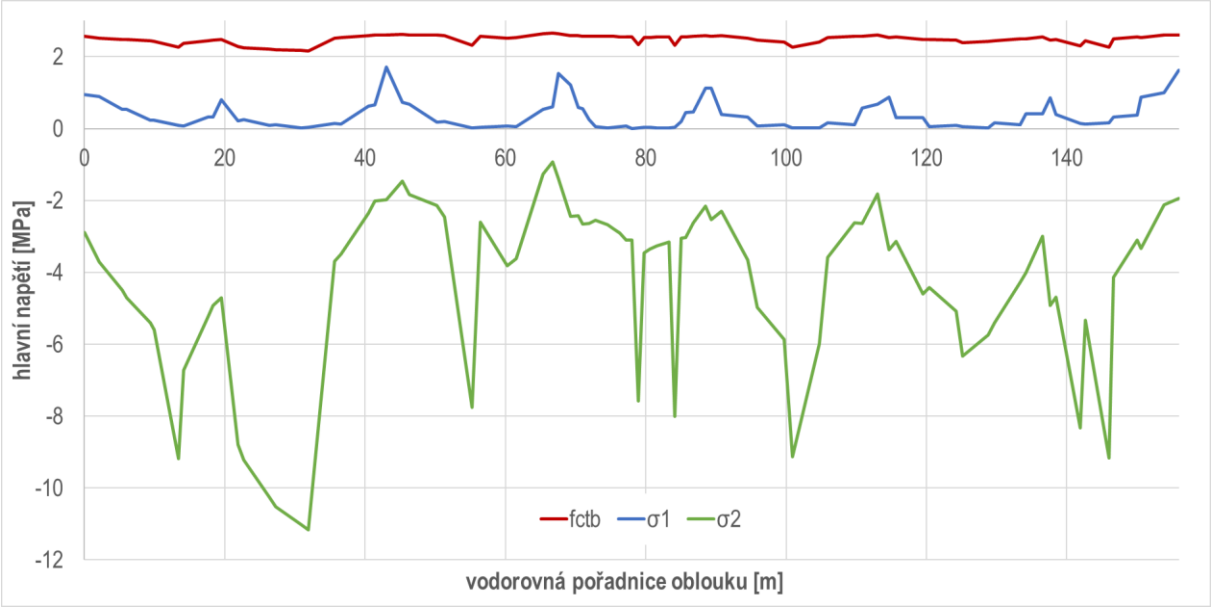
6.1.3 Posouzení hlavních napětí

Z důvodu posouzení vzniku smykových trhlin ve stěnách komory byla posouzena hlavní napětí v oblasti stěn a to ve třech kritických řezech; 1) přímo pod horní deskou, 2) přímo nad spodní deskou, 3) v těžišti. Napětí byla omezena pevností betonu v tahu před vznikem trhlin při dvouosé napjatosti f_{ctb}. Výpočet byl proveden na základě klasické teorie pružnosti. Průřezové charakteristiky byly vypočteny (ve prospěch bezpečnosti) s vyloučením vlivu výztuže.

Všechny průřezy po délce náhradních prutů vykazují menší tahová napětí než je tahová pevnost betonu. Zároveň všechna maximální tlaková napětí vykazují hodnoty nižší než limitní $0{,}6f_{ck}$ = 0,6 . 45 = 27,0.

V průřezu je nutno navrhnout minimální plochu výztuže v souladu s kap. 7.3.2 ČSN EN 1992-2. Protože tahová napětí v betonu jsou při časté kombinaci (zatížení od teploty uvažováno jako vedlejší) vždy nižší než $\sigma_{ct.p} = f_{ctb}$ a při jejich stanovení byl uvažován vliv objemových změn betonu (viz poznámka 7.3.2(4) ČSN EN 1992-1-1), není minimální výztuž pro omezení trhlin v uvažovaném prvku z hlediska MSP nutná.

Obrázek 6-1: Průběh hlavních napětí po oblouku



6.1.4 Mezní stav únosnosti

6.1.4.1 Únosnost M+N+V+T

Únosnost průřezů je stanovena na základě metody mezních přetvoření. Navržená minimální výztuž jednotlivých lamel viz tabulka s rekapitulací níže:

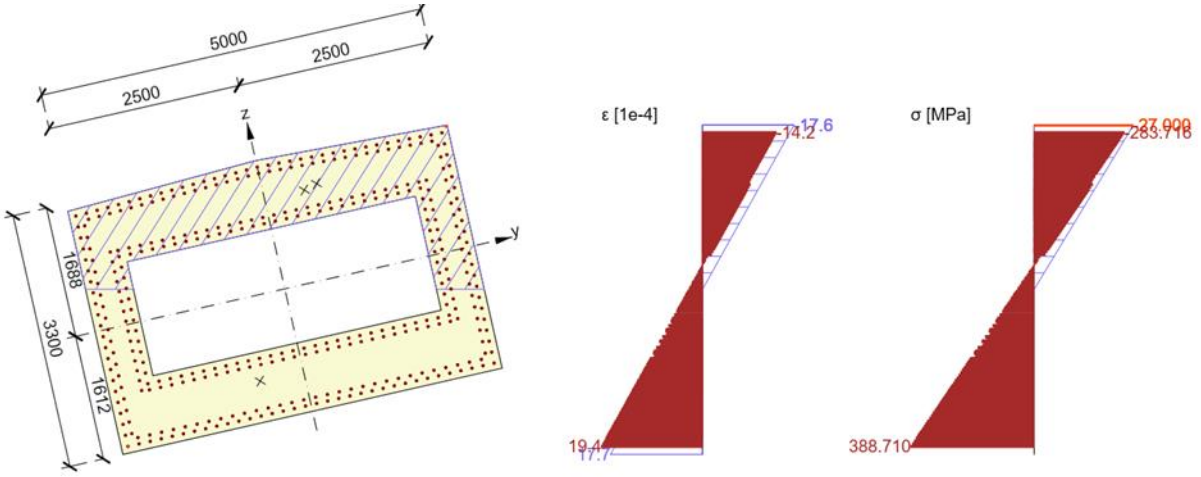
REKAPITULACE VÝZTUŽE JEDNOTLIVÝCH LAMEL OBLOUKU								
Ozn. lamely	Vnější výztuž			Vnitřní výztuž			Smyková výztuž	
	Ø spodní	Ø horní	Ø boční	Ø spodní	Ø horní	Ø boční	Ø vnější	Ø vnitřní
L0	2x32	2x32	2x32	2x32	2x32	2x32	25/150	20/150
L1	2x32	2x32	2x32	2x32	2x32	2x32	20/150	16/150
L2	2x32	2x32	32	32	32	32	20/150	20/150
L3	32	32	32	32	32	32	20/150	20/150
L4	32	32	32	32	32	32	25/150	20/150
L5	32	32	32	32	32	32	25/150	20/150
L6	32	32	32	32	32	25	20/150	16/150
L7	25	32	25	25	32	25	20/150	16/150
L8	25	32	25	25	32	25	20/150	16/150
L9	25	32	25	25	32	25	20/150	16/150
L10	25	32	25	25	32	25	25/150	20/150
L11	25	32	25	25	32	25	20/150	16/150
L12	25	32	25	25	25	25	20/150	16/150
L13	25	32	25	25	25	25	20/150	16/150
L14	16	16	16	16	16	16	20/150	16/150
L15	20	20	20	20	20	20	20/150	20/150
L16	12	12	12	12	12	12	16/150	12/150
L17	12	12	12	12	12	12	12/150	12/150

– pata oblouku – lamela 0

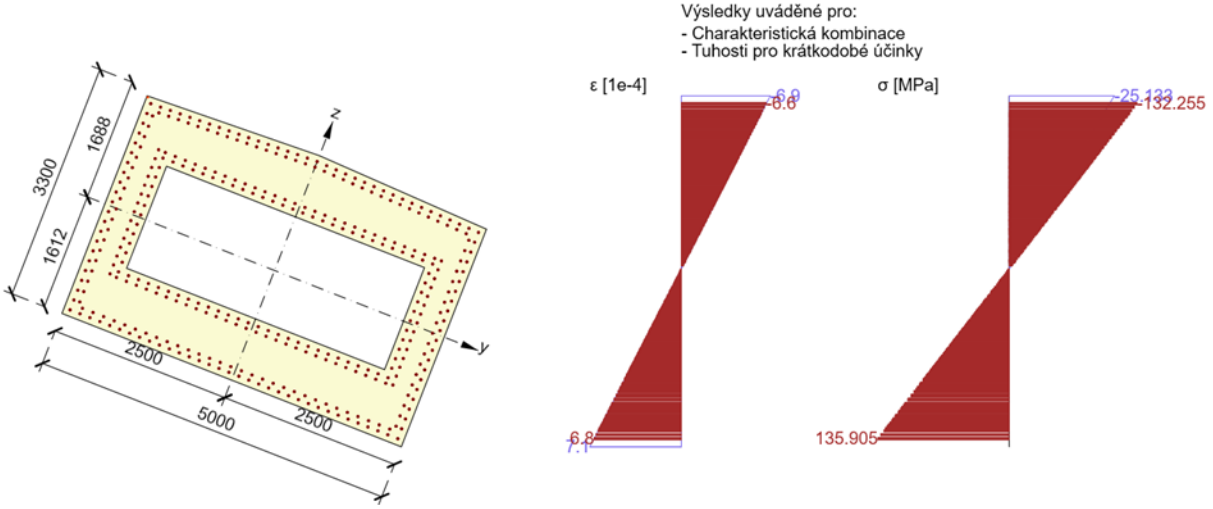
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-58030.0	84863.1	-68966.0			93.09	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-69132.6	125136.8	-102319.8			63.75	OK
Smyk	-73023.0			9156.1	-2881.9	56.85	OK
Kroucení					9473.9	19.97	OK
Interakce	-69132.6	125136.8	-102319.8	7406.3	3741.3	84.25	OK
Únava	-55582.0	42092.1	-3418.0			68.38	OK
Omezení napětí	-58030.0	84863.1	-68966.0			93.09	OK
Šířka trhliny	-6788.3	-28973.5	78.8			45.75	OK

MSÚ – interakce – max ohybový moment



MSP – charakteristická kombinace

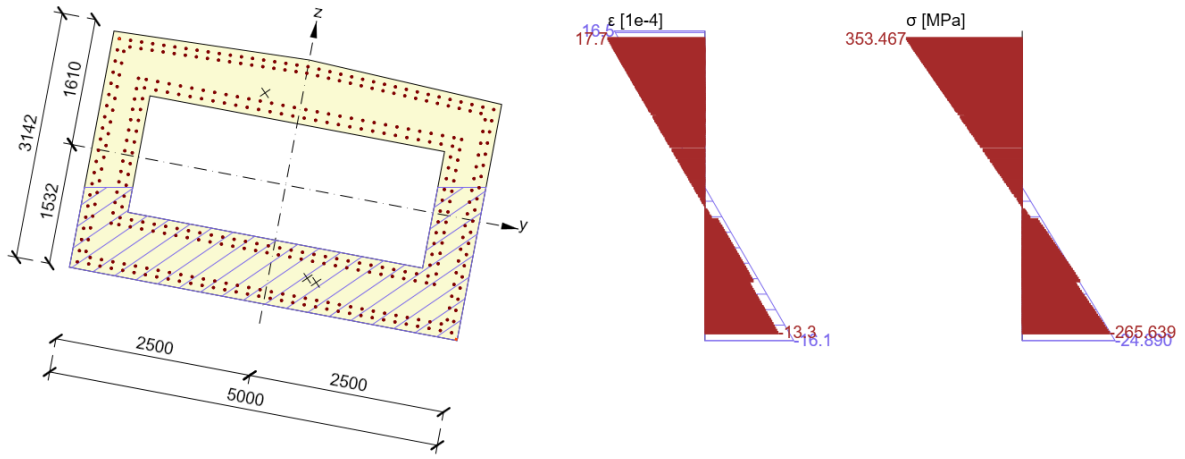


– lamela 1

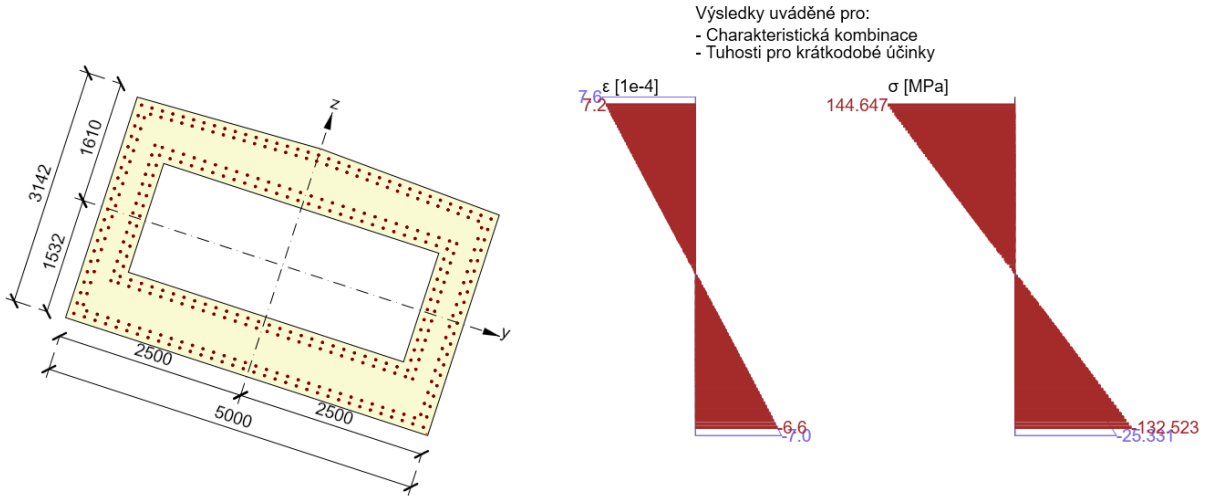
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-58030.0	84863.1	-68966.0			93.09	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-58554.4	-107490.3	91413.1			59.04	OK
Smyk	-72000.6			8314.8	-4544.1	78.14	OK
Kroucení					11281.3	39.47	OK
Interakce	-72000.6	78306.0	54352.1	8314.8	-4544.1	94.04	OK
Únava	-55582.0	42092.1	-3418.0			64.17	OK
Omezení napětí	-50551.6	-78165.6	61654.9			93.82	OK
Šířka trhliny	-6788.3	-28973.5	78.8			37.91	OK

MSÚ – interakce – max ohybový moment



MSP – charakteristická kombinace

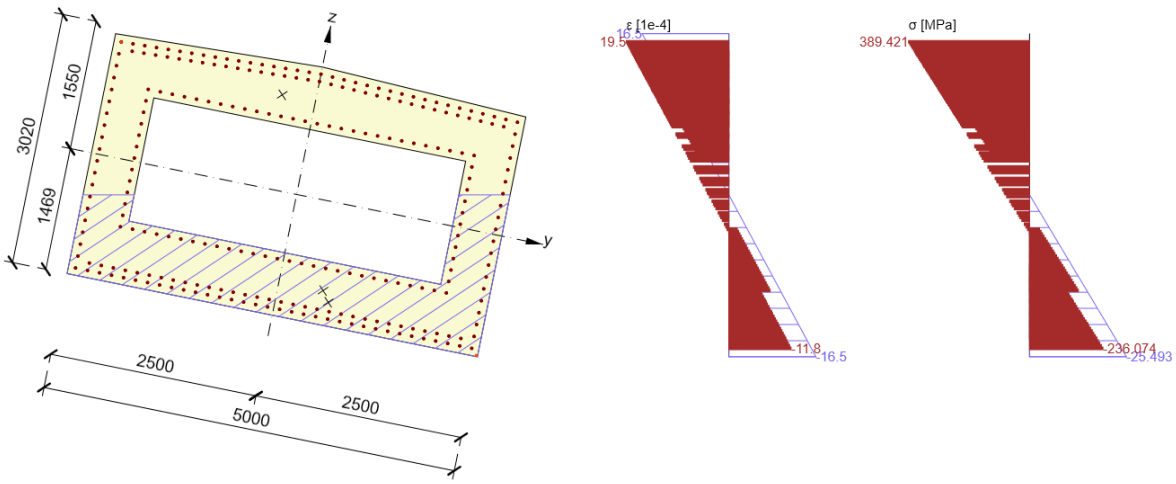


– lamela 2

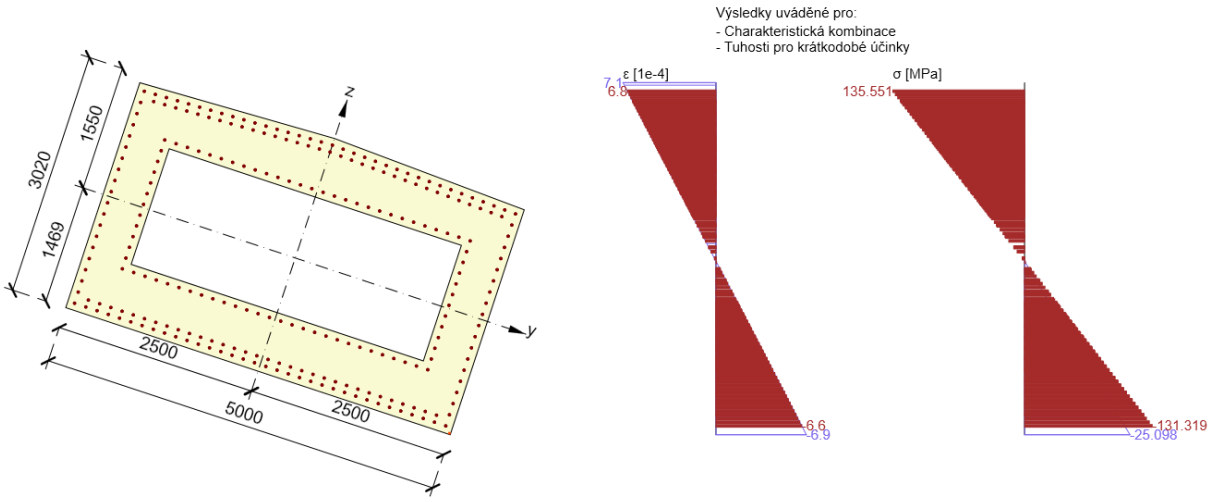
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-49956.1	-67334.1	53769.5			92.96	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-57949.0	-90922.7	79613.0			62.19	OK
Smyk	-57949.0			5173.6	-7619.3	66.70	OK
Kroucení					13595.0	50.01	OK
Interakce	-71450.3	1410.9	-55620.9	3082.1	13570.7	92.62	OK
Únava	-54403.4	23672.9	-3308.7			60.97	OK
Omezení napětí	-49956.1	-67334.1	53769.5			92.96	OK
Šířka trhliny	-6958.3	-27033.5	-105.2			49.51	OK

MSÚ – interakce – max ohybový moment



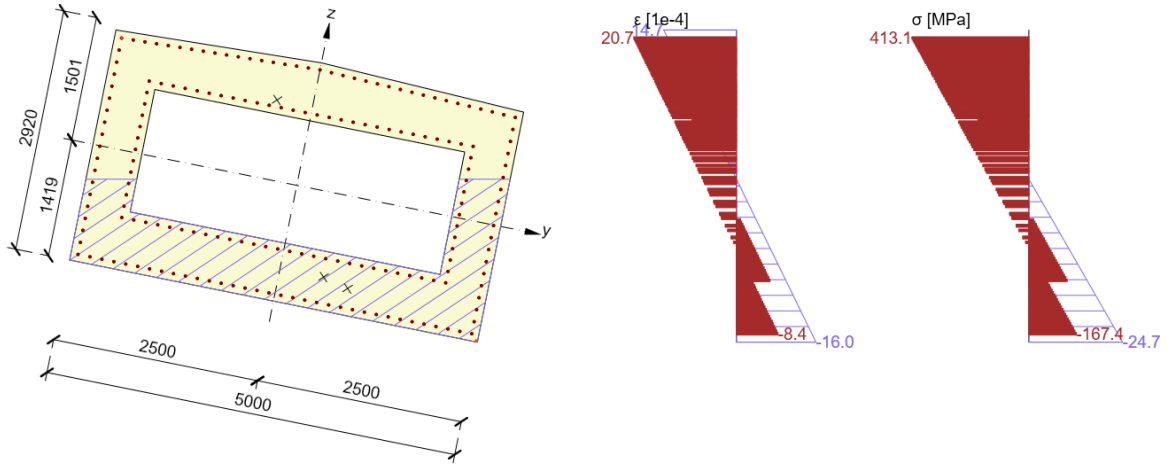
MSP – charakteristická kombinace



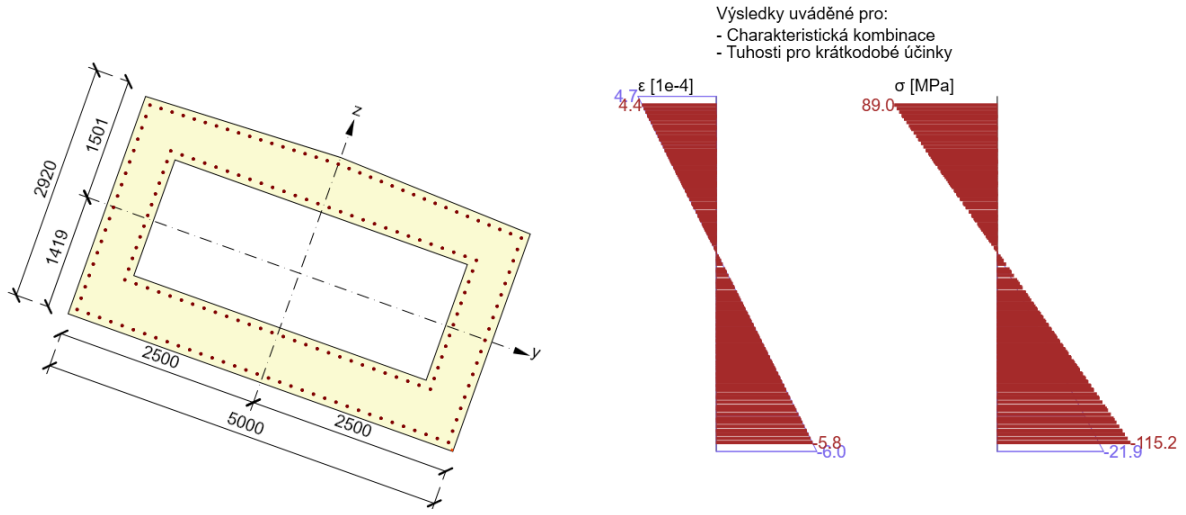
– lamela 3

Rozhodující typ posudku	**N_{Ed}** [kN]	**$M_{Ed,y}$** [kNm]	**$M_{Ed,z}$** [kNm]	**V_{Ed}** [kN]	**T_{Ed}** [kNm]	**Hodnota** [%]	**Posudek**
Interakce	-58305.7	-57785.0	-70112.6	5444.7	12161.4	98.59	OK
Typ posudku	**N_{Ed}** [kN]	**$M_{Ed,y}$** [kNm]	**$M_{Ed,z}$** [kNm]	**V_{Ed}** [kN]	**T_{Ed}** [kNm]	**Hodnota** [%]	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-58305.7	-57785.0	-70112.6			53.96	OK
Smyk	-58305.7			5444.7	12161.4	53.60	OK
Kroucení					12161.4	44.99	OK
Interakce	-58305.7	-57785.0	-70112.6	5444.7	12161.4	98.59	OK
Únava	-53134.5	11011.9	-3088.1			74.92	OK
Omezení napětí	-49524.3	-52323.6	46116.6			81.09	OK
Šířka trhliny	-7226.4	-25573.6	-121.0			88.72	OK

MSÚ – interakce – max ohybový moment



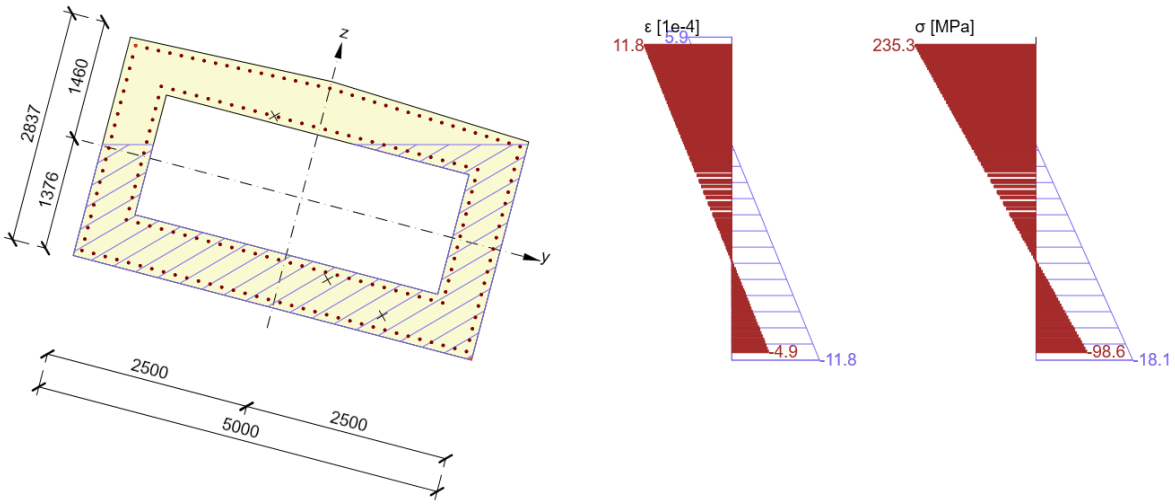
MSP – charakteristická kombinace



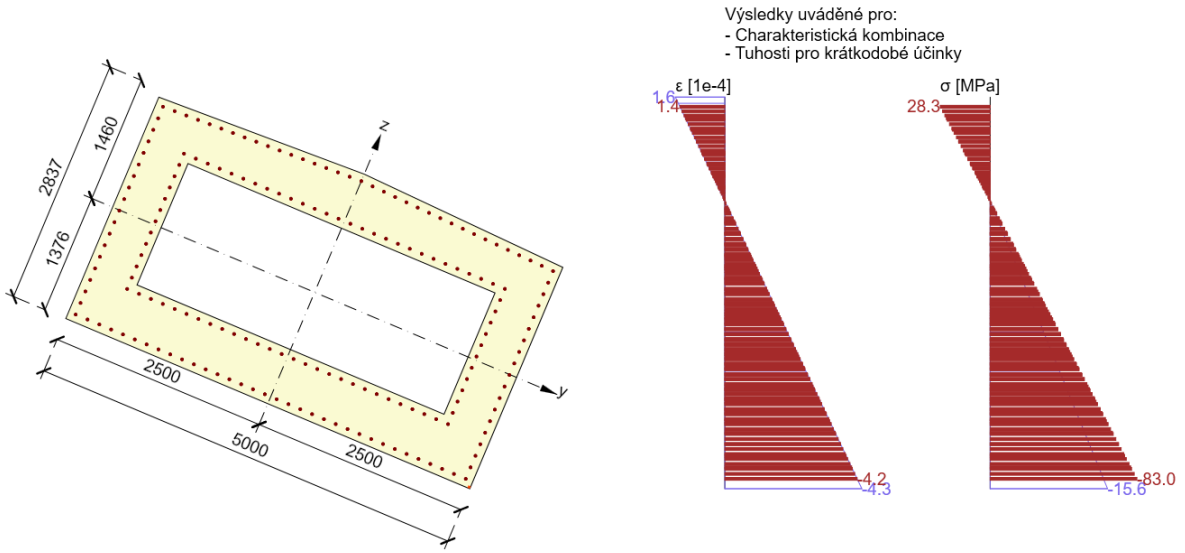
– lamela 4

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-62215.6	-5502.9	38071.3	3902.5	-15917.9	89.96	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-62215.6	-5502.9	38071.3			29.47	OK
Smyk	-62215.6			3902.5	-15917.9	53.90	OK
Kroucení					-15917.9	40.38	OK
Interakce	-62215.6	-5502.9	38071.3	3902.5	-15917.9	89.96	OK
Únava	-51862.4	14608.9	-2451.7			60.32	OK
Omezení napětí	-48431.0	-33990.3	38119.6			57.77	OK
Šířka trhliny	-46601.2	3401.1	416.6			0.00	OK

MSÚ – interakce – max ohybový moment



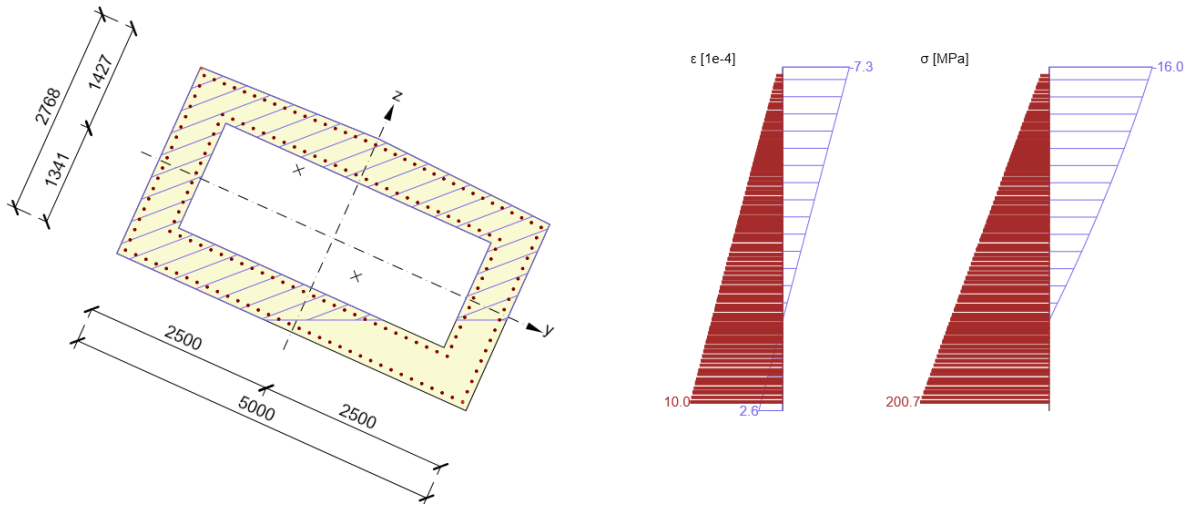
MSP – charakteristická kombinace



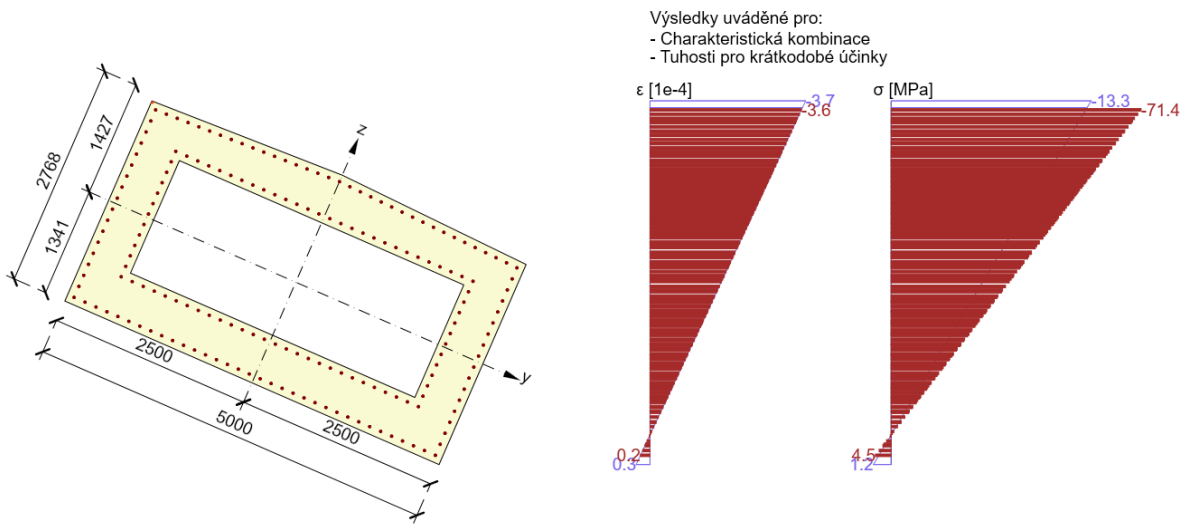
– lamela 5

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-69717.4	10490.2	47818.9	4362.9	-12632.7	92.92	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-69717.4	10490.2	47818.9			35.50	OK
Smyk	-69717.4			4362.9	-12632.7	60.61	OK
Kroucení					-12632.7	32.31	OK
Interakce	-69717.4	10490.2	47818.9	4362.9	-12632.7	92.92	OK
Únava	-46244.0	22480.1	-2098.9			61.92	OK
Omezení napětí	-52938.0	24240.5	-30508.6			49.33	OK
Šířka trhliny	-46444.3	5269.8	4374.2			0.00	OK

MSÚ – interakce – max ohybový moment



MSP – charakteristická kombinace

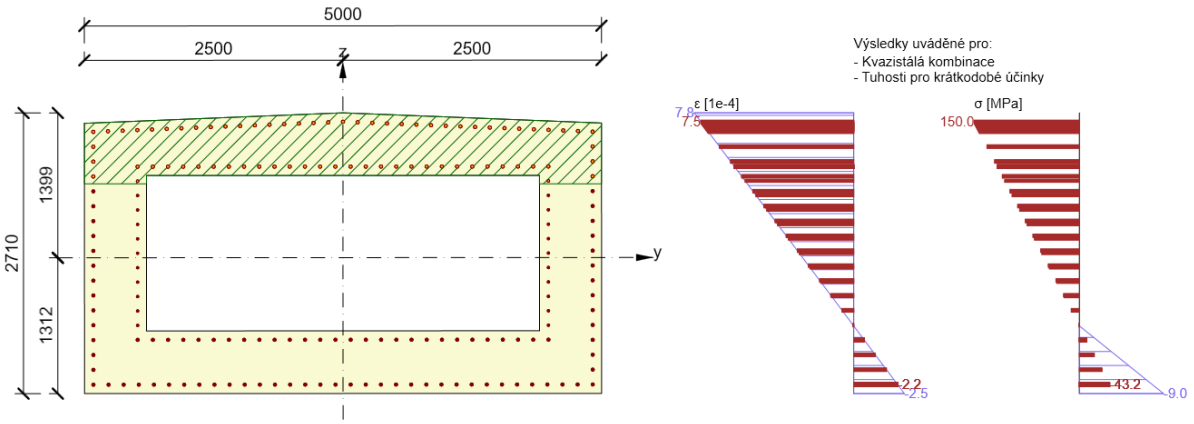


– lamela 6

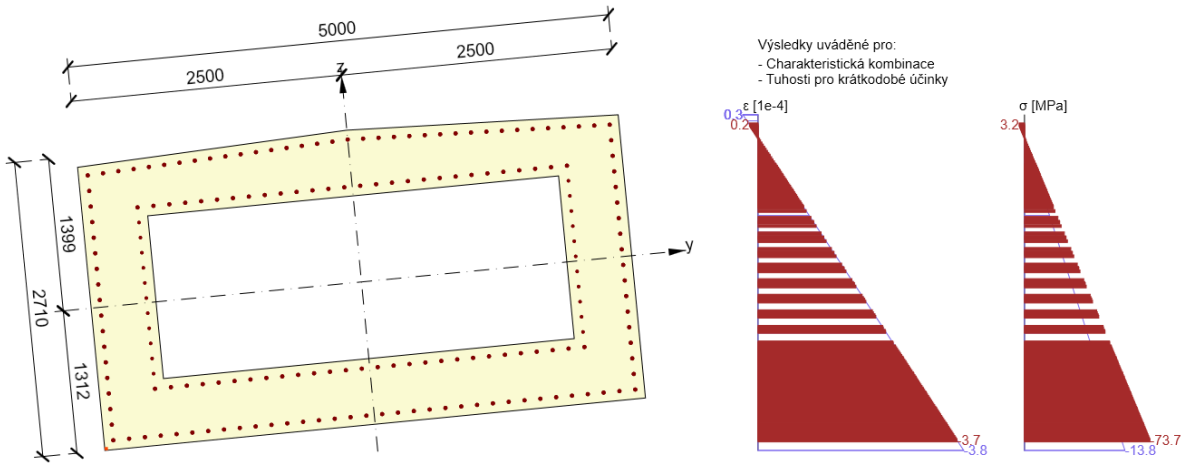
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	-7415.9	-26199.7	-61.5			88.91	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-55272.1	-6909.9	-17364.5			25.40	OK
Smyk	-55272.1			2476.0	10298.4	48.72	OK
Kroucení					10298.4	41.44	OK
Interakce	-55272.1	-6909.9	-17364.5	2476.0	10298.4	86.27	OK
Únava	-44318.2	8553.0	-1806.6			59.71	OK
Omezení napětí	-53248.1	-35636.1	-10318.7			51.18	OK
Šířka trhliny	-7415.9	-26199.7	-61.5			88.91	OK

MSP – šířka trhliny



MSP – charakteristická kombinace

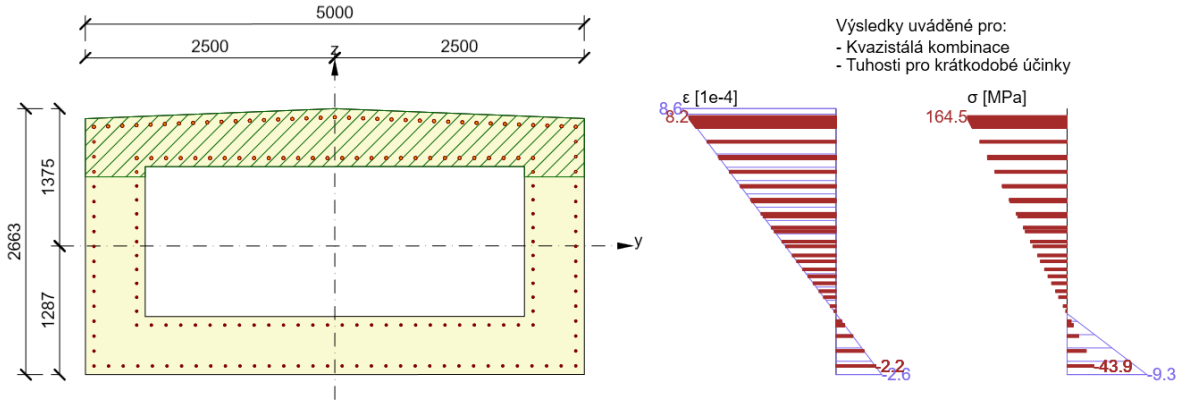


– lamela 7

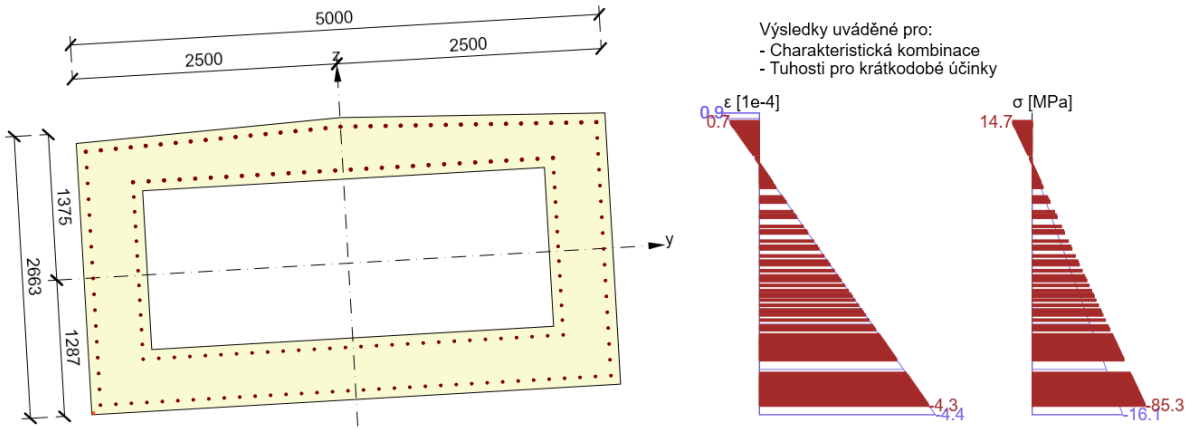
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únava	-43648.6	1760.4	1118.1			99.59	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-60036.3	-30271.4	-9631.7			38.72	OK
Smyk	-60036.3			3822.4	6897.4	47.00	OK
Kroucení					6897.4	27.99	OK
Interakce	-60036.3	-30271.4	-9631.7	3822.4	6897.4	71.23	OK
Únava	-43648.6	1760.4	1118.1			99.59	OK
Omezení napětí	-52436.4	-42994.5	-6998.8			59.62	OK
Šířka trhliny	-6014.9	-25058.9	-33.4			96.59	OK

MSP – šířka trhliny



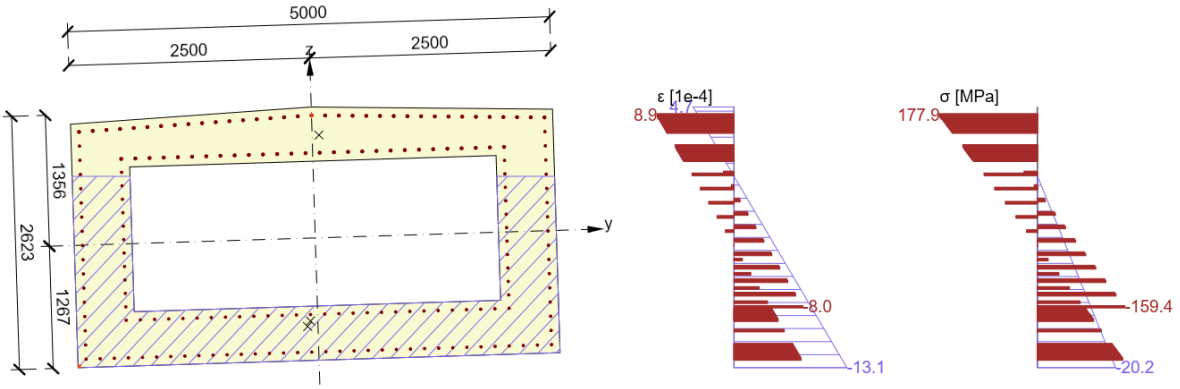
MSP – charakteristická kombinace



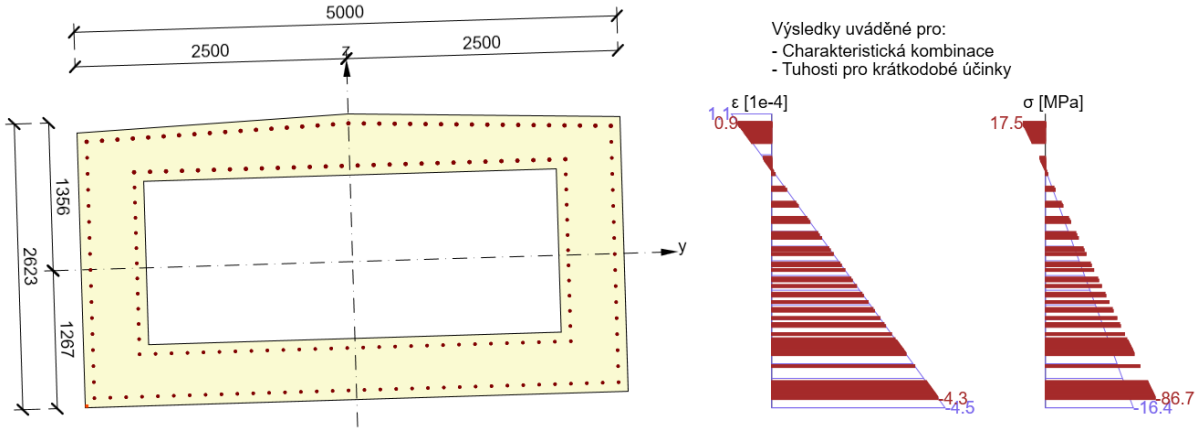
– lamela 8

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-54726.2	-6742.6	-8503.9	2520.3	11513.9	98.84	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-54726.2	-6742.6	-8503.9			27.28	OK
Smyk	-54726.2			2520.3	11513.9	51.88	OK
Kroucení					11513.9	46.97	OK
Interakce	-54726.2	-6742.6	-8503.9	2520.3	11513.9	98.84	OK
Únava	-43985.6	8911.0	688.0			83.79	OK
Omezení napětí	-52132.9	-43805.0	-3770.7			60.70	OK
Šířka trhliny	-8659.7	-26050.3	-53.6			87.90	OK

MSÚ – interakce – max ohybový moment



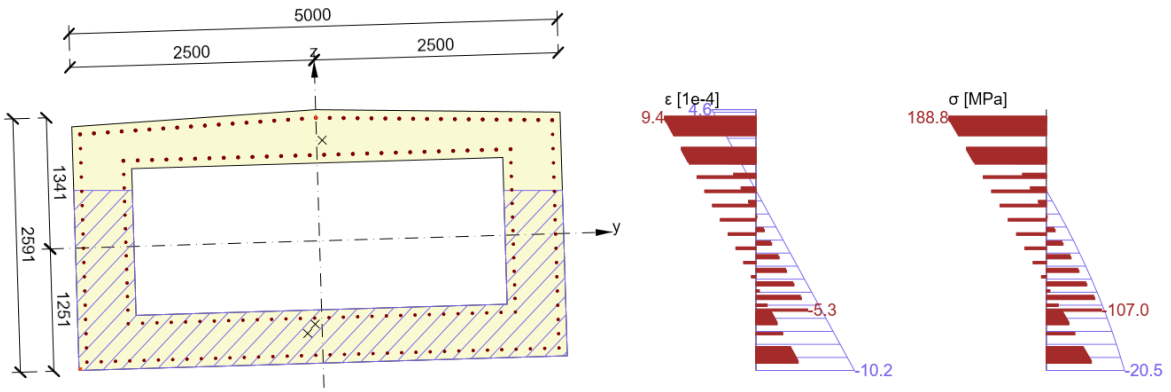
MSP – charakteristická kombinace



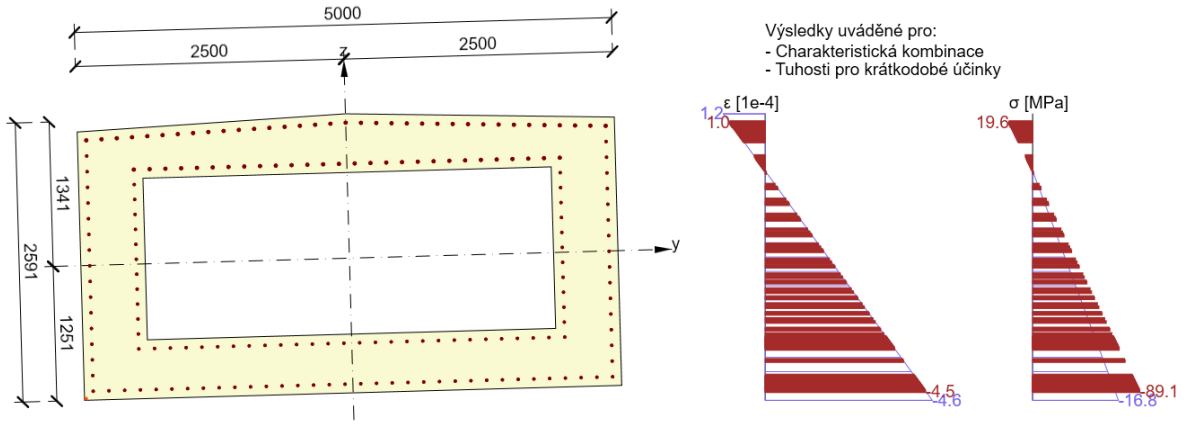
– lamela 9

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-53052.6	10661.6	3672.5	4326.0	-11707.5	97.68	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-53052.6	10661.6	3672.5			26.13	OK
Smyk	-53052.6			4326.0	-11707.5	49.71	OK
Kroucení					-11707.5	47.96	OK
Interakce	-53052.6	10661.6	3672.5	4326.0	-11707.5	97.68	OK
Únava	-44006.0	23314.1	270.5			72.60	OK
Omezení napětí	-52106.4	-43803.7	-3524.7			62.34	OK
Šířka trhliny	-9203.3	-26083.5	-30.5			91.33	OK

MSÚ – interakce – max ohybový moment



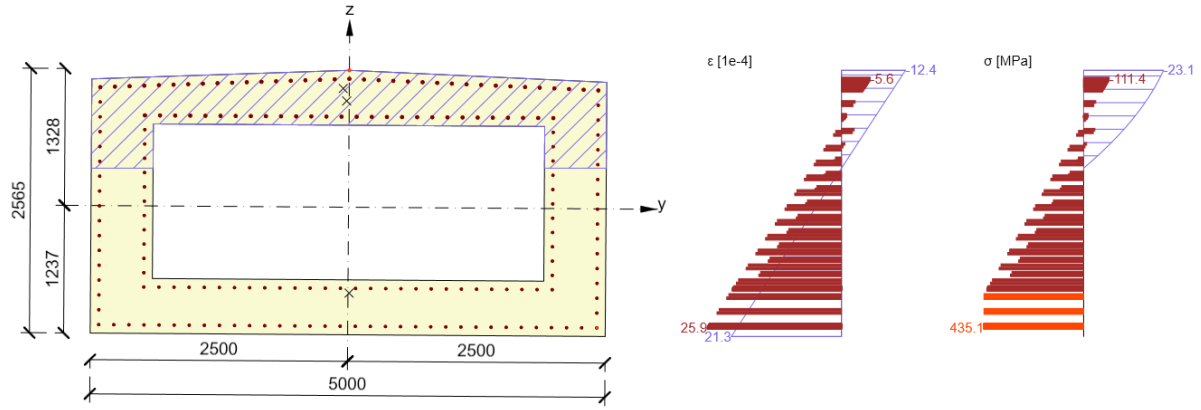
MSP – charakteristická kombinace



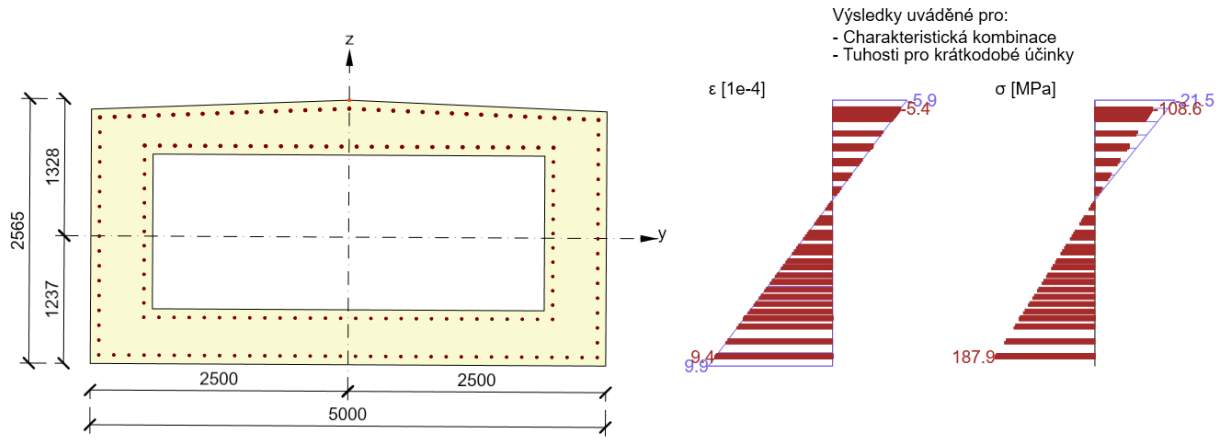
– lamela 10

Rozhodující typ posudku	**N_{Ed}** [kN]	**$M_{Ed,y}$** [kNm]	**$M_{Ed,z}$** [kNm]	**V_{Ed}** [kN]	**T_{Ed}** [kNm]	**Hodnota** [%]	**Posudek**
Interakce	-42366.8	70882.0	-1613.8	3435.9	-5213.0	93.38	OK
Typ posudku	**N_{Ed}** [kN]	**$M_{Ed,y}$** [kNm]	**$M_{Ed,z}$** [kNm]	**V_{Ed}** [kN]	**T_{Ed}** [kNm]	**Hodnota** [%]	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-42366.8	70882.0	-1613.8			70.45	OK
Smyk	-42366.8			3435.9	-5213.0	27.29	OK
Kroucení					-5213.0	13.72	OK
Interakce	-42366.8	70882.0	-1613.8	3435.9	-5213.0	93.38	OK
Únava	-41163.1	34743.1	40.8			73.87	OK
Omezení napětí	-37076.0	51207.8	-1045.2			79.80	OK
Šířka trhliny	-8798.9	-25878.7	22.0			91.83	OK

MSÚ – interakce – max ohybový moment



MSP – charakteristická kombinace

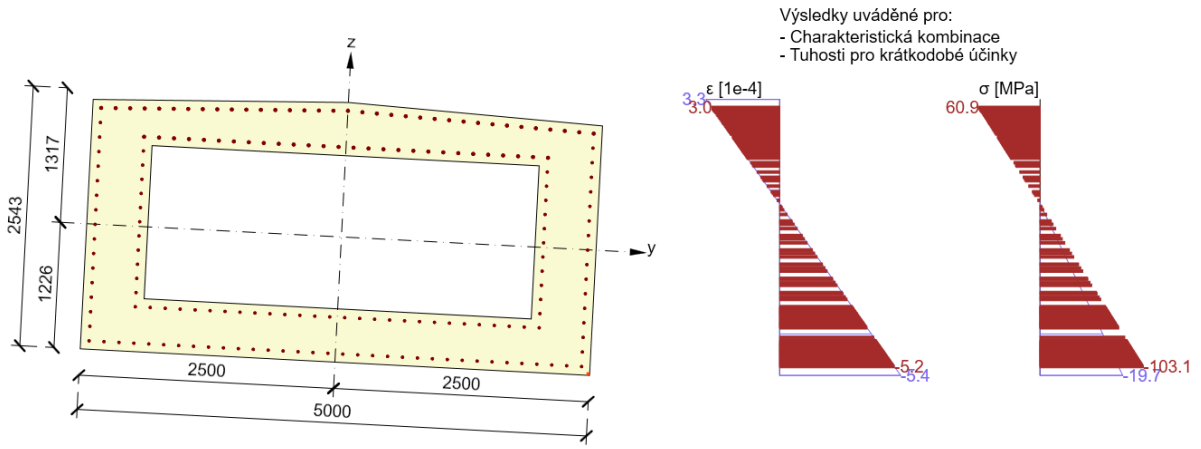


– lamela 11

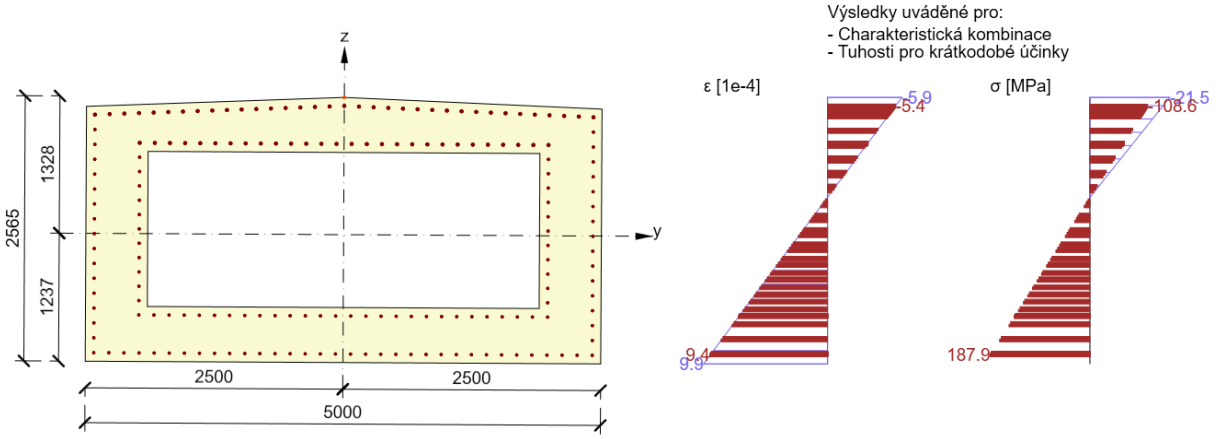
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	-8707.6	-25485.6	23.7			90.47	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-48039.8	6366.1	-18211.5			25.51	OK
Smyk	-48039.8			1837.5	-9383.8	48.57	OK
Kroucení					-9383.8	38.69	OK
Interakce	-48039.8	6366.1	-18211.5	1837.5	-9383.8	83.37	OK
Únava	-41395.4	23385.8	-255.1			76.10	OK
Omezení napětí	-47678.8	-47077.0	7903.0			73.03	OK
Šířka trhliny	-8707.6	-25485.6	23.7			90.47	OK

MSP – šířka trhliny



MSP – charakteristická kombinace

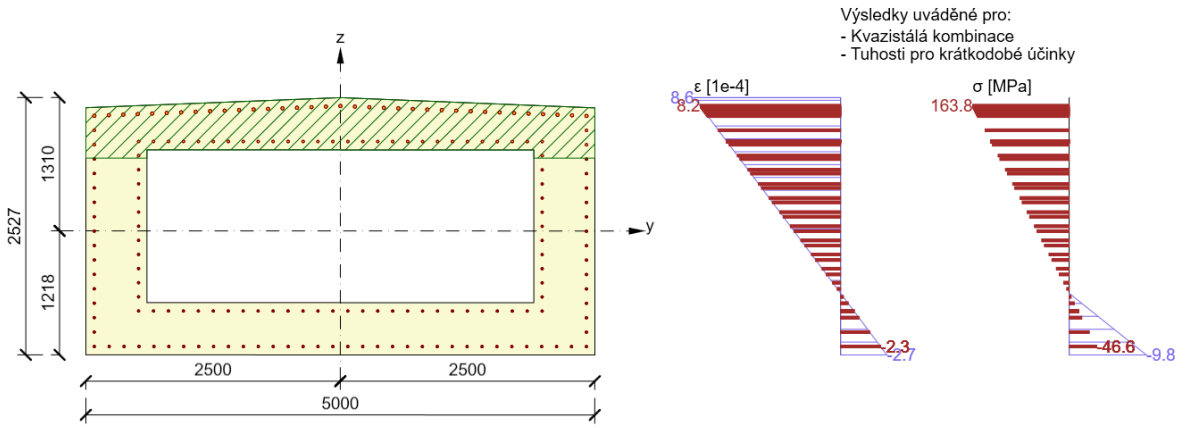


– lamela 12

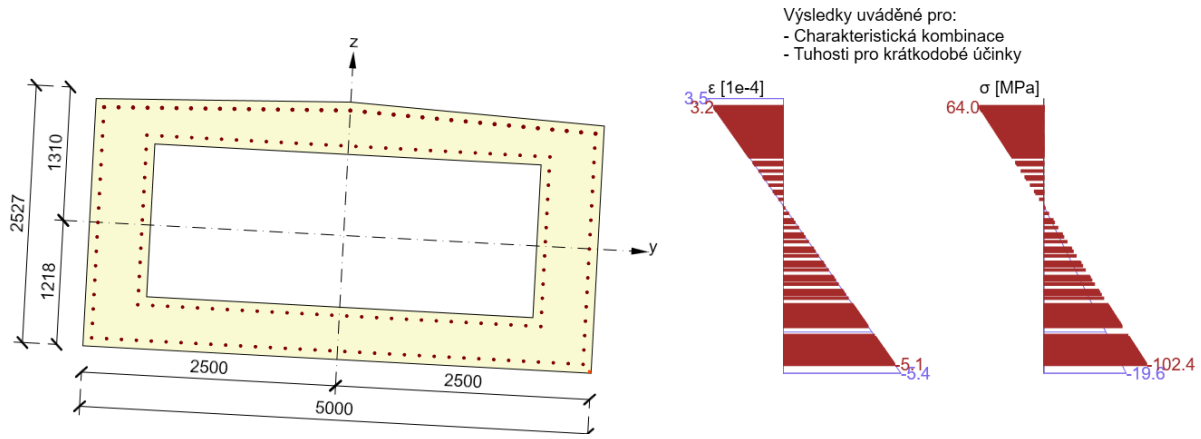
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	-7784.7	-23405.5	32.7			94.13	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-55806.0	-64041.4	11990.6			61.94	OK
Smyk	-55806.0			1031.0	4965.3	18.87	OK
Kroucení					4965.3	20.52	OK
Interakce	-55806.0	-64041.4	11990.6	1031.0	4965.3	56.19	OK
Únava	-41702.5	13786.9	-653.9			67.61	OK
Omezení napětí	-46341.4	-45583.8	8114.9			72.65	OK
Šířka trhliny	-7784.7	-23405.5	32.7			94.13	OK

MSP – šířka trhliny



MSP – charakteristická kombinace

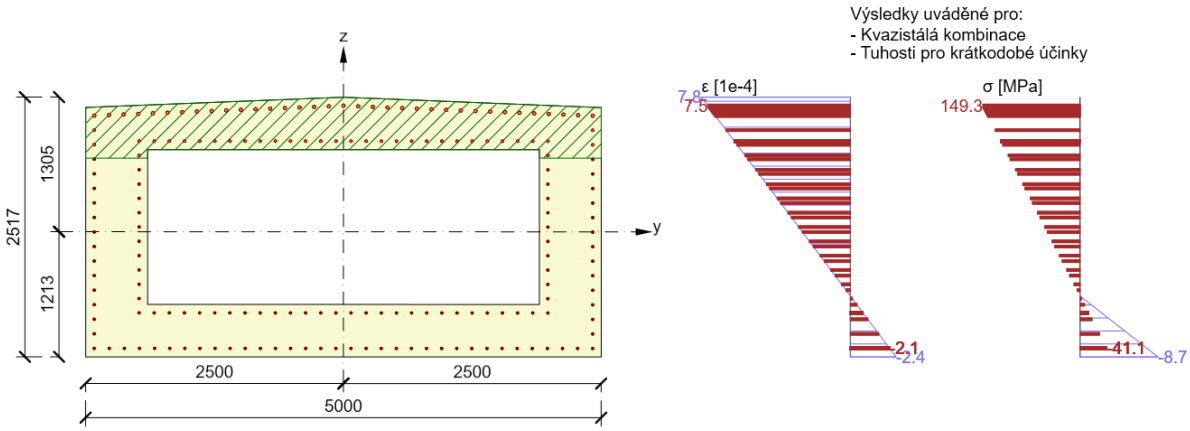


– lamela 13

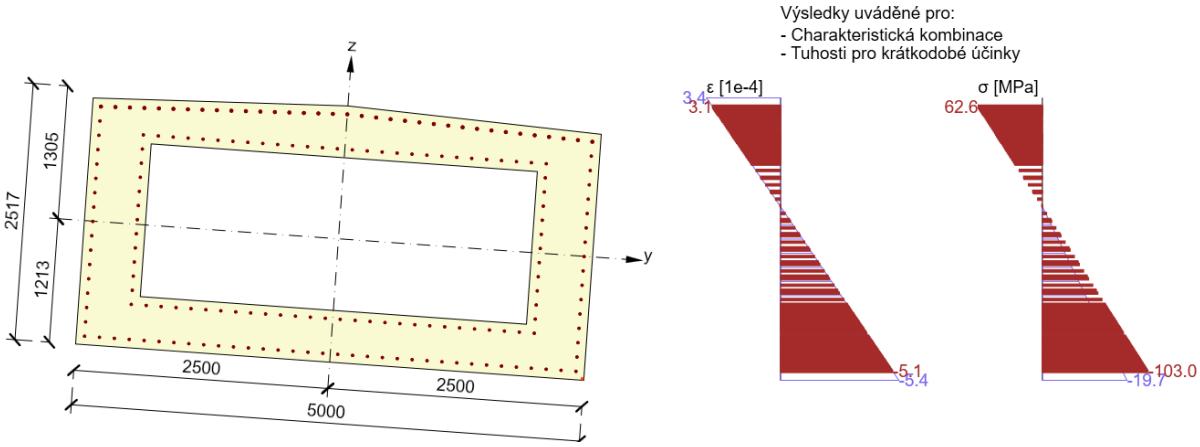
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	-6358.6	-20576.2	31.4			90.24	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-54971.8	-62388.6	15407.2			61.56	OK
Smyk	-54971.8			2722.4	4158.8	34.56	OK
Kroucení					4158.8	17.21	OK
Interakce	-54971.8	-62388.6	15407.2	2722.4	4158.8	59.74	OK
Únava	-42165.0	16257.4	-1214.7			68.29	OK
Omezení napětí	-45713.3	-44233.2	10462.8			72.97	OK
Šířka trhliny	-6358.6	-20576.2	31.4			90.24	OK

MSP – šířka trhliny



MSP – charakteristická kombinace

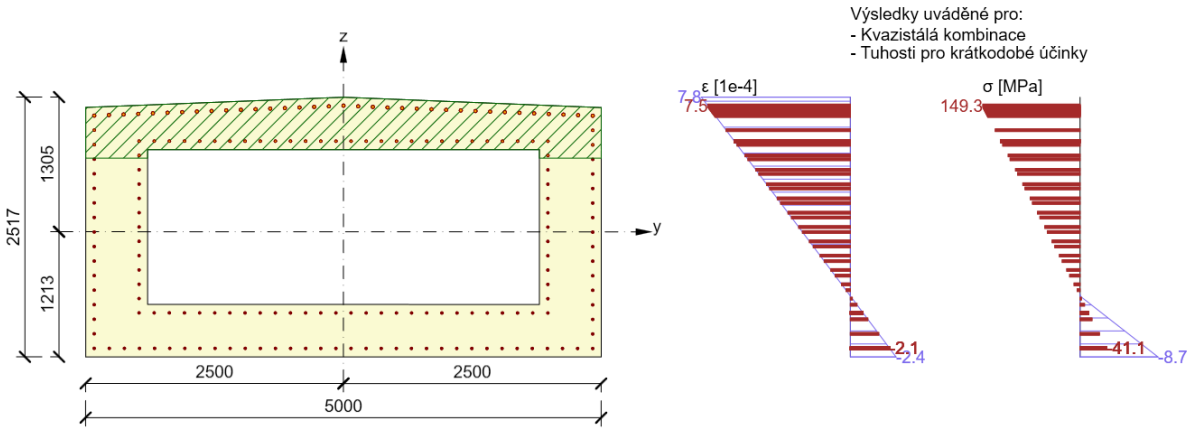


– lamela 14

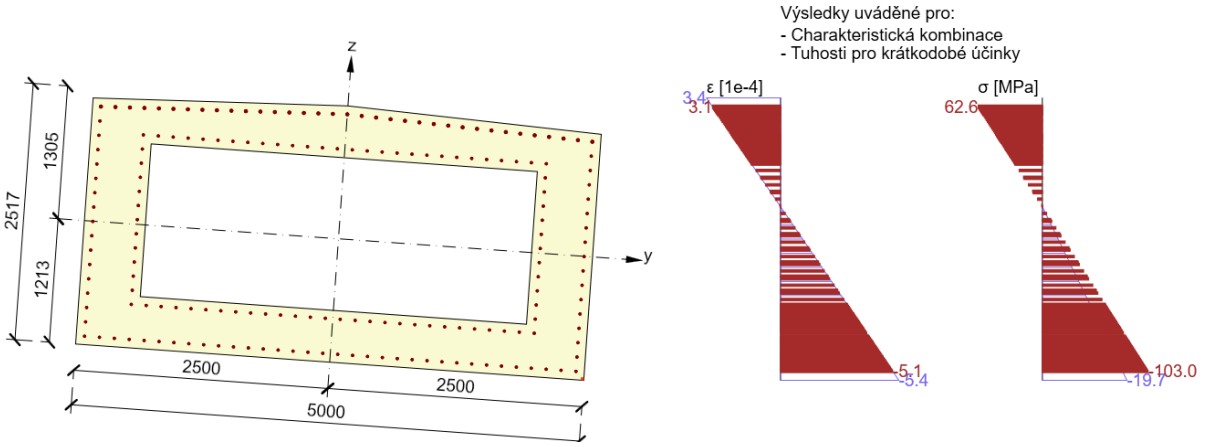
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únava	-41830.0	28249.1	-1429.2			76.45	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-66639.3	-21056.7	-14888.3			46.11	OK
Smyk	-66639.3			5600.1	-2700.4	70.33	OK
Kroucení					-2700.4	11.16	OK
Interakce	-66639.3	-21056.7	-14888.3	5600.1	-2700.4	75.86	OK
Únava	-41830.0	28249.1	-1429.2			76.45	OK
Omezení napětí	-50756.6	-12983.2	-9744.8			43.48	OK
Šířka trhliny	-38579.4	-8631.7	1107.0			0.00	OK

MSP – šířka trhliny



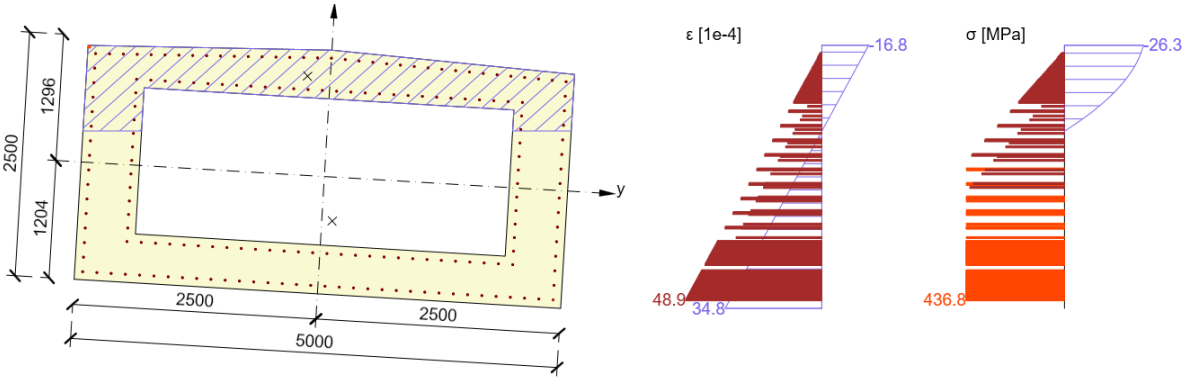
MSP – charakteristická kombinace



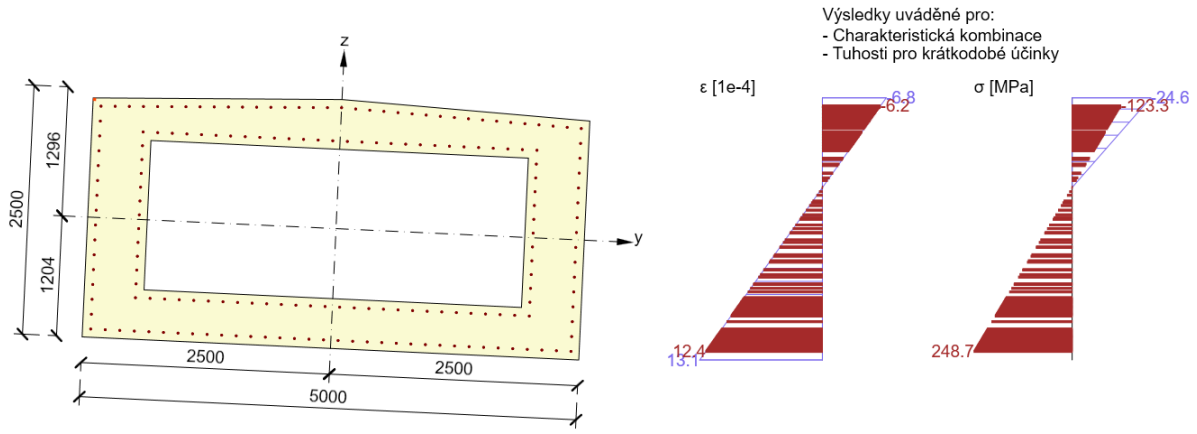
– lamela 15

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-42609.8	64465.7	-13855.7	4373.1	-2836.6	93.74	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-42609.8	64465.7	-13855.7			89.94	OK
Smyk	-42609.8			4373.1	-2836.6	45.26	OK
Kroucení					-2836.6	11.74	OK
Interakce	-42609.8	64465.7	-13855.7	4373.1	-2836.6	93.74	OK
Únava	-41617.7	31922.7	-1485.3			68.65	OK
Omezení napětí	-37021.1	47852.7	-9527.0			91.29	OK
Šířka trhliny	-36685.8	19981.9	-1238.4			0.00	OK

MSÚ – interakce – max ohybový moment



MSP – charakteristická kombinace

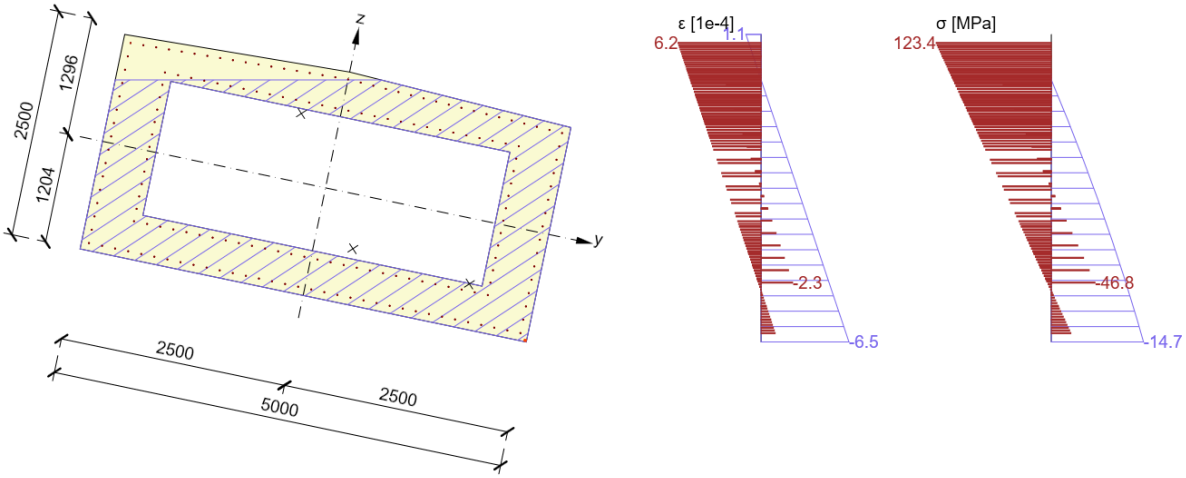


– lamela 16

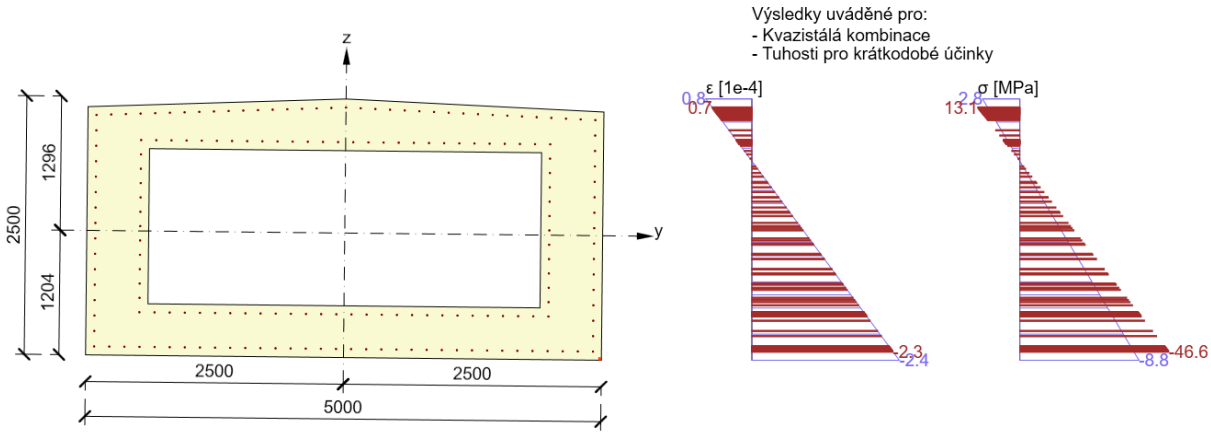
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únava	-31547.0	6771.1	-1656.5			88.23	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-50598.1	5420.6	18937.4			33.07	OK
Smyk	-50598.1			3161.5	798.2	65.24	OK
Kroucení					798.2	5.16	OK
Interakce	-50598.1	5420.6	18937.4	3161.5	798.2	65.19	OK
Únava	-31547.0	6771.1	-1656.5			88.23	OK
Omezení napětí	-21218.6	-23622.6	896.2			43.64	OK
Šířka trhliny	-38620.7	2870.5	-1476.9			0.00	OK

MSÚ – interakce – max ohybový moment



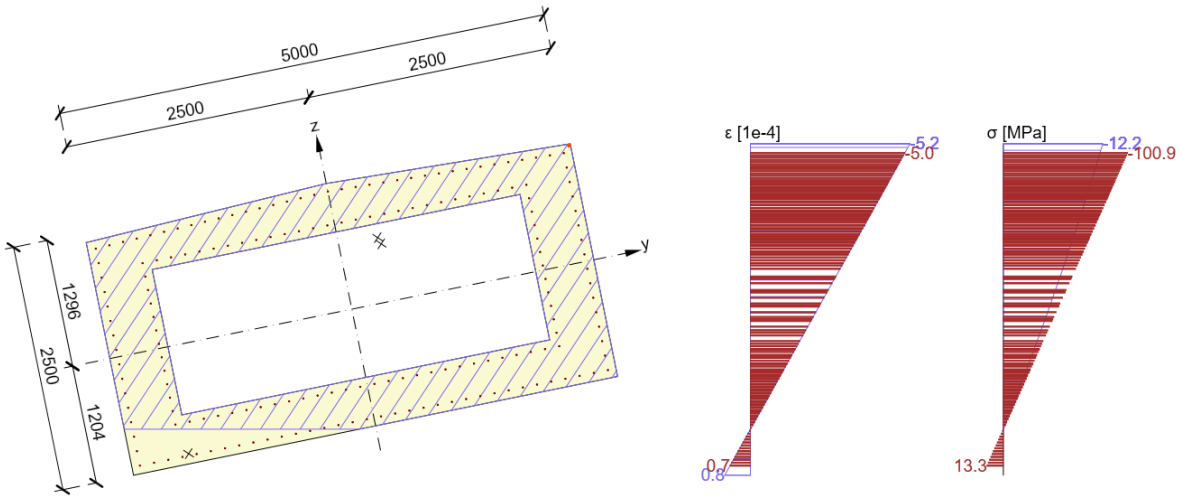
MSP – charakteristická kombinace



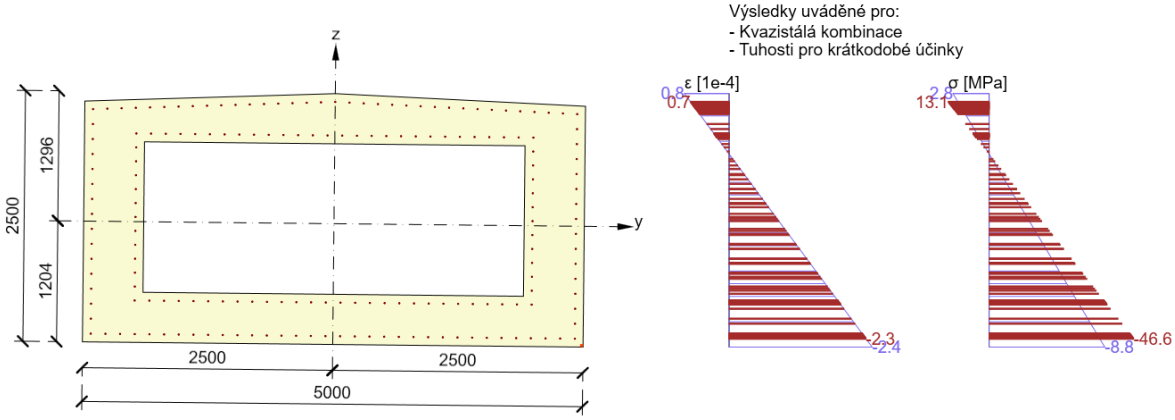
– lamela 17

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-43592.9	-6851.4	35043.3	1000.8	-412.3	96.82	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-43592.9	-6851.4	35043.3			34.57	OK
Smyk	-43592.9			1000.8	-412.3	28.71	OK
Kroucení					-412.3	7.64	OK
Interakce	-43592.9	-6851.4	35043.3	1000.8	-412.3	96.82	OK
Únava	-29863.2	2907.6	-1697.2			42.62	OK
Omezení napětí	-21225.5	-23622.6	896.6			43.64	OK
Šířka trhliny	-33036.9	-3188.0	4207.1			0.00	OK

MSÚ – interakce – max ohybový moment



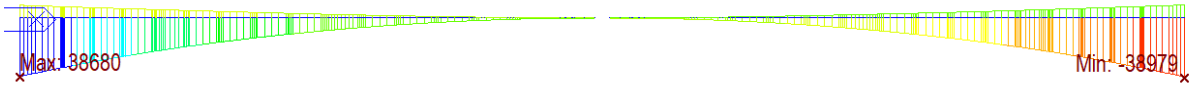
MSP – charakteristická kombinace



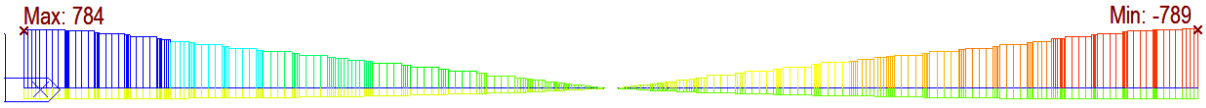
6.1.5 Posouzení konzoly oblouku při výstavbě (dynamické zatížení větrem)

S ohledem na změnu statického působení v rámci fází výstavby z dvou nezávislých konzol na spojitý oblouk byly posouzeny samostatně stojící konzoly na dynamické zatížení větrem. Vzhledem k systému působení konstrukce byla posouzena fáze před spojením oblouku, kdy je účinek větru nejvýznamnější a působí na podporové průřezy maximálními účinky. Posouzení a vnitřní síly od dynamického větru na konzolách viz níže. Účinky ekvivalentního statického zatížení větrem v souladu s ČSN EN 1991-1-4 jsou nižší a nejsou uváděny.

Vítr – W_dyn – M_z [kNm]



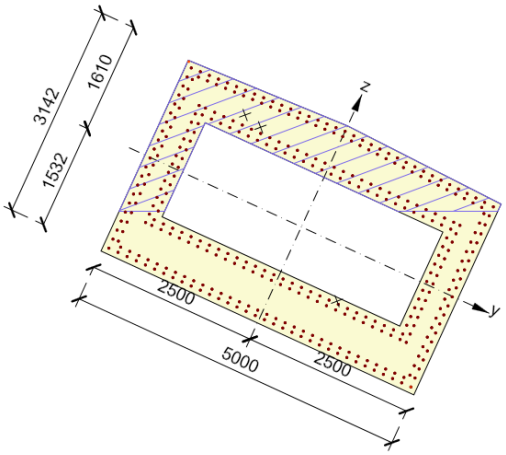
Vítr – W_dyn – V_y [kN]

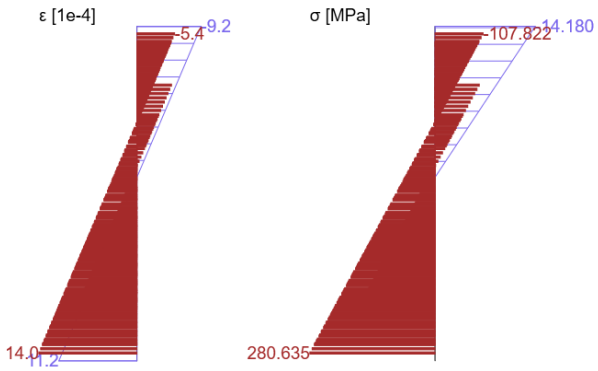


Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-20579.6	53143.0	-58663.0	2719.4	-13862.0	83.34	OK

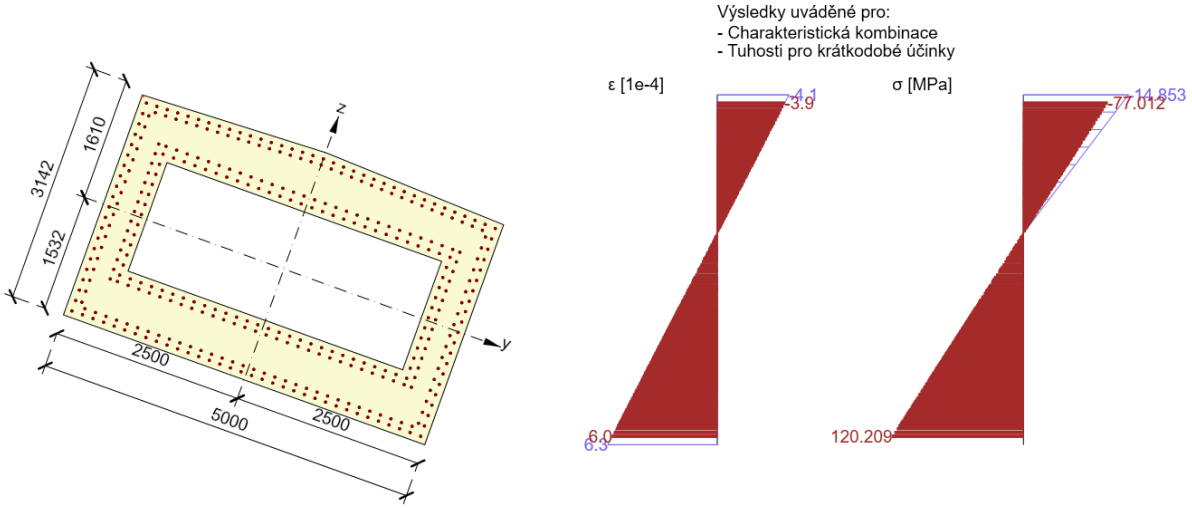
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-20579.6	53143.0	-58663.0			32.81	OK
Smyk	-20579.6			2719.4	-13862.0	37.88	OK
Kroucení					-13862.0	48.49	OK
Interakce	-20579.6	53143.0	-58663.0	2719.4	-13862.0	83.34	OK
Omezení napětí	-17928.1	41559.5	-39109.0			55.01	OK
Šířka trhliny	0.0	0.0	0.0			0.00	OK

MSÚ – interakce – max ohybový moment





MSP – charakteristická kombinace



6.2 Posudky detailů oblouku

6.2.1 Kotevní oblasti závěsů

Kotevní oblasti byly posouzeny na deskovém modelu v programu SCIA Engineer 2008. Model byl vytvořen jako výsek komorové konstrukce.

Výztuž byla vyhodnocena na základě silových výslednic na desko-stěnovém modelu.

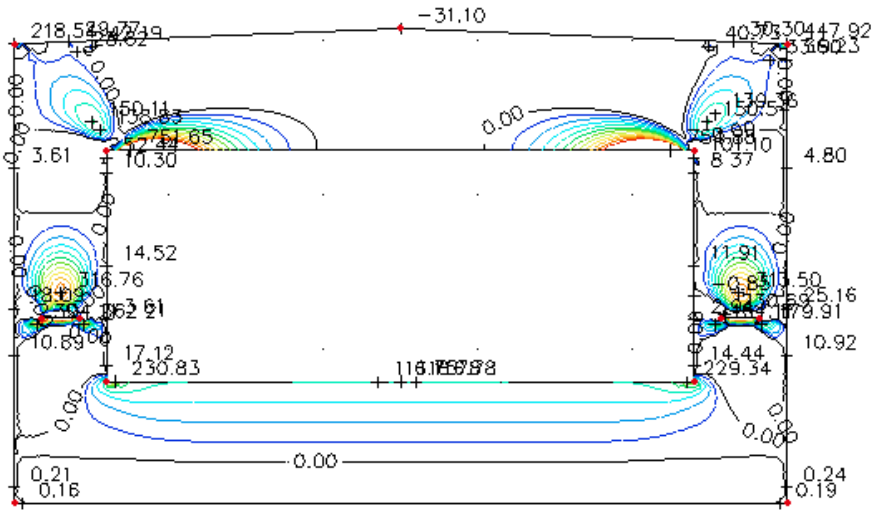
NÁVRH KOTEVNÍ OBLASTI - maximální úhel - lamela 1							
šířka kotevní desky:	a=	0.250	m	šířka přiřazeného obdélníka:	c=	0.600	m
výška kotevní desky:	a'=	0.300	m	výška přiřazeného obdélníka:	c'=	0.900	m
plocha kotevní desky	A_0=	0.075	m^2	plocha přiřazeného obdélníka:	A_1=	0.540	m^2
poměry rozměrů:	**c/a=**	**2.400**	**-**	**c'/a'= 3.000 -**	**max=**	**3.354**	**OK**
pevnost bet. v tlaku:	$f_{ck}(t)$=	38.250	MPa	napínací napětí:	$\sigma_{p,in}$=	796.500	MPa
plocha kabelu	$A_{p.1}$=	2850.000	mm^2	**použitá kotevní síla:**	**P_{in}=**	**2.270**	**MN**
				maximální kotevní síla:	**P_{max}=**	**12.393**	**MN**

VÝZTUŽ KOTEVNÍ OBLASTI							
součinitel předpětí:	$\gamma_{p,unfav}$=	1.200	-	mez kluzu oceli (návrh.)	f_{yd}=	434.783	MPa
výztuž v přidruženém hranolu:	$A_{s,min}$=	939.790	mm^2	povrch. výztuž u čela:	$A_{s,min}$=	187.958	mm^2
Ø 12.000 mm	n=	9.000	ks		n=	2.000	ks

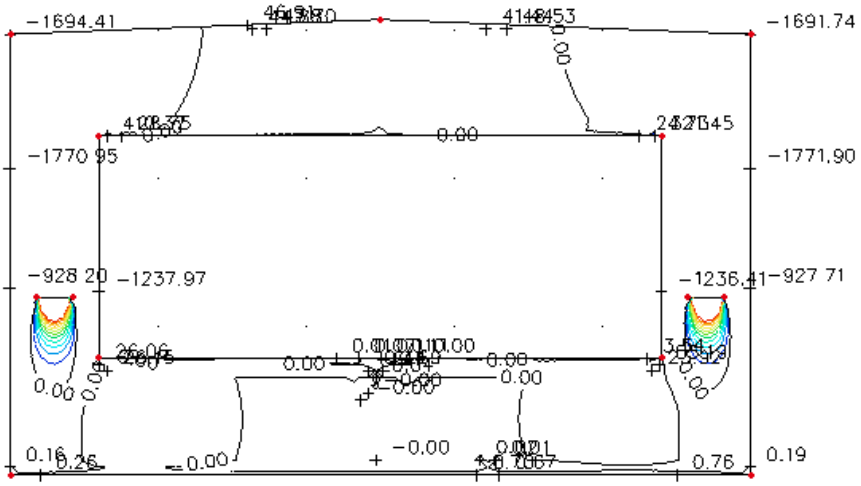
Poznámka pro umístění výztuže: Výztuž je nutno umístit do oblasti přidruženého hranolu tedy v délce 1.2max(c,c') za kotvou.

NÁVRH DLE ŘEZŮ V DESKOSTĚNOVÉM MODELU							
Příčný řez komorou							
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unfav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Stěna - příčná výztuž	500	67	1.2	400	201	**12**	**2**
Stěna - svislá za kotvou	600	187	1.2	400	561	**12**	**5**
Pohled na stěnu							
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unfav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Vodorovná - kužel	700	108	1.2	400	324	**12**	**3**
Svislá za kotvou	500	325	1.2	400	975	**12**	**9**

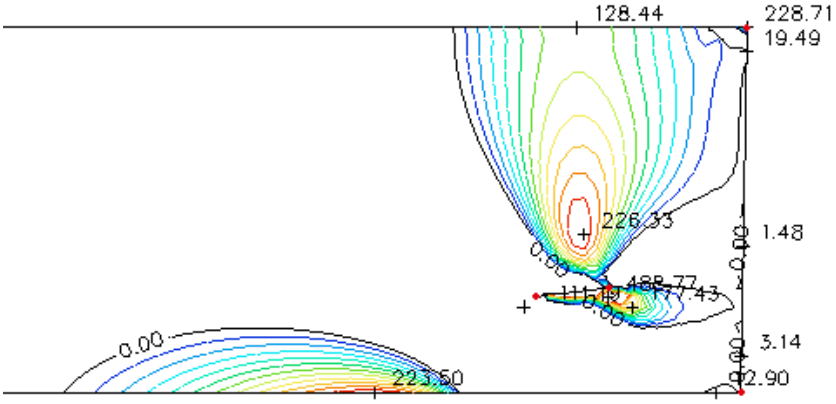
– Příčný řez komorou – n_x [kN/m]



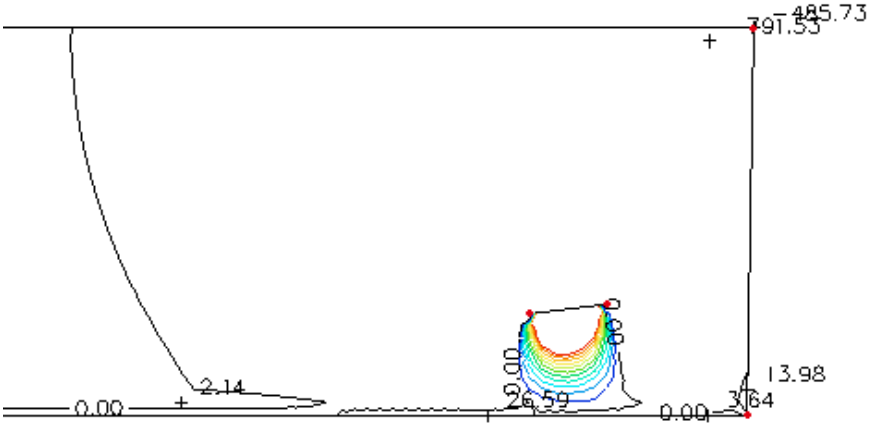
– Příčný řez komorou – n_y [kN/m]



– Pohled na stěnu – n_x [kN/m]



– Pohled na stěnu – n_y [kN/m]



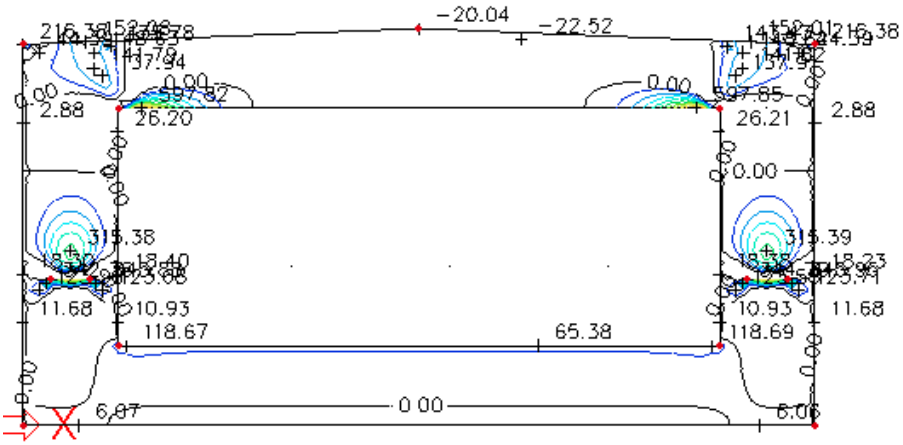
NÁVRH KOTEVNÍ OBLASTI - minimální úhel - lamela 15							
šířka kotevní desky:	a=	0.250	m	šířka přiřazeného obdélníka:	c=	0.600	m
výška kotevní desky:	a'=	0.300	m	výška přiřazeného obdélníka:	c'=	0.900	m
plocha kotevní desky	A_0=	0.075	m^2	plocha přiřazeného obdélníka:	A_1=	0.540	m^2
poměry rozměrů:	**c/a=**	**2.400**	**-**	**c'/a'= 3.000 -**	**max=**	**3.354**	**OK**
pevnost bet. v tlaku:	$f_{ck}(t)$=	38.250	MPa	napínací napětí:	$\sigma_{p,in}$=	796.500	MPa
plocha kabelu	$A_{p.1}$=	2850.000	mm^2	**použitá kotevní síla:**	**P_{in}=**	**2.270**	**MN**
				maximální kotevní síla:	**P_{max}=**	**12.393**	**MN**

VÝZTUŽ KOTEVNÍ OBLASTI							
součinitel předpětí:	$\gamma_{p,unfav}$=	1.200	-	mez kluzu oceli (návrh.)	f_{yd}=	434.783	MPa
výztuž v přidruženém hranolu:	$A_{s,min}$=	939.790	mm^2	povrch. výztuž u čela:	$A_{s,min}$=	187.958	mm^2
Ø 12.000 mm	n=	9.000	ks		n=	2.000	ks

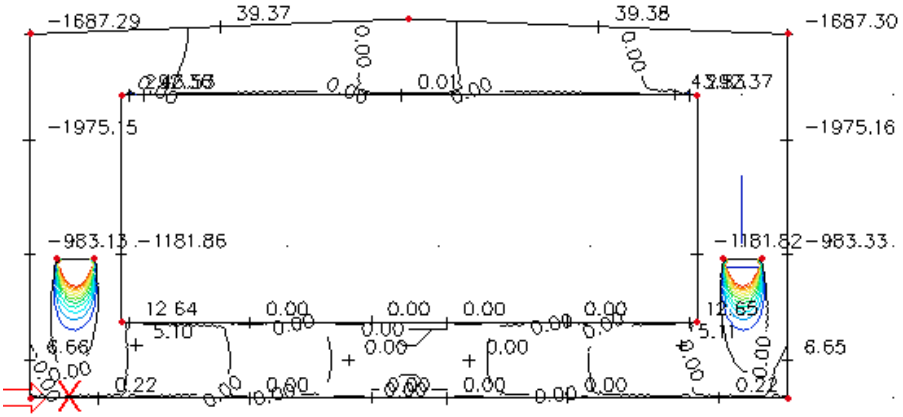
Poznámka pro umístění výztuže: Výztuž je nutno umístit do oblasti přidruženého hranolu tedy v délce 1.2max(c,c') za kotvou.

NÁVRH DLE ŘEZŮ V DESKOSTĚNOVÉM MODELU							
Příčný řez komorou							
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unfav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Stěna - příčná výztuž	500	89	1.2	400	267	**12**	**3**
Stěna - svislá za kotvou	600	265	1.2	400	795	**12**	**8**
Pohled na stěnu							
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unfav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Vodorovná za kotvou	300	291	1.2	400	873	**12**	**8**
Svislá za kotvou	200	46	1.2	400	138	**12**	**2**

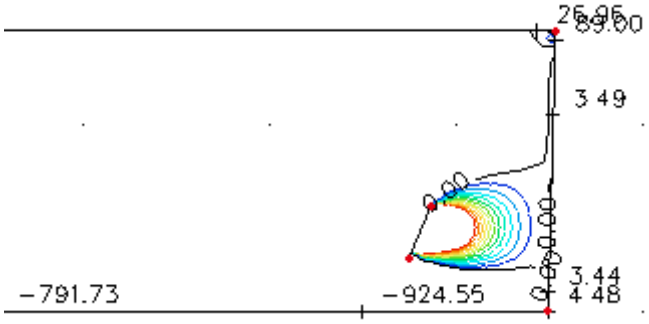
– Příčný řez komorou – n_x [kN/m]



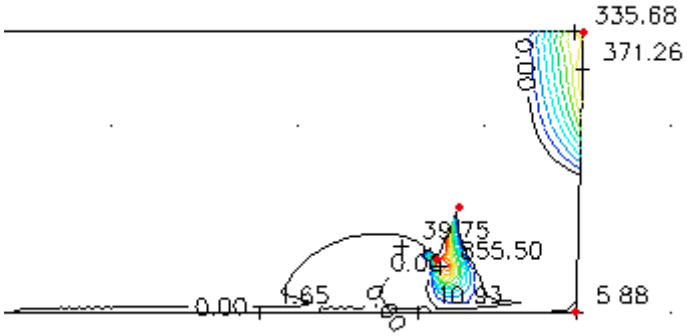
– Příčný řez komorou – n_y [kN/m]

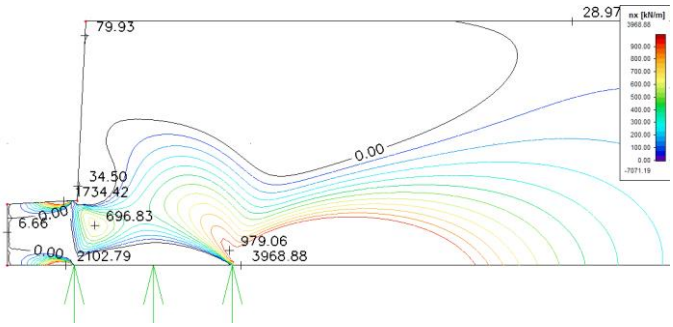


– **Pohled na stěnu – n_x** [kN/m]



– **Pohled na stěnu – n_y** [kN/m]



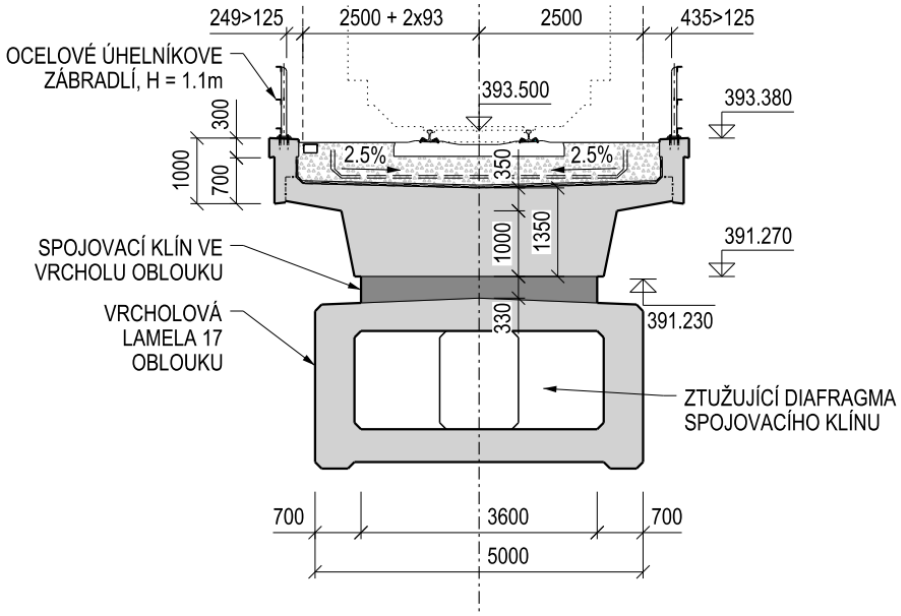


6.2.2 Spojující krček oblouk – mostovka

V místě vrcholu oblouku je navrženo spojení konstrukce oblouku s navazující mostovkou. Toto spojení je realizováno betonovým spojovacím klínem v rozsahu celého středního pole délky 22,0 m. Výztuž

spojovacího klínu je navržena na rozdíl účinků vodorovných sil v mostovce a oblouku (v rámci posouzení se konzervativně neuvažuje s vlivem betonu na přenos těchto sil, ani s vlivem tření beton – beton).

Obrázek 6-2: Řez v místě krčku



– Rozdíl vodorovné složky oblouk – mostovka [kN] (prvky ve vzdálenosti 1,75 m)

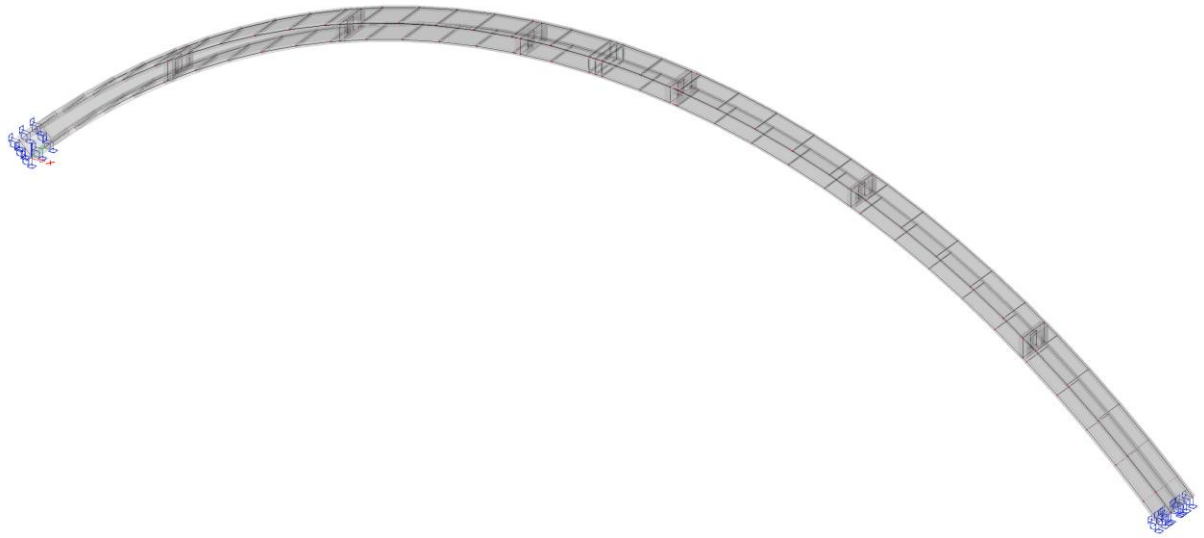
Geometrie			Vnitřní síly		Návrh výztuže				
Úsek	Délka	Šířka	F_{Ed}	f_{Ed}	f_{yd}	Ø	n	$A_{s,prov}$	f_{Rd}
	[m]	[m]	[kN]	[kN/m²]	[MPa]	[mm]	[ks/m²]	[mm²/m²]	[kN/m²]
1	1.88	3.60	9431	1397	260.9	25	11	5400	1409
2	1.75	3.60	7268	1154	260.9	20	15	4712	1229
3	1.75	3.60	5439	863	260.9	20	11	3456	902
4	1.75	3.60	4029	640	260.9	16	13	2614	682
5	1.75	3.60	3297	523	260.9	16	10	2011	525
6	1.75	3.60	2806	445	260.9	16	9	1810	472
7	1.75	3.60	2355	374	260.9	16	8	1608	420

6.2.3 Ztužující diafragmata pod stojkami oblouku / v místě krčku

V místě navázání konstrukce oblouku na stojky jsou navržena diafragmata. Obdobně jsou navržena 2 diafragmata v místě začátku spojujícího krčku. Hlavním účelem těchto ztužujících prvků je zajištění dostatečné tuhosti horní desky komory v místě zvýšených lokálních namáhání.

Diafragmata jsou navržena na základě lokálního posudku z desko-stěnového modelu oblouku v programu SCIA Engineer. Vliv stojek a spojujícího krčku byl modelován pomocí pružných podpor, jejichž tuhost byla kalibrována na základě deformací pro jednotkové zatěžovací stavy v místě stojek z prutového modelu. Téměř shodné deformace byly získány i v případě odstranění těchto podpor a vetknutí oblouku pouze v místě paty. Vzhledem k této skutečnosti byly vnitřní podpory simulující interakci oblouku s mostovkou zanedbány.

Obrázek 6-3: Desko-stěnový model oblouku ve SCIA Engineer



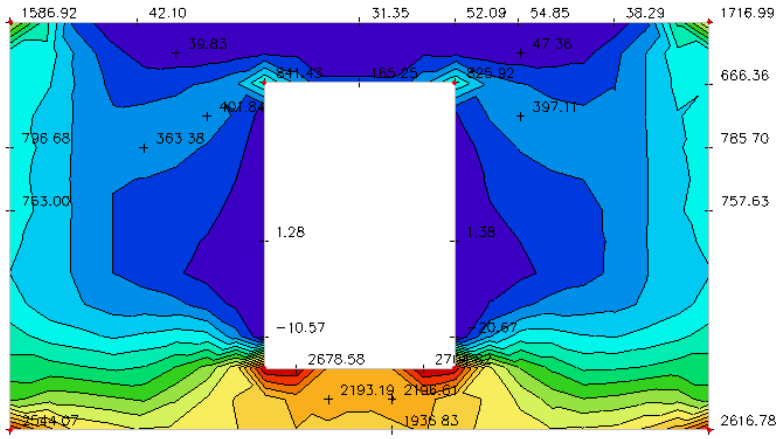
6.2.3.1 Diafragma pod stojkou P4 / P8 a P5 / P7

Diafragmata pod stojkou jsou navržena stejné šíře jako pokračující stojka 1100 mm. Pro možnost revize vnitřních prostor oblouku je v diafragmatu navržen průchozí otvor o šířce 1200 mm na celou výšku vnitřního prostoru (1500 mm).

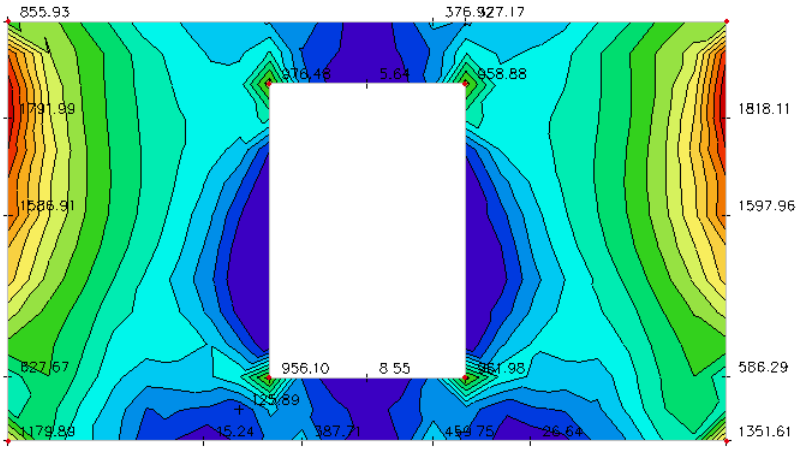
- Smyková výztuž

Ø12/300x300 mm Ø12/450x150 mm Ø12/300x150 mm

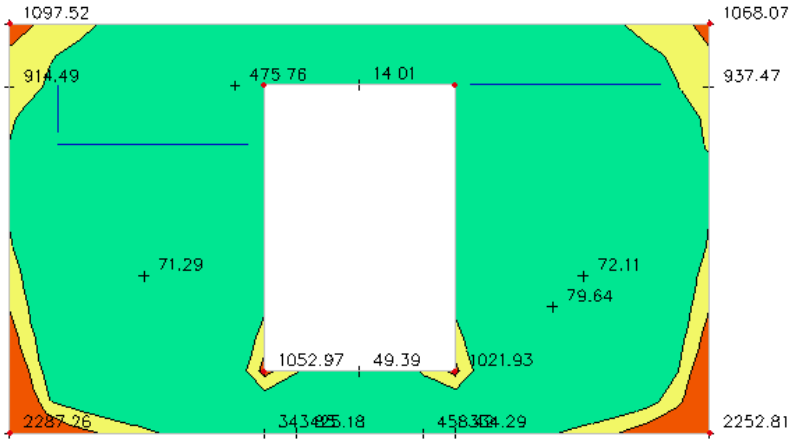
– Diafragma P4 / P8 – n_x [kN/m]



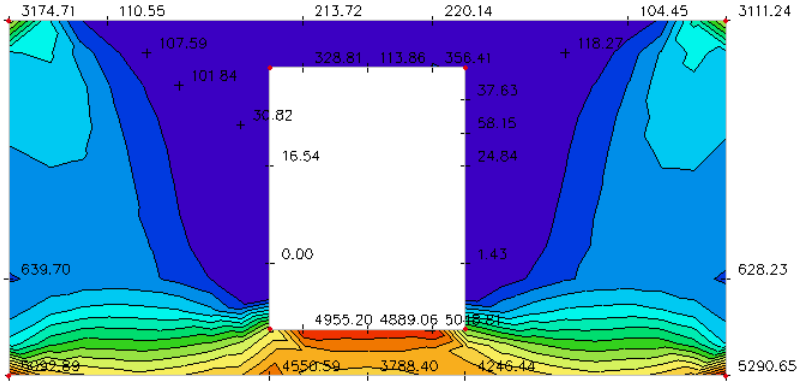
– Diafragma P4 / P8 – n_y [kN/m]



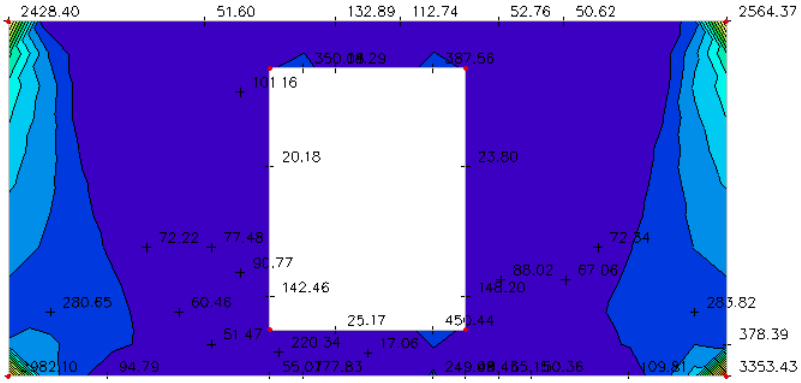
– Diafragma P4 / P8 – q_{max} [kN/m]



– Diafragma P5 / P7 – n_x [kN/m]

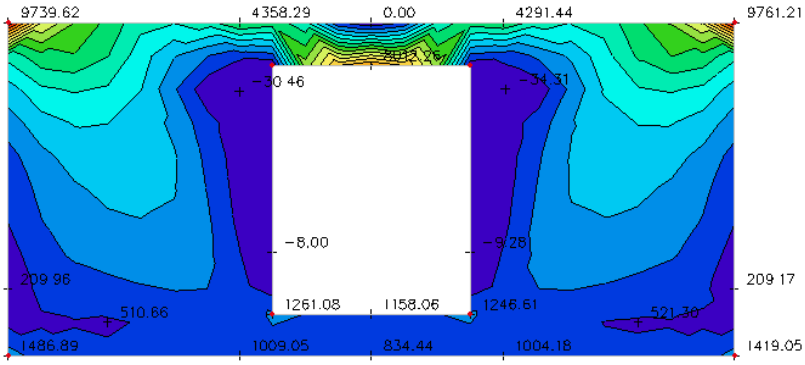


– Diafragma P5 / P7 – n_y [kN/m]

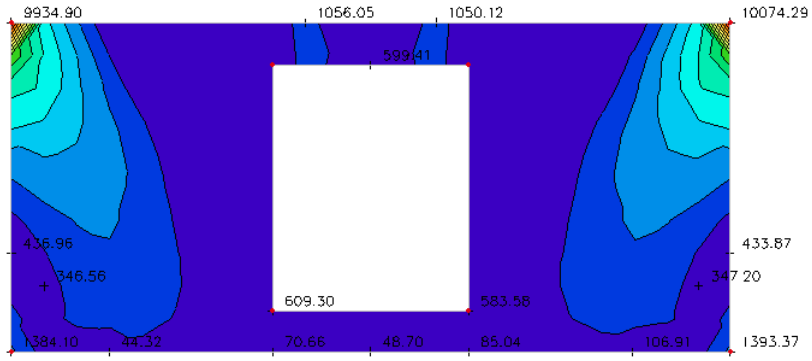


– Diafragma P5 / P7 – q_{max} [kN/m]

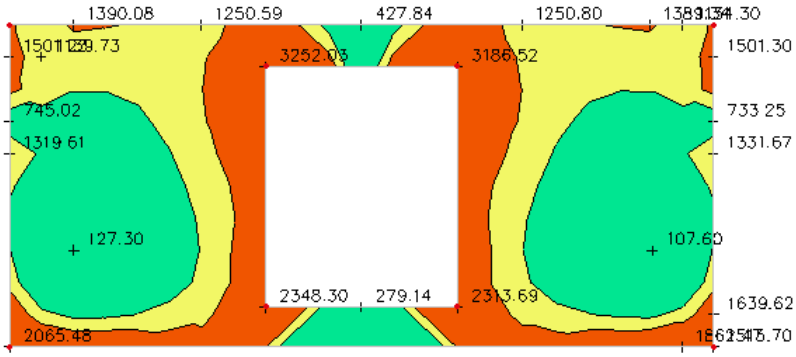
– Diafragma P6 – n_x [kN/m]



– Diafragma P6 – n_y [kN/m]



– Diafragma P6 – q_{max} [kN/m]

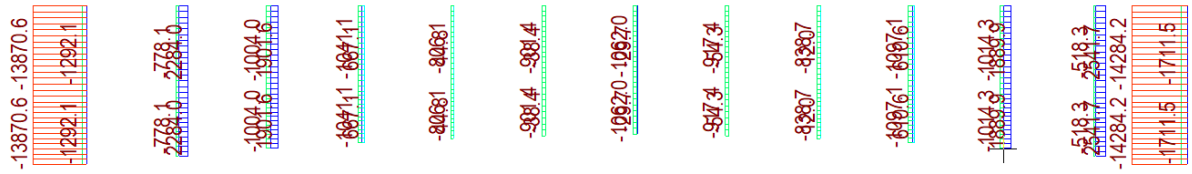


NÁVRH DLE ŘEZŮ V DESKOSTĚNOVÉM MODELU							
Vodorovná výztuž							
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unitov}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
max. tah - P4 / P8	300	252	1	435	580	**20**	**2**
max. tah - P5 / P7	300	356	1	435	819	**20**	**3**
max. tah - P6	300	884	1	435	2031	**20**	**7**
Svislá výztuž							
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unitov}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
max. tah - P4 / P8	300	286	1	435	657	**20**	**3**
max. tah - P5 / P7	300	59	1	435	134	**20**	**1**
max. tah - P6	300	546	1	435	1255	**20**	**4**

6.2.4 Lokální posouzení průřezu komory pod krčkem

S ohledem na plošné působení krčku na horní desku komory byly ověřeny dimenze horní desky a zároveň navržena výztuž pro přenesení vypočtených namáhání. Maximální svislé účinky se projeví na začátku krčku, kde je uloženo celé přilehlé pole, a to jak ve stavební fázi, tak následně i v rámci finálních stavů. Z tohoto důvodu jsou na počátku krčku navržena diafragmata viz předchozí kapitola.

– Svislé účinky krčku na oblouk [kN] (prvky ve vzdálenosti 1,75 m)



Síly získané z modelu v SW MIDAS Civil byly přeneseny do desko-stěnového modelu oblouku ve SCIA Engineer. Výsledné vyztužení je uvedeno na následujících grafických částech (znázorněna pouze polovina krčku).

- Ohybová výztuž v příčném směru

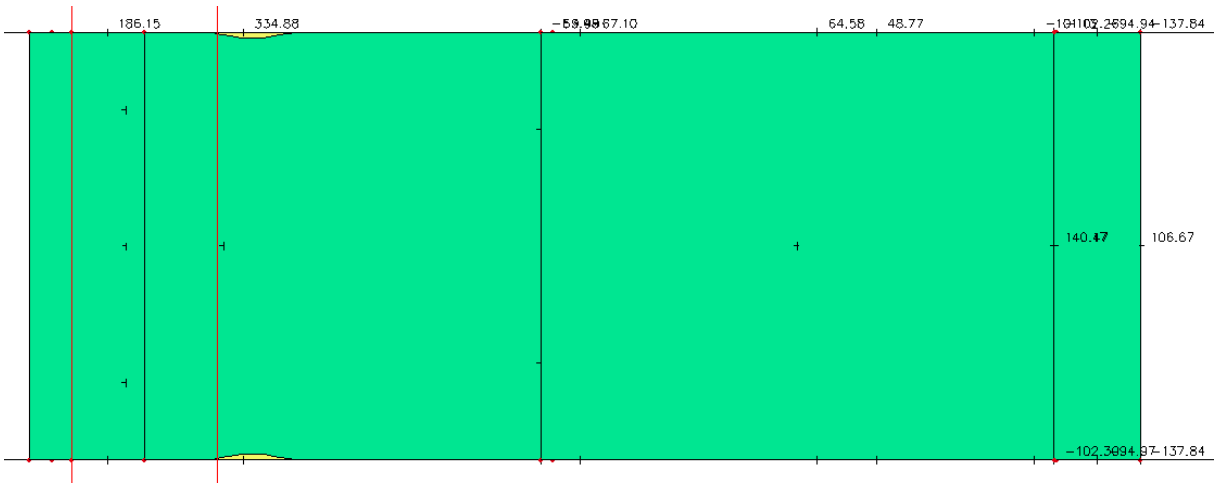
Ø16/150 mm Ø20/150 mm Ø25/150 mm

- Smyková výztuž

Ø12/300x300 mm Ø12/450x150 mm Ø12/300x150 mm

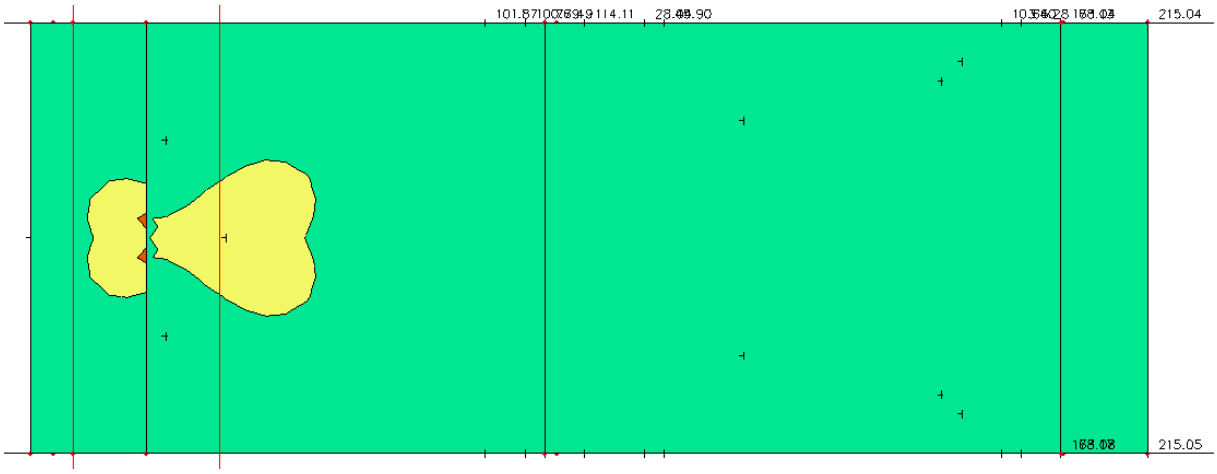
– horní deska – příčná výztuž – horní

Diafragma *Lamela 15* *Lamela 16* *Lamela 17*



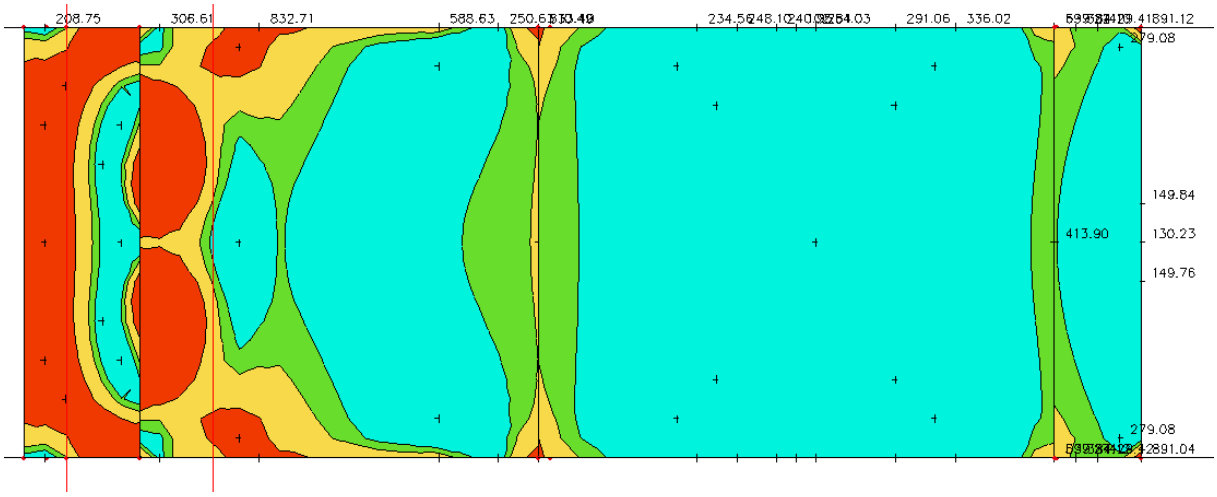
– horní deska – příčná výztuž – spodní

Diafragma *Lamela 15* *Lamela 16* *Lamela 17*



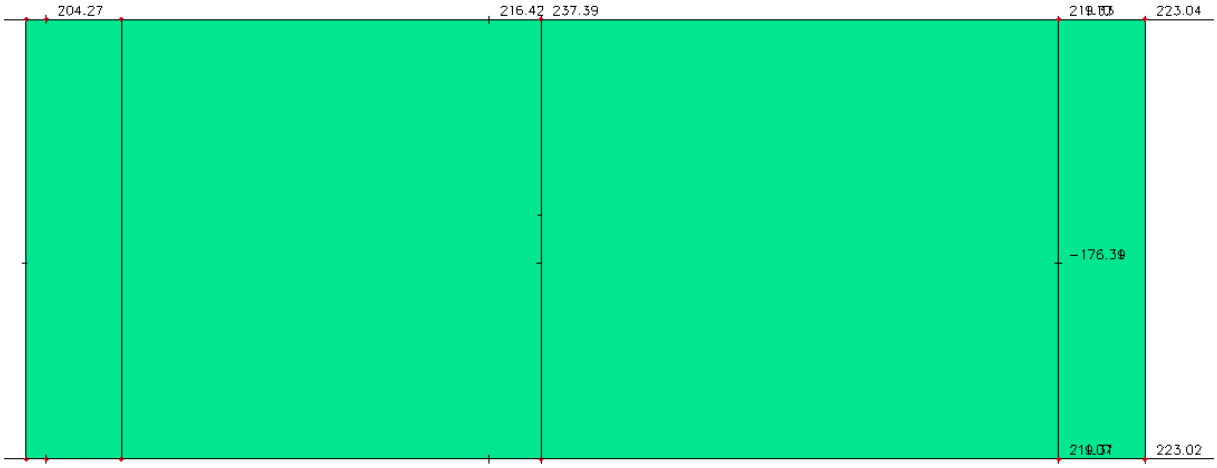
– horní deska – smyková výztuž

Diafragma *Lamela 15* *Lamela 16* *Lamela 17*



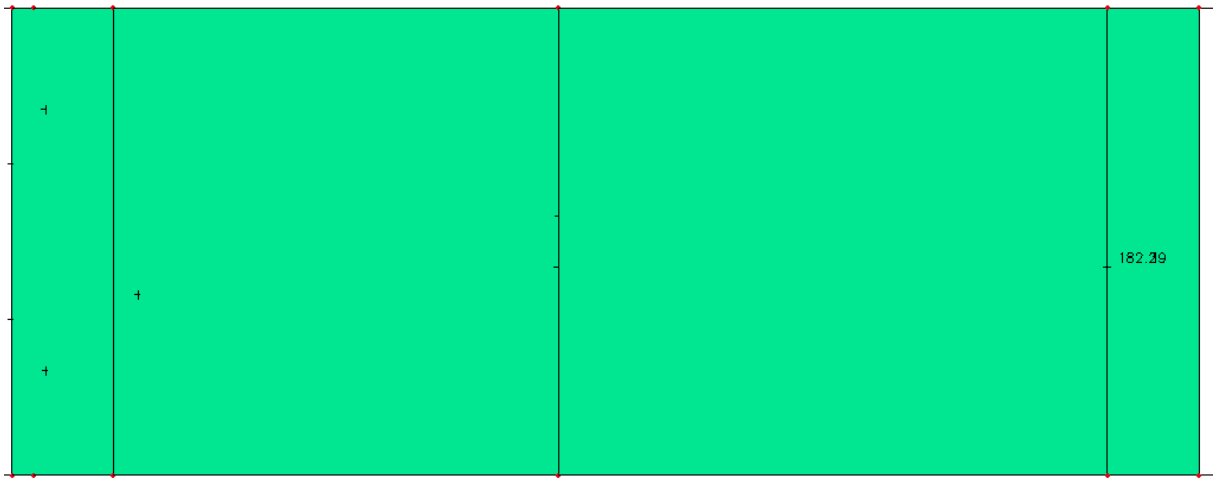
– spodní deska – příčná výztuž – horní

Diafragma *Lamela 15* *Lamela 16* *Lamela 17*



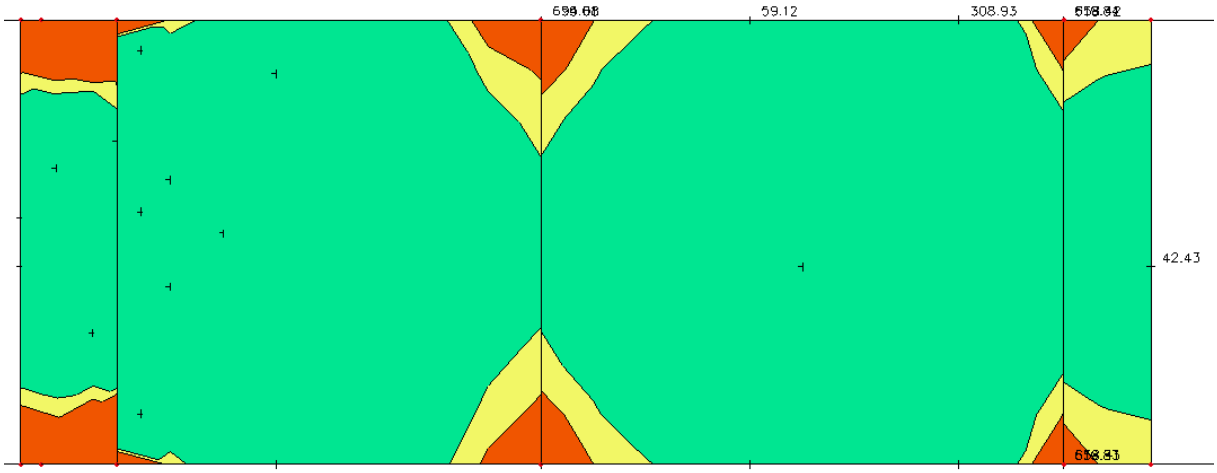
– horní deska – příčná výztuž – spodní

Diafragma *Lamela 15* *Lamela 16* *Lamela 17*



– horní deska – smyková výztuž

Diafragma *Lamela 15* *Lamela 16* *Lamela 17*



6.3 Posouzení na únavu

Pro každou lamelu bylo provedeno posouzení betonářské výztuže a tlačeného betonu dle ČSN EN 1992-2. Pro posouzení byl využit výhledový rozsah dopravy na mostě viz kapitola 4.1.12. Posouzení je součástí souhrnné části mezních stavů únosnosti, viz kapitola 6.1.4.

Výsledky získané pomocí metody uvedené v ČSN EN 1992-2 zejména s ohledem na únavovou pevnost betonu jsou značně konzervativní – dá se předpokládat výrazně nižší vliv únavy na mezní stavy, reálnější předpoklad je možné získat posudkem dle MC2010 (fib Model Code 2010), kdy je uvažován průměrný rozkmit napětí na oblasti 300 mm od tlačeného povrchu. Tato úprava nebyla využita.

6.3.1 Posouzení tlačeného betonu na únavu

Při posouzení únavy oblouku se předpokládá stáří betonu 180 dní. V rámci posouzení betonu na únavu byly využity tyto opravné součinitele:

- $\lambda_{c,0}$ = 1,025 součinitel zohledňující vliv trvale působícího napětí (konzervativně pro max. tlakové napětí σ = 9,1 MPa na celém oblouku při charakteristické kombinaci bez LM71),
- $\lambda_{c,1}$ = 0,850 součinitel zohledňující délku příčinkové čáry a typ prvku (konzervativně max. hodnota pro oblast [1] a smíšenou běžnou dopravu),
- $\lambda_{c,2,3}$ = 0,885 součinitel zohledňující roční objem dopravy a životnost stavby,
- $\lambda_{c,4}$ = 1,000 pouze jedna kolej – neuplatní se.

6.3.2 Posouzení únavy betonářské výztuže

V rámci posouzení výztuže na únavu byly využity tyto opravné součinitele:

- $\lambda_{s,1}$ = 0,700 součinitel zohledňující délku příčinkové čáry a typ prvku (konzervativně max. hodnota pro výztuž [1] a smíšenou běžnou dopravu),
- $\lambda_{s,2}$ = 0,790 součinitel zohledňující roční objem dopravy,
- $\lambda_{s,3}$ = 1,000 součinitel zohledňující životnost stavby,
- $\lambda_{s,4}$ = 1,000 pouze jedna kolej – neuplatní se.

6.4 Nadvýšení konstrukce a vliv reologie

S ohledem na systém výstavby je nutno počítat s významným vlivem reologických jevů na počáteční a finální deformace konstrukce. V rámci projektu je určeno vypočtené celkové nadvýšení oblouku, aby v čase konce životnosti byly splněny požadavky na rovinnost konstrukce.

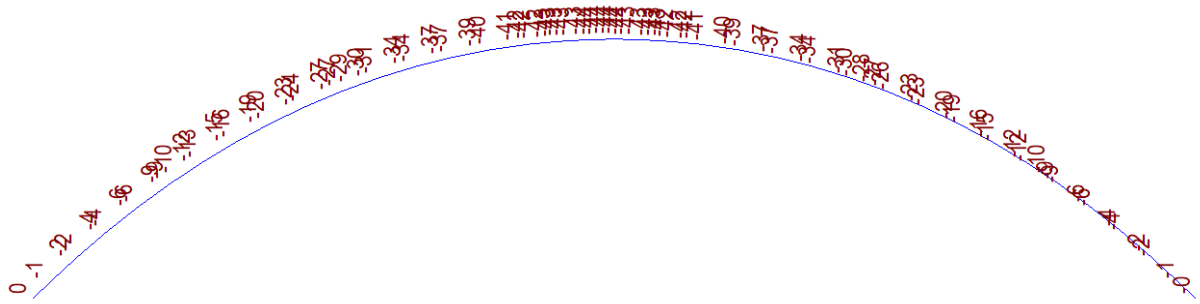
Nadvýšení obloukové nosné konstrukce je uvažováno hodnotou 100 mm ve vrcholu oblouku. Nadvýšení je částečně možno aproximovat parabolou 2° (viz grafické shrnutí jednotlivých účinků níže).

Celková hodnota nadvýšení je stanovena z následujících přičiňujících stavů:

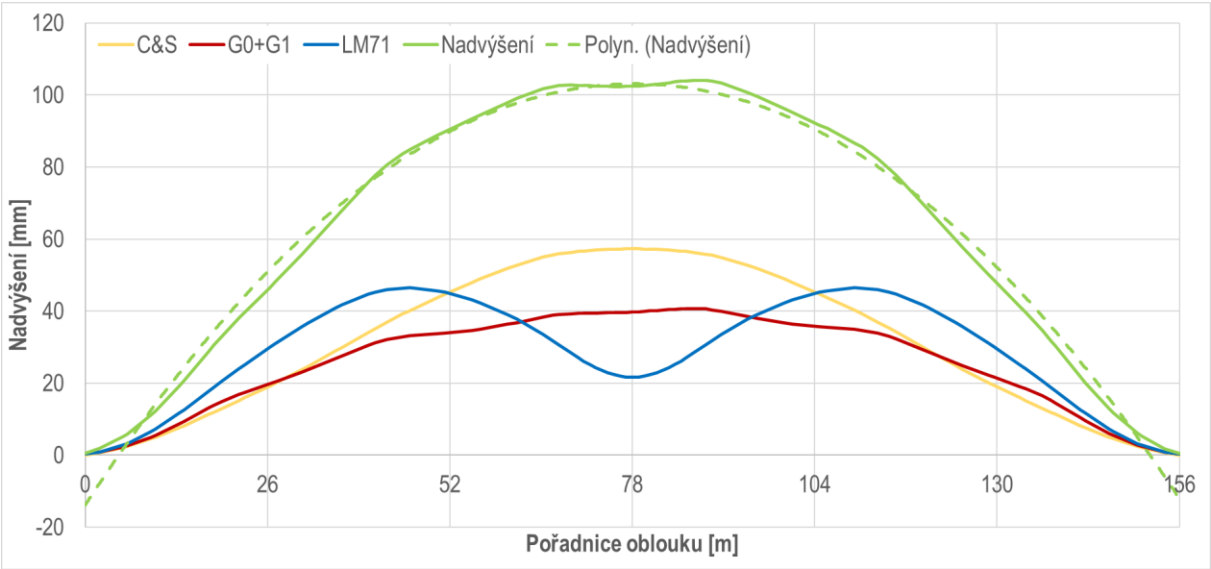
- Svislá deformace od stálých zatížení od zmonolitnění oblouku vč. reologie (G0+G1)
- Dotvarování a smršťování od uvedení do provozu do konce životnosti (C&S)
- 25% průhybu od klasifikovaného zatížení LM71 (α = 1,1)

Deformace oblouku vlivem dotvarování [mm]

Deformace oblouku vlivem smršťování [mm]



Obrázek 6-4: Jednotlivé vlivy pro určení nadvýšení

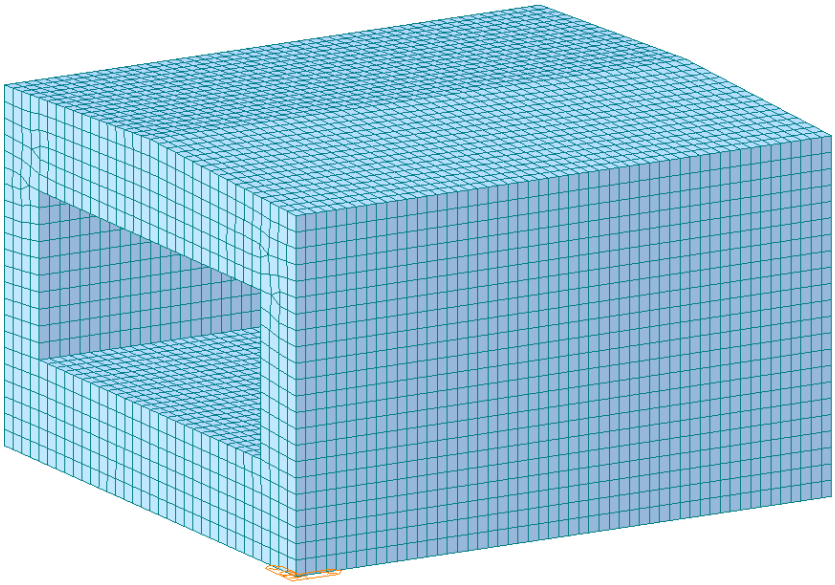


6.5 Vývoj hydratačního tepla v rámci betonáže lamel

S ohledem na předpoklad využití cementů s rychlým nárůstem pevnosti a zároveň s ohledem na vyšší třídu betonu (C45/55) je možné předpokládat, že v relativně masivních deskách průřezu komory může v rámci zrání betonu docházet k nadměrnému vývinu hydratačního tepla. V důsledku tohoto stavu by mohla být překročena maximální teplota 70°C, která je specifikována v TKP SSD 18.

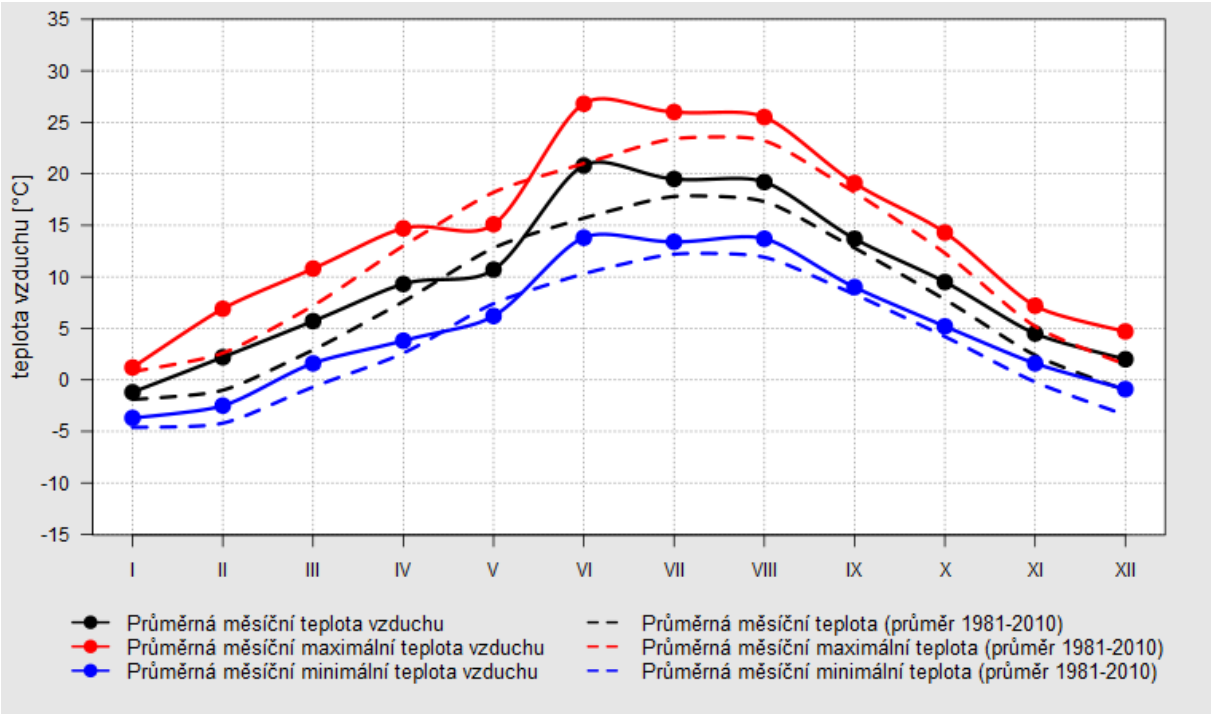
Ověření této skutečnosti bylo provedeno na 3D modelu v SW MIDAS Civil 2020 pomocí prostorových prvků (tzv. brick), kterými byla modelována celá lamela viz render modelu.

Obrázek 6-5: Model patní lamely – axonometrie



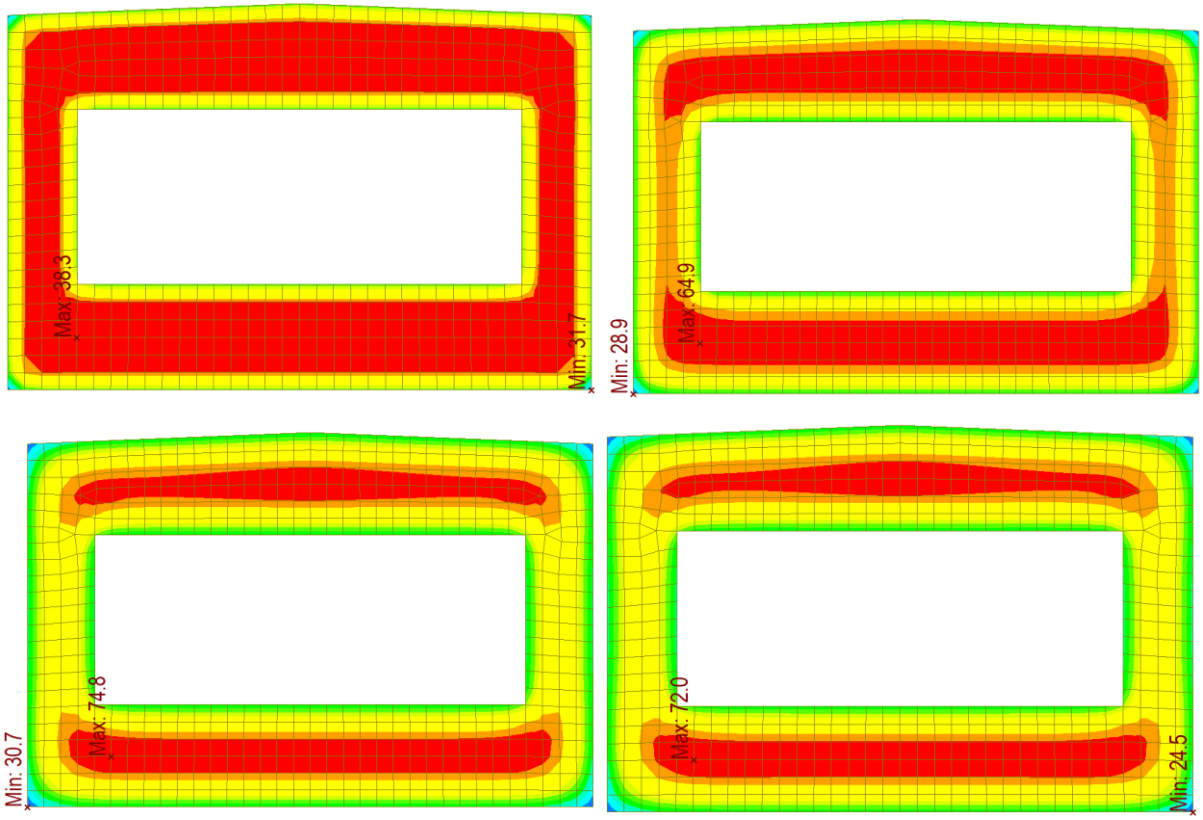
V rámci výpočtu byla řešena pouze patní lamela, která má nejvíce masivní části. Do výpočtu byly zaneseny tyto předpoklady:

- Průměrná teplota vnějšího prostředí 20°C (červenec 2019 dle online dat ČHMÚ, stanice Kocelovice)
  - Teplota je modelována sinusovým průběhem +/-5°C s periodou opakování 1 den
  - Max. teplota 25°C, min. teplota 15°C
- Teplota navazující konstrukce 20°C (předchozí základová lamela)
- Složení směsi
  - Předpoklad portlandský cement typu R (420 kg/m^3 při w=0,42 info pro C45/55)
- Počáteční teplota čerstvého betonu 20°C. Maximální dovolená teplota 27°C (viz TKP SPK 18)
  - Předpoklad opatření pro omezení vlivu vývinu hydratačního tepla
  - Využití chladnějšího kameniva, vody, cementu apod.
- Teplotní vlastnosti betonu
  - Měrná tepelná kapacita c = 1020 J/(kg*K)
  - Součinitel tepelné vodivosti λ = 1,74 W/(m*K) = ~6300 J/(m*hod*K)

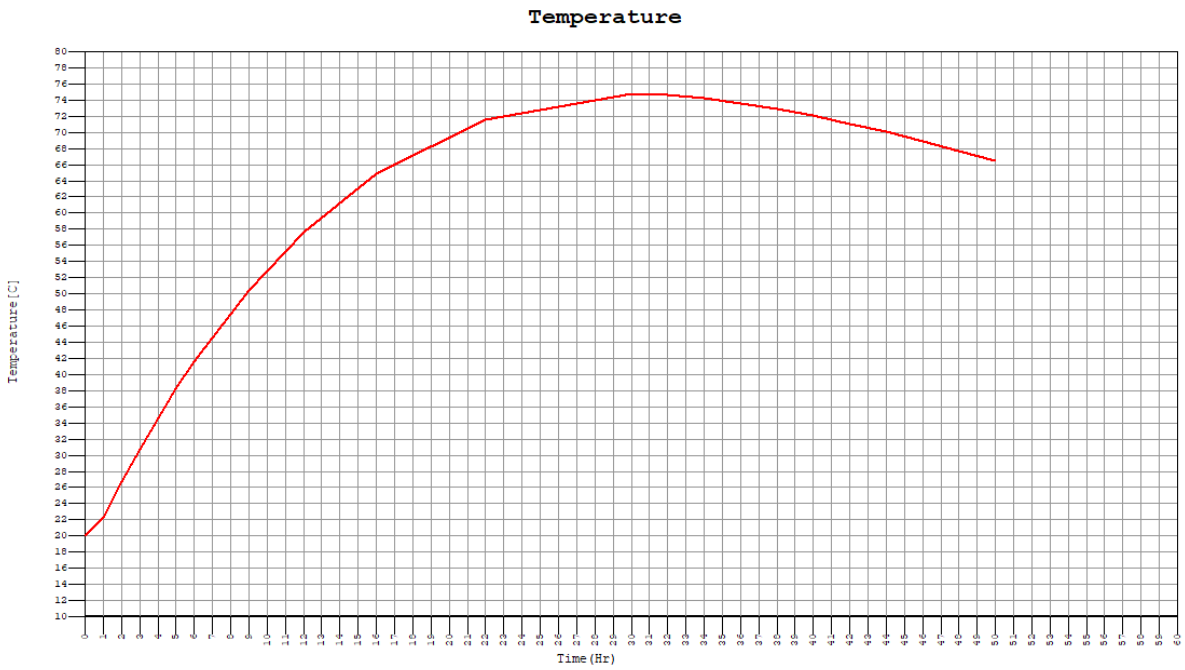


Na základě výše zmíněných předpokladů byly provedeny výpočty vývinu hydratačního tepla pro celou délku lamely 5,3 m. Grafické výsledky viz níže.

Obrázek 6-6: Vývoj teploty v průřezu lamely (zleva nahoře 5 h, 16 h, dole 30 h (max), 40 h)



Obrázek 6-7: Vývoj teploty v kritickém bodě v čase

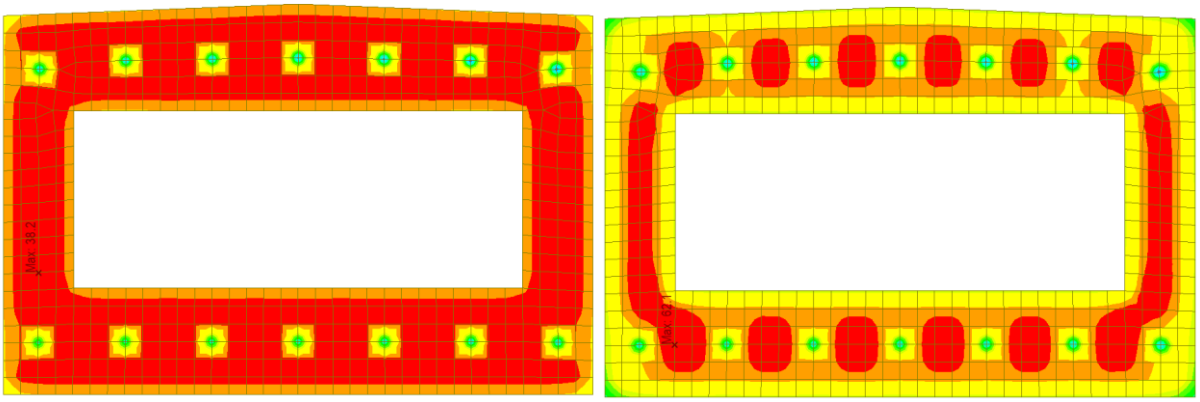


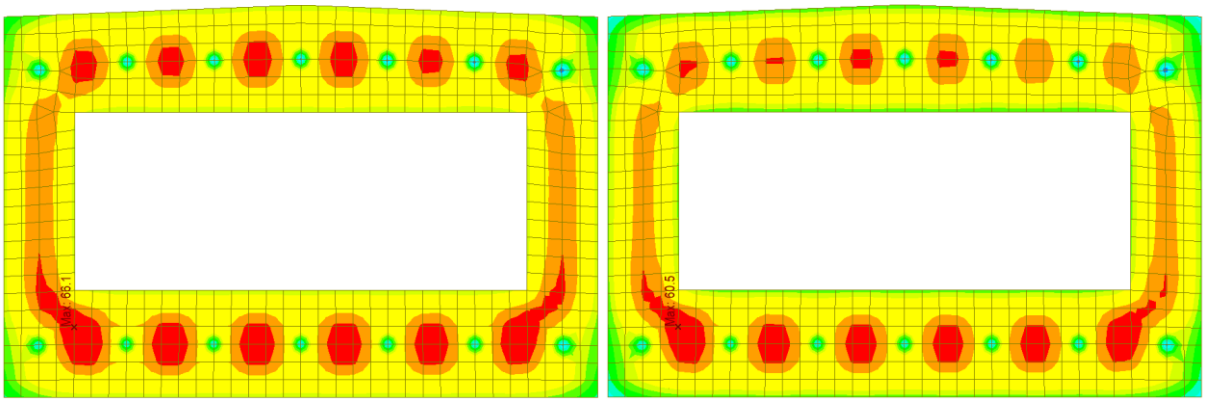
Vzhledem ke skutečnosti, že vypočtené hodnoty dosahují teplot vyšších než 70°C (74,8°C v čase 30 h) je nutné v rámci provádění konstrukce zvolit vhodný systém opatření pro zamezení překročení této teploty v rámci provádění (ranní betonáže s chladným kamenivem, cementem a příměsovou vodou, případně systém chlazení).

Možnost využití systému chlazení byla ověřena kontrolním výpočtem s následujícími parametry:

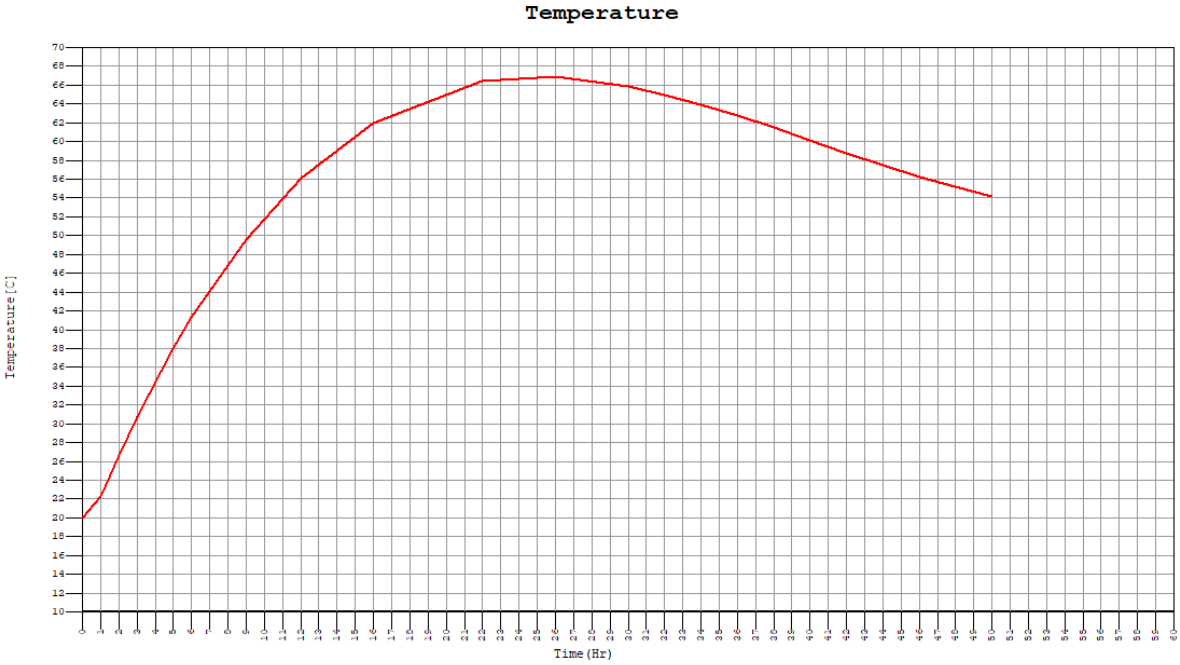
- Parametry chladícího média (voda)
  - Měrná tepelná kapacita c = 4180 J/(kg*K)
  - Hustota ρ = 1000 kg/m^3
  - Vstupní teplota T_0 = 15 °C
- Vedení v ocelových trubkách TR30x1,5, 7ks v horní i spodní desce
  - Rychlost proudění v = 0,6 m/s
  - Průtok Q = 1,25 m^3/h

Obrázek 6-8: Vývoj teploty v průřezu lamely s chlazením (zleva nahoře 5 h, 16 h, dole 30 h (max), 40 h)





Obrázek 6-9: Vývoj teploty v kritickém bodě v čase



6.6 Závěsy v rámci výstavby

Předpokládaný systém výstavby uvažuje s vyvěšováním oblouku po jednotlivých lamelách při celkovém počtu 15 vyvěšených lamel. Parametry jednotlivých závěsů viz souhrnná tabulka.

Závěsy řady 600 jsou zpětné závěsy na straně OP1, závěsy řady 700 jsou závěsy oblouku na straně OP1. Závěsy řady 900 jsou zpětné závěsy na straně OP2 a závěsy řady 800 jsou závěsy oblouku na straně OP2.

Pro všechny závěsy byly ověřeny mezní síly a napětí, která vycházejí z ČSN EN 1993-1-11. Mezní stavy únosnosti byly ověřeny na základě katalogových, charakteristických hodnot únosnosti redukovaných součinitelem γ_R = 1,0 dle vztahu 6.2 ve zmíněné normě.

V mezních stavech použitelnosti byla ověřena napětí založená na katalogových silách F_{uk} přepočtených dle vztahů v kapitole 7.2 v ČSN EN 1993-1-11.

12xY1770S7-15.7:

Charakteristická síla pro přetržení lana	F_{uk} = 3120,0 kN
Návrhová síla pro přetržení lana	F_{Rd} = 2080,0 kN
Průřezová plocha kovových částí	A_m = 1800,0 mm^2
Pevnostní třída závěsného lana	R_r = 1770,0 MPa
Omezené napětí v provozních podmínkách	f_{SLS} = 796,5 MPa

19xY1770S7-15.7:

Charakteristická síla pro přetržení lana	F_{uk} = 4940,0 kN
Návrhová síla pro přetržení lana	F_{Rd} = 3293,0 kN
Průřezová plocha kovových částí	A_m = 2850,0 mm^2
Pevnostní třída závěsného lana	R_r = 1770,0 MPa
Omezené napětí v provozních podmínkách	f_{SLS} = 796,5 MPa

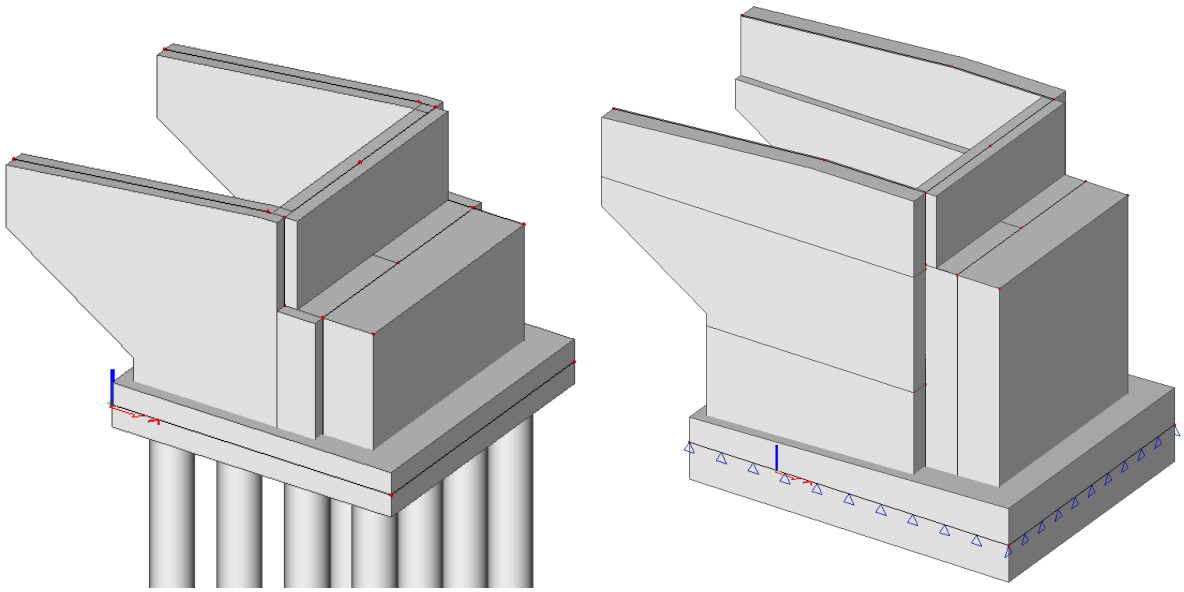
PARAMETRY ZÁVĚSNÝCH KABELŮ												
Závěs			počet lan [ks]	délka [m]	F_{init} [kN]	$F_{max,k}$ [kN]	$F_{max,d}$ [kN]	σ_{init} [MPa]	σ_{max} [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$f_{1.min}$ [Hz]	$f_{1.max}$ [Hz]
1. závěsy	P3	601	12	11.446	325	377	508	180.6	209.2	796.5	5.32	7.13
		701	12	12.256	400	428	577	222	237.5		6.00	7.10
	P9	801	12	12.358	400	428	577	222	237.5		6.27	7.04
		901	12	24.061	300	326	440	167	181.1		2.51	3.16
2. závěsy	P3	602	12	13.107	350	437	590	194	242.7		4.28	6.71
		702	12	16.523	400	424	573	222	235.6		3.81	5.24
	P9	802	12	16.523	400	448	605	222	248.8		4.31	5.39
		902	12	25.467	388	430	580	216	238.8		2.52	3.42
3. závěsy	P3	603	12	14.246	500	571	771	278	317.4		5.05	7.06
		703	12	19.464	525	570	770	292	316.9		3.51	5.16
	P9	803	12	19.464	525	573	774	292	318.6		3.83	5.18
		903	12	26.285	538	594	802	299	330.2		3.04	3.90
4. závěsy	P3	604	12	24.412	375	431	582	208	239.6		1.91	3.58
		704	12	24.760	425	497	671	236	276.3		2.16	3.79
	P9	804	12	24.761	425	492	664	236	273.3		2.40	3.77
		904	12	30.355	488	570	769	271	316.4		2.13	3.31
5. závěsy	P3	605	12	24.680	575	602	813	319	334.5		2.78	4.18
		705	12	27.901	575	619	835	319	343.8		2.27	3.75
	P9	805	12	27.902	575	609	822	319	338.3		2.43	3.72
		905	12	30.951	663	735	992	368	408.2		2.68	3.68
6. závěsy	P3	606	12	26.332	600	633	855	333	351.9		2.44	4.02
		706	12	32.662	600	632	853	333	351.2		1.96	3.24
	P9	806	12	32.663	600	617	833	333	343.0		2.10	3.20
		906	12	33.935	675	755	1019	375	419.4		2.42	3.41
7. závěsy	P3	607	12	27.169	700	724	978	389	402.3		2.70	4.17
		707	12	36.666	700	716	967	389	398.0		2.07	3.07
	P9	807	12	36.667	700	694	937	389	385.4		2.22	3.02
		907	12	35.223	700	758	1023	389	420.9		2.31	3.29
8. závěsy	P3	608	12	51.865	650	648	875	361	360.1		1.48	2.06
		708	12	44.905	650	672	908	361	373.6		1.59	2.43
	P9	808	12	44.906	650	656	885	361	364.3		1.52	2.40
		908	12	54.899	650	675	911	361	375.1		1.39	1.99
9. závěsy	P3	609	12	52.423	650	672	908	361	373.5		1.51	2.08
		709	12	48.851	650	672	908	361	373.6		1.46	2.23
	P9	809	12	48.852	650	664	896	361	368.9		1.44	2.22
		909	12	55.591	650	684	923	361	379.8		1.39	1.98
10. závěsy	P3	610	12	53.011	775	787	1062	431	437.2		1.72	2.23
		710	12	53.111	825	814	1099	458	452.3		1.65	2.26
	P9	810	12	53.112	825	812	1096	458	450.9		1.64	2.26
		910	12	56.306	825	835	1128	458	464.0		1.65	2.16
11. závěsy	P3	611	19	54.905	775	811	1095	272	284.7		1.16	1.73
		711	19	58.604	825	811	1095	289	284.5		0.95	1.62
	P9	811	19	58.604	825	805	1087	289	282.6		0.95	1.62
		911	19	58.552	825	860	1162	289	301.9		1.12	1.67
12. závěsy	P3	612	19	56.453	900	928	1252	316	325.5		1.37	1.80
		712	19	63.252	1100	1014	1369	386	355.9		1.21	1.68
	P9	812	19	63.252	1100	1022	1380	386	358.7		1.22	1.69
		912	19	60.158	1100	1079	1457	386	378.7		1.43	1.83
13. závěsy	P3	613	19	57.157	1000	1009	1362	351	354.1		1.51	1.86
		713	19	68.080	1100	1048	1415	386	367.7		1.23	1.59
	P9	813	19	68.080	1100	1047	1413	386	367.3		1.23	1.59
		913	19	60.968	1100	1097	1481	386	384.9		1.49	1.82
14. závěsy	P3	614	19	57.885	1150	1145	1546	404	401.7		1.69	1.95
		714	19	73.051	1250	1180	1594	439	414.2		1.34	1.57
	P9	814	19	73.051	1250	1179	1592	439	413.7		1.33	1.57
		914	19	61.798	1250	1236	1668	439	433.6		1.66	1.90
15. závěsy	P3	615	19	58.634	1400	1362	1839	491	478.0		1.91	2.10
		715	19	78.131	1400	1322	1784	491	463.8		1.41	1.56
	P9	815	19	78.130	1400	1314	1774	491	461.1		1.41	1.55
		915	19	62.645	1400	1381	1864	491	484.4		1.80	1.98

7 Spodní stavba

7.1 Opěry

Pro správnou dimenzaci základů, křídel a pilot (pouze OP1) byly zhotoveny komplexní 3D desko-stěnové modely v MKP SW SCIA Engineer 2008. Výsledky na dřík a závěrnou zídku jsou nižší než níže uvedená konzervativní posouzení.

Obrázek 7-1: Model opěry OP1 (vlevo), na OP2 (vpravo)



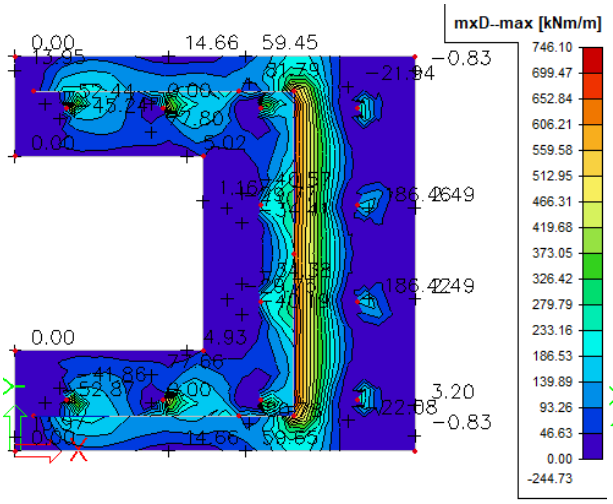
7.1.1 Základy

Základy byly navrženy na základě výsledků z komplexního MKP modelu.

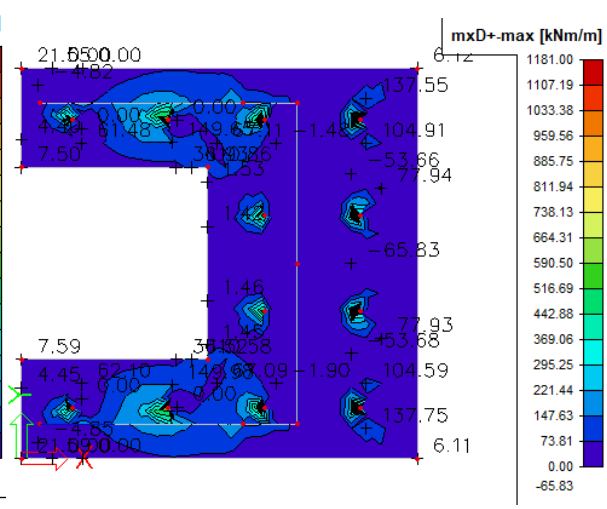
7.1.1.1 Základ opěry OP1 – vnitřní síly

Založení opěry OP1 je realizováno skupinou 12 velkoprůměrových pilot. Návrh vyztužení ohybovou výztuží je proveden konzervativně pro extrémní dosažené hodnoty (mimo singularity). Smyková výztuž je s ohledem na geometrii opěry, kdy zatížení přechází z dříku, resp. křídel přímo do pilot navržena konstrukční z třmínků Ø16 s osovou roztečí větví max 450/450 mm.

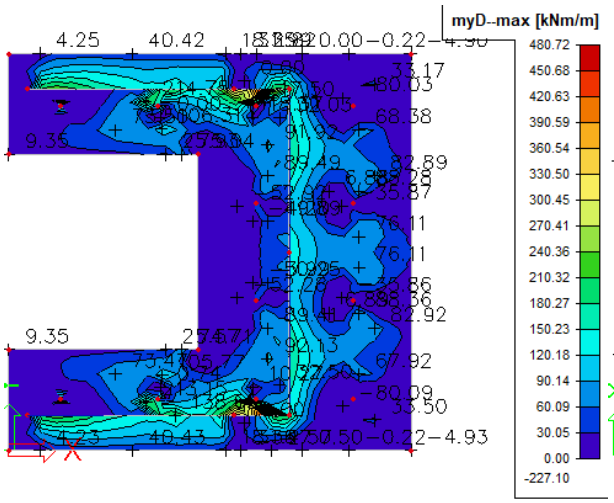
– mx_{D-} (spodní – směr mostu)



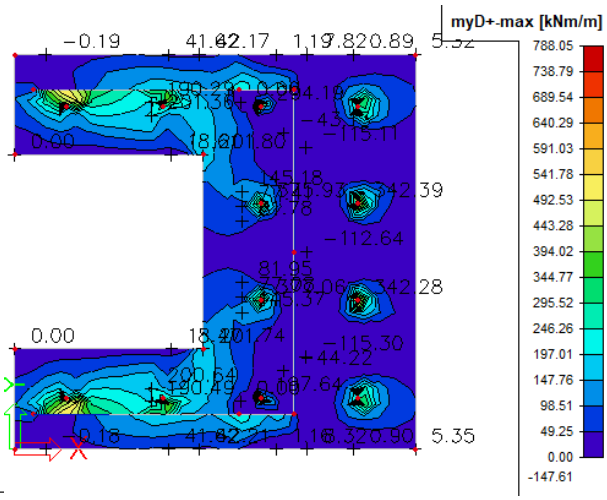
- mx_{D+} (horní – směr mostu)



– my_{D-} (spodní – kolmo na most)



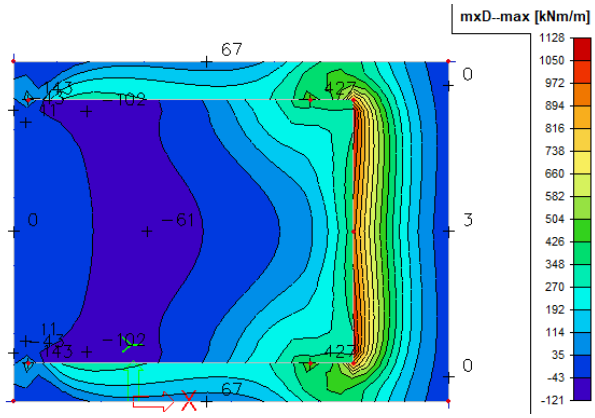
- my_{D+} (horní – kolmo na most)



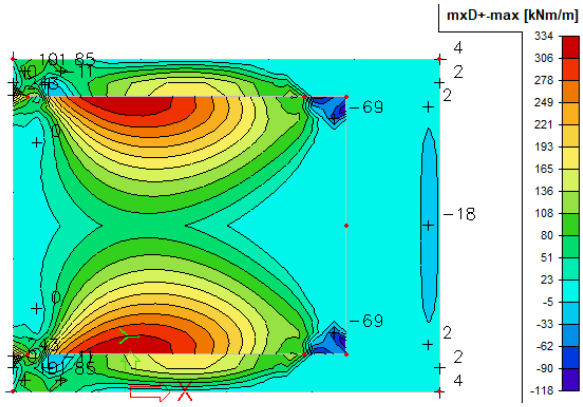
7.1.1.2 Základ opěry OP2 – vnitřní síly

Založení opěry OP2 je plošné na vrstvách rul a pararul typu R3. Návrh vyztužení ohybovou výztuží je proveden konzervativně pro extrémní dosažené hodnoty (mimo singularity). Smyková výztuž je s ohledem na tuhost podloží a mohutnost celého základu pilot navržena konstrukční z třmínků Ø16 s osovou roztečí větví max 450/450 mm.

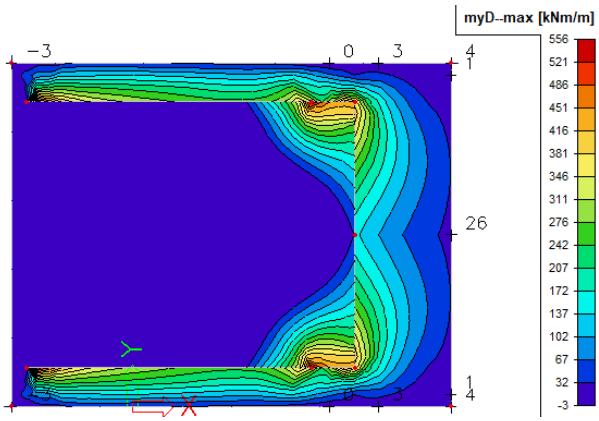
– mx_{D-} (spodní – směr mostu)



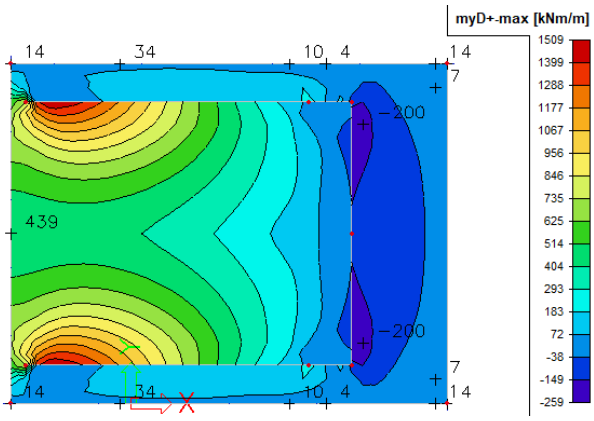
- mx_{D+} (horní – směr mostu)



– my_{D-} (spodní – kolmo na most)



- my_{D+} (horní – kolmo na most)



7.1.1.3 Základ opěry OP1 – posouzení

– základ OP1 mx_{D-} (spodní – směr mostu)

Základ opěry OP1 - mxD- spodní výztuž ve směru mostu

Průřez

b_{eff}	= 1000 mm	b_w	= 1000 mm	H	= 1000 mm		
c_1	= 50 mm	c_2	= 50 mm	$w_{k,max}$	= 0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C25/30	f_{ck} =	25.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	31.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	15.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.45	-	$f_{c,t,m}$ =	2.6	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.079	$A_{s1,1}$	= 3272 mm²	(0.327%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 20 mm		z=0.076	A_{s2}	= 2094 mm²	(0.209%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm² (pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

1 246 < 3 272 < 5367 < 40 000 **Vyhovuje**

Smyková výztuž

třmínky: 5 Φ 16 mm, $s_{w,st}$ = 1000 mm; $A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²; $A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²/m²; α_w = 90 °; $\rho_{w,s}$ = 0.10%

ohyby: 0 Φ 16 mm, $s_{w,b}$ = 450 mm; $A_{w,bend}$ = mm²; α_b = 45 °

$\rho_{w,b}$ = 0.00% < $\rho_{w,s}$ = 0.10% **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.08% 0.10% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	746	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	305	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	583	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	341	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.083 / 1.000)= 0.289 m λ = 0.000 / 0.289 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.466 *(0.355 * 25.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 922 = **0.336 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.336 MN > V_{Ed} = 0.305 MN **91% Vyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = **1.428** < 2.5 θ = **35.00°** **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = **0.54** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = **0.436 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.54 * 15.0 * 1000 * 832 /(0.70021 + 1.42815)= **3.166 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1005 * 434.8 * 0.832 * 1.42815 / 1000 = **0.519 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.832 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.519 MN > V_{Ed} = 0.305 MN **59% Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.596 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.279 m

Úprava polohy N.O. +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = **0.721 m**

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0008 MN **Silová podmínka vyhovuje**

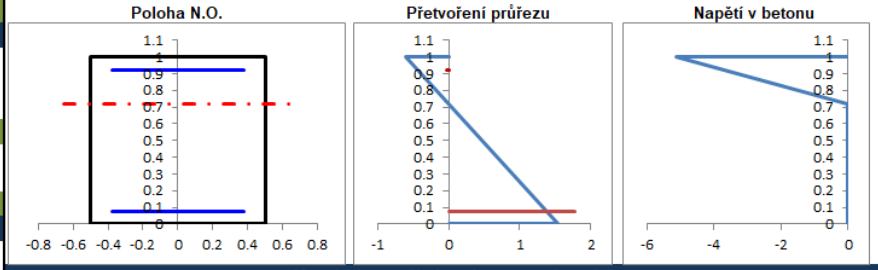
Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 0.746 MNm rameno vnitřních sil z = 0.832 m

Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.714	-	-5.111	-0.6	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.897	0.266	355.2	1.8	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.182	0.170	-5.6	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 15.000 MPa > σ_{cc} = 5.111 MPa 34% Vyhovuje

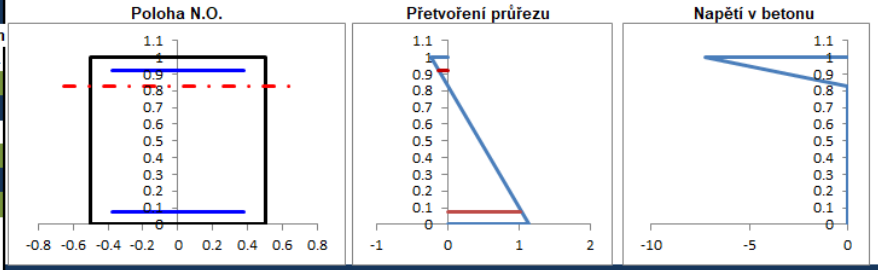
Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 355.220 MPa 76% Vyhovuje



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 15.000 MPa > σ_{cc} = 7.273 MPa 48% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 206.340 MPa 52% Vyhovuje



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 11.250 MPa > σ_{cc} = 4.253 MPa 38% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 120.671 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(120.671 - 0.4 * 155.9209 *(1 + 0.107581)/ 200.0 = 0.0003

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 120.671 / 200.0 = 0.000362 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00036**

$s_{r,max}$ = 1.77996 * 66 + 0.17 * 1499.24 = 372 mm

w_k = 372 * 0.000362 = **0.135 mm** σ_{ct} = 1.893 MPa Trhliny při char.komb.

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.135 mm 67% Vyhovuje

– základ OP1 mx_{D+} (horní – směr mostu)

Základ opěry OP1 - mxD+ horní výztuž ve směru mostu

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1000 mm	
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm	XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C25/30	f_{ck} =	25.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} = 0.9	-	E_{cm} = 31.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c = 1.5	-	f_{cd} = 15.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e = 6.45	-	$f_{c,t,m}$ = 2.6	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} = -1.75		ε_{cu3} = -3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 20 mm	1. řada	z=0.076	$A_{s1,1}$	= 2094 mm²	(0.209%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.079	A_{s2}	= 3272 mm²	(0.327%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

9.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 419 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
1 249	<	2 094	<	5367	<	40 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	5 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 1000 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.10%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.10%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.08%	<	0.10%	<	1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	137	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	305	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	104	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	72	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.083 / 1.000)= 0.289 m λ = 0.000 / 0.289 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.465 *(0.227 * 25.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 924 = 0.290 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.290 MN < V_{Ed} = 0.305 MN 105% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = 0.54 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = 0.436 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.54 * 15.0 * 1000 * 850 /(0.70021 + 1.42815)= 3.233 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1005 * 434.8 * 0.850 * 1.42815 / 1000 = 0.530 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.850 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.530 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 58% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.119 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.218 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 0.782 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm | -0,1 mm | +1,0 mm | -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0009 MN — Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 0.137 MNm rameno vnitřních sil z = 0.850 m

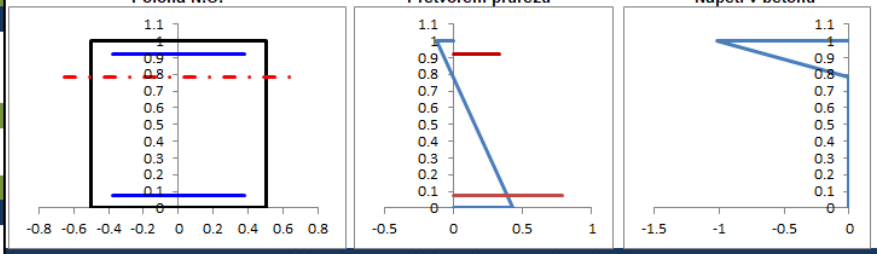
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.111	-	-1.017	-0.1	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.161	0.170	158.2	0.8	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.050	0.266	66.0	0.3	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 15.000 MPa > σ_{cc} = 1.017 MPa 7% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 158.163 MPa 34% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu

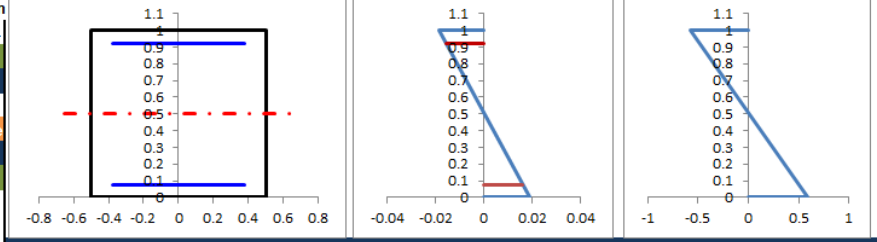


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 15.000 MPa > σ_{cc} = 0.577 MPa 4% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 3.201 MPa 1% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 11.250 MPa > σ_{cc} = 0.400 MPa 4% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 2.216 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(2.216 - 0.4 * 235.8676 *(1 + 0.071117)/ 200.0 = -0.0005

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 2.216 / 200.0 = 6.65E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00001

$s_{r,max}$ = 1.77996 * 66 + 0.17 * 1814.366 = 426 mm

w_k = 426 * 6.65E-06 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.405 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

SUDOP PRAHA

– základ OP1 my_D- (spodní – kolmo na most)

Základ opěry OP1 - myD- spodní výztuž kolmo na most

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1000 mm	
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm	XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C25/30	f_{ck} =	25.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 31.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 15.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.45	-	$f_{c,t,m}$ = 2.6 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 20 mm	1. řada	z=0.101	$A_{s1,1}$	= 2094 mm²	(0.209%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.094	A_{s2}	= 1340 mm²	(0.134%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

9.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 419 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$ <	$A_{s,t}$ <	A_s <	$A_{s,max}$	
1 215 <	2 094 <	3435 <	40 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	5 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 1000 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.10%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.10%	Vyhovuje	

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ <	$\rho_{w,s}$ <	$\rho_{w,s,max}$	
0.08%	0.10%	1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	481	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	305	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	369	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	255	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.083 / 1.000)= 0.289 m λ = 0.000 / 0.289 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.472 *(0.233 * 25.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 899 = 0.286 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.286 MN < V_{Ed} = 0.305 MN 107% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.54 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = 0.436 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.54 * 15.0 * 1000 * 818 /(0.70021 + 1.42815)= 3.114 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1005 * 434.8 * 0.818 * 1.42815 / 1000 = 0.511 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.818 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.511 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 60% Vyhovuje

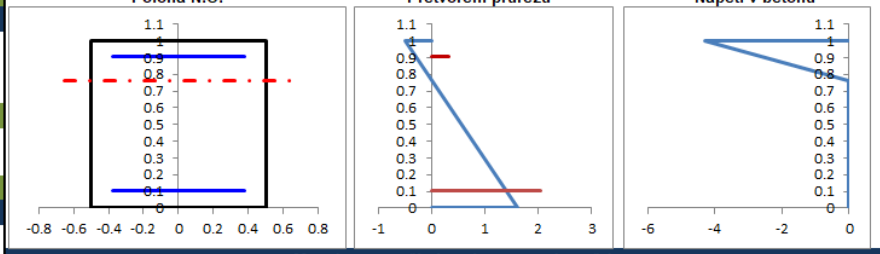
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.500	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.236	m	+0,1 mm / -0,1 mm / +1,0 mm / -1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	0.764	m	
Silová podmínka rovnováhy	celkem	0.0001	MN	Silová podmínka vyhovuje
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.481	MNm	rameno vnitřních sil z = 0.818 m
Interakce ohybového a smykového namáhání				

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.507	-	-4.288	-0.5	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.588	0.265	407.2	2.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.081	0.170	66.3	0.3	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	4.288	MPa	29% Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	407.176	MPa	87% Vyhovuje

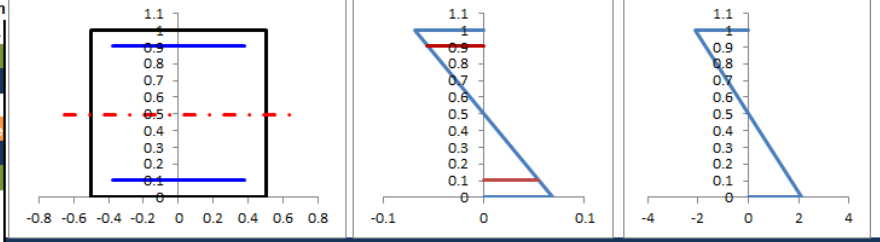
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	2.131	MPa	14% Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	11.455	MPa	3% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 11.250 MPa > σ_{cc} = 1.472 MPa 13% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 7.916 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(7.916 - 0.4 * 313.4557 *(1 + 0.053514)/ 200.0 = -0.0006

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 7.916 / 200.0 = 2.37E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00002

$s_{r,max}$ = 1.43685 * 91 + 0.17 * 2411.197 = 541 mm

w_k = 541 * 2.37E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 1.462 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

– základ OP1 my_{D+} (horní – kolmo na most)

Základ opěry OP1 - myD+ horní výztuž kolmo na most

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1000 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C25/30	f_{ck} =	25.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	31.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	15.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.45	-	$f_{c,t,m}$ =	2.6	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	1. řada	z=0.094	$A_{s1,1}$	= 1340 mm²	(0.134%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 20 mm		z=0.101	A_{s2}	= 2094 mm²	(0.209%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

6.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 268 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
1 225	<	1 340	<	3435	<	40 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	5 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 1000 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.10%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.10%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.08%	<	0.10%	<	1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	202	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	305	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	158	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	90	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.083 / 1.000)= 0.289 m λ = 0.000 / 0.289 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.470 *(0.148 * 25.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 906 = 0.247 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.283 MN < V_{Ed} = 0.305 MN 108% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.54 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = 0.436 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.54 * 15.0 * 1000 * 835 /(0.70021 + 1.42815)= 3.179 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1005 * 434.8 * 0.835 * 1.42815 / 1000 = 0.522 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.835 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.522 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 58% Vyhovuje

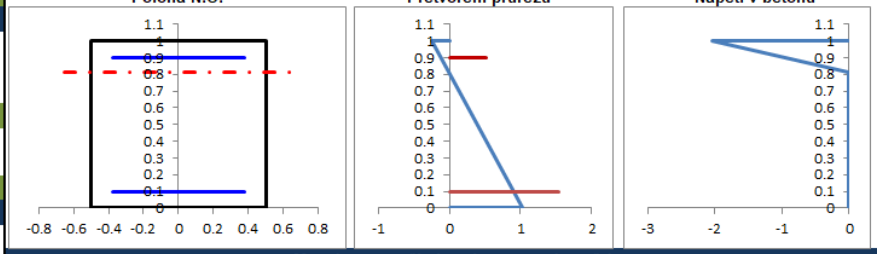
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.239	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.190	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	0.810	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	0.0008	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.202	MNm	rameno vnitřních sil	z = 0.835 m
Interakce ohybového a smykového namáhání					

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.194	-	-2.045	-0.2	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.242	0.170	306.8	1.5	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.047	0.265	104.3	0.5	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	2.045	MPa	14%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	306.790	MPa	66%	Vyhovuje

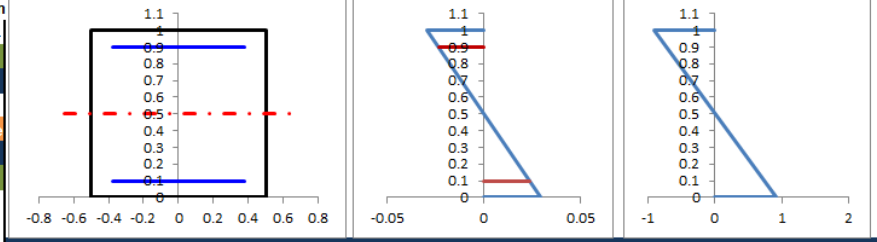
Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	0.906	MPa	6%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	4.948	MPa	1%	Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	11.250	MPa	>	σ_{cc} =	0.516	MPa	5%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	2.822	MPa		Dlouhodobé účinky:			Ano	

ε_{sm}-ε_{cm} =(2.822 - 0.4 * 455.8297 *(1 + 0.036799)/ 200.0 = -0.0009

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 2.822 / 200.0 = 8.46E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00001

$s_{r,max}$ = 1.49202 * 86 + 0.17 * 2805.106 = 605 mm

w_k = 605 * 8.46E-06 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.520 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

SUDOP PRAHA

7.1.1.4 Základ opěry OP2 – posouzení

– základ OP2 mx_{D-} (spodní – směr mostu)

Základ opěry OP1 - mxD- spodní výztuž ve směru mostu

Průřez

b_{eff}	= 1000 mm	b_w	= 1000 mm	H	= 1840 mm		
c_1	= 50 mm	c_2	= 50 mm	$w_{k,max}$	= 0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C25/30	f_{ck} =	25.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	31.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	15.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.45	-	$f_{c,t,m}$ =	2.6	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.079	$A_{s1,1}$	= 3272 mm²	(0.178%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 20 mm		z=0.076	A_{s2}	= 2094 mm²	(0.114%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm² (pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
2 382	<	3 272	<	5367	<	73 600	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	5 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 1000 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.10%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.10%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.08%	<	0.10%	<	1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	1128 kNm	N_{Ed} =	0 kN	V_{Ed} =	305 kN			(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:		Ne		$e_{MSÚ}$ =	0.000 m			
$M_{Ek,char}$ =	868 kNm	$N_{Ek,char}$ =	0 kN	e_{char} =	0.000 m			(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	606 kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0 kN	e_{kvazi} =	0.000 m			(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.519 / 1.840)= 0.531 m λ = 0.000 / 0.531 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.337 *(0.186 * 25.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 1762 = 0.472 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.477 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 64% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = 0.54 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = 0.436 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.54 * 15.0 * 1000 * 1633 /(0.70021 + 1.42815)= 6.215 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1005 * 434.8 * 1.633 * 1.42815 / 1000 = 1.019 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.633 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 1.019 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 30% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.326 [.10⁻³] *Úprava polohy N.O.*

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.415 m +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 1.425 m

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0001 MN Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 1.128 MNm rameno vnitřních sil z = 1.633 m

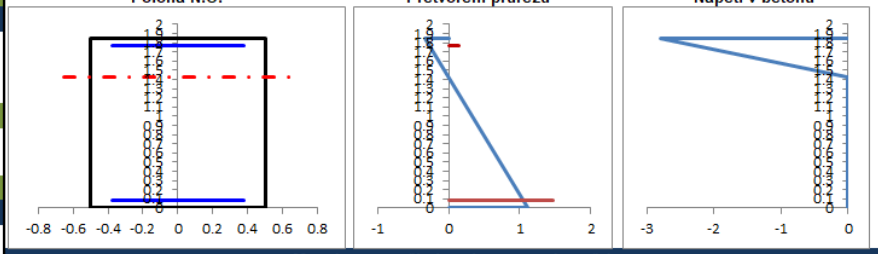
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.579	-	-2.791	-0.3	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.691	0.266	292.3	1.5	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.111	0.170	28.0	0.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 15.000 MPa > σ_{cc} = 2.791 MPa 19% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 292.328 MPa 63% Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu

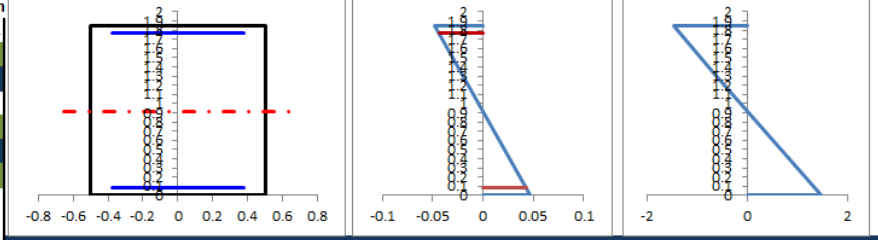


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 15.000 MPa > σ_{cc} = 1.474 MPa 10% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 8.633 MPa 2% Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 11.250 MPa > σ_{cc} = 1.029 MPa 9% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 6.027 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(6.027 - 0.4 * 155.9209 *(1 + 0.107581)/ 200.0 = -0.0003

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 6.027 / 200.0 = 1.81E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00002

$s_{r,max}$ = 1.77996 * 66 + 0.17 * 1499.24 = 372 mm

w_k = 372 * 1.81E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 1.022 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

– základ OP2 mx_{D+} (horní – směr mostu)

Základ opěry OP1 - mxD+ horní výztuž ve směru mostu

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1840 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C25/30		f_{ck} =	25.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	31.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	15.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.45	-	$f_{c,t,m}$ =	2.6	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.079	$A_{s1,1}$ = 3272 mm²	(0.178%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.079	A_{s2} = 3272 mm²	(0.178%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
2 382	<	3 272	<	6545	<	73 600	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	5 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 1000 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.10%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.10%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.08%		0.10%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	334 kNm	N_{Ed} =	0 kN	V_{Ed} =	305 kN			(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:		Ne		$e_{MSÚ}$ =	0.000 m			
$M_{Ek,char}$ =	259 kNm	$N_{Ek,char}$ =	0 kN	e_{char} =	0.000 m			(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	181 kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0 kN	e_{kvazi} =	0.000 m			(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.519 / 1.840)= 0.531 m λ = 0.000 / 0.531 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.337 *(0.186 * 25.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 1762 = 0.472 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.477 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 64% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.54 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = 0.436 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.54 * 15.0 * 1000 * 1642 /(0.70021 + 1.42815)= 6.247 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1005 * 434.8 * 1.642 * 1.42815 / 1000 = 1.025 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.642 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 1.025 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 30% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.091	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.398	m	+0,1 mm / -0,1 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	1.442	m	+1,0 mm / -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0008 MN — Silová podmínka vyhovuje

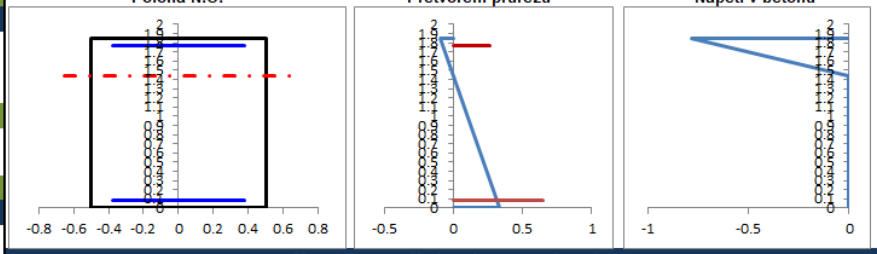
Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 0.334 MNm rameno vnitřních sil z = 1.642 m

Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.155	-	-0.780	-0.1	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.204	0.218	128.9	0.6	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.048	0.218	52.0	0.3	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	0.780	MPa	5%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	128.903	MPa	28%	Vyhovuje

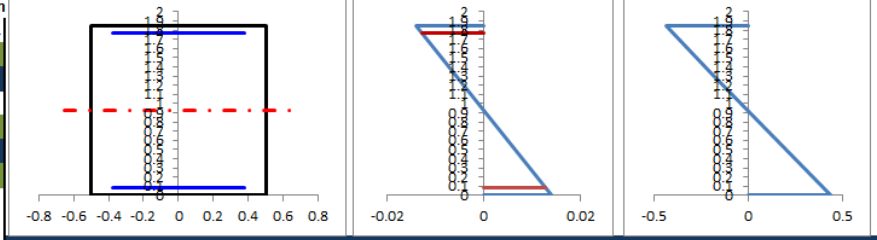
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	$0{,}6.f_{ck}$ =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	0.434	MPa	3%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	$0{,}8.f_{yk}$ =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	2.561	MPa	1%	Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton $0{,}45.f_{ck}$ = 11.250 MPa > σ_{cc} = 0.303 MPa 3% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 1.790 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(1.790 - 0.4 * 155.9209 *(1 + 0.107581)/ 200.0 = -0.0003

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 1.790 / 200.0 = 5.37E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00001

$s_{r,max}$ = 1.77996 * 66 + 0.17 * 1499.24 = 372 mm

w_k = 372 * 5.37E-06 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.303 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

SUDOP PRAHA

– základ OP2 my_{D-} (spodní – kolmo na most)

Základ opěry OP1 - myD- spodní výztuž kolmo na most

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1840 mm	
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm	XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C25/30	f_{ck} =	25.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 31.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 15.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.45	-	$f_{c,t,m}$ = 2.6 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.104	$A_{s1,1}$ = 3272 mm²	(0.178%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.099	A_{s2} = 3272 mm²	(0.178%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
2 348	<	3 272	<	6545	<	73 600	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	5 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 1000 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.10%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.10%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.08%		0.10%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	556 kNm	N_{Ed} =	0 kN	V_{Ed} =	305 kN			(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:		Ne		$e_{MSÚ}$ =	0.000 m			
$M_{Ek,char}$ =	427 kNm	$N_{Ek,char}$ =	0 kN	e_{char} =	0.000 m			(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	316 kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0 kN	e_{kvazi} =	0.000 m			(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.519 / 1.840)= 0.531 m λ = 0.000 / 0.531 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.339 *(0.188 * 25.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 1737 = 0.468 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.471 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 65% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = 0.54 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = 0.436 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.54 * 15.0 * 1000 * 1611 /(0.70021 + 1.42815)= 6.132 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1005 * 434.8 * 1.611 * 1.42815 / 1000 = 1.006 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.611 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 1.006 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 30% Vyhovuje

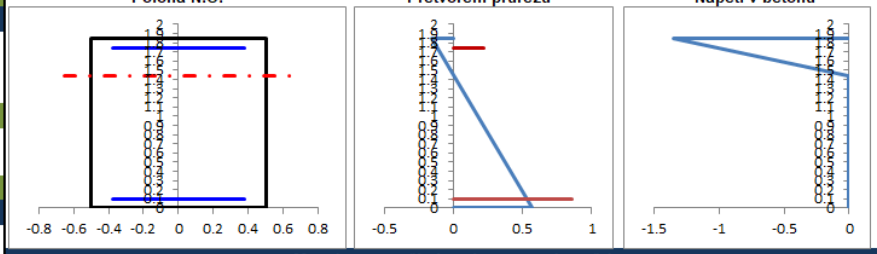
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku		ε_c =	-0.157	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*
excentricita tlačených vláken		e_{z+} =	0.399	m	+0,1 mm / -0,1 mm / +1,0 mm / -1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken		e_z =	1.441	m	
Silová podmínka rovnováhy	celkem	-0.0008	MN		Silová podmínka vyhovuje
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.556	MNm	rameno vnitřních sil	z = 1.611 m
Interakce ohybového a smykového namáhání					

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.268	-	-1.347	-0.2	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.345	0.218	172.0	0.9	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.077	0.218	42.9	0.2	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	1.347	MPa	9%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	172.029	MPa	37%	Vyhovuje

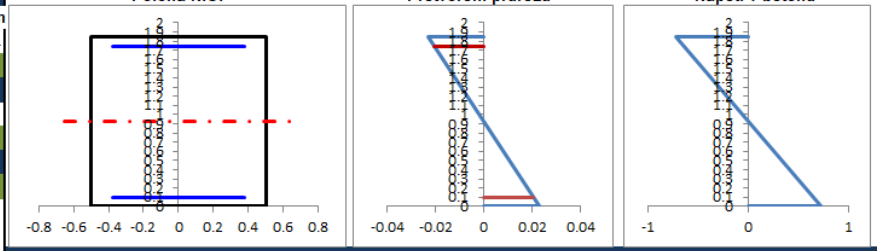
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	15.000	MPa	>	σ_{cc} =	0.718	MPa	5%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	4.227	MPa	1%	Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	11.250	MPa	>	σ_{cc} =	0.531	MPa	5%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	3.128	MPa		Dlouhodobé účinky:			Ano	

ε_{sm}-ε_{cm} =(3.128 - 0.4 * 205.5773 *(1 + 0.081596)/ 200.0 = -0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 3.128 / 200.0 = 9.39E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00001

$s_{r,max}$ = 1.43685 * 91 + 0.17 * 1976.704 = 467 mm

w_k = 467 * 9.39E-06 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.531 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

– základ OP2 my_{D+} (horní – kolmo na most)

Základ opěry OP1 - myD+ horní výztuž kolmo na most

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1680 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C25/30	f_{ck} =	25.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	31.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	15.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.45	-	$f_{c,t,m}$ =	2.6	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.099	$A_{s1,1}$	= 3272 mm²	(0.195%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.104	A_{s2}	= 3272 mm²	(0.195%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

2 138 < 3 272 < 6545 < 67 200 **Vyhovuje**

Smyková výztuž

třmínky: 5 Φ 16 mm, $s_{w,st}$ = 1000 mm; $A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²; $A_{w,stirrup}$ = 1005 mm²/m²; α_w = 90 °; $\rho_{w,s}$ = 0.10%

ohyby: 0 Φ 16 mm, $s_{w,b}$ = 450 mm; $A_{w,bend}$ = mm²; α_b = 45 °

$\rho_{w,b}$ = 0.00% < $\rho_{w,s}$ = 0.10% **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.08% 0.10% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	1509	kNm	N_{Ed} =	0	kN	V_{Ed} =	305	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	0.000	m	
$M_{Ek,char}$ =	1168	kNm	$N_{Ek,char}$ =	0	kN	e_{char} =	0.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	803	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0	kN	e_{kvazi} =	0.000	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.395 / 1.680)= 0.485 m λ = 0.000 / 0.485 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.356 *(0.207 * 25.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 1582 = 0.445 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.445 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 69% **Vyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.54 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = 0.436 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.54 * 15.0 * 1000 * 1461 /(0.70021 + 1.42815)= 5.560 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1005 * 434.8 * 1.461 * 1.42815 / 1000 = 0.912 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.461 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.912 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 33% **Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.494 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.377 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 1.303 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm, -0,1 mm, +1,0 mm, -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem 0.0005 MN **Silová podmínka vyhovuje**

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 1.509 MNm rameno vnitřních sil z = 1.461 m

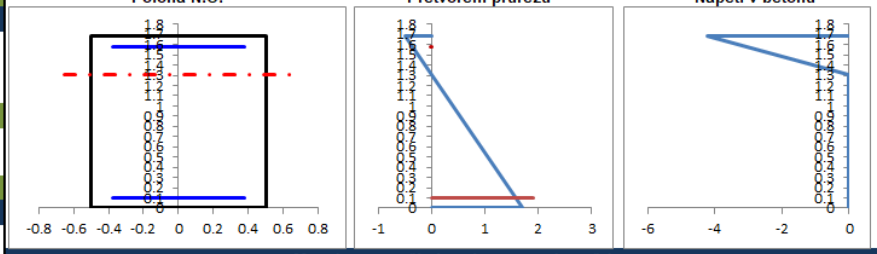
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.798	-	-4.233	-0.5	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.033	0.218	382.2	1.9	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.234	0.218	-5.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 15.000 MPa > σ_{cc} = 4.233 MPa 28% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 382.182 MPa 82% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu

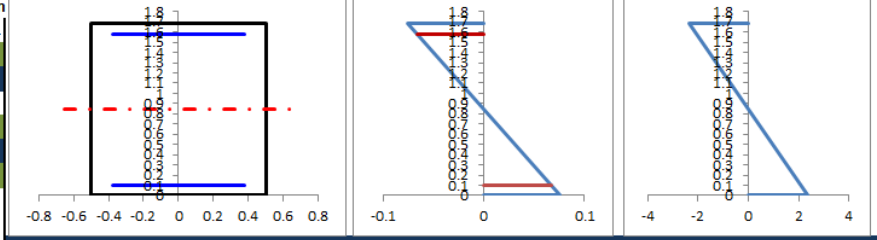


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 15.000 MPa > σ_{cc} = 2.346 MPa 16% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 13.693 MPa 3% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 11.250 MPa > σ_{cc} = 1.613 MPa 14% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 9.414 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(9.414 - 0.4 * 195.646 *(1 + 0.085737)/ 200.0 = -0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 9.414 / 200.0 = 2.82E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00003

$s_{r,max}$ = 1.49202 * 86 + 0.17 * 1881.211 = 448 mm

w_k = 448 * 2.82E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 1.613 MPa **Trhliny nevznikají**

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm **Vyhovuje**

SUDOP PRAHA

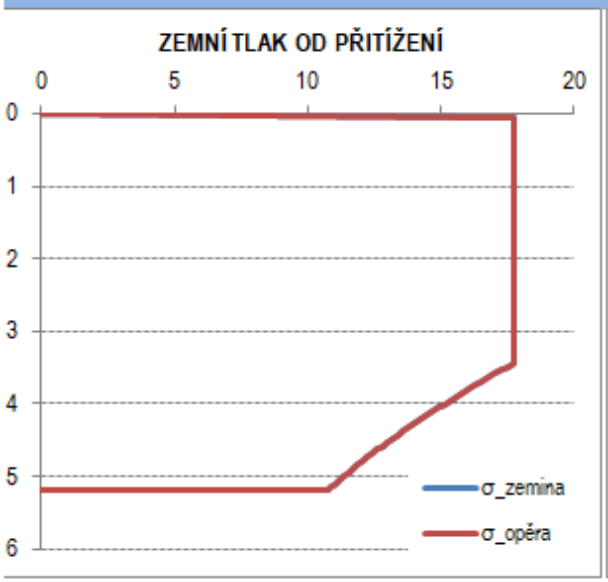
7.1.2 Dřík opěr

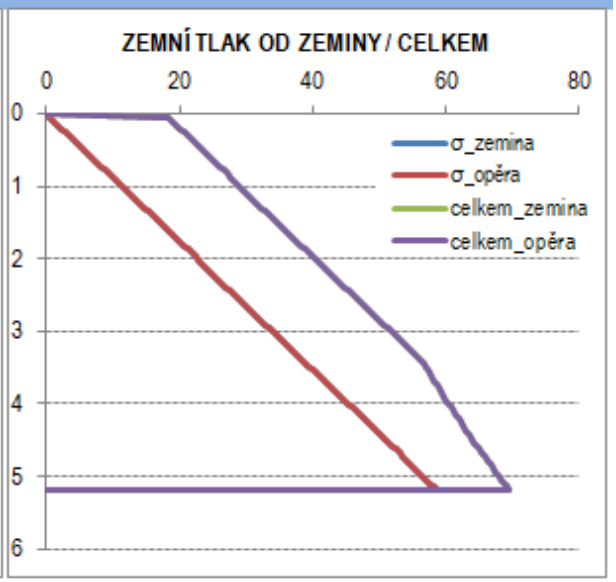
Dřík a závěrná zídka jsou s ohledem na jejich tuhost posouzeny na průměrný výsek o šířce 1,0 m. Uvažované zatížení za rubem od zemního tlaku LM71. S ohledem na masivnost konstrukce se předpokládá účinnost zatížení na celou šířku dříku. Tomu odpovídá hodnota zatížení na metr čtvereční 29,1 kN/m^2 (pro OP1 - 1000 * 1,1 / 6,4 / 5,9 = 29,1 kN/m^2, resp. 26,4 kN/m^2 (pro OP2 - 1000 * 1,1 / 6,4 / 6,5 = 26,4 kN/m^2). Zatížení je uvažováno k pracovní spáře základ - dřík.

ZVÝŠENÍ ZEMNÍHO TLAKU OD PŘITÍŽENÍ ZA OPĚROU - TLAK V KLIDU - OP1

GEOMETRIE KONSTRUKCE							
Výška opěry:	H=	5.20	m	Typ přitížení:	Pásové		
Výška zásypu:	H_z=	5.20	m	Velikost přitížení:	f_z=	29.13	kN/m2
Výška zásypu nad opěrou:	H_r=	0.00	m	Počátek působiště	x=	0.00	m
				Délka zatížení	b=	6.40	m
PARAMETRY ZEMINY							
Objemová hmotnost:	γ=	20.00	kN/m3	Úhel vnitřního tření:	φ_{ef}=	35.50	°
Součinitel zatížení - stálé	γ_F=	1.35	-	Materiálový součinitel:	γ_φ=	1.25	-
Součinitel zatížení - nahodilé	γ_F=	1.45	-	Návrhový úhel vnitř. tření:	φ_d=	29.71	°
PARAMETRY VÝPOČTU DLE EN 1997							
Návrhový přístup:	Přístup 2 - redukce zatížení						
CELKOVÉ VÝSLEDKY ZEMNÍCH TLAKŮ							
Výslednice od zeminy	F_z=	153.06	kN/m'	Působiště výslednice shora	r_z=	3.47	m
Moment v ZS od zeminy	M_p=	265.32	kNm/m'	Rameno k patě opěry	r=	1.73	m
Výslednice od přitížení	F_p=	85.02	kN	Působiště výslednice shora	r_p=	2.46	m
Moment v ZS od přitížení	M_p=	233.06	kNm	Rameno k patě opěry	r=	2.74	m
VÝSLEDKY SIL PŮSOBÍCÍCH NA OPĚRU							
Výslednice od zeminy	**F_z=**	**153.06**	**kN/m'**	Působiště výslednice shora	r_z=	3.47	m
Moment v ZS od zeminy	**M_p=**	**265.32**	**kNm/m'**	Rameno k patě opěry	r=	1.73	m
Výslednice od přitížení	**F_p=**	**85.02**	**kN**	Působiště výslednice shora	r_p=	2.46	m
Moment v ZS od přitížení	**M_p=**	**233.06**	**kNm**	Rameno k patě opěry	r=	2.74	m

GRAFICKÉ ZOBRAZENÍ





ZVÝŠENÍ ZEMNÍHO TLAKU OD PŘITÍŽENÍ ZA OPĚROU - TLAK V KLIDU - OP1

GEOMETRIE KONSTRUKCE

Výška opěry:	H=	5.20	m	Typ přitížení:	Pásové		
Výška zásypu:	H_z=	5.20	m	Velikost přitížení:	f_z=	14.92	kN/m2
Výška zásypu nad opěrou:	H_r=	0.00	m	Počátek působiště	x=	6.40	m
				Délka zatížení	b=	100.00	m

PARAMETRY ZEMINY

Objemová hmotnost:	γ=	20.00	kN/m3	Úhel vnitřního tření:	φ_{ef}=	35.50	°
Součinitel zatížení - stálé	γ_F=	1.35	-	Materiálový součinitel:	γ_φ=	1.25	-
Součinitel zatížení - nahodilé	γ_F=	1.45	-	Návrhový úhel vnitř. tření:	φ_d=	29.71	°

PARAMETRY VÝPOČTU DLE EN 1997

Návrhový přístup:	Přístup 2 - redukce zatížení

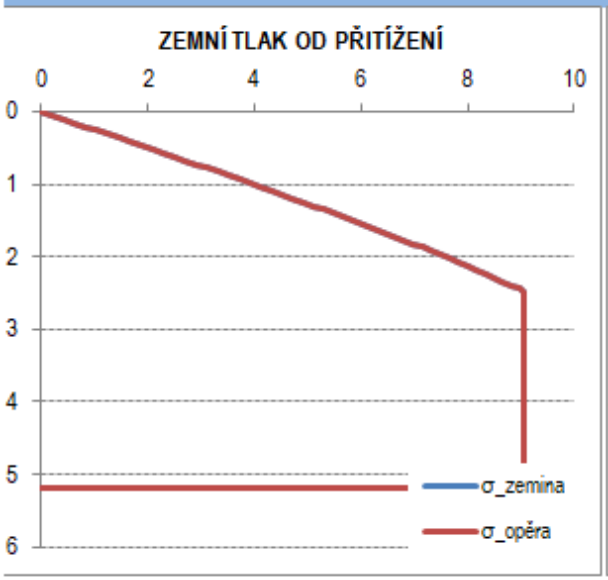
CELKOVÉ VÝSLEDKY ZEMNÍCH TLAKŮ

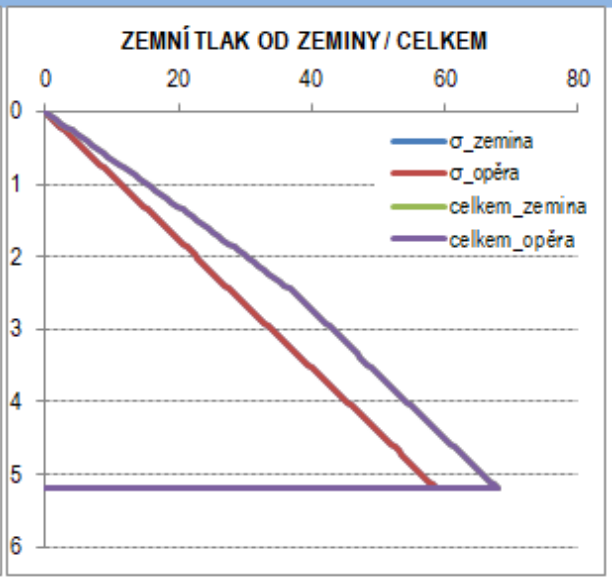
Výslednice od zeminy	F_z=	153.06	kN/m'	Působiště výslednice shora	r_z=	3.47	m
Moment v ZS od zeminy	M_p=	265.32	kNm/m'	Rameno k patě opěry	r=	1.73	m
Výslednice od přitížení	F_p=	36.49	kN	Působiště výslednice shora	r_p=	3.13	m
Moment v ZS od přitížení	M_p=	75.68	kNm	Rameno k patě opěry	r=	2.07	m

VÝSLEDKY SIL PŮSOBÍCÍCH NA OPĚRU

Výslednice od zeminy	**F_z=**	**153.06**	**kN/m'**	Působiště výslednice shora	r_z=	3.47	m
Moment v ZS od zeminy	**M_p=**	**265.32**	**kNm/m'**	Rameno k patě opěry	r=	1.73	m
Výslednice od přitížení	**F_p=**	**36.49**	**kN**	Působiště výslednice shora	r_p=	3.13	m
Moment v ZS od přitížení	**M_p=**	**75.68**	**kNm**	Rameno k patě opěry	r=	2.07	m

GRAFICKÉ ZOBRAZENÍ





K vnitřním silám od přitížení za opěrou jsou uvažovány reakce z nosné konstrukce viz souhrn ložisek.

VNITŘNÍ SÍLY NA DŘÍKU OP1

geometrie závěrné zídky							
výška dříku k ložisku:	H=	2.87	m	šířka dříku:	B=	2.40	m
šířka dříku opěry:	B=	5.90	m	průřezová plocha dříku:	A=	7.715	m^2
úhel roznášení v betonu:	φ=	30.00	°	excentricita dříku k ose:	e_G=	-0.140	m
vlastní tíha dříku:	G=	192.86	kN/m'	excentricita ložiska k ose:	e_L=	0.60	m
moment od vlastní tíhy:	M_G=	-27.00	kN/m'				
zatížení zeminou (charakteristické hodnoty)							
vodorovná síla od zásypu:	F_z=	113.00	kN/m'	moment od zásypu:	M_z=	196.00	kNm/m'
přitížení od dopravy (charakteristické hodnoty)							
vodorovná síla:	F_z=	83.80	kN/m'	moment:	M_z=	212.93	kNm/m'
reakce z nosné konstrukce							
svislá reakce - MSÚ:	$R_{z,Ed}$=	4.52	MN	svislá reakce - char:	$R_{z,Ek}$=	3.56	MN
vodorovná reakce - MSÚ:	$R_{x,Ed}$=	0.18	MN	vodorovná reakce - char:	$R_{x,Ek}$=	0.12	MN
moment - MSÚ:	M_{Ed}=	548.93	kNm/m'	moment - char:	M_{Ek}=	407.65	kNm/m'
svislá reakce - kvazi:	$R_{z,quasi}$=	2.05	MN				
vodorovná reakce - kvazi:	$R_{x,quasi}$=	0.08	MN	moment - kvazi:	M_{quasi}=	236.93	kNm/m'
Celkové účinky							
kombinační souč. stálého zat.	ξψ=	1.35	-	kombinační souč. dopravy:	ξψ=	1.45	-
MSÚ (6.10b)							
posouvající síla:	**Q=**	**305.08**	**kN/m'**	normálová síla:	**N=**	**1027.14**	**kN/m'**
				ohybový moment:	**M=**	**1085.83**	**kN/m'**
Charakteristická kombinace (6.14)							
normálová síla:	**N=**	**796.76**	**kN/m'**	ohybový moment:	**M=**	**789.58**	**kN/m'**
Kvazistálá kombinace (6.16)							
normálová síla:	**N=**	**539.47**	**kN/m'**	ohybový moment:	**M=**	**405.93**	**kN/m'**

S ohledem na nízká namáhání a robustnost průřezu bude do opěry navržena konstrukční výztuž splňující podmínky minimálního vyztužení dle 9.6.2 (1) ČSN EN 1992-1-1 (minimálně Ø20 à 150 mm při obou površích).

– dřík OP1

Dřík opěry OP1

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	2400 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.073	$A_{s1,1}$	= 3272 mm²	(0.136%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.073	A_{s2}	= 3272 mm²	(0.136%)

Rozdělovací výztuž (minimální) — *Stupeň vyztužení*

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm² — $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

(pro desky) *dle 9.6.2* 2 400 < 3 272 < 6545 < 96 000 **Vyhovuje**

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 10 mm	$A_{w,stirrup}$ = 262 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1745 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.17%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.17%		**Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% 0.17% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	1086	kNm	N_{Ed} =	-1027	kN	V_{Ed} =	305	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	1.057	m	
$M_{Ek,char}$ =	790	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-797	kN	e_{char} =	0.991	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	406	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-539	kN	e_{kvazi} =	0.753	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(1.152 / 2.400)= 0.693 m λ = 0.000 / 0.693 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 67.617 - > λ = 0.000 - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.293 *(0.141 * 30.0)+ 0.15 * 0.428) 1000 * 2328 = 0.733 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.806 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 38% **Vyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 305 *(1.428 - 0.000) = 0.436 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 1969 /(0.70021 + 1.42815)= 8.791 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 262 * 434.8 * 1.969 * 1.42815 / 150 = 2.134 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.969 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 2.134 MN > V_{Ed} = 0.305 MN 14% **Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

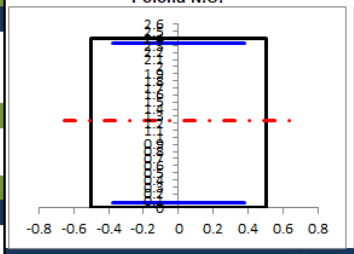
Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.173	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	1.164	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	1.236	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	0.0003	MN	**Silová podmínka vyhovuje**	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	1.086	MNm	rameno vnitřních sil	z = 1.969 m

Interakce ohybového a smykového namáhání

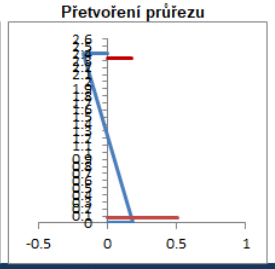
Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-1.033	-	-1.774	-0.2	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.113	0.218	101.1	0.5	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.106	0.218	34.2	0.2	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	1.774	MPa	10%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	101.059	MPa	22%	Vyhovuje

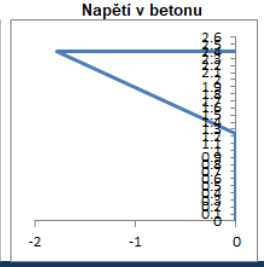
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



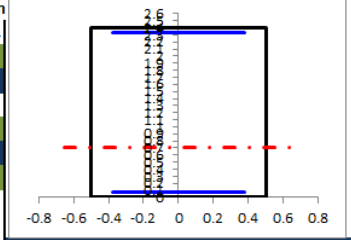
Napětí v betonu



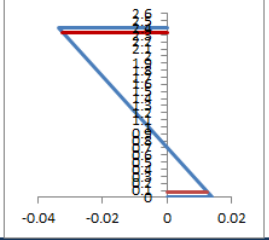
Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	1.115	MPa	6%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	2.510	MPa	1%	Vyhovuje

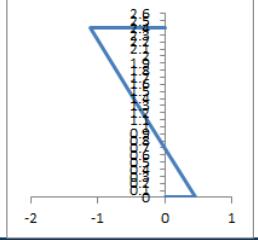
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	13.500	MPa	>	σ_{cc} =	0.626	MPa	5%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	0.968	MPa		Dlouhodobé účinky:			Ano	

ε_{sm}-ε_{cm} =(0.968 - 0.4 * 160.6192 *(1 + 0.109425)/ 200.0 = -0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 0.968 / 200.0 = 2.9E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00000

$s_{r,max}$ = 1.89673 * 60 + 0.17 * 1384.648 = 349 mm

w_k = 349 * 2.9E-06 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.184 MPa **Trhliny nevznikají**

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm **Vyhovuje**

SUDOP PRAHA

ZVÝŠENÍ ZEMNÍHO TLAKU OD PŘITÍŽENÍ ZA OPĚROU - TLAK V KLIDU - OP2

GEOMETRIE KONSTRUKCE

Výška opěry:	H=	8.00	m	Typ přitížení:	Pásové		
Výška zásypu:	H_z=	8.00	m	Velikost přitížení:	f_z=	26.44	kN/m2
Výška zásypu nad opěrou:	H_r=	0.00	m	Počátek působiště	x=	0.00	m
				Délka zatížení	b=	6.40	m

PARAMETRY ZEMINY

Objemová hmotnost:	γ=	20.00	kN/m3	Úhel vnitřního tření:	φ_{ef}=	35.50	°
Součinitel zatížení - stálé	γ_F=	1.35	-	Materiálový součinitel:	γ_φ=	1.25	-
Součinitel zatížení - nahodilé	γ_F=	1.45	-	Návrhový úhel vnitř. tření:	φ_d=	29.71	°

PARAMETRY VÝPOČTU DLE EN 1997

Návrhový přístup:	Přístup 2 - redukce zatížení

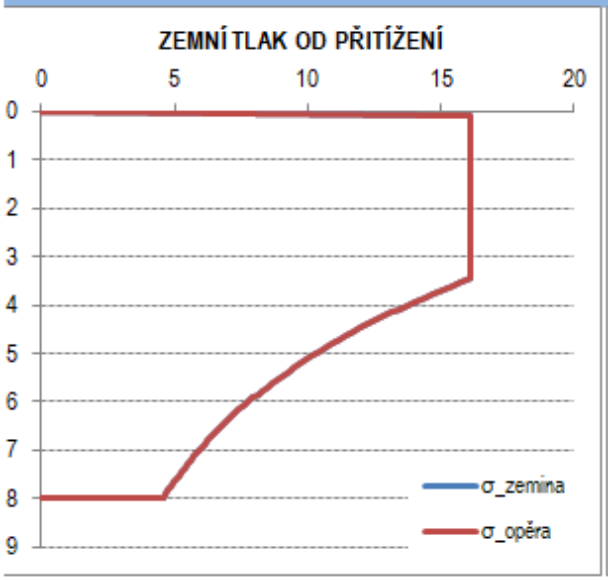
CELKOVÉ VÝSLEDKY ZEMNÍCH TLAKŮ

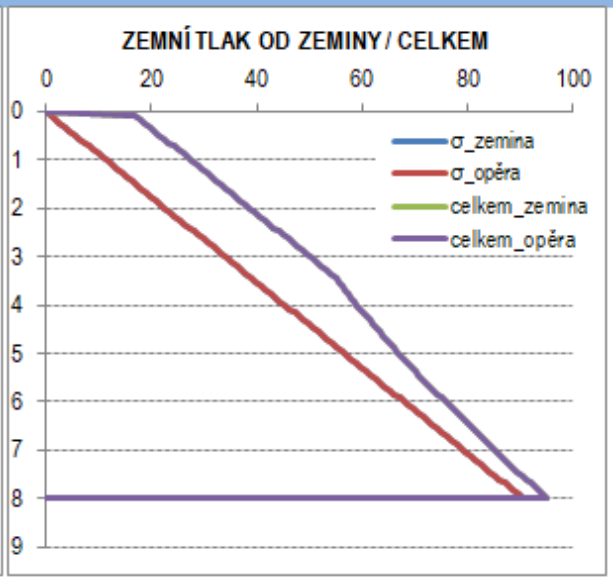
Výslednice od zeminy	F_z=	362.27	kN/m'	Působiště výslednice shora	r_z=	5.33	m
Moment v ZS od zeminy	M_p=	966.11	kNm/m'	Rameno k patě opěry	r=	2.67	m
Výslednice od přitížení	F_p=	95.93	kN	Působiště výslednice shora	r_p=	3.25	m
Moment v ZS od přitížení	M_p=	455.76	kNm	Rameno k patě opěry	r=	4.75	m

VÝSLEDKY SIL PŮSOBÍCÍCH NA OPĚRU

Výslednice od zeminy	**F_z=**	**362.27**	**kN/m'**	Působiště výslednice shora	r_z=	5.33	m
Moment v ZS od zeminy	**M_p=**	**966.11**	**kNm/m'**	Rameno k patě opěry	r=	2.67	m
Výslednice od přitížení	**F_p=**	**95.93**	**kN**	Působiště výslednice shora	r_p=	3.25	m
Moment v ZS od přitížení	**M_p=**	**455.76**	**kNm**	Rameno k patě opěry	r=	4.75	m

GRAFICKÉ ZOBRAZENÍ





ZVÝŠENÍ ZEMNÍHO TLAKU OD PŘITÍŽENÍ ZA OPĚROU - TLAK V KLIDU - OP2

GEOMETRIE KONSTRUKCE

Výška opěry:	H=	8.00	m	Typ přitížení:		Pásové	
Výška zásypu:	H_z=	8.00	m	Velikost přitížení:	f_z=	13.54	kN/m2
Výška zásypu nad opěrou:	H_r=	0.00	m	Počátek působiště	x=	6.40	m
				Délka zatížení	b=	100.00	m

PARAMETRY ZEMINY

Objemová hmotnost:	γ=	20.00	kN/m3	Úhel vnitřního tření:	φ_{ef}=	35.50	°
Součinitel zatížení - stálé	γ_F=	1.35	-	Materiálový součinitel:	γ_φ=	1.25	-
Součinitel zatížení - nahodilé	γ_F=	1.45	-	Návrhový úhel vnitř. tření:	φ_d=	29.71	°

PARAMETRY VÝPOČTU DLE EN 1997

Návrhový přístup:	Přístup 2 - redukce zatížení

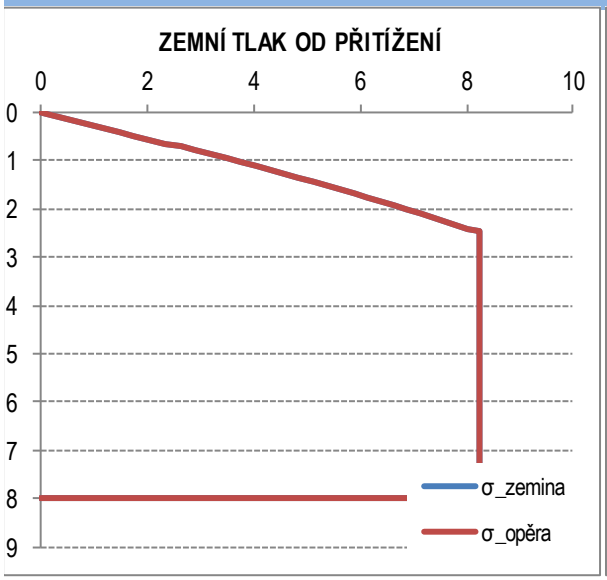
CELKOVÉ VÝSLEDKY ZEMNÍCH TLAKŮ

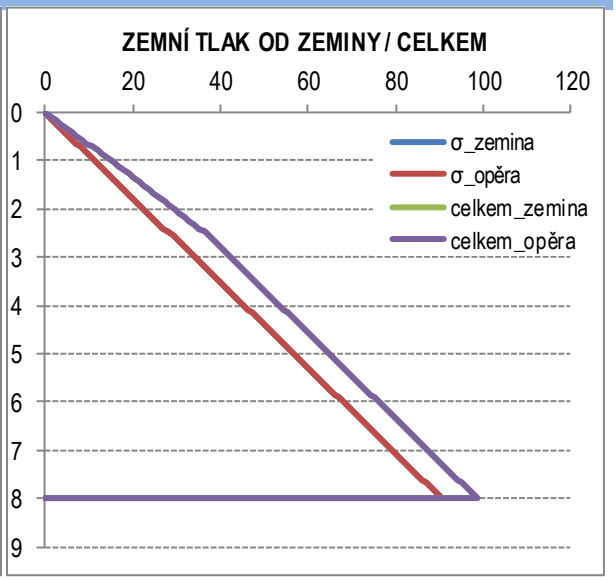
Výslednice od zeminy	F_z=	362.27	kN/m'	Působiště výslednice shora	r_z=	5.33	m
Moment v ZS od zeminy	M_p=	966.11	kNm/m'	Rameno k patě opěry	r=	2.67	m
Výslednice od přitížení	F_p=	56.17	kN	Působiště výslednice shora	r_p=	4.55	m
Moment v ZS od přitížení	M_p=	193.71	kNm	Rameno k patě opěry	r=	3.45	m

VÝSLEDKY SIL PŮSOBÍCÍCH NA OPĚRU

Výslednice od zeminy	**F_z=**	**362.27**	**kN/m'**	Působiště výslednice shora	r_z=	5.33	m
Moment v ZS od zeminy	**M_p=**	**966.11**	**kNm/m'**	Rameno k patě opěry	r=	2.67	m
Výslednice od přitížení	**F_p=**	**56.17**	**kN**	Působiště výslednice shora	r_p=	4.55	m
Moment v ZS od přitížení	**M_p=**	**193.71**	**kNm**	Rameno k patě opěry	r=	3.45	m

GRAFICKÉ ZOBRAZENÍ





K vnitřním silám od přitížení za opěrou jsou uvažovány reakce z nosné konstrukce viz souhrn ložisek.

VNITŘNÍ SÍLY NA DŘÍKU OP2

geometrie závěrné zídky							
výška dříku k ložisku:	H=	5.57	m	šířka dříku:	B=	2.40	m
šířka dříku opěry:	B=	6.50	m	průřezová plocha dříku:	A=	14.310	m^2
úhel roznášení v betonu:	φ=	30.00	°	excentricita dříku k ose:	e_G=	-0.079	m
vlastní tíha dříku:	G=	357.74	kN/m'	excentricita ložiska k ose:	e_L=	0.60	m
moment od vlastní tíhy:	M_G=	-28.26	kN/m'				
zatížení zeminou (charakteristické hodnoty)							
vodorovná síla od zásypu:	F_z=	268.35	kN/m'	moment od zásypu:	M_z=	715.64	kNm/m'
přitížení od dopravy (charakteristické hodnoty)							
vodorovná síla:	F_z=	104.90	kN/m'	moment:	M_z=	447.91	kNm/m'
reakce z nosné konstrukce							
svislá reakce - MSÚ:	$R_{z,Ed}$=	4.52	MN	svislá reakce - char:	$R_{z,Ek}$=	3.56	MN
vodorovná reakce - MSÚ:	$R_{x,Ed}$=	0.18	MN	vodorovná reakce - char:	$R_{x,Ek}$=	0.12	MN
moment - MSÚ:	M_{Ed}=	574.28	kNm/m'	moment - char:	M_{Ek}=	376.34	kNm/m'
svislá reakce - kvazi:	$R_{z,quasi}$=	2.05	MN				
vodorovná reakce - kvazi:	$R_{x,quasi}$=	0.08	MN	moment - kvazi:	M_{quasi}=	219.10	kNm/m'
Celkové účinky							
kombinační souč. stálého zat.	ξψ=	1.35	-	kombinační souč. dopravy:	ξψ=	1.45	-
MSÚ (6.10b)							
posouvající síla:	**Q=**	**542.53**	**kN/m'**	normálová síla:	**N=**	**1178.95**	**kN/m'**
				ohybový moment:	**M=**	**2151.71**	**kN/m'**
Charakteristická kombinace (6.14)							
normálová síla:	**N=**	**905.90**	**kN/m'**	ohybový moment:	**M=**	**1511.63**	**kN/m'**
Kvazistálá kombinace (6.16)							
normálová síla:	**N=**	**672.36**	**kN/m'**	ohybový moment:	**M=**	**906.48**	**kN/m'**

S ohledem na nízká namáhání a robustnost průřezu bude do opěry navržena konstrukční výztuž splňující podmínky minimálního vyztužení dle 9.6.2 (1) ČSN EN 1992-1-1 (minimálně Ø20 à 150 mm při obou površích).

– dřík OP2

Dřík opěry OP2

Průřez

b_{eff} = 1000 mm	b_w = 1000 mm	H = 2400 mm			
c_1 = 50 mm	c_2 = 50 mm	$w_{k,max}$ = 0.20 mm	XD, XS, XF		

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 33.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 18.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ = 2.9 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.073	$A_{s1,1}$ = 3272 mm²	(0.136%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.073	A_{s2} = 3272 mm²	(0.136%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky) *dle 9.6.2* $A_{s,min}$ 2 400 < $A_{s,t}$ 3 272 < A_s 6545 < $A_{s,max}$ 96 000 **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 10 mm	$A_{w,stirrup}$ = 262 mm²	α_w = 90 °	
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1745 mm²/m²	$\rho_{w,s}$ = 0.17%	
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²	α_b = 45 °	
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.17%	**Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ 0.09% < $\rho_{w,s}$ 0.17% < $\rho_{w,s,max}$ 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	2152	kNm	N_{Ed} =	-1179	kN	V_{Ed} =	543	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	1.825	m	
$M_{Ek,char}$ =	1512	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-906	kN	e_{char} =	1.669	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	906	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-672	kN	e_{kvazi} =	1.348	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(1.152 / 2.400)= 0.693 m λ = 0.000 / 0.693 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **63.108** - > λ = **0.000** - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.293 *(0.141 * 30.0)+ 0.15 * 0.491) 1000 * 2328 = **0.755 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.828 MN** > V_{Ed} = **0.543 MN** **66%** **Vyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = **1.428** < 2.5 θ = **35.00°** **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = **0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 543 *(1.428 - 0.000) = **0.775 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 2095 /(0.70021 + 1.42815)= **9.354 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 262 * 434.8 * 2.095 * 1.42815 / 150 = **2.270 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 2.095 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **2.270 MN** > V_{Ed} = **0.543 MN** **24%** **Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.365 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.770 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm, -0,1 mm, +1,0 mm, -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = **1.630 m**

Silová podmínka rovnováhy **celkem** **0.0001 MN** **Silová podmínka vyhovuje**

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = **2.152 MNm** **rameno vnitřních sil** **z = 2.095 m**

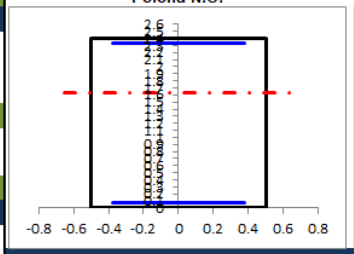
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-1.445	-	-3.753	-0.4	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.483	0.387	266.0	1.3	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.216	0.387	52.3	0.3	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

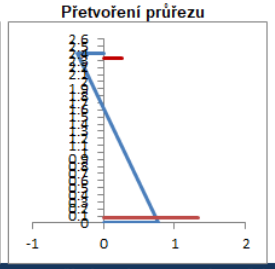
Posouzení - beton f_{cd} = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **3.753 MPa** **21%** **Vyhovuje**

Posouzení - ocel f_{std} = **465.929 MPa** > σ_s = **265.955 MPa** **57%** **Vyhovuje**

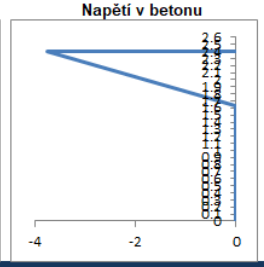
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu

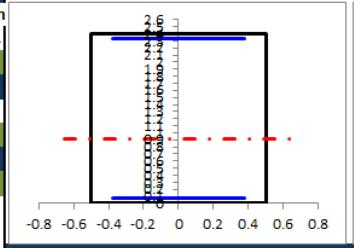


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

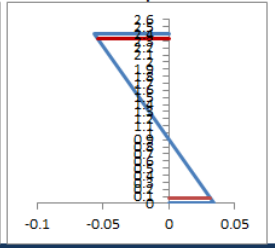
Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **1.880 MPa** **10%** **Vyhovuje**

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = **400.000 MPa** > $\sigma_{s,max}$ = **6.342 MPa** **2%** **Vyhovuje**

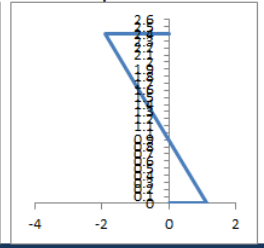
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 1.180 MPa **9%** **lin.dotvar**

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 3.479 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(3.479 - 0.4 * 160.6192 *(1 + 0.109425)/ 200.0 = -0.0003

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 3.479 / 200.0 = 1.04E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00001**

$s_{r,max}$ = 1.89673 * 60 + 0.17 * 1384.648 = 349 mm

w_k = 349 * 1.04E-05 = **0.000 mm** σ_{ct} = **0.629 MPa** **Trhliny nevznikají**

Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200 mm** > w_k = **0.000 mm** **Vyhovuje**

SUDOP PRAHA

7.1.3 Závěrná zídka

Závěrná zídka je navržena na kombinaci přitížení od zeminy vč. přitížení od dopravy. Navíc je uvažována excentrická síla od nápravy na závěrné zídce. Jednotlivá zatížení a kombinační hodnoty včetně posudku viz dále. Namáhání závěrné zídky je uvažováno pro zvětšenou roznášecí šíři pražce 3,0 m (bezpečný předpoklad). Závěrné zídky jsou na obou opěrách totožné.

ZVÝŠENÍ ZEMNÍHO TLAKU OD PŘITÍŽENÍ ZA OPĚROU - TLAK V KLIDU - loko za ZZ na OP1

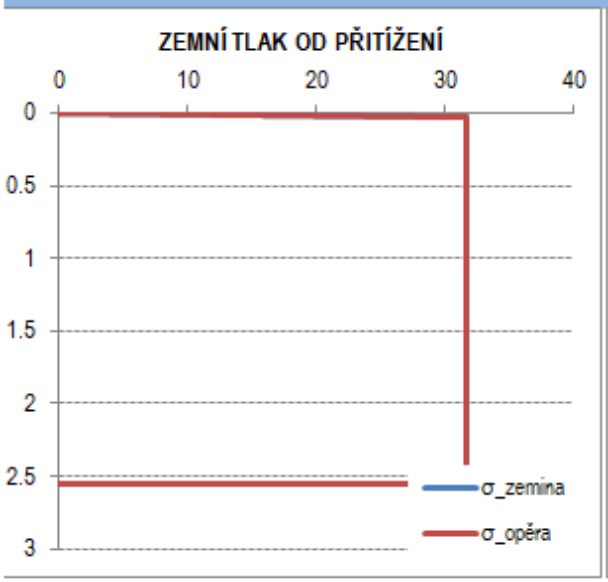
GEOMETRIE KONSTRUKCE

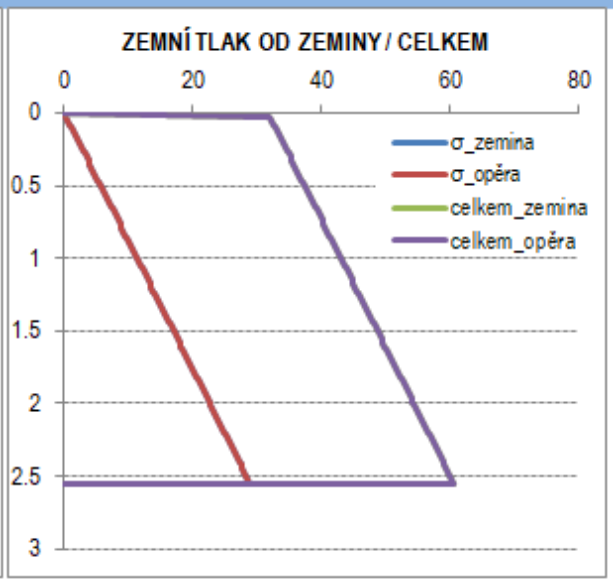
Výška opěry:	H=	2.55	m	Typ přitížení:		Pásové	
Výška zásypu:	H_z=	2.55	m	Velikost přitížení:	f_z=	52.08	kN/m2
Výška zásypu nad opěrou:	H_r=	0.00	m	Počátek působiště	x=	0.00	m
				Délka zatížení	b=	6.40	m

VÝSLEDKY SIL PŮSOBÍCÍCH NA OPĚRU

Výslednice od zeminy	F_z=	36.81	kN/m'	Působiště výslednice shora	r_z=	1.70	m
Moment v ZS od zeminy	M_p=	31.29	kNm/m'	Rameno k patě opěry	r=	0.85	m
Výslednice od přitížení	F_p=	80.34	kN	Působiště výslednice shora	r_p=	1.28	m
Moment v ZS od přitížení	M_p=	101.93	kNm	Rameno k patě opěry	r=	1.27	m

GRAFICKÉ ZOBRAZENÍ





ZVÝŠENÍ ZEMNÍHO TLAKU OD PŘITÍŽENÍ ZA OPĚROU - TLAK V KLIDU - vlak za ZZ na OP1

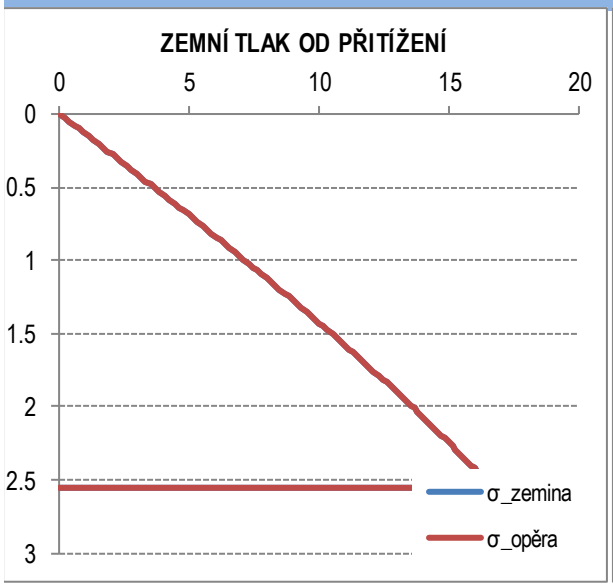
GEOMETRIE KONSTRUKCE

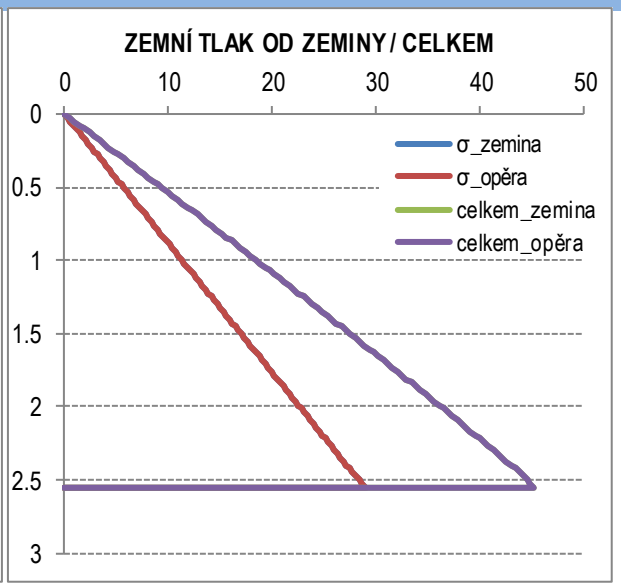
Výška opěry:	H=	2.55	m	Typ přitížení:		Pásové	
Výška zásypu:	H_z=	2.55	m	Velikost přitížení:	f_z=	26.67	kN/m2
Výška zásypu nad opěrou:	H_r=	0.00	m	Počátek působiště	x=	6.40	m
				Délka zatížení	b=	100.00	m

VÝSLEDKY SIL PŮSOBÍCÍCH NA OPĚRU

Výslednice od zeminy	F_z=	36.81	kN/m'	Působiště výslednice shora	r_z=	1.70	m
Moment v ZS od zeminy	M_p=	31.29	kNm/m'	Rameno k patě opěry	r=	0.85	m
Výslednice od přitížení	F_p=	22.28	kN	Působiště výslednice shora	r_p=	1.68	m
Moment v ZS od přitížení	M_p=	19.35	kNm	Rameno k patě opěry	r=	0.87	m

GRAFICKÉ ZOBRAZENÍ





VNITŘNÍ SÍLY NA ZÁVĚRNÉ ZÍDCE

geometrie závěrné zídky							
výška závěrné zídky:	H=	2.55	m	šířka závěrné zídky:	B=	0.60	m
úhel roznášení v betonu:	φ=	30.00	°	průřezová plocha ZZ:	A=	1.560	m^2
vlastní tíha ZZ:	G=	39.00	kN/m'	excentricita ZZ k ose:	e_G=	0.130	m
moment od vlastní tíhy:	M_G=	5.07	kN/m'				
zatížení zeminou (charakteristické hodnoty)							
vodorovná síla od zásypu:	F_z=	27.30	kN/m'	moment od zásypu:	M_z=	23.18	kNm/m'
zatížení dopravou (charakteristické hodnoty)							
klasifikační součinitel:	α=	1.10	-				
vodorovná síla přitížení-loko:	$F_{z,loko}$=	55.41	kN/m'	vodorovná síla přitížení-vlak:	$F_{z,rovno}$=	15.37	kN/m'
moment přitížení-loko:	$M_{y,loko}$=	70.30	kNm/m'	moment přitížení-vlak:	$M_{y,rovno}$=	13.34	kNm/m'
Celkové účinky							
kombinační souč. stálého zat.	ξψ=	1.35	-	kombinační souč. dopravy:	ξψ=	1.45	-
MSÚ (6.10)							
posouvající síla:	**Q=**	**139.49**	**kN/m'**	normálová síla:	**N=**	**52.65**	**kN/m'**
				ohybový moment:	**M=**	**159.42**	**kN/m'**
Charakteristická kombinace (6.14)							
normálová síla:	**N=**	**39.00**	**kN/m'**	ohybový moment:	**M=**	**111.89**	**kN/m'**
Kvazistálá kombinace (6.16)							
normálová síla:	**N=**	**39.00**	**kN/m'**	ohybový moment:	**M=**	**28.25**	**kN/m'**

– závěrná zídka

Závěrná zídka opěry OP1

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	600 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			**beton:**	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10^{-3}]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10^{-3}]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	*1. řada*	z=0.066	$A_{s1,1}$	= 1340 mm²	(0.223%)
	0 Φ 20 mm	*2. řada*	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	*3. řada*	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.066	A_{s2}	= 1340 mm²	(0.223%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

6.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 268 mm²

Stupeň vyztužení

(pro desky)	*dle 9.6.2*	$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
		600	<	1 340	<	2681	<	24 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 8 mm	$A_{w,stirrup}$ = 168 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 300 mm	$A_{w,stirrup}$ = 559 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.06%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00%	< $\rho_{w,s}$ = 0.06%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$		
0.09%		0.06%		1.00%		Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	160	kNm	N_{Ed} =	-53	kN	V_{Ed} =	140	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	3.009	m	
$M_{Ek,char}$ =	112	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-39	kN	e_{char} =	2.872	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	28	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-39	kN	e_{kvazi} =	0.724	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.018 / 0.600)= 0.173 m λ = 0.000 / 0.173 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **154.255** - > λ = **0.000** - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.612 *(0.251 * 30.0)+ 0.15 * 0.088) 1000 * 534 = **0.210 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.217** MN > V_{Ed} = **0.140** MN 64% Vyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < **cot θ = 1.428** < 2.5 θ = **35.00°** Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. **ν = 0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 140 *(1.428 - 0.000) = **0.199 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 484 /(0.70021 + 1.42815)= **2.160 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 168 * 434.8 * 0.484 * 1.42815 / 300 = **0.168 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.484 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **0.168** MN > V_{Ed} = **0.140** MN 83% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = **-0.409** [.10^{-3}] *Úprava polohy N.O.*

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.142 m +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = **0.458** m

Silová podmínka rovnováhy **celkem** **-0.0008** MN **Silová podmínka vyhovuje**

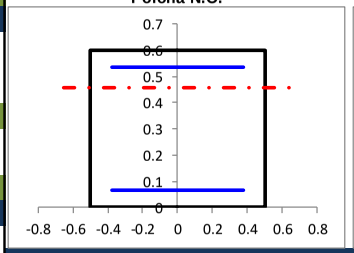
Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = **0.160** MNm **rameno vnitřních sil** **z = 0.484 m**

Interakce ohybového a smykového namáhání

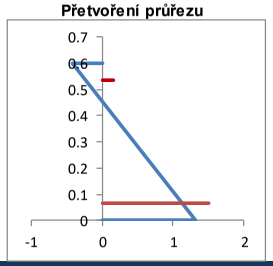
Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10^{-3}]	Posouzení
Beton	-0.298	-	-4.205	-0.4	**Max.přetvoření betonu vyhovuje**
Výztuž (1)	0.303	0.100	300.7	1.5	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**
Výztuž tl.	-0.059	0.100	30.9	0.2	**Max.přetvoření výztuže vyhovuje**

Posouzení - beton	f_{cd} =	**18.000**	MPa	>	σ_{cc} =	**4.205**	MPa	23%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	**465.929**	MPa	>	σ_s =	**300.654**	MPa	65%	Vyhovuje

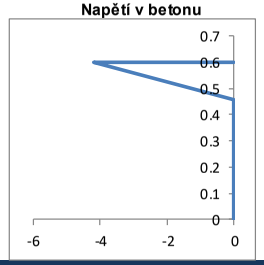
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



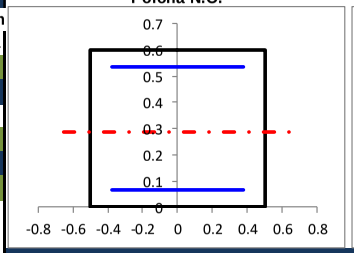
Napětí v betonu



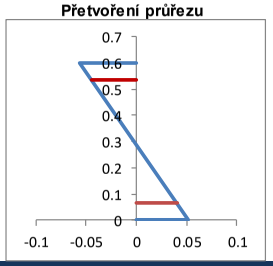
Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	**18.000**	MPa	>	σ_{cc} =	**1.842**	MPa	10%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	**400.000**	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	**8.025**	MPa	2%	Vyhovuje

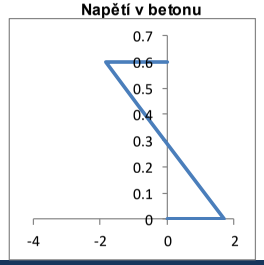
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 0.512 MPa 4% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 1.737 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(1.737 - 0.4 * 350.5061 *(1 + 0.050144)/ 200.0 = -0.0007

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 1.737 / 200.0 = 5.21E-06 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00001**

$s_{r,max}$ = 1.94008 * 58 + 0.17 * 1933.827 = 441 mm

w_k = 441 * 5.21E-06 = **0.000** mm σ_{ct} = **0.385** MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200** mm > w_k = **0.000** mm Vyhovuje

S ohledem na velká namáhání křídel v místě napojení závěrné zídky na úložný práh bylo v rámci 3D modelu provedeno ověření dimenzí závěrné zídky v tomto rámovém rohu. Grafické výsledky včetně posouzení výztuže viz dále.

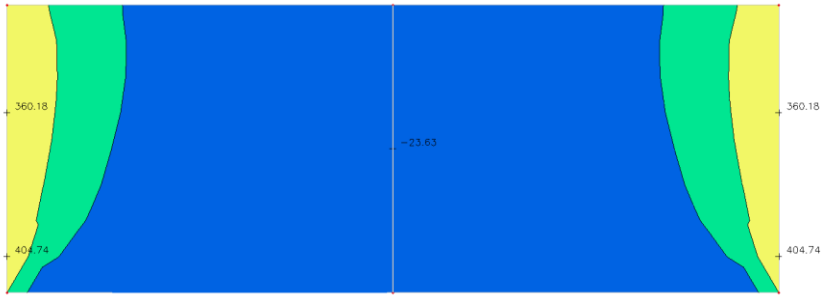
- Ohybová výztuž

Ø12/150 mm Ø16/150 mm Ø20/150 mm Ø25/150 mm

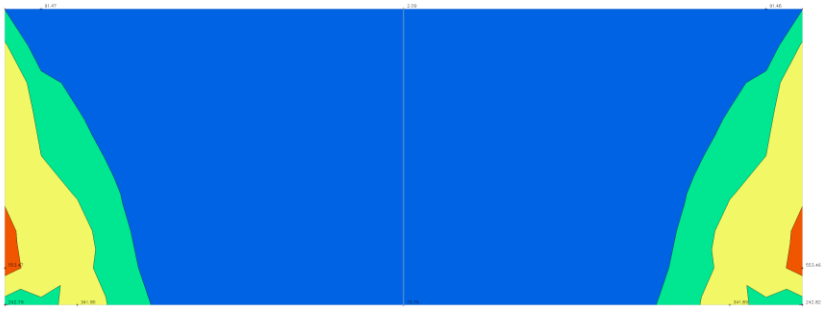
- Smyková výztuž

Ø8/300x150 mm Ø10/300x150 mm Ø12/300x150 mm

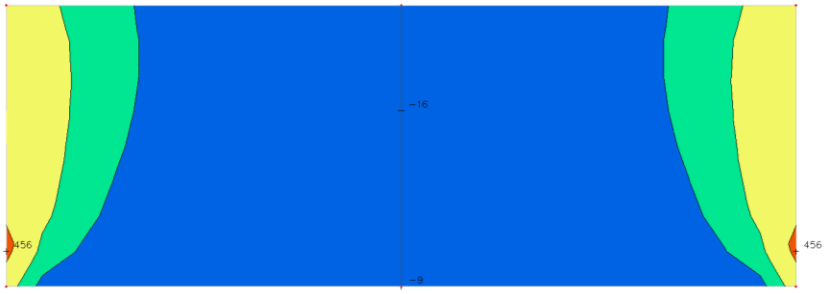
– závěrná zídka OP1 – vodorovná rubová výztuž



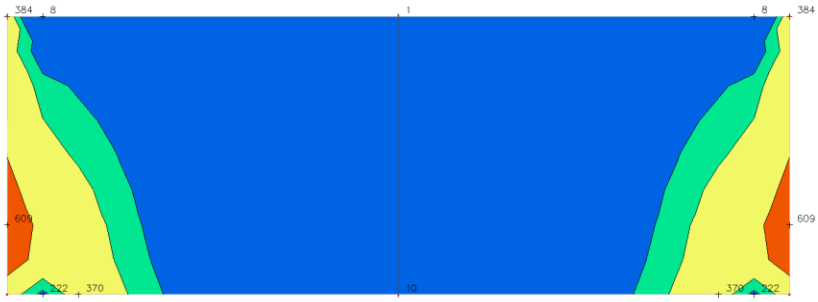
– závěrná zídka OP1 – smyková výztuž



– závěrná zídka OP2 – vodorovná rubová výztuž



– závěrná zídka OP2 – smyková výztuž



– křídlo OP1 – rubová výztuž svislá

Závěrná zídka opěry OP1

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	600 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 33.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 18.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ = 2.9 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.091	$A_{s1,1}$ = 3272 mm²	(0.545%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.086	A_{s2} = 1340 mm²	(0.223%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky) *dle 9.6.2* $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

Stupeň vyztužení

600 < 3 272 < 4613 < 24 000 **Vyhovuje**

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²	α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 2513 mm²/m²	$\rho_{w,s}$ =	0.25%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²	α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.25%	**Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% < 0.25% < 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	356	kNm	N_{Ed} =	162	kN	V_{Ed} =	357	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	2.198	m	
$M_{Ek,char}$ =	280	kNm	$N_{Ek,char}$ =	185	kN	e_{char} =	1.514	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	165	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	125	kN	e_{kvazi} =	1.320	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.018 / 0.600)= 0.173 m λ = 0.000 / 0.173 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.627 *(0.642 * 30.0)+ 0.15 * -0.270) 1000 * 510 = 0.246 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.246 MN < V_{Ed} = 0.357 MN 145% **Nevyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 357 *(1.428 - 0.000) = 0.510 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 448 /(0.70021 + 1.42815)= 2.000 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.448 * 1.42815 / 150 = 0.699 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.448 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.699 MN > V_{Ed} = 0.357 MN 51% **Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.698 [.10⁻³] *Úprava polohy N.O.*

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.174 m

+0,1 mm | -0,1 mm | +1,0 mm | -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 0.426 m

Silová podmínka rovnováhy celkem -0.0018 MN **Silová podmínka vyhovuje**

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 0.356 MNm rameno vnitřních sil z = 0.448 m

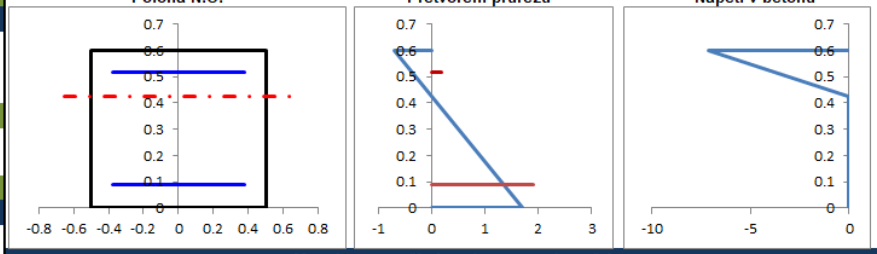
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.625	-	-7.178	-0.7	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.880	0.362	379.5	1.9	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.095	0.148	40.0	0.2	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 7.178 MPa 40% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 379.450 MPa 81% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu

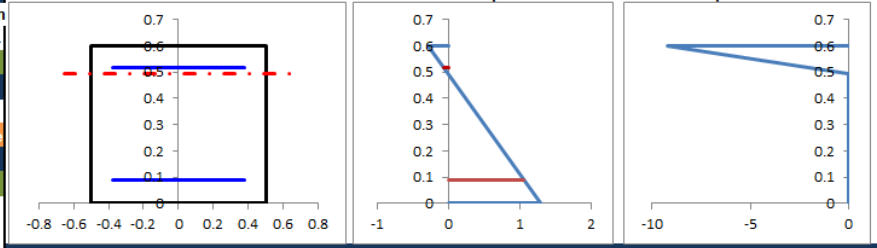


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 9.283 MPa 52% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 217.864 MPa 54% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 5.442 MPa 40% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 127.582 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(127.582 - 0.4 * 146.3213 *(1 + 0.120118)/ 200.0 = 0.0003

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 127.582 / 200.0 = 0.000383 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00038

$s_{r,max}$ = 1.59236 * 78 + 0.17 * 1261.39 = 339 mm

w_k = 339 * 0.000383 = 0.130 mm σ_{ct} = 2.732 MPa **Trhliny při char.komb.**

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.130 mm 65% Vyhovuje

– křídlo OP2 – rubová výztuž svislá

Závěrná zídka opěry OP2

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	600 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.089	$A_{s1,1}$	= 3272 mm²	(0.545%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.084	A_{s2}	= 1340 mm²	(0.223%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

Stupeň vyztužení

(pro desky)	*dle 9.6.2*	$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	Vyhovuje
		600	<	3 272	<	4613	<	24 000	

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 10 mm	$A_{w,stirrup}$ = 262 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1745 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.17%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.17%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$		
0.09%		0.17%		1.00%		Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	413	kNm	N_{Ed} =	238	kN	V_{Ed} =	353	kN		(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	1.735	m		
$M_{Ek,char}$ =	320	kNm	$N_{Ek,char}$ =	185	kN	e_{char} =	1.730	m		(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	217	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	125	kN	e_{kvazi} =	1.736	m		(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.018 / 0.600)= 0.173 m λ = 0.000 / 0.173 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **500.000** - > λ = **0.000** - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.625 *(0.640 * 30.0)+ 0.15 * -0.397) 1000 * 512 = **0.237 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.237 MN** < V_{Ed} = **0.353 MN** **149% Nevyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < **cot θ = 1.428** < 2.5 θ = **35.00°** **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. **ν = 0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 353 *(1.428 - 0.000) = **0.504 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 451 /(0.70021 + 1.42815)= **2.014 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 262 * 434.8 * 0.451 * 1.42815 / 150 = **0.489 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.451 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **0.489 MN** > V_{Ed} = **0.353 MN** **72% Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.795 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.170 m

Úprava polohy N.O. +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = **0.430 m**

Silová podmínka rovnováhy **celkem 0.0026 MN** **Silová podmínka vyhovuje**

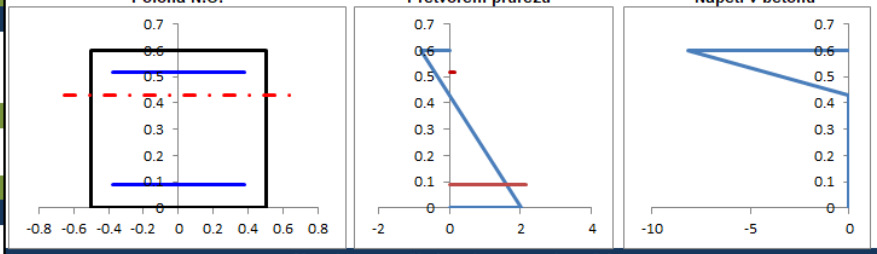
Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = **0.414 MNm** **rameno vnitřních sil z = 0.451 m**

Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.696	-	-8.180	-0.8	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.044	0.358	428.3	2.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.108	0.147	28.8	0.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	8.180	MPa	45%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	428.292	MPa	92%	Vyhovuje

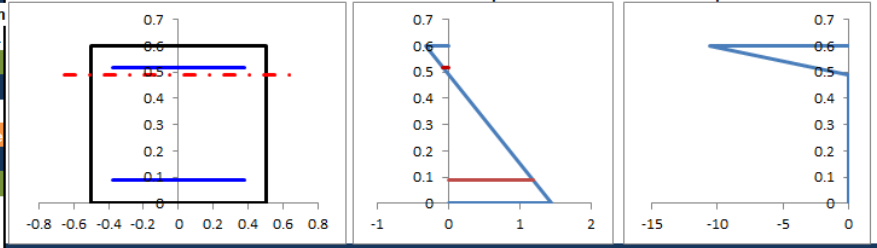
Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	$0{,}6.f_{ck}$ =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	10.567	MPa	59%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	$0{,}8.f_{yk}$ =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	243.101	MPa	61%	Vyhovuje

Poloha N.O. Přetvoření průřezu Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton $0{,}45.f_{ck}$ = 13.500 MPa > σ_{cc} = 7.171 MPa **53% lin.dotvar**

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 161.324 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(161.324 - 0.4 * 145.1694 *(1 + 0.121071)/ 200.0 = 0.0005

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 161.324 / 200.0 = 0.000484 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00048**

$s_{r,max}$ = 1.62018 * 76 + 0.17 * 1251.461 = 336 mm

w_k = 336 * 0.000484 = **0.163 mm**

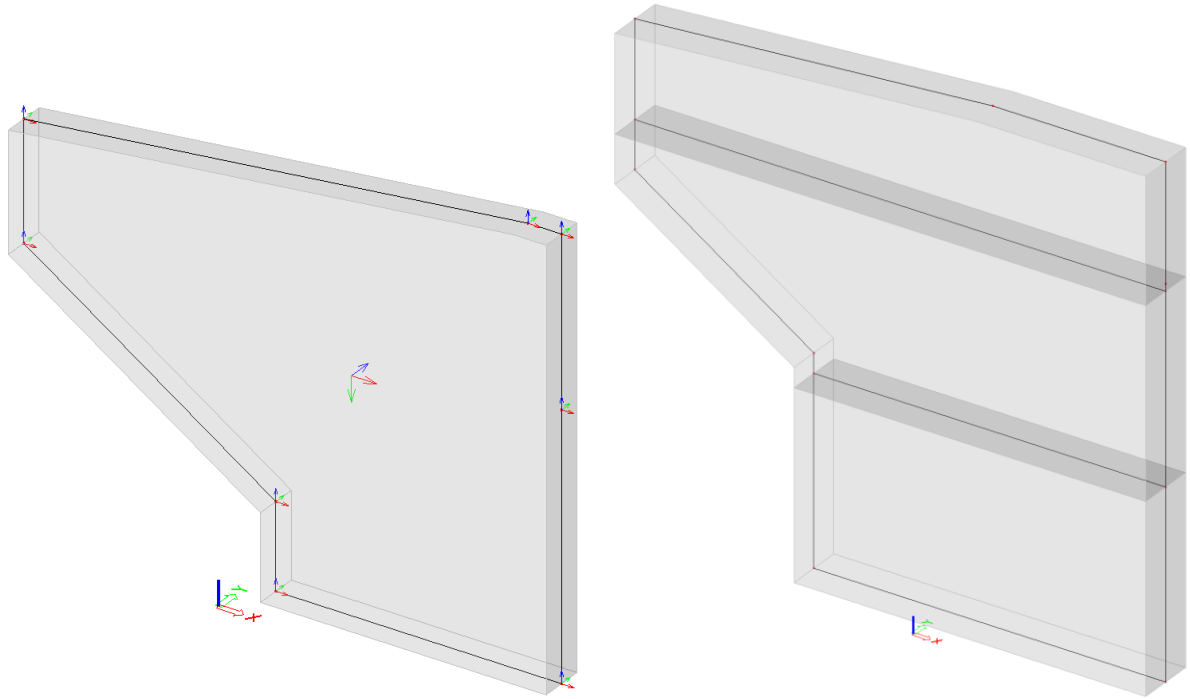
Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200 mm** > w_k = **0.163 mm** **81% Vyhovuje**

SUDOP PRAHA

7.1.4 Křídla

Křídla byla navržena na výseku stěnovém modelu opěr. Souhrn získaných vnitřních sil viz tabulka níže.

Obrázek 7-2: Model křídel na OP1 (vlevo), na OP2 (vpravo)



Vnitřní síly - křídlo OP1											
Řez	Kombinace	Stav	N_x [kN]	Q_z [kN]	M_y [kNm]	Řez	Kombinace	Stav	N_x [kN]	Q_z [kN]	M_y [kNm]
Svislá výztuž	MSÚ	*max M*	74.0	101.0	105.1	Vodorovná výztuž	MSÚ	*max M*	-26.0	457.0	33.2
		min M	134.0	534.4	-451.3			*min M*	163.0	416.9	-499.4
	Char	*max M*	39.7	-	82.6		Char	*max M*	-24.0	-	25.9
		min M	73.9	-	-354.2			*min M*	121.0	-	-392.4
	Kvazi	*max M*	-52.0	-	49.7		Kvazi	*max M*	-30.5	-	14.7
		min M	-83.0	-	-207.8			*min M*	76.2	-	-229.0

Vnitřní síly - křídlo OP2											
Řez	Kombinace	Stav	N_x [kN]	Q_z [kN]	M_y [kNm]	Řez	Kombinace	Stav	N_x [kN]	Q_z [kN]	M_y [kNm]
Svislá výztuž H = 550 mm	MSÚ	*max M*	-15.9	63.3	131.4	Vodorovná výztuž H = 550 mm	MSÚ	*max M*	17.5	61.9	63.7
		min M	-14.7	268.7	-164.4			*min M*	38.6	223.5	-412.8
	Char	*max M*	-16.6	-	102.2		Char	*max M*	11.8	-	49.3
		min M	-13.3	-	-127.4			*min M*	19.2	-	-320.0
	Kvazi	*max M*	-27.3	-	68.1		Kvazi	*max M*	18.9	-	34.4
		min M	-14.7	-	-87.7			*min M*	-30.0	-	-218.4
Svislá výztuž H = 775 mm	MSÚ	*max M*	-28.0	83.0	256.0	Vodorovná výztuž H = 775 mm	MSÚ	*max M*	-99.0	129.0	180.0
		min M	-86.0	751.0	-739.0			*min M*	287.0	542.0	-909.0
	Char	*max M*	-33.0	-	198.0		Char	*max M*	-82.0	-	139.0
		min M	-95.0	-	-577.0			*min M*	220.0	-	-704.0
	Kvazi	*max M*	-65.0	-	138.0		Kvazi	*max M*	-68.0	-	100.0
		min M	-172.0	-	-368.0			*min M*	140.0	-	-490.0
Svislá výztuž H = 1000 mm	MSÚ	*max M*	-55.0	181.0	271.0	Vodorovná výztuž H = 1000 mm	MSÚ	*max M*	5.0	326.0	368.0
		min M	135.0	880.0	-1225.0			*min M*	207.0	313.0	-749.0
	Char	*max M*	-54.0	-	209.0		Char	*max M*	2.0	-	285.0
		min M	75.0	-	-949.0			*min M*	163.0	-	-577.0
	Kvazi	*max M*	-79.0	-	153.0		Kvazi	*max M*	-7.0	-	198.0
		min M	-84.0	-	-656.0			*min M*	120.0	-	-419.0

7.1.4.1 Posouzení průřezů křídel OP1

Posouzení bylo provedeno pro kritické průřezy, dále bylo na základě momentů únosnosti pro různá vyztužení s roztečí prutů vždy 150 mm řešeno plošné určení nutných profilů výztuže v dané oblasti.

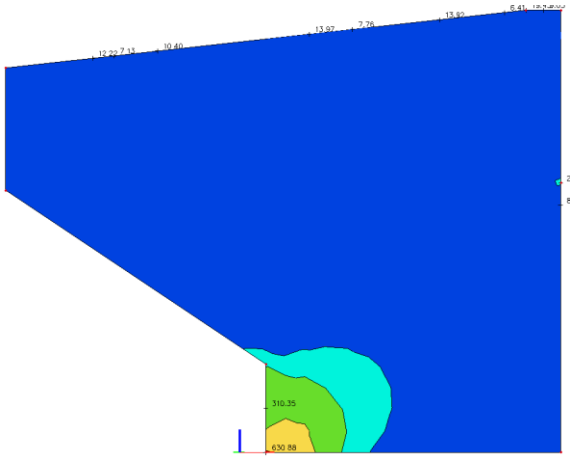
- Ohybová výztuž

Ø12/150 mm Ø16/150 mm Ø20/150 mm Ø25/150 mm

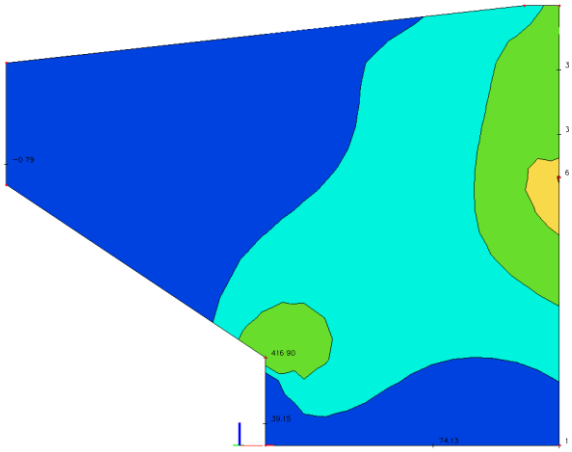
- Smyková výztuž

Ø10/300x300 mm Ø12/300x300 mm Ø12/300x150 mm

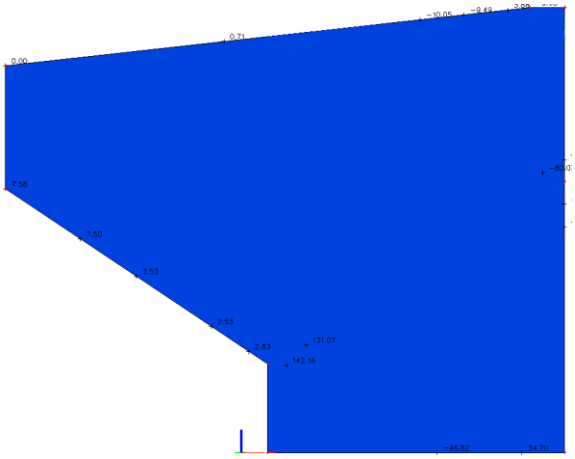
– rubová výztuž svislá



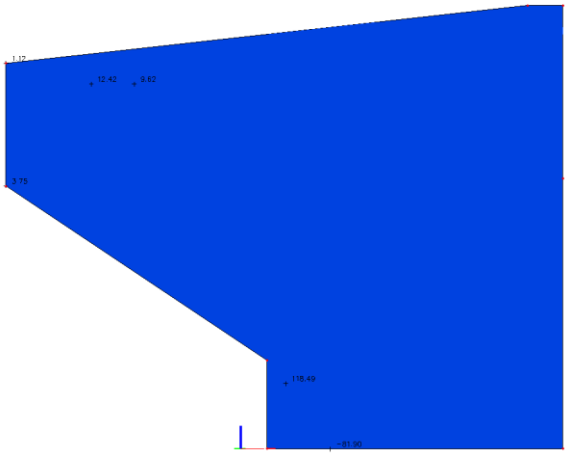
- rubová výztuž vodorovná



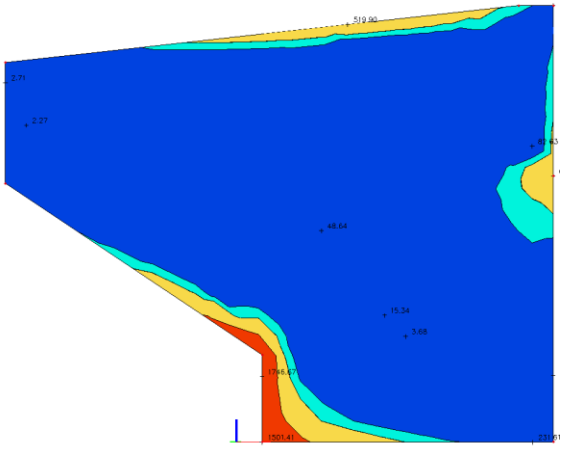
– lícová výztuž svislá



- lícová výztuž vodorovná



– smyková výztuž



– křídlo OP1 – rubová výztuž svislá

Křídlo opěry OP1 - rub - svislá výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	550 mm	
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm	XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.075	$A_{s1,1}$	= 3272 mm²	(0.595%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.070	A_{s2}	= 1340 mm²	(0.244%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky) *dle 9.6.2* $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

550 < 3 272 < 4613 < 22 000 **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 2513 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.25%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.25%		**Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% 0.25% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	451	kNm	N_{Ed} =	134	kN	V_{Ed} =	534	kN		(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	3.368	m		
$M_{Ek,char}$ =	354	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-113	kN	e_{char} =	3.133	m		(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	208	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-95	kN	e_{kvazi} =	2.189	m		(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.014 / 0.550)= 0.159 m λ = 0.000 / 0.159 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **500.000** - > λ = **0.000** - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.649 *(0.688 * 30.0)+ 0.15 * -0.244) 1000 * 476 = **0.241 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.241 MN** < V_{Ed} = **0.534 MN** **222% Nevyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = **1.428** < 2.5 θ = **35.00°** **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = **0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 534 *(1.428 - 0.000) = **0.763 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 417 /(0.70021 + 1.42815)= **1.860 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.417 * 1.42815 / 150 = **0.650 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.417 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **0.650 MN** > V_{Ed} = **0.534 MN** **82% Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.984 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.171 m

Úprava polohy N.O. +0,1 mm -0,1 mm +1,0 mm -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = **0.380 m**

Silová podmínka rovnováhy **celkem** **-0.0028 MN** **Silová podmínka vyhovuje**

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = **0.451 MNm** **rameno vnitřních sil** **z = 0.417 m**

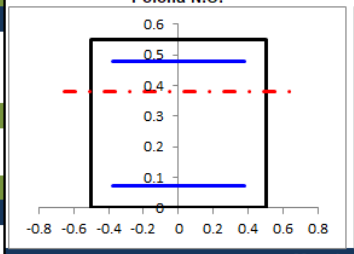
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.863	-	-10.117	-1.0	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.151	0.276	435.9	3.7	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.155	0.490	249.2	1.2	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

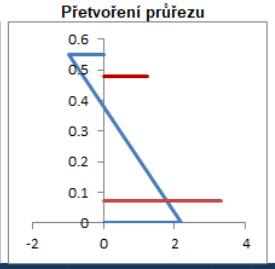
Posouzení - beton f_{cd} = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **10.117 MPa** **56% Vyhovuje**

Posouzení - ocel f_{std} = **465.929 MPa** > σ_s = **435.923 MPa** **94% Vyhovuje**

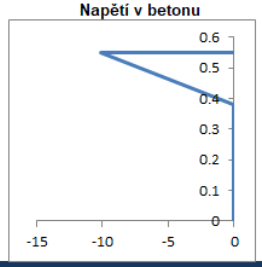
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu

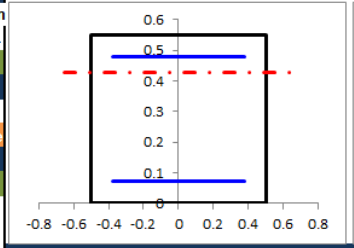


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

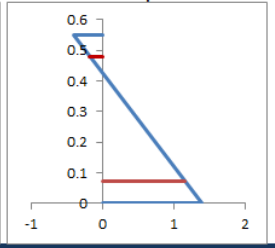
Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **13.365 MPa** **74% Vyhovuje**

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = **400.000 MPa** > $\sigma_{s,max}$ = **231.425 MPa** **58% Vyhovuje**

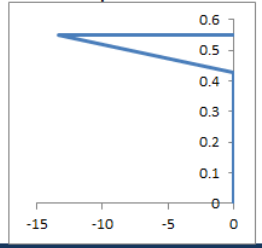
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 7.874 MPa **58% lin.dotvar**

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 131.784 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(131.784 - 0.4 * 125.1253 *(1 + 0.140465)/ 200.0 = 0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 131.784 / 200.0 = 0.000395 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00040**

$s_{r,max}$ = 1.85571 * 62 + 0.17 * 1078.666 = 298 mm

w_k = 298 * 0.000395 = **0.118 mm**

Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200 mm** > w_k = **0.118 mm** **59% Vyhovuje**

– křídlo OP1 – rubová výztuž vodorovná

Křídlo opěry OP1 - rub - vodorovná výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	550 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.100	$A_{s1,1}$	= 3272 mm²	(0.595%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.086	A_{s2}	= 1340 mm²	(0.244%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky) *dle 9.6.2* $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

Stupeň vyztužení

550 < 3 272 < 4613 < 22 000 **Vyhovuje**

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 2513 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.25%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.25%	**Vyhovuje**	

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% 0.25% 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	499	kNm	N_{Ed} =	163	kN	V_{Ed} =	417	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	3.061	m	
$M_{Ek,char}$ =	392	kNm	$N_{Ek,char}$ =	121	kN	e_{char} =	3.240	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	229	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	76	kN	e_{kvazi} =	3.013	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.014 / 0.550)= 0.159 m λ = 0.000 / 0.159 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **500.000** - > λ = **0.000** - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.666 *(0.726 * 30.0)+ 0.15 * -0.296) 1000 * 451 = **0.232 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.232 MN** < V_{Ed} = **0.417 MN** **180% Nevyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = **1.428** < 2.5 θ = **35.00°** **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = **0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 417 *(1.428 - 0.000) = **0.596 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 391 /(0.70021 + 1.42815)= **1.746 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.391 * 1.42815 / 150 = **0.610 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.391 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **0.610 MN** > V_{Ed} = **0.417 MN** **68% Vyhovuje**

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = **-1.221** [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.167 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm, -0,1 mm, +1,0 mm, -1,0 mm

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = **0.384 m**

Silová podmínka rovnováhy **celkem** **-0.0048 MN** **Silová podmínka vyhovuje**

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = **0.499 MNm** **rameno vnitřních sil** **z = 0.391 m**

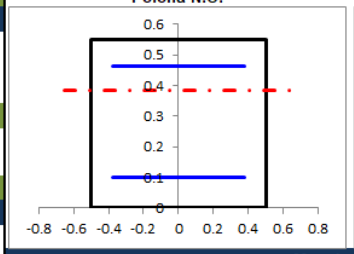
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-1.046	-	-12.563	-1.2	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.363	0.064	435.9	3.7	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.158	0.534	280.2	1.4	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

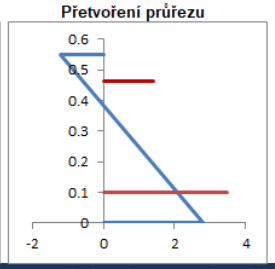
Posouzení - beton f_{cd} = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **12.563 MPa** **70% Vyhovuje**

Posouzení - ocel f_{std} = **465.929 MPa** > σ_s = **435.915 MPa** **94% Vyhovuje**

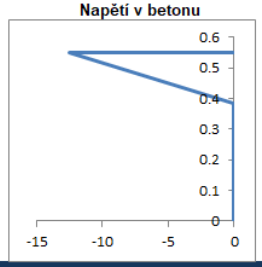
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu

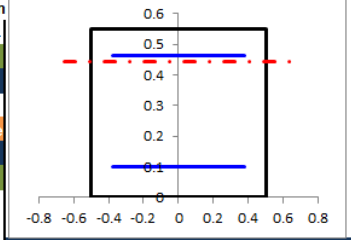


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

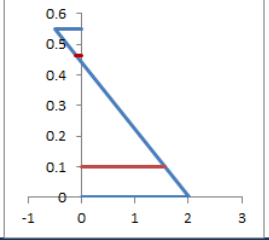
Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = **18.000 MPa** > σ_{cc} = **16.139 MPa** **90% Vyhovuje**

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = **400.000 MPa** > $\sigma_{s,max}$ = **329.102 MPa** **82% Vyhovuje**

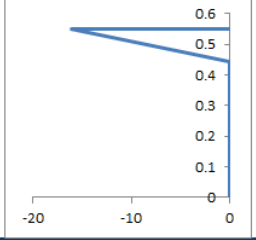
Poloha N.O.



Přetvoření průřezu



Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 9.488 MPa **70% lin.dotvar**

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 182.325 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(182.325 - 0.4 * 130.5598 *(1 + 0.134618)/ 200.0 = 0.0006

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 182.325 / 200.0 = 0.000547 ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00062**

$s_{r,max}$ = 1.48056 * 87 + 0.17 * 1125.515 = 320 mm

w_k = 320 * 0.000615 = **0.197 mm**

Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200 mm** > w_k = **0.197 mm** **99% Vyhovuje**

SUDOP PRAHA

7.1.4.2 Posouzení průřezů křídel OP2

Křídlo je odstupňovaných tlouštěk stěny. Posouzení bylo provedeno pro kritické průřezy jednotlivých tlouštěk. Grafické znázornění nutných vyztužení viz níže.

- Ohybová výztuž

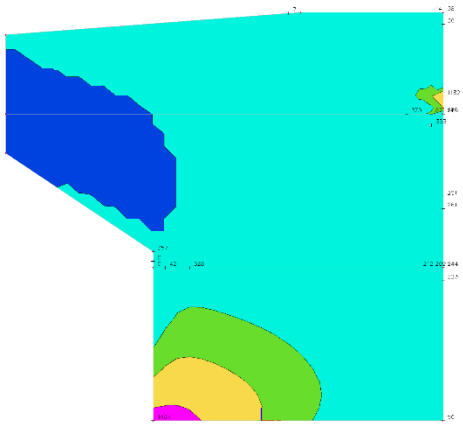
Ø12/150 mm Ø16/150 mm Ø20/150 mm Ø25/150 mm

Ø32/150 mm

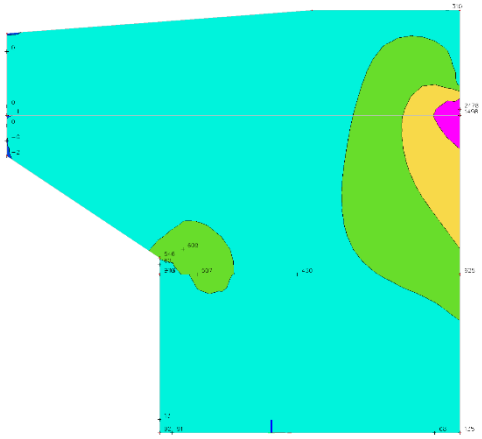
- Smyková výztuž

smyk v betonu Ø12/300x300 mm Ø12/300x150 mm

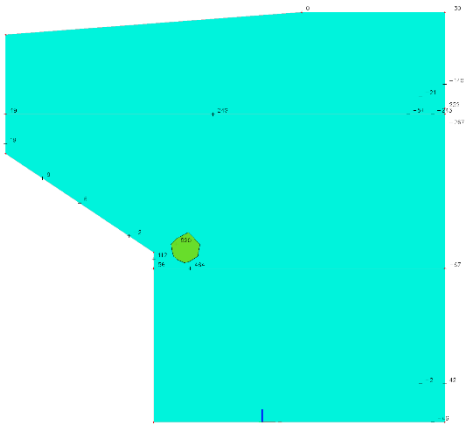
– rubová výztuž svislá



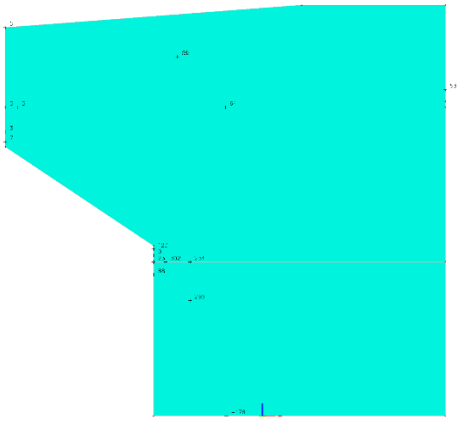
- rubová výztuž vodorovná



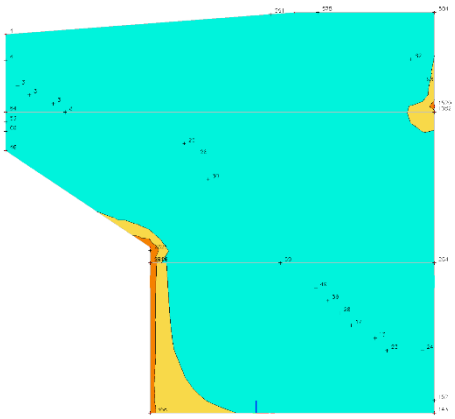
– lícová výztuž svislá



- lícová výztuž vodorovná



– smyková výztuž



– křídlo OP2 – rubová výztuž svislá – vetknutí do základu

Křídlo opěry OP2 - H=1000 - rub - svislá výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1000 mm	
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm	XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 33.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 18.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	$k = f_t/f_y$ =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ = 2.9 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 32 mm	1. řada	z=0.078	$A_{s1,1}$ = 5362 mm²	(0.536%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.070	A_{s2} = 1340 mm²	(0.134%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

22.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 1072 mm²

(pro desky) *dle 9.6.2* $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

Stupeň vyztužení

1 000 < 5 362 < 6702 < 40 000 **Vyhovuje**

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²	α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 150 mm	$A_{w,stirrup}$ = 2513 mm²/m²	$\rho_{w,s}$ =	0.25%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²	α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.25%	**Vyhovuje**

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% < 0.25% < 1.00% **Vyhovuje**

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	914	kNm	N_{Ed} =	58	kN	V_{Ed} =	776	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	15.759	m	
$M_{Ek,char}$ =	708	kNm	$N_{Ek,char}$ =	4	kN	e_{char} =	177.000	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	488	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-165	kN	e_{kvazi} =	2.958	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.083 / 1.000)= 0.289 m λ = 0.000 / 0.289 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - **Masivní prvek**

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.466 *(0.582 * 30.0)+ 0.15 * -0.058) 1000 * 922 = 0.413 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.413 MN < V_{Ed} = 0.776 MN 188% **Nevyhovuje**

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° **Vyhovuje**

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 776 *(1.428 - 0.000) = 1.108 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 818 /(0.70021 + 1.42815)= 3.654 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.818 * 1.42815 / 150 = 1.277 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.818 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 1.277 MN > V_{Ed} = 0.776 MN 61% **Vyhovuje**

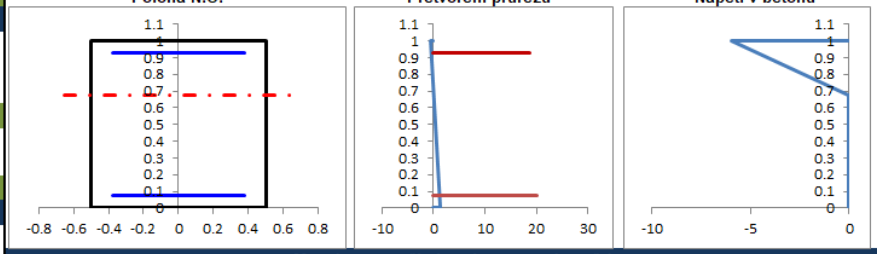
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.579	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.324	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	0.676	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	-0.0004	MN	**Silová podmínka vyhovuje**	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.914	MNm	rameno vnitřních sil	z = 0.818 m
Interakce ohybového a smykového namáhání					

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.966	-	-5.956	-0.6	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.145	1.256	447.8	20.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.122	0.721	446.7	18.6	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	5.956	MPa	33% Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	447.834	MPa	96% Vyhovuje

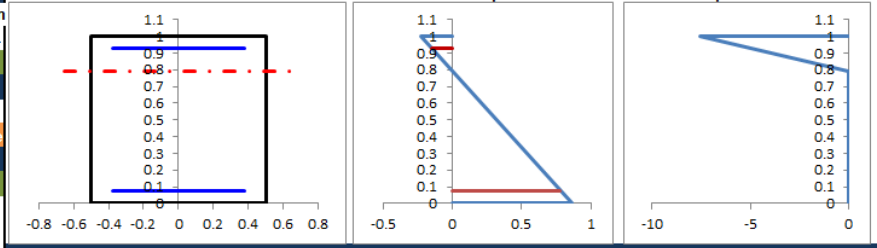
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	$0{,}6.f_{ck}$ =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	7.531	MPa	42% Vyhovuje
Posouzení - ocel	$0{,}8.f_{yk}$ =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	155.276	MPa	39% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	$0{,}45.f_{ck}$ =	13.500	MPa	>	σ_{cc} =	5.306	MPa	39% lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	92.486	MPa		Dlouhodobé účinky:			Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(92.486 - 0.4 * 105.4712 *(1 + 0.16664)/ 200.0 = 0.0002

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 92.486 / 200.0 = 0.000277 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00028

$s_{r,max}$ = 1.85571 * 62 + 0.17 * 1163.821 = 313 mm

w_k = 313 * 0.000277 = 0.087 mm σ_{ct} = 2.493 MPa Trhliny při char.komb.

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.087 mm 43% Vyhovuje

SUDOP PRAHA

– křídlo OP2 – rubová výztuž vodorovná – vetknutí do ÚP

Křídlo opěry OP2 - H=1000 - rub - vodorovná výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1000 mm	
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm	XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 33.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 18.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ = 2.9 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 32 mm	1. řada	z=0.103	$A_{s1,1}$ = 5362 mm²	(0.536%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.086	A_{s2} = 1340 mm²	(0.134%)

Rozdělovací výztuž (minimální) — *Stupeň vyztužení*

22.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 1072 mm² — $A_{s,min}$ < $A_{s,t}$ < A_s < $A_{s,max}$

(pro desky) *dle 9.6.2* 1 000 < 5 362 < 6702 < 40 000 — Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky: 3.33333 Φ 12 mm — $A_{w,stirrup}$ = 377 mm² — α_w = 90 °

$s_{w,st}$ = 300 mm — $A_{w,stirrup}$ = 1257 mm²/m² — $\rho_{w,s}$ = 0.13%

ohyby: 0 Φ 16 mm — $A_{w,bend}$ = mm² — α_b = 45 °

$s_{w,b}$ = 450 mm — $\rho_{w,b}$ = 0.00% < $\rho_{w,s}$ = 0.13% — Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$ < $\rho_{w,s}$ < $\rho_{w,s,max}$

0.09% 0.13% 1.00% — Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	1155	kNm	N_{Ed} =	225	kN	V_{Ed} =	526	kN	(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	5.133	m	
$M_{Ek,char}$ =	895	kNm	$N_{Ek,char}$ =	171	kN	e_{char} =	5.234	m	(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	615	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	102	kN	e_{kvazi} =	6.029	m	(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.083 / 1.000)= 0.289 m λ = 0.000 / 0.289 = **0.000** -

Posouzení λ_{lim} = **500.000** - > λ = **0.000** - — Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.472 *(0.598 * 30.0)+ 0.15 * -0.225) 1000 * 897 = **0.385 MN**

Posouzení $V_{Rd,c}$ = **0.385 MN** < V_{Ed} = **0.526 MN** — 137% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = **1.428** < 2.5 θ = **35.00°** — Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = **0.528** -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 526 *(1.428 - 0.000) = **0.751 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 797 /(0.70021 + 1.42815)= **3.557 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.797 * 1.42815 / 300 = **0.622 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.797 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení $V_{Rd,s}$ = **0.622 MN** > V_{Ed} = **0.526 MN** — 85% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.756 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.306 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 0.694 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm, -0,1 mm, +1,0 mm, -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy — celkem 0.0023 MN — Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 1.156 MNm — rameno vnitřních sil z = 0.797 m

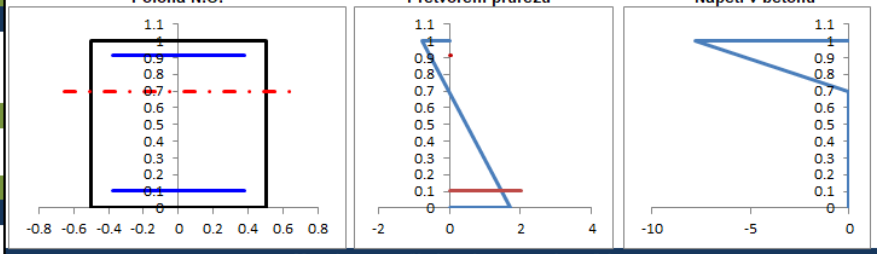
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-1.192	-	-7.781	-0.8	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.565	0.602	404.0	2.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.146	0.150	3.4	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 7.781 MPa — 43% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 404.031 MPa — 87% Vyhovuje

Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu

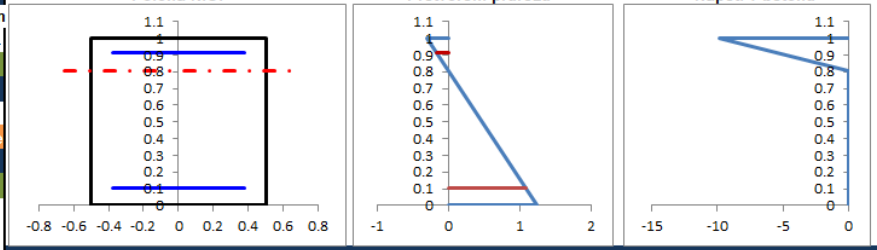


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 9.844 MPa — 55% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 224.454 MPa — 56% Vyhovuje

Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 6.791 MPa — 50% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 147.952 MPa — Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(147.952 - 0.4 * 139.2761 *(1 + 0.126194)/ 200.0 = 0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 147.952 / 200.0 = 0.000444 — ε_{sm}-ε_{cm} = **0.00044**

$s_{r,max}$ = 1.48056 * 87 + 0.17 * 1536.84 = 390 mm

w_k = 390 * 0.000444 = **0.173** mm

Posouzení $w_{k,max}$ = **0.200** mm > w_k = **0.173** mm — 87% Vyhovuje

– křídlo OP2 – lícová výztuž svislá v místě lomu křídla

Křídlo opěry OP2 - H=1000 - líc - svislá výztuž

Průřez

b_{eff}	= 1000 mm	b_w	= 1000 mm	H	= 1000 mm		
c_1	= 50 mm	c_2	= 50 mm	$w_{k,max}$	= 0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C30/37		f_{ck} =	30.0	MPa	
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	1. řada	z=0.070	$A_{s1,1}$	= 1340 mm²	(0.134%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 16 mm		z=0.070	A_{s2}	= 1340 mm²	(0.134%)

Rozdělovací výztuž (minimální) — *Stupeň vyztužení*

6.0	Φ 8 mm	$A_{s,perp}$	= 268 mm²		$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
(pro desky)				dle 9.6.2	1 000	<	1 340	<	2681	<	40 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$	= 377 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 300 mm	$A_{w,stirrup}$	= 1257 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.13%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$	= mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ =	0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.13%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.13%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	472	kNm	N_{Ed} =	-106	kN	V_{Ed} =	189	kN		(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:			Ne			$e_{MSÚ}$ =	4.453	m		
$M_{Ek,char}$ =	364	kNm	$N_{Ek,char}$ =	-93	kN	e_{char} =	3.914	m		(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	261	kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-94	kN	e_{kvazi} =	2.777	m		(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 =	0.7	*	0	=	0.000 m	*vetknutí-kloub*					L =	0.00	m
i =	√(0.083	/	1.000	)=	0.289 m		λ =	0.000	/	0.289	=	0.000	-
Posouzení			λ_{lim}	= 135.723	-	>	λ =	0.000	-			Masivní prvek	

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ =	(0.12	*	1.464	*(	0.144	*	30.0	)+	0.15	*	0.106	)	1000	*	930	= 0.281 MN
Posouzení			$V_{Rd,c}$ =	0.331	MN	>	V_{Ed} =	0.189	MN					57%	Vyhovuje	

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál	1	<	cot θ	= 1.428	<	2.5	θ	= 35.00°	Vyhovuje	
součinitel redukce únosnosti tlak. diag.			v	= 0.528	-					

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 189 *(1.428 - 0.000) = **0.270 MN**

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 863 /(0.70021 + 1.42815)= **3.854 MN**

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.863 * 1.42815 / 300 = **0.673 MN**

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.863 * 2.42815 / 450 = **0.000 MN**

Posouzení	$V_{Rd,s}$ =	0.673	MN	>	V_{Ed} =	0.189	MN	28%	Vyhovuje

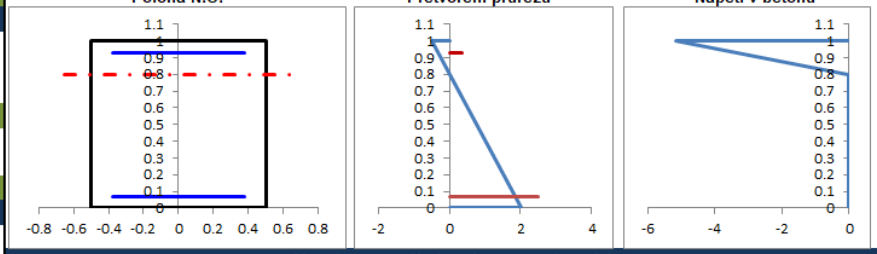
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.501	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.199	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	0.801	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	-0.0008	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	0.472	MNm	rameno vnitřních sil	z = 0.863 m
Interakce ohybového a smykového namáhání					

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.513	-	-5.153	-0.5	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.493	0.090	435.0	2.5	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.087	0.179	68.6	0.3	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	5.153	MPa	29%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	435.025	MPa	93%	Vyhovuje

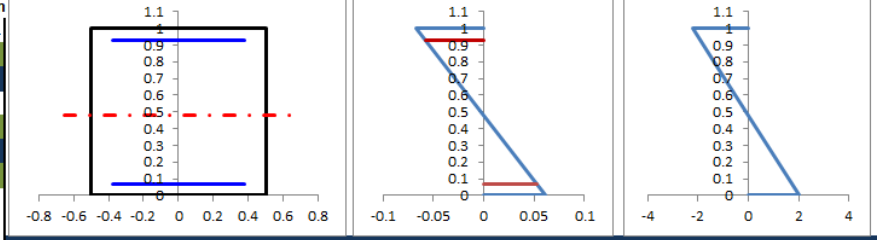
Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck}	=	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	2.200	MPa	12%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk}	=	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	10.433	MPa	3%	Vyhovuje

Poloha N.O. — Přetvoření průřezu — Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck}	=	13.500	MPa	>	σ_{cc} =	1.604	MPa				12%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =		7.318	MPa				Dlouhodobé účinky:				Ano	
ε_{sm}-ε_{cm} =(	7.318	-	0.4	*	378.6147	*(	1	+	0.046421	)/	200.0	=	-0.0008
ε_{sm}-ε_{cm} =	0.6	*	7.318	/	200.0	=	2.2E-05				ε_{sm}-ε_{cm} =		0.00002
$s_{r,max}$ =	1.85571	*	62	+	0.17	*	2088.909	=	470	mm			
w_k =	470	*	2.2E-05	=	0.000	mm			σ_{ct} =	1.419	MPa	Trhliny nevznikají	
Posouzení	$w_{k,max}$ =		0.200	mm	>	w_k =	0.000	mm					Vyhovuje

SUDOP PRAHA

– křídlo OP2 – lícová výztuž vodorovná (max v místě lomu křídla)

Křídlo opěry OP2 - H=1000 - líc - vodorovná výztuž

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	1000 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B	500	B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 16 mm	1. řada	z=0.086	$A_{s1,1}$	= 1340 mm²	(0.134%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.107	A_{s2}	= 3272 mm²	(0.327%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

6.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 268 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

	$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
dle 9.6.2	1 000	<	1 340	<	4613	<	40 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	3.33333 Φ 12 mm	$A_{w,stirrup}$ = 377 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 300 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1257 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.13%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.13%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.13%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	285 kNm	N_{Ed} =	-30 kN	V_{Ed} =	319 kN			(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:		Ne		$e_{MSÚ}$ =	9.500 m			
$M_{Ek,char}$ =	220 kNm	$N_{Ek,char}$ =	-27 kN	e_{char} =	8.148 m			(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	153 kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	-30 kN	e_{kvazi} =	5.100 m			(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.083 / 1.000)= 0.289 m λ = 0.000 / 0.289 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 265.453 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.468 *(0.147 * 30.0)+ 0.15 * 0.030) 1000 * 914 = 0.268 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.316 MN < V_{Ed} = 0.319 MN 101% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 319 *(1.428 - 0.000) = 0.456 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 844 /(0.70021 + 1.42815)= 3.767 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 377 * 434.8 * 0.844 * 1.42815 / 300 = 0.658 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 0.844 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 0.658 MN > V_{Ed} = 0.319 MN 48% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.295 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.180 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 0.820 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm, -0,1 mm, +1,0 mm, -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem -0.0003 MN — Silová podmínka vyhovuje

Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 0.285 MNm rameno vnitřních sil z = 0.844 m

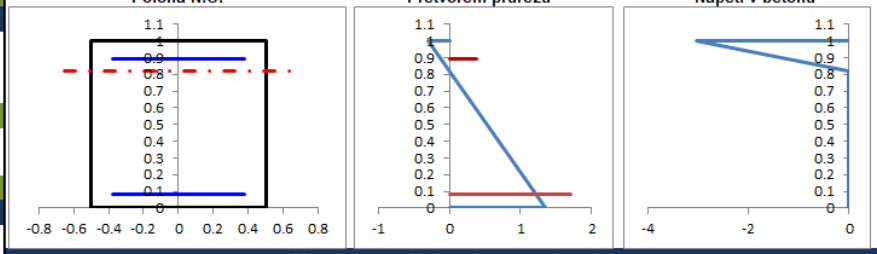
Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.274	-	-3.037	-0.3	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.322	0.132	339.3	1.7	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.079	0.323	74.6	0.4	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton f_{cd} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 3.037 MPa 17% Vyhovuje

Posouzení - ocel f_{std} = 465.929 MPa > σ_s = 339.300 MPa 73% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu

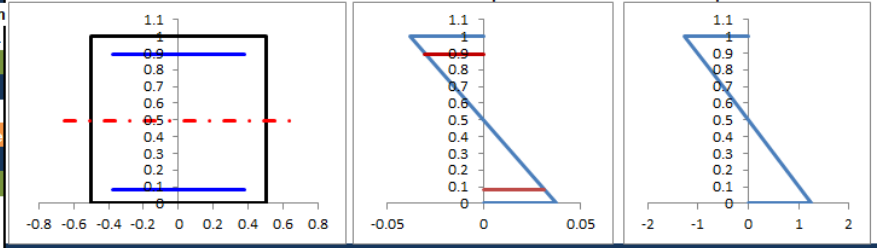


Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton 0,6.f_{ck} = 18.000 MPa > σ_{cc} = 1.268 MPa 7% Vyhovuje

Posouzení - ocel 0,8.f_{yk} = 400.000 MPa > $\sigma_{s,max}$ = 6.283 MPa 2% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 0.892 MPa 7% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 4.302 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(4.302 - 0.4 * 465.1552 *(1 + 0.037785)/ 200.0 = -0.0009

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 4.302 / 200.0 = 1.29E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00001

$s_{r,max}$ = 1.59236 * 78 + 0.17 * 2566.373 = 560 mm

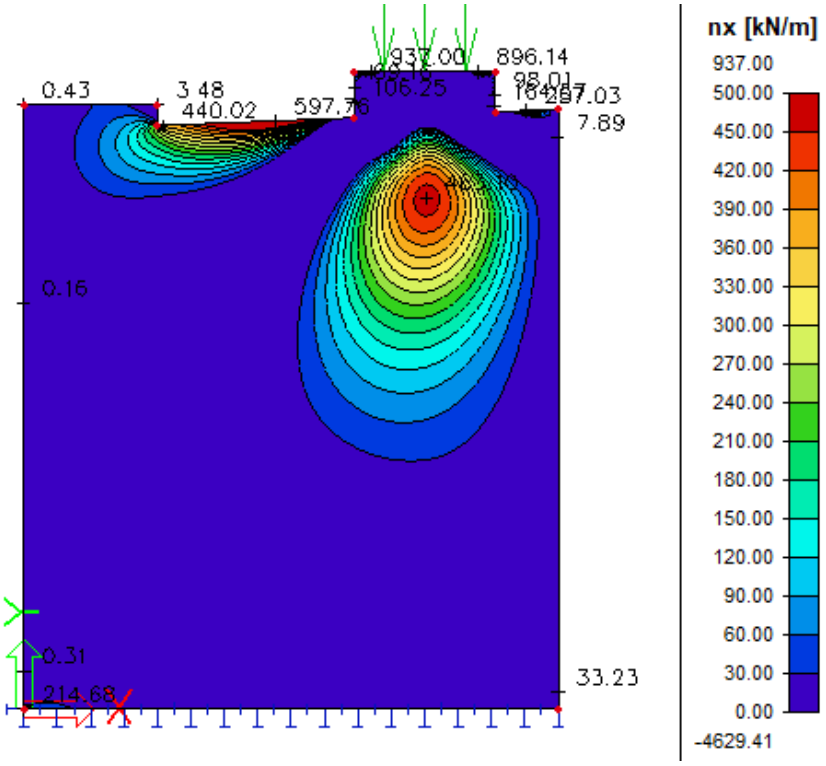
w_k = 560 * 1.29E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.849 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

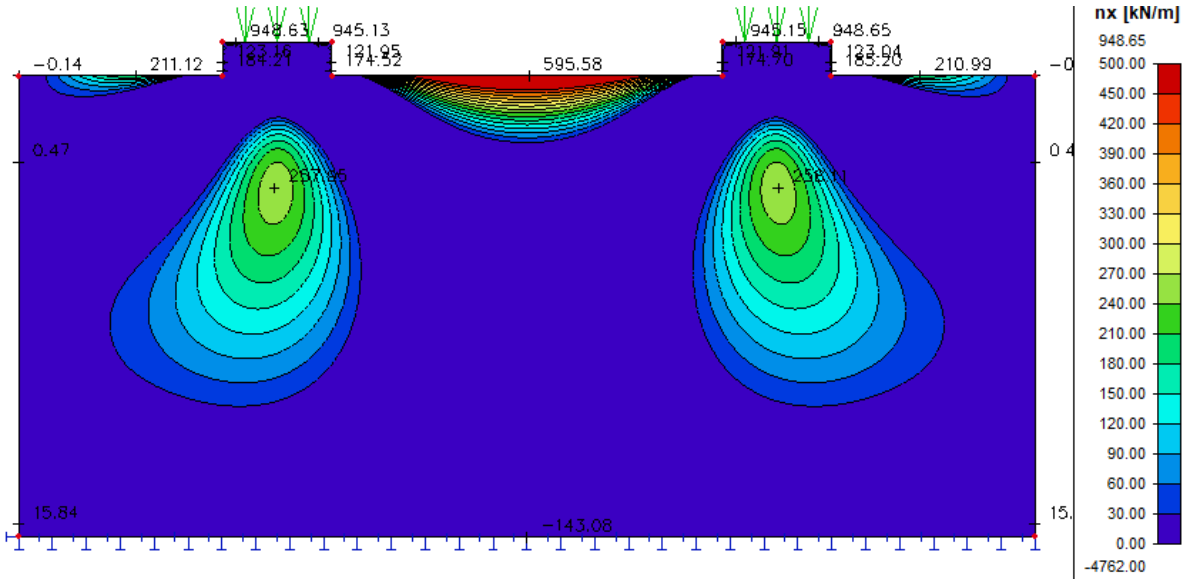
7.1.5 Oblast pod ložisky

Oblast pod ložisky byla navržena obdobně jako kotevní oblast na deskostěnovém modelu.

– příčný řez opěrou v místě ložiska – n_x [kN/m]



– pohled na opěru v místě ložiska – n_x [kN/m]



NÁVRH BLOČKU							
šířka kotevní desky:	a=	0.370	m	šířka přiřazeného obdélníka:	c=	0.560	m
délka kotevní desky:	a'=	0.370	m	délka přiřazeného obdélníka:	c'=	0.560	m
šířka bločku:	b=	0.630	m	výška bločku:	h=	0.190	m
délka bločku:	l=	0.630	m	plocha ložiska:	A_0=	0.137	m^2
pevnost bet. v tlaku:	$f_{ck}(t)$=	30.000	MPa	plocha přiřazeného obdélníka:	A_1=	0.314	m^2
návrhová pevnost:	$f_{cd}(t)$=	27.243	MPa	**návrh. síla od ložiska:**	**R_{Ed}=**	**2.700**	**MN**
				max. síla od ložiska:	**R_{Rd}=**	**3.730**	**MN**

NÁVRH ÚLOŽNÉHO PRAHU							
působící šířka bločku:	a=	0.560	m	šířka přiřazeného obdélníka:	c=	1.680	m
působící délka bločku:	a'=	0.560	m	délka přiřazeného obdélníka:	c'=	1.200	m
působící plocha bločku:	A_0=	0.314	m^2	vypočtená výška ÚP:	h_{min}=	1.120	m
pevnost bet. v tlaku:	$f_{ck}(t)$=	30.000	MPa	plocha přiřazeného obdélníka:	A_1=	2.016	m^2
návrhová pevnost:	$f_{cd}(t)$=	45.638	MPa	**návrh. síla od ložiska:**	**R_{Ed}=**	**2.700**	**MN**
				max. síla od ložiska:	**R_{Rd}=**	**14.312**	**MN**

NÁVRH VÝZTUŽE DLE ŘEZŮ V DESKOSTĚNOVÉM MODELU

Podélný řez mostem

Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unfav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Vodorovná pod lož	1300	350	1	435	805	**12**	**8**
Vodorovná u povrchu	200	55	1	435	126	**12**	**2**

Pohled na opěru

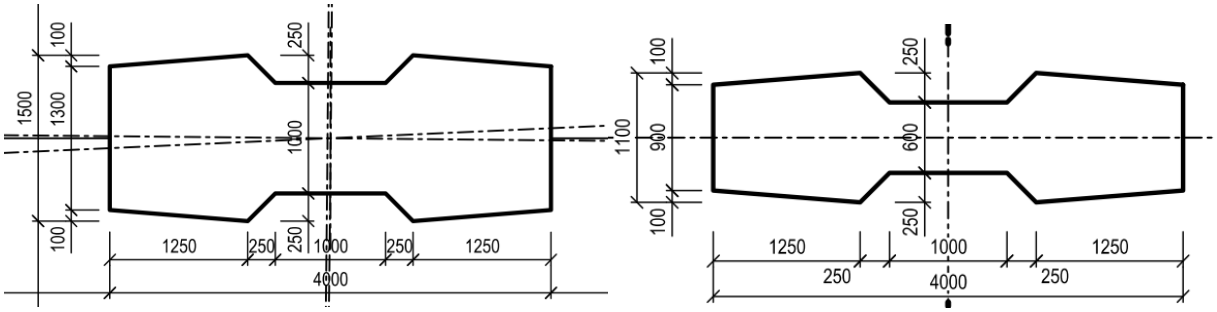
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unfav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Vodorovná pod lož	1500	267	1	435	614	**12**	**6**
Povrchová mezi lož	350	110	1	435	253	**12**	**3**
Povrchová od lož	100	11	1	435	25	**12**	**1**

7.2 Pilíře

Pilíře byly modelovány společně s nosnou konstrukcí a vnitřní síly v kombinacích jsou získávány přímo z programu MIDAS Civil. Posouzení bylo provedeno v programu IDEA StatiCa. Dříky pilířů jsou ve tvaru činky s šířkou 4,0 m a délkou dle jejich pozice. Břehové pilíře jsou navrženy masivnějšího průřezu s maximální tloušťkou 1,5 m, kyvné stojky na oblouku jsou navrženy subtilní s maximální tl. 1,0 m.

Pilíře jsou v místě oblouku s ohledem na nutnost jeho revize oslabeny prostupem na výšku 2,5m a šířku propojovacího krčku (1,0 m). Průřez mimo toto oslabení zůstává zachován.

Obrázek 7-3: Půdorys břehových pilířů (vlevo), půdorys stojek oblouku (vpravo)



7.2.1 Vnitřní síly

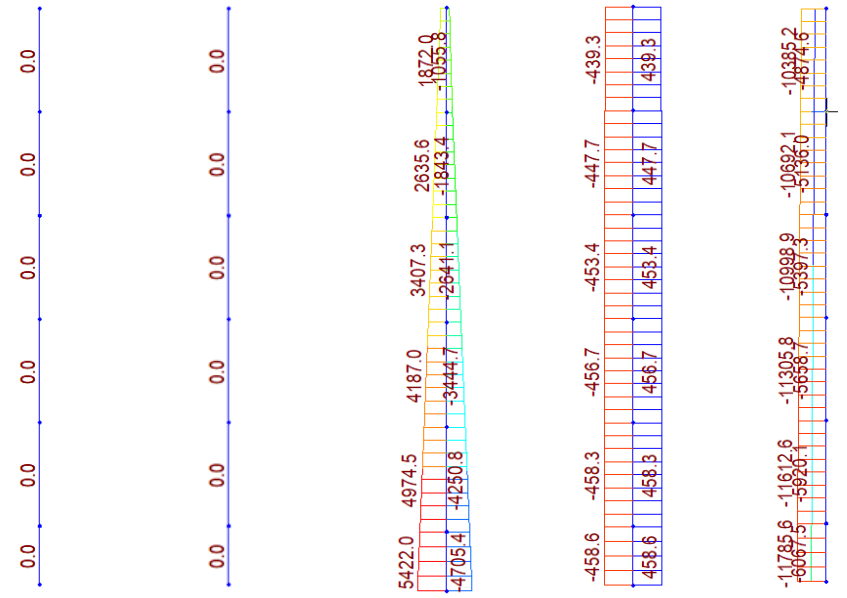
Vnitřní síly stojek na oblouku jsou uvažovány na modelu se zahrnutím imperfekcí oblouku. Ostatní břehové pilíře P1-P3 a P9-P11 jsou s ohledem na jejich nezávislou výstavbu uvažovány bez těchto imperfekcí, pouze s případným zahrnutím účinku 2. řádu. Pilíře s ložisky jsou navíc doplněny o účinek tření v ložiskách, který není na grafice vyznačen (vodorovné síly jsou uvedeny v tabulce ložisek).

7.2.1.1 Pilíř P1

Nejnižší břehový pilíř s výškou 8,9 m k základu.

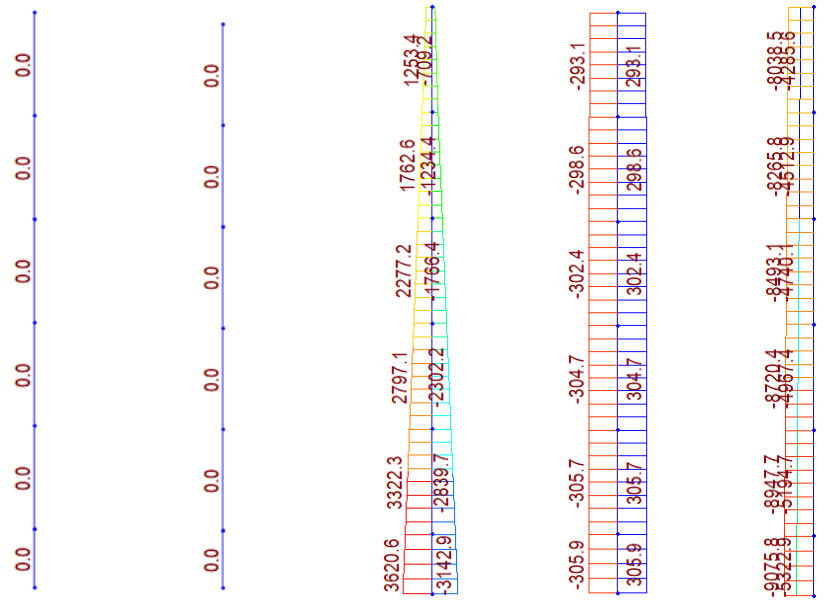
MSÚ (obálka)

M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]



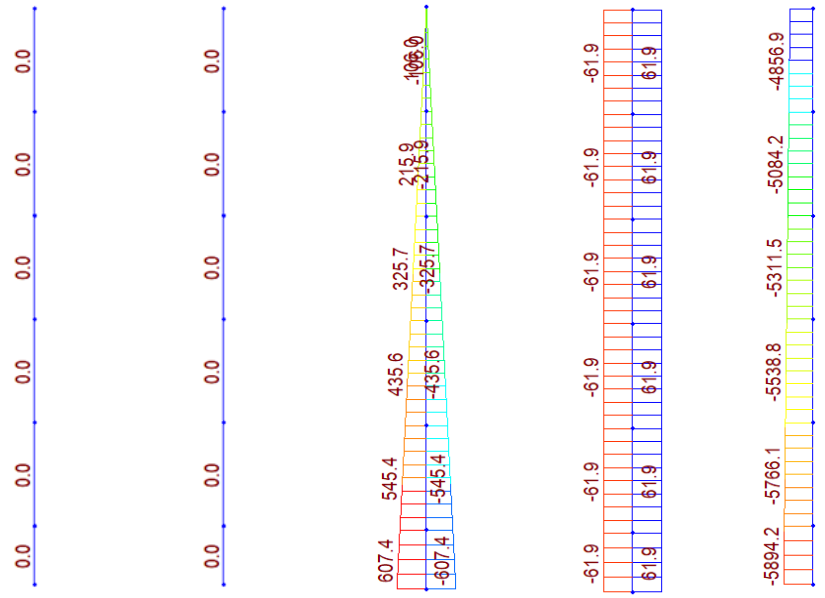
Charakteristická kombinace (obálka)

M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]



Kvazistálá kombinace (obálka)

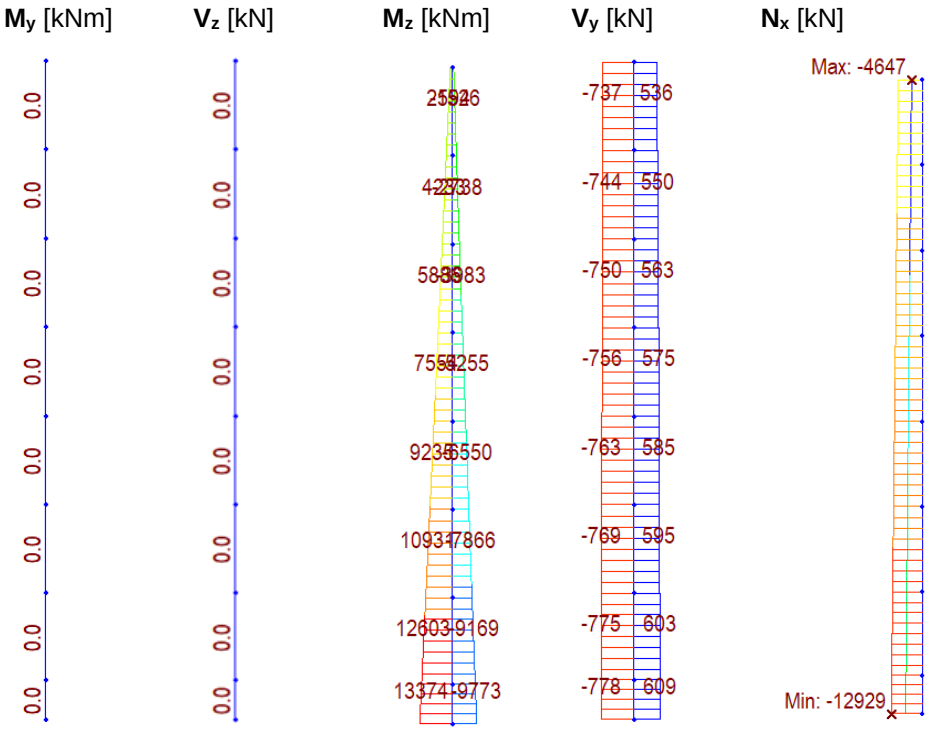
M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]



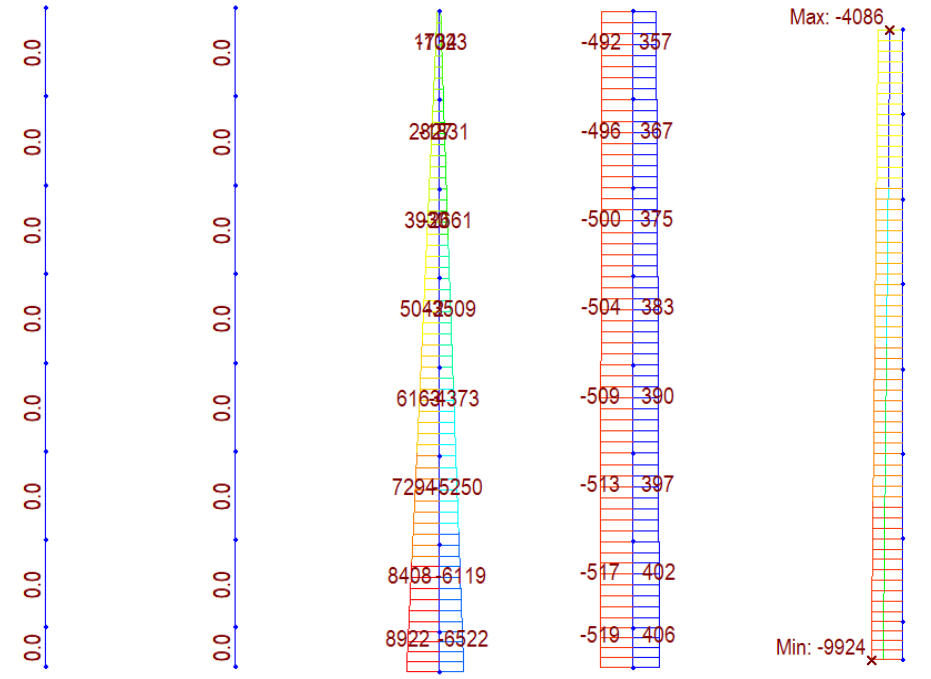
7.2.1.2 Pilíře P2, P11

S ohledem na jejich podobnou výšku nebylo uvažováno s upraveným vyztužením. Posouzen je pilíř P11 s výškou 15,65 m k základu.

MSÚ (obálka)

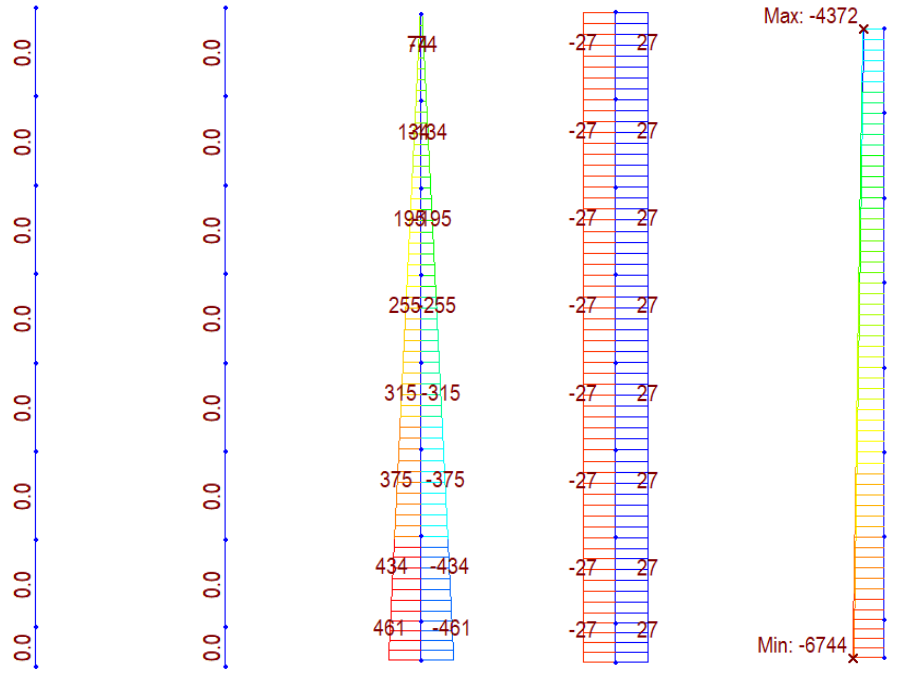


Charakteristická kombinace (obálka)



Kvazistálá kombinace (obálka)

M_y [kNm] V_z [kN] M_z [kNm] V_y [kN] N_x [kN]

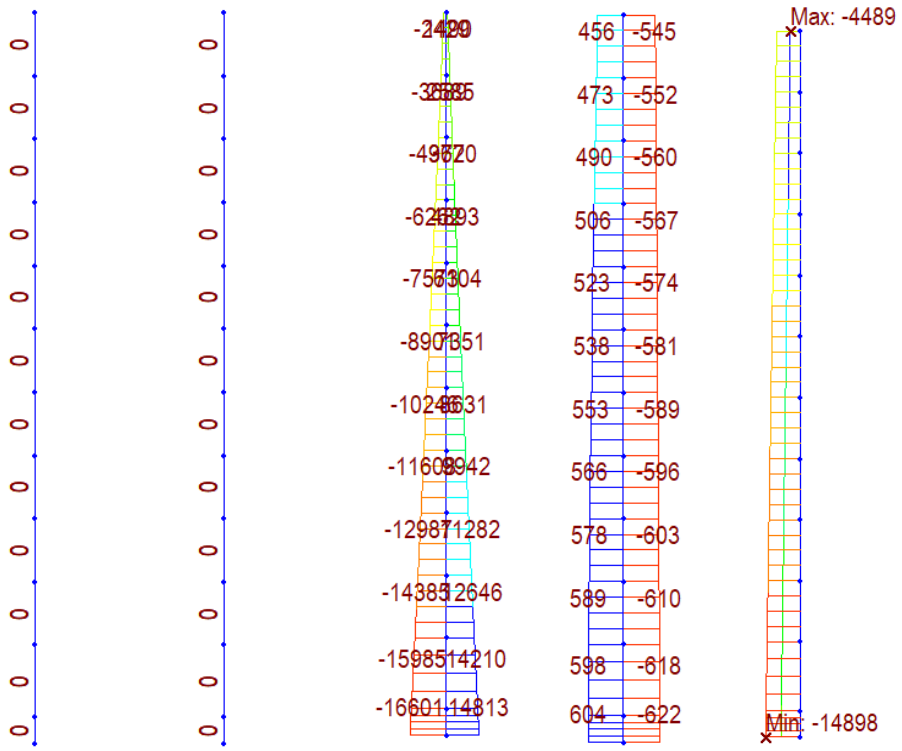


7.2.1.3 Pilíř P10

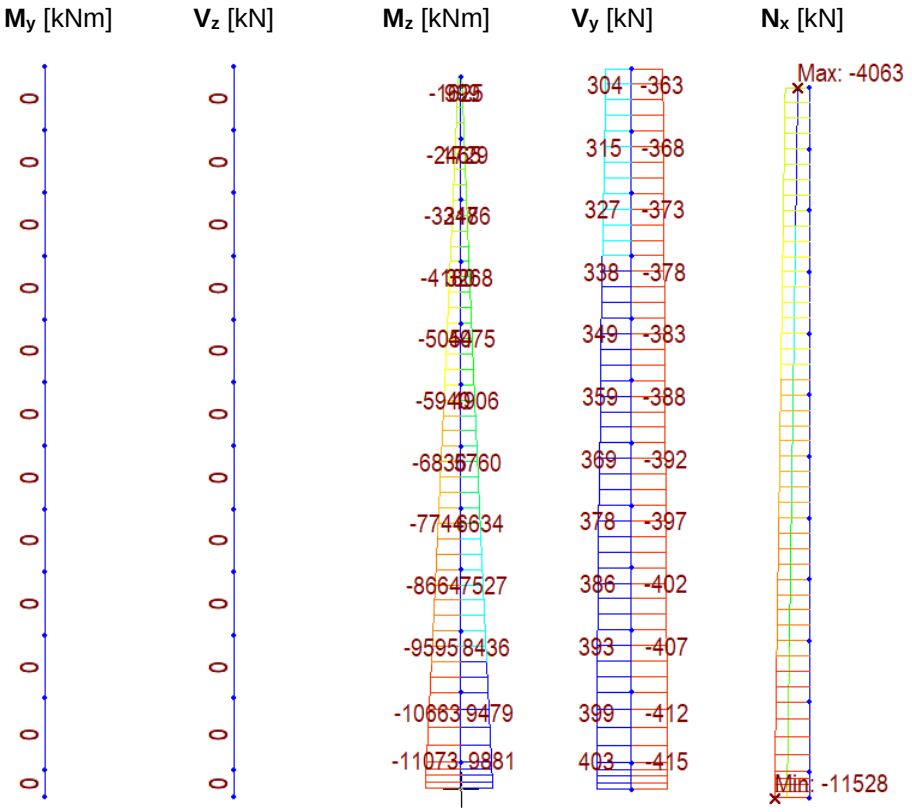
Břehový pilíř s výškou 25,9 m k základu.

MSÚ (obálka)

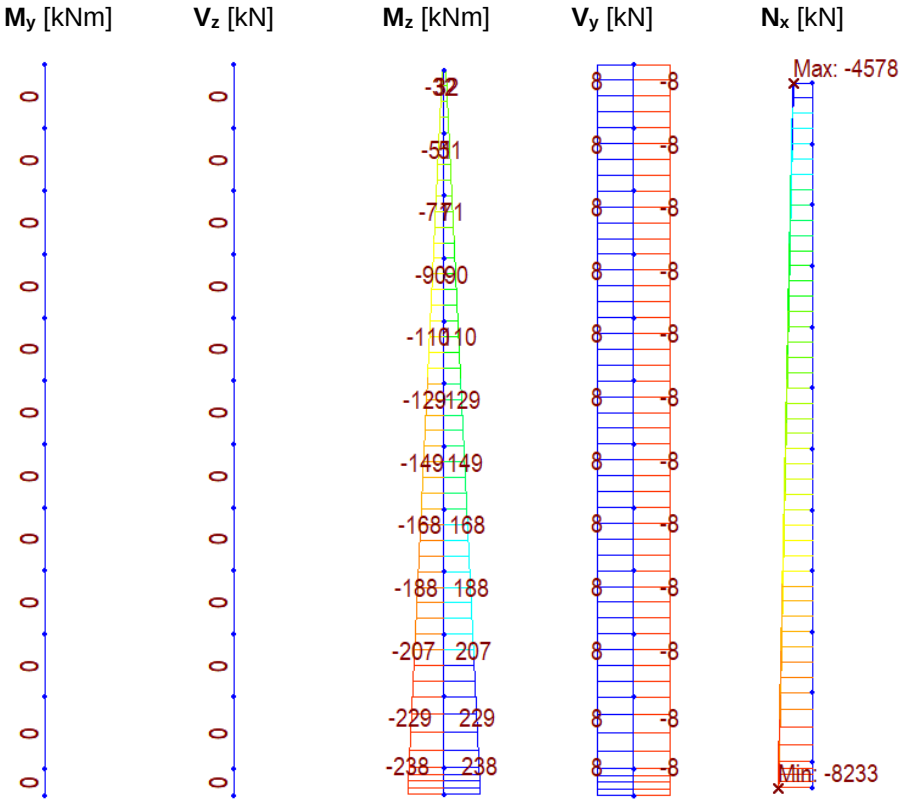
M_y [kNm] V_z [kN] M_z [kNm] V_y [kN] N_x [kN]



Charakteristická kombinace (obálka)



Kvazistálá kombinace (obálka)

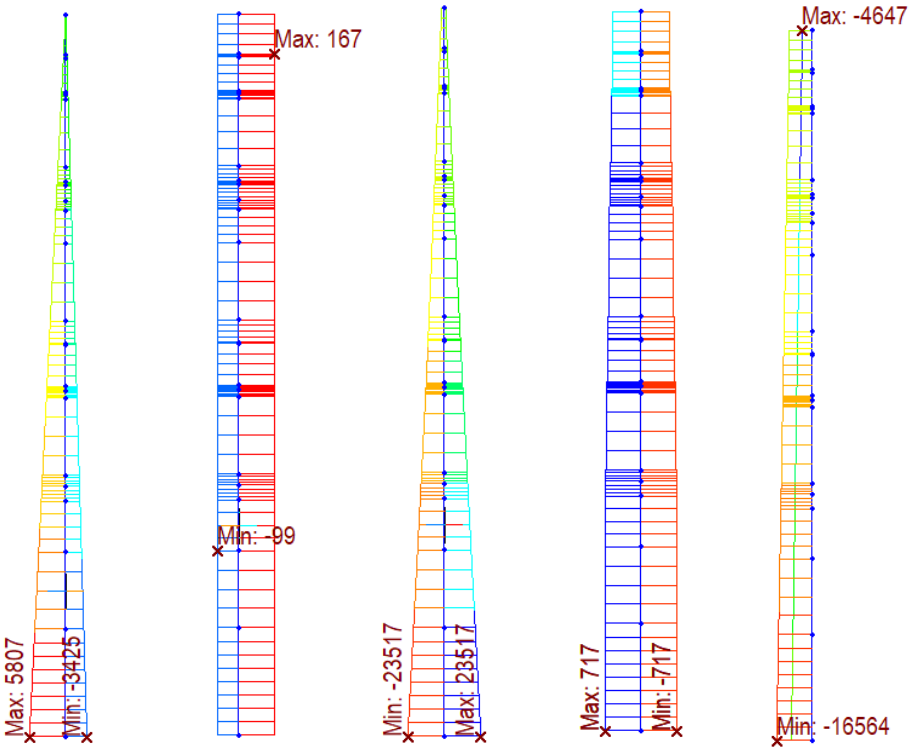


7.2.1.4 Pilíře P3, P9

Pilíře nad základem oblouku, spojené s trámovou mostovkou vrubovým kloubem. Výška pilíře k základu 34,7 m.

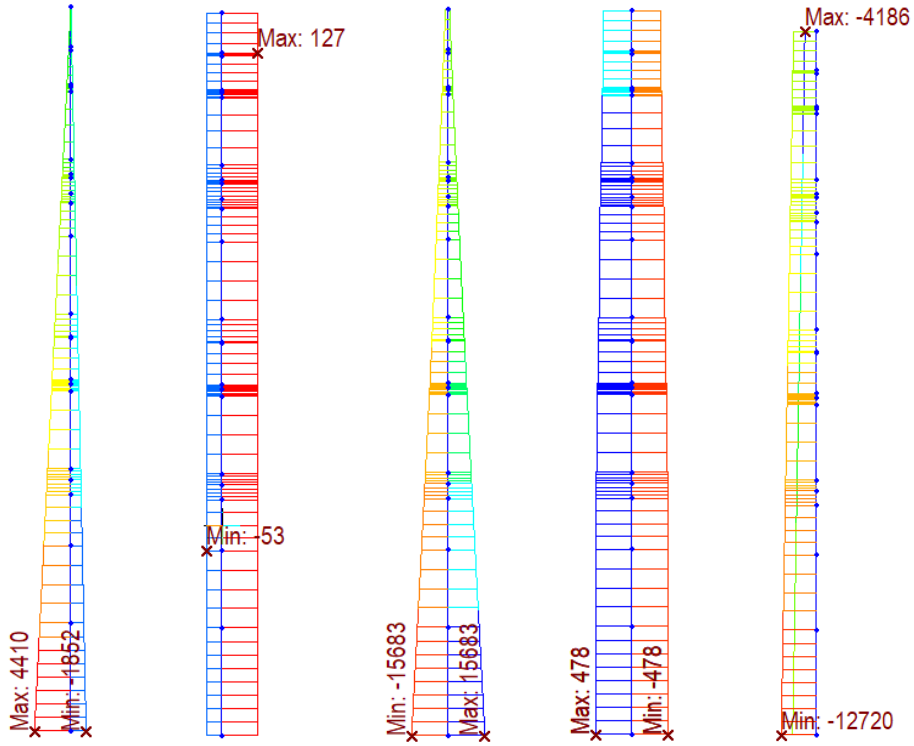
MSÚ (obálka)

M_y [kNm] V_z [kN] M_z [kNm] V_y [kN] N_x [kN]



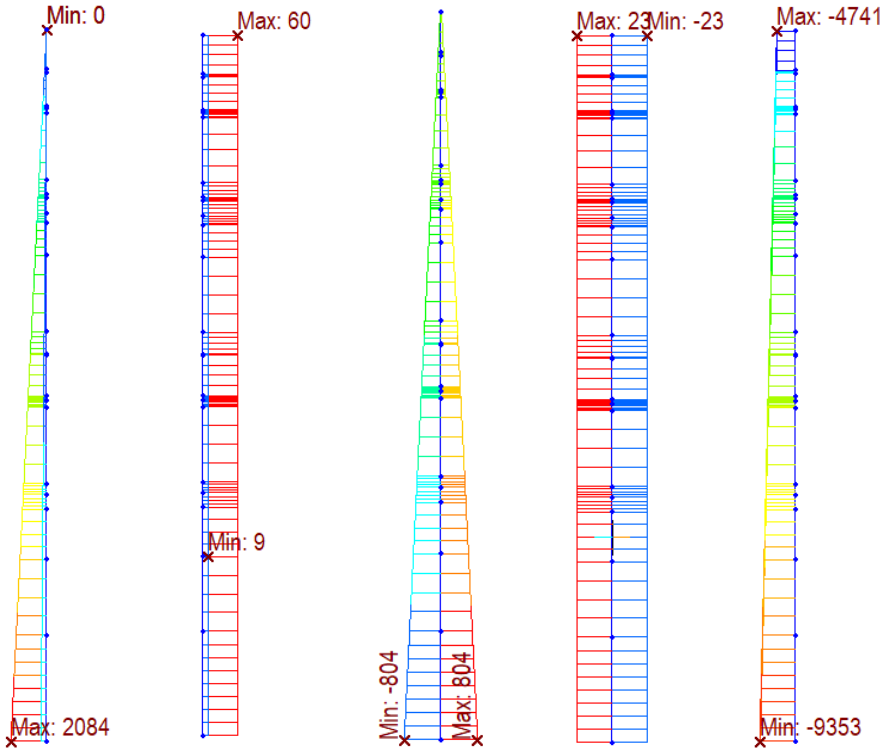
Charakteristická kombinace (obálka)

M_y [kNm] V_z [kN] M_z [kNm] V_y [kN] N_x [kN]



Kvazistálá kombinace (obálka)

M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]

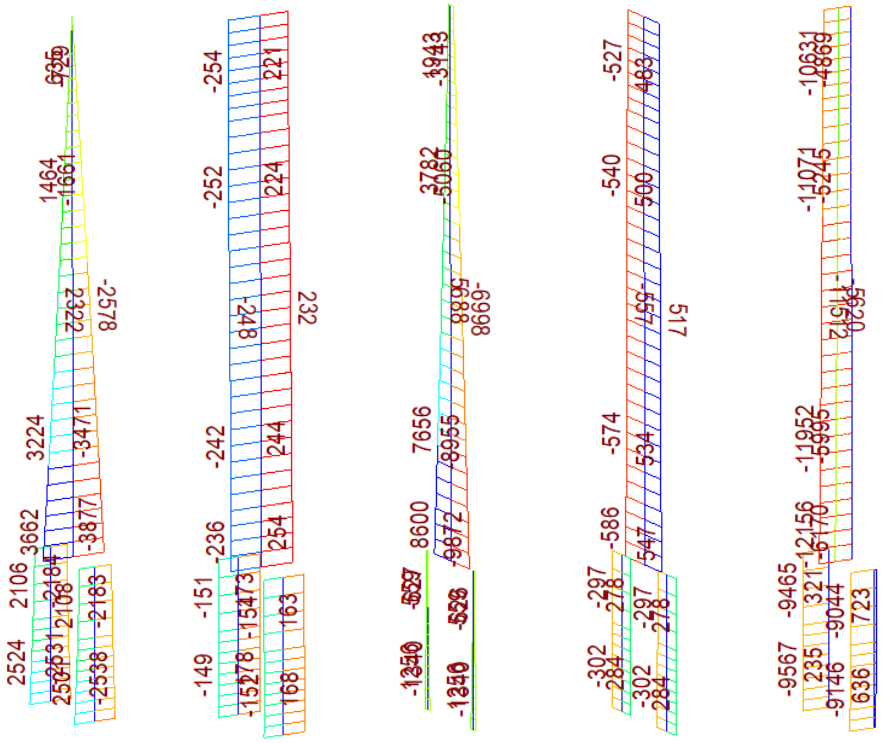


7.2.1.5 Stojky P4, P8

Vyšší stojky oblouku. Spojení s obloukem přes vetknutí, s mostovkou spojeny vrubovým kloubem. Celková výška k horním povrchu oblouku 17,8 m.

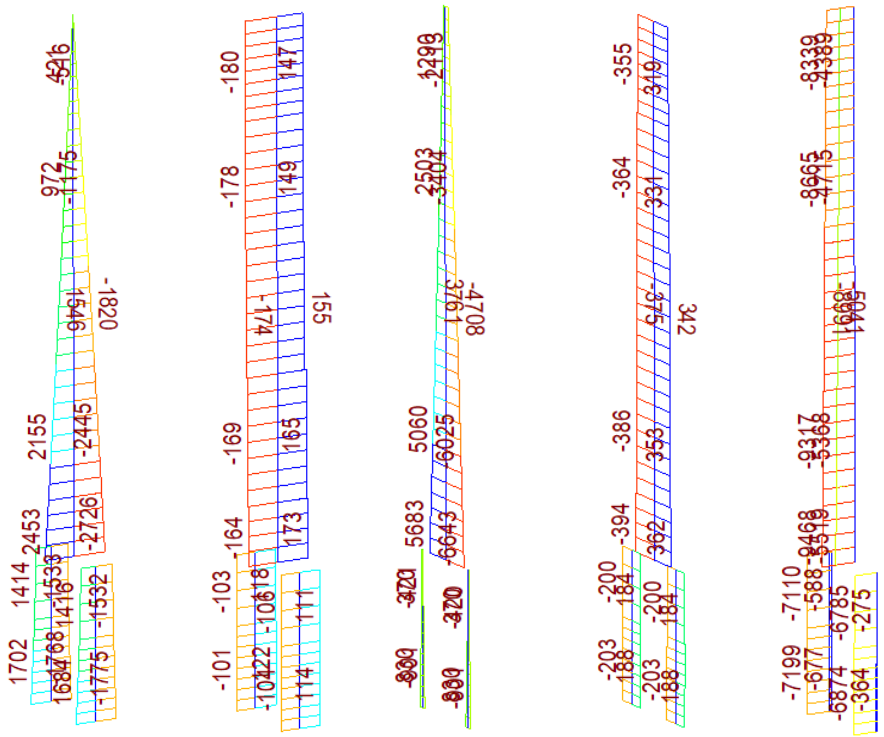
MSÚ (obálka)

M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]



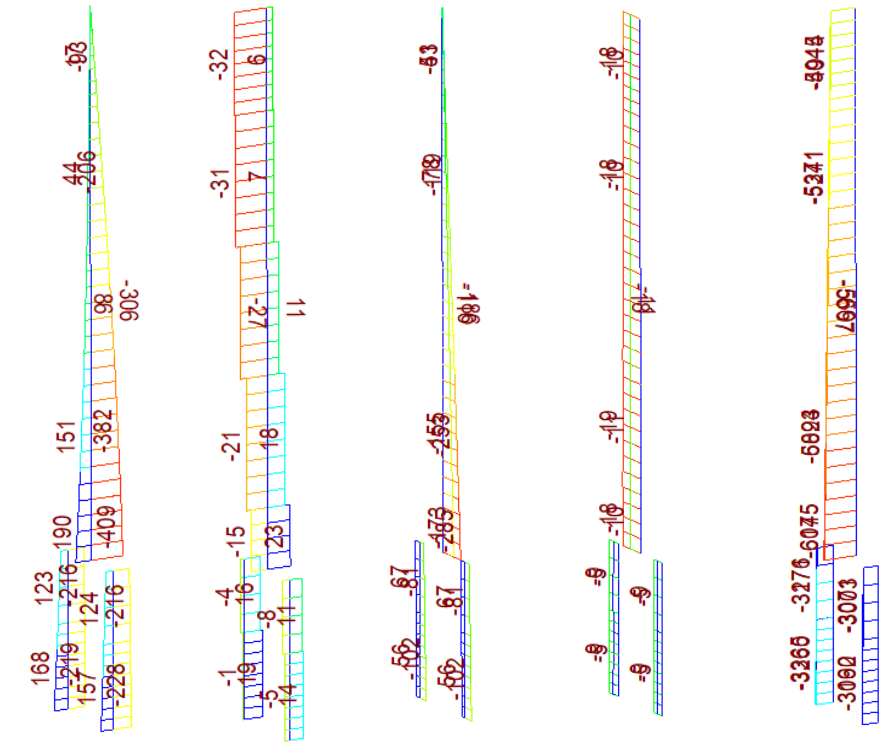
Charakteristická kombinace (obálka)

M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]



Kvazistálá kombinace (obálka)

M_y [kNm] **V_z** [kN] **M_z** [kNm] **V_y** [kN] **N_x** [kN]



7.2.2 Ověření účinků 2. řádu

Vnitřní síly získané z programu MIDAS Civil zohledňují vliv imperfekcí z výstavby oblouku, které jsou popsány v posouzení obloukové nosné konstrukce. Účinky druhého řádu vlivem štíhlosti stojek jsou dopočteny v programu IDEA StatiCa a porovnány s ručním výpočtem.

Účinky 2. řádu je nutné uvažovat pro pilíře z patek oblouku (P3 a P9), pro břehový pilíř P10 a dále pro vyšší stojky na oblouku P4 a P8. Ruční ověření štíhlosti pro stojky oblouky viz níže.

METODA JMENOVITÉ KŘIVOSTI - doplňkový moment od účinků 2. řádu a imperfekcí - pilíř P1, P2 a P11

geometrie a materiály							
plocha průřezu	A_c=	5.125	m^2	třída betonu	**C35/45**		
moment setrvačnosti	I_y=	0.743	m^4	tlaková pevnost	$f_{c,k}$=	35.0	MPa
profil výztuže	Ø=	20	mm	součinitel materiálu betonu	γ_c=	1.50	-
počet profilů	$n_Ø$=	72	ks	součinitel LT účinků	α_{cc}=	0.9	-
plocha výztuže	A_s=	22619	mm^2	mez kluzu oceli	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
účinná výška průřezu	d=	1.400	m	modul pružnosti oceli	E_s=	200.00	GPa
				součinitel materiálu oceli	γ_s=	1.15	-
Účinky od lineárního výpočtu							
koncový moment 1 (MSÚ)	M_{Ed1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (MSÚ)	M_{Ed2}=	3728.3	kNm
koncový moment 1 (kvazi)	M_{Ek1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (kvazi)	M_{Ek2}=	745.7	kNm
normálová síla (MSÚ)	N_{Ed}=	14898.0	kN	*tlakové hodnoty s kladným znaménkem*			
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	3728.3	kNm
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	745.7	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Ed}=	2237.0	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Eqp}=	447.4	kNm
Přídavné účinky vlivem imperfekcí							
úhel vychýlení	θ_i=	0.003	°	základní úhel vychýlení	θ_0=	0.005	°
				redukční souč. pro výšku	α_h=	0.667	-
počet prvků	m=	6	-	redukční souč. - počet prvků	α_m=	0.764	-
excentricita imperfekcí	e_i=	0.015	m				
				moment od imperfekcí	**M_1=**	**220.0**	**kNm**
Ověření 2. řádu							
limitní štíhlost	λ_{lim}=	38.425	-	součinitel A	A=	0.928	-
poloměr setrvačnosti	i=	0.381	m	součinitel B	B=	1.100	-
štíhlost	λ=	30.473	-	součinitel C	C=	0.700	-
				ÚČINKY 2. ŘÁDU MOŽNO ZANEDBAT			

METODA JMENOVITÉ KŘIVOSTI - doplňkový moment od účinků 2. řádu a imperfekcí - pilíř P3 + P9

geometrie a materiály							
plocha průřezu	A_c=	5.125	m^2	třída betonu		**C35/45**	
moment setrvačnosti	I_y=	0.743	m^4	tlaková pevnost	$f_{c,k}$=	35.0	MPa
profil výztuže	Ø=	20	mm	součinitel materiálu betonu	γ_c=	1.50	-
počet profilů	$n_Ø$=	72	ks	součinitel LT účinků	α_{cc}=	0.9	-
plocha výztuže	A_s=	22619	mm^2	mez kluzu oceli	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
účinná výška průřezu	d=	1.400	m	modul pružnosti oceli	E_s=	200.00	GPa
				součinitel materiálu oceli	γ_s=	1.15	-
Účinky od lineárního výpočtu							
koncový moment 1 (MSÚ)	M_{Ed1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (MSÚ)	M_{Ed2}=	5450.0	kNm
koncový moment 1 (kvazi)	M_{Ek1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (kvazi)	M_{Ek2}=	1818.0	kNm
normálová síla (MSÚ)	N_{Ed}=	16577.0	kN		*tlakové hodnoty s kladným znaménkem*		
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	5450.0	kNm
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	1818.0	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Ed}=	3270.0	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Eqp}=	1090.8	kNm
Přídavné účinky vlivem imperfekcí							
úhel vychýlení	θ_i=	0.003	°	základní úhel vychýlení	θ_0=	0.005	°
				redukční souč. pro výšku	α_h=	0.667	-
počet prvků	m=	6	-	redukční souč. - počet prvků	α_m=	0.764	-
excentricita imperfekcí	e_i=	0.031	m				
				moment od imperfekcí	**M_1=**	**511.8**	**kNm**
Ověření 2. řádu							
limitní štíhlost	λ_{lim}=	34.763	-	součinitel A	A=	0.886	-
poloměr setrvačnosti	i=	0.381	m	součinitel B	B=	1.100	-
štíhlost	λ=	63.724	-	součinitel C	C=	0.700	-
				ÚČINKY 2. ŘÁDU NENÍ MOŽNO ZANEDBAT			
Jmenovitý moment 2. řádu							
délka prvku	L=	34.7	m	ČSN EN 1992-1 obr. 5.7		c) vetknutí - kloub	
účinná délka	l_0=	24.3	m				
součinitel křivosti	c=	9.87	-	*5.8.8.2 v EN 92-1: pro konst. moment I. Řádu = 8, jinak Pi()^2*			
opr. souč. závislý na N_{Ed}	K_r=	1.000	-	poměrná normálová síla	n=	0.154	-
				balanční poměr. norm. síla	n_{bal}=	0.400	-
				maximální poměr. norm. síla	n_u=	1.082	-
opr. souč. dotvarování	K_φ=	1.064	-	součinitel beta	β=	0.100	-
				součinitel dotvarování	$\varphi_{(inf,t0)}$=	1.930	-
				účinný součinitel dotvarování	φ_{ef}=	0.644	-
křivost	1/r=	3.67E-03	-	přetvoř. oceli na mezi kluzu	ε_{yd}=	2.174	‰
				náhradní křivost	$1/r_0$=	3.45E-03	-
excentricita od účinků 2. řádu	e_2=	0.219	m				
				jmenovitý moment 2. řádu	**M_2=**	**3629.6**	**kNm**

METODA JMENOVITÉ KŘIVOSTI - doplňkový moment od účinků 2. řádu a imperfekcí - pilíř P10

geometrie a materiály							
plocha průřezu	A_c=	5.125	m^2	třída betonu		**C35/45**	
moment setrvačnosti	I_y=	0.743	m^4	tlaková pevnost	$f_{c,k}$=	35.0	MPa
profil výztuže	Ø=	20	mm	součinitel materiálu betonu	γ_c=	1.50	-
počet profilů	$n_Ø$=	72	ks	součinitel LT účinků	α_{cc}=	0.9	-
plocha výztuže	A_s=	22619	mm^2	mez kluzu oceli	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
účinná výška průřezu	d=	1.400	m	modul pružnosti oceli	E_s=	200.00	GPa
				součinitel materiálu oceli	γ_s=	1.15	-
Účinky od lineárního výpočtu							
koncový moment 1 (MSÚ)	M_{Ed1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (MSÚ)	M_{Ed2}=	6052.5	kNm
koncový moment 1 (kvazi)	M_{Ek1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (kvazi)	M_{Ek2}=	1210.5	kNm
normálová síla (MSÚ)	N_{Ed}=	14898.0	kN		*tlakové hodnoty s kladným znaménkem*		
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	6052.5	kNm
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	1210.5	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Ed}=	3631.5	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Eqp}=	726.3	kNm
Přídavné účinky vlivem imperfekcí							
úhel vychýlení	θ_i=	0.003	°	základní úhel vychýlení	θ_0=	0.005	°
				redukční souč. pro výšku	α_h=	0.667	-
počet prvků	m=	6	-	redukční souč. - počet prvků	α_m=	0.764	-
excentricita imperfekcí	e_i=	0.024	m				
				moment od imperfekcí	**M_1=**	**356.7**	**kNm**
Ověření 2. řádu							
limitní štíhlost	λ_{lim}=	38.425	-	součinitel A	A=	0.928	-
poloměr setrvačnosti	i=	0.381	m	součinitel B	B=	1.100	-
štíhlost	λ=	49.416	-	součinitel C	C=	0.700	-
				ÚČINKY 2. ŘÁDU NENÍ MOŽNO ZANEDBAT			
Jmenovitý moment 2. řádu							
délka prvku	L=	26.9	m	ČSN EN 1992-1 obr. 5.7		c) vetknutí - kloub	
účinná délka	l_0=	18.8	m				
součinitel křivosti	c=	9.87	-	*5.8.8.2 v EN 92-1: pro konst. moment I. Řádu = 8, jinak Pi()^2*			
opr. souč. závislý na N_{Ed}	K_r=	1.000	-	poměrná normálová síla	n=	0.138	-
				balanční poměr. norm. síla	n_{bal}=	0.400	-
				maximální poměr. norm. síla	n_u=	1.082	-
opr. souč. dotvarování	K_φ=	1.075	-	součinitel beta	β=	0.196	-
				součinitel dotvarování	$\varphi_{(inf,t0)}$=	1.930	-
				účinný součinitel dotvarování	φ_{ef}=	0.386	-
křivost	1/r=	3.71E-03	-	přetvoř. oceli na mezi kluzu	ε_{yd}=	2.174	‰
				náhradní křivost	$1/r_0$=	3.45E-03	-
excentricita od účinků 2. řádu	e_2=	0.133	m				
				jmenovitý moment 2. řádu	**M_2=**	**1981.8**	**kNm**

METODA JMENOVITÉ KŘIVOSTI - doplňkový moment od účinků 2. řádu a imperfekcí - vysoká stojka

geometrie a materiály							
plocha průřezu	A_c=	3.525	m^2	třída betonu		**C35/45**	
moment setrvačnosti	I_y=	0.256	m^4	tlaková pevnost	$f_{c,k}$=	35.0	MPa
profil výztuže	Ø=	16	mm	součinitel materiálu betonu	γ_c=	1.50	-
počet profilů	$n_Ø$=	72	ks	součinitel LT účinků	α_{cc}=	0.9	-
plocha výztuže	A_s=	14476	mm^2	mez kluzu oceli	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
účinná výška průřezu	d=	1.000	m	modul pružnosti oceli	E_s=	200.00	GPa
				součinitel materiálu oceli	γ_s=	1.15	-
Účinky od lineárního výpočtu							
koncový moment 1 (MSÚ)	M_{Ed1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (MSÚ)	M_{Ed2}=	3855.0	kNm
koncový moment 1 (kvazi)	M_{Ek1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (kvazi)	M_{Ek2}=	328.0	kNm
normálová síla (MSÚ)	N_{Ed}=	11412.0	kN		*tlakové hodnoty s kladným znaménkem*		
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	3855.0	kNm
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	328.0	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Ed}=	2313.0	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Eqp}=	196.8	kNm
Přídavné účinky vlivem imperfekcí							
úhel vychýlení	θ_i=	0.003	°	základní úhel vychýlení	θ_0=	0.005	°
				redukční souč. pro výšku	α_h=	0.667	-
počet prvků	m=	4	-	redukční souč. - počet prvků	α_m=	0.791	-
excentricita imperfekcí	e_i=	0.014	m				
				moment od imperfekcí	**M_1=**	**165.3**	**kNm**
Ověření 2. řádu							
limitní štíhlost	λ_{lim}=	37.975	-	součinitel A	A=	0.968	-
poloměr setrvačnosti	i=	0.270	m	součinitel B	B=	1.100	-
štíhlost	λ=	40.764	-	součinitel C	C=	0.700	-
				ÚČINKY 2. ŘÁDU NENÍ MOŽNO ZANEDBAT			
Jmenovitý moment 2. řádu							
délka prvku	L=	15.7	m	ČSN EN 1992-1 obr. 5.7		c) vetknutí - kloub	
účinná délka	l_0=	11.0	m				
součinitel křivosti	c=	9.87	-	*5.8.8.2 v EN 92-1: pro konst. moment I. Řádu = 8, jinak Pi()^2*			
opr. souč. závislý na N_{Ed}	K_r=	1.000	-	poměrná normálová síla	n=	0.154	-
				balanční poměr. norm. síla	n_{bal}=	0.400	-
				maximální poměr. norm. síla	n_u=	1.077	-
opr. souč. dotvarování	K_φ=	1.042	-	součinitel beta	β=	0.253	-
				součinitel dotvarování	$\varphi_{(inf,t0)}$=	1.930	-
				účinný součinitel dotvarování	φ_{ef}=	0.164	-
křivost	1/r=	5.03E-03	-	přetvoř. oceli na mezi kluzu	ε_{yd}=	2.174	‰
				náhradní křivost	$1/r_0$=	4.83E-03	-
excentricita od účinků 2. řádu	e_2=	0.062	m				
				jmenovitý moment 2. řádu	**M_2=**	**702.7**	**kNm**

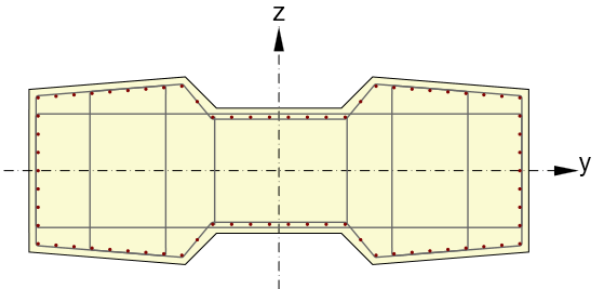
METODA JMENOVITÉ KŘIVOSTI - doplňkový moment od účinků 2. řádu a imperfekcí - nízká stojka

geometrie a materiály							
plocha průřezu	A_c=	3.525	m^2	třída betonu		**C35/45**	
moment setrvačnosti	I_y=	0.256	m^4	tlaková pevnost	$f_{c,k}$=	35.0	MPa
profil výztuže	Ø=	16	mm	součinitel materiálu betonu	γ_c=	1.50	-
počet profilů	$n_Ø$=	72	ks	součinitel LT účinků	α_{cc}=	0.9	-
plocha výztuže	A_s=	14476	mm^2	mez kluzu oceli	$f_{y,k}$=	500.0	MPa
účinná výška průřezu	d=	1.000	m	modul pružnosti oceli	E_s=	200.00	GPa
				součinitel materiálu oceli	γ_s=	1.15	-
Účinky od lineárního výpočtu							
koncový moment 1 (MSÚ)	M_{Ed1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (MSÚ)	M_{Ed2}=	0.0	kNm
koncový moment 1 (kvazi)	M_{Ek1}=	0.0	kNm	koncový moment 2 (kvazi)	M_{Ek2}=	0.0	kNm
normálová síla (MSÚ)	N_{Ed}=	10753.0	kN		*tlakové hodnoty s kladným znaménkem*		
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	0.0	kNm
koncový moment 1. řádu (1)	M_{01}=	0.0	kNm	koncový moment 1. řádu (2)	M_{02}=	0.0	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Ed}=	0.0	kNm
				ekvivaletní koncový moment	M_{0Eqp}=	0.0	kNm
Přídavné účinky vlivem imperfekcí							
úhel vychýlení	θ_i=	0.004	°	základní úhel vychýlení	θ_0=	0.005	°
				redukční souč. pro výšku	α_h=	1.000	-
počet prvků	m=	4	-	redukční souč. - počet prvků	α_m=	0.791	-
excentricita imperfekcí	e_i=	0.008	m				
				moment od imperfekcí	**M_1=**	**81.8**	**kNm**
Ověření 2. řádu							
limitní štíhlost	λ_{lim}=	29.153	-	součinitel A	A=	0.722	-
poloměr setrvačnosti	i=	0.270	m	součinitel B	B=	1.100	-
štíhlost	λ=	14.280	-	součinitel C	C=	0.700	-
				ÚČINKY 2. ŘÁDU MOŽNO ZANEDBAT			

7.2.3 Návrh výztuže – pilíř P1, P2, P10 a P11

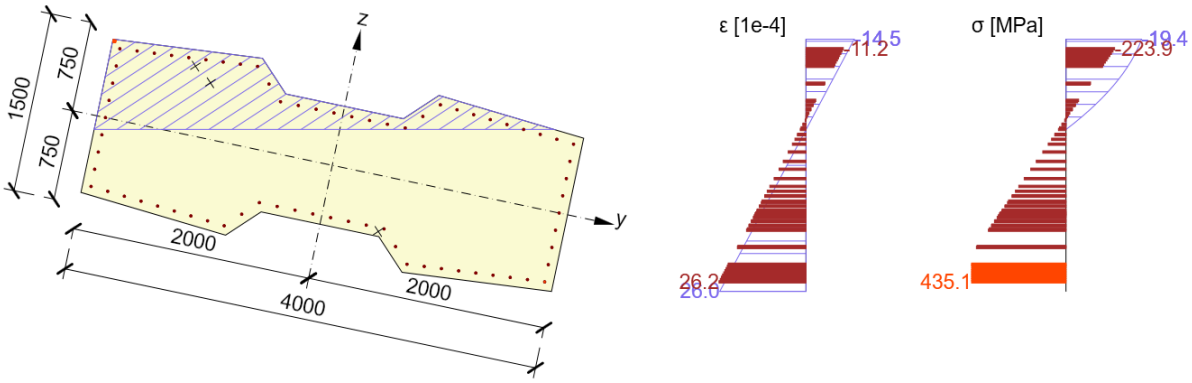
Posouzení pilířů proběhlo v programu IDEA StatiCa s vyhledáním nejhorších extrémů v konstrukci. Na základě metody mezních přetvoření byla navržena výztuž v patě Ø20, smyková výztuž Ø12 po 150 mm. Na grafice a posouzení níže jsou uvedeny výsledky pro nejméně příznivou kombinaci namáhání.

Obrázek 7-4: Schéma vyztužení pilíře v patě



– standardní MSÚ, MSP

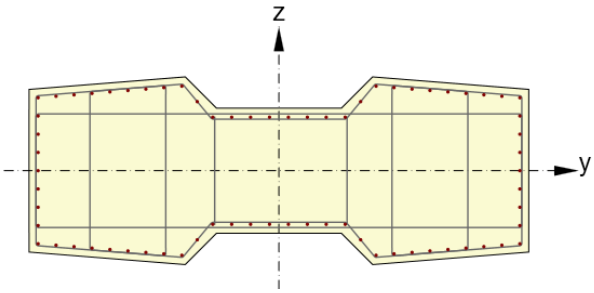
Rozhodující typ posudku	**N_{Ed}** [kN]	**$M_{Ed,y}$** [kNm]	**$M_{Ed,z}$** [kNm]	**V_{Ed}** [kN]	**T_{Ed}** [kNm]	**Hodnota** [%]	**Posudek**
Interakce	-9026.7	7559.1	-16072.3	660.7	0.0	93.38	OK
Typ posudku	**N_{Ed}** [kN]	**$M_{Ed,y}$** [kNm]	**$M_{Ed,z}$** [kNm]	**V_{Ed}** [kN]	**T_{Ed}** [kNm]	**Hodnota** [%]	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-9026.7	7559.1	-16072.3			73.34	OK
Smyk	-9026.7			660.7	0.0	30.90	OK
Kroucení					0.0	0.00	OK
Interakce	-9026.7	7559.1	-16072.3	660.7	0.0	93.38	OK
Omezení napětí	-7903.2	4010.0	-10618.9			67.35	OK
Šířka trhliny	-8090.0	2457.0	-229.3			7.09	OK



7.2.4 Návrh výztuže – pilíř P3 a P9

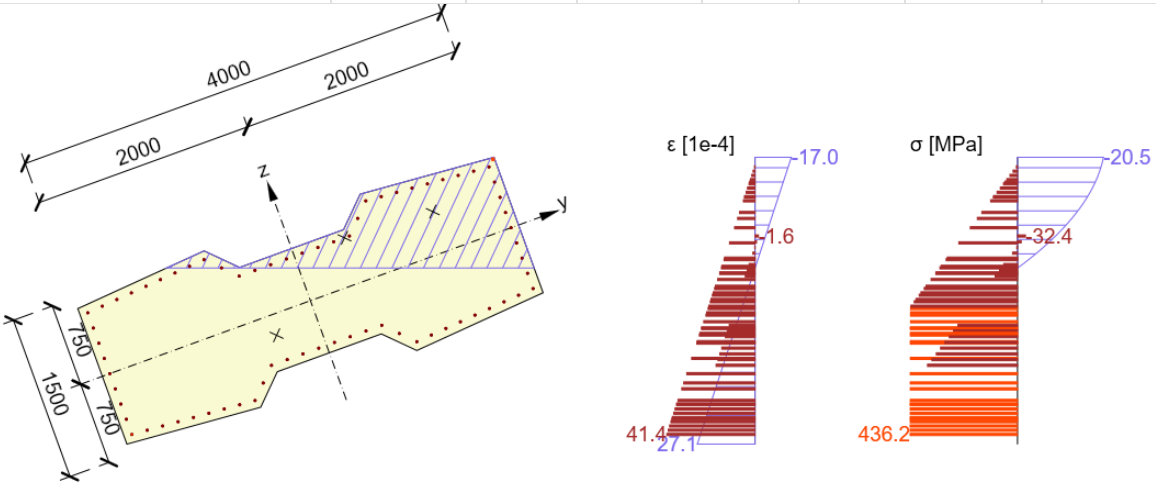
Posouzení pilířů proběhlo v programu IDEA StatiCa s vyhledáním nejhorších extrémů v konstrukci. Na základě metody mezních přetvoření byla navržena výztuž v patě Ø20, smyková výztuž Ø12 po 150 mm. Na grafice a posouzení níže jsou uvedeny výsledky pro nejméně příznivou kombinaci namáhání.

Obrázek 7-5: Schéma vyztužení pilíře v patě



– standardní MSÚ, MSP

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-12431.4	7399.0	23618.1	719.4	-970.7	93.6	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-12431.4	7399.0	23618.1			75.9	OK
Smyk	-12431.4			719.4	-970.7	15.3	OK
Kroucení					-970.7	26.3	OK
Interakce	-12431.4	7399.0	23618.1	719.4	-970.7	93.6	OK
Omezení napětí	-10491.7	3232.2	15628.8			68.7	OK
Šířka trhliny	-9298.6	2084.0	0.0			0.0	OK

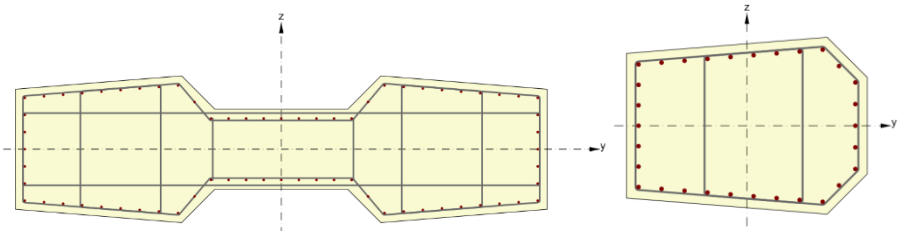


7.2.5 Návrh výztuže – obloukové stojky P4 a P8

Posouzení pilířů proběhlo v programu IDEA StatiCa s vyhledáním nejhorších extrémů v konstrukci.

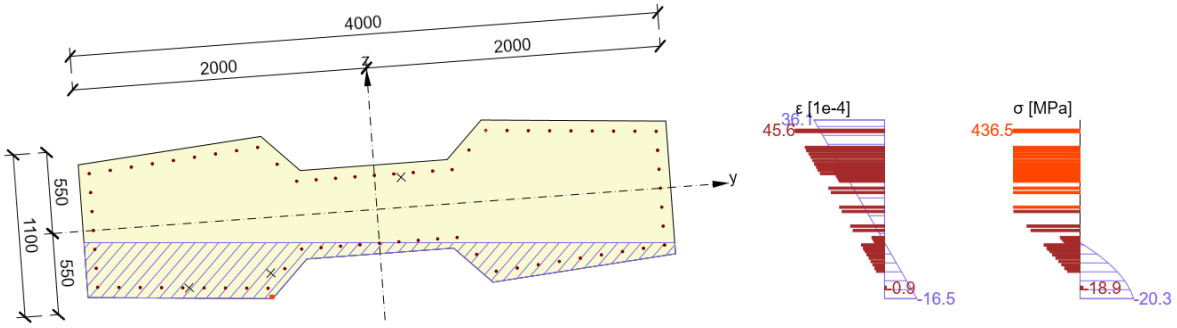
Na základě metody mezních přetvoření byla do plného průřezu pilíře navržena výztuž Ø16, smyková výztuž Ø12 po 150 mm. Do děleného průřezu pak byla navržena výztuž Ø25, smyková výztuž Ø12 po 150 mm. Na grafice a posouzení níže jsou uvedeny výsledky pro nejméně příznivou kombinaci namáhání.

Obrázek 7-6: Schéma vyztužení pilíře v místě dělení (vlevo), schéma vyztužení rozdělené části pilíře (vpravo)



– standardní MSÚ, MSP (plný průřez)

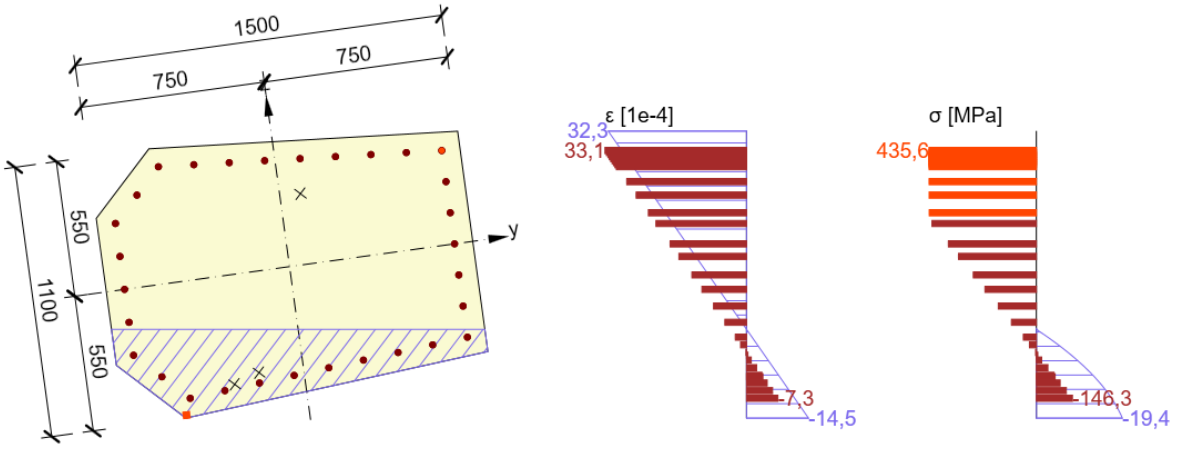
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-6427.1	-4521.0	-7395.1			94.4	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-6427.1	-4521.0	-7395.1			94.4	OK
Smyk	-6427.1			471.6	-210.7	23.2	OK
Kroucení					-210.7	8.8	OK
Interakce	-6427.1	-4521.0	-7395.1	471.6	-210.7	93.7	OK
Omezení napětí	-5696.8	-2726.5	-4950.8			59.9	OK
Šířka trhliny	-6050.9	-408.9	-231.6			0.0	OK



– standardní MSÚ, MSP (dělený průřez)

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-1338,6	-1768,1	540,2			97,7	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-858,0	-2531,0	826,5			81,5	OK
Smyk	-858,0			251,2	53,0	36,2	OK
Kroucení					53,0	6,9	OK
Interakce	-858,0	-2531,0	826,5	251,2	53,0	93,4	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-1338,6	-1768,1	540,2			97,7	OK
Šířka trhliny	-3284,0	-218,8	-29,7			0,0	OK

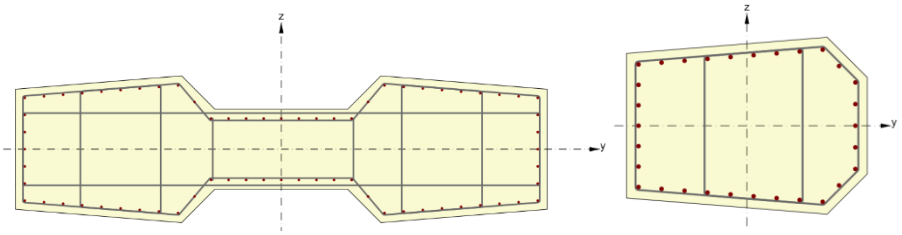


7.2.6 Návrh výztuže – obloukové stojky P5 a P7

Posouzení pilířů proběhlo v programu IDEA StatiCa s vyhledáním nejhorších extrémů v konstrukci.

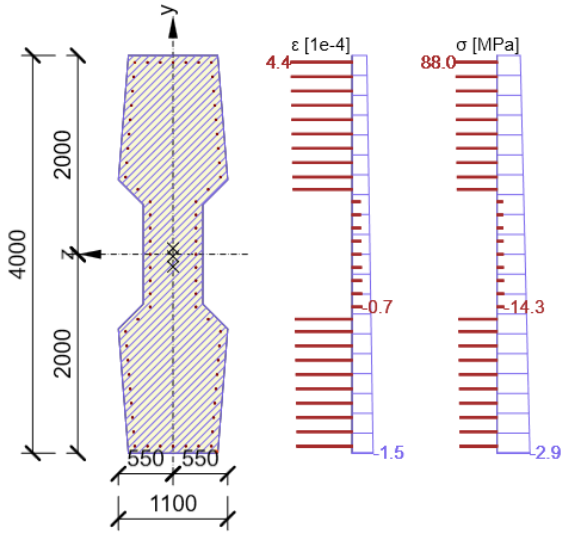
Na základě metody mezních přetvoření byla do plného průřezu pilíře navržena výztuž Ø16, smyková výztuž Ø12 po 150 mm. Do děleného průřezu pak byla navržena výztuž Ø25, smyková výztuž Ø12 po 150 mm. Na grafice a posouzení níže jsou uvedeny výsledky pro nejméně příznivou kombinaci namáhání.

Obrázek 7-7: Schéma vyztužení pilíře v místě dělení (vlevo), schéma vyztužení rozdělené části pilíře (vpravo)



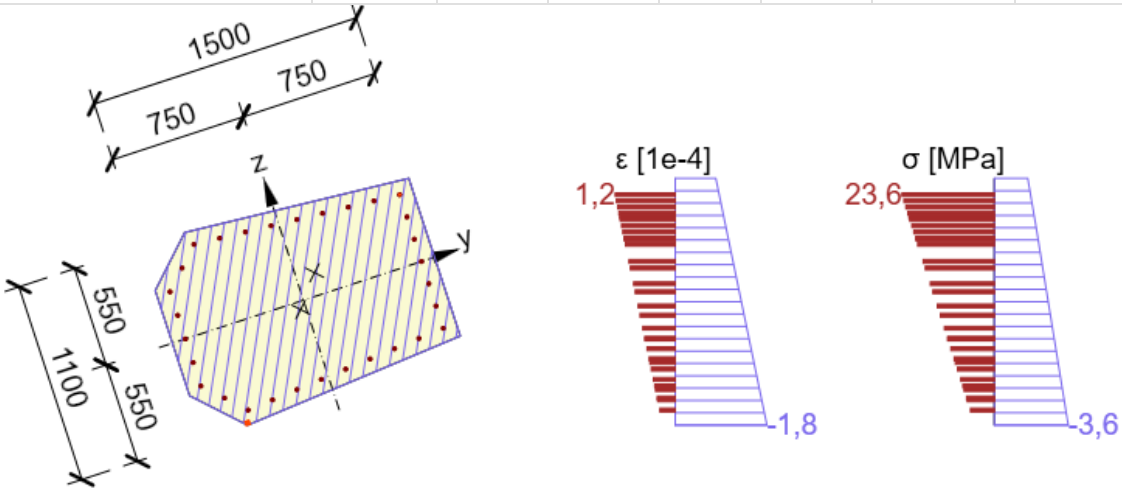
– standardní MSÚ, MSP (plný průřez)

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-9057,2	0,0	-1268,1	174,9	-443,5	36,1	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-9057,2	0,0	-1268,1			13,1	OK
Smyk	-9057,2			174,9	-443,5	4,5	OK
Kroucení					-443,5	25,7	OK
Interakce	-9057,2	0,0	-1268,1	174,9	-443,5	36,1	OK
Omezení napětí	-7322,3	0,0	-730,3			11,0	OK
Šířka trhliny	-5242,2	0,0	51,1			0,0	OK



– standardní MSÚ, MSP (dělený průřez)

Rozhodující typ posudku	**N_{Ed}** [kN]	**$M_{Ed,y}$** [kNm]	**$M_{Ed,z}$** [kNm]	**V_{Ed}** [kN]	**T_{Ed}** [kNm]	**Hodnota** [%]	**Posudek**
Interakce	-4060,9	-182,7	-121,6	132,4	-114,1	32,3	OK
Typ posudku	**N_{Ed}** [kN]	**$M_{Ed,y}$** [kNm]	**$M_{Ed,z}$** [kNm]	**V_{Ed}** [kN]	**T_{Ed}** [kNm]	**Hodnota** [%]	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-4060,9	-182,7	-121,6			13,3	OK
Smyk	-4060,9			132,4	-114,1	11,8	OK
Kroucení					-114,1	15,0	OK
Interakce	-4060,9	-182,7	-121,6	132,4	-114,1	32,3	OK
Omezení napětí	-3382,6	-122,0	-117,2			14,2	OK
Šířka trhliny	-2792,8	23,5	-84,3			0,0	OK



7.2.7 Základ pilířů

Základy pilířů byly posouzeny na základě dimenzačních vnitřních sil z desko-stěnového modelu zatíženého pomocí reakcí z globálního modelu, respektive silami ze závěsů a kotev. Souhrnná tabulka extrémních vnitřních sil je uvedena níže. Jednotlivé posouzení v příčném a podélném směru na dalších stranách obdobně jako u příčného směru (tabulkový procesor MS EXCEL s využitím metody mezních přetvoření).

Vnitřní síly - deska - příčný směr											
Řez	Kombinace	Stav	N_x	Q_z	M_y	Řez	Kombinace	Stav	N_x	Q_z	M_y
			[kN]	[kN]	[kNm]				[kN]	[kN]	[kNm]
Podélná výztuž (ve směru mostu)	MSÚ	*dolní*	0.0	1112.0	1264.0	Příčná výztuž	MSÚ	*dolní*	0.0	1112.0	2036.0
		horní	0.0	1112.0	2.0			*horní*	0.0	1112.0	6.0
	Char	*dolní*	0.0	-	959.0		Char	*dolní*	0.0	-	1561.0
		horní	0.0	-				*horní*	0.0	-	
	Kvazi	*dolní*	0.0	-	613.0		Kvazi	*dolní*	0.0	-	899.0
		horní	0.0	-				*horní*	0.0	-	
	Výstavba	*dolní*	19.0	851.0	530.0		Výstavba	*dolní*	687.0	851.0	1193.0
		horní	438.0	233.0	435.0			*horní*	223.0	233.0	215.0

– podélný směr

Základ - podélná spodní

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	2000 mm
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm

XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B			beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} = 33.0 GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} = 18.0 MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ = 2.9 MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} = -3.5 [.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.079	$A_{s1,1}$	= 3272 mm²	(0.164%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$	= mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$	= mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.079	A_{s2}	= 3272 mm²	(0.164%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
2 898	<	3 272	<	6545	<	80 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	7 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1407 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 450 mm	$A_{w,stirrup}$ = 3128 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.31%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.31%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.31%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	1264 kNm	N_{Ed} =	0 kN	V_{Ed} =	1112 kN			(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:		Ne		$e_{MSÚ}$ =	0.000 m			
$M_{Ek,char}$ =	959 kNm	$N_{Ek,char}$ =	0 kN	e_{char} =	0.000 m			(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	613 kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0 kN	e_{kvazi} =	0.000 m			(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 =	0.7	*	0	=	0.000 m	*vetknutí-kloub*				L =	0.00	m
i =	√(0.667	/	2.000	)=	0.577 m		λ =	0.000	/	0.577 =	0.000	-

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.323 *(0.170 * 30.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 1922 = 0.525 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.560 MN < V_{Ed} = 1.112 MN 198% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. ν = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 1112 *(1.428 - 0.000) = 1.588 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 1801 /(0.70021 + 1.42815)= 8.043 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1407 * 434.8 * 1.801 * 1.42815 / 450 = 3.498 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.801 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 3.498 MN > V_{Ed} = 1.112 MN 32% Vyhovuje

Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku ε_c = -0.276 [.10⁻³]

excentricita tlačených vláken e_{z+} = 0.393 m

vzdálenost N.O. od spodních vláken e_z = 1.607 m

Úprava polohy N.O.: +0,1 mm, -0,1 mm, +1,0 mm, -1,0 mm

Silová podmínka rovnováhy celkem -0.0006 MN — Silová podmínka vyhovuje

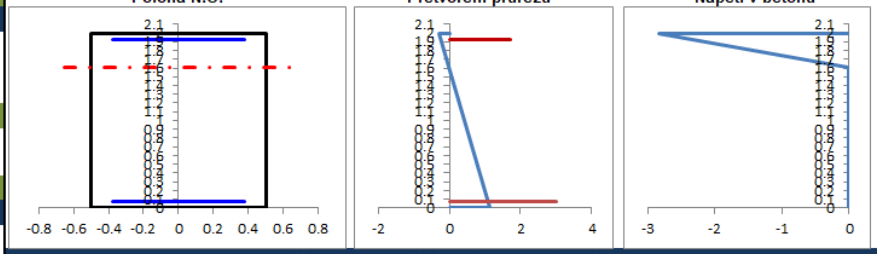
Momentová podm. rovnováhy M_{Rd} = 1.264 MNm rameno vnitřních sil z = 1.801 m

Interakce ohybového a smykového namáhání

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.558	-	-2.838	-0.3	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.702	0.722	434.9	2.4	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.145	0.867	220.8	1.1	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	2.838	MPa	16% Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	434.945	MPa	93% Vyhovuje

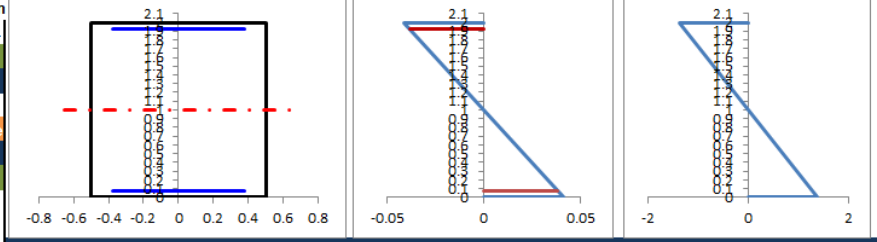
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	1.369	MPa	8% Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	7.647	MPa	2% Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton 0,45.f_{ck} = 13.500 MPa > σ_{cc} = 0.875 MPa 6% lin.dotvar

Napětí v oceli $\sigma_{s,max}$ = 4.888 MPa Dlouhodobé účinky: Ano

ε_{sm}-ε_{cm} =(4.888 - 0.4 * 173.9118 *(1 + 0.101061)/ 200.0 = -0.0004

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 4.888 / 200.0 = 1.47E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00001

$s_{r,max}$ = 1.77996 * 66 + 0.17 * 1499.24 = 372 mm

w_k = 372 * 1.47E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 0.875 MPa Trhliny nevznikají

Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

– příčný směr

Základ - příčná spodní

Průřez

b_{eff} =	1000 mm	b_w =	1000 mm	H =	2000 mm		
c_1 =	50 mm	c_2 =	50 mm	$w_{k,max}$ =	0.20 mm		XD, XS, XF

Materiály

ocel:	B 500 B				beton:	C30/37	f_{ck} =	30.0	MPa
f_{yk} =	500	MPa	γ_s =	1.15	-	α_{cc} =	0.9	-	E_{cm} =	33.0	GPa
f_{yd} =	434.8	MPa	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.9	-	γ_c =	1.5	-	f_{cd} =	18.0	MPa
E_y =	200.0	GPa	k = f_t/f_y =	1.08	-	α_e =	6.06	-	$f_{c,t,m}$ =	2.9	MPa
ε_{uk} =	50	[.10⁻³]				ε_{c3} =	-1.75		ε_{cu3} =	-3.5	[.10⁻³]

Ohybová výztuž

tažená výztuž	6.66667 Φ 25 mm	1. řada	z=0.104	$A_{s1,1}$ = 3272 mm²	(0.164%)
	0 Φ 20 mm	2. řada	z=0.080	$A_{s1,2}$ = mm²	(0.000%)
	0 Φ 20 mm	3. řada	z=0.250	$A_{s1,3}$ = mm²	(0.000%)
tlačená výztuž	6.66667 Φ 25 mm		z=0.104	A_{s2} = 3272 mm²	(0.164%)

Rozdělovací výztuž (minimální)

14.0 Φ 8 mm $A_{s,perp}$ = 654 mm²

(pro desky)

Stupeň vyztužení

$A_{s,min}$	<	$A_{s,t}$	<	A_s	<	$A_{s,max}$	
2 860	<	3 272	<	6545	<	80 000	Vyhovuje

Smyková výztuž

třmínky	7 Φ 16 mm	$A_{w,stirrup}$ = 1407 mm²		α_w =	90 °
	$s_{w,st}$ = 450 mm	$A_{w,stirrup}$ = 3128 mm²/m²		$\rho_{w,s}$ =	0.31%
ohyby	0 Φ 16 mm	$A_{w,bend}$ = mm²		α_b =	45 °
	$s_{w,b}$ = 450 mm	$\rho_{w,b}$ = 0.00% <	$\rho_{w,s}$ = 0.31%		Vyhovuje

Stupeň vyztužení

$\rho_{w,s,min}$	<	$\rho_{w,s}$	<	$\rho_{w,s,max}$	
0.09%		0.31%		1.00%	Vyhovuje

Vnitřní síly na průřezu

M_{Ed} =	2036 kNm	N_{Ed} =	0 kN	V_{Ed} =	1112 kN			(MSÚ)
Excentricita pro MSÚ:		Ne		$e_{MSÚ}$ =	0.000 m			
$M_{Ek,char}$ =	1561 kNm	$N_{Ek,char}$ =	0 kN	e_{char} =	0.000 m			(Charakteristická)
$M_{Ek,kvazi}$ =	899 kNm	$N_{Ek,kvazi}$ =	0 kN	e_{kvazi} =	0.000 m			(Kvazistálá)

Štíhlostní kritérium

L_0 = 0.7 * 0 = 0.000 m *vetknutí-kloub* L = 0.00 m

i = √(0.667 / 2.000)= 0.577 m λ = 0.000 / 0.577 = 0.000 -

Posouzení λ_{lim} = 500.000 - > λ = 0.000 - Masivní prvek

Smyková únosnost - bez smykové výztuže

$V_{Rd,c}$ = (0.12 * 1.325 *(0.173 * 30.0)+ 0.15 * 0.000) 1000 * 1897 = 0.522 MN

Posouzení $V_{Rd,c}$ = 0.554 MN < V_{Ed} = 1.112 MN 201% Nevyhovuje

Smyková únosnost - se smykovou výztuží

Sklon tlakových diagonál 1 < cot θ = 1.428 < 2.5 θ = 35.00° Vyhovuje

součinitel redukce únosnosti tlak. diag. v = 0.528 -

Dodatečná tahová síla

ΔF_{td} = 1 * 1112 *(1.428 - 0.000) = 1.588 MN

Únosnost tlakové diagonály

$V_{Rd,max}$ = 0.528 * 18.0 * 1000 * 1771 /(0.70021 + 1.42815)= 7.907 MN

Únosnost třmínků

$V_{Rd,st}$ = 1407 * 434.8 * 1.771 * 1.42815 / 450 = 3.439 MN

Únosnost ohybů

$V_{Rd,b}$ = 0 * 434.8 * 0.707 * 1.771 * 2.42815 / 450 = 0.000 MN

Posouzení $V_{Rd,s}$ = 3.439 MN > V_{Ed} = 1.112 MN 32% Vyhovuje

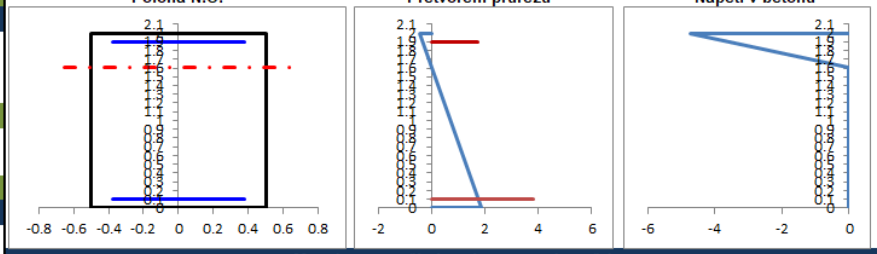
Stanovení napjatosti průřezu na MSÚ (M+N+V)

Přetvoření betonu v tlaku	ε_c =	-0.459	[.10⁻³]	*Úprava polohy N.O.*	
excentricita tlačených vláken	e_{z+} =	0.393	m	+0,1 mm	-0,1 mm
				+1,0 mm	-1,0 mm
vzdálenost N.O. od spodních vláken	e_z =	1.607	m		
Silová podmínka rovnováhy	celkem	0.0001	MN	Silová podmínka vyhovuje	
Momentová podm. rovnováhy	M_{Rd} =	2.036	MNm	rameno vnitřních sil	z = 1.771 m
Interakce ohybového a smykového namáhání					

Materiál	Síla M [MN]	Síla V [MN]	σ_{max} [MPa]	ε_{max} [.10⁻³]	Posouzení
Beton	-0.928	-	-4.724	-0.5	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	1.150	0.277	435.9	3.7	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	0.000	0.0	0.0	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž tl.	-0.221	1.276	322.1	1.6	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Posouzení - beton	f_{cd} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	4.724	MPa	26%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	f_{std} =	465.929	MPa	>	σ_s =	435.897	MPa	94%	Vyhovuje

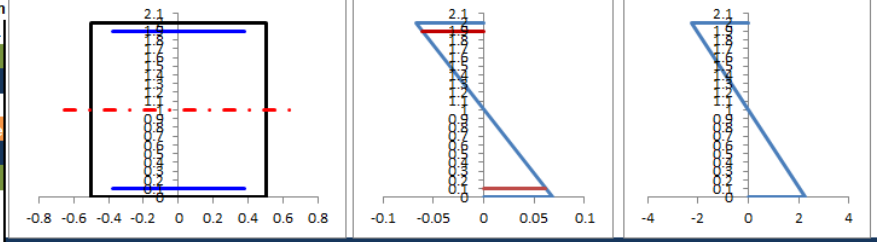
Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - omezení napětí

Posouzení - beton	0,6.f_{ck} =	18.000	MPa	>	σ_{cc} =	2.235	MPa	12%	Vyhovuje
Posouzení - ocel	0,8.f_{yk} =	400.000	MPa	>	$\sigma_{s,max}$ =	12.460	MPa	3%	Vyhovuje

Poloha N.O. | Přetvoření průřezu | Napětí v betonu



Mezní stav použitelnosti - výpočet trhlin

Posouzení - beton	0,45.f_{ck} =	13.500	MPa	>	σ_{cc} =	1.287	MPa	10%	lin.dotvar
Napětí v oceli	$\sigma_{s,max}$ =	7.176	MPa				Dlouhodobé účinky:	Ano	

ε_{sm}-ε_{cm} =(7.176 - 0.4 * 229.2977 *(1 + 0.07665)/ 200.0 = -0.0005

ε_{sm}-ε_{cm} = 0.6 * 7.176 / 200.0 = 2.15E-05 ε_{sm}-ε_{cm} = 0.00002

$s_{r,max}$ = 1.43685 * 91 + 0.17 * 1976.704 = 467 mm

w_k = 467 * 2.15E-05 = 0.000 mm σ_{ct} = 1.287 MPa Trhliny nevznikají

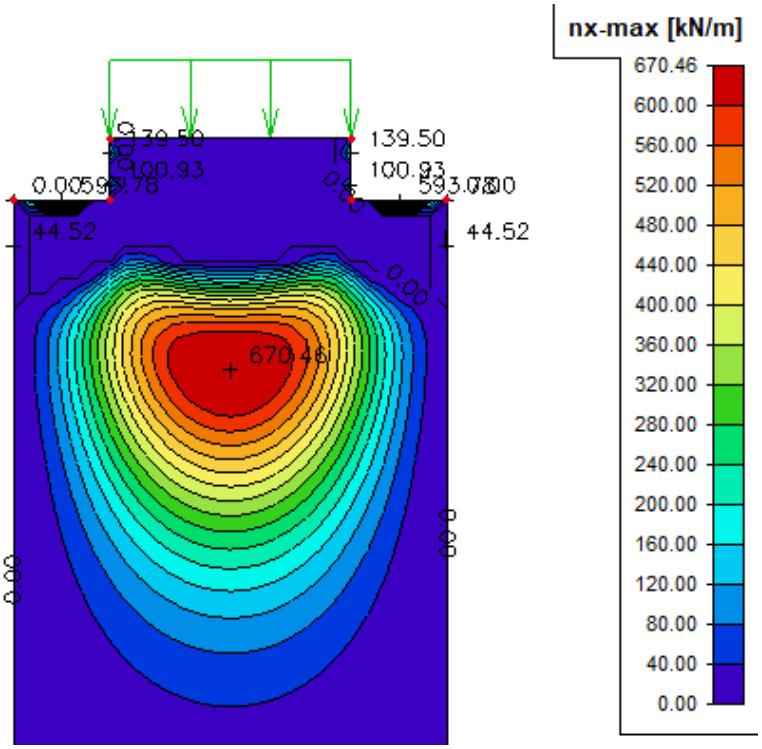
Posouzení $w_{k,max}$ = 0.200 mm > w_k = 0.000 mm Vyhovuje

SUDOP PRAHA

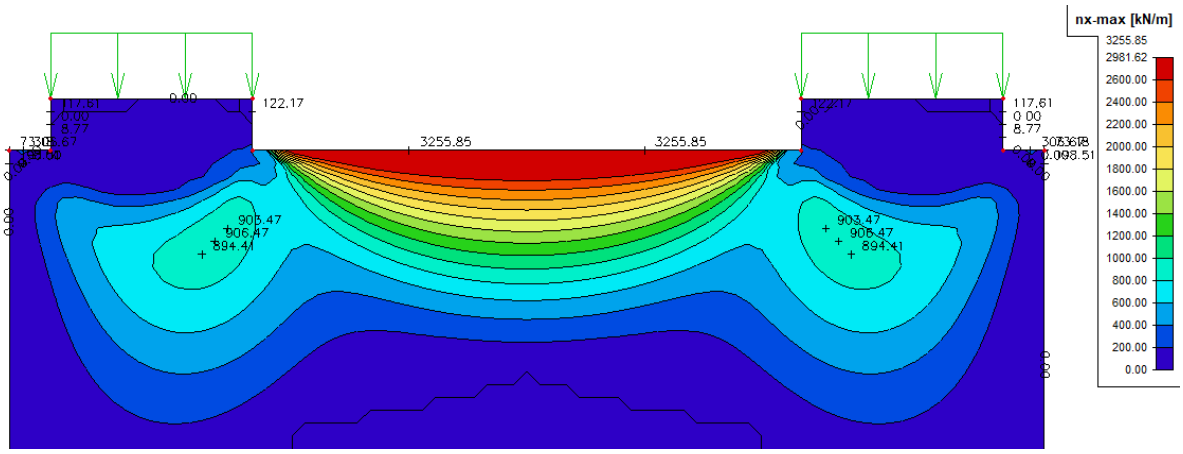
7.2.8 Oblast pod ložisky

Oblast pod ložisky byla navržena obdobně jako kotevní oblast na deskostěnovém modelu.

– příčný řez pilířem v místě ložiska – n_x [kN/m]



– pohled na pilíř v místě ložiska – n_x [kN/m]



NÁVRH BLOČKU							
šířka kotevní desky:	a=	0.540	m	šířka přiřazeného obdélníka:	c=	0.710	m
délka kotevní desky:	a'=	0.540	m	délka přiřazeného obdélníka:	c'=	0.710	m
šířka bločku:	b=	0.780	m	výška bločku:	h=	0.170	m
délka bločku:	l=	0.780	m	plocha ložiska:	A_0=	0.292	m^2
pevnost bet. v tlaku:	$f_{ck}(t)$=	35.000	MPa	plocha přiřazeného obdélníka:	A_1=	0.504	m^2
návrhová pevnost:	$f_{cd}(t)$=	27.611	MPa	**návrh. síla od ložiska:**	**R_{Ed}=**	**5.210**	**MN**
				max. síla od ložiska:	R_{Rd}=	8.051	MN
NÁVRH ÚLOŽNÉHO PRAHU							
působící šířka bločku:	a=	0.710	m	šířka přiřazeného obdélníka:	c=	2.130	m
působící délka bločku:	a'=	0.710	m	délka přiřazeného obdélníka:	c'=	1.200	m
působící plocha bločku:	A_0=	0.504	m^2	vypočtená výška ÚP:	h_{min}=	1.420	m
pevnost bet. v tlaku:	$f_{ck}(t)$=	35.000	MPa	plocha přiřazeného obdélníka:	A_1=	2.556	m^2
návrhová pevnost:	$f_{cd}(t)$=	47.287	MPa	**návrh. síla od ložiska:**	**R_{Ed}=**	**5.210**	**MN**
				max. síla od ložiska:	R_{Rd}=	23.837	MN
úhel na usmyknutí lož.:	Θ=	30.000	°	vzdálenost bločku od kraje:	b_Θ=	0.160	m
vzdál. hrana od kraje:	b=	0.940	m	výška na usmyknutí ložiska:	h_Θ=	1.628	m
nutná výzt na usmyknutí	A_r=	5988.506	mm^2	svislá vzdálenost výztuži v ÚP:	s=	0.150	m
počet střihů v řadě	N=	3.500	-	počet řad výztuže	n=	11.000	-
				nutný průměr výztuže:	Ø=	14.073	mm

NÁVRH VÝZTUŽE DLE ŘEZŮ V DESKOSTĚNOVÉM MODELU							
Podélný řez mostem							
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unitav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Vodorovná pod lož	1300	482	1	435	1108	**12**	**10**
Vodorovná u povrchu	100	5	1	435	11	**12**	**1**
Pohled na pilíř							
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unitav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Vodorovná pod lož	750	496	1	435	1140	**12**	**11**
Vodorovná mezi ložisky	750	1095	1	435	2517	**12**	**23**

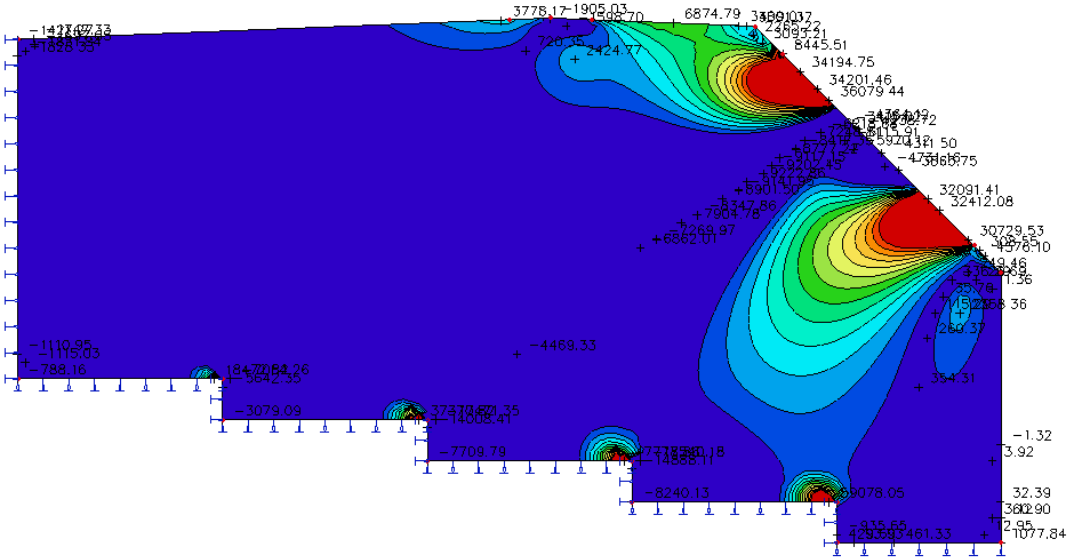
7.3 Základ oblouku

Základy oblouku byly posouzeny na deskovém modelu v programu SCIA Engineer 2008. Model byl vytvořen jako kompletní řez základem. Uložení základu bylo plošné společně s opřením o zadní stěnu výkopu, v souladu s předpokladem provádění základu do předem připraveného ztraceného bednění z betonu.

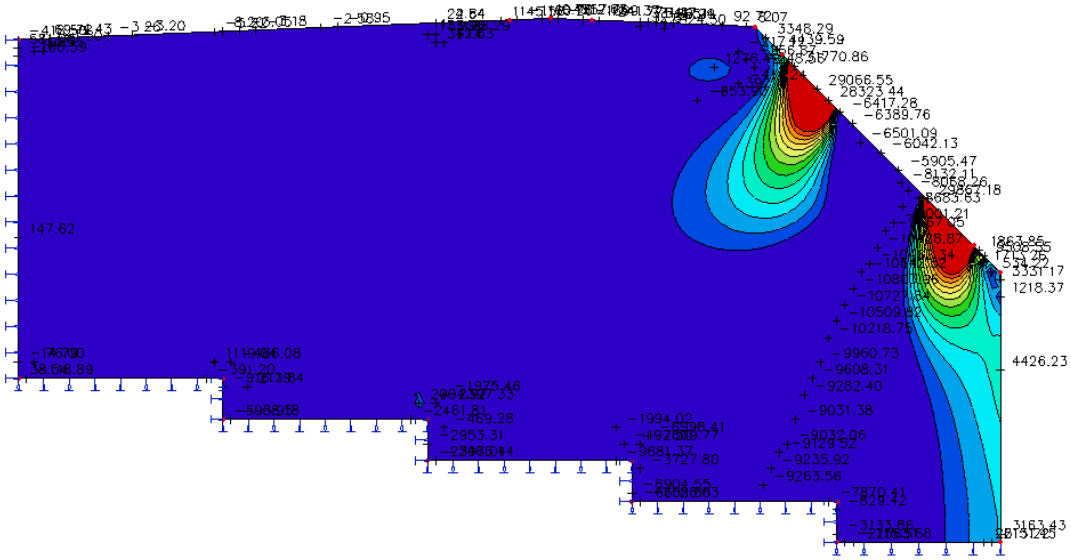
Výsledné izolinie jsou zobrazeny jako obálka jednotlivých maximálních výsledných vnitřních sil od oblouku působících na konstrukci základu. Společně s těmito silami byly zadávány i vnitřní síly od pilíře P3, resp. P9. Tyto síly jsou s ohledem na svou velikost na celkové posouzení základu zanedbatelné.

Pro výztuž byly vytvořeny dva souřadné systémy. První pro návrh vodorovné a svislé výztuže, jehož osa x je vodorovná (GSS). Druhý pak natočený o 45°, tedy rovnoběžný s úložnou hranou oblouku, pro návrh výztuže přenášející příčné tahy pod soustředěným tlakovým zatížením od oblouku (LSS).

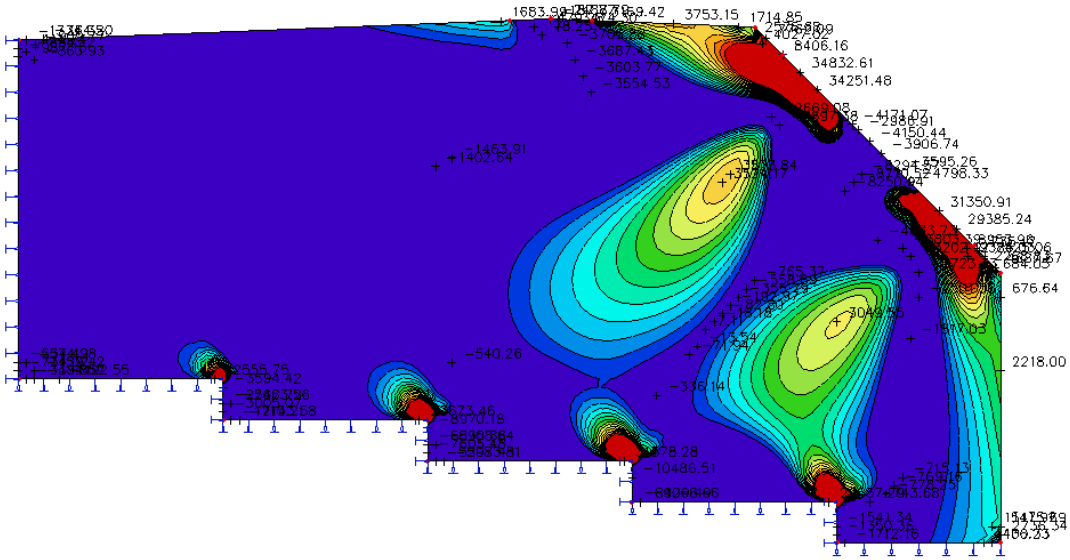
– příčný řez základem oblouku GSS – n_x [kN/m]



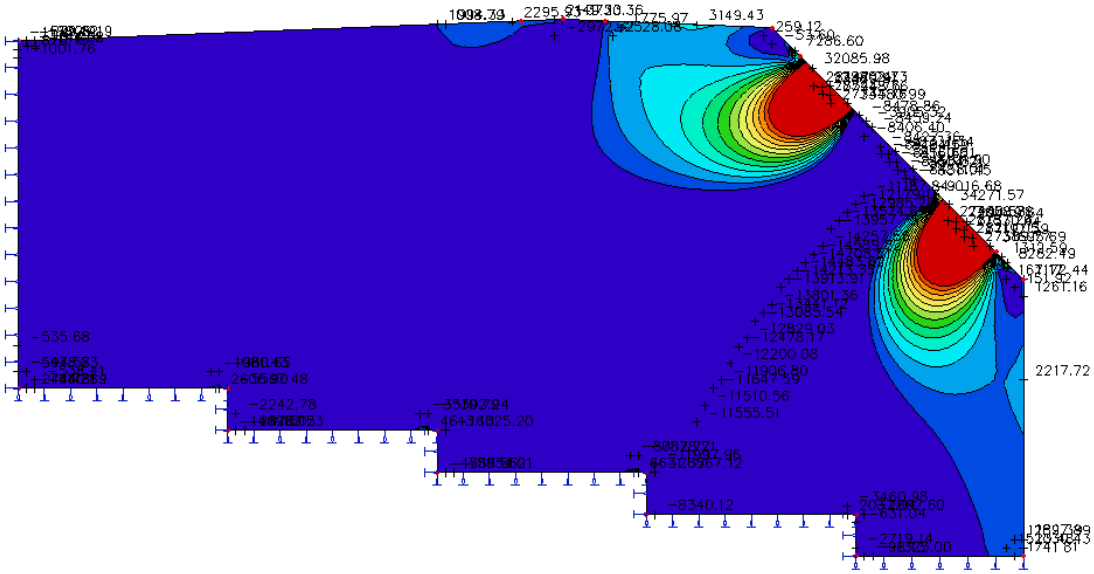
– příčný řez základem oblouku GSS – n_y [kN/m]



– příčný řez základem oblouku LSS – n_x [kN/m]



– příčný řez základem oblouku LSS – n_y [kN/m]



NÁVRH DLE ŘEZŮ V DESKOSTĚNOVÉM MODELU							
Vodorovná výztuž - mimo kužel od oblouku							
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unfav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
1. vrstva (od spodu)	500	260	1	435	598	**20**	**2**
2. vrstva (od spodu)	500	5211	1	435	11979	**20**	**39**
3. vrstva (od spodu)	500	3184	1	435	7320	**20**	**24**
4. vrstva (od spodu)	500	1630	1	435	3747	**20**	**12**
5. vrstva (od spodu)	500	1733	1	435	3984	**20**	**13**
6. vrstva (od spodu)	500	0	1	435	0	**20**	**0**
7. vrstva (od spodu)	500	0	1	435	0	**20**	**0**
8. vrstva (od spodu)	500	0	1	435	0	**20**	**0**
9. vrstva (od spodu)	500	0	1	435	0	**20**	**0**
10. vrstva (od spodu)	500	0	1	435	0	**20**	**0**
3. vrstva (shora)	500	1747	1	435	4016	**20**	**13**
2. vrstva (shora)	500	3596	1	435	8267	**20**	**27**
1. vrstva (shora)	500	3027	1	435	6959	**20**	**23**
Svislá výztuž							
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unfav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Povrchová u vody	1000	2350	1	435	5402	**32**	**7**
V kuželu pod HD	500	2488	1	435	5720	**20**	**19**

Výztuž na příčné tahy - kužel (rovnoběžně s uložením oblouku)							
Oblast výztuže	L	F	$\gamma_{p,unfav}$	f_{yd}	$A_{s,req}$	Ø	n
	[mm]	[kN]	[-]	[MPa]	[mm^2]	[mm]	[-]
Povrch - 1.vrstva	200	4641	1	435	10669	**32**	**14**
Povrch - 2.vrstva	500	2866	1	435	6589	**25**	**14**
Kužel - 1.oblast	1000	2970	1	435	6828	**32**	**9**
Kužel - 2.oblast	1000	2883	1	435	6628	**32**	**9**
Kužel - 3.oblast	1000	1785	1	435	4103	**32**	**6**

8 Založení

Založení konstrukce je uvažováno plošné na vrstvách žuly. Plošné založení bylo ověřeno na základě reakcí získaných z prutového modelu. Uložení modelu bylo iterativně upravováno na základě výsledné tuhosti získané z SW GEO 5 – Patky. Posouzení únosnosti základové spáry proběhlo ve stejném SW.

S ohledem na kvalitu podloží bylo dosaženo velmi malých sedání základu. S ohledem na tuto skutečnost bylo aplikované nerovnoměrné sedání voleno hodnotou 2,5 mm.

8.1 Opěra OP1

Základ opěry OP1 je uložen na 12 ks pilot délky 7,0 m. Celkové vypočtené sedání piloty na základě IGP je 2,5 mm. Sednutí náhradního základu max. 0,1 mm. Celkové sedání pilot **2,6 mm**.

Trať Tábor - Písek
SO 20-01 OP1

Posouzení piloty

Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 :	Česká republika
Ocelové konstrukce :	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	γ_{M0} = 1,00
Dřevěné konstrukce :	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva :	γ_M = 1,30
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :	k_{mod} = 0,50
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :	k_{cr} = 0,67

Piloty

Výpočet pro odvodněné podmínky :	ČSN 73 1002
Zatěžovací křivka :	nelineární (Masopust)
Vodorovná únosnost :	pružný poloprostor
Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup :	2 - redukce zatížení a odporu

Parametry zemin

MR1

Objemová tíha :	γ	=	20,50 kN/m^3
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	29,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	2,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,32
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	12,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	24,00 kN/m^3
Typ zeminy :	soudržná		

MR2

Objemová tíha :	γ	=	24,00 kN/m^3
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	30,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	20,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,30
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	65,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	24,00 kN/m^3
Typ zeminy :	soudržná		

MR3

Objemová tíha :	γ	=	25,50 kN/m^3
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	45,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	100,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,26
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	250,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	25,50 kN/m^3
Typ zeminy :	soudržná		

Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	18,50 kN/m^3
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	0,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,35
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	5,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18,50 kN/m^3

Typ zeminy : nesoudržná
Modul horiz.stlačitelnosti : n_h = 4,50 MN/m^3

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr d = 0,90 m
Délka l = 7,00 m

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha A = 6,36E-01 m^2
Moment setrvačnosti I = 3,22E-02 m^4

Umístění

Vysazení h = -2,00 m
Hloubka upraveného terénu h_z = 0,00 m

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

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 kN/m^3
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	=	25,00 MPa
Pevnost v tahu	f_{ctm}	=	2,60 MPa
Modul pružnosti	E_{cm}	=	31000,00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	12917,00 MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu f_{yk} = 500,00 MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu f_{yk} = 500,00 MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	5,50	0,00 .. 5,50	Třída F4, konzistence tuhá	
2	1,50	5,50 .. 7,00	MR1	
3	1,30	7,00 .. 8,30	MR2	
4	-	8,30 .. ∞	MR3	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
1	Ano		Char	Užitné	885,50	0,00	-63,20	-127,78	0,00
2	Ano		MSU	Návrhové	1228,11	0,00	-211,50	-162,74	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení
Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Součinitel únosnosti N_c = 133,87
Součinitel únosnosti N_d = 134,87
Součinitel únosnosti N_b = 200,81
Součinitel únosnosti K1 = 1,00
Výpočtová únosnost na patě piloty R_{bd} = 59478,68 kPa
Plocha příčného řezu piloty A_p = 6,36E-01 m^2

Únosnost na plášti piloty:
Zkrácení účinné délky piloty L_p =5,92 m

Hloubka [m]	Mocnost [m]	φ_d [°]	c_{ud} [kPa]	γ [kN/m³]	γ_{R2} [–]	f_s [kPa]	R_{si} [kN]
1,08	1,08	0,00	0,00	18,50	1,00	0,00	0,00

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU)

Únosnost piloty na plášti R_s = 0,00 kN
Únosnost piloty v patě R_b = 34398,82 kN

Únosnost piloty R_c = 34398,82 kN
Extrémní svislá síla V_d = 1228,11 kN

R_c = 34398,82 kN > 1228,11 kN = V_d

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

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	5,50	5,50	0,10	10,10	10,10
2	5,50	7,00	1,50	34,52	91,00	48,00
3	7,00	8,30	1,30	65,40	131,00	94,00
4	8,30	9,00	0,70	139,00	246,00	225,00

Uvažovat zatížení : užitné
Součinitel vlivu ochrany dříku m_2 = 1,00
Limitní sedání piloty s_{lim} = 25,0 mm
Regresní součinitel e = 2840,00
Regresní součinitel f = 1298,00

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

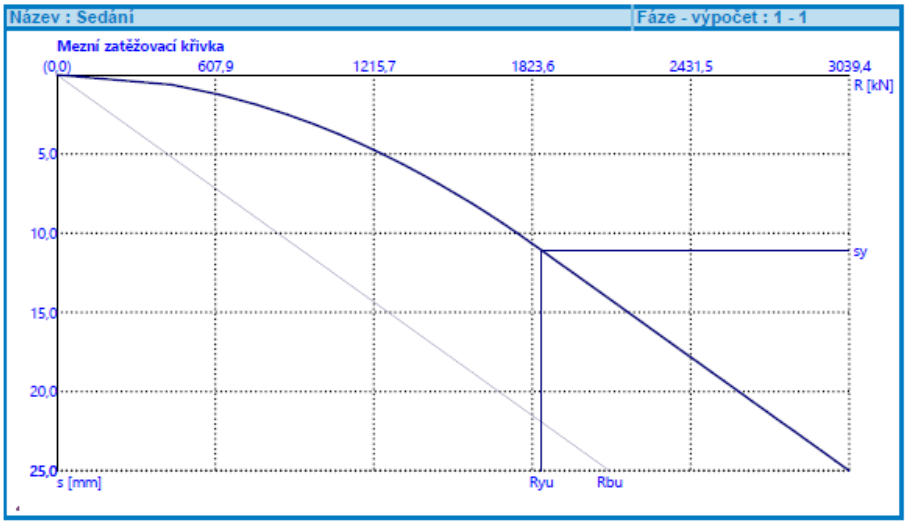
Mezní síla na plášti piloty R_{sy} = 919,80 kN
Velikost napětí na patě při R_{sy} q_0 = 2710,20 kPa
Průměrné plášťové tření q_s = 66,39 kPa
Průměrný sečnový modul deformace E_s = 33,49 MPa
Součinitel přenosu zatížení do paty β = 0,51

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření R_{yu} = 1858,51 kN
Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} s_y = 11,1 mm

Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :
Únosnost paty R_{bu} = 2119,56 kN
Celková únosnost R_c = 3039,36 kN

Pro zatížení Q = 885,50 kN je sednutí piloty 2,5 mm



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.

Maximální vnitřní síly a deformace:

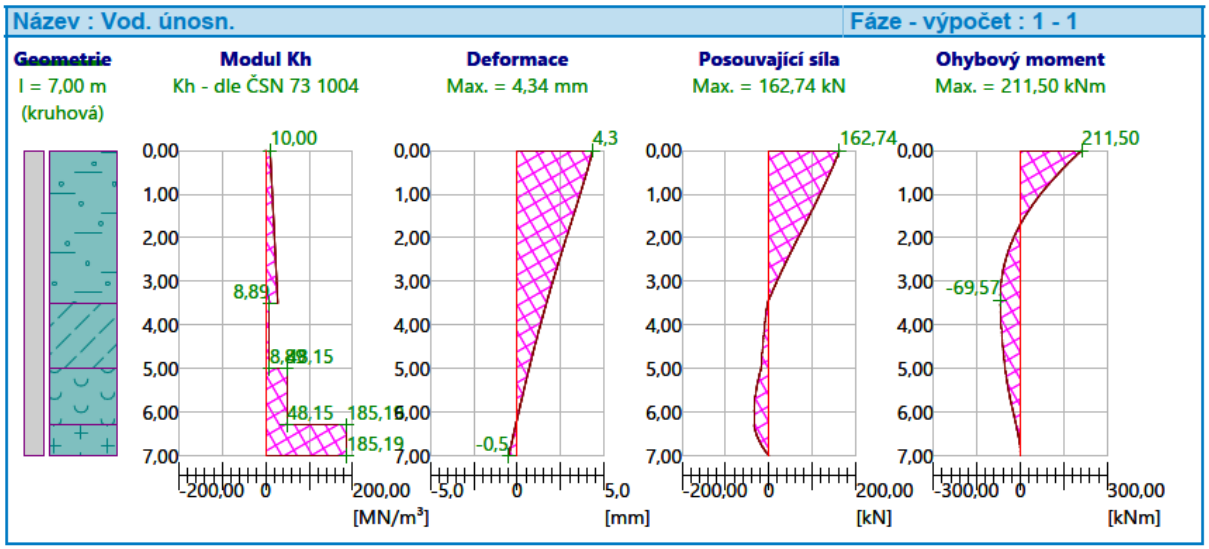
Max.deformace piloty = 4,4 mm
Max.posouvající síla = 162,74 kN
Maximální moment = 211,50 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Vyztužení - 12 ks profil 20,0 mm; krytí 118,0 mm
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota
Stupeň vyztužení ρ = 0,593 % > 0,393 % = ρ_{min}
Zatížení : N_{Ed} = -1228,11 kN (tlak) ; M_{Ed} = 211,50 kNm
Únosnost : N_{Rd} = -6243,24 kN; M_{Rd} = 1075,18 kNm
Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Smyková výztuž - 2 ks profil 8,0 mm; vzdálenost 150,0 mm
A_{sw} = 670,2 mm^2
Posouvající síla na mezi únosnosti: V_{Rd} = 472,06 kN > 162,74 kN = V_{Ed}
Průřez VYHOVUJE.
pouze konstrukční smyková výztuž



Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)
Omezení deformační zóny : pomocí strukturní pevnosti

Patky

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

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka
Délka patky x = 2,60 m
Šířka patky y = 5,70 m
Šířka sloupu ve směru x c_x = 0,40 m
Šířka sloupu ve směru y c_y = 0,40 m
Objem patky = 103,74 m^3

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
1	Ano		Char (celkem 7396 kN, beta = 0,51)	Užitné	3772,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Posouzení čís. 1

Sednutí středu hrany x - 1 = 0,4 mm
Sednutí středu hrany x - 2 = 0,4 mm
Sednutí středu hrany y - 1 = 0,6 mm
Sednutí středu hrany y - 2 = 0,6 mm
Sednutí středu základu = 1,2 mm
Sednutí charakterist. bodu = 0,7 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:
Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti E_{def} = 250,00 MPa
Základ je ve směru délky tuhý (k=2341,83)
Základ je ve směru šířky tuhý (k=222,25)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,000<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,000<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,000<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

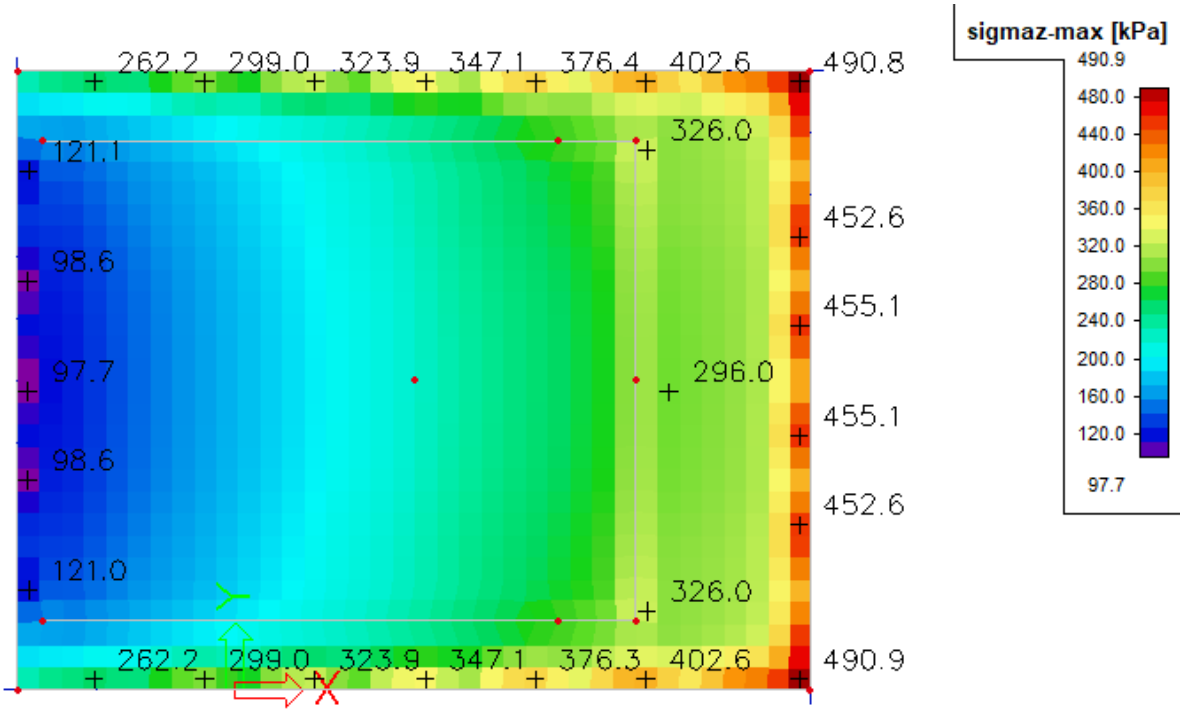
Celkové sednutí a natočení základu:
Sednutí základu = 0,7 mm
Hloubka deformační zóny = 3,01 m

Natočení ve směru x = 0,000 (tan*1000); (4,9E-18 °)
Natočení ve směru y = 0,000 (tan*1000); (2,2E-18 °)

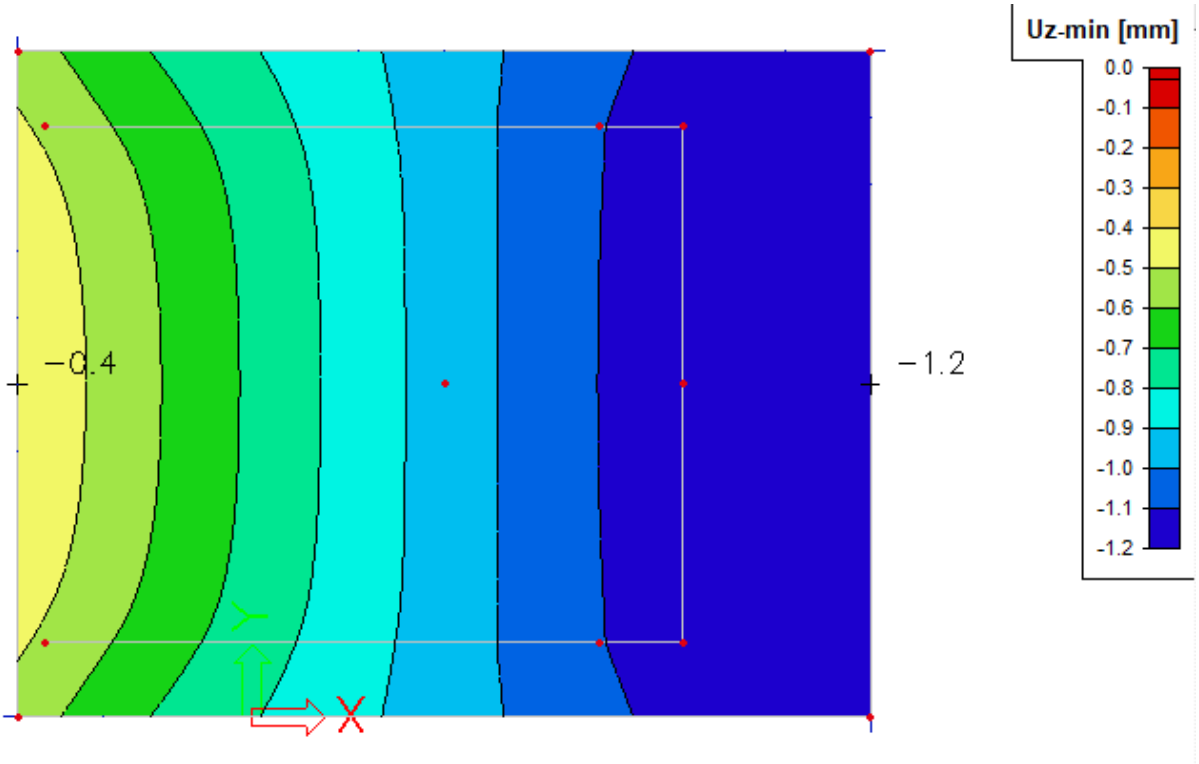
8.2 Opěra OP2

Základ opěry OP2 je založen plošně v úrovni hornin typu MR3 specifikovaných v IGP jako horniny třídy **R4/R3.** Napětí v základové spáře bylo určeno na základě kompletního 3D desko-stěnového modelu opěry v SW SCIA Engineer. Pro možnost posouzení únosnosti základové půdy byly využity reakce při mezním stavu únosnosti. Interakce opěry se zeminou byla řešena modulem Soilin pro zadanou geologii dle IGP. Sednutí základu při charakteristické kombinaci max. **1,2 mm**.

Obrázek 8-1: Napětí v ZS při MSÚ



Obrázek 8-2: Sedání při Charakteristické kombinaci



Maximální dosažené napětí **490 kPa** nedosahuje hodnot předpokládané únosnosti základové spáry udané v IGP, která čini pro horniny MR3 **R_d = 700 kPa**. Únosnost základové spáry byla ověřena pomocí výpočtu dle přílohy D v ČSN EN 1997-1 viz souhrn dále.

ÚNOSNOST ZÁKLADOVÉ PŮDY - DLE EN 1997 - příloha D

Geometrie základu

šířka:	B=	7.100	m	tvar základu:		obdélník	
hloubka založení:	D=	4.000	m	délka:	L=	9.100	m
úhel základové spáry:	α=	0.000	°	efektivní plocha:	A'=	44.397	m2
efektivní šířka:	B'=	6.945	m	efektivní délka:	L'=	6.393	m

pozn.: délka základu se uvažuje ve směru mostu, šířka základu je v příčném směru mostu

Působící síly

svislá síla:	V_{Ed}=	22427.000	kN	výsledný úhel vodorov. síly:	Θ=	2.439	°
vodorovná síla ve směru L:	$H_{x,Ed}$=	3592.000	kN	vodorovná síla ve směru B:	$H_{y,Ed}$=	153.000	kN
ohybový moment ve směru L	$M_{y,Ed}$=	15992.000	kNm	ohybový moment ve směru B	$M_{x,Ed}$=	1125.000	kNm
excentricita "L":	e_L=	1.354	m	excentricita "B":	e_B=	0.077	m
Excentricity OK				svislé napětí v ZS:	δ_d=	505.148	kPa

Charakteristiky základové zeminy

objem. hm. nad ZS:	$\gamma_{1,k}$=	20.000	kN/m3	objem. hm. pod ZS:	$\gamma_{2,k}$=	25.500	kN/m3
soudržnost:	c_k=	100.000	kPa	úhel vnitř. tření:	φ_k=	45.000	°
modul pružnosti:	E_{def}=	250.000	MPa	poissonův souč.	ν=	0.260	-

Návrhové charakteristiky zeminy

Přístup 1 - kombinace 1			Přístup 1 - kombinace 2			Přístup 2		
γ_d=	20.000	kN/m3	γ_d=	20.000	kN/m3	γ_d=	20.000	kN/m3
c_d=	100.000	kPa	c_d=	80.000	kPa	c_d=	100.000	kPa
φ_d=	45.000	°	φ_d=	38.660	°	φ_d=	45.000	°

Výpočet únosnosti

Součinitele únosnosti								
N_c=	133.874	-	N_c=	65.553	-	N_c=	133.874	-
N_q=	134.874	-	N_d=	53.443	-	N_d=	134.874	-
N_γ=	267.748	-	N_b=	83.908	-	N_b=	267.748	-
k_p=	5.828	-	k_p=	4.329	-	k_p=	5.828	-
Součinitele sklonu základové spáry								
b_c=	1.000	-	b_c=	1.000	-	b_c=	1.000	-
b_q=b_γ=	1.000	-	b_q=b_γ=	1.000	-	b_q=b_γ=	1.000	-
Součinitele tvaru základu								
s_c=	1.656	-	s_c=	1.586	-	s_c=	1.656	-
s_q=	1.651	-	s_d=	1.575	-	s_d=	1.651	-
s_γ=	0.724	-	s_γ=	0.724	-	s_γ=	0.724	-
Součinitele vlivu šikmého zatížení								
m_B=	1.479	-	m_B=	1.479	-	m_B=	1.479	-
m_L=	1.521	-	m_L=	1.521	-	m_L=	1.521	-
m=	1.521	-	m=	1.521	-	m=	1.521	-
i_c=	0.802	-	i_c=	0.800	-	i_c=	0.802	-
i_q=	0.804	-	i_q=	0.804	-	i_q=	0.804	-
i_γ=	0.696	-	i_γ=	0.696	-	i_γ=	0.696	-
Výpočtová pevnost								
R_d=	**44048.666**	**kPa**	**R_d=**	**15810.669**	**kPa**	**R_d=**	**31463.333**	**kPa**
R_{dh}=	**22427.000**	**kN**	**R_{dh}=**	**17941.600**	**kN**	**R_{dh}=**	**20388.182**	**kN**
SVISLÁ ÚNOSNOST VYHOVUJE						VODOROVNÁ ÚNOSNOST VYHOVUJE		

8.3 Pilíře – samostatně stojící

Základ každého pilíře je založen plošně. Rozměry základů vycházejí z dispozičního řešení s ohledem na fáze výstavby – kotvení provizorních závěsů oblouku.

8.3.1 Pilíř P1

Velikost základu 6,0 x 11,0 m při tloušťce 2,0 m. Celkové sedání vypočteno **2,0 mm**.

Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor - Písek	PROJEKT
SO 20-01	P1

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Datum : 29.05.2020

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)
Omezení deformační zóny : pomocí strukturní pevnosti

Patky

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

Parametry zemin

MR1

Objemová tíha :	γ	=	20,50 kN/m^3
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	29,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	2,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	12,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,32
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,50 kN/m^3

MR2

Objemová tíha :	γ	=	24,00 kN/m^3
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	30,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	20,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	65,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,30
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	24,00 kN/m^3

MR3

Objemová tíha :	γ	=	25,50 kN/m^3
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	45,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	100,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	250,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,26
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,20
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	25,50 kN/m^3

Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 26,50 kN/m3

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu h_z = 3,00 m
Hloubka základové spáry d = 3,00 m
Tloušťka základu t = 2,00 m
Sklon upraveného terénu s_1 = 0,00 °
Sklon základové spáry s_2 = 0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m3

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky x = 6,00 m
Šířka patky y = 11,00 m
Šířka sloupu ve směru x c_x = 1,30 m
Šířka sloupu ve směru y c_y = 4,00 m
Objem patky = 132,00 m3

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,05	0,00 .. 2,05	MR1	
2	1,85	2,05 .. 3,90	MR2	
3	5,15	3,90 .. 9,05	MR3	
4	-	9,05 .. ∞	MR4	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
1	Ano		MSU_N_max	Návrhové	5938,92	2646,87	-3859,56	384,39	-232,12
2	Ano		MSU_N_min	Návrhové	11249,00	1930,01	-5410,98	559,30	-238,67
3	Ano		MSU_Hy_max	Návrhové	9158,34	-4041,83	-4842,22	495,18	474,85
4	Ano		MSU_Hy_min	Návrhové	6949,75	3999,19	-4168,10	419,18	-445,15
5	Ano		MSU_Hx_max	Návrhové	11249,00	1930,01	-5410,98	559,30	-238,67
6	Ano		MSU_Hx_min	Návrhové	5938,92	2646,87	-3859,56	384,39	-232,12
7	Ano		MSU_My_max	Návrhové	5938,92	2646,87	-3859,56	384,39	-232,12
8	Ano		MSU_My_min	Návrhové	11249,00	1930,01	-5410,98	559,30	-238,67
9	Ano		MSU_Mx_max	Návrhové	9589,32	4848,56	-4973,77	510,01	-434,56
10	Ano		MSU_Mx_min	Návrhové	9602,83	-4361,58	-4977,90	510,47	469,91
11	Ano		Char_N_max	Užitné	5207,83	1734,71	-2873,20	290,10	-151,31
12	Ano		Char_N_max	Užitné	8630,98	1229,90	-3918,04	407,90	-156,89
13	Ano		Char_N_max	Užitné	7453,47	-2721,80	-3558,63	367,38	320,14
14	Ano		Char_N_max	Užitné	5898,10	2640,18	-3083,89	313,85	-293,61
15	Ano		Char_N_max	Užitné	8630,98	1229,90	-3918,04	407,90	-156,89
16	Ano		Char_N_max	Užitné	5207,83	1734,71	-2873,20	290,10	-151,31
17	Ano		Char_N_max	Užitné	5207,83	1734,71	-2873,20	290,10	-151,31
18	Ano		Char_N_max	Užitné	8630,98	1229,90	-3918,04	407,90	-156,89
19	Ano		Char_N_max	Užitné	7718,49	3209,09	-3639,52	376,50	-286,46

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
20	Ano		Char_N_max	Užitné	7760,01	-2942,33	-3652,20	377,93	316,74

Posouzení čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 4098,60 kN
Spočtená tíha nadloží Z = 1641,60 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obecný
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU_N_min)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy z_{sp} = 11,41 m
Dosah smykové plochy l_{sp} = 37,55 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 123444,27 kPa
Extrémní kontaktní napětí σ = 299,90 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,076<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,026<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,079<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 4. (MSU_Hy_min)
Zemní odpor: klidový
Výpočtová velikost zemního odporu S_{pd} = 253,73 kN

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 7079,75 kN
Extrémní horizontální síla H = 611,45 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.
Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).
Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky G = 3036,00 kN
Spočtená tíha nadloží Z = 1216,00 kN

Sednutí středu hrany x - 1 = 0,8 mm
Sednutí středu hrany x - 2 = 0,6 mm
Sednutí středu hrany y - 1 = 1,3 mm
Sednutí středu hrany y - 2 = 0,3 mm
Sednutí středu základu = 2,0 mm
Sednutí charakterist. bodu = 1,4 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:
Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti E_{def} = 240,13 MPa
Základ je ve směru délky tuhý (k=5,09)
Základ je ve směru šířky poddajný (k=0,83)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,061<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,020<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,064<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:
Sednutí základu = 2,0 mm
Hloubka deformační zóny = 6,32 m

Natočení ve směru x = 0,165 (tan*1000); (9,5E-03 °)
Natočení ve směru y = 0,030 (tan*1000); (1,7E-03 °)

8.3.2 Pilíř P2

Velikost základu 6,0 x 11,0 m při tloušťce 2,0 m. Celkové sedání vypočteno **1,0 mm**.

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Založení

Typ základu: centrická patka
Hloubka od původního terénu h_z = 4,00 m
Hloubka základové spáry d = 4,00 m
Tloušťka základu t = 2,00 m
Sklon upraveného terénu s_1 = 0,00 °
Sklon základové spáry s_2 = 0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 23,00 kN/m^3

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	0,00 .. 1,00	MR1	
2	2,20	1,00 .. 3,20	MR2	
3	4,10	3,20 .. 7,30	MR3	
4	-	7,30 .. ∞	MR4	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
1	Ano		MSU_N_max	Návrhové	6574,94	12148,77	-5723,02	381,95	-856,51
2	Ano		MSU_N_min	Návrhové	12283,60	10945,16	-8243,09	566,30	-830,80
3	Ano		MSU_Hy_max	Návrhové	7313,45	-15118,54	-6070,05	407,34	1127,93
4	Ano		MSU_Hy_min	Návrhové	7483,48	17560,14	-6150,51	413,22	-1239,18
5	Ano		MSU_Hx_max	Návrhové	12283,42	12159,50	-8243,32	566,32	-870,95
6	Ano		MSU_Hx_min	Návrhové	6575,12	10934,42	-5722,80	381,93	-816,35
7	Ano		MSU_My_max	Návrhové	6575,12	10934,42	-5722,80	381,93	-816,35
8	Ano		MSU_My_min	Návrhové	12283,42	12159,50	-8243,32	566,32	-870,95
9	Ano		MSU_Mx_max	Návrhové	10555,22	17670,04	-7595,34	518,92	-1233,57
10	Ano		MSU_Mx_min	Návrhové	10170,38	-15229,59	-7413,85	505,64	1122,77
11	Ano		Char_N_max	Užitné	5870,24	8167,00	-4322,53	291,74	-575,86
12	Ano		Char_N_max	Užitné	9553,08	7311,66	-6054,59	418,44	-557,83
13	Ano		Char_N_max	Užitné	6408,76	-10011,71	-4575,60	310,25	747,11
14	Ano		Char_N_max	Užitné	6494,83	11784,74	-4616,41	313,23	-831,63
15	Ano		Char_N_max	Užitné	9552,96	8121,22	-6054,74	418,45	-584,60
16	Ano		Char_N_max	Užitné	5870,37	7357,44	-4322,38	291,72	-549,09
17	Ano		Char_N_max	Užitné	5870,37	7357,44	-4322,38	291,72	-549,09
18	Ano		Char_N_max	Užitné	9552,96	8121,22	-6054,74	418,45	-584,60
19	Ano		Char_N_max	Užitné	8637,28	11860,55	-5624,13	386,95	-827,76
20	Ano		Char_N_max	Užitné	8355,05	-10088,33	-5491,07	377,22	743,55

Posouzení čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 4098,60 kN

Spočtená tíha nadloží Z = 3775,68 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obecný
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 5. (MSU_Hx_max)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy z_{sp} = 11,41 m
Dosah smykové plochy l_{sp} = 37,55 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 260973,09 kPa
Extrémní kontaktní napětí σ = 398,95 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,088<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,103<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,135<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 4. (MSU_Hy_min)
Zemní odpor: klidový
Výpočtová velikost zemního odporu S_{pd} = 329,43 kN

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 16337,55 kN
Extrémní horizontální síla H = 1306,26 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí středu hrany x - 1 = 0,6 mm
Sednutí středu hrany x - 2 = 0,2 mm
Sednutí středu hrany y - 1 = 0,8 mm
Sednutí středu hrany y - 2 = 0,0 mm
Sednutí středu základu = 1,0 mm
Sednutí charakterist. bodu = 0,6 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:
Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti E_{def} = 581,12 MPa
Základ je ve směru délky tuhý (k=2,10)
Základ je ve směru šířky poddajný (k=0,34)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,075<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,075<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,103<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:
Sednutí základu = 1,0 mm

Hloubka deformační zóny = 5,91 m

Natočení ve směru x = 0,126 (tan*1000); (7,2E-03 °)
Natočení ve směru y = 0,054 (tan*1000); (3,1E-03 °)

8.3.3 Pilíř P10

Velikost základu 6,0 x 10,0 m při tloušťce 2,0 m. Celkové sedání vypočteno **0,2 mm**.

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu h_z = 5,60 m
Hloubka základové spáry d = 5,60 m
Tloušťka základu t = 2,00 m
Sklon upraveného terénu s_1 = 0,00 °
Sklon základové spáry s_2 = 0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 23,00 kN/m^3

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	MR4	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
1	Ano		MSU_N_max	Návrhové	8534,34	-12120,62	-10546,84	-382,47	-456,50
2	Ano		MSU_N_min	Návrhové	14492,26	-10844,94	-15419,79	-563,82	-451,09
3	Ano		MSU_Hy_max	Návrhové	12427,85	14236,82	-14147,42	-516,47	594,53
4	Ano		MSU_Hy_min	Návrhové	9161,08	-16912,49	-11126,45	-404,04	-634,57
5	Ano		MSU_Hx_max	Návrhové	8534,36	-10769,44	-10546,82	-382,46	-442,12
6	Ano		MSU_Hx_min	Návrhové	14492,26	-10844,94	-15419,79	-563,82	-451,09
7	Ano		MSU_My_max	Návrhové	8534,36	-10769,44	-10546,82	-382,46	-442,12
8	Ano		MSU_My_min	Návrhové	14492,23	-12196,12	-15419,81	-563,82	-465,46
9	Ano		MSU_Mx_max	Návrhové	11685,19	14441,52	-13460,63	-490,91	588,04
10	Ano		MSU_Mx_min	Návrhové	11673,47	-16974,45	-13449,86	-490,50	-630,51
11	Ano		Char_N_max	Užitné	7564,81	-8139,13	-8022,55	-291,87	-306,27
12	Ano		Char_N_max	Užitné	11178,55	-7254,79	-11364,41	-416,24	-302,92
13	Ano		Char_N_max	Užitné	10276,13	9429,09	-10529,87	-385,18	394,50
14	Ano		Char_N_max	Užitné	7995,43	-11342,55	-8420,78	-306,69	-425,28
15	Ano		Char_N_max	Užitné	7564,81	-8139,13	-8022,55	-291,87	-306,27
16	Ano		Char_N_max	Užitné	11178,55	-7254,79	-11364,41	-416,24	-302,92
17	Ano		Char_N_max	Užitné	7564,83	-7238,35	-8022,53	-291,87	-296,68
18	Ano		Char_N_max	Užitné	11178,54	-8155,58	-11364,43	-416,24	-312,50
19	Ano		Char_N_max	Užitné	9761,48	9570,26	-10053,94	-367,47	390,02
20	Ano		Char_N_max	Užitné	9730,58	-11385,28	-10025,41	-366,41	-422,47

Posouzení čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 4098,60 kN
Spočtená tíha nadloží Z = 6796,22 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obecný
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 8. (MSU_My_min)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy z_{sp} = 11,41 m

Dosah smykové plochy l_{sp} = 37,55 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 529643,90 kPa
Extrémní kontaktní napětí σ = 522,65 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,107<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,096<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,138<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 4. (MSU_Hy_min)
Zemní odpor: klidový
Výpočtová velikost zemního odporu S_{pd} = 264,54 kN

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 42017,49 kN
Extrémní horizontální síla H = 752,28 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí středu hrany x - 1 = 0,1 mm
Sednutí středu hrany x - 2 = 0,0 mm
Sednutí středu hrany y - 1 = 0,2 mm
Sednutí středu hrany y - 2 = 0,0 mm
Sednutí středu základu = 0,2 mm
Sednutí charakterist. bodu = 0,1 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:
Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti E_{def} = 1250,00 MPa
Základ je ve směru délky poddajný (k=0,98)
Základ je ve směru šířky poddajný (k=0,16)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,091<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,069<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,107<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:
Sednutí základu = 0,2 mm
Hloubka deformační zóny = 5,18 m

Natočení ve směru x = 0,031 (tan*1000); (1,8E-03 °)
Natočení ve směru y = 0,010 (tan*1000); (5,6E-04 °)

8.3.4 Pilíř P10

Velikost základu 6,0 x 10,0 m při tloušťce 2,0 m. Celkové sedání vypočteno **0,2 mm**.

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu h_z = 7,20 m
Hloubka základové spáry d = 7,20 m
Tloušťka základu t = 2,00 m
Sklon upraveného terénu s_1 = 0,00 °
Sklon základové spáry s_2 = 0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 23,00 kN/m^3

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,30	0,00 .. 1,30	MR2	
2	2,80	1,30 .. 4,10	MR3	
3	-	4,10 .. ∞	MR4	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
1	Ano		MSU_N_max	Návrhové	7007,97	8623,78	-6530,89	387,23	-536,38
2	Ano		MSU_N_min	Návrhové	12406,26	5972,65	-9209,74	559,28	-417,66
3	Ano		MSU_Hy_max	Návrhové	7654,83	-9014,73	-6877,50	409,49	605,94
4	Ano		MSU_Hy_min	Návrhové	7709,03	12566,94	-6906,55	411,36	-778,81
5	Ano		MSU_Hx_max	Návrhové	12406,26	5972,65	-9209,74	559,28	-417,66
6	Ano		MSU_Hx_min	Návrhové	7007,97	8623,78	-6530,89	387,23	-536,38
7	Ano		MSU_My_max	Návrhové	7007,97	8623,78	-6530,89	387,23	-536,38
8	Ano		MSU_My_min	Návrhové	12406,26	5972,65	-9209,74	559,28	-417,66
9	Ano		MSU_Mx_max	Návrhové	10626,09	12653,52	-8469,64	511,75	-773,75
10	Ano		MSU_Mx_min	Návrhové	10600,91	-9105,12	-8456,14	510,88	600,97
11	Ano		Char_N_max	Užitné	6132,39	5754,26	-4887,05	292,39	-357,86
12	Ano		Char_N_max	Užitné	9496,66	3955,76	-6689,78	408,17	-279,09
13	Ano		Char_N_max	Užitné	6601,55	-6006,62	-5138,45	308,54	403,79
14	Ano		Char_N_max	Užitné	6611,95	8389,31	-5144,02	308,90	-519,81
15	Ano		Char_N_max	Užitné	9496,66	3955,76	-6689,78	408,17	-279,09
16	Ano		Char_N_max	Užitné	6132,39	5754,26	-4887,05	292,39	-357,86
17	Ano		Char_N_max	Užitné	6132,39	5754,26	-4887,05	292,39	-357,86
18	Ano		Char_N_max	Užitné	9496,66	3955,76	-6689,78	408,17	-279,09
19	Ano		Char_N_max	Užitné	8627,58	8449,02	-6224,09	378,27	-516,32
20	Ano		Char_N_max	Užitné	8629,46	-6068,96	-6225,09	378,33	400,35

Posouzení čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 4098,60 kN
Spočtená tíha nadloží Z = 9816,77 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obecný

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU_N_min)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy z_{sp} = 11,41 m
Dosah smykové plochy l_{sp} = 37,55 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 570403,24 kPa
Extrémní kontaktní napětí σ = 475,71 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,076<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,056<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,091<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 4. (MSU_Hy_min)
Zemní odpor: klidový
Výpočtová velikost zemního odporu S_{pd} = 343,43 kN

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 46557,11 kN
Extrémní horizontální síla H = 880,77 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí středu hrany x - 1 = 0,0 mm
Sednutí středu hrany x - 2 = 0,0 mm
Sednutí středu hrany y - 1 = 0,1 mm
Sednutí středu hrany y - 2 = 0,0 mm
Sednutí středu základu = 0,1 mm
Sednutí charakterist. bodu = 0,1 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:
Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti E_{def} = 1250,00 MPa
Základ je ve směru délky poddajný (k=0,98)
Základ je ve směru šířky poddajný (k=0,16)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,063<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,039<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,071<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:
Sednutí základu = 0,1 mm
Hloubka deformační zóny = 3,92 m

Natočení ve směru x = 0,015 (tan*1000); (8,5E-04 °)
Natočení ve směru y = 0,004 (tan*1000); (2,3E-04 °)

8.4 Pilíře – základ oblouku P3

Základ oblouku je navržen rozměrů 12,0 x 11,0 m se zazubenou základovou spárou. Pro účely posouzení je základová spára uvažována vodorovná s průměrnou tloušťkou základu 5,4 m. Celkové sedání vypočteno **0,7 mm.**

Pozn.: zatížení vstupující do posouzení základu jsou přepočtena k horní hraně základu v místě navázání dříku pilíře.

- **Uvedení do provozu**

Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor - Písek	PROJEKT
SO 20-01	P3

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Založení

Typ základu: excentrická patka

Hloubka od původního terénu h_z = 8,30 m
Hloubka základové spáry d = 5,90 m
Tloušťka základu t = 5,40 m
Sklon upraveného terénu s_1 = 0,00 °
Sklon základové spáry s_2 = 0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m^3

Geometrie konstrukce

Typ základu: excentrická patka

Délka patky x = 12,00 m
Šířka patky y = 11,00 m
Šířka sloupu ve směru x c_x = 1,30 m
Šířka sloupu ve směru y c_y = 4,00 m
Objem patky = 712,80 m^3

Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru x = 6,50 m
Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru y = 5,50 m

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	MR4	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
1	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-MVL-max	Návrhové	39217,17	-62923,99	-15724,97	-38127,12	-2199,11
2	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-MVL-min	Návrhové	60776,74	62923,99	-406664,81	-48647,24	2199,11
3	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-T-max	Návrhové	39227,67	-64360,09	-23174,64	-37994,61	-2237,94
4	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-T-min	Návrhové	58067,88	64360,09	-389701,71	-46358,51	2237,94
5	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-W-max	Návrhové	39840,97	-82940,29	-43703,65	-38002,99	-2900,35
6	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-W-min	Návrhové	57456,14	82940,29	-368865,19	-46407,04	2900,35
7	Ano		MSU-a-MVL-Gmax-max	Návrhové	54997,00	-62848,10	-104791,69	-51289,64	-2195,20
8	Ano		MSU-a-MVL-Gmax-min	Návrhové	72612,17	62848,10	-429953,22	-59693,69	2195,20
9	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-MVL-max	Návrhové	45712,61	-62923,99	-41905,56	-43821,40	-2199,11
10	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-MVL-min	Návrhové	67272,19	62923,99	-432845,40	-54341,52	2199,11
11	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-T-max	Návrhové	45723,12	-64360,09	-49355,23	-43688,89	-2237,94
12	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-T-min	Návrhové	64563,32	64360,09	-415882,30	-52052,79	2237,94
13	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-W-max	Návrhové	46336,41	-82940,29	-69884,24	-43697,27	-2900,35
14	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-W-min	Návrhové	63951,58	82940,29	-395045,77	-52101,32	2900,35
15	Ano		Char-MVL-max	Užitné	40491,78	-41958,05	-69404,67	-37938,69	-1466,52
16	Ano		Char-MVL-min	Užitné	55318,21	41958,05	-337591,96	-45195,33	1466,52
17	Ano		Char-T-max	Užitné	40513,13	-42913,71	-75014,30	-37847,50	-1492,32
18	Ano		Char-T-min	Užitné	53435,96	42913,71	-325414,26	-43618,01	1492,32
19	Ano		Char-W-max	Užitné	40921,99	-55300,50	-88700,31	-37853,08	-1933,93
20	Ano		Char-W-min	Užitné	53028,14	55300,50	-311523,25	-43650,36	1933,93

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 6,00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 13358,40 kN
Spočtená tíha nadloží Z = 1268,00 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obecný
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU-b-MVL-Gmin-MVL-max)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy z_{sp} = 20,92 m
Dosah smykové plochy l_{sp} = 68,84 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 146582,55 kPa
Extrémní kontaktní napětí σ = 1156,08 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,264<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,165<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,293<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 9. (MSU-b-MVL-Gmax-MVL-max)
Zemní odpor: klidový
Výpočtová velikost zemního odporu S_{pd} = 858,34 kN

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 103531,50 kN
Extrémní horizontální síla H = 43876,54 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí středu hrany x - 1 = 0,7 mm
Sednutí středu hrany x - 2 = 0,2 mm
Sednutí středu hrany y - 1 = 1,2 mm
Sednutí středu hrany y - 2 = 0,0 mm
Sednutí středu základu = 1,2 mm
Sednutí charakterist. bodu = 0,6 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:
Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti E_{def} = 1250,00 MPa
Základ je ve směru délky tuhý (k=2,41)
Základ je ve směru šířky tuhý (k=3,12)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,174<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,108<0,333

Max. prostorová excentricita e_t = 0,193<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:
Sednutí základu = 0,6 mm
Hloubka deformační zóny = 9,84 m

Natočení ve směru x = 0,097 (tan*1000); (5,6E-03 °)
Natočení ve směru y = 0,071 (tan*1000); (4,1E-03 °)

- **Konec životnosti**

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)
Omezení deformační zóny : pomocí strukturní pevnosti

Patky

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

Založení

Typ základu: excentrická patka

Hloubka od původního terénu h_z = 8,30 m
Hloubka základové spáry d = 5,90 m
Tloušťka základu t = 5,40 m
Sklon upraveného terénu s_1 = 0,00 °
Sklon základové spáry s_2 = 0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m^3

Geometrie konstrukce

Typ základu: excentrická patka

Délka patky x = 12,00 m
Šířka patky y = 11,00 m
Šířka sloupu ve směru x c_x = 1,30 m
Šířka sloupu ve směru y c_y = 4,00 m
Objem patky = 712,80 m^3

Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru x = 6,50 m
Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru y = 5,50 m

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	MR4	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
1	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-MVL-max	Návrhové	34130,67	61055,08	-34490,70	-37332,55	2131,32
2	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-MVL-min	Návrhové	65594,98	-62360,80	-411899,28	-48247,18	-2131,32
3	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-T-max	Návrhové	35049,59	61443,94	-43025,89	-37168,74	2143,59
4	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-T-min	Návrhové	62017,30	-62749,66	-393412,51	-46001,53	-2143,59
5	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-W-max	Návrhové	35741,25	81117,19	-61510,53	-37236,07	2836,87
6	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-W-min	Návrhové	61327,21	-82858,15	-374620,41	-45991,10	-2836,87
7	Ano		MSU-a-MVL-Gmax-max	Návrhové	50897,28	61025,03	-122598,56	-50522,72	2131,71
8	Ano		MSU-a-MVL-Gmax-min	Návrhové	76483,24	-62330,75	-435708,45	-59277,75	-2131,71

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
9	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-MVL-max	Návrhové	40626,12	61055,08	-60671,29	-43026,83	2131,32
10	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-MVL-min	Návrhové	72090,42	-62360,80	-438079,87	-53941,45	-2131,32
11	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-T-max	Návrhové	41545,04	61443,94	-69206,48	-42863,02	2143,59
12	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-T-min	Návrhové	68512,75	-62749,66	-419593,10	-51695,81	-2143,59
13	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-W-max	Návrhové	42236,69	81117,19	-87691,11	-42930,35	2836,87
14	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-W-min	Návrhové	67822,65	-82858,15	-400801,00	-51685,38	-2836,87
15	Ano		Char-MVL-max	Užitné	36975,66	40706,84	-85660,34	-37216,51	1420,83
16	Ano		Char-MVL-min	Užitné	58627,54	-41577,32	-344656,71	-44741,16	-1420,83
17	Ano		Char-T-max	Užitné	37625,30	40965,39	-91971,61	-37105,09	1429,03
18	Ano		Char-T-min	Užitné	56144,31	-41835,87	-331475,21	-43192,20	-1429,03
19	Ano		Char-W-max	Užitné	38086,40	54080,89	-104294,70	-37149,98	1891,21
20	Ano		Char-W-min	Užitné	55684,25	-55241,53	-318947,15	-43185,24	-1891,21

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 6,00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 13358,40 kN
Spočtená tíha nadloží Z = 1268,00 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obecný
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU-b-MVL-Gmin-MVL-max)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy z_{sp} = 20,92 m
Dosah smykové plochy l_{sp} = 68,84 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 135553,39 kPa
Extrémní kontaktní napětí σ = 1039,59 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,256<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,174<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,290<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 9. (MSU-b-MVL-Gmax-MVL-max)
Zemní odpor: klidový
Výpočtová velikost zemního odporu S_{pd} = 858,34 kN

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 97335,47 kN
Extrémní horizontální síla H = 43079,58 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí středu hrany x - 1 = 0,8 mm
Sednutí středu hrany x - 2 = 0,2 mm
Sednutí středu hrany y - 1 = 1,3 mm
Sednutí středu hrany y - 2 = 0,0 mm
Sednutí středu základu = 1,4 mm
Sednutí charakterist. bodu = 0,7 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:
Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti E_{def} = 1250,00 MPa
Základ je ve směru délky tuhý (k=2,41)
Základ je ve směru šířky tuhý (k=3,12)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,156<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,111<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,178<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:
Sednutí základu = 0,7 mm
Hloubka deformační zóny = 10,34 m

Natočení ve směru x = 0,110 (tan*1000); (6,3E-03 °)
Natočení ve směru y = 0,076 (tan*1000); (4,3E-03 °)

8.5 Pilíře – základ oblouku P9

Základ oblouku je navržen rozměrů 12,0 x 11,0 m se zazubenou základovou spárou. Pro účely posouzení je základová spára uvažována vodorovná s průměrnou tloušťkou základu 5,4 m. Celkové sedání vypočteno **0,9 mm.**

- **Uvedení do provozu**

Rekonstrukce mostu v km 41,791 trati Tábor - Písek	PROJEKT
SO 20-01	P9

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Založení

Typ základu: excentrická patka
Hloubka od původního terénu h_z = 6,05 m
Hloubka základové spáry d = 6,05 m
Tloušťka základu t = 5,40 m
Sklon upraveného terénu s_1 = 0,00 °
Sklon základové spáry s_2 = 0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m^3

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	MR4	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
1	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-MVL-max	Návrhové	34018,52	-23984,14	-23229,64	-37891,66	-1074,51
2	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-MVL-min	Návrhové	65793,68	25356,59	-400385,54	-48827,53	1074,51
3	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-T-max	Návrhové	34995,74	-23846,04	-31709,43	-37724,54	-1067,53
4	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-T-min	Návrhové	62160,35	25218,49	-381678,40	-46592,48	1067,53
5	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-W-max	Návrhové	35665,90	-32187,57	-50261,85	-37794,90	-1435,16
6	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-W-min	Návrhové	61488,60	34017,51	-363119,86	-46571,12	1435,16
7	Ano		MSU-a-MVL-Gmax-max	Návrhové	50820,79	-24028,25	-112167,92	-51048,16	-1074,19
8	Ano		MSU-a-MVL-Gmax-min	Návrhové	76643,50	25400,70	-425025,93	-59824,38	1074,19

9	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-MVL-max	Návrhové	40513,48	-23984,14	-49760,81	-43571,63	-1074,51
10	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-MVL-min	Návrhové	72288,64	25356,59	-426916,71	-54507,50	1074,51
11	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-T-max	Návrhové	41490,70	-23846,04	-58240,60	-43404,50	-1067,53
12	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-T-min	Návrhové	68655,31	25218,49	-408209,58	-52272,45	1067,53
13	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-W-max	Návrhové	42160,85	-32187,57	-76793,02	-43474,87	-1435,16
14	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-W-min	Návrhové	67983,56	34017,51	-389651,03	-52251,09	1435,16
15	Ano		Char-MVL-max	Užitné	36909,87	-15984,36	-74452,38	-37776,70	-716,38
16	Ano		Char-MVL-min	Užitné	58777,51	16899,33	-333280,21	-45315,52	716,38
17	Ano		Char-T-max	Užitné	37599,22	-15893,31	-80727,00	-37663,06	-711,71
18	Ano		Char-T-min	Užitné	56256,32	16808,27	-319952,10	-43773,62	711,71
19	Ano		Char-W-max	Užitné	38045,99	-21454,33	-93095,28	-37709,97	-956,80
20	Ano		Char-W-min	Užitné	55808,48	22674,28	-307579,74	-43759,38	956,80

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 6,00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 16328,40 kN
Spočtená tíha nadloží Z = 1648,40 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obecný
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU-b-MVL-Gmin-MVL-max)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy z_{sp} = 20,92 m
Dosah smykové plochy l_{sp} = 68,84 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 149027,78 kPa
Extrémní kontaktní napětí σ = 929,39 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,263<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,068<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,269<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 9. (MSU-b-MVL-Gmax-MVL-max)
Zemní odpor: klidový
Výpočtová velikost zemního odporu S_{pd} = 953,63 kN

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 105610,72 kN
Extrémní horizontální síla H = 43584,87 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí středu hrany x - 1 = 0,9 mm
Sednutí středu hrany x - 2 = 0,6 mm
Sednutí středu hrany y - 1 = 1,4 mm
Sednutí středu hrany y - 2 = 0,0 mm
Sednutí středu základu = 1,6 mm
Sednutí charakterist. bodu = 0,9 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:
Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti E_{def} = 1250,00 MPa
Základ je ve směru délky tuhý (k=2,41)
Základ je ve směru šířky tuhý (k=3,12)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,169<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,043<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,172<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:
Sednutí základu = 0,9 mm
Hloubka deformační zóny = 12,29 m

Natočení ve směru x = 0,117 (tan*1000); (6,7E-03 °)
Natočení ve směru y = 0,029 (tan*1000); (1,7E-03 °)

- **Konec životnosti**

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Založení

Typ základu: excentrická patka
Hloubka od původního terénu h_z = 6,05 m
Hloubka základové spáry d = 6,05 m
Tloušťka základu t = 5,40 m
Sklon upraveného terénu s_1 = 0,00 °
Sklon základové spáry s_2 = 0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m^3

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0,00 .. ∞	MR4	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
1	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-MVL-max	Návrhové	34000,49	-23984,14	-32066,99	-37380,63	-1074,51
2	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-MVL-min	Návrhové	65775,65	25356,59	-409222,89	-48316,50	1074,51
3	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-T-max	Návrhové	34977,71	-23846,04	-40546,78	-37213,51	-1067,53
4	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-T-min	Návrhové	62142,32	25218,49	-390515,75	-46081,45	1067,53
5	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-W-max	Návrhové	35647,87	-32187,57	-59099,20	-37283,87	-1435,16
6	Ano		MSU-b-MVL-Gmin-W-min	Návrhové	61470,57	34017,51	-371957,21	-46060,09	1435,16
7	Ano		MSU-a-MVL-Gmax-max	Návrhové	50802,76	-24028,25	-121005,28	-50537,13	-1074,19
8	Ano		MSU-a-MVL-Gmax-min	Návrhové	76625,47	25400,70	-433863,28	-59313,35	1074,19
9	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-MVL-max	Návrhové	40495,45	-23984,14	-58598,16	-43060,60	-1074,51
10	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-MVL-min	Návrhové	72270,61	25356,59	-435754,06	-53996,47	1074,51
11	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-T-max	Návrhové	41472,67	-23846,04	-67077,95	-42893,47	-1067,53
12	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-T-min	Návrhové	68637,28	25218,49	-417046,93	-51761,42	1067,53
13	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-W-max	Návrhové	42142,82	-32187,57	-85630,38	-42963,84	-1435,16
14	Ano		MSU-b-MVL-Gmax-W-min	Návrhové	67965,53	34017,51	-398488,38	-51740,06	1435,16
15	Ano		Char-MVL-max	Užitné	36891,84	-15984,36	-83289,73	-37265,67	-716,38
16	Ano		Char-MVL-min	Užitné	58759,48	16899,33	-342117,56	-44804,49	716,38
17	Ano		Char-T-max	Užitné	37581,19	-15893,31	-89564,36	-37152,03	-711,71
18	Ano		Char-T-min	Užitné	56238,29	16808,27	-328789,46	-43262,59	711,71
19	Ano		Char-W-max	Užitné	38027,96	-21454,33	-101932,64	-37198,94	-956,80
20	Ano		Char-W-min	Užitné	55790,45	22674,28	-316417,09	-43248,35	956,80

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 6,00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 16328,40 kN
Spočtená tíha nadloží Z = 1648,40 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obecný
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 9. (MSU-b-MVL-Gmax-MVL-max)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy z_{sp} = 20,92 m
Dosah smykové plochy l_{sp} = 68,84 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 165316,79 kPa
Extrémní kontaktní napětí σ = 868,73 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,245<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,068<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,250<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 9. (MSU-b-MVL-Gmax-MVL-max)
Zemní odpor: klidový
Výpočtová velikost zemního odporu S_{pd} = 953,63 kN

Horizontální únosnost základu R_{dh} = 107376,72 kN
Extrémní horizontální síla H = 43074,00 kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí středu hrany x - 1 = 0,9 mm
Sednutí středu hrany x - 2 = 0,6 mm
Sednutí středu hrany y - 1 = 1,5 mm
Sednutí středu hrany y - 2 = 0,0 mm
Sednutí středu základu = 1,7 mm
Sednutí charakterist. bodu = 0,9 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:
Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti E_{def} = 1250,00 MPa
Základ je ve směru délky tuhý (k=2,41)
Základ je ve směru šířky tuhý (k=3,12)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,151<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,043<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,155<0,333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 0,9 mm
Hloubka deformační zóny = 12,29 m

Natočení ve směru x = 0,125 (tan*1000); (7,1E-03 °)
Natočení ve směru y = 0,029 (tan*1000); (1,7E-03 °)

9 Mezní stavy z pohledu bezpečnosti železniční dopravy

9.1 Zkroucení nosné konstrukce

9.2 Svislá přetvoření nosné konstrukce

V souladu s požadavky kapitoly A2.4.4.2.3 v ČSN EN 1990 nesmí celkový maximální průhyb od klasifikovaného zatížení přesáhnout hodnotu L/600.

Požadavek je stanoven pro hlavní nosnou konstrukci, v tomto případě tedy oblouk v hlavním poli, respektive dvoutrámovou část mostovky v částech nad břehem. S ohledem na působení obloukové konstrukce není uvažováno L = rozpětí oblouku, ale jako délka přičiňující části příčinkové čáry pro bod maximálního průhybu, který byl vypočten v cca 1/4 rozpětí.

Oblouk:

- Účinná délka příčinkové čáry $L =$ 84,4 m
  - Limitní průhyb $\delta_{lim} =$ 84,4/600 = 0,14 m
  - Vypočtený průhyb $\delta_{skut} = \alpha \cdot \delta_{calc} =$ **0,046 m < 0,14 m** **Vyhovuje**

Mostovka:

- Účinná délka příčinkové čáry $L =$ 23,5 m
  - Limitní průhyb $\delta_{lim} =$ 23,5/600 = 0,04 m
  - Vypočtený průhyb $\delta_{skut} = \alpha \cdot \delta_{calc} =$ **0,014 m < 0,04 m** **Vyhovuje**

9.3 Svislá přetvoření nosné konstrukce

V souladu s požadavky kapitoly A2.4.4.2.3 v ČSN EN 1990 nesmí celkový maximální průhyb od klasifikovaného zatížení přesáhnout hodnotu L/600.

Požadavek je stanoven pro hlavní nosnou konstrukci, v tomto případě tedy oblouk v hlavním poli, respektive dvoutrámovou část mostovky v částech nad břehem. S ohledem na působení obloukové konstrukce není uvažováno L = rozpětí oblouku, ale jako délka přičiňující části příčinkové čáry pro bod maximálního průhybu, který byl vypočten v cca 1/4 rozpětí.

Oblouk:

- Účinná délka příčinkové čáry $L =$ 84,4 m
  - Limitní průhyb $\delta_{lim} =$ 84,4/600 = 0,14 m
  - Vypočtený průhyb $\delta_{skut} = \alpha \cdot \delta_{calc} =$ **0,046 m < 0,14 m** **Vyhovuje**

Mostovka:

- Účinná délka příčinkové čáry $L =$ 23,5 m
  - Limitní průhyb $\delta_{lim} =$ 23,5/600 = 0,04 m
  - Vypočtený průhyb $\delta_{skut} = \alpha \cdot \delta_{calc} =$ **0,014 m < 0,04 m** **Vyhovuje**

9.4 Mezní hodnoty pro deformaci konstrukce

S ohledem na umístění dilatačního zařízení za mostem nejsou mezní hodnoty deformace konstrukce dle kap. 6.5.4.5.2 v ČSN EN 1991-2 porovnávány.

- Podélné posunutí konce od brždění $\delta_B =$ 0,013 m
  - S ohledem na přerušení kolejového lože a umístění dilatačního zařízení možno překročit 30 mm.
- Podélné posunutí horního povrchu konce NK $\delta_H =$ 0,019 m
  - V souladu s poznámkou umístěno dilatační zařízení
- Svislý posun konce $\delta_v =$ 1,08 mm
  - Limitní hodnota $\delta_{v,lim} =$ 3,00 mm **Vyhovuje**

- Natočení konce α = 1,80 mrad
  - Limitní hodnota α_1 = 3,00 mrad **Vyhovuje**
- Maximální změna poloměru křivosti r = 46000 m
  - Limitní hodnota r_4 = 3500,0 m **Vyhovuje**

9.5 Průhyb při ověření pohody cestujících

V souladu s požadavky kapitoly A2.4.4.3.2 v ČSN EN 1990 nesmí celkový maximální průhyb od klasifikovaného zatížení přesáhnout hodnotu určenou z obrázku A2.3. Maximální rychlost V < 120 km /h. Zatížení pro výpočet pohody cestujících není klasifikováno.

Požadavek je stanoven pro hlavní nosnou konstrukci, v tomto případě tedy oblouk v hlavním poli, respektive dvoutrámovou část mostovky v částech nad břehem. S ohledem na působení obloukové konstrukce není uvažováno L = rozpětí oblouku, ale jako délka přičiňující části příčinkové čáry pro bod maximálního průhybu, který byl vypočten v cca 1/4 rozpětí.

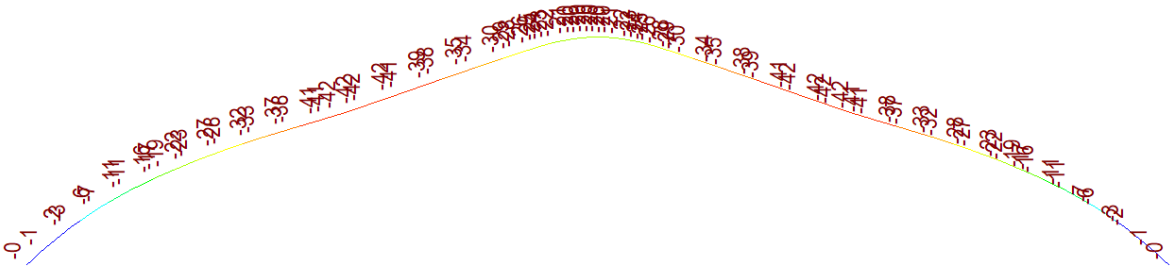
Oblouk (stanoveno L/600):

- Účinná délka příčinkové čáry L = 84,4 m
  - Limitní průhyb L/δ = 84,4/600 = 0,14 m
  - Vypočtený průhyb $\delta_{skut} = \delta_{calc}$ = **0,042 m < 0,14 m** **Vyhovuje**

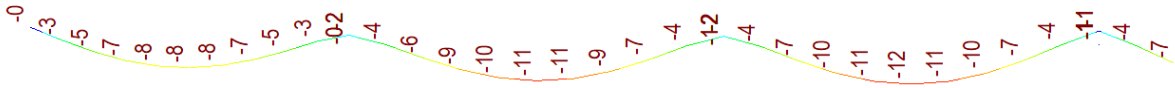
Mostovka (stanoveno L/900):

- Účinná délka příčinkové čáry L = 23,5 m
  - Limitní průhyb δ_{lim} = 23,5/900 = 0,026 m
  - Vypočtený průhyb δ_{skut} = **0,013 m < 0,026 m** **Vyhovuje**

Průhyb oblouku (obálka LM71 a SW/0, bez Ø a α) [mm]



Průhyb břehové části mostovky (obálka LM71 a SW/0, bez Ø a α) [mm]



10 Předběžné ověření zatížení pro ZZ

V rámci projektu byla ověřena případná možná zatížení použitelná pro zatěžovací zkoušku mostu. Ověření proběhlo pro následující zatěžovací schémata:

- Parní lokomotiva 556.0 (Štokr)
- Parní lokomotiva 475.1 (Šlechtična)
- Dieselová lokomotiva T679.1 (Sergej)
- Kolejový jeřáb EDK 300/5
- Kombinace vozíků sestavených z dvojic podvozků vz. 53

S ohledem na dosažené výsledky se jako nejvhodnější varianta prokázalo využití vozidel sestavených z podvozků vz. 53.

Mostovka

Bod	α·LM71 / SW/0			4 vozíky za sebou		3 vozíky za sebou		EDK 300-5		Sergej		2xSergej		Šlechtična		Štokr	
	U_{Vs}	$Ø_3$	$Ø_3 \cdot U_{Vs}$	U_N	k_{stat}	U_N	k_{stat}	U_N	k_{stat}	U_N	k_{stat}	U_N	k_{stat}	U_N	k_{stat}	U_N	k_{stat}
	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]
1. pole	10.2	1.111	11.3	7.9	69.4%	7.5	66.3%	4.5	39.6%	4.5	40.1%	4.6	40.3%	5.1	45.2%	5.7	50.7%
2. pole	13.5	1.111	15.0	10.7	71.4%	9.6	64.1%	5.5	36.8%	5.8	38.7%	6.2	41.7%	7.0	46.6%	7.7	51.7%
3. pole	14.3	1.111	15.9	10.4	65.5%	9.4	59.1%	5.4	34.0%	5.7	35.7%	6.1	38.1%	6.8	42.7%	7.5	47.5%
4. pole (1091)	18.5	1.111	20.6	12.6	61.3%	11.0	53.5%	6.2	30.2%	6.7	32.3%	7.7	37.4%	8.3	40.3%	9.2	44.4%
5. pole (1118)	45.2	1.111	50.2	28.4	56.6%	23.0	45.8%	12.3	24.5%	13.9	27.7%	21.2	42.2%	19.0	37.9%	20.6	41.0%
6. pole (1141)	56.9	1.111	63.2	32.9	51.9%	26.4	41.7%	14.0	22.2%	15.9	25.2%	24.9	39.3%	22.0	34.8%	23.8	37.6%

Oblouk

Bod	α·LM71			4 vozíky za sebou		3 vozíky za sebou		EDK 300-5		Sergej		2xSergej		Šlechtična		Štokr	
	U_{Vs}	$Ø_3$	$Ø_3 \cdot U_{Vs}$	U_N	k_{stat}	U_N	k_{stat}	U_N	k_{stat}	U_N	k_{stat}	U_N	k_{stat}	U_N	k_{stat}	U_N	k_{stat}
	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[%]
1/4 (node 112)	46.4	1.000	46.4	26.5	57.1%	20.4	44.0%	10.5	22.5%	12.3	26.5%	22.0	47.4%	17.9	38.5%	19.2	41.3%
1/2	21.6	1.000	21.6	12.5	57.9%	9.6	44.3%	4.9	22.6%	5.8	26.8%	10.6	49.1%	8.5	39.2%	9.1	41.9%
3/4 (node212)	46.4	1.000	46.4	26.5	57.1%	20.5	44.1%	10.5	22.5%	12.3	26.5%	22.0	47.4%	17.9	38.5%	19.2	41.3%

11 Závěr

Mostní objekt byl posouzen ve smyslu platného souboru norem ČSN a ČSN EN. Veškeré posouzené prvky vyhověly požadavkům na mezní stavy únosnosti i použitelnosti.

Statický výpočet byl zpracován bez znalosti konkrétního zhotovitele SO 20-01. Případné změny, které by vyplynuly z realizační dokumentace zhotovitele, musí být odsouhlaseny odpovědným projektantem objektu a schváleny objednatelem.

!!! Projektová dokumentace neslouží k realizaci stavby !!!

V Praze, květen ’20

Vypracoval: Ing. Jakub Göringer, Ph.D.

SUDOP PRAHA a.s, Olšanská 1a, 130 80 Praha 3

tel: 267 094 128

e-mail: jakub.goringer@sudop.cz

12 Předpisy, normy, použité podklady

12.1 Normy

[1.1] ČSN EN 1990 ed.2 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí (02/2011),

[1.2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení-Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zat. pozemních staveb (03/2004, vč. změn),

[1.3] ČSN EN 1991-1-4 ed.2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem (04/2013),

[1.4] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou (05/2005, včetně změn),

[1.5] ČSN EN 1991-1-6 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění (10/2006, včetně změn),

[1.6] ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla (09/2006, včetně změn)

[1.7] ČSN EN 1991-2 ed.2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou (11/2015),

[1.8] ČSN EN 1992-1-1 ed.2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby (07/2011, včetně změn),

[1.9] ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty (05/2007, včetně změn),

[1.10] ČSN EN 1998-1 ed.2 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby (09/2013, včetně změn),

[1.11] ČSN EN 1998-2 ed.2 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 2: Mosty (06/2013),

[1.12] ČSN 73 0037/1990 Zemní tlak na stavební konstrukce,

[1.13] ČSN 73 1001/1988 Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy,

[1.14] ČSN 73 1002/1989 Pilotové základy

[1.15] ČSN EN 1536+A1 Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty (12/2016),

[1.16] ČSN EN 206 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda,

[1.17] ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů (10/2008, vč. změn),

[1.18] ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí (06/2010, vč. změn),

[1.19] ČSN EN 1337-1 Stavební ložiska - Část 1: Všeobecná pravidla navrhování (02/2002),

[1.20] ČSN EN 1337-2 Stavební ložiska - Část 2: Kluzné prvky (06/2005),

[1.21] ČSN EN 1337-5 Stavební ložiska - Část 5: Hrncová ložiska (12/2005),

[1.22] TNI 73 6270 Mostní ložiska (02/2014),

12.2 Použitá literatura

LEONHARDT F., REINMANN H. *Heft 175: Betongelenke. Versuchsbericht, Vorschläge zur Bemessung und konstruktiven Ausbildung / Kritische Spannungszustände des Betons bei mehrachsiger, ruhender Kurzzeitbelastung.* Ernst & Sohn Verlag, 1965.

NICHITA, C., D. LUCA, B. DAKYO a E. CEANGA. Large Band Simulation of the Wind Speed for Real-Time Wind Turbine Simulators. *IEEE Power Engineering Review* [online]. 2002, **22**(8), 63-63 [cit. 2020-05-29]. DOI: 10.1109/MPER.2002.4312482. ISSN 0272-1724.

12.3 Použitý software

MIDAS Civil 2020 (v1.2) – prutový model

SCIA Engineer 2008.1 (v8.1.238) – desko-stěnový model pro posudky kotevních oblastí

GEO5 Piloty – posouzení pilotového založení

GEO5 Patky – posouzení plošných základů, posouzení sedání náhradního základu skupiny pilot

IDEA StatiCa – posouzení betonových průřezů

Wolfram Mathematica – generace zatížení větrem

MS Office EXCEL 365, Microsoft – tabulkové zpracování výpočtů

MS Office WORD 365, Microsoft – zpracování textové části statického výpočtu

13 Přehled zatížitelnosti částí mostu

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): 1811 Tábor (mimo) – Písek (mimo) DÚ: 14 km: **41,791**

B. Identifikace části mostu

Část mostu: **nová nosná konstrukce**, poř. číslo: 1 pod kolejí č.: 1
(ve směru staničení)

C. Doplňující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: **C** Výpočtový model: prutový

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku [m]	301	-	310
převýšení koleje [mm]	70	0	87
excentricita osy koleje [m]	0,123	0	-0,514
poznámka: (-/+ = vlevo/vpravo; excentricita vztažena k ose nosné konstrukce)			

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

Datum zjištění technického stavu mostu: SŽDC, s.o.:

zpracovatelem přepočtu:

Poznámka k části mostu:

č.	Prvek	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	$Ø_i$	$L_Ø$	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,LM71,E}$ 1)	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}$ 2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	13	14
Mezní stavy únosnosti												
1	NK	oblouk	ohyb	1,0	A	156	1,0	78	1,45		1,1	
2	NK	Mostovka	M+N+V	1,0	A	23,5	1,11	34,4	1,45		1,21	
3	SS	Opěry	M+N+V	1,0	A	-	1,11	34,4	1,45		1,1	
4	SS	Pilíře	M+N+V	1,0	A	-	1,11	34,4	1,45		1,1	
Mezní stavy použitelnosti												
5	NK	oblouk	omezení napětí	1,0	A	156	1,0	78	1,0		1,1	
6	NK	Mostovka	omezení napětí	1,0	A	23,5	1,11	34,4	1,0		1,21	
7	SS	Opěry	omezení napětí	1,0	A	-	1,11	34,4	1,0		1,1	
8	SS	Pilíře	omezení napětí	1,0	A	-	1,11	34,4	1,0		1,1	

č.	Prvek	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	$Ø_i$	$L_Ø$	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,LM71,E}$ 1)	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}$ 2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	13	14
Založení												
9	Piloty OP1		únosnost	1,0	A	-	1,00	-	1,45		1,1	
10	Pilíře		únosnost	1,0	A	-	1,00	-	1,45		1,1	
11	Oblouk		únosnost	1,0	A	-	1,00	-	1,45		1,1	

Dne: 29. 5. 2020 zatížitelnost určil: Ing. Jakub Göringer, Ph.D.