


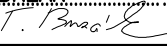




ČÁST B

SO 203

AKTUALIZACE 06/2017

Souřadnicový systém S-JTSK, Výškový systém Bpv

OBJEDNATEL	ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC ČR NA PANKRÁCI 56, 145 05 PRAHA 4 <hr/> STAVBU ZAJIŠŤUJE ZÁVOD PRAHA Na Pankráci 546/56, 145 05 Praha 4	 ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC ČR
------------	---	--

Zhotovitel PD: PRAGOPROJEKT, a.s., K Ryšádce 1668/16, 147 54 Praha 4, IČ: 45272387, www.pragoprojekt.cz, Dat.schránka: 4kifr54 Zpracovatelský útvar: Ateliér Karlovy Vary – Vítězná 2012/26, 360 01 Karlovy Vary, Tel.: 353 303 211, E-mail: mailbox@kv.pragoprojekt.cz			
Navrhl/vypracoval: Ing. Tomáš BRZÁK podpis: 	Zodpovědný projektant: Ing. Miroslav SEIDL podpis: 	Ředitel ateliéru Karlovy Vary: Ing. Pavel ŠLAPA	
Technická kontrola: Ing. Lukáš BAFFL podpis: 	Hlavní inženýr projektu: Ing. Pavel ŠLAPA podpis: 		

Kraj:	PRAHA, STŘEDOČESKÝ	Číslo zakázky:	17-207-2-000
Katastrální území:	ČERNÝ MOST, HORNÍ POČERNICE, ŠESTAJOVICE U PRAHY, JIRNY	Číslo akce:	99-070
Objednatel:	ŘSD ČR, ZÁVOD PRAHA, NA PANKRÁCI 546/56, 145 05 PRAHA	Datum:	06/2017
Název stavby:	PD D11 KM 0,0 - 8,0 VÝMĚNA VOZOVKOVÝCH VRSTEV AKTUALIZACE PDPS	Formát:	
Objekt:	SO 203 OPRAVA DÁLNIČNÍHO MOSTU EV.Č. D11-006..1,2	Měřítko:	
Příloha:	STATICKÝ VÝPOČET	Stupeň:	PDPS
		Číslo přílohy:	21

OBSAH

1	ÚVOD	2
1.1	STRUČNÝ TECHNICKÝ POPIS	2
1.2	OBSAH A METODY STATICKÉHO VÝPOČTU	3
1.3	PODKLADY, NORMY, LITERATURA, PROGRAMY	4
1.3.1	PODKLADY PRO STATICKÝ VÝPOČET	4
1.3.2	NORMY	4
1.3.3	LITERATURA	4
1.3.4	PROGRAMY	4
2	VSTUPNÍ ÚDAJE	5
2.1	ČASOVÉ PŘEDPOKLADY	5
2.2	MATERIÁLY	5
2.2.1	BETON	5
2.2.2	BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	6
2.2.3	PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ	6
2.3	PŘEHLEDNÉ VÝKRESY	8
2.4	ZATÍŽENÍ	11
2.4.1	VŠEOBECNĚ	11
2.4.2	STÁLÁ ZATÍŽENÍ	14
2.4.3	ZATÍŽENÍ SILNIČNÍ DOPRAVOU	15
2.4.4	ZATÍŽENÍ VĚTREM	23
2.4.5	ZATÍŽENÍ TEPLOU	23
2.4.6	ZEMNÍ TLAKY	26
3	VÝPOČTOVÉ MODEL Y NK	27
3.1	3D DESKO-STĚNOVÝ MODEL VE SCIA	27
3.1.1	VŠEOBECNĚ	27
3.1.2	SCHÉMA KONSTRUKCE	27
3.2	PRUTOVÝ MODEL V PROGRAMU TM18	28
3.2.1	VŠEOBECNĚ	28
3.2.2	SCHÉMA KONSTRUKCE	28
4	MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI	29
4.1	MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ	29
4.1.1	KVAZISTÁLÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ	29
4.1.2	CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ	38
4.2	MEZNÍ STAV OMEZENÍ TRHLIN	46
4.2.1	KVAZISTÁLÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ	46
4.2.2	ČÁSTÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ	51
4.3	MEZNÍ STAV OMEZENÍ PRŮHYBU	54
5	MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI	55
5.1	KOMBINACE TLAKU S OHYBEM	55
5.1.1	PODÉLNÝ SMĚR	55
5.2	SMYK	55
5.3	KŘEHKÝ LOM	56
6	NÁVRH BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE	57
7	SPODNÍ STAVBA	57
7.1	ZÁKLADOVÁ SPÁRA	64
7.2	OPĚRA PŘI VÝSTAVBĚ	65
8	ZÁVĚR	69

1 ÚVOD

1.1 STRUČNÝ TECHNICKÝ POPIS

Stávající mostní objekt 203 převádí dálnici D11 přes silnici III/33310 kategorie S7,5. V současném stavu je volná šířka vozovky na mostě mezi krajními zábradelními svodidly 34,0 m, v ose dálnice je osazeno oboustranné ocelové svodidlo. Přemostění je tvořeno dvěma samostatnými nosnými konstrukcemi. Šířka vozovky na každém pasu mostu je 15,0 m. Na vnější straně je římsa se zábradelním svodidlem. Mezera mezi nosnými konstrukcemi je zakryta betonovou deskou s horním povrchem v úrovni vozovky.

Stávající nosnou konstrukci mostu tvoří deska z předpjatých nosníků typu KA 73/12 řešena jako rozpěrák. Spodní stavbu tvoří masivní opěry z prostého betonu s železobetonovými úložnými prahy. Každá opěra je v ose dálnice rozdělena dilatační spárou na dvě části. Základ opěr tvoří základový pas šířky 2,5 m a tl. 1,0 m z betonu B170. Dřík opěr tl. 1,5 m je rovněž z betonu B170. Úložný práh je z železobetonu ŽB250. Součástí prahu je závěrná zídka, na které je uložena přechodová deska délky 5,0 m rovněž z železobetonu ŽB250. Celková šířka opěry je $2 \times 17,66 = 35,32$ m. Výška dříku opěr nad základem včetně závěrné zídky je cca 5,9 až 6,2 m. Součástí opěr jsou masivní kolmá křídla navržena jako tížné opěrné zdi tl. 2,0 m z prostého betonu B170. Dříky křídel jsou založeny na základovém pase šířky 3,0 m a tl. 1,0 z prostého betonu B170. V horní části se křídla zužují a je na nich vybetonován železobetonový pás z betonu ŽB 250 vetknutý do úložného prahu a závěrné zídky. Celková délka křídel je cca 10,0 m. Základová spára opěr a křídel leží dle údajů z původní RDS v úrovni střídajících se vrstev prachovců až jílovců a navětralých až zvětralých pískovců. Hladina spodní by se měla nacházet v hloubce až 4,0 m pod terénem, tj. mimo základy mostu. Dle statického výpočtu v původní RDFS bylo dovolené napětí v základové spáře uvažováno hodnotou 0,6 MPa. Vzhledem ke špatnému stavu bude nosná konstrukce obou pasů mostu snesena a nahrazena novou. U spodní stavby budou odbourány stávající úložné prahy a horní části křídel. Spodní části opěr a křídel budou ponechány a sanovány.

Nová nosná konstrukce je navržena rovněž jako rozpěrák a je tvořena na každém pase předpjatou betonovou deskou o rozpětí 10,7 m. V příčném řezu je nosná konstrukce navržena jako plná deska bez konzol celkové šířky 17,26 m. Konstrukce má v celé délce mostu konstantní tloušťku 0,6 m, která se na okrajích vlivem protispádu zvyšuje. Sklon horního povrchu je jednostranný 2,5 %, na okrajích mostu je od osy odvodňovacího proužku protispád s hodnotou 4,0% na vyšším okraji a 6,5% u nižšího okraje. Nová nosná konstrukce je z betonu třídy C30/37. Předpínací výztuž se předpokládá z kabelů složených z 13 lan oceli Y1860 S7 MPa. Betonářská výztuž je z oceli B500B.

Nosná konstrukce je uložena na obou opěrách na vrubové klouby. Nové úložné prahy výšky 0,85 m jsou z betonu C30/37 stejně jako nová závěrná zídka šířky 0,5 m. Na vybrání v horní části závěrné zídky je osazena nová přechodová deska délky 5,0 m. Nová horní část křídel je navržena jako úhlová zídka z betonu C30/37 výšky cca 2,15 m kotvená do původní spodní části křídel. Přístupné plochy dříku opěr a křídel jsou sanovány. Založení opěr a křídel je ponecháno beze změny.

Vozovka je navržena živičná dvouvrstvá tl. 85 mm včetně celoplošné izolace z natavovaných AIP. Na obou stranách obou pasů mostu jsou navrženy železobetonové monolitické římsy, do kterých je kotveno zábradelní svodidlo pro třídu zadržení H2 při vnějším okraji, střední dělicí pás je vymezen volně osazeným železobetonovým svodidlem. Volná šířka vozovky na každém pase mostu je 15,5 m, šířka středního pasu (mezi líci svodidel) je 3,0 m. Celková volná šířka mezi krajními svodidly je zachována. Mezera mezi líci říms ve středním pase dálnice šířky 100 mm je zakryta elastomerovým pásem. Odvodňovací žlábků u vnějších říms jsou zapuštěny o 10 mm. Na mostě nejsou navrženy odvodňovače.

Na mostě je provedena primární ochrana a konstrukční opatření proti bludným proudům podle TP124 pro 3. stupeň agresivity.

1.2 OBSAH A METODY STATICKÉHO VÝPOČTU

Obsahem tohoto statického výpočtu je zejména posouzení nové nosné konstrukce mostu. Dále je posouzeno založení mostu.

Výpočet je proveden podle řady norem ČSN EN 1990 až 1997, tzv. Eurokódů. Stálé zatížení je uvažováno dle ČSN EN 1991-1-1, zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4, zatížení teplotou dle ČSN EN 1991-1-5 a zatížení dopravou dle ČSN EN 1991-2, Změna Z3 a to pro skupinu komunikací 1 ve smyslu čl. NA 2.12 v Národní příloze. Kombinace zatížení jsou uvažovány v souladu s požadavky ČSN EN 1990/A2.

Posouzení betonových konstrukcí je provedeno podle ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2. Založení je s ohledem na skutečnost, že nejsou k dispozici žádné údaje o geotechnických parametrech, provedeno pouze porovnáním vypočteného napětí v základové spáře s uvedenou dovolenou hodnotou dle statického výpočtu v původní RDS.

Pro výpočet zemních tlaků a napětí v základové spáře byly použity osvědčené obecné metody s použitím programu GEO5.

1.3 PODKLADY, NORMY, LITERATURA, PROGRAMY

1.3.1 PODKLADY PRO STATICKÝ VÝPOČET

[P1] Dálnice D11, Dálniční most v km 5,820715 přes silnici III/33310 Zeleneč-Šestajovice, RDS, VPU, 1979

1.3.2 NORMY

[N1a] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí

[N1b] ČSN EN 1990 ZMĚNA A1 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí

[N2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

[N3] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem

[N4] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem

[N5] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou

[N6] ČSN EN 1991-1-6 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění

[N7] ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení

[N8] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou, vč. změny Z3

[N9] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

[N10] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady

[N11] ČSN EN 1993-2 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 2: Ocelové mosty

[N12] ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla

[N13] ČSN EN 1998-1 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seismická zatížení a pravidla pro pozemní stavby

[N14] ČSN EN 1998-2 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 2: Mosty

[N15] ČSN EN 206 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

[N16] ČSN EN 13670-1 Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení

[N17] ČSN 73 6244 Přechody mostů pozemních komunikací

1.3.3 LITERATURA

[L1] ČSN 730037 Zemní tlak na stavební konstrukce (zrušena v r. 2010)

[L2] TP114 Svodidla na pozemních komunikacích

1.3.4 PROGRAMY

TM-18 EC – program pro časově závislou analýzu prutových konstrukcí z předpjatého betonu

SCIA Engineer – program na statickou analýzu prutových a deskostěnových konstrukcí

Beton 2D (FINE) – program na posouzení tlaku s ohybem v jedné rovině v ŽB průřezu dle Eurokódu

Beton 3D (FINE) – program na posouzení tlaku s ohybem ve dvou rovinách v ŽB průřezu dle Eurokódu

GEO5 (FINE) – program pro výpočty geotechnických konstrukcí

2 VSTUPNÍ ÚDAJE

2.1 ČASOVÉ PŘEDPOKLADY

Nosná konstrukce bude vzhledem k jejím rozměrům a charakteru budována na pevné skruži naráz. Předpínání se předpokládá 7 dní po betonáži desky.

Předpokládaný celkový časový sled výstavby nosné konstrukce:

Etapa výstavby	Čas [den]
Betonáž úložných prahů	0
Betonáž nosné konstrukce	33
Vnesení předpětí do nosné konstrukce	40
Provedení mostního svršku	80
Uvedení do provozu	100
Konec životnosti	36500

2.2 MATERIÁLY

Součinitele materiálů v mezních stavech únosnosti a při posouzení na únavu dle čl. 2.4.2.4 (1), tab. 2.1N v [N9].

Návrhová situace	γ_c pro beton	γ_s pro beton. výztuž	γ_s pro předp. výztuž
Trvalá i dočasná	1,5	1,15	1,15
Mimořádná	1,2	1,0	1,0

Pro výpočet mezní návrhové únosnosti pilot se součinitel pro beton zvyšuje dle poznámky u čl. 2.4.2.5(2) v [N9] součinitelem $k_1 = 1,1$, tj. $\gamma_c = 1,1 * 1,5 = 1,65$ MPa

Součinitele materiálů v mezních stavech použitelnosti dle čl. 2.4.2.4 (2) v [N9] se zpravidla uvažují hodnotami $\gamma_c = 1,0$ a $\gamma_s = 1,0$, pokud není v jednotlivých posouzeních vyžadováno jinak.

2.2.1 BETON

Charakteristické a průměrné pevnostní a deformační charakteristiky se uvažují dle čl. 3.1, tab. 3.1 v [N9]. Uvedené hodnoty modulu pružnosti E_{cm} platí pro silikátové kamenivo, pro vápencové kamenivo se snižují o 10 %, pro pískovcové kamenivo se snižují o 30 % a pro čedičové zvyšují o 20 %.

Návrhová pevnost betonu v tlaku se určí dle čl. 3.1.6(1)P v [N9], resp. (101)P v [N10] dle vztahu:

$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$, kde součinitel $\alpha_{cc} = 0,9$ dle čl. 3.1.6 (101)P v [N10].

Pro časový průběh pevnosti betonu v tlaku platí vztahy dle čl. 3.1.2 (6) v [N9]. Vztah platí pro čas: $3 < t < 28$ dní.

Průměrná pevnost betonu v tahu za ohybu vyztužených betonových prvků ve stáří 28 dní se určí dle čl. 3.1.8(1) v [N9] u jednotlivých posouzení dle vztahu $f_{ctm,fl} = \max\{(1,6 - h/1000) * f_{ctm}; f_{ctm}\}$.

Návrhová pevnost betonu v tahu se určí dle čl. 3.1.6(2)P v [N9] dle vztahu $f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk,0,05} / \gamma_c$, kde součinitel $\alpha_{ct} = 1,0$ čl. 3.1.6 (102)P v [N10] a $f_{ctk,0,05} = 0,7 * f_{ctm}$.

Pro časový průběh pevnosti (průměrné i charakteristické) betonu v tahu platí vztahy dle čl. 3.1.2 (9) v [N9].

Pro časový průběh modulu pružnosti betonu $E_{cm}(t)$ platí vztahy dle čl. 3.1.3 (3) v [N9].

Tečnový modul pružnosti betonu se uvažuje dle vztahu $E_c = 1,05 * E_{cm}$.

Součinitel dotvarování $\phi(t, t_0)$, který se vztahuje k tečovému modulu E_c , se stanoví pro beton dle vztahů v příloze B v [N9] v závislosti na časech t a t_0 , rozměrech průřezu, vlhkosti prostředí, druhu cementu, pevnosti a modulu pružnosti betonu, kde čas t je sledovaný okamžik a čas t_0 je okamžik vnesení zatížení.

Lineární průběh dotvarování lze uvažovat, pokud tlakové napětí v betonu v čase t_0 (tj. v čase zavedení zatížení) nepřestoupí dle čl. 3.1.4 (4), 5.10.2.2 (5) a 7.2 (3) v [N9] hodnotu $0,45 f_{ck}(t_0)$.

Celkové poměrné smršťování betonu je dáno v čl. 3.1.4 (6) v [N9] vztahem $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$, kde ε_{cd} je poměrné vysychání smršťováním a ε_{ca} je poměrné autogenní smršťování. Konečná hodnota poměrného smršťování vysycháním je dána součinem $k_h * \varepsilon_{cd,0}$, kde $\varepsilon_{cd,0}$ je vyjádřeno vztahem uvedeným v příloze B v [N9] a k_h je součinitel dle tab. 3.3 v [N9]. Časový průběh poměrného smršťování vysycháním je dán vztahy (3.9) a (3.10) v závislosti na časech t a t_s , kde čas t je sledovaný okamžik a čas t_s je začátek smršťování, který se obvykle uvažuje po skončení ošetřování betonu. Časový průběh poměrného autogenního smršťování je dán vztahy (3.11) až (3.13) v čl. 3.1.4 v [N9].

Pro vysokopevnostní betony jsou vztahy pro $\varepsilon_{cd}(t)$ a $\varepsilon_{ca}(t)$ uvedeny v příloze B v [N10].

Poissonův součinitel se uvažuje dle čl. 3.1.3 (4) v [N9] hodnotou 0,2 pro beton neporušený trhlinami, resp. hodnotou 0,0 pro beton s trhlinami.

Součinitel teplotní roztažnosti se uvažuje dle čl. 3.1.3 (5) v [N9] hodnotou $10 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

Cement uvažujeme třídy R, tj. rychle tuhnoucí.

Charakteristika	Značka	Beton	Jednotka
		C30/37	
charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní	f_{ck}	30,0	[MPa]
průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku	f_{cm}	38,0	[MPa]
průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu	f_{ctm}	2,9	[MPa]
sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	32,8	[GPa]
druh cementu	-	R	[-]
koeficient závisící na druhu cementu	s	0,20	[-]
stáří betonu	t	7	[den]
součinitel závisící na stáří betonu t	$\beta_{cc}(t)$	0,819	[-]
průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří t dní	$f_{cm}(t)$	31,1	[MPa]
charakteristická pevnost betonu v tlaku ve stáří t dní	$f_{ck}(t)$	23,1	[MPa]
průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu ve stáří t dní	$f_{ctm}(t)$	2,4	[MPa]

2.2.2 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

Vlastnosti použité betonářské výztuže musí vyhovovat dle [N9] požadavkům v příloze C, čl. C.1 a C.2N. Dle čl. 3.4.2 v [N9] je doporučena třída výztuže pro mosty B nebo C. Návrhová mez kluzu se určí dle čl. 3.2.7 (2) v [N9] dle vztahu $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$.

Charakteristika	Značka	B500B	Jednotka
charakteristická mez kluzu betonářské výztuže	f_{yk}	500,0	[MPa]
pevnost v tahu betonářské výztuže	f_t	550,0	[MPa]
návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské oceli	E_s	200,0	[GPa]
návrhová mez kluzu betonářské výztuže pro trvalé a dočasné návrhové situace	f_{yd}	434,8	[MPa]
návrhová mez kluzu betonářské výztuže pro mimořádné návrhové situace	f_{yd}	500,0	[MPa]

2.2.3 PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

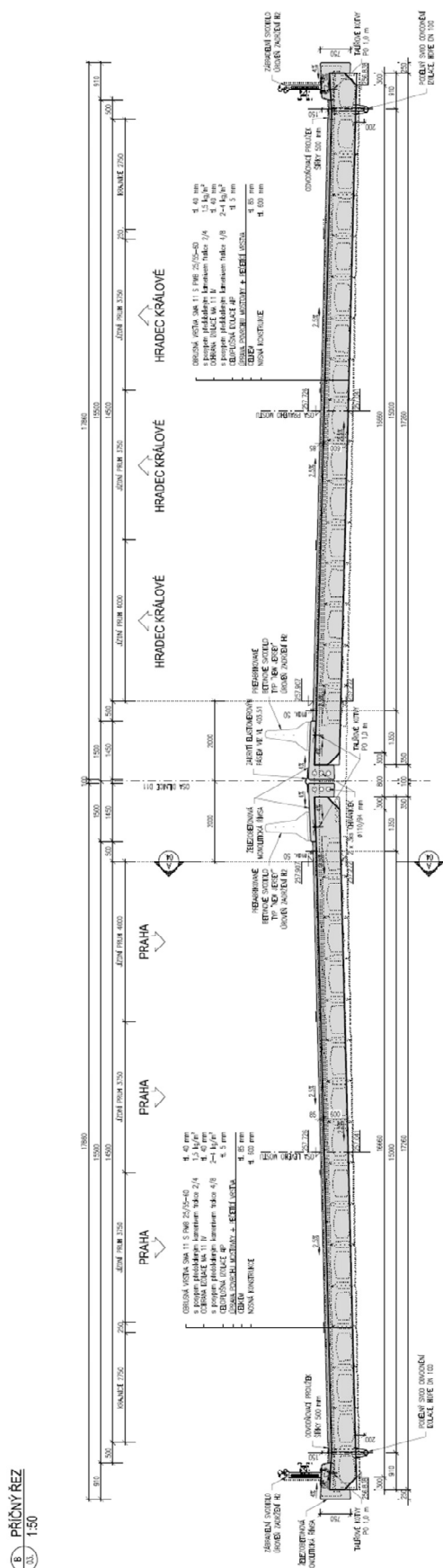
Navržená výztuž **Y1860 S7**. Vlastnosti použité předpínací výztuže musí dle [N9] vyhovovat požadavkům normy EN 10138 nebo příslušnému evropskému technickému schválení (ETAG). Návrhová hodnota

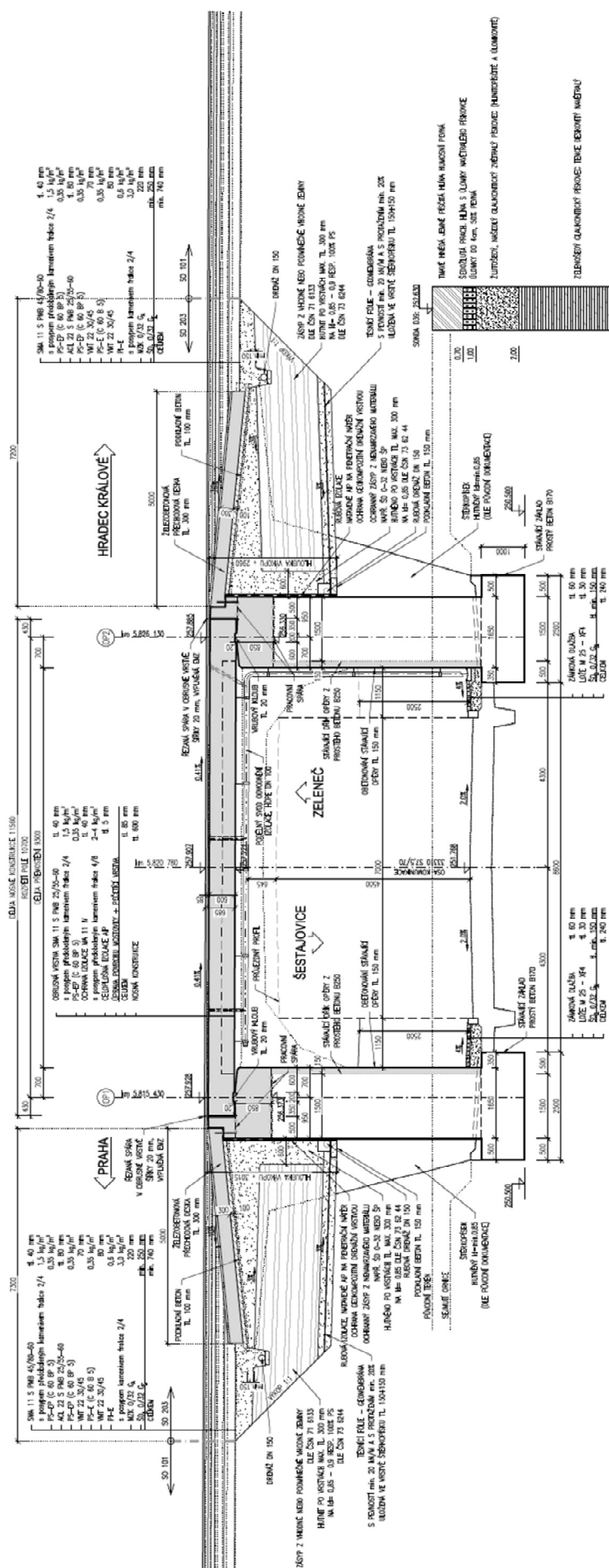
napětí se určí dle čl. 3.3.5 (6) v [N9] dle vztahu: $f_{pd} = f_{p0,1k}/\gamma_s$. Duktilita v tahu musí splňovat vztah: $f_{pk}/f_{p0,1k} \geq 1,1$ ($1860,0/1636,8 = 1,14$ - **splněno**)

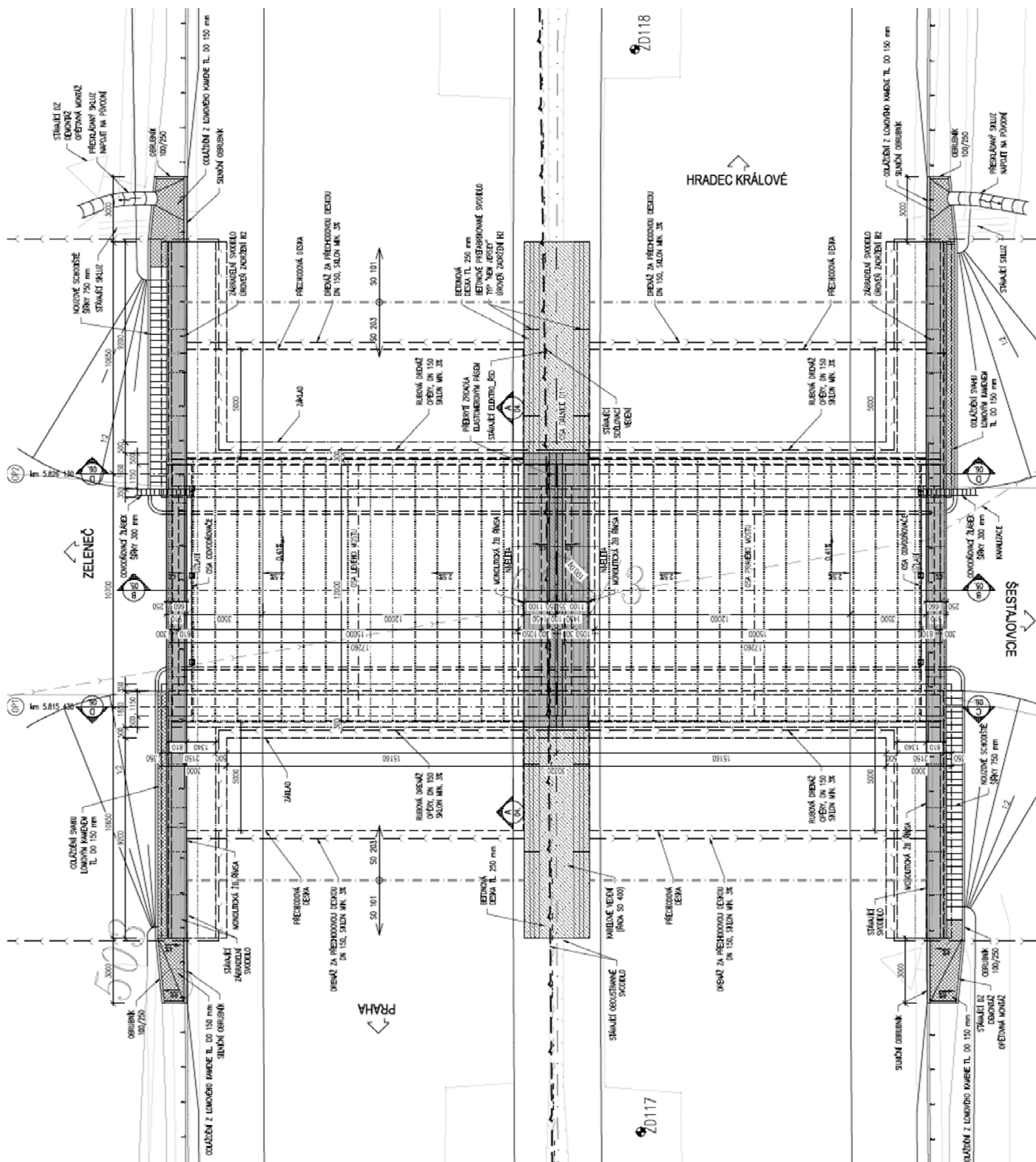
Charakteristika	Značka	Ocel	Jednotka
		Y1860	
průměr jednoho lana předpínací výztuže	\emptyset	15,7	[mm]
průřezová plocha jednoho lana předpínací výztuže	A_{pl}	150,0	[mm ²]
charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu	f_{pk}	1860,0	[MPa]
charakteristická smluvní mez kluzu 0,1% předpínací oceli	$f_{p0,1k}$	1636,8	[MPa]
návrhová hodnota modulu pružnosti předpínací oceli	E_p	195,0	[GPa]
maximální přípustné napětí v předpínací vložce	$\sigma_{p,max}$	1473,1	[MPa]
maximální přípustné napětí v předpínací vložce po zakotvení	$\sigma_{pm0}(x)$	1391,3	[MPa]

Napínací napětí zvoleno s hodnotou **1400,0 MPa**.

2.3 PŘEHLEDNÉ VÝKRESY







2.4 ZATÍŽENÍ

2.4.1 VŠEOBECNĚ

2.4.1.1 Součinitele zatížení

Podle [N1b], čl. A2.4 a A2.4 a příslušných tabulek s eventuálním upřesněním dle [N9].

Pro ověření statické rovnováhy (EQU) konstrukce

Zatížení	EQU (soubor A)	EQU (soubor A)	EQU - kombinovaný postup ¹⁾	EQU - kombinovaný postup ¹⁾
	nepříznivé	příznivé	nepříznivé	příznivé
Stálé	$\gamma_{G,sup} = 1,05$	$\gamma_{G,sup} = 0,95$ ²⁾	$\gamma_{G,sup} = 1,35$ ³⁾	$\gamma_{G,sup} = 1,25$ ³⁾
Doprava a chodci	$\gamma_Q = 1,35$	$\gamma_Q = 0,0$	$\gamma_Q = 1,35$	$\gamma_Q = 0,0$
Ostatní proměnná ⁴⁾	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_Q = 0,0$	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_Q = 0,0$
Předpětí	$\gamma_{G,unfav} = 1,3$ ⁵⁾	$\gamma_{G,fav} = 1,0$	$\gamma_{G,unfav} = 1,3$ ⁵⁾	$\gamma_{G,fav} = 1,0$
Staveništní	$\gamma_Q = 1,35$	$\gamma_Q = 0,0$	$\gamma_Q = 1,35$	$\gamma_Q = 0,0$

POZNÁMKY:

- 1) Pro ověření zdvihání v místě ložisek nebo pro případ, kdy ověření rovnováhy zahrnuje odolnost nosných prvků (např. kotvení).
- 2) Pro protizávaží lze užít i jiné hodnoty, viz tab. A.2.4 (A) Poznámka ⁽¹⁾ v [N1b].
- 3) Pokud při použití $\gamma_{G,sup} = \gamma_{G,inf} = 1,0$ nevznikne účinek nepříznivější.
- 4) V trvalých návrhových situacích, zahrnuje teplotu, vítr, zemní tlak, zvýšení zemního tlaku od dopravy, aerodynamické zatížení od dopravy, atd.
- 5) Pro posouzení stability tvaru s vnějším předpětím, kde zvětšení předpětí je nepříznivé, čl. 2.4.2.2 (2) v [N9].

Pro ověření únosnosti (STR/GEO)

Zatížení	STR/GEO (soubor B) ⁸⁾	STR/GEO (soubor B) ⁸⁾
	nepříznivé	příznivé
Stálé ¹⁾	$\gamma_{G,sup} = 1,35$	$\gamma_{G,sup} = 0,95$
Doprava a chodci	$\gamma_Q = 1,35$	$\gamma_Q = 0,0$
Ostatní proměnná ²⁾	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_Q = 0,0$
Předpětí	$\gamma_{G,unfav} = 1,0$ (1,2) ³⁾	$\gamma_{G,fav} = 1,0$
Sedání podpor	$\gamma_{G,set} = 1,20$ (1,35) ⁴⁾	$\gamma_Q = 0,0$
Smršťování betonu	$\gamma_{SH} = 1,0$ ⁵⁾ (1,2) ⁶⁾	$\gamma_{SH} = 1,0$
Dotvarování betonu	$\gamma_{lt} = 1,0$ (>1) ⁷⁾	$\gamma_{lt} = 1,0$

POZNÁMKY:

- 1) Zahrnuje tíhu nosných i nenosných částí, zeminu a odstranitelná zatížení.
- 2) Zahrnuje ostatní zatížení dopravou (zvýšení zemního tlaku od dopravy, aerodynamické zatížení od dopravy) a ostatní proměnná zatížení (proměnný zemní tlak, teplota, vítr).
- 3) Pro posouzení lokálních účinků (např. kotvení), viz čl. 2.4.2.2 (3) v [N9].
- 4) Při nelineární analýze.
- 5) Dle čl. 2.4.2.1 v [N9].
- 6) Při uvažování dlouhodobého období v případě, že nadhodnocení smrštění zvýší spolehlivost, viz Příloha B, čl. B105 v [N10].
- 7) Při uvažování dlouhodobého období v případě, že nadhodnocení dotvarování zvýší spolehlivost, viz Příloha B, čl. B105, tab. B.101 v [N10], kde hodnota součinitele γ_{lt} závisí na čase. (pro 100 let $\gamma_{lt} = 1,2$).
- 8) Hodnoty pro tíhu zeminy a stálý zemní tlak ($\gamma_{G,sup} = 1,35$), resp. pro zvýšení zemního tlaku od dopravy ($\gamma_Q = 1,5$) odpovídají souboru hodnot A1 dle tab. A.3 v [N12]. Tyto hodnoty se dle NA 2.16 v [N1b] použijí v „návrhovém přístupu 2“.

V mimořádných kombinacích zatížení se všechny součinitele uvažují $\gamma = 1,0$.

V kombinaci na únavu se dílčí součinitel únavového zatížení $\gamma_{f, \text{fat}} = 1,0$ viz čl. 2.4.2.3 v [N9] a u ostatních zatížení se součinitele zatížení neuvažují.

U předpětí je součinitel $\gamma_p = 1,0$ viz čl. 2.4.2.2 (1) v [N9], ale je třeba vzít v úvahu možný rozptyl hodnot předpínací síly dle čl. 5.10.9 v [N9].

Pro ověření mezních stavů použitelnosti

Všechny součinitele $\gamma = 1,0$ dle čl. A2.4.1 v [N1b], ale u předpětí je třeba vzít v úvahu možný rozptyl předpínací síly dle čl. 5.10.9 v [N9].

Pro možný rozptyl předpětí se zavádí pomocné součinitele r_{sup} a r_{inf} takto:

	$r_{\text{sup}} [-]$	$r_{\text{inf}} [-]$
pro předem napínané nebo nesoudržné vložky	1,05	0,95
pro dodatečně napínané soudržné vložky	1,1	0,9
v případě přesného měření předpětí	1,0	1,0

2.4.1.2 Součinitele kombinace

(dle tab. A2.1 v [N1b])

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1 + zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0,0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0,0
		zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0,0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0,0	0,75	0,0
	gr2 (vodorovné síly)		0,0	0,0	0,0
	gr3 (zatížení chodci)		0,0	0,4	0,0
	gr4 (LM4 - zatížení davem lidí)		0,0	-	0,0
	gr5 (LM3 - zvláštní vozidla)		0,0	-	0,0
Zatížení větrem	F_{wk} -trvalé návrhové situace		0,60	0,20	0,0
	-provádění		0,80	-	0,0
	F_w		1,00	-	-
Zatížení teplotou	T_k		0,60 ³⁾	0,60	0,50
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)		0,8	-	-
Staveništní zatížení	Q_c		1,0	-	1,0

POZNÁMKY:

1) Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům $\alpha_{Q,i}$, $\alpha_{Q,i}$, $\alpha_{Q,r}$, a β_Q rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

2) Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

3) Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

2.4.1.3 Kombinační pravidla

(dle [N1a] a upřesněním dle [N1b])

Zatížení větrem se neuvažuje současně s brzdnými nebo odstředivými silami, resp. sestavou gr2 (čl. A2.2.2 (3), se zatížením teplotou (čl. A2.2.2 (6) a NA2.6) ani s mimořádným zatížením (čl. A2.2.5 (1)). Brzdné a rozjezdové síly se uvažují podle čl. NA 2.18 v [N8] v kombinaci s modelem LM3, pouze pokud se vozidla pohybují normální rychlostí (tj. vyšší než 5 km/h).

Mezní stav únosnosti v trvalých i dočasných návrhových situacích

Statická rovnováha mostů (EQU) se ověřuje pro tzv. základní kombinaci zatížení podle tab. A2.4(A), tj. podle rovnice (6.10) v [N1b].

Posouzení nosných prvků (STR) nezahrnujících geotechnická zatížení (nosné konstrukce, části spodní stavby) se ověřuje pro tzv. základní kombinaci podle tab. A2.4(B), tj. podle rovnice (6.10, 6.10a a 6.10b) v [N1b].

Posouzení nosných prvků (STR/GEO) zahrnujících geotechnická zatížení a odolnost podloží (patky, piloty, pilíře, opěry, křídla, opěrné zdi) se ověřuje dle čl. NA 2.16 v [N1b]. „postupem 2“ pro tzv. základní kombinaci podle tab. A2.4(B), tj. podle rovnice (6.10, 6.10a a 6.10b) v [N1b].

Pro posouzení nosných prvků (STR i STR/GEO) v mimořádných kombinacích zatížení se ověřuje podle tab. A2.5, tj. podle rovnice (6.11a) v [N1b]. Při provádění, pokud vzniká nebezpečí ztráty statické rovnováhy, se s mimořádným zatížením (např. pádem nosníku) uvažuje současně i případné další proměnné staveništní zatížení jako vedlejší ostatní, a to kvazistálou hodnotou.

Posouzení seismických kombinací se v ČR neprovádí.

Pro ověření únavy se kombinace zatížení uvažují podle čl. 6.8.3 v [N9].

Mezní stav použitelnosti

Mezní stavy použitelnosti se v trvalých návrhových situacích posuzují pro kombinaci charakteristickou, častou a kvazistálou uvedené v tab. A2.6, tj. dle rovnic (6.14, 6.15 a 6.16), popř. pro kombinaci občasnou (dle rovnice A2.1b) v [N1b].

Pro stanovení přetvoření mostu se doporučuje použít častou kombinaci zatížení dle čl. A2.4.2, Pozn. 1 v [N1b].

Mezní stavy použitelnosti se v dočasných návrhových situacích během provádění posuzují zpravidla pro kombinaci charakteristickou a kvazistálou eventuálně i častou dle čl. 3.3 (5) v [N6].

2.4.2 STÁLÁ ZATÍŽENÍ

2.4.2.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha nosné konstrukce je zavedena do výpočtu při uvažování nominálních hodnot rozměrů konstrukce (čl. 4.1.2 v [N1a]) a průměrných hodnot objemové hmotnosti betonu považovaných za charakteristické hodnoty (čl. 4.1 v [N2]).

Uvažovaná objemová hmotnost železobetonu je $25,0 \text{ kN/m}^3$.

Uvažovaná objemová hmotnost předpjatého betonu je $26,0 \text{ kN/m}^3$.

2.4.2.2 Ostatní stálé zatížení

Objemové hmotnosti materiálů uvažovány podle přílohy A, tab. A.6 v [N2].

Vozovka (šířka 15,5 m, tl. 85 mm)

živičné vrstvy 0,080 m	obj. hmotnost 24 kN/m^3	$0,08 * 24 = 1,92 \text{ kN/m}^2$
živičná izolace 0,005 m	obj. hmotnost 14 kN/m^3	$0,005 * 14 = 0,07 \text{ kN/m}^2$
celkem		$1,99 \text{ kN/m}^2$

Uvažovaná proměnnost tloušťky vozovky je +40% až -20%, pokud nejsou uvažovány přídatné vrstvy (čl. 5.2.3 (3) v [N2]).

horní mez zatížení vozovkou	$1,4 * 1,99 = 2,80 \text{ kN/m}^2$
dolní mez zatížení vozovkou	$0,8 * 1,99 = 1,60 \text{ kN/m}^2$

Římsy

vnější římsa (š. 0,91 m)	obj. hmotnost 25 kN/m^3	$0,33 * 25 = 8,25 \text{ kN/m}^2$
vnitřní římsa (š. 1,45 m)	obj. hmotnost 25 kN/m^3	$0,34 * 25 = 8,50 \text{ kN/m}^2$

Svodidla

Zábradelní svodidlo	$1,00 \text{ kN/m}^2$
Betonové svodidlo	$0,40 * 25 = 10,00 \text{ kN/m}^2$

2.4.2.3 Pokles podpor

Vzhledem k typu konstrukce (kloubově uložený rozpěrák) není nutné uvažovat nerovnoměrný pokles podpor, neboť nevyvolá v konstrukci žádná dodatečná namáhání.

2.4.2.4 Zemní tlak

Jelikož při kvazistálé kombinaci zatížení na konstrukci nedochází k minimálnímu natočení opěr nutnému ke vzniku aktivního zemního tlaku cca 2 mrad, tj. 2 mm/m výšky, je na konstrukci uvažováno působení zemního tlaku v klidu. Zásyp je uvažován ze zeminy odpovídající třídě G3 (označení dle dnes již neplatné ČSN EN 73 1001) s následujícími parametry.

Charakteristika	Značka	Zemina	Jednotka
		G3, ulehá	
objemová tíha	γ	19,0	$[\text{kN/m}^3]$
úhel vnitřního tření	φ_{ef}	30,0	$[\text{°}]$
soudržnost zeminy	c_{ef}	0,0	$[\text{kPa}]$
třecí úhel kce-zemina	δ	15,0	$[\text{°}]$
objemová tíha saturované zeminy	γ_{sat}	20,0	$[\text{kN/m}^3]$

2.4.3 ZATÍŽENÍ SILNIČNÍ DOPRAVOU

2.4.3.1 Všeobecně

Most převádí dálnici s volnou šířkou vozovky mezi svodidly 15,5 m. Na mostě nejsou revizní chodníky. Zatížení dopravou je uvažováno podle [N8]. Podle čl. NA 2.12 uvedené normy se dálnice zařazuje do skupiny 1. Zvláštní vozidla se uvažují dle tab. NA.2.3 ve Změně Z3 uvedené normy.

Tabulka regulačních součinitelů (dle čl. NA 2.12 ve znění ZMĚNY Z3)

skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i > 2)$ α_{qr}
1	1,0	1,0	1,0	1,0	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6

POZNÁMKY:

1) Rovnoměrné zatížení v zatěžovacím pruhu 1 je $0,45 \cdot 9,0 \text{ kN/m}^2 \div 4 \text{ kN/m}^2$.

Rozdělení vozovky na jízdní pruhy

(dle čl. 4.2.3 v [N8])

šířka vozovky $w = 15,5 \text{ m}$

šířka jednoho zatěžovacího pruhu $w_1 = 3,0 \text{ m}$

maximálně se uvažují 3 pruhy, zbývající šířka vozovky je $15,5 - 3,0 \cdot 3 = 6,5 \text{ m}$

Uvažovaná zatížení dopravou

Pro návrh mostu se tedy uvažují modely LM1 a LM3. Model LM 2 nebude pro globální analýzu rozhodující, a proto se na konstrukci neuvažuje Model LM4 (chodci) se vzhledem k charakteru komunikace neuvažuje

Sestavy zatížení

(dle tab. 4.4a, NA 2.18 a NA 2.21 v [N8])

Sestava gr1a: zahrnuje model LM1 (charakteristické hodnoty) a zatížení chodníků (kombinační hodnota $3,0 \text{ kN/m}^2$)

Sestava gr1b: zahrnuje model LM2 (charakteristické hodnoty)

Sestava gr2: zahrnuje model LM1 (časté hodnoty), brzdné a rozjezdové síly (charakteristické hodnoty + odstředivé a příčné síly (charakteristické hodnoty)

Sestava gr4 zahrnuje zatížení vozovky a chodníků $5,0 \text{ kN/m}^2$

Sestava gr5: zahrnuje model LM3 (charakteristické hodnoty), popř. model LM1-UDL (charakteristické hodnoty), brzdné a rozjezdové síly (dle NA 2.18 v [N8]) + odstředivé a příčné síly (dle NA 2.20 v [N8])

Roznos soustředěných zatížení

(dle čl. 4.3.6 v [N8])

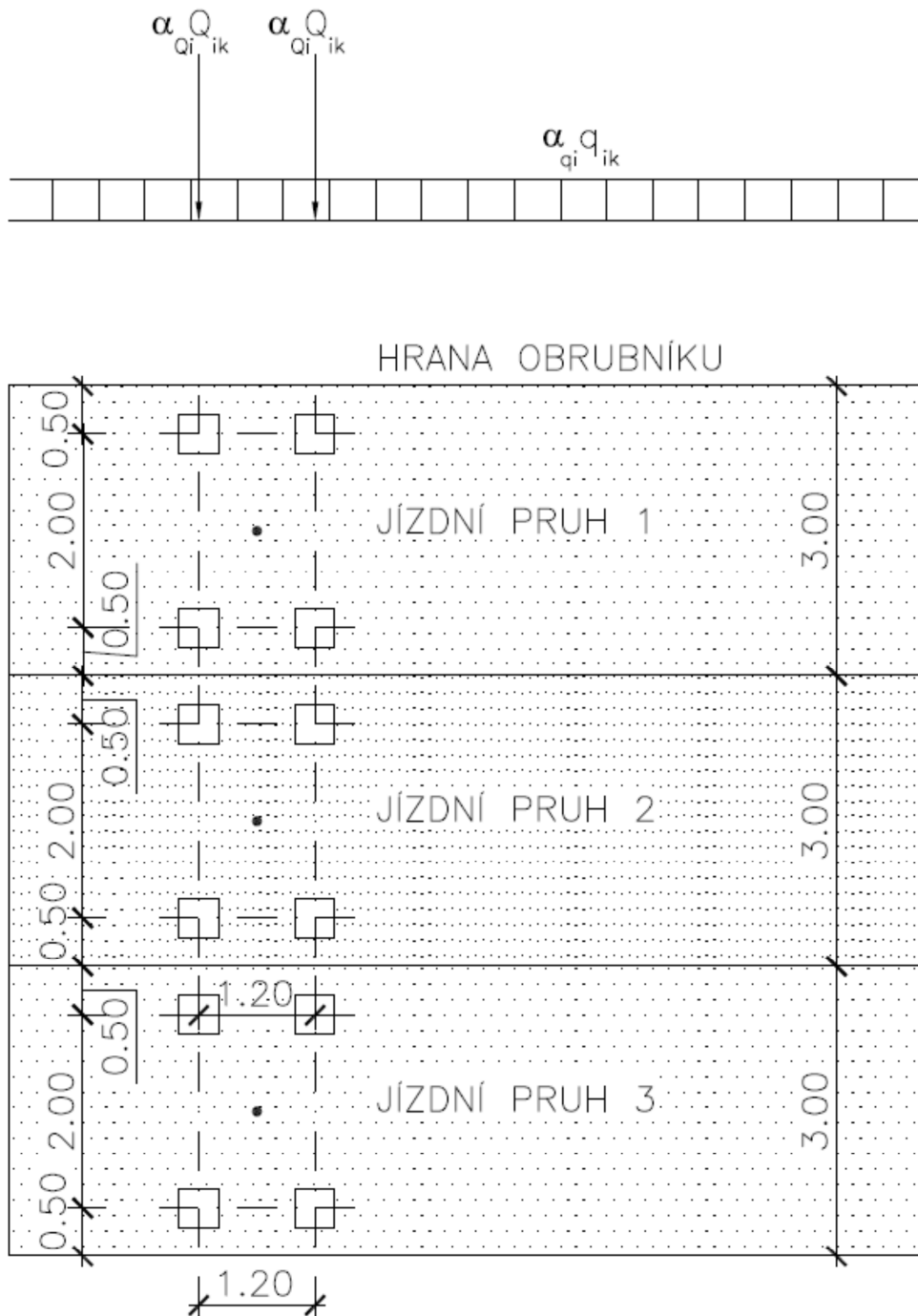
Roznášení vozovkou a betonovou deskou se uvažuje pod úhlem 45° až do střednicové roviny desky. Roznášecí hloubka je tedy: $0,085 + 0,6/2 = 0,385 \text{ m}$, dále uvažujeme jen $0,4 \text{ m}$.

Roznos se uplatní zejména při lokálním posouzení od účinků modelu LM1, LM2 a LM3.

2.4.3.2 Model zatížení 1 (LM1)

(dle čl. 4.3.2 v [N8])

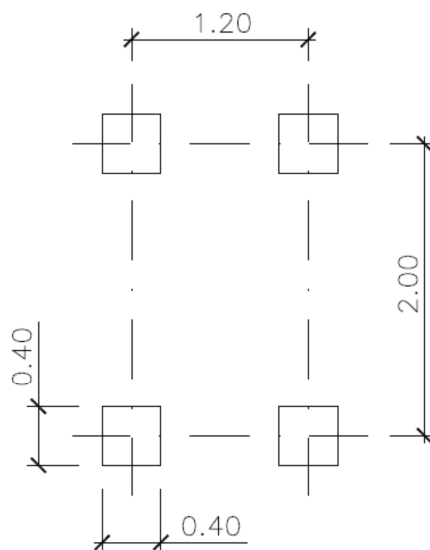
Schéma modelu LM1



Poznámka:

Umístění dvounáprav je zakresleno pro globální posouzení. Pro lokální posouzení je min. vzdálenost mezi dvounápravami 0,5 m a vzdálenost kola krajní dvounápravy od obrubníku je 0,25 m.

Schéma jedné dvounápravy



Zatížení na jednu nápravu

(charakteristické hodnoty)

v pruhu č. 1: $\alpha_{Q1} * Q_{1k} = 1,0 * 300 = 300 \text{ kN}$

v pruhu č. 2: $\alpha_{Q2} * Q_{2k} = 1,0 * 200 = 200 \text{ kN}$

v pruhu č. 3: $\alpha_{Q3} * Q_{3k} = 1,0 * 100 = 100 \text{ kN}$

Rovnoměrné zatížení

v pruhu č. 1: $\alpha_{q1} * q_{1k} = 1,0 * 9,0 = 9,0 \text{ kN/m}^2$

v pruhu č. 2: $\alpha_{q2} * q_{2k} = 2,4 * 2,5 = 6,0 \text{ kN/m}^2$

v pruhu č. 3 a na zbývajících ploše: $\alpha_{q3} * q_{3k}$, resp. $\alpha_{qr} * q_{rk} = 1,2 * 2,5 = 3,0 \text{ kN/m}^2$

celkové rovnoměrné zatížení: $9,0 * 3,0 + 6,0 * 3,0 + 3,0 * (15,5 - 2 * 3,0) = 73,5 \text{ kN/m}$

Zatížení v roznesené dotykové ploše kola

Rozměry roznášecí plochy $0,4 + 2 * 0,4 = 1,2 \text{ m}$ v obou směrech

v pruhu č. 1: $300/2/(1,2 * 1,2) = 104,2 \text{ kN/m}^2$

v pruhu č. 2: $200/2/(1,2 * 1,2) = 69,5 \text{ kN/m}^2$

v pruhu č. 3: $100/2/(1,2 * 1,2) = 34,7 \text{ kN/m}^2$

2.4.3.3 Model zatížení 2 (LM 2)

(dle čl. 4.3.3 v [N8])

Schéma modelu LM2



Zatížení na jednu nápravu

(charakteristické hodnoty)

$$\beta_Q * Q_{ka} = 1,0 * 400 = 400 \text{ kN}$$

(podle čl. NA 2.14 je $\beta_Q = \alpha_{Q1}$)

V případě potřeby lze uvažovat i zatížení jen na jedno kolo hodnotou $400/2 = 200 \text{ kN}$

Zatížení v roznesené dotykové ploše kola

rozměry roznášecí plochy podélně $0,35 + 2 * 0,40 = 1,15 \text{ m}$

rozměry roznášecí plochy příčně $0,60 + 2 * 0,40 = 1,40 \text{ m}$

$$160/(1,15 + 1,40) = 62,7 \text{ kN/m}^2$$

Přídavný dynamický součinitel

Ve smyslu čl. 4.3.3 (3) v [N8] se má u modelu zatížení 2 uvažovat přídavný dynamický součinitel v blízkosti mostních závěrů, a to podle čl. 4.6.1 (6) v [N8].

$\Delta\varphi = 1,30 * (1-D/26)$, kde D je vzdálenost uvažovaného řezu od mostního závěru.

$D \text{ [m]}$	$\varphi \text{ [-]}$
0,0	1,3
1,0	1,25
2,0	1,20
3,0	1,15
4,0	1,10
5,0	1,05

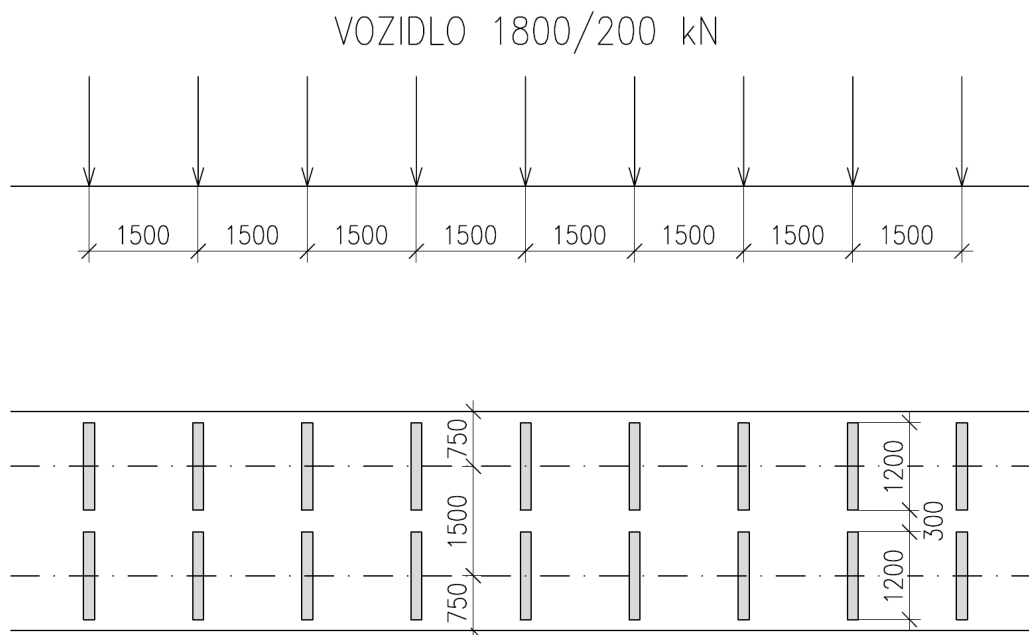
Pro jednoduchost lze ve smyslu poznámky k čl. 4.6.1 (6) v [N8] uvažovat konstantní hodnotu dynamického součinitele 1,3 v celé délce 6,0 m od mostního závěru.

Model se využívá k posouzení lokálních účinku na NK, nebo pro globální analýzu velmi krátkých mostů (do 7,0 m). Vzhledem k charakteru mostu a ostatnímu pohyblivému zatížení použitým ve statickém výpočtu, nebude tento model zatížení uvažován. Není pro dimenze konstrukce rozhodující.

2.4.3.4 Model zatížení 3 (LM3)

(dle čl. 4.3.4, NA.2.16 ve znění návrhu ZMĚNY Z3 a přílohy A v [N8])

Vozidlo 1800/200 kN



Umístění zatížení: Dle tab. NA.2.3 se vozidlo šířky 3,0 m pohybuje v jednom jízdním pruhu (číslo 1), ve kterém se nesmí umístit současně působící model LM1. Model LM1 (jen rovnoměrné zatížení) se uvažuje v pruhu 2 a dalších.

Kombinace zatížení: vozidlo 1800 kN + charakteristické hodnoty LM1-UDL (rovnoměrné zatížení).

Rychlost: Rychlost pojezdu se uvažuje normální, tj. do 70 km/h

Dynamický součinitel: $\phi = 1,25$ dle tab. NA.2.3.

Zatížení v roznesené dotykové ploše kola

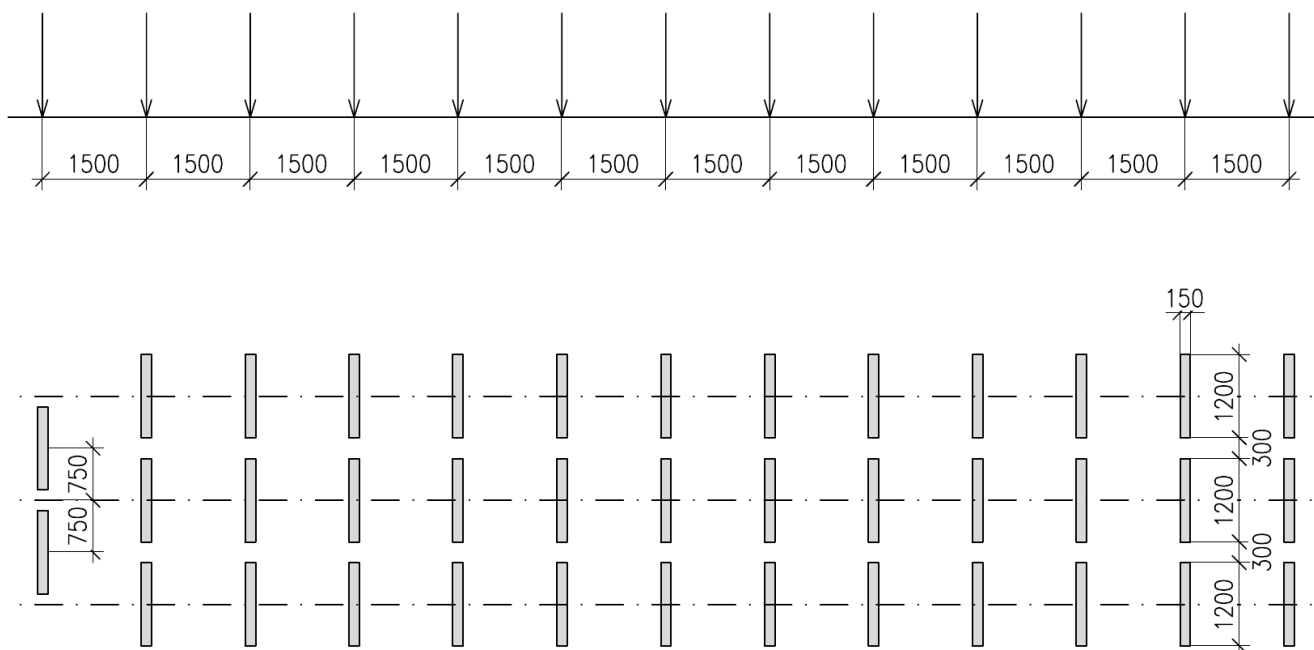
rozměry roznášecí plochy podélně $0,15 + 2 \cdot 0,4 = 0,95$ m

rozměry roznášecí plochy příčně $1,20 + 0,3/2 + 0,4 = 1,75$ m (pro obě kola se spojí do jednoho zatížení na ploše $0,95 \cdot 3,5$ m)

$200/2/(0,95 \cdot 1,75) = 60,2$ kN/m²

Vozidlo 3000/240 kN

VOZIDLO 3000/240 kN



Umístění zatížení: Dle tab. NA.2.3 se vozidlo šířky 4,5 m pohybuje ve zvolené ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů s možnou odchylkou $\pm 0,5$ m od této stopy. Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.

Kombinace zatížení: Jedná se tedy o jediné vozidlo na mostě (po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava).

Rychlost: Rychlost pojezdu se uvažuje pomalá, tj. do 5 km/h.

Dynamický součinitel: $\varphi = 1,05$ dle tab. NA.2.3.

Zatížení v roznesené dotykové ploše kola

rozměry roznášecí plochy podélně $0,15 + 2 * 0,4 = 0,95$ m

rozměry roznášecí plochy příčně (splyne pro všechna 3 kola do jedné plochy)

$3 * 1,20 + 2 * 0,3 + 2 * 0,4 = 5,0$ m

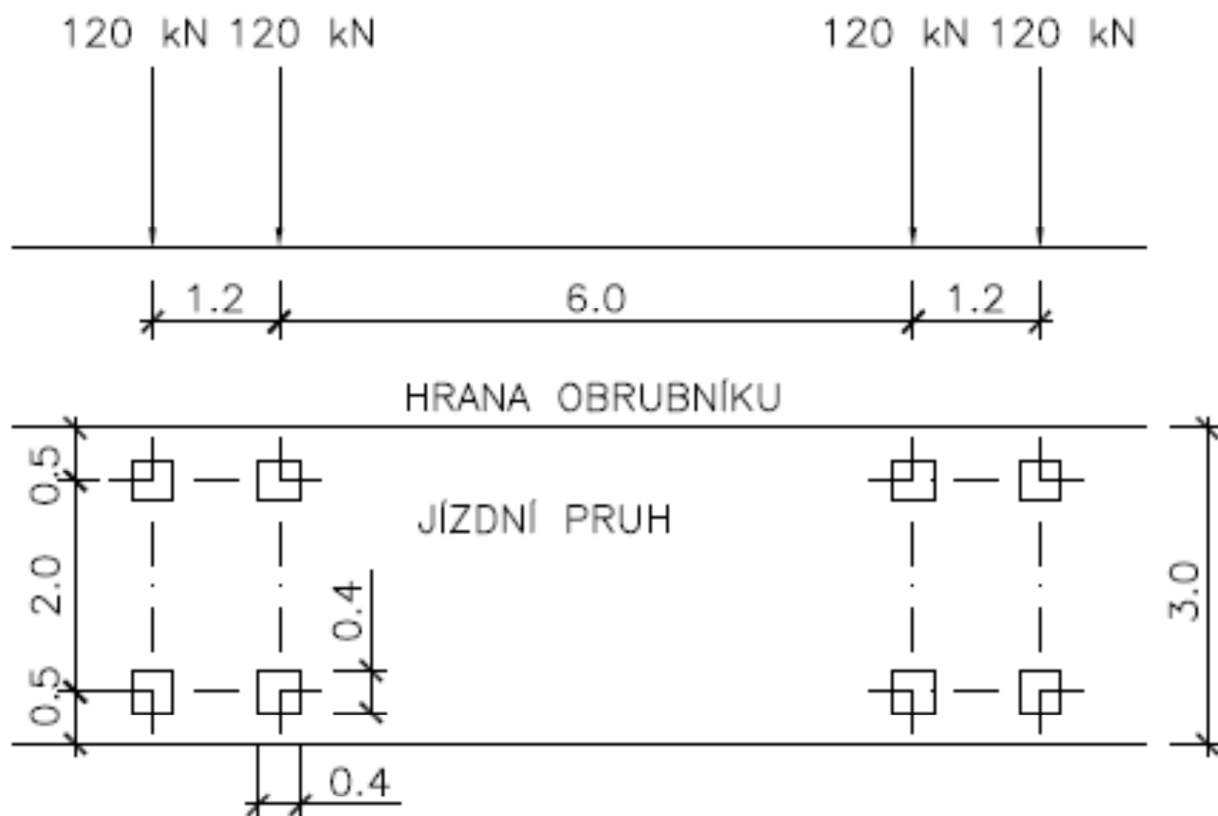
$$240 / (0,95 * 5,0) = 50,5 \text{ kN/m}^2$$

2.4.3.5 Modely zatížení na únavu

(dle čl. 4.6 v [N8])

Při posouzení betonu na únavu lze postupovat dle čl. 6.8.7 (2), (3) a (4) v [N9] a použít se časté hodnoty běžného zatěžovacího modelu LM1.

Pro posouzení betonářské a předpínací výztuže na únavu dle Přílohy NN v [N10] se používá model zatížení na únavu LMF3 dle čl. 4.6.4 v [N8]. Vzhledem k délce nosné konstrukce má smysl uvažovat pouze jedno vozidlo tohoto modelu.



Zatížení jedné nápravy je 120 kN.

Zatížení na jedno kolo je 60 kN.

Rozměry roznášecí plochy $0,4 + 2 * 0,4 = 1,2$ m v obou směrech

Roznesené zatížení v dosedací ploše kola je $60 / (1,2 * 1,2) = 41,7 \text{ kN/m}^2$

Poznámka:

Posouzení na únavu není třeba dle čl. 6.8.1 (102) v [N10] provádět pro základy, pilíře a opěry (pokud nejsou rámově spojené s nosnou konstrukcí) s výjimkou úložných prahů a dále pro předpínací a betonářskou výztuž v oblastech, kde při časté kombinaci zatížení a síle P_k je v krajních vláknech pouze tlak.

Díky velmi malému rozpětí NK, malé excentricitě předpínacích kabelů k těžišti desky NK a poměrně lehkému únavovému vozidlu, bude rozkmit napětí jak v betonu, tak v předpínací výztuži nabývat velmi malých hodnot. Zatížení je přenášeno hlavně v podélném směru, tudíž ani rozkmit napětí v betonářské výztuži v příčném směru nebude nikterak vysoký. Únava nebude rozhodující pro návrh konstrukce, a proto model na únavu FLM3 není uvažován.

2.4.3.6 Brzdné a rozjezdové síly

Vzhledem k typu mostu a délce NK nejsou brzdné a rozjezdové síly uvažovány.

2.4.3.7 Odstředivá síla

Není uvažována, neboť je most prakticky přímý ($R = 4500$ m)

2.4.3.8 Zatížení v mimořádných návrhových situacích

Tyto účinky zatížení se uvažují jen v mezním stavu únosnosti.

Síla od nárazu do nosné konstrukce

(ve smyslu čl. 4.7.2.2 v [N8] se stanoví dle čl. 4.3.2 v [N7]).

Pro tento most se vzhledem k charakteru a hmotnosti konstrukce (plná deska) i k druhu komunikace pod mostem (silnice III. třídy) toto zatížení neuvažuje.

Svislé zatížení plochy pod a za svodidlem

(dle čl. 4.7.3.1 v [N8])

V případě tohoto mostu je toto zatížení menší než zatížení od modelů LM1, resp. LM2 a tudíž nerozhoduje.

Síly od nárazu vozidla na obrubník

(dle čl. 4.7.3.2 v [N8])

Není uvažováno.

Síly od nárazu na svodidlo

Svislé zatížení dle čl. 1.5 v [L3]:

Není uvažováno.

2.4.3.9 Zatížení chodníků

Zatížení chodníků se na tomto mostě nevyskytuje.

2.4.4 ZATÍŽENÍ VĚTREM

Vzhledem k malému rozpětí mostu a nízké konstrukční výšce mostu je toto zatížení velmi malé. V příčném i podélném směru dávají větší účinek brzdné síly, s kterými se zatížení větrem nekombinuje, a tudíž nerozhoduje.

Ve svislém směru dává větší účinek zatížení teplotou, se kterou se zatížení větrem nekombinuje, a tudíž nerozhoduje.

2.4.5 ZATÍŽENÍ TEPLITOU

(dle [N5])

2.4.5.1 Všeobecně

Betonový most je dle čl. 6.1.1 v [N5] uvažován jako typ konstrukce 3. max. a min. teploty vzduchu v místě mostu se určí podle map v národní příloze (obr. NA 1 a NA 2):

Maximální teplota vzduchu: $T_{\max} = 38,1 \text{ °C}$ až 40 °C

Minimální teplota vzduchu: $T_{\min} = -30,1 \text{ °C}$ až -32 °C

Součinitel teplotní roztažnosti se pro beton uvažuje hodnotou $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ (příloha C, tab. C1).

Účinky teploty se dle čl. A2.2.2 (6) a NA2.6 v [N1b] neuvažují současně se zatížením větrem.

2.4.5.2 Rovnoměrná složka teploty

Max. a min. rovnoměrné složky teploty nosné konstrukce se stanoví dle čl. NA 2.4 v [N5]:

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5 = 40,0 + 1,5 = 41,5 \text{ °C}$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 1,5 = -32,0 + 8,0 = -24,0 \text{ °C}$$

Výchozí teplotu mostu lze dle čl. NA 2.21 v [N5] uvažovat $T_0 = 10 \text{ °C}$.

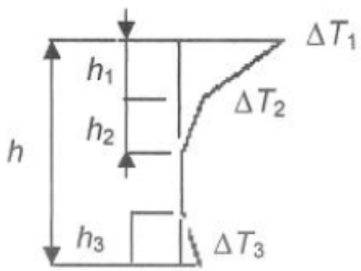
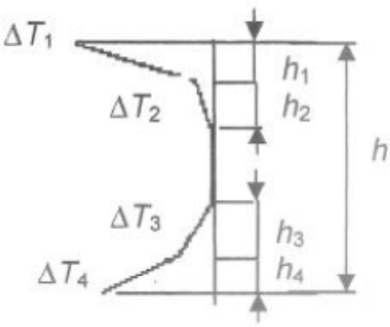
Charakteristické maximální rozsahy rovnoměrné složky teploty (dle čl. 6.1.3.3 v [N5]):

pro výpočet prodloužení mostu: $\Delta T_{N,\exp} = T_{e,\max} - T_0 = 41,5 - 10,0 = 31,5 \text{ °C}$

pro výpočet zkrácení mostu: $\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = -(10,0 + 24,0) = -34,0 \text{ °C}$

2.4.5.3 Rozdílová složka teploty

Podle NA 2.8 v [N5] se svislé rozdíly teploty stanovují „postupem 2“ dle čl. 6.1.4.2. Průběh teplot po výšce je dle obr. 6.2c, hodnoty teplot dle tab. B.3 v příloze B. Pro mezilehlé hodnoty se provede interpolace pro konkrétní výšku nosné konstrukce a tloušťka vozovky.

Rozdíly teplot ΔT	
(a) oteplení	(b) ochlazení
 <p> $h_1 = 0,3 h$, avšak $\leq 0,15 \text{ m}$ $h_2 = 0,3 h$, avšak $\geq 0,10 \text{ m}$ avšak $\leq 0,25 \text{ m}$ $h_3 = 0,3 h$, avšak $\leq (0,10 +$ tloušťka mostního svršku v m) pro tenké desky je h_3 omezeno $h - h_1 - h_2$) </p>	 <p> $h_1 = h_4 = 0,20 h$, avšak $\leq 0,25 \text{ m}$ $h_2 = h_3 = 0,25 h$, avšak $\leq 0,20 \text{ m}$ </p>

$$0,3 * h = 0,3 * 0,6 = 0,18 \text{ m}$$

$$0,1 + 0,085 = 0,185 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,15 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,18 \text{ m}$$

$$h_3 = 0,18 \text{ m}$$

$$\Delta T_1 = 14,4^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_2 = 3,3^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_3 = 1,9^\circ\text{C}$$

$$0,2 * h = 0,2 * 0,6 = 0,12 \text{ m}$$

$$0,25 * h = 0,25 * 0,6 = 0,15 \text{ m}$$

$$h_1 = h_4 = 0,12 \text{ m}$$

$$h_2 = h_3 = 0,15 \text{ m}$$

$$\Delta T_1 = 7,2^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_2 = 2,1^\circ\text{C}$$

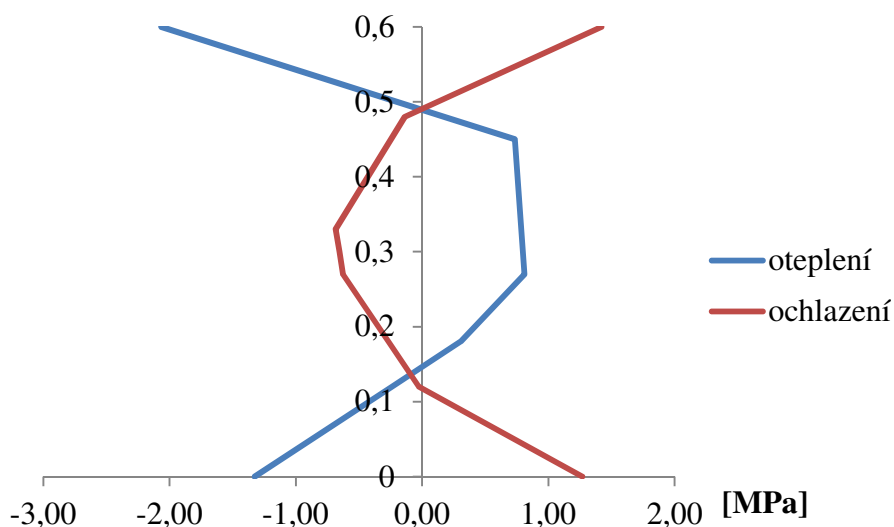
$$\Delta T_3 = 1,4^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_4 = 5,0^\circ\text{C}$$

PRIMÁRNÍ ÚČINKY OD NEROVNOMĚRNÉ ZMĚNY TEPLOTY

	Označení	Jednotka	Hodnota	
Modul pružnosti betonu	E	[MPa]	32800	
Plocha průřezu	F	[m ²]	10,266	
Moment setrvačnosti k těžišti	I	[m ⁴]	0,3066	
Poloha těžiště zdola	z_t	[m]	0,3018	
Koeficient teplotní roztažnosti	α	[°K ⁻¹]	0,00001	
Číslo řezu	Výška	Šířka	Oteplení	Ochlazení
	[m]	[m]	[Δ°C]	[Δ°C]
1	0,600	17,260	14,40	-7,20
2	0,480	17,260	5,52	-2,10
3	0,450	17,260	3,30	-1,68
4	0,330	17,260	1,10	0,00
5	0,300	17,260	0,55	0,00
6	0,270	17,200	0,00	0,00
7	0,180	17,020	0,00	-0,84
8	0,120	16,900	0,63	-1,40
9	0,000	16,660	1,90	-5,00
Vypočtené primární účinky teplotního gradientu				
OTEPLENÍ	Posun v těžišti	ε_t		3,01E-05
	Pootočení	ψ	[mrad]	1,71E-04
OCHLAZENÍ	Posun v těžišti	ε_t		-2,00E-05
	Pootočení	ψ	[mrad]	-2,89E-05

Pruběh normálových napětí v průřezu NK po výšce od vlivu nerovnoměrné složky teploty



2.4.5.4 Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty

(dle čl. 6.2 v [N5])

Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty se uvažuje podle vztahů:

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (nebo } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N * T_{N,exp} \text{ (nebo } T_{N,con}) \quad \omega_N = 0,35$$

$$\omega_M * \Delta T_{M,heat} \text{ (nebo } \Delta T_{M,cool}) + T_{N,exp} \text{ (nebo } T_{N,con}) \quad \omega_M = 0,75$$

Přičemž se zvolí ten vztah, který dává nepříznivější hodnoty.

2.4.6 ZEMNÍ TLAKY**2.4.6.1 Všeobecně**

Pro dlouhodobé působení se uvažuje zemní tlak dle kap. 2.4.2.4 tohoto statického výpočtu. Pro posouzení stability opěr (bez nosné konstrukce) a křídel uvažujeme aktivní zemní tlak. Výpočet zemních tlaků na rub opěr je proveden programem GEO5.

Roznesené zatížení pro přetížení násypu za opěrami

(dle čl. 4.9.1 a NA 2.39 ve znění ZMĚNY Z3)

Dvounápravy modelu LM1:

$$\text{v pruhu č. 1: } q_{eq} = 2 * 300 / (3,0 * 5,0) = 40,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{v pruhu č. 2: } q_{eq} = 2 * 200 / (3,0 * 5,0) = 26,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{v pruhu č. 3: } q_{eq} = 2 * 100 / (3,0 * 5,0) = 13,3 \text{ kN/m}^2$$

Mimo tuto plochu se uvažuje rovnoměrné zatížení:

$$\text{v pruhu č. 1: } 9,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{v pruhu č. 2: } 6,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{v pruhu č. 3 a na zbývajících ploše: } 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Model LM3 – vozidlo 1800/200:

$$q_{eq} = 1800 / (3,0 * 14,0) = 42,9 \text{ kN/m}^2$$

Model LM3 – vozidlo 300/240:

$$q_{eq} = 3000 / (4,5 * 19,0) = 35,1 \text{ kN/m}^2$$

Poznámka: Pro přetížení násypu se uvažují pouze charakteristické hodnoty.

Součinitel aktivního zemního tlaku uvažujeme hodnotou $K_a = \tan^2(45 - \varphi/2) = \tan^2(45 - 30/2) = 0,33$.

3 VÝPOČTOVÉ MODEL Y NK

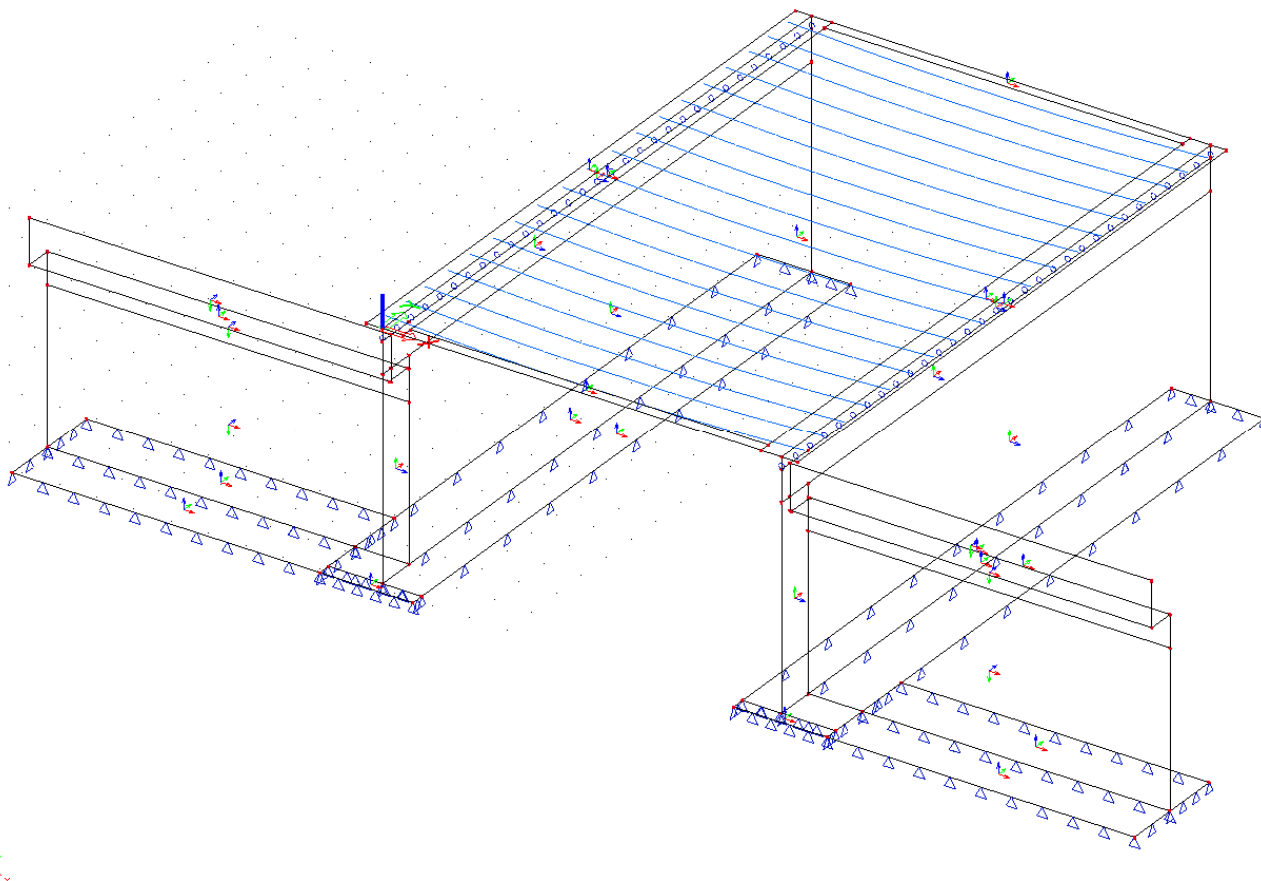
3.1 3D DESKO-STĚNOVÝ MODEL VE SCIA

3.1.1 VŠEOBECNĚ

Pro globální analýzu chování konstrukce je zvolen 3D desko-stěnový model v programu Scia Engineer verze 2011.1. Model plně respektuje geometrii i materiálové vlastnosti navržené konstrukce. Do výpočtu je zahrnuto plošné založení konstrukce. Tuhost podloží je zvolena $C_{1z} = 150 \text{ MN/m}^3$. Vzhledem k tomu, že se při opravě objektu nezasahuje do založení stavby a zemina je již v této době značně konsolidovaná je tato tuhost dostačující. Navíc na vnitřní síly v NK nemá nikterak zásadní vliv. NK je modelována jako dodatečně předepnutá deska se soudržnými kabely. Napětí v kabelech v jednotlivých stádiích provozu konstrukce je zadáváno se ztrátami získanými z výpočtu na prutovém modelu v programu TM18 EC. Deska nosné konstrukce je modelována jako izotropní. Rozdílné tuhosti ideálního průřezu NK v podélném a příčném směru nebudou nijak výrazné a je možné je zanedbat, ovšem pouze pokud je splněn předpoklad průřezu bez trhlin.

Fáze	Průměrné napětí v kabelech [MPa]
vnesení předpětí	1290,0
uvedení do provozu	1185,0
konec životnosti	1000,0

3.1.2 SCHÉMA KONSTRUKCE



3.2 PRUTOVÝ MODEL V PROGRAMU TM18

3.2.1 VŠEOBECNĚ

Pro výpočet namáhání nosné konstrukce v podélném směru je zvolen rovinný prutový model vytvořený v softwaru TM18 EC. Výpočet v sobě zahrnuje vliv objemových změn dotvarováním a smršťováním betonu. Mostovka je modelována jako prostě uložený nosník o jednom poli s rozpětím 10,7 m. Mostovka je na obou koncích kloubově uložena s uvolněným natočením a zafixovanými posuny v podélném směru. Konstrukce je dodatečně předepnuta 19 kabely po 13 lanech profilu $\varnothing = 15,7$ mm.

Předpoklady výpočtu:

předpínací ocel: 15,7-Y1660/1860 lana s velmi nízkou relaxací

pokluz v kotvě uvažován s hodnotou 5 mm; součinitelé tření $k = 0,005$, $\mu = 0,19$

kotevní napětí 1400,0 MPa, doba podržení napětí 5 min.

beton konstrukce C30/37 dle ČSN EN 206, cement typu R

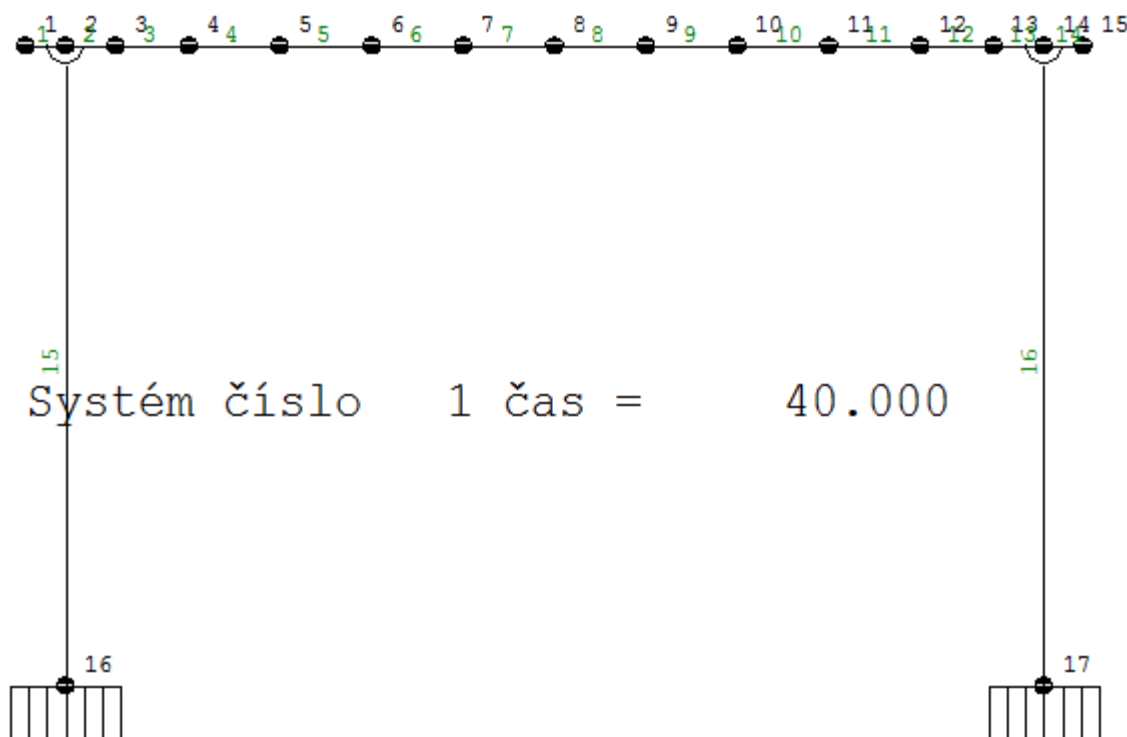
časové předpoklady dle kap. 2.1

relativní vlhkost okolního prostředí uvažována 70%

zohledněn vliv stárí betonu na modul pružnosti E_b

konstrukce je posuzována ve třech časových stádiích, v době předepnutí $t = 40$ dní, v době uvedení do provozu $t = 100$ dní a na konci životnosti $t = 36500$ dní

3.2.2 SCHÉMA KONSTRUKCE



4 MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI

4.1 MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ

4.1.1 KVAZISTÁLÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Kvazistálá kombinace je dle [N1b] definována rovnicí (6.16b):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Pro kvazistálou kombinaci zatížení je nutné splnit tato kritéria:

Maximální dovolená tlaková napětí v betonu:

$$\sigma_c \leq k_2 * f_{ck} = 0,45 * 30,0 = 13,5 \text{ MPa}$$

pro dlouhodobé působení s uvažováním lineárního dotvarování betonu dle čl. 7.2 (3) z [N9]

$$\sigma_c \leq 0,60 * f_{ck}(t) = 0,60 * 23,1 = 13,9 \text{ MPa}$$

v době napínání nebo zavedení předpětí dle 5.10.2.2 v [N9]

Maximální přípustná tahová napětí v betonu:

$$\sigma_c \leq 0,0 \text{ MPa}$$

stav dekomprese pro dlouhodobé působení dle tab. NA.1 ve změně Z2 v [N10]

$$\sigma_c \leq k * f_{ctm}(t) = 1,0 * 2,4 = 2,4 \text{ MPa}$$

pro stavební stadia, pokud je na dokončené konstrukci splněn požadavek dekomprese dle 113.3.2 (103) v [N10]

Maximální přípustná napětí v předpínací oceli:

$$\min (0,8 * f_{pk}; 0,9 * f_{p0,1k}) = 1473,1 \text{ MPa}$$

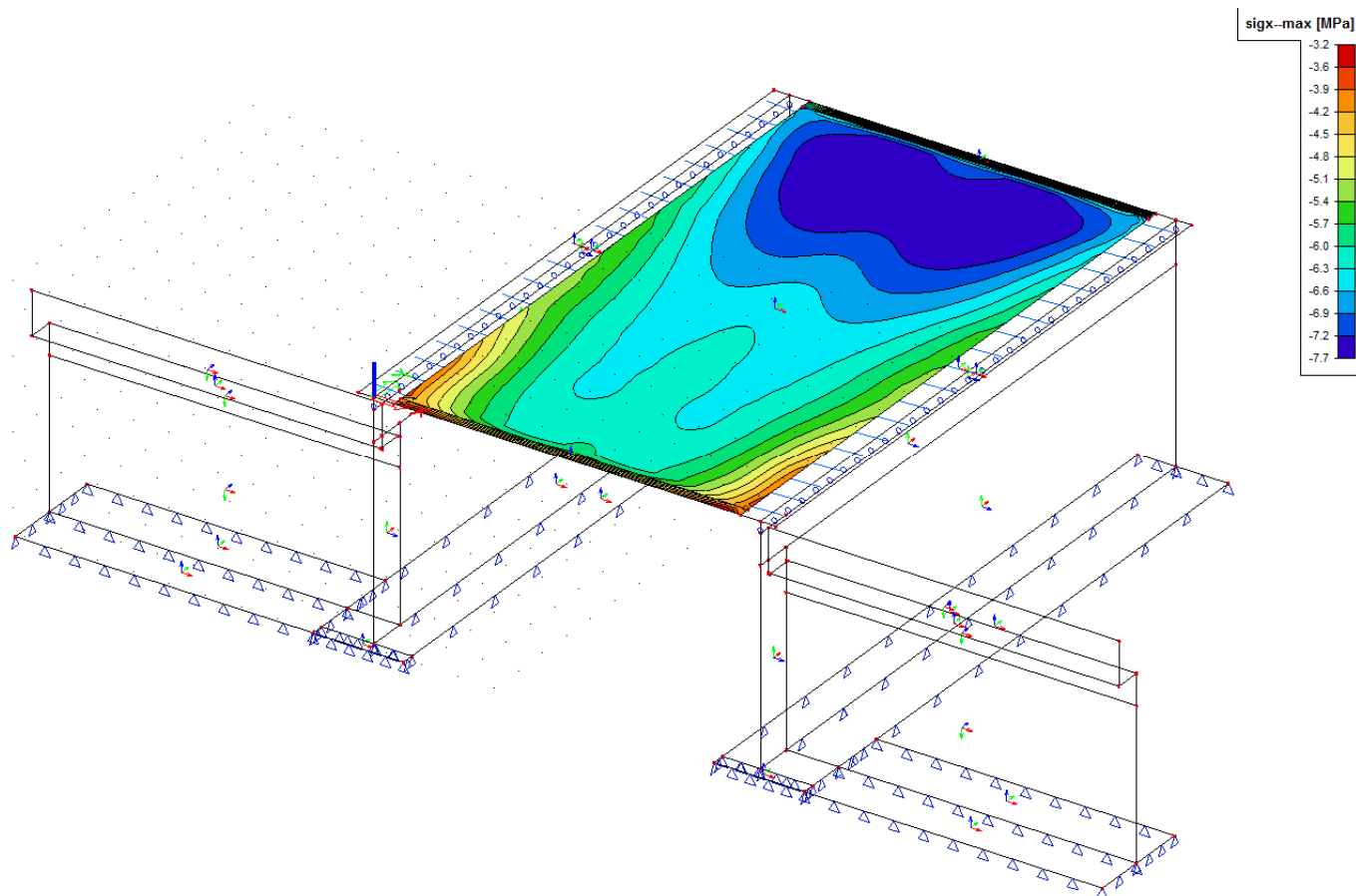
v průběhu předpínání dle 5.10.2 n [N9]

$$\min (0,75 * f_{pk}; 0,85 * f_{p0,1k}) = 1391,3 \text{ MPa}$$

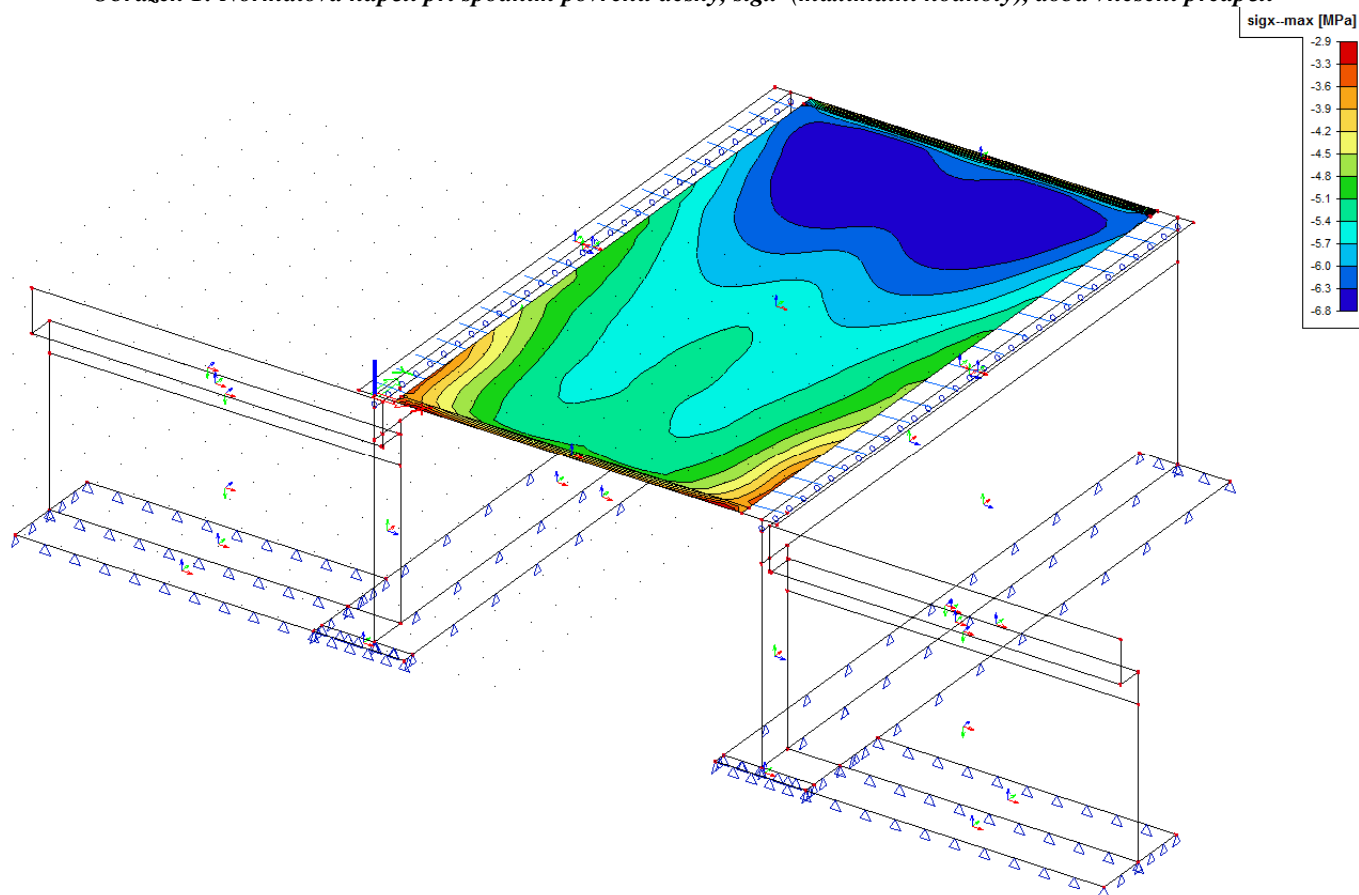
po zakotvení dle 5.10.3 v [N9]

Normálová napětí v betonu v podélném směru jsou vyhodnocena pomocí izoploch v programu Scia Engineer, a to vždy zvlášť pro spodní a horní povrch desky. Výsledky jsou reprezentovány obálkami (maximálních hodnot a minimálních hodnot) normálových napětí pro příslušnou zatěžovací kombinaci a pro všechna vyšetřovaná stadia životnosti konstrukce. Z výsledků jsou vyloučeny kotevní oblasti, ve kterých vznikají lokální extrémy napětí, a zahrnutí těchto hodnot do globálního posouzení by vedlo ke zkreslení výsledků. Pro návrh a posouzení kotevních oblastí je nutná samostatná analýza.

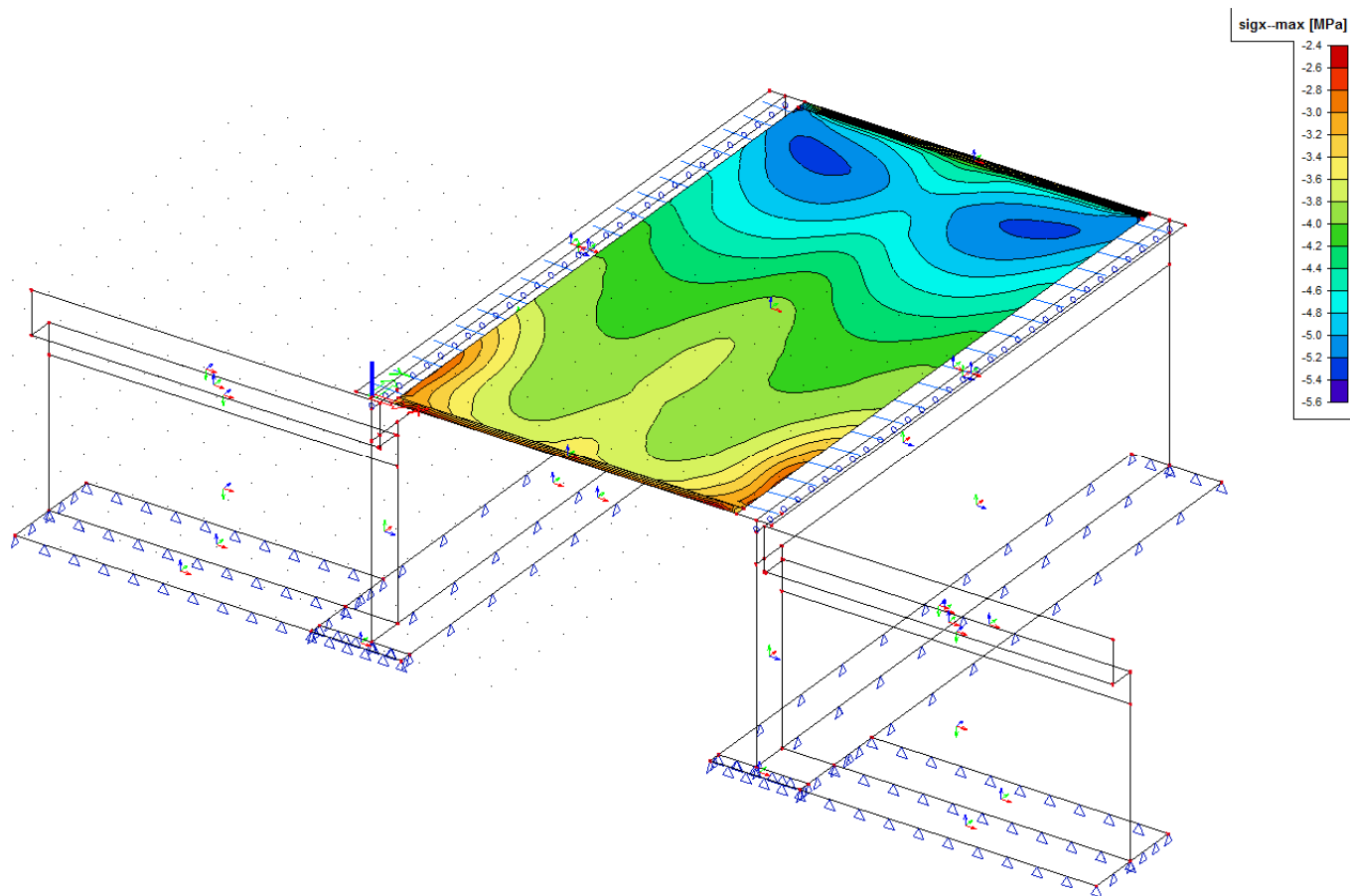
označení kabelu	počet kabelů	počet lan	způsob napínání	napínací napětí [MPa]	napětí po zakotvení [MPa]
K1	10	13	zprava	1400,0	1311,9
K2	9	13	zleva	1400,0	1311,9



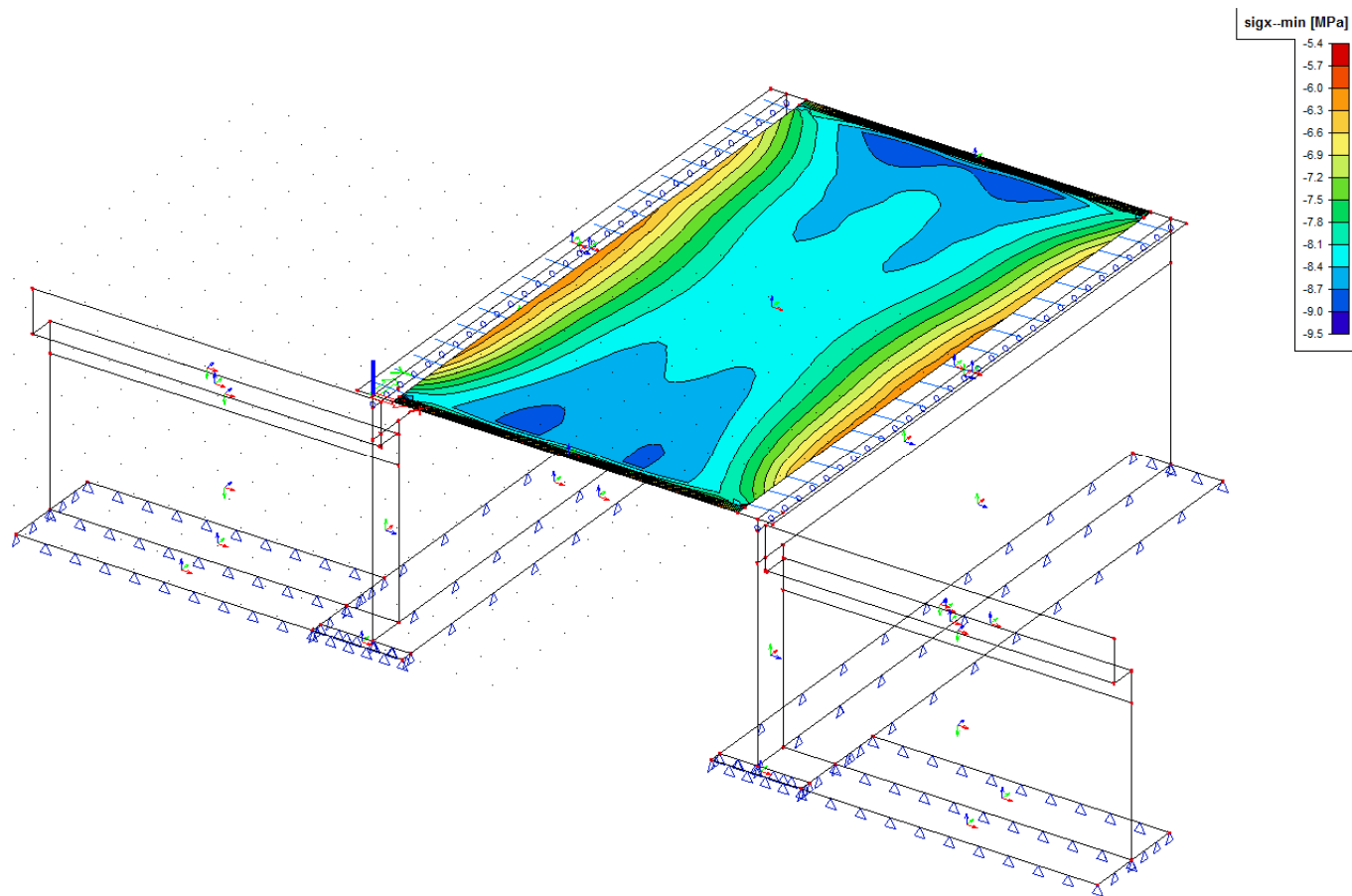
Obrázek 1: Normálová napětí při spodním povrchu desky, σ_{gx} (maximální hodnoty), doba vnesení předpětí



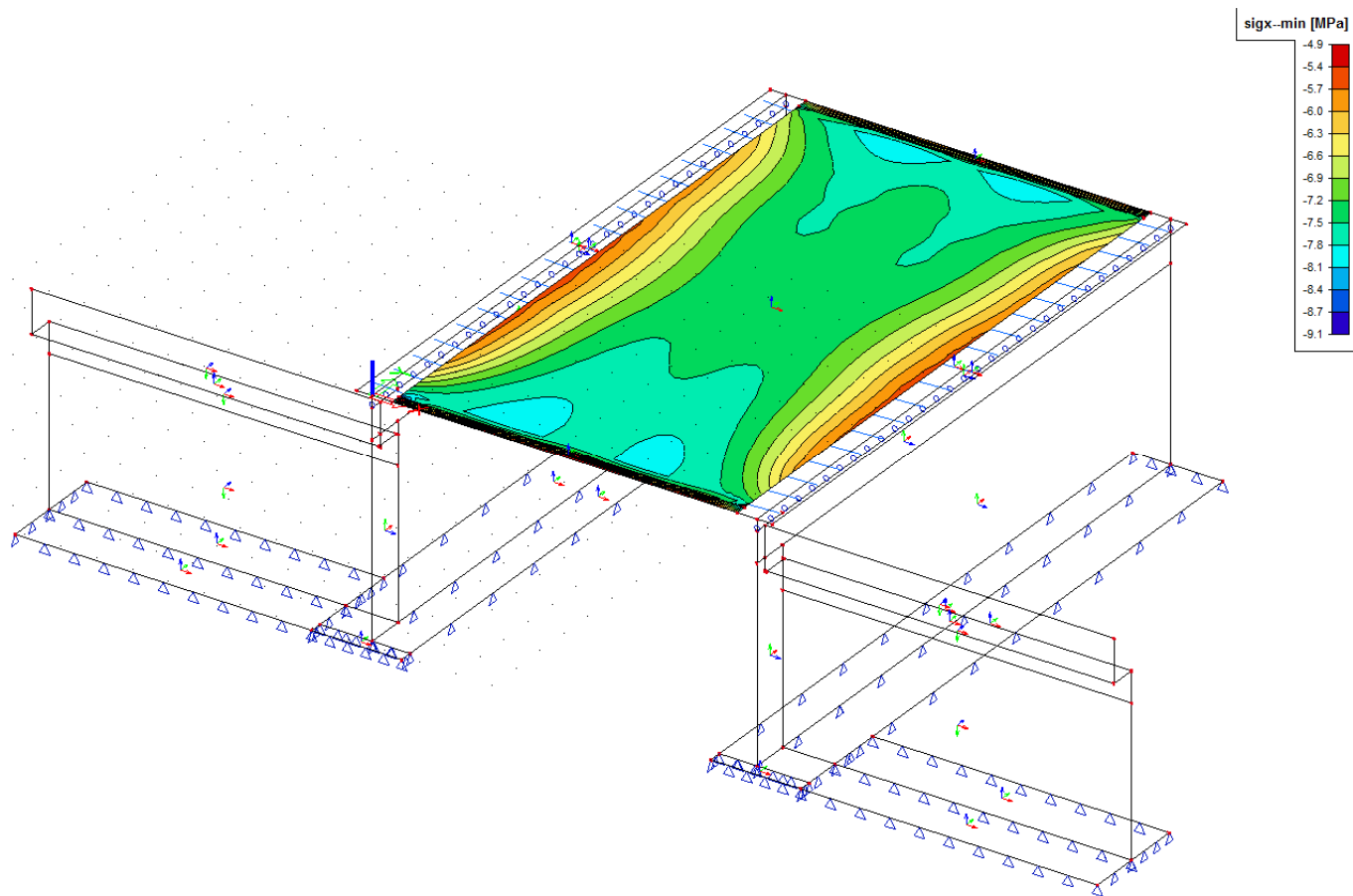
Obrázek 2: Normálová napětí při spodním povrchu desky, σ_{gx} (maximální hodnoty), doba uvedení do provozu



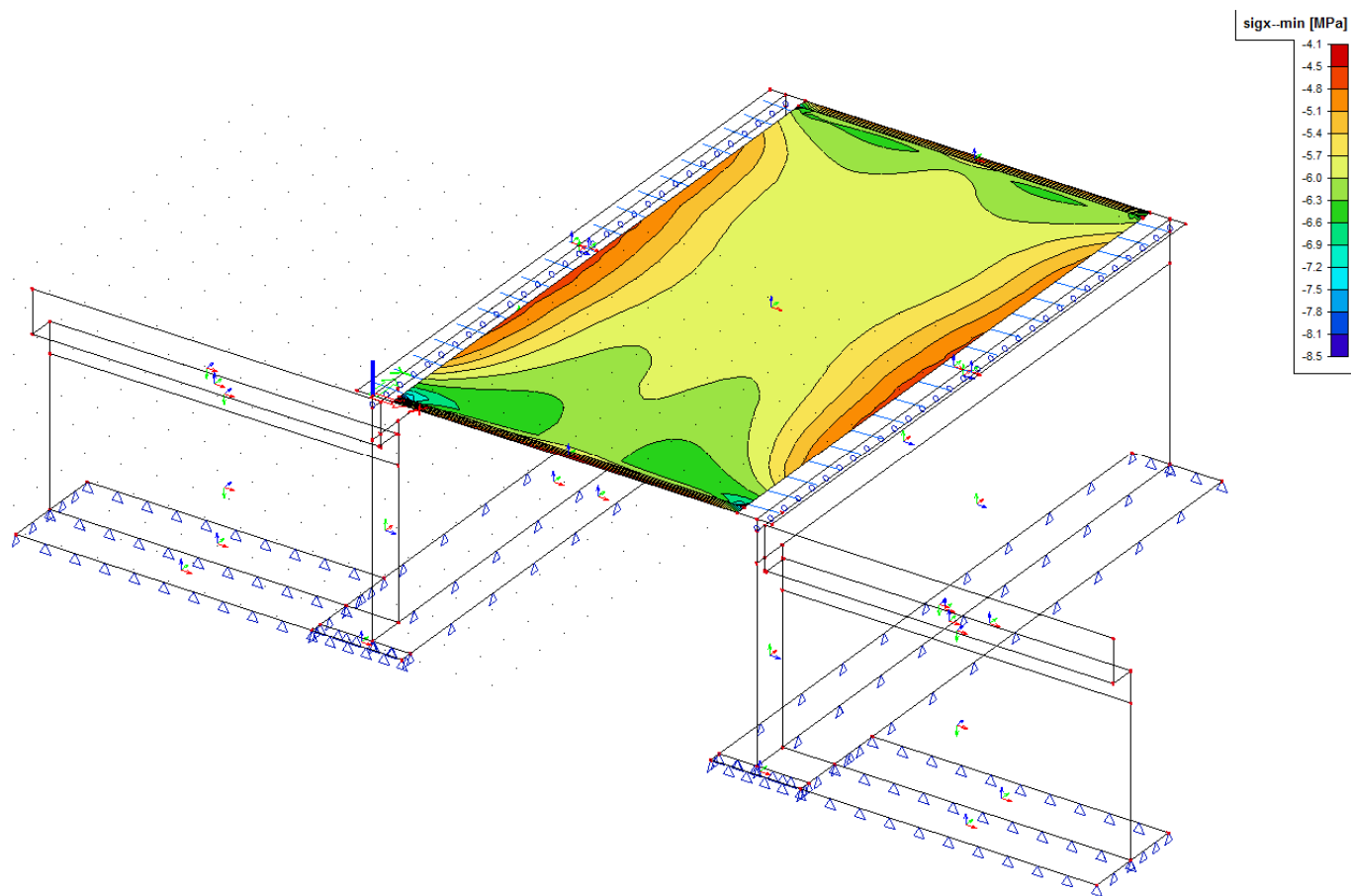
Obrázek 3: Normálová napětí při spodním povrchu desky, σ_{gx} (maximální hodnoty), konec životnosti



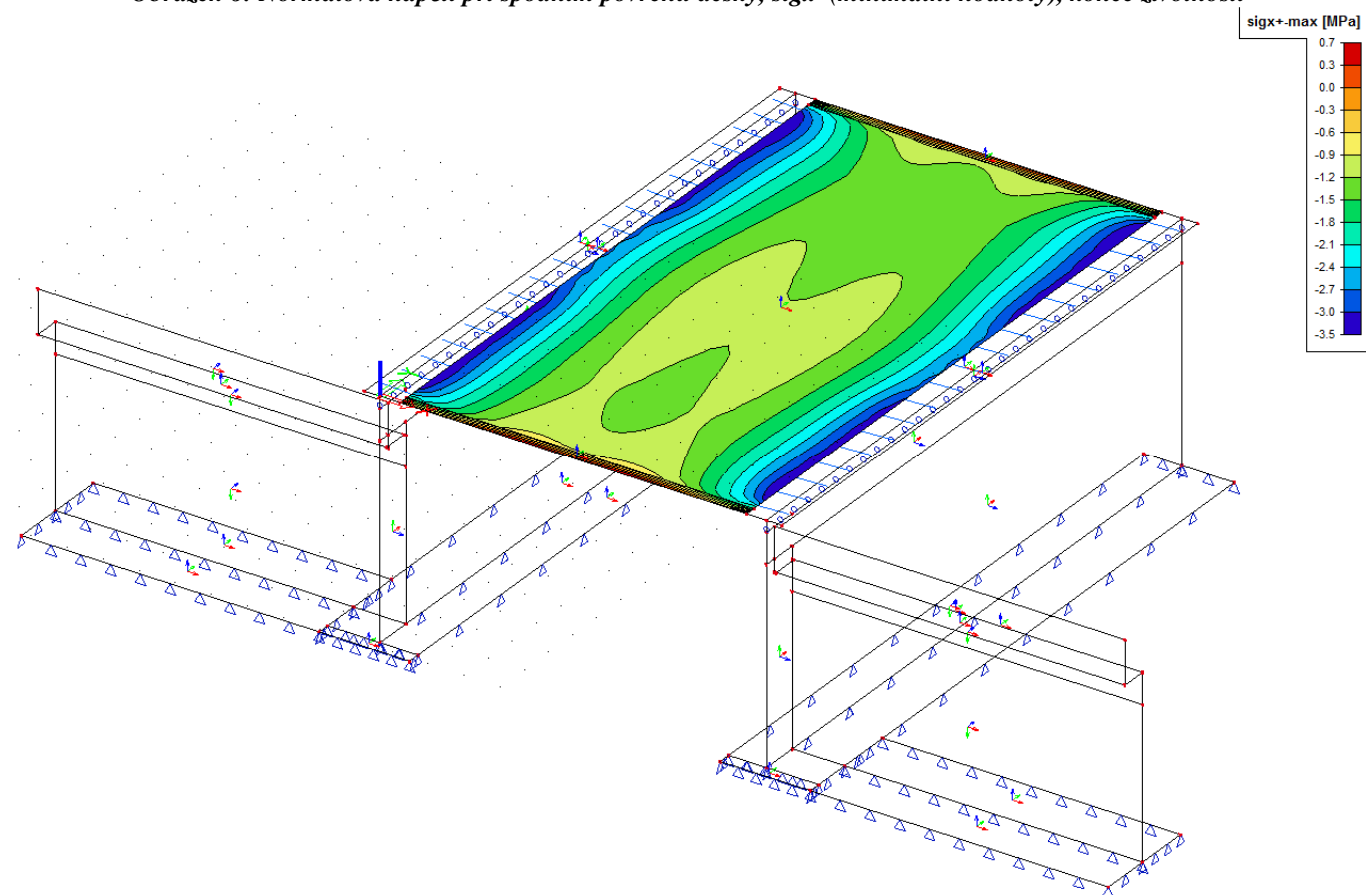
Obrázek 4: Normálová napětí při spodním povrchu desky, $\sigma_{x'}$ (minimální hodnoty), doba vnesení předpětí



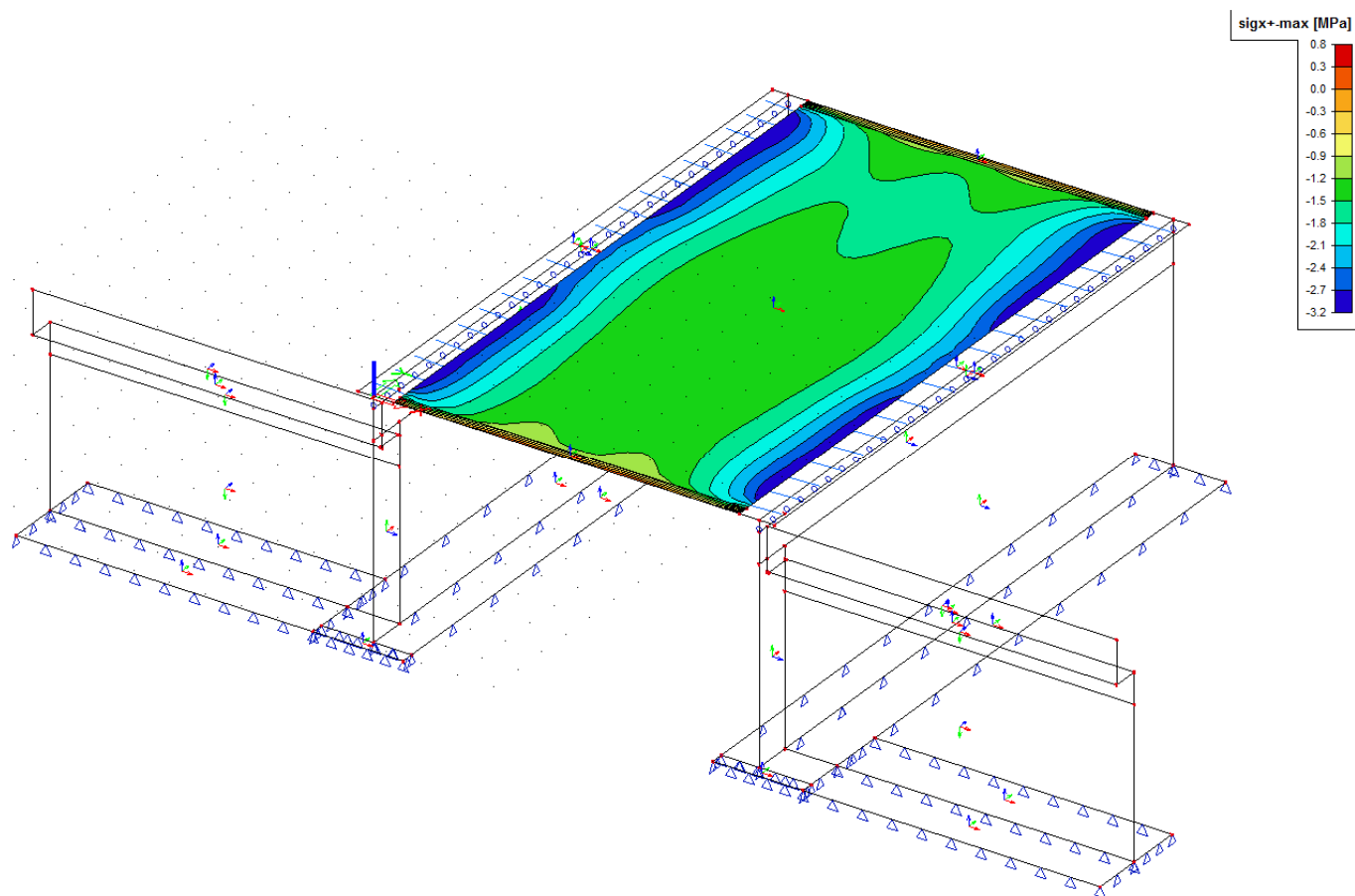
Obrázek 5: Normálová napětí při spodním povrchu desky, σ_{gx} (minimální hodnoty), doba uvedení do provozu



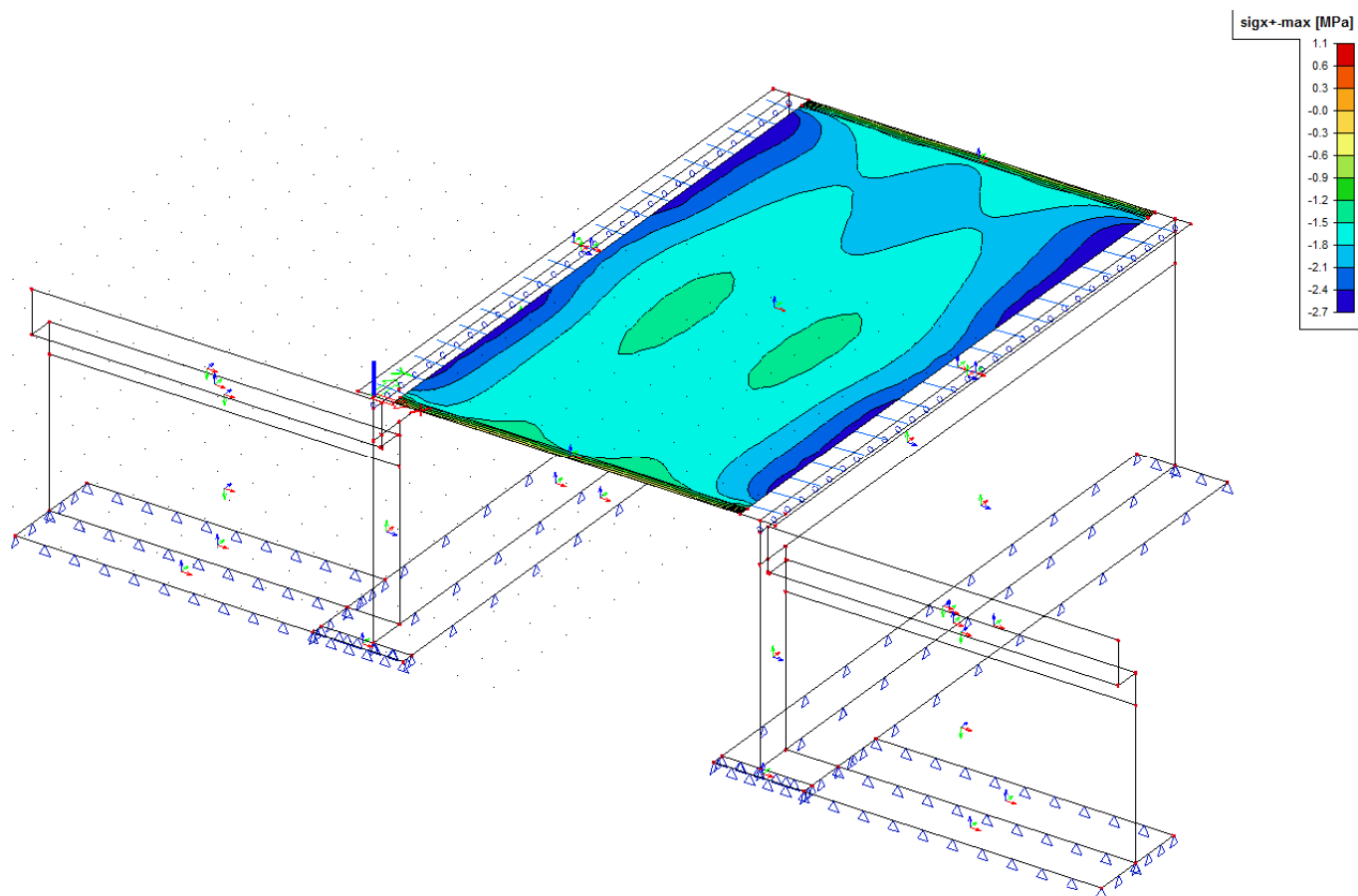
Obrázek 6: Normálová napětí při spodním povrchu desky, sigx^- (minimální hodnoty), konec životnosti



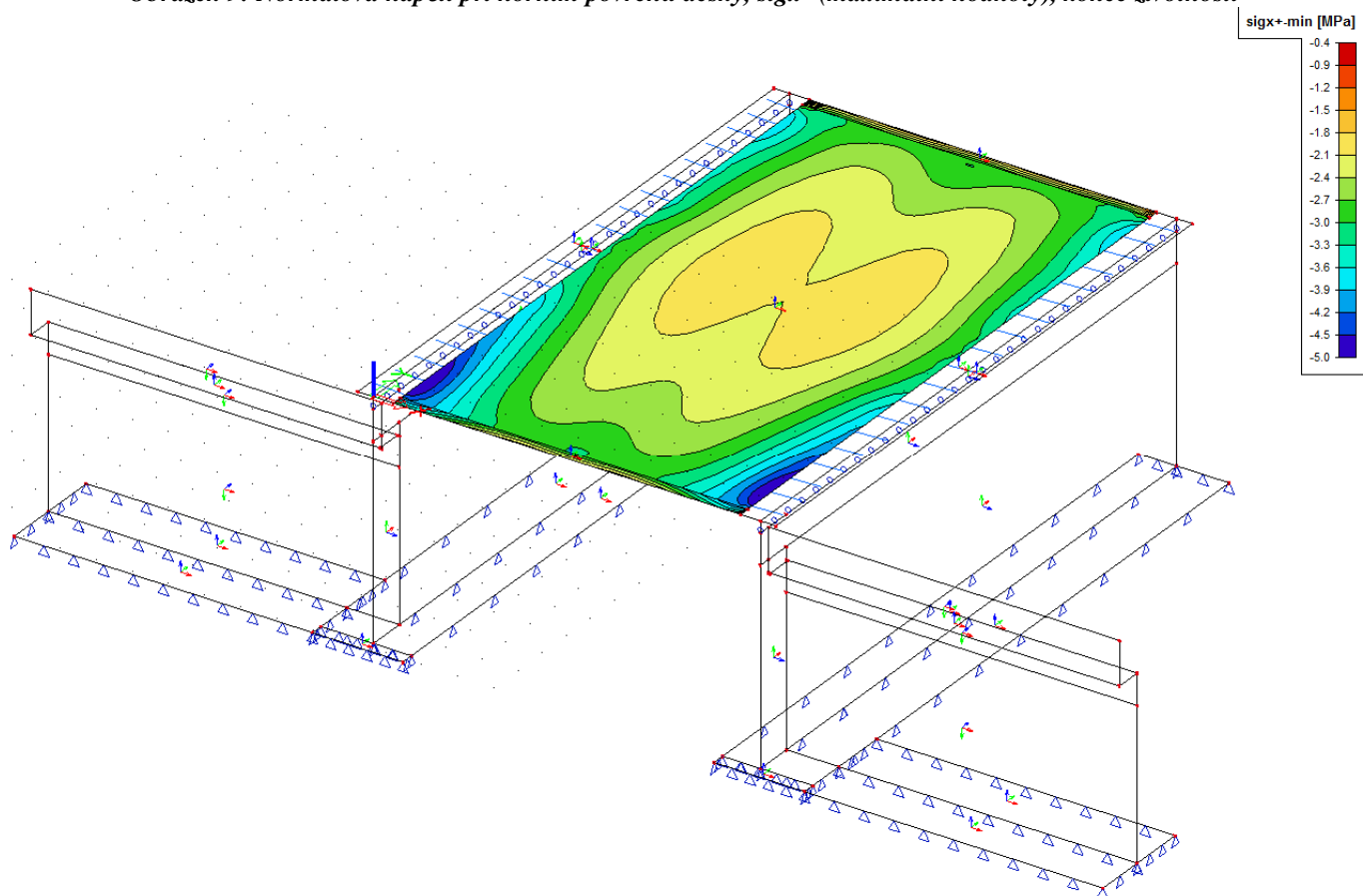
Obrázek 7: Normálová napětí při horním povrchu desky, sigx^+ (maximální hodnoty), doba vnesení předpětí



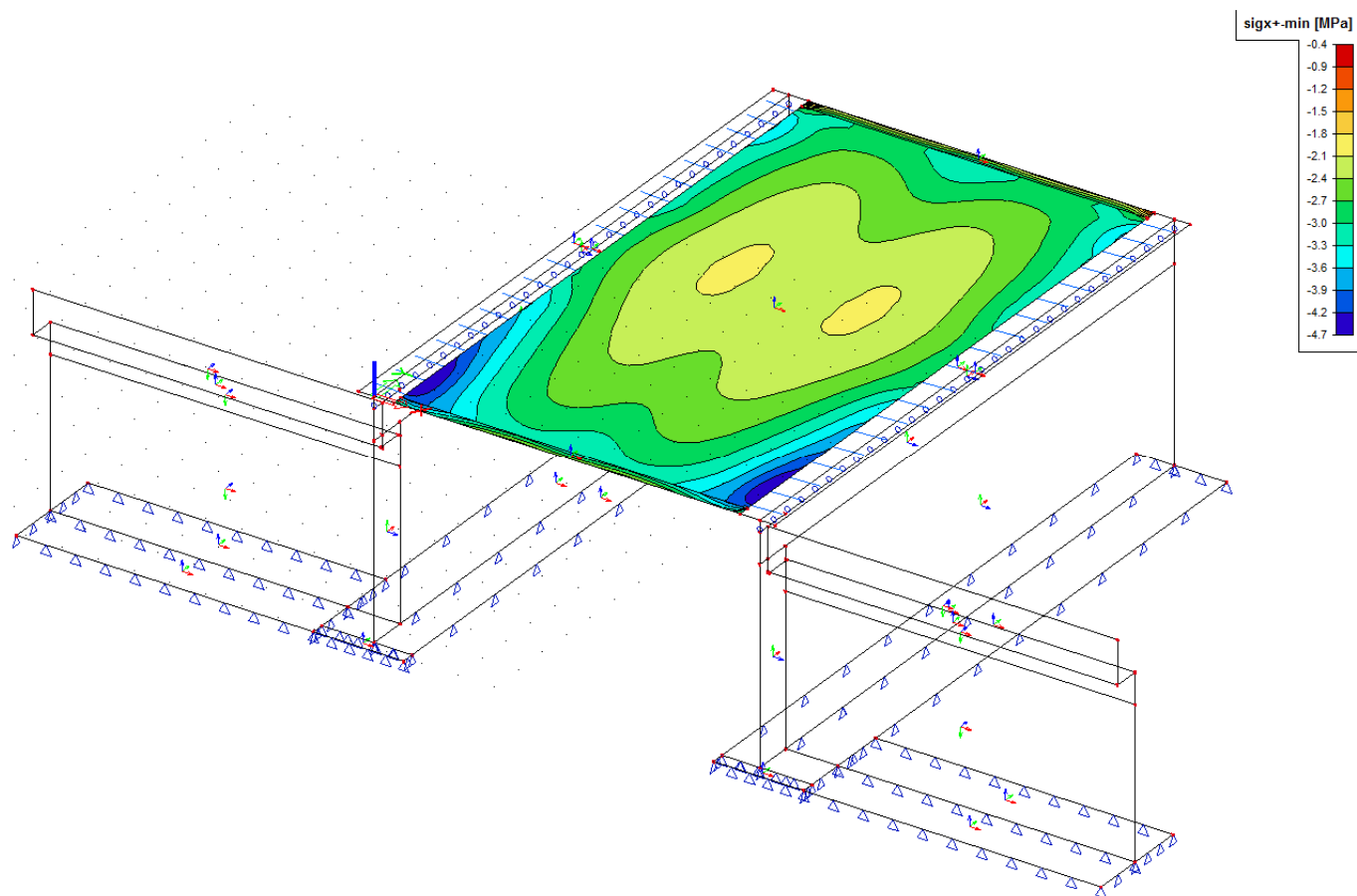
Obrázek 8: Normálová napětí při horním povrchu desky, σ_{x+} (maximální hodnoty), doba uvedení do provozu



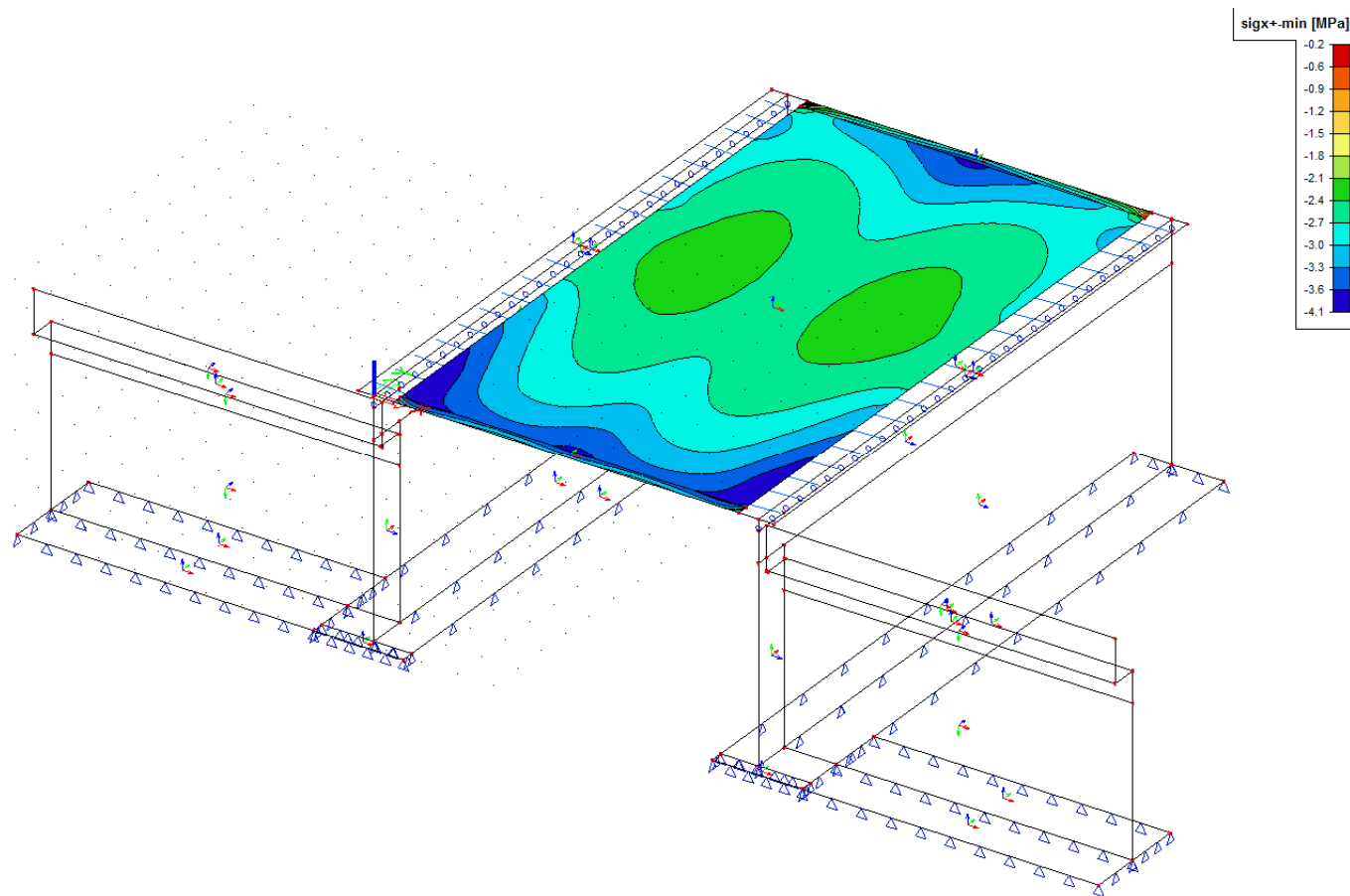
Obrázek 9: Normálová napětí při horním povrchu desky, σ_{x+} (maximální hodnoty), konec životnosti



Obrázek 10: Normálová napětí při horním povrchu desky, σ_{x+} (minimální hodnoty), doba vnesení předpětí



Obrázek 11: Normálová napětí při horním povrchu desky, sigx^+ (minimální hodnoty), doba uvedení do provozu



Obrázek 12: Normálová napětí při horním povrchu desky, σ_{x+} (minimální hodnoty), konec životnosti

Veškerá kritéria uvedená v 4.1.1 jsou splněna, u krajů horního povrchu desky vznikají nepatrná tahová napětí. K jejich eliminaci se upraví zkosení okrajů desky NK, místo zkosení 300 x 300 mm, bude zkosení 150 x 300 mm, přičemž udávaný první rozměr odpovídá zkosení na svislé (pohledové) straně konstrukce.

4.1.2 CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Charakteristická kombinace je dle [N1b] definována rovnicí (6.14b):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + "P" + "Q_{k,1} " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Pro charakteristickou kombinaci zatížení je nutné splnit tato kritéria:

Maximální dovolená tlaková napětí v betonu:

$$\sigma_c \leq k_1 * f_{yk} = 0,60 * 30,0 = 18,0 \text{ MPa}$$

pro omezení vzniku podélných trhlin dle čl. 7.2 (102) z [N10]

Maximální přípustná tahová napětí v betonu:

$$\sigma_c \leq f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

dle 7.1 (2) se při výpočtu napětí mají uvažovat průřezy neporušené trhlínami, tj. napětí v průřezu by nemělo překročit hodnotu $f_{ct,eff}$, lze uvažovat jako f_{ctm}

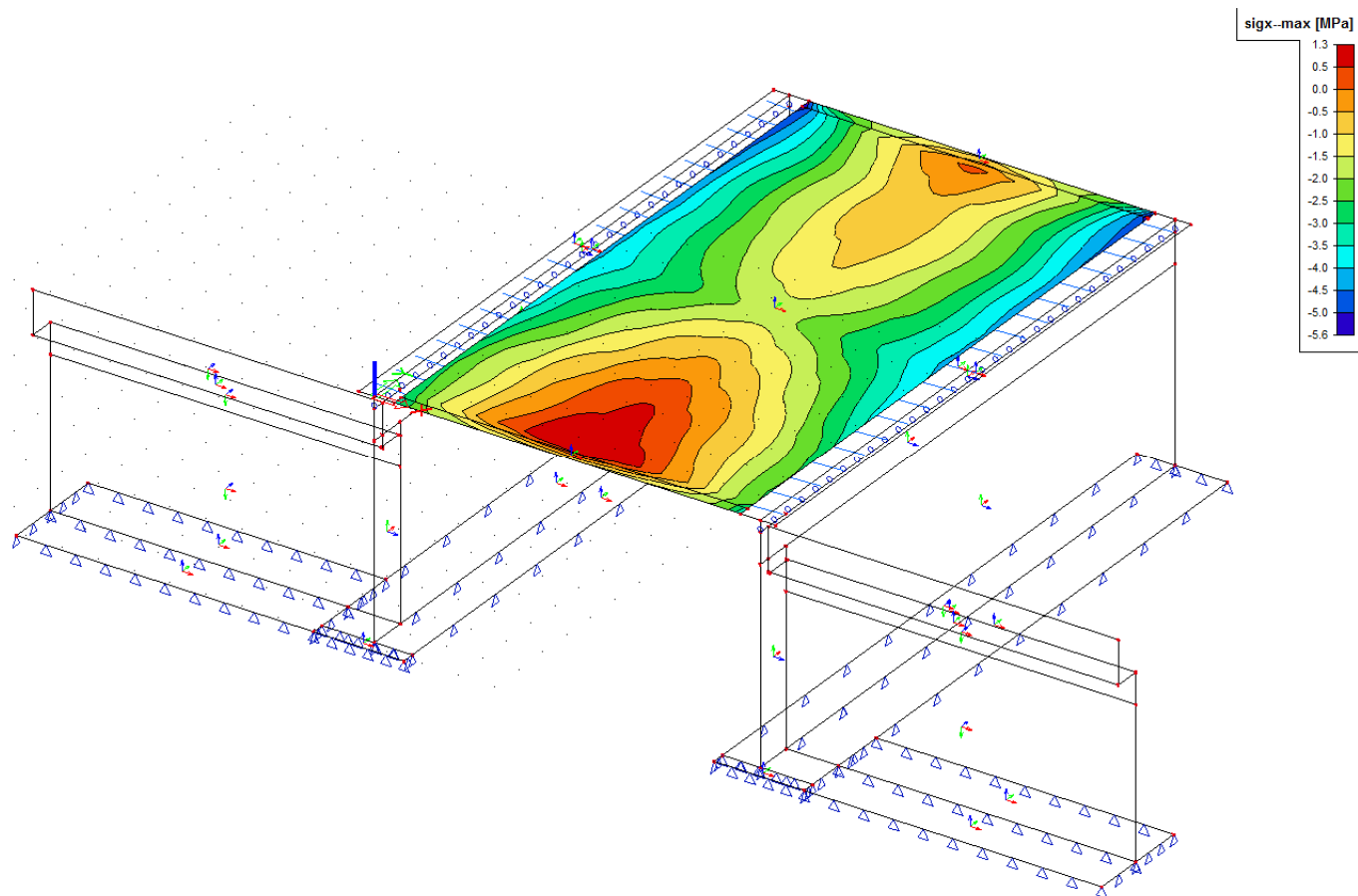
Maximální přípustná napětí v betonářské výztuži:

$$\sigma_s \leq k_3 * f_{yk} = 0,8 * 500,0 = 400,0 \text{ MPa}$$

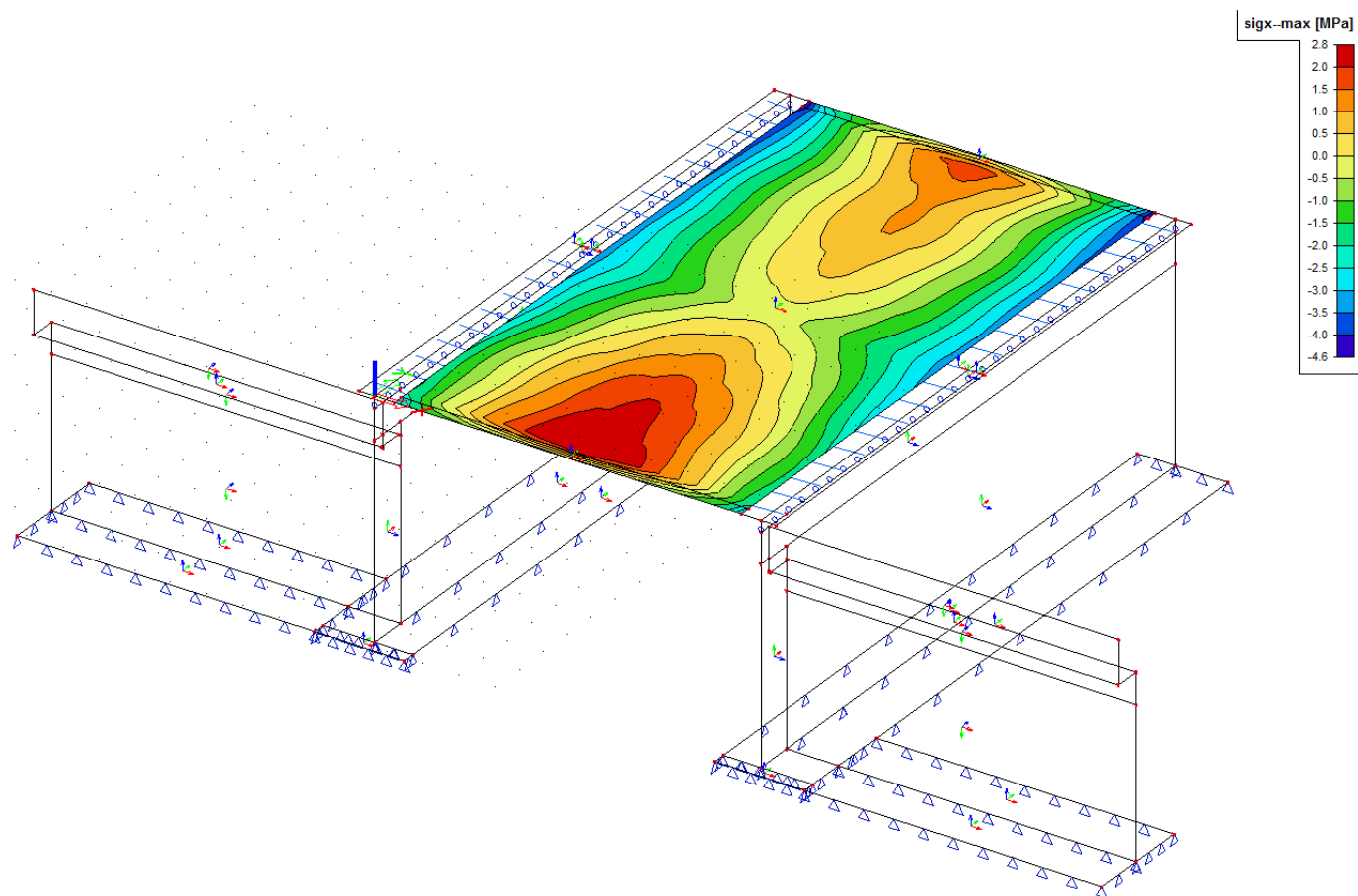
dle 7.2 (5) v [N9]

Normálová napětí v betonu v podélném směru jsou vyhodnocena pomocí izoploch v programu Scia Engineer, a to vždy zvlášť pro spodní a horní povrch desky. Výsledky jsou reprezentovány obálkami (maximálních hodnot a minimálních hodnot) normálových napětí pro příslušnou zatěžovací kombinaci a pro všechna vyšetřovaná stadia životnosti konstrukce. Z výsledků jsou vyloučeny kotevní oblasti, ve

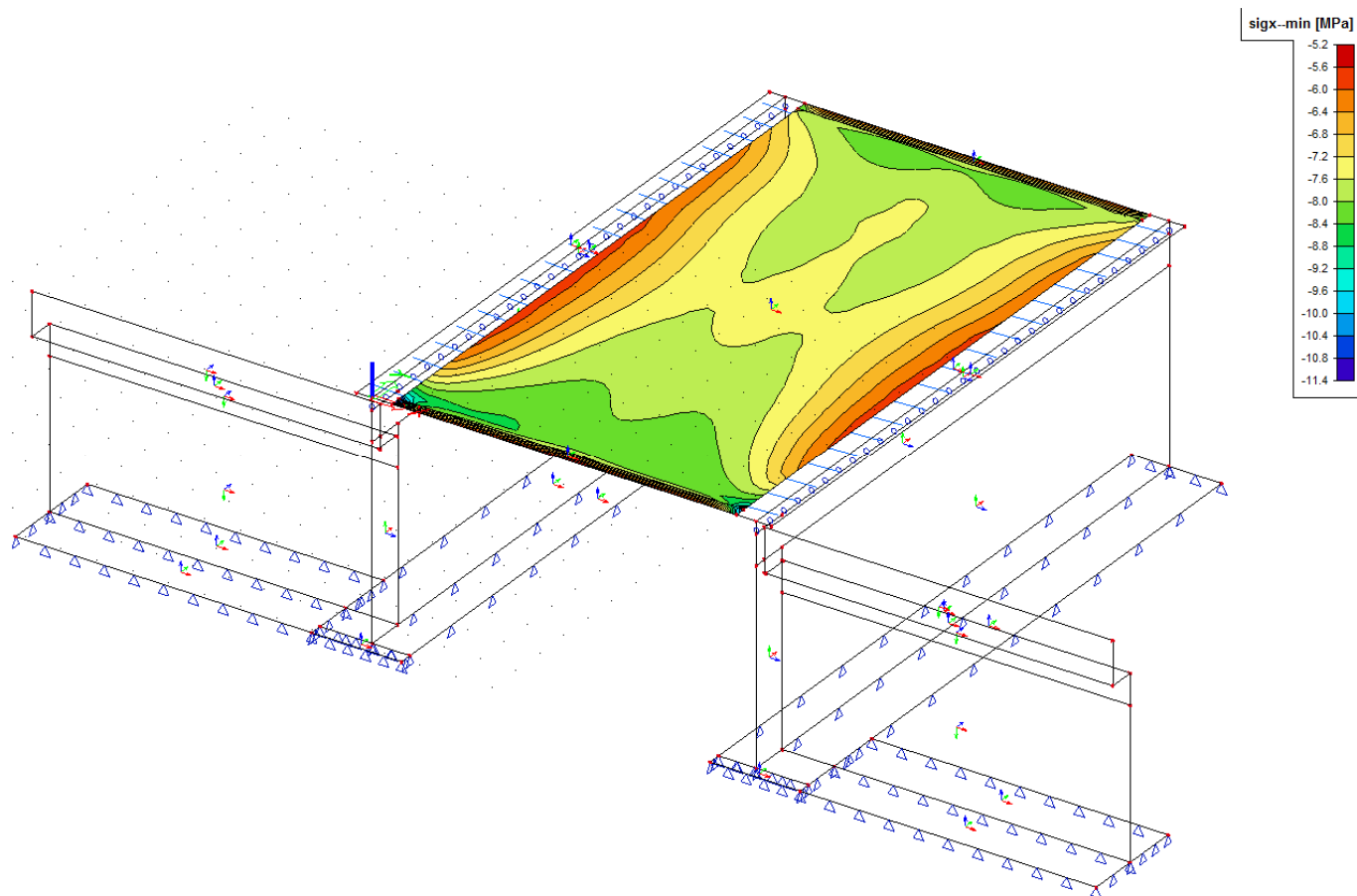
kterých vznikají lokální extrémy napětí, a zahrnutí těchto hodnot do globálního posouzení by vedlo ke zkreslení výsledků. Pro návrh a posouzení kotevních oblastí je nutná samostatná analýza. Napětí v betonářské výztuži není v podélném směru posuzováno, nebude pro návrh rozhodující.



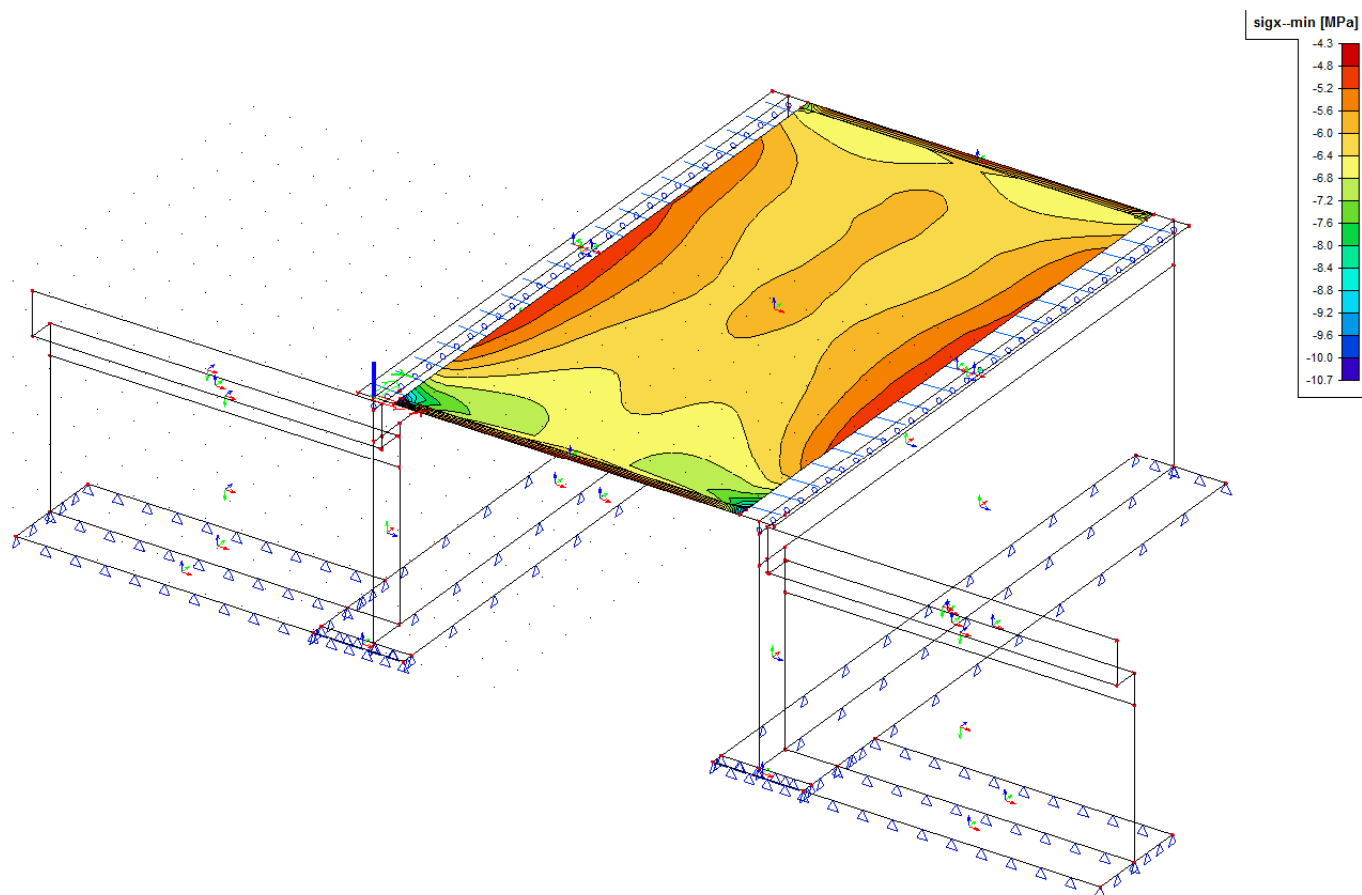
Obrázek 13: Normálová napětí při spodním povrchu desky, σ_{gx} (maximální hodnoty), doba uvedení do provozu



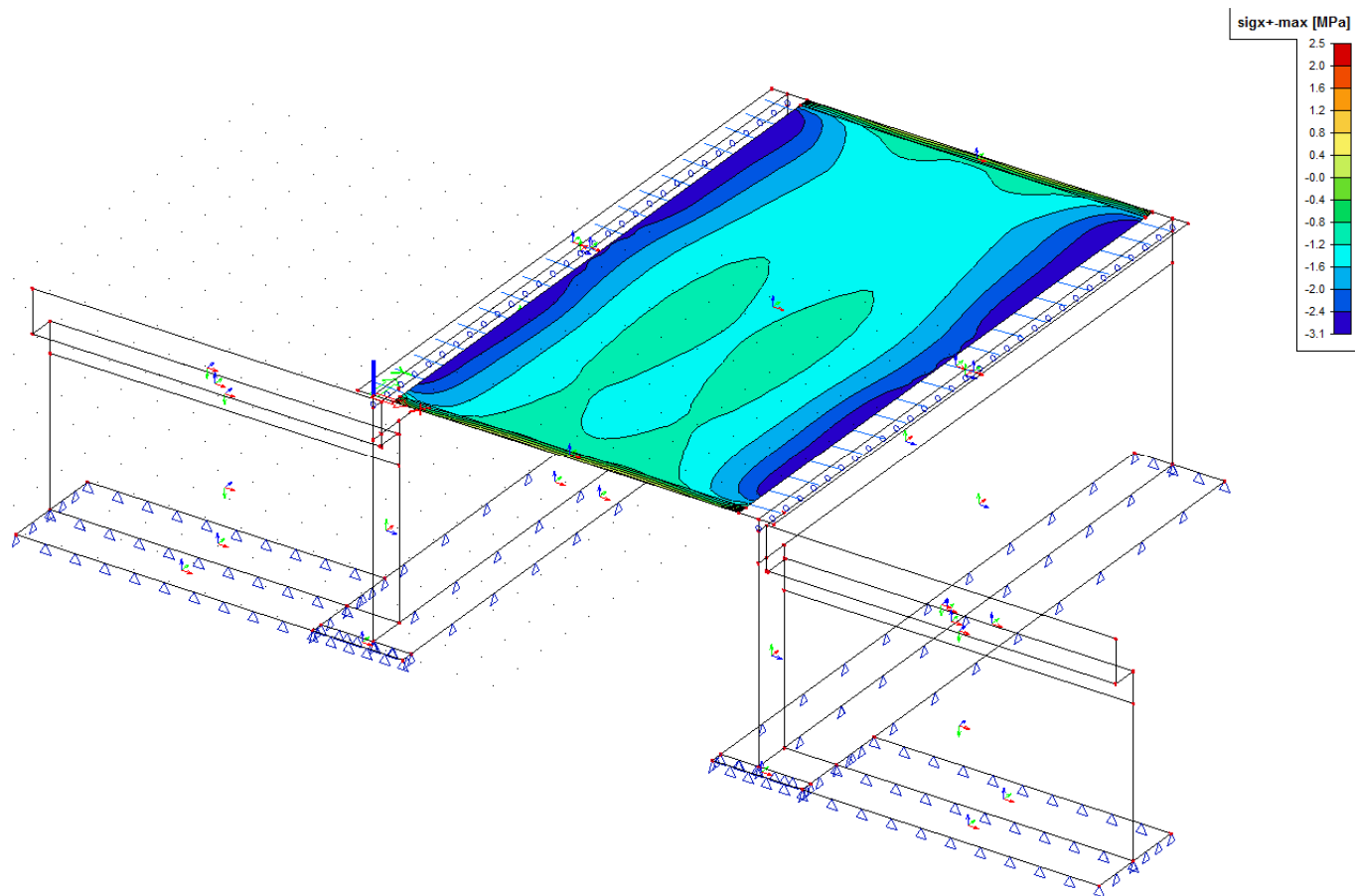
Obrázek 14: Normálová napětí při spodním povrchu desky, σ_{gx} (maximální hodnoty), konec životnosti



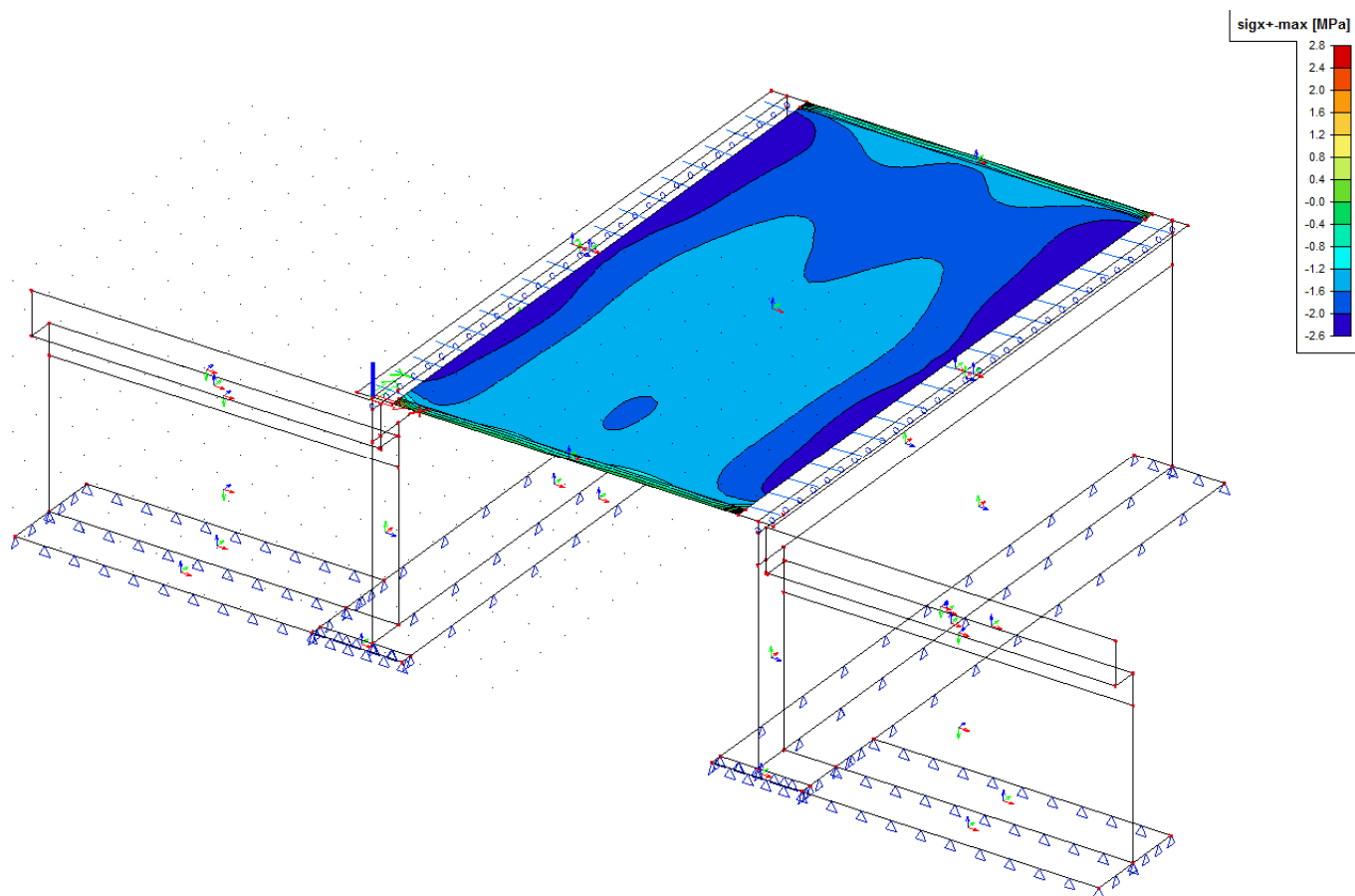
Obrázek 15: Normálová napětí při spodním povrchu desky, σ_{gx} (minimální hodnoty), doba uvedení do provozu



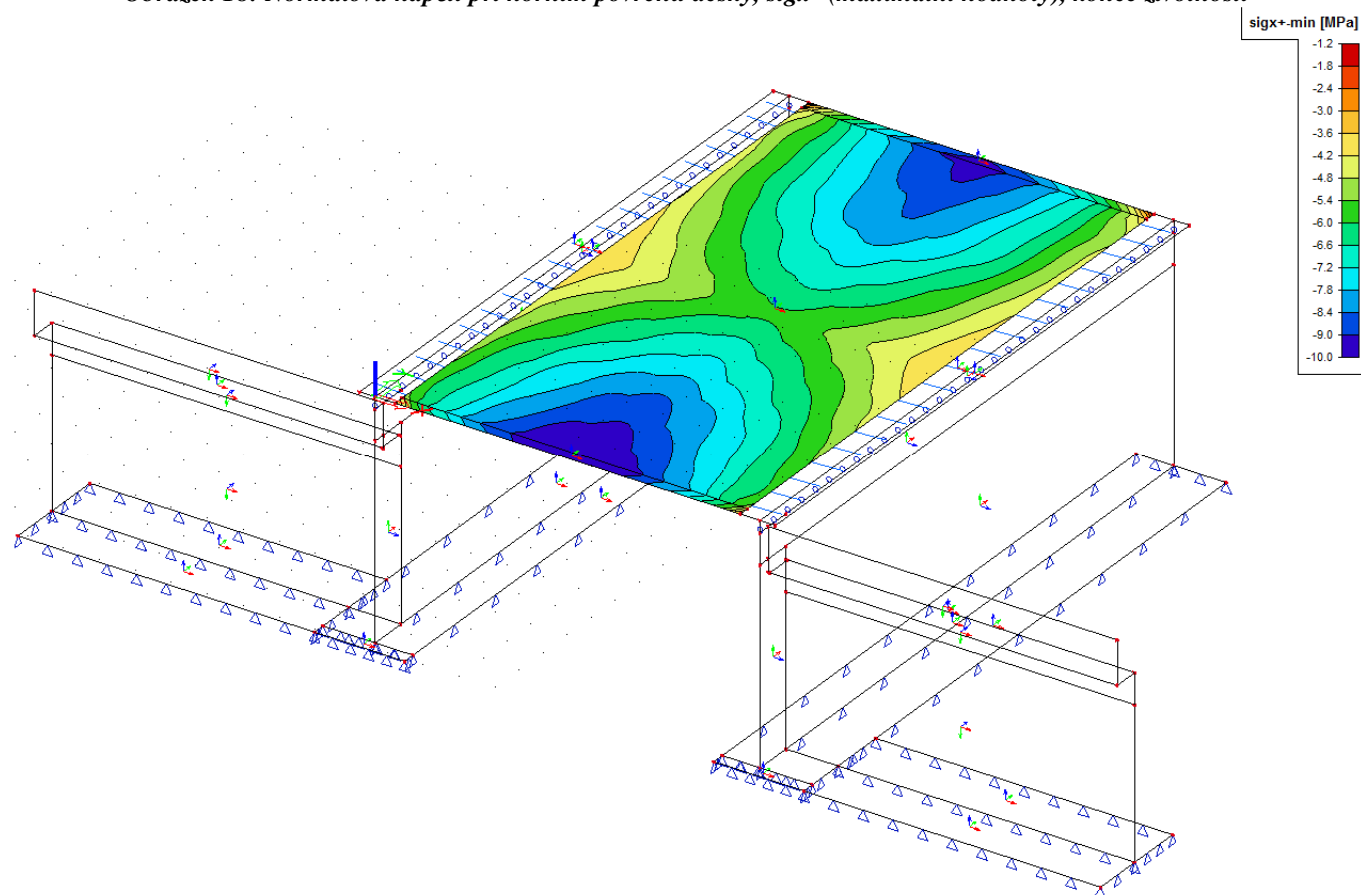
Obrázek 16: Normálová napětí při spodním povrchu desky, $\sigma_{x'}$ (minimální hodnoty), konec životnosti



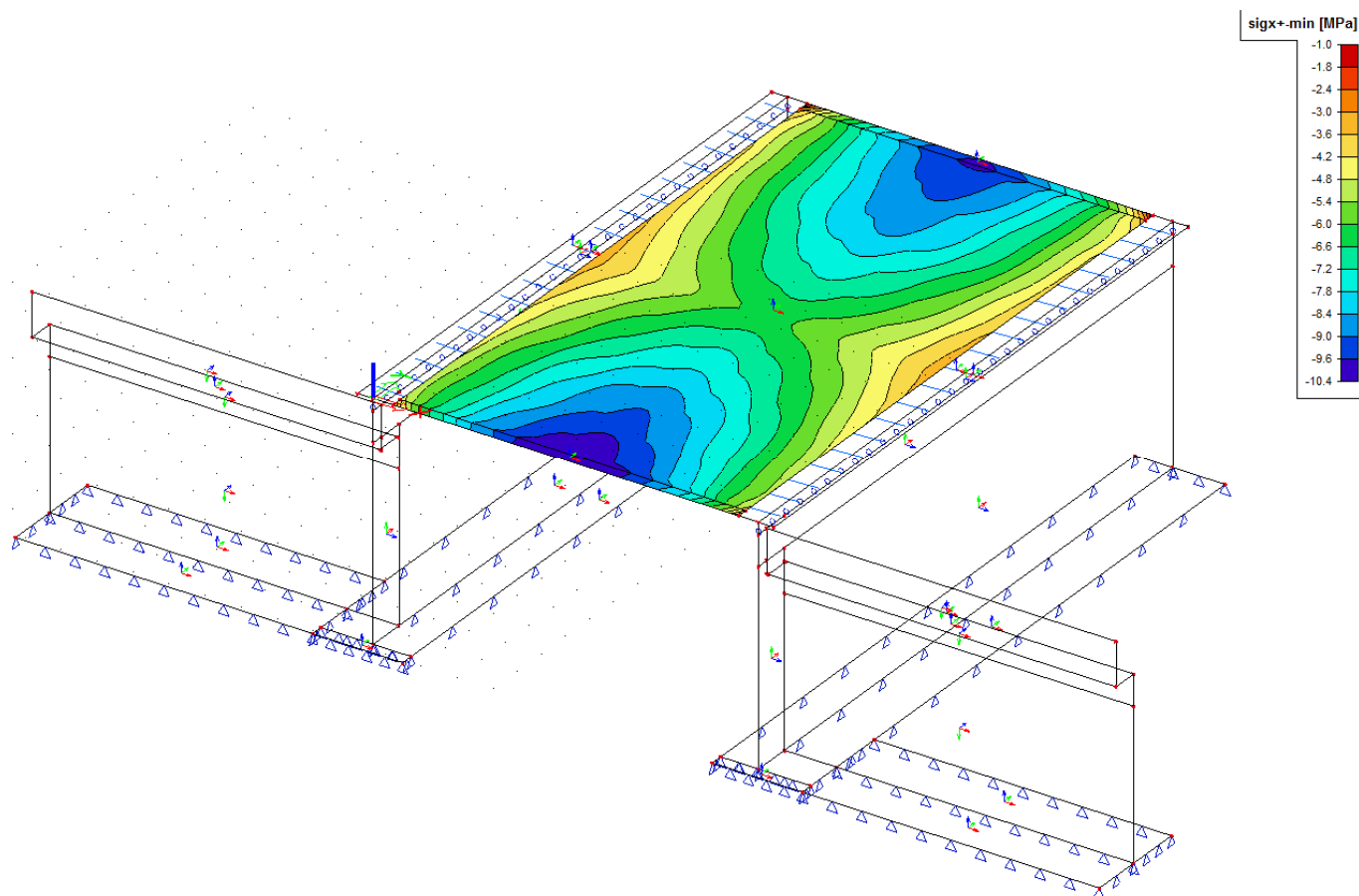
Obrázek 17: Normálová napětí při horním povrchu desky, sigx^+ (maximální hodnoty), doba uvedení do provozu



Obrázek 18: Normálová napětí při horním povrchu desky, sigx^+ (maximální hodnoty), konec životnosti



Obrázek 19: Normálová napětí při horním povrchu desky, sigx^+ (minimální hodnoty), doba uvedení do provozu



Obrázek 20: Normálová napětí při horním povrchu desky, sigx^+ (minimální hodnoty), konec životnosti

Veškerá kritéria uvedená v 4.1.2 jsou splněna.

4.2 MEZNÍ STAV OMEZENÍ TRHLIN

4.2.1 KVAZISTÁLÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ

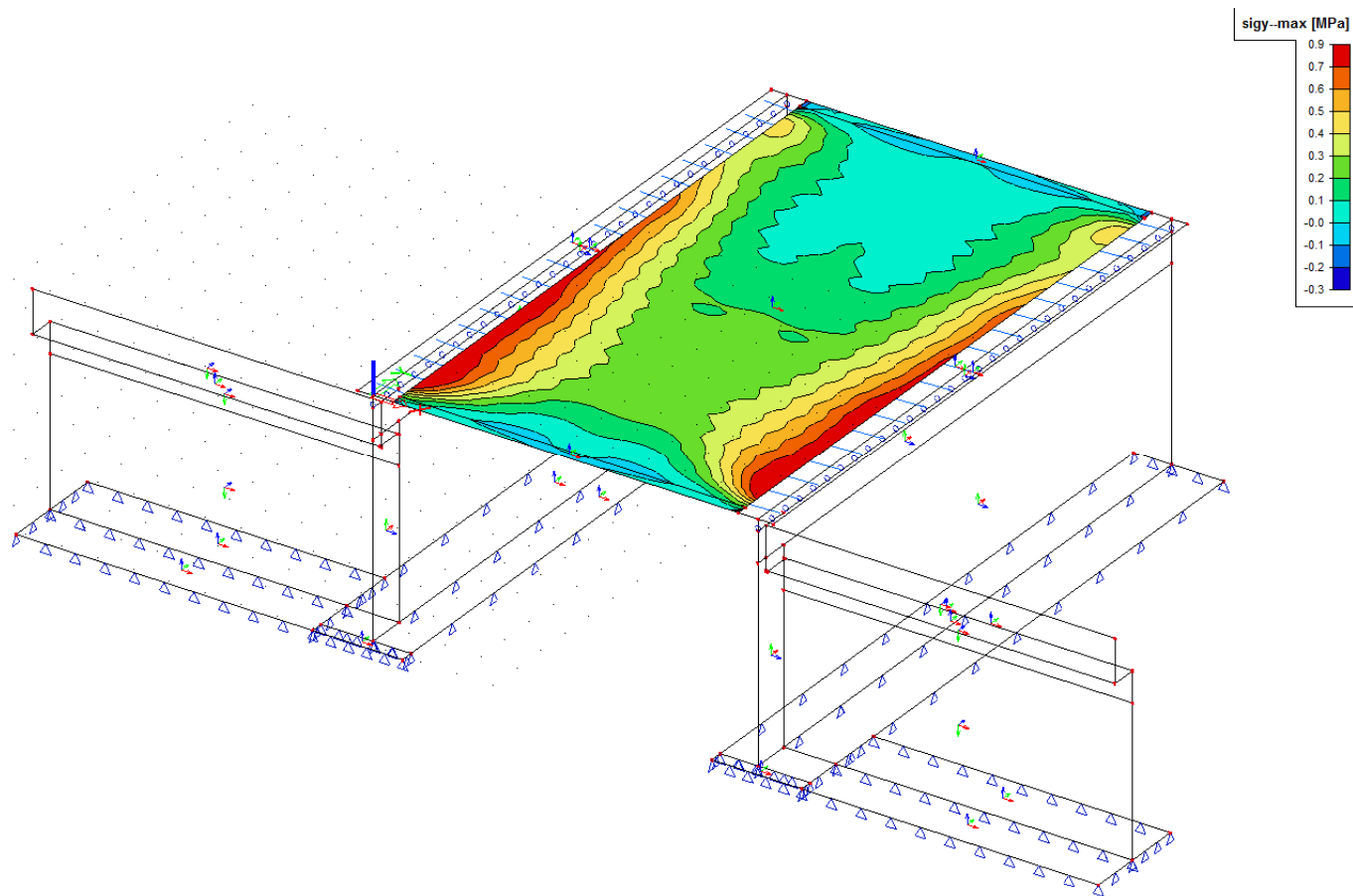
Kvazistálá kombinace je dle [N1b] definována rovnicí (6.16b):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

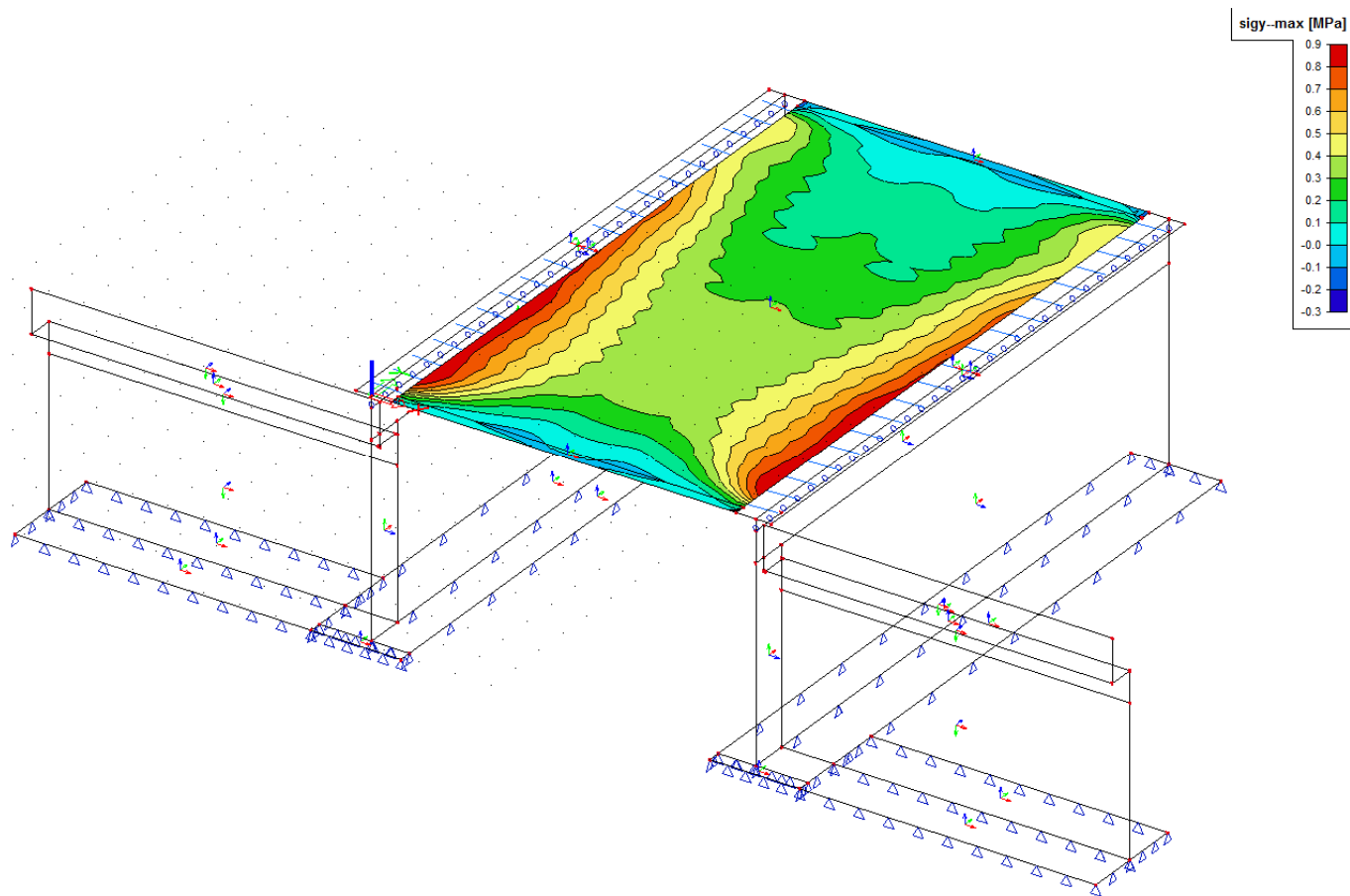
Pro kvazistálou kombinaci zatížení je nutné splnit tato kritéria:

Železobeton:

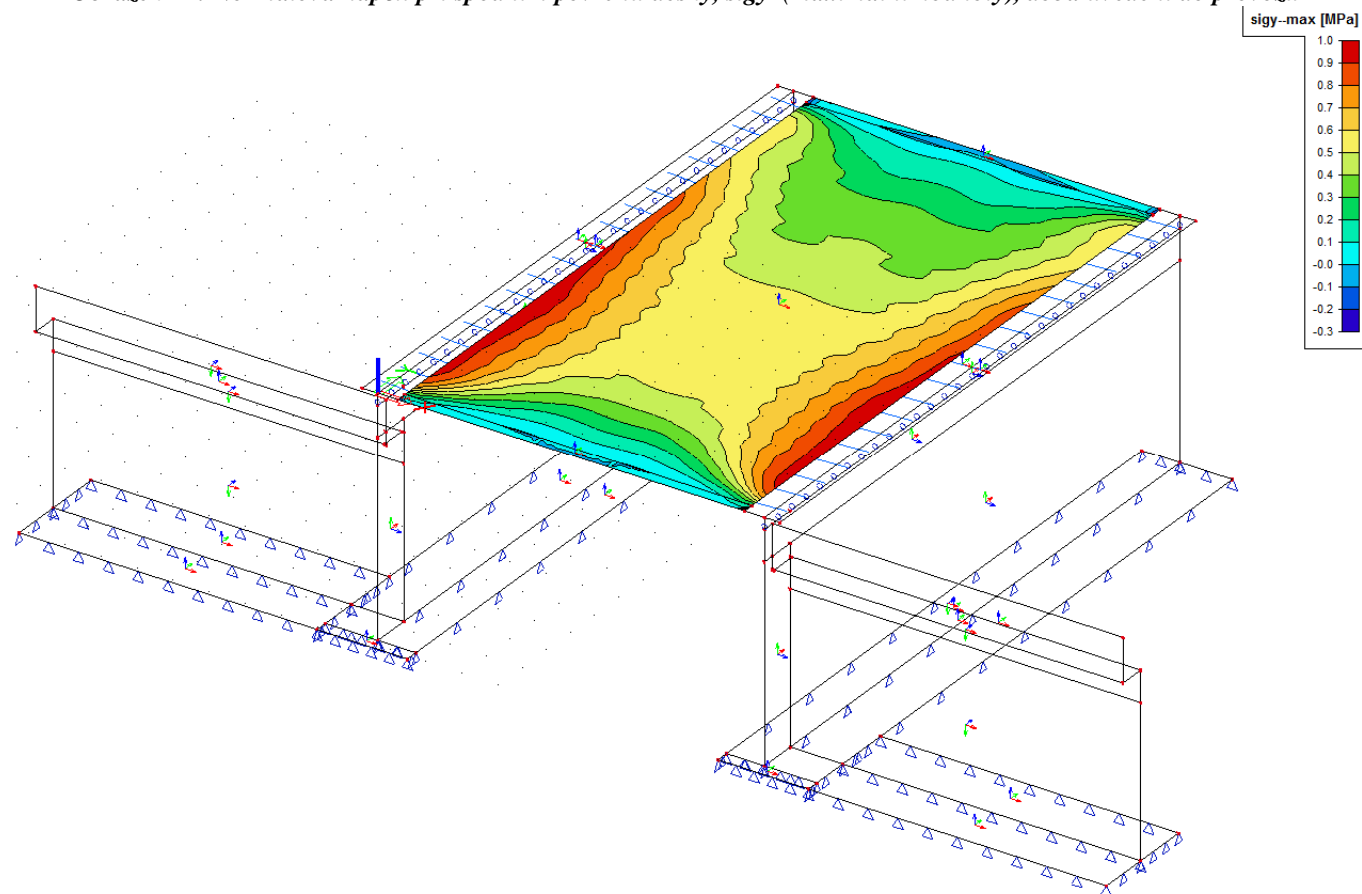
Podle tab. NA.1 ve změně Z2 v [N10] je nutné dodržet pro kvazistálou kombinaci zatížení šířku trhliny $w_{\max} = 0,2 \text{ mm}$. Samotný výpočet šířky trhliny je značně komplikovaný, v tomto případě je tedy ověřeno, zdali tahové napětí v betonu nepřekročí hodnotu $f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$. Tím by mělo být zajištěno, že je nosná konstrukce v příčném směru od kvazistálé kombinace zatížení bez trhlin a tudíž je splněn i požadavek na maximální dovolenou šířku trhliny.



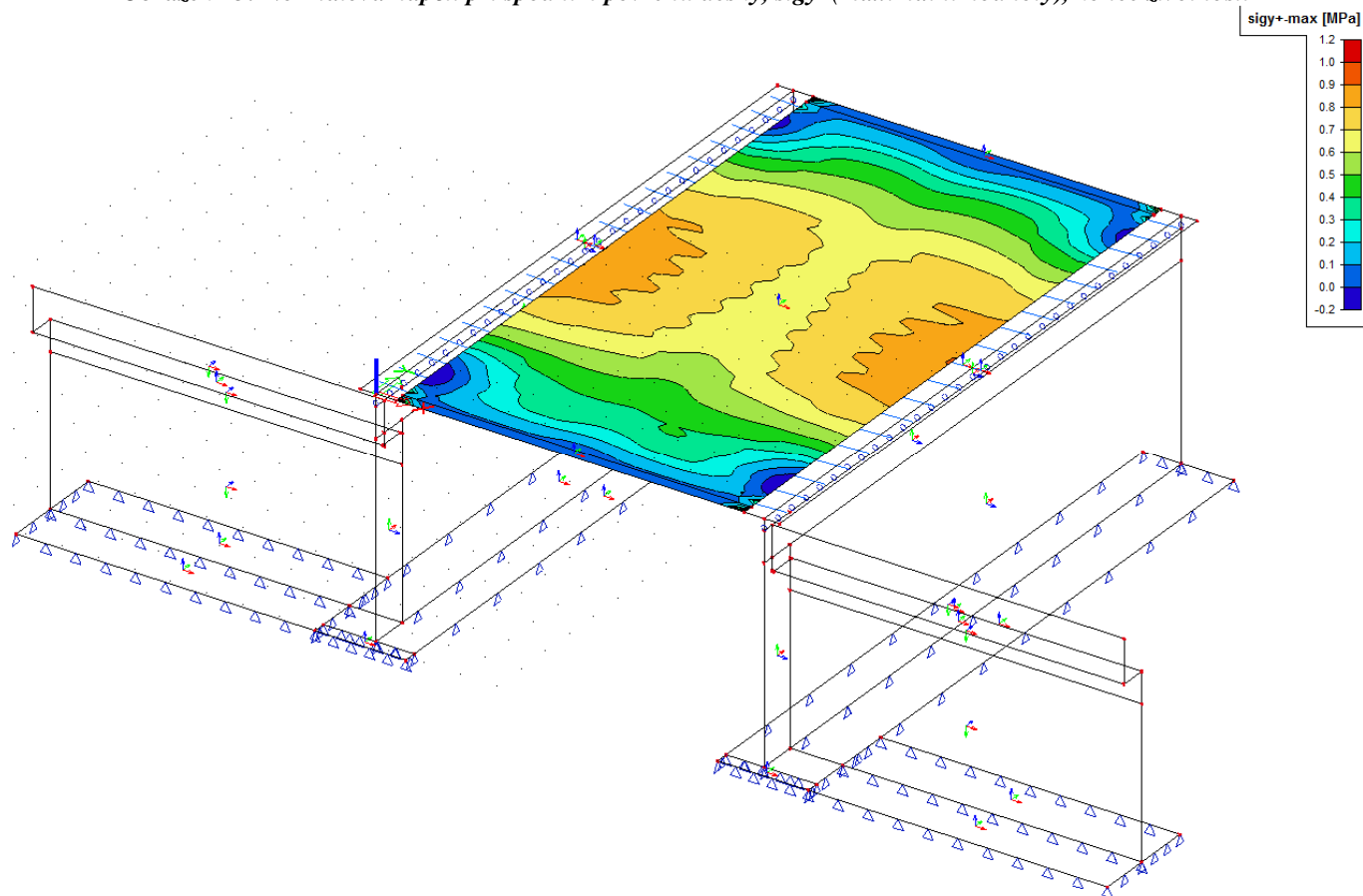
Obrázek 21: Normálová napětí při spodním povrchu desky, σ_y (maximální hodnoty), doba vnesení předpětí



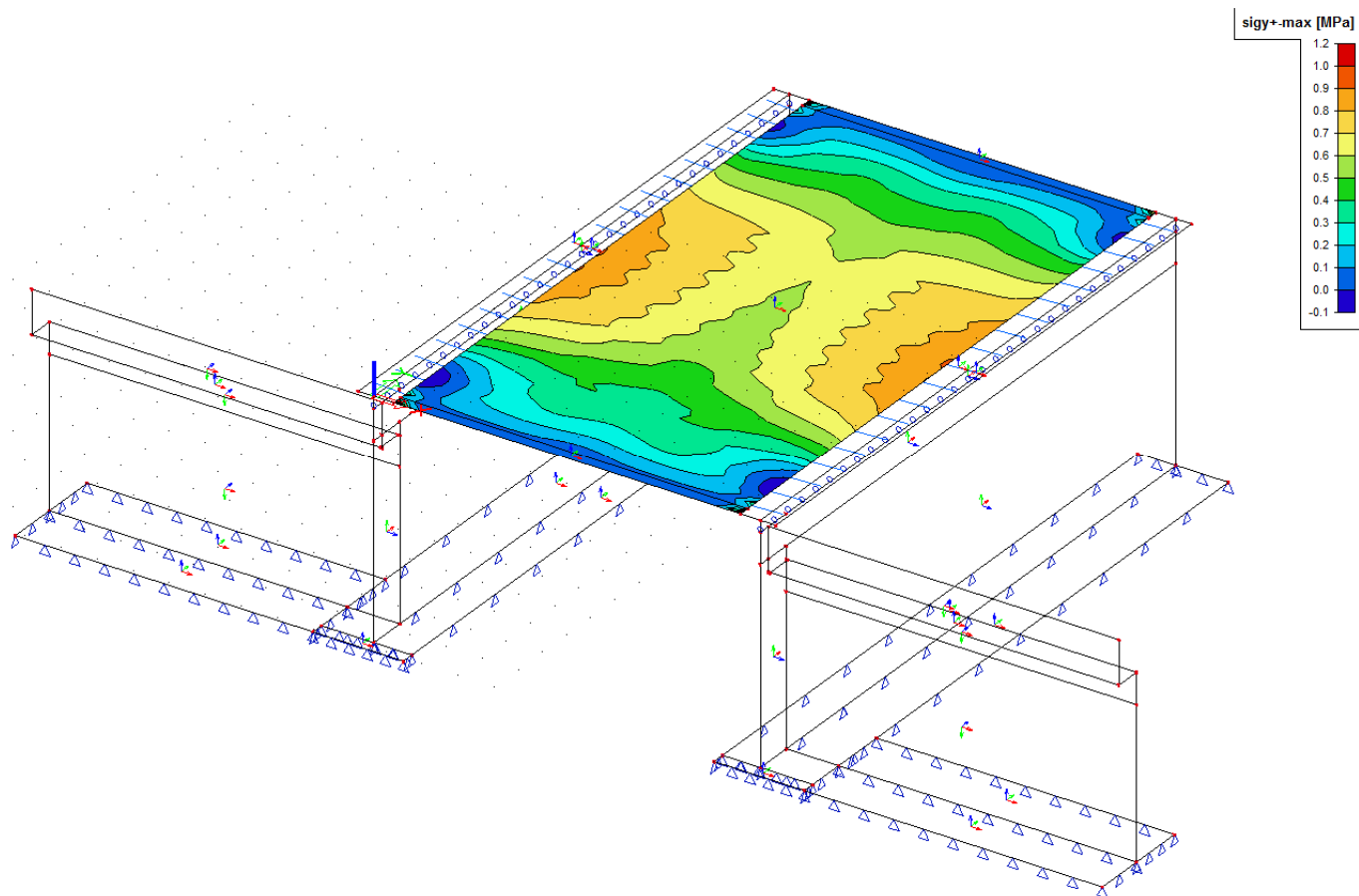
Obrázek 22: Normálová napětí při spodním povrchu desky, $\sigma_{y'}$ (maximální hodnoty), doba uvedení do provozu



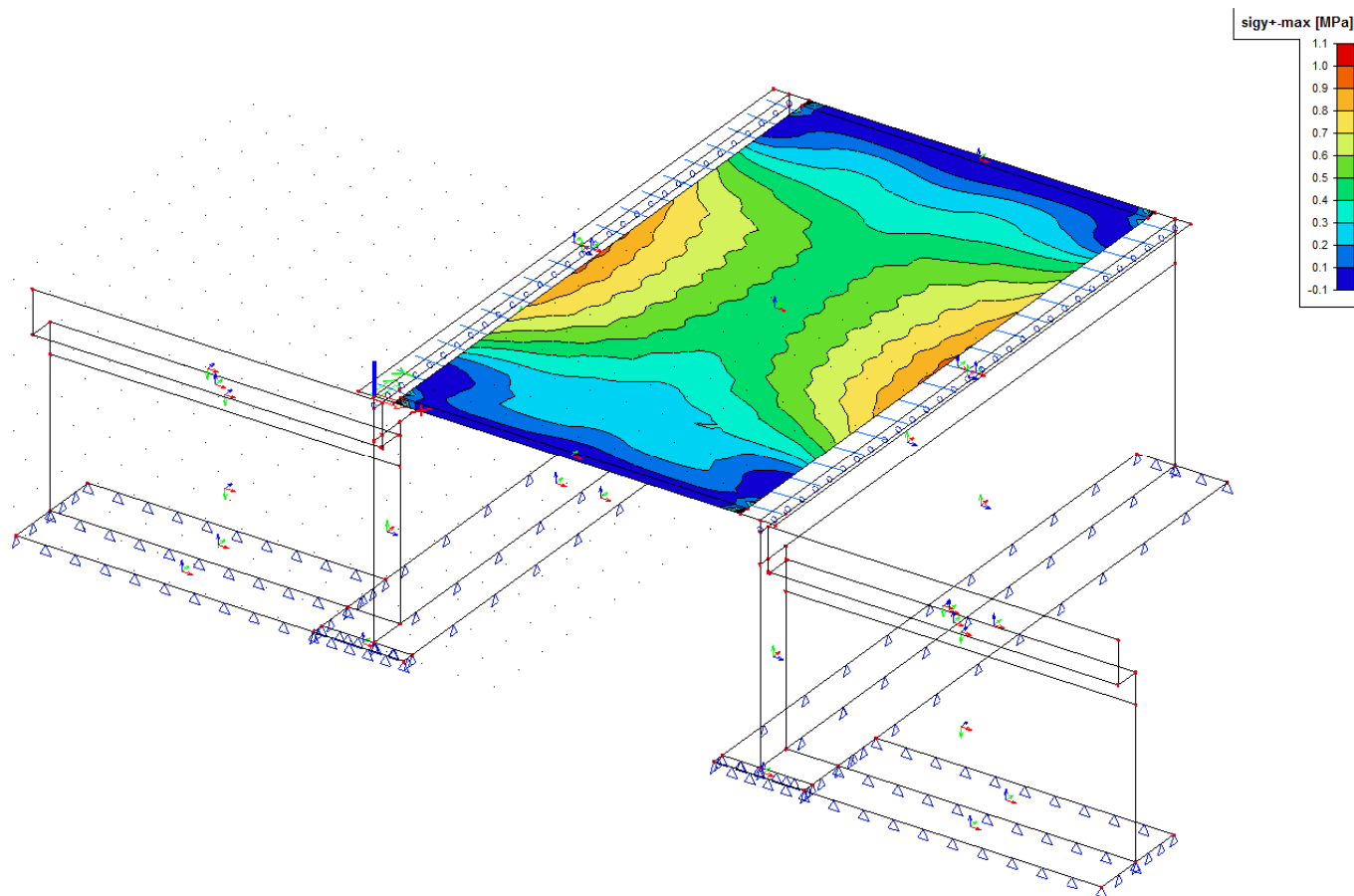
Obrázek 23: Normálová napětí při spodním povrchu desky, σ_{gy}^- (maximální hodnoty), konec životnosti



Obrázek 24: Normálová napětí při horním povrchu desky, σ_{gy}^+ (maximální hodnoty), doba vnesení předpětí



Obrázek 25: Normálová napětí při horním povrchu desky, sigy^+ (maximální hodnoty), doba uvedení do provozu



Obrázek 26: Normálová napětí při horním povrchu desky, sigy^+ (maximální hodnoty), konec životnosti

Výsledná tahová napětí v betonu od kvazistálé kombinace zatížení nabývají maximálních hodnot $f_{ct} = 1,2 \text{ MPa} \leq f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$. Konstrukce je v příčném směru bez trhlin. Předpoklad pro modelování NK jako izotropní desku je splněn.

4.2.2 ČASTÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ

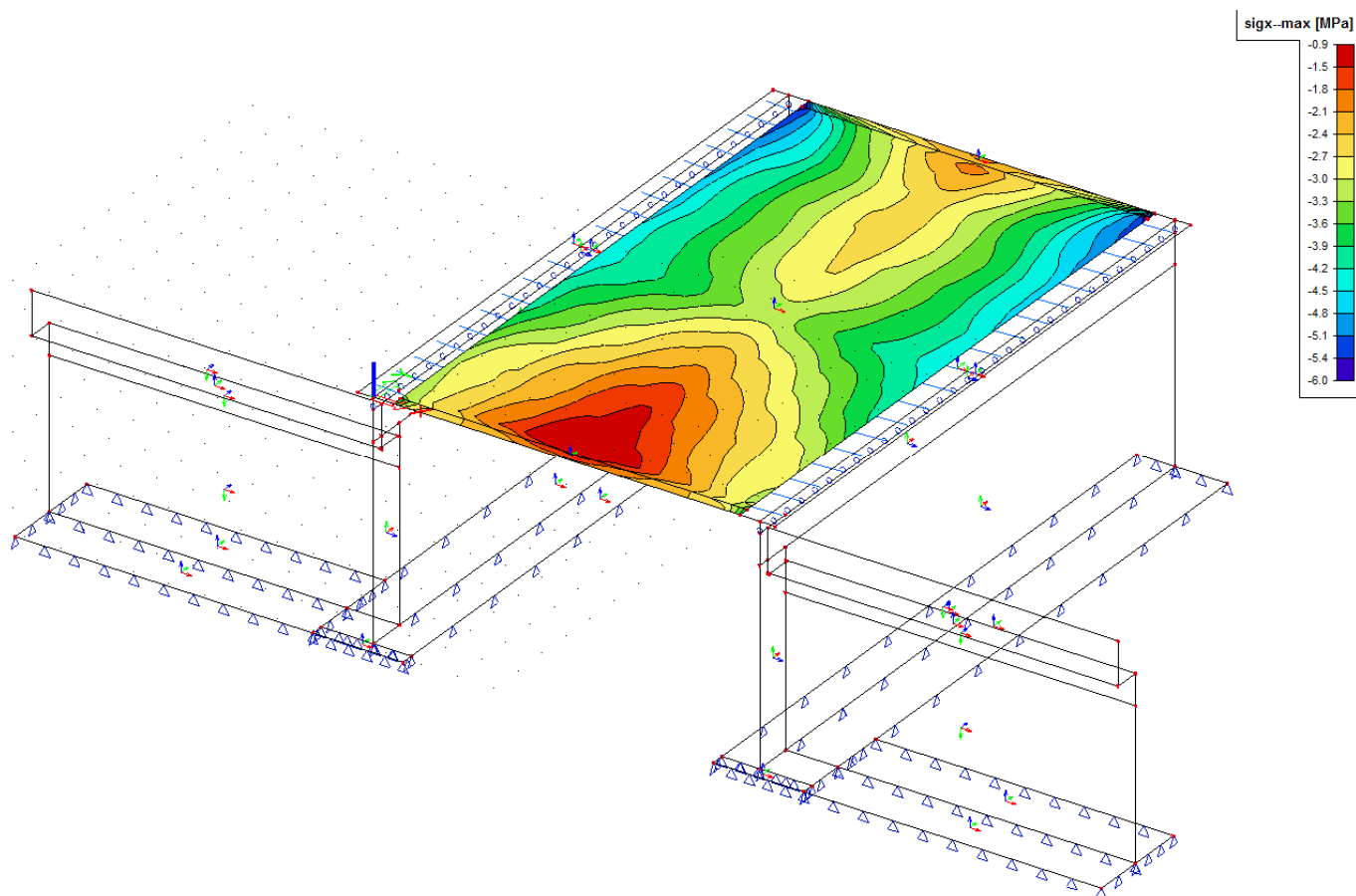
Častá kombinace je dle [N1b] definována rovnicí (6.15b):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \psi_{1,1} Q_{k,1} " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

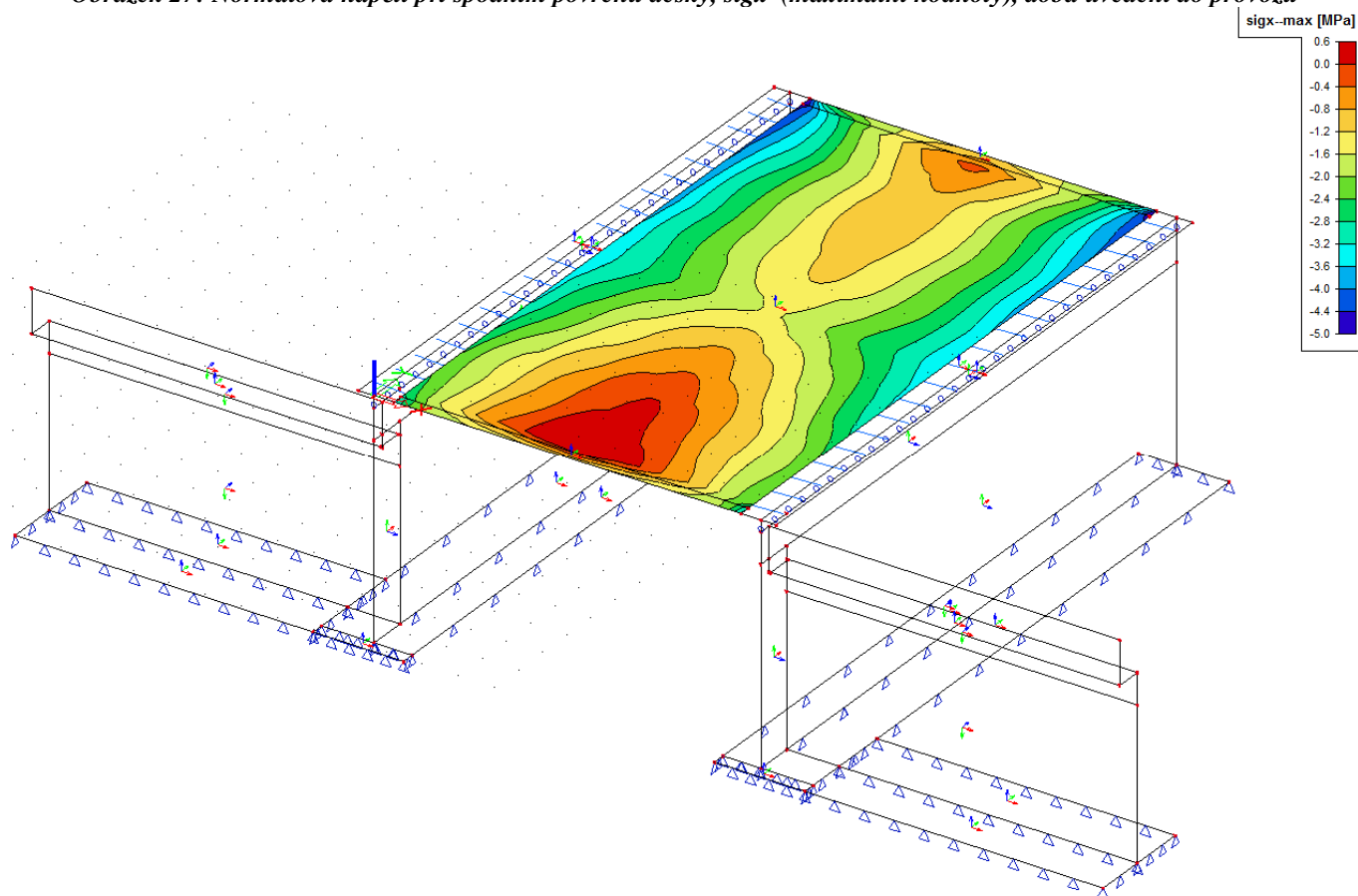
Pro častou kombinaci zatížení je nutné splnit tato kritéria:

Předpjatý beton:

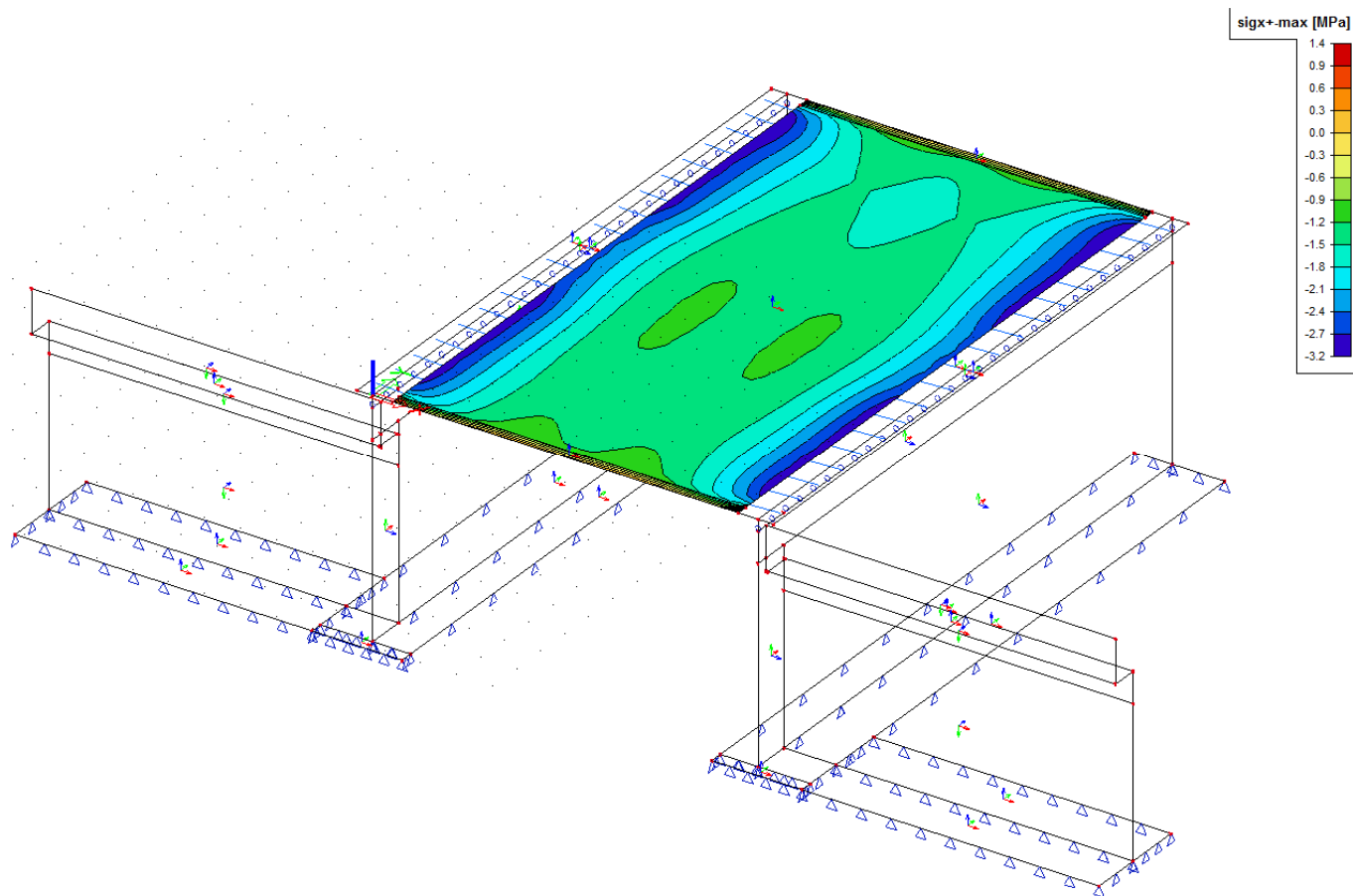
Dle změny Z2 v [N10] je podle tab. NA.1, NA.2 a NA.3 nutné dodržet pro častou kombinaci zatížení a pro stupeň protikoroze ochrany PL 1 šířku trhliny $w_{\max} = 0,1 \text{ mm}$. Samotný výpočet šířky trhliny je značně komplikovaný, v tomto případě je tedy ověřeno, zdali tahové napětí v betonu nepřekročí hodnotu $f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$. Tím by mělo být zajištěno, že je nosná konstrukce v podélném směru od časté kombinace zatížení bez trhlin a tudíž je splněn i požadavek na maximální dovolenou šířku trhliny.



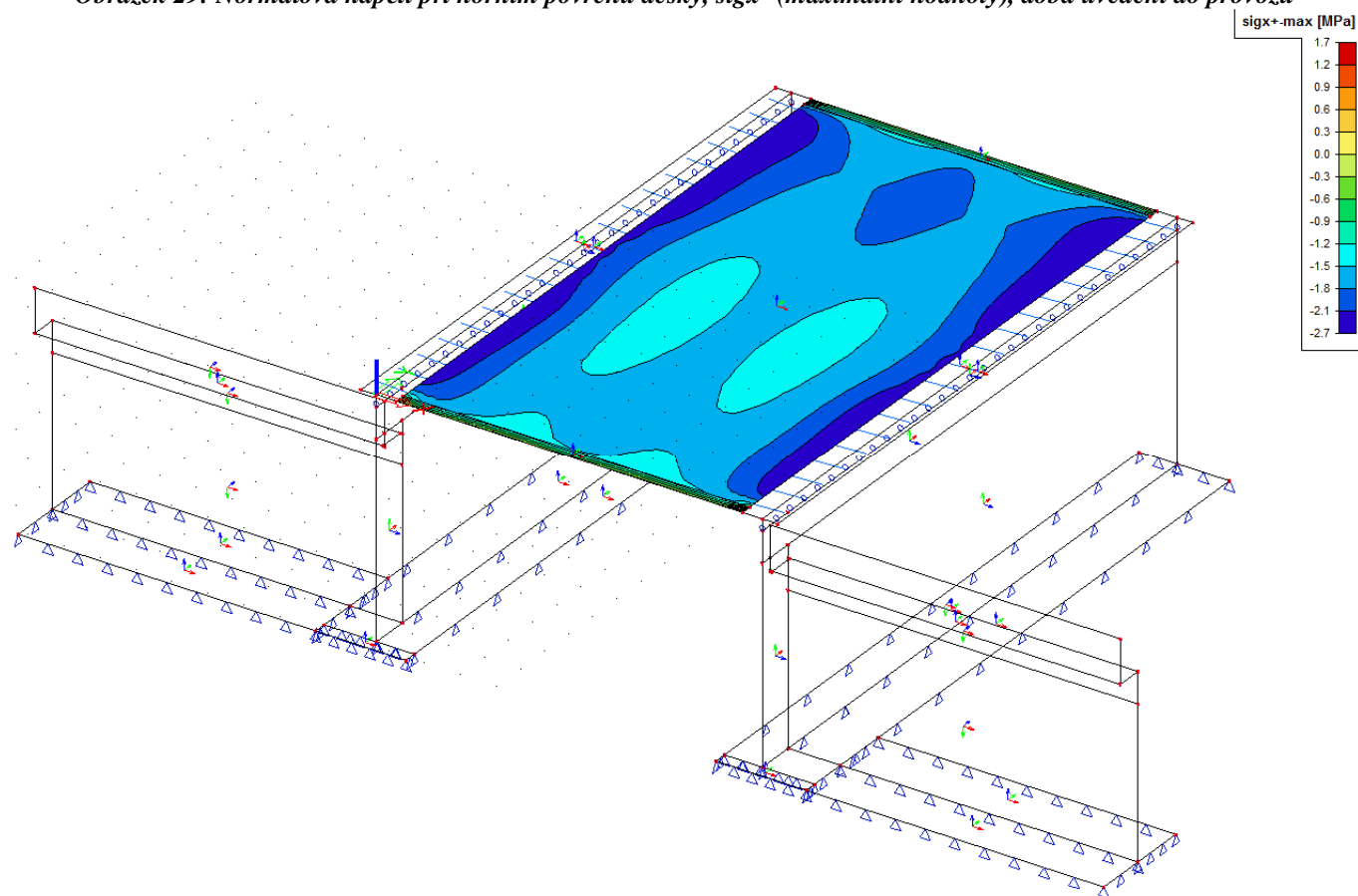
Obrázek 27: Normálová napětí při spodním povrchu desky, σ_{gx} (maximální hodnoty), doba uvedení do provozu



Obrázek 28: Normálová napětí při spodním povrchu desky, σ_{gx} (maximální hodnoty), konec životnosti



Obrázek 29: Normálová napětí při horním povrchu desky, σ_{x+} (maximální hodnoty), doba uvedení do provozu



Obrázek 30: Normálová napětí při horním povrchu desky, σ_{x+} (maximální hodnoty), konec životnosti

Výsledná tahová napětí v betonu od časté kombinace zatížení nabývají maximálních hodnot $f_{ct} = 1,4 \text{ MPa}$ $\leq f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$. Tyto hodnoty se navíc sníží po úpravě zkosení okrajů desky. Nosná konstrukce v mezním stavu omezení trhlin bezpečně vyhoví.

4.3 MEZNÍ STAV OMEZENÍ PRŮHYBU

Vzhledem ke statickému působení konstrukce a k velikosti rozpětí vznikají na konstrukci jen velmi malé průhyby. Od časté kombinace řádově do 5 mm. Není proto nutné se průhyby více zabývat.

5 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

V mezním stavu únosnosti je potřeba ověřit, zdali je NK schopná odolat návrhovému meznímu zatížení charakterizovaného následujícími rovnicemi z [N1b]

Rovnice (6.10a)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Rovnice (6.10b)

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Pro tento most je použita pouze rovnice 6.10b, pro návrh je rozhodující.

5.1 KOMBINACE TLAKU S OHYBEM

5.1.1 PODÉLNÝ SMĚR

Průřezy jsou posuzovány na kombinaci tlaku s ohybem pomocí interakčních diagramů v softwaru TM-18 EC. Únosnost je počítána bez vlivu betonářské výztuže. Výsledná únosnost je tak vyšší než zde uváděné hodnoty. Posouzení je provedeno pro stádium konce životnosti konstrukce.

staničení	číslo průřezu	M_{zat}	N_{zat}	M_{res}	N_{res}	využití
3,78	8	6,0921	2,9952	18,5751	2,9952	32,80%
5,78	10	7,5364	3,0451	19,1632	3,0451	39,33%
7,78	12	6,2015	2,9669	18,5704	2,9669	33,39%

5.2 SMYK

Smyk je posouzen bez betonářské výztuže v softwaru TM-18 EC. Na únosnosti se podílí pouze beton NK a předpínací kabely.

staničení	číslo průřezu	zatížení V_{mez}	posouzení	únosnost V_{res}	$V_{Rd,c}$ (6.2)	$V_{Rd,c}$ (6.4)	V_P
0,98	4	1,6073	<	10,5631	8,3987	19,1367	2,1644
1,78	6	2,7676	<	10,1453	8,1651	18,646	1,9802
2,78	7	2,2407	<	9,5398	8,1651	18,6294	1,3747
8,78	13	2,3648	<	9,5411	8,1651	18,636	1,376
9,78	14	2,8902	<	10,1478	8,1651	18,6552	1,9827
10,58	16	1,4994	<	10,5662	8,3987	19,1475	2,1675

V nosné konstrukci je navrženo pouze konstrukční smykové vyztužení $\varnothing 10$ v rastru 400 x 200 mm. Výztuž je z oceli B500B.

5.3 KŘEHKÝ LOM

Ověření minimální plochy betonářské výztuže je provedeno podle kap. 6.1 (109) b) v [N10].

Musí být splněna podmínka:

$$A_{s,min} = M_{rep} / (z_s \cdot f_{yk})$$

$$M_{rep} = w_d \cdot f_{ctx} = 1,016 \cdot 2900 = 2946,4 \text{ kNm}$$

1 deska - křehký lom

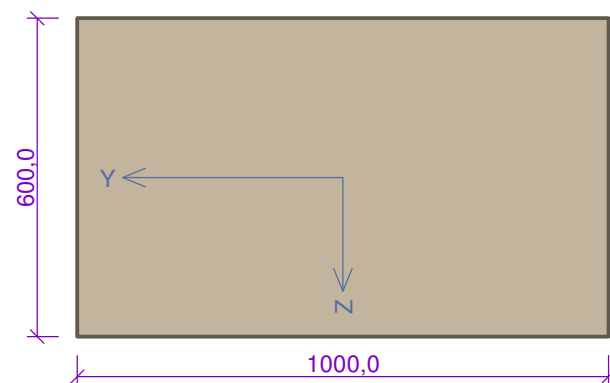
1.1 Vstupní data

Typ prvku: deska

Prostředí: XD1, XF2

Průřez

Materiály



Beton: C 30/37

$$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}; f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}; E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$$

Ocel podélná: B500

$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}; E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Ocel příčná: B500

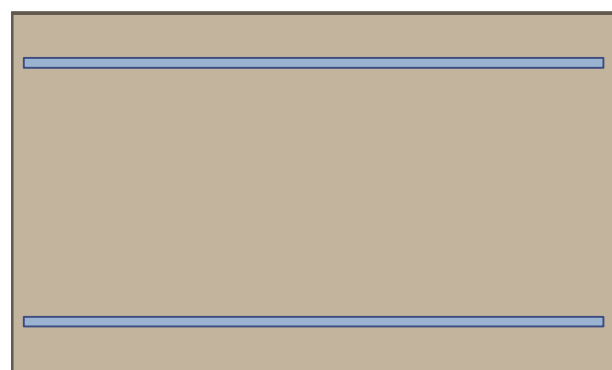
$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}; E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	Mrep	0,00	171,00	0,00	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
5	16	75,0	horní výztuž
5	16	80,0	dolní výztuž



5x16(po 200,0mm) kr. 75,0

5x16(po 200,0mm) kr. 80,0

S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10) = \max(16; 35; 10) = 35 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$$

1.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = 0,00196 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00335 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení vzdáleností vložek

Vzdálenosti mezi vložkami vyhovují.

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	Mrep	0,00	0,00	171,00	244,25	0,00	0,00	70,0	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 70,0 %

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Využití: 70,0 %

6 NÁVRH BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE

Návrh a posouzení betonářské výztuže B500B v příčném směru nosné konstrukce je provedeno v softwaru FIN EC v5. Průřez „kraj“ sahá přibližně do vzdálenosti 2,0 m od os uložení, zbylá část je definována jako průřez „střed“.

2 deska - příčný směr (kraj)

2.1 Vstupní data

Typ prvku: deska

Prostředí: XD1, XF2

Průřez

Materiály

Beton: C 30/37

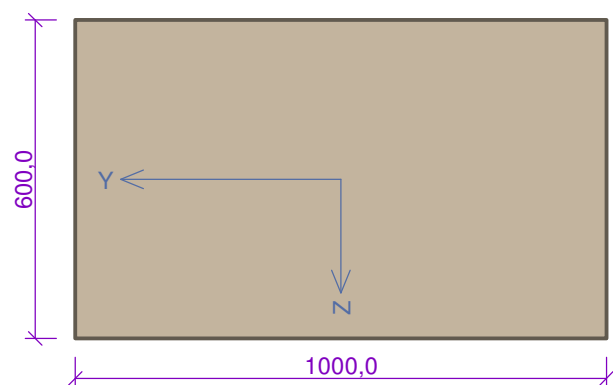
$$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}; f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}; E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$$

Ocel podélná: B500

$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}; E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Ocel příčná: B500

$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}; E_s = 200000 \text{ MPa}$$



Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	MSU1	509,30	-115,75	0,00	1,000
2	MSU2	80,92	-134,29	0,00	1,000
3	MSU3	509,71	-116,34	0,00	1,000
4	MSU4	81,95	-133,92	0,00	1,000
5	MSU5	211,40	263,48	0,00	1,000
6	MSU6	445,32	263,56	0,00	1,000

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
7	MSU7	207,47	266,49	0,00	1,000
8	MSU8	445,20	263,83	0,00	1,000
9	MSU9	581,44	173,48	0,00	1,000
10	MSU10	747,64	169,74	0,00	1,000
11	MSU11	581,35	172,89	0,00	1,000
12	MSU12	747,97	172,76	0,00	1,000

Vnitřní síly - charakteristická (MSP)

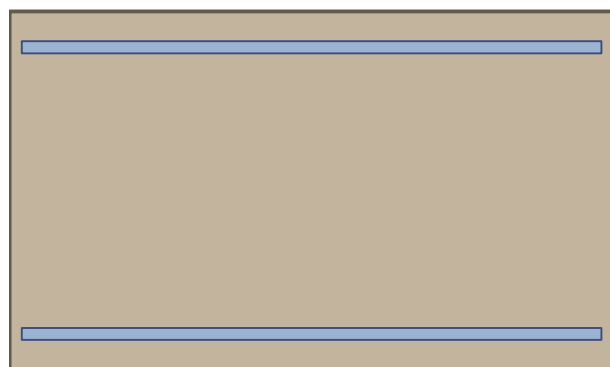
č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	MSP1	317,80	-91,11	1,000
2	MSP2	37,05	-95,39	1,000
3	MSP3	36,18	-95,82	1,000
4	MSP4	317,81	-91,59	1,000
5	MSP5	116,09	185,56	1,000
6	MSP6	237,66	191,83	1,000
7	MSP7	236,57	191,91	1,000
8	MSP8	112,82	187,71	1,000
9	MSP9	373,48	114,29	1,000
10	MSP10	487,64	114,86	1,000
11	MSP11	488,24	115,80	1,000
12	MSP12	373,30	114,43	1,000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	MSP1	279,55	-34,06	1,000
2	MSP2	37,28	-39,35	1,000
3	MSP3	279,26	-34,25	1,000
4	MSP4	39,22	-36,75	1,000
5	MSP5	80,88	61,68	1,000
6	MSP6	97,32	83,43	1,000
7	MSP7	62,57	61,45	1,000
8	MSP8	102,48	83,62	1,000
9	MSP9	292,83	-33,71	1,000
10	MSP10	381,63	40,85	1,000
11	MSP11	292,49	-33,80	1,000
12	MSP12	380,39	41,97	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
5	20	50,0	horní výztuž
5	20	55,0	dolní výztuž



5x20(po 200,0mm) kr. 50,0

5x20(po 200,0mm) kr. 55,0

S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10) = \max(20; 35; 10) = 35 \text{ mm}$

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$

2.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t} = 0,00291 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,00524 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení vzdáleností vložek

Vzdálenosti mezi vložkami vyhovují.

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	MSU1	509,30	1067,69	-115,75	-254,65	0,00	0,00	47,7	Vyhovuje
2	MSU2	80,92	1001,15	-134,29	-354,64	0,00	0,00	37,8	Vyhovuje
3	MSU3	509,71	1065,59	-116,34	-254,56	0,00	0,00	47,8	Vyhovuje
4	MSU4	81,95	1002,49	-133,92	-354,40	0,00	0,00	37,8	Vyhovuje
5	MSU5	211,40	447,99	263,48	319,45	0,00	0,00	82,5	Vyhovuje
6	MSU6	445,32	447,65	263,56	264,11	0,00	0,00	99,8	Vyhovuje
7	MSU7	207,47	435,25	266,49	320,38	0,00	0,00	83,2	Vyhovuje
8	MSU8	445,20	446,50	263,83	264,14	0,00	0,00	99,9	Vyhovuje
9	MSU9	581,44	826,27	173,48	231,95	0,00	0,00	74,9	Vyhovuje
10	MSU10	747,64	841,11	169,74	192,76	0,00	0,00	88,9	Vyhovuje
11	MSU11	581,35	828,61	172,89	231,98	0,00	0,00	74,7	Vyhovuje
12	MSU12	747,97	829,13	172,76	192,69	0,00	0,00	90,2	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 99,9 %

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Využití [%]	Posouzení
25	MSP1	317,80	-91,11	0,92	10,06	3,69	5,1	Vyhovuje

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Využití [%]	Posouzení
26	MSP2	37,05	-95,39	1,44	7,63	6,76	8,0	Vyhovuje
27	MSP3	36,18	-95,82	1,45	7,66	6,80	8,0	Vyhovuje
28	MSP4	317,81	-91,59	0,93	10,09	3,73	5,2	Vyhovuje
29	MSP5	116,09	185,56	7,62	272,51	10,46	68,1	Vyhovuje
30	MSP6	237,66	191,83	7,64	320,59	5,15	80,1	Vyhovuje
31	MSP7	236,57	191,91	7,65	320,33	5,21	80,1	Vyhovuje
32	MSP8	112,82	187,71	7,72	274,15	10,78	68,5	Vyhovuje
33	MSP9	373,48	114,29	1,19	12,20	5,06	6,6	Vyhovuje
34	MSP10	487,64	114,86	1,02	13,36	3,98	5,7	Vyhovuje
35	MSP11	488,24	115,80	1,03	13,43	4,05	5,7	Vyhovuje
36	MSP12	373,30	114,43	1,20	12,20	5,07	6,6	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_1 \times f_{ck} / k_3 \times f_{yk}$				18,00	400,00			

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Využití [%]	Posouzení
13	MSP1	279,55	-34,06	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
14	MSP2	37,28	-39,35	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
15	MSP3	279,26	-34,25	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
16	MSP4	39,22	-36,75	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
17	MSP5	80,88	61,68	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
18	MSP6	97,32	83,43	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
19	MSP7	62,57	61,45	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
20	MSP8	102,48	83,62	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
21	MSP9	292,83	-33,71	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
22	MSP10	381,63	40,85	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
23	MSP11	292,49	-33,80	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
24	MSP12	380,39	41,97	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,200		

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE - 80,1 %

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Využití: 99,9 %

3 deska - příčný směr (střed)

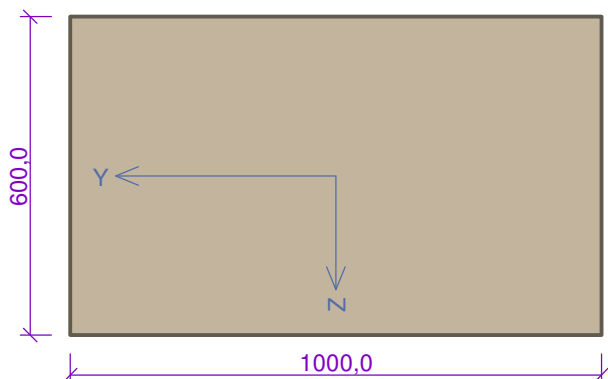
3.1 Vstupní data

Typ prvku: deska

Prostředí: XD1, XF2

Průřez

Materiály



Beton: C 30/37

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	MSU1	448,90	-102,56	0,00	1,000
2	MSU2	361,80	-85,37	0,00	1,000
3	MSU3	310,20	-57,33	0,00	1,000
4	MSU4	361,67	-85,56	0,00	1,000
5	MSU5	448,53	-102,71	0,00	1,000
6	MSU6	152,81	240,52	0,00	1,000
7	MSU7	159,40	218,67	0,00	1,000
8	MSU8	319,57	223,20	0,00	1,000
9	MSU9	176,31	222,67	0,00	1,000
10	MSU10	151,37	242,79	0,00	1,000
11	MSU11	449,03	197,73	0,00	1,000
12	MSU12	361,80	214,44	0,00	1,000
13	MSU13	320,26	223,15	0,00	1,000
14	MSU14	361,67	214,21	0,00	1,000
15	MSU15	448,69	197,59	0,00	1,000

Vnitřní síly - charakteristická (MSP)

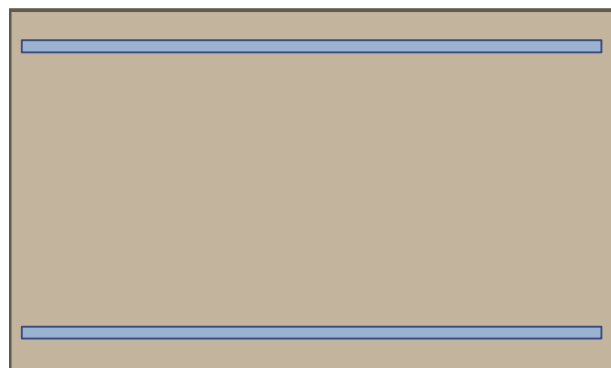
č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	MSP1	285,38	-82,66	1,000
2	MSP2	227,99	-71,40	1,000
3	MSP3	194,72	-51,76	1,000
4	MSP4	226,01	-71,52	1,000
5	MSP5	284,96	-82,69	1,000
6	MSP6	88,47	168,55	1,000
7	MSP7	95,08	151,35	1,000
8	MSP8	200,74	150,18	1,000
9	MSP9	105,52	153,92	1,000
10	MSP10	86,97	170,25	1,000
11	MSP11	285,46	131,16	1,000
12	MSP12	227,99	143,32	1,000
13	MSP13	200,74	-50,57	1,000
14	MSP14	227,83	143,10	1,000
15	MSP15	285,06	130,98	1,000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	MSP1	210,12	-37,07	1,000
2	MSP2	165,35	-36,89	1,000
3	MSP3	144,73	-33,21	1,000
4	MSP4	166,21	-36,66	1,000
5	MSP5	210,70	-36,82	1,000
6	MSP6	149,86	36,20	1,000
7	MSP7	137,20	33,67	1,000
8	MSP8	122,40	34,03	1,000
9	MSP9	138,12	33,67	1,000
10	MSP10	31,66	36,26	1,000
11	MSP11	221,80	-35,39	1,000
12	MSP12	175,77	-34,89	1,000
13	MSP13	154,06	-32,63	1,000
14	MSP14	176,21	-35,21	1,000
15	MSP15	222,37	-35,53	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
5	20	50,0	horní výztuž
5	20	55,0	dolní výztuž



5x20(po 200,0mm) kr. 50,0

5x20(po 200,0mm) kr. 55,0

S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10) = \max(20; 35; 10) = 35 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$$

3.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = 0,00291 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00524 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení vzdáleností vložek

Vzdálenosti mezi vložkami vyhovují.

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N _{Ed} [kN]	N _{Rd} [kN]	M _{Edy} [kNm]	M _{Rdy} [kNm]	V _{Edz} [kN]	V _{Rdz} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	MSU1	448,90	1114,51	-102,56	-268,74	0,00	0,00	40,3	Vyhovuje
2	MSU2	361,80	1174,89	-85,37	-289,06	0,00	0,00	30,8	Vyhovuje
3	MSU3	310,20	1272,08	-57,33	-301,10	0,00	0,00	24,4	Vyhovuje
4	MSU4	361,67	1174,23	-85,56	-289,09	0,00	0,00	30,8	Vyhovuje
5	MSU5	448,53	1113,97	-102,71	-268,82	0,00	0,00	40,3	Vyhovuje
6	MSU6	152,81	545,16	240,52	333,32	0,00	0,00	72,2	Vyhovuje
7	MSU7	159,40	637,74	218,67	331,76	0,00	0,00	66,0	Vyhovuje
8	MSU8	319,57	618,54	223,20	293,85	0,00	0,00	76,0	Vyhovuje
9	MSU9	176,31	620,78	222,67	327,76	0,00	0,00	68,0	Vyhovuje
10	MSU10	151,37	535,55	242,79	333,66	0,00	0,00	72,8	Vyhovuje
11	MSU11	449,03	726,56	197,73	263,23	0,00	0,00	75,2	Vyhovuje
12	MSU12	361,80	655,67	214,44	283,86	0,00	0,00	75,6	Vyhovuje
13	MSU13	320,26	618,75	223,15	293,69	0,00	0,00	76,0	Vyhovuje
14	MSU14	361,67	656,65	214,21	283,89	0,00	0,00	75,5	Vyhovuje
15	MSU15	448,69	727,16	197,59	263,31	0,00	0,00	75,1	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE - 76,0 %**

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N _{Ed} [kN]	M _{Edy} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _{s,max} [MPa]	σ _{s,min} [MPa]	Využití [%]	Posouzení
31	MSP1	285,38	-82,66	0,84	9,09	3,38	4,7	Vyhovuje
32	MSP2	227,99	-71,40	0,75	7,67	3,10	4,2	Vyhovuje
33	MSP3	194,72	-51,76	0,50	5,85	1,96	2,8	Vyhovuje
34	MSP4	226,01	-71,52	0,76	7,66	3,13	4,2	Vyhovuje
35	MSP5	284,96	-82,69	0,84	9,09	3,38	4,7	Vyhovuje
36	MSP6	88,47	168,55	2,51	13,46	11,98	13,9	Vyhovuje
37	MSP7	95,08	151,35	2,23	12,24	10,61	12,4	Vyhovuje
38	MSP8	200,74	150,18	2,04	13,18	9,48	11,3	Vyhovuje
39	MSP9	105,52	153,92	2,25	12,53	10,70	12,5	Vyhovuje
40	MSP10	86,97	170,25	2,54	13,57	12,13	14,1	Vyhovuje
41	MSP11	285,46	131,16	1,60	12,59	7,21	8,9	Vyhovuje
42	MSP12	227,99	143,32	1,89	12,94	8,69	10,5	Vyhovuje
43	MSP13	200,74	-50,57	0,47	5,82	1,81	2,6	Vyhovuje
44	MSP14	227,83	143,10	1,88	12,92	8,68	10,5	Vyhovuje
45	MSP15	285,06	130,98	1,60	12,58	7,20	8,9	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_1 \times f_{ck} / k_3 \times f_{yk}$				18,00	400,00			

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N _{Ed} [kN]	M _{Edy} [kNm]	Δε [-]	s _{r,max} [m]	w [mm]	Využití [%]	Posouzení
16	MSP1	210,12	-37,07	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
17	MSP2	165,35	-36,89	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
18	MSP3	144,73	-33,21	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
19	MSP4	166,21	-36,66	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
20	MSP5	210,70	-36,82	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
21	MSP6	149,86	36,20	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Využití [%]	Posouzení
22	MSP7	137,20	33,67	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
23	MSP8	122,40	34,03	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
24	MSP9	138,12	33,67	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
25	MSP10	31,66	36,26	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
26	MSP11	221,80	-35,39	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
27	MSP12	175,77	-34,89	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
28	MSP13	154,06	-32,63	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
29	MSP14	176,21	-35,21	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
30	MSP15	222,37	-35,53	-	-	0,000	0,0	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,200		

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE - 14,1 %

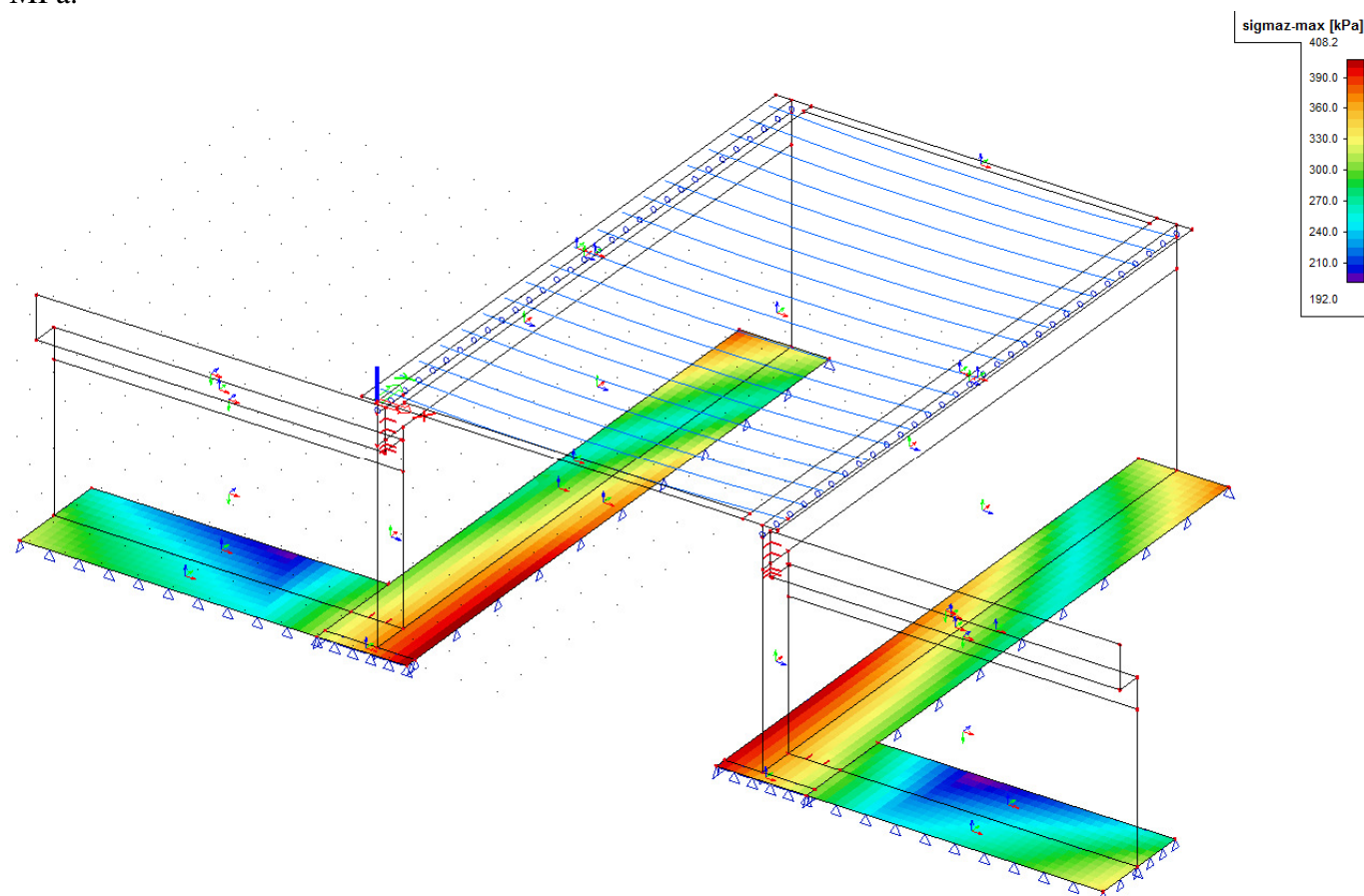
Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Využití: 76,0 %

7 SPODNÍ STAVBA

7.1 ZÁKLADOVÁ SPÁRA

Jelikož se nijak nezasahuje do založení stavby, je pouze prověřeno kontaktní napětí v základové spáře. Dle statického výpočtu v původní RDFS bylo dovolené napětí v základové spáře uvažováno hodnotou 0,6 MPa.



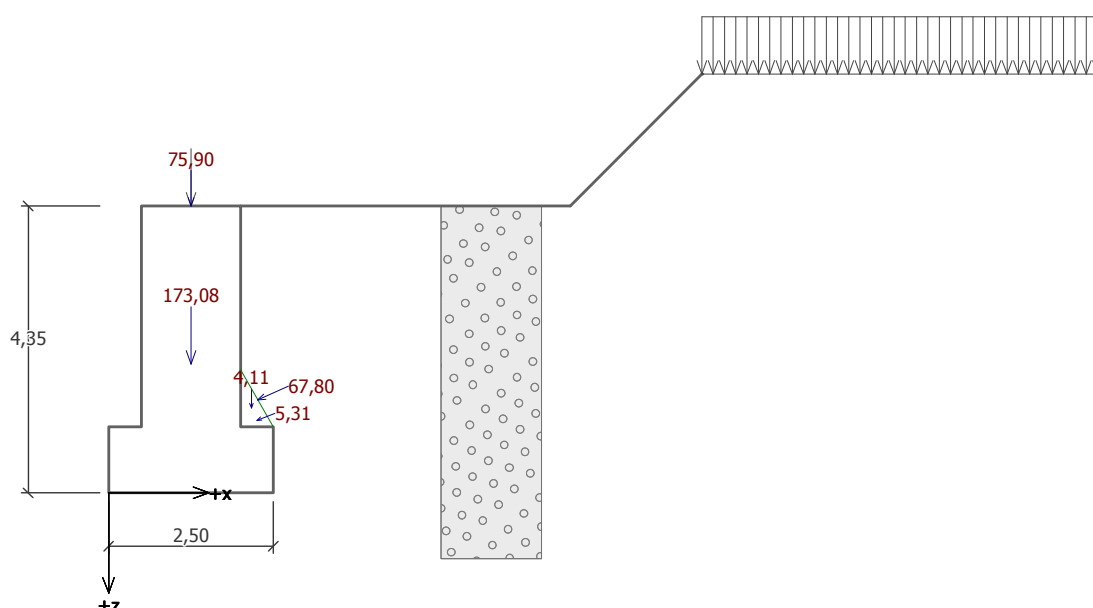
Obrázek 31: Kontaktní napětí v základové spáře [kPa]

Maximální návrhové kontaktní napětí v základové spáře nabývá hodnoty $\sigma_z = 408,2 \text{ kPa} \leq 600,0 \text{ kPa}$. Vzhledem k tomu, že je podloží pod stávajícím základem již značně konsolidované a kontaktní napětí

splňuje maximální dovolené hodnoty z původního návrhu, dá se předpokládat, že sedání stavby bude minimální. Stávající základy vyhovují požadavkům na novou nosnou konstrukci.

7.2 OPĚRA PŘI VÝSTAVBĚ

Obě opěry budou při výstavbě nových úložných prahů obnaženy přibližně 2,2 m pod úroveň stávající horní hrany opěry. Je tedy vhodné posoudit, zdali nedojde k překlopení opěry či k posunutí v základové spáře.



Obrázek 32: Zatěžovací schéma

Výpočet tížné zdi

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Zděná (kamenná) zeď : EN 1996-1-1 (EC6)

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30 [-]	

Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

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

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

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

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G3, ulehlá		30,00	0,00	19,00	10,00	0,60

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

Parametry zemín

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$


Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$


Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,60^\circ$

Zemina : nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	10,00	Třída G3, ulehlá	

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
2	-	Třída G3, ulehlá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m²]	Vel.2 [kN/m²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	10,00		7,00	6,00	na terénu

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová změna	Název	Působ.	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	ANO	Síla č. 1	stálé	0,00	75,90	0,00	-0,75	0,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,95	173,07	1,25	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,29	4,11	2,17	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	61,66	-1,41	28,19	2,26	1,350	1,350	1,000
Přít.1 - pásové	4,98	-1,10	1,85	2,25	1,350	1,350	1,000
Síla č. 1	0,00	-4,35	75,90	1,25	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující M_{res} = 294,20 kNm/m

Moment klopící M_{ovr} = 124,59 kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující H_{res} = 154,12 kN/m

Vodor. síla posunující H_{act} = 89,97 kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 169,39 kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	56,80	371,71	66,64	0,061	169,39
2	79,78	293,65	89,97	0,109	150,08

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	58,12	283,13	66,64

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,061$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE**

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 600,00 \text{ kPa}$ Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 169,39 \text{ kPa}$ Únosnost základové půdy $R_d = 428,57 \text{ kPa}$ **Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE**

8 ZÁVĚR

Tento statický výpočet obsahuje globální posouzení nosné konstrukce. Dále je provedeno posouzení založení mostu. Výsledky tohoto výpočtu dokládají reálné dimenze navržené konstrukce, včetně jejího založení. Výpočet je proveden v rozsahu DSP/PDPS a neslouží tedy k realizaci konstrukce.

Praha, září 2015

Ing. Tomáš BRZÁK
PRAGOPROJEKT a.s.,
K Ryšánce 1668/16, 147 54 Praha 4
tel: 226 066 277
E-mail: brzak@pragoprojekt.cz