

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Návrh integrovaného UHPFRC mostu

Autor: Jan Voříšek

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

Praha, 2017


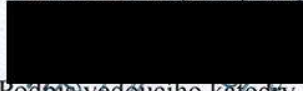


ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE


Příjmení: Voříšek	Jméno: Jan	Osobní číslo: 423675
Zadávající katedra: betonových a zděných konstrukcí		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh integrovaného UHPFRC mostu	
Název bakalářské práce anglicky: Design of integral UHPFRC bridge	
Pokyny pro vypracování: Vypracujte technickou zprávu, statický výpočet, výkresovou dokumentaci.	
Seznam doporučené literatury: Toutlemonde, F., Resplendino, J.: Designing and Building with UHPFRC Ultra high performance fibre-reinforced concrete, Recommendations of AFGC Šafář, R.: Betonové mosty 2 - přednášky	
Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Roman Šafář, Ph.D.	
Datum zadání bakalářské práce: 23.2.2017	Termín odevzdání bakalářské práce: 28.5.2017 <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
	 Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

<u>23.2.2017</u>	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

Prohlašuji, že jsem svou bakalářskou práci napsal samostatně a výhradně s použitím citovaných pramenů. Souhlasím se zapůjčováním práce a jejím zveřejňováním.

V Praze dne 26. května 2017



.....
Jan Voříšek

Děkuji vedoucímu práce Ing. Romanu Šafářovi, Ph.D. za jeho odborné rady, připomínky a trpělivost během pravidelných konzultací.

Název práce: Návrh integrovaného UHPFRC mostu

Autor: Jan Voříšek

Katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí

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

E-mail vedoucího: roman.safar@fsv.cvut.cz

Abstrakt Tato práce se zabývá návrhem nového předpjatého integrovaného mostu v extravilánu u obce Smrčná. Nosná konstrukce je tvořena třemi předem předpjatými nosníky ve tvaru řeckého písmene π . Materiálem hlavní nosné konstrukce je ultra-vysokohodnotný vlákný vyztužený beton. Most má dvě pole, každé o rozpětí 24 metrů. Most převádí obslužnou komunikaci volné šířky 6 metrů. Přemostovanou komunikací je dálnice D1 kategorie D28/120 na km 107,281 041. Most byl posouzen dle platných evropských norem v mezních stavech použitelnosti a únosnosti.

Klíčová slova: most, integrovaný most, beton, UHPFRC, předpjatý beton

Title: Design of integral UHPFRC bridge

Author: Jan Voříšek

Department: Department of Concrete and Masonry Structures

Supervisor: Ing. Roman Šafář, Ph.D.

Supervisor's e-mail address: roman.safar@fsv.cvut.cz

Abstract This Bachelor's thesis deals with the design of a new integral bridge. It is built of prestressed concrete and it is located near Smrčná village. Load bearing superstructure consists of three precast π -like shaped girders. These girders are made of ultra-high performance fibre-reinforced concrete. The bridge crosses D1 highway on km 107,281 041 in two spans (24 meters each). There is a private road (forrest road) on the bridge which is 6 meters wide. Calculation and analysis of the superstructure was performed to satisfy both serviceability and ultimate limit states. Calculation conforms with the latest Eurocodes.

Keywords: bridge, integral bridge, concrete, UHPFRC, prestressed concrete

Obsah

Abstrakt	ix
1 Úvod	1
2 Varianty řešení	3
2.1 Přehled variant	3
2.2 Varianta I - Nosníky MK-T	4
2.2.1 Příčný řez	4
2.3 Varianta II - Desková konstrukce	5
2.3.1 Příčný řez	5
2.4 Varianta III - Komorový nosník z UHPFRC	6
2.4.1 Příčný řez	6
2.5 Varianta IV - Prefabrikované nosníky z UHPFRC	7
2.5.1 Příčný řez	7
Literatura	9
I. Technická zpráva	11
II. Statický výpočet	29

1 Úvod

Tato práce se věnuje návrhu betonového integrovaného mostu o dvou polích. Jedná se o přestavbu stávajícího mostu, který má vzpěradlovou nosnou konstrukci. Podkladem pro zpracování bakalářské práce byla dokumentace na přestavbu mostu od firmy Valbek, s.r.o. V bakalářské práci je převzato šířkové, výškové a směrové uspořádání komunikací, návrh mostu je proveden zcela nově.

Nejprve byly vypracovány čtyři různé varianty nosné konstrukce. Pro první dvě varianty je použit beton běžně používaných pevnostních tříd. Pro další dvě varianty je použit **UHPFRC**¹, který díky své výjimečné pevnosti umožňuje návrh subtilních konstrukčních prvků.

Vybraná varianta je konstrukce z **UHPFRC** se třemi prefabrikovanými nosníky ve tvaru řeckého písmene π . Jedná se o subtilní nosníky s velmi nízkou výškou průřezu. Ve světě byly nosníky obdobného průřezu (obr. 1.1) úspěšně realizovány na mostech s podobným rozpětím.

Byl vypracován statický výpočet nosné konstrukce dle platných norem. Vnitřní síly byly spočteny za pomoci programu SCIA Engineer 16.1. Hlavní částí výpočtu je posouzení ve stavebních i provozních stavech provedené v tabulkovém procesoru Excel 2013 na základě výstupů statického programu.

Výkresová dokumentace je zhotovena v programu AutoCAD 2016 a obsahuje základní výkresy spolu s výkresy předpětí.

Při výpočtu byl započítán vliv spolupůsobení opěr s okolním zásypem a byl proveden výpočet vodorovných a svislých tuhostí plošných základů podle deformace od zatížení.



Obrázek 1.1: The Jakway Park Bridge, Iowa

¹Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete - Ultra-vysokohodnotný vlákny vyztužený beton.

2 Varianty řešení

Byly vypracovány celkem 4 různé varianty hlavní nosné konstrukce. První dvě mají tvary příčných řezů běžně realizované a z betonu běžných tříd. Další dvě varianty ukazují možné průřezy za použití moderního materiálu - UHPFRC. Je vidět, že s použitím UHPFRC lze realizovat subtilní a výrazně nižší nosnou konstrukci.

Tabulka 2.1: Základní informace o mostě pro variantní řešení

Rozpětí mostu	48,00 m
Rozpětí polí	24,00 + 24,00 m
Volná šířka mostu	6,00 m

2.1 Přehled variant

Tabulka 2.2: Přehled navržených variant nosné konstrukce

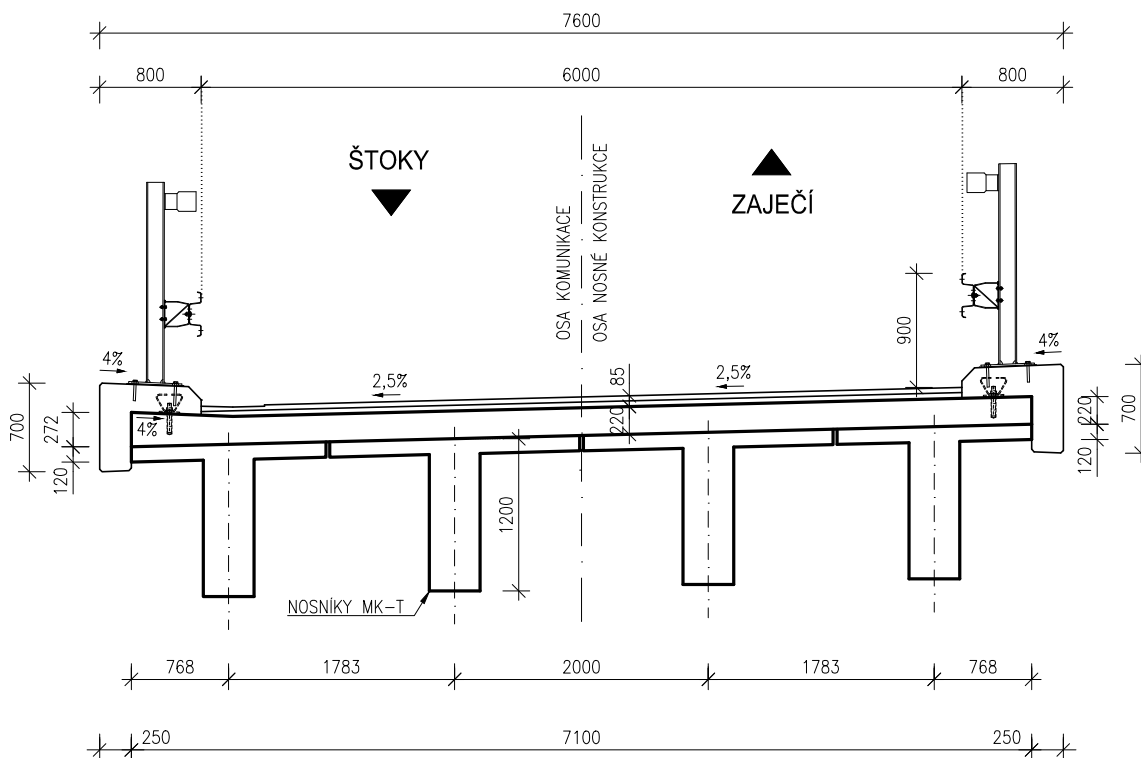
	Materiál	Plocha příčného řezu [m²]	Výška nosníku [m]
Varianta I	C35/45	5,042	1,200
Varianta II	C35/45	4,047	1,200
Varianta III	UHPFRC 161 MPa	2,076	1,650
Varianta IV	UHPFRC 161 MPa	1,525	0,850

2.2 Varianta I - Nosníky MK-T

První varianta představuje nosnou konstrukci o dvou polích tvořenou prefabrikovanými nosníky se spřaženou monolitickou betonovou deskou. Nosníky označené jako MK-T² mají v příčném řezu tvar písmene „T“. Byly navrženy celkem 4 nosníky výšky 1 200 mm dle doporučení jako 1/20 rozpětí pole.

Výhodou je vysoká variabilita nosníků ve všech směrech, snadná manipulace a minimalizace omezení dopravy na přemosťované komunikaci.

2.2.1 Příčný řez



Obrázek 2.1: Schematický příčný řez konstrukcí se čtyřmi nosníky MK-T.

²Mostní konstrukce trémová - nosníky vyráběné od roku 1991.

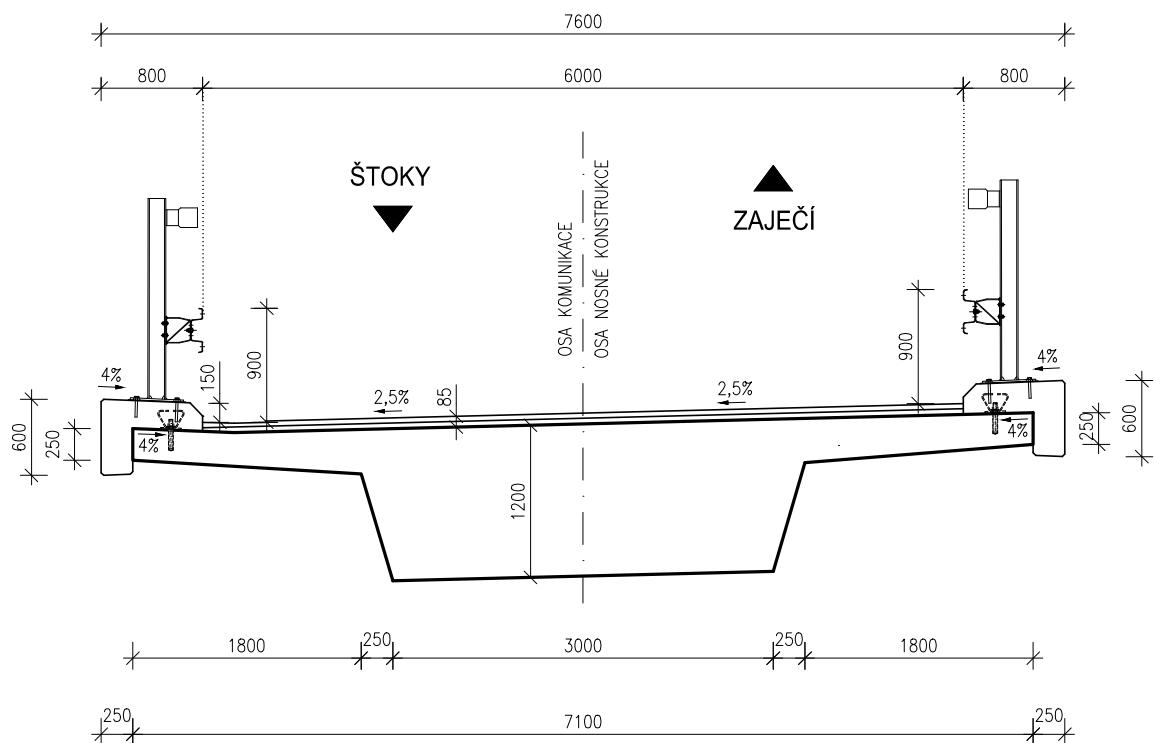
2.3 Varianta II - Desková konstrukce

Druhá varianta je navržena jako monolitická desková konstrukce o dvou polích. Byla navržena výška trámu 1 200 mm dle doporučení jako 1/20 rozpětí pole.

Tato varianta představuje ekonomickou a trvanlivou konstrukci s minimálním povrchem vystaveným vnějšmu vlivům prostředí.

Protože navrhovaný most křížuje dálnici D1, projevila by se jako značná nevýhoda betonáž na skruži a tedy uzavírka dálnice pod mostem.

2.3.1 Příčný řez



Obrázek 2.2: Schematický příčný řez deskovou konstrukcí

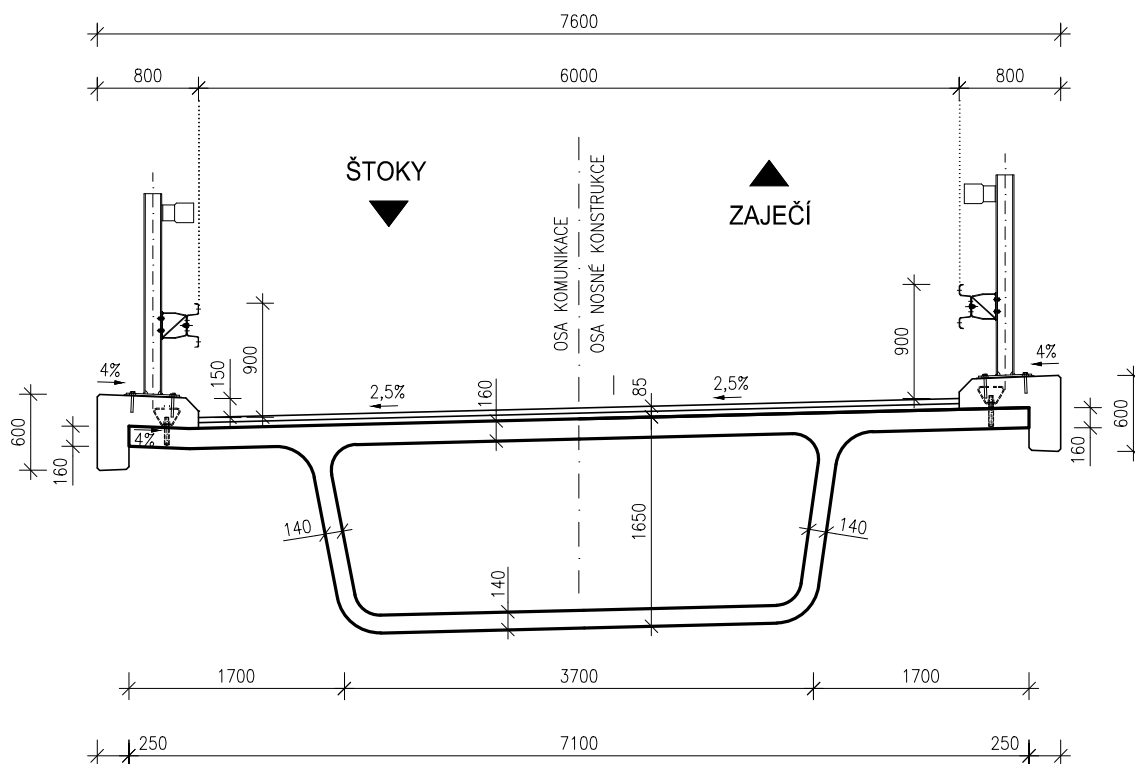
2.4 Varianta III - Komorový nosník z UHPFRC

Třetí varianta představuje komorovou nosnou konstrukci sestavenou z prefabrikovaných segmentů výšky 1 650 mm. Použitým materiálem je ultra-vysokohodnotný vlákny vyztužený beton (UHPFRC). Komorový průřez má horní desku tloušťky 160 mm, zbytek stěn je tloušťky 140 mm.

Výhodou je jednodušší výroba s minimální potřebou betonářské výztuže a snadná montáž, nižší vlastní tíha a vysoká trvanlivost konstrukce. Další výhodou je minimální povrch vystavený vnějším vlivům.

Hlavní nevýhodou materiálu UHPFRC je v současné době jeho vysoká cena, což je částečně kompenzuje použitím subtilních prvků.

2.4.1 Příčný řez



Obrázek 2.3: Schematický příčný řez komorovou konstrukcí z UHPFRC

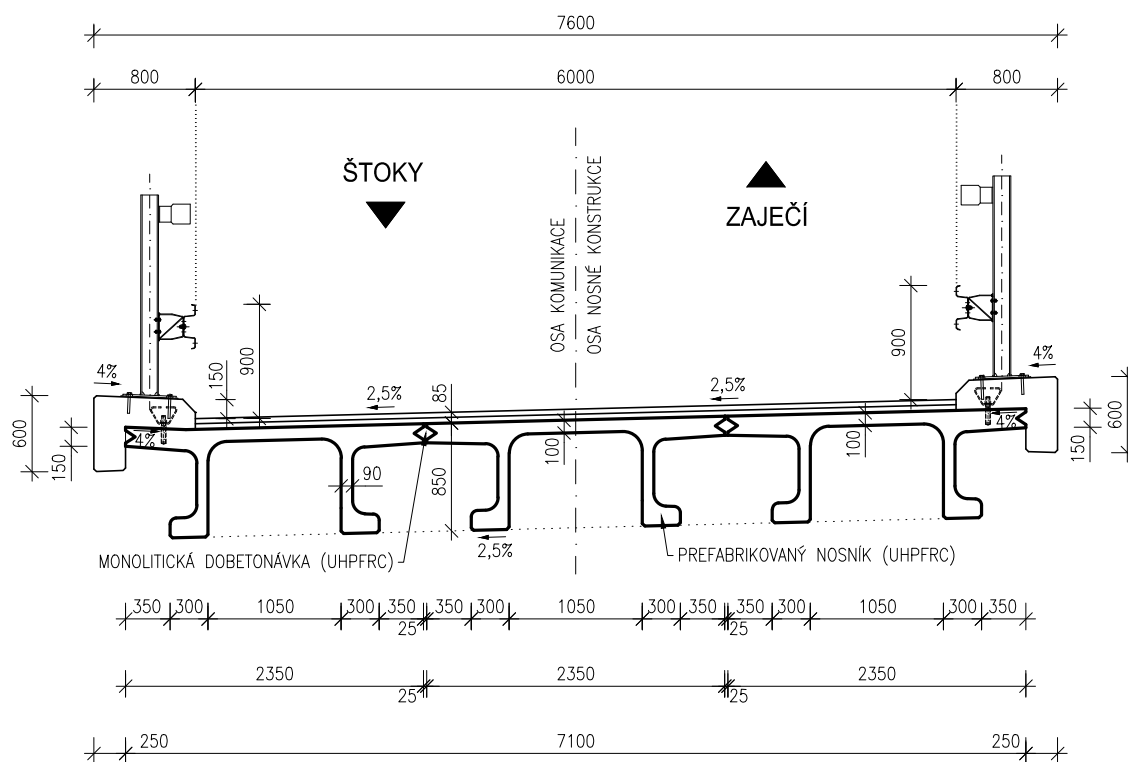
2.5 Varianta IV - Prefabrikované nosníky z UHPFRC

Poslední variantou je konstrukce složená z prefabrikovaných předem předpjatých nosníků vyrobených z UHPFRC. V každém z polí jsou navrženy 3 prefabrikované předem předpjaté nosníky tvaru písmene π . Nosníky mají výšku 850 mm. Horní deska je uprostřed nosníku tloušťky 100 mm, krajní příruby jsou proměnné tloušťky 150 - 175 mm. Stojiny jsou tloušťky 90 mm s přírubami pro předpětí se soudržností.

Výhody a nevýhody jsou stejné jako u třetí varianty, protože se vztahují k použitému materiálu. U této varianty je přibližně o 25% menší spotřeba UHPFRC v příčném řezu než u komorové konstrukce z varianty III.

Tato varianta byla vybrána pro podrobný návrh a posouzení.

2.5.1 Příčný řez



Obrázek 2.4: Schematický příčný řez konstrukcí se třemi prefabrikovanými nosníky z UHPFRC

Literatura

- [1] ŠAFÁŘ, Roman, KUKAŇ Vlastimil, DRAHORÁD Michal a FOGLAR Marek. *Betonové mosty 1: přednášky*. V Praze: České vysoké učení technické, 2010. ISBN 978-80-01-04661-6.
- [2] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [3] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 978-80-01-05690-5.
- [4] TOUTLEMONDE, François a RESPLENDINO, Jacques. *Designing and building with UH-PRFC: state of the art and development*. London: ISTE, 2011. ISBN 9781848212718.
- [5] TOUTLEMONDE, François a RESPLENDINO, Jacques. *New AFGC Recommendations on UH-PRFC: Chapter 2 – Design*. London: ISTE, 2011. ISBN 9781848212718.
- [6] ČSN EN 1990 (73 0002) *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. 2004-04-01.
- [7] ČSN EN 1991-1-1 (73 0035) *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. 2004-04-01.
- [8] ČSN EN 1991-1-5(73 0035) *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*. 2005-06-01.
- [9] ČSN EN 1991-1-6 (73 0035) *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění*. 2006-11-01.
- [10] ČSN EN 1991-2 (73 6203). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. 2005-08-01.
- [11] ČSN EN 1992-1-1 (73 1201). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. 2006-12-01.
- [12] ČSN EN 1992-2 (73 6208). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. 2007-06-01.
- [13] ČSN EN 1997-1 (73 1000). *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla*. 2006-10-01.
- [14] ČSN 73 6214 (73 6214). *Navrhování betonových mostních konstrukcí*. 2014-02-01.



I. Technická zpráva

Návrh integrovaného UHPFRC mostu

Obsah

1	Identifikační údaje mostu	15
2	Základní údaje o mostě	17
3	Všeobecný popis	19
3.1	Stavba a její zvláštnosti	19
3.1.1	Popis mostu	19
3.2	Objekty stavby a vztah k území	19
3.2.1	Údaje o přemostované komunikaci	19
3.2.2	Údaje o převáděné komunikaci	19
3.2.3	Vztah k území	19
3.3	Stavba mostu	19
3.3.1	Zemní práce & demolice	19
3.3.2	Spodní stavba	20
3.3.3	Nosná konstrukce	20
3.3.4	Mostní svršek	21
3.3.5	Vozovka	21
3.3.6	Mostní vybavení	21
4	Materiály pro stavbu	23
4.1	Materiál zásypu	23
4.2	Beton	23
4.3	Betonářská výztuž	23
4.4	Předpínací výztuž	23
5	Statické posouzení	25
5.1	Průběh výstavby	25
5.2	Zatížení	25
6	Závěr	27

1 Identifikační údaje mostu

Stavba	Dálnice D1 - Modernizace v úseku Mirošovice - Kývalka
Objekt číslo	SO 14-221
Název objektu	Nadjezd ev. č. D1-140
Kraj	Vysočina
Okres	Jihlava
Investor	Ředitelství silnic a dálnic ČR Na Pankráci 456/56 140 00 Praha 4
Uvažovaný správce mostu	Lesní družstvo ve Štokách Štoky 261 582 53 Štoky
Převáděná komunikace	Dálnice D1
Kategorie převáděné komunikace	D28/120
Staničení křížení na D1	km 107,281 041
Kategorie komunikace na mostě	lesní cesta
Volná výška na mostě	neomezená
Úhel křížení	90°

2 Základní údaje o mostě

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 15:

- odstavec a) most na pozemní komunikaci
- odstavec b) –
- odstavec c) přes silnici
- odstavec d) o 2 polích
- odstavec e) jednopodlažní
- odstavec f) s horní mostovkou
- odstavec g) nepohyblivý
- odstavec h) trvalý
- odstavec i) v přímé
- odstavec j) kolmý
- odstavec k) s normovanou zatížitelností
- odstavec l) masivní
- odstavec m) plnostěnný
- odstavec n) trémový
- odstavec o) otevřeně uspořádaný
- odstavec p) s neomezenou volnou výškou

Délka přemostění	47,00 m
Délka mostu	61,50 m
Délka nosné konstrukce	49,00 m
Rozpětí polí	24,00 + 24,00 m
Šikmost mostu	90°
Volná šířka mostu	6,00 m
Šířka průchozího prostoru	-
Šířka mezi svodidly	6,00 m
Šířka mostu	7,60 m
Šířka nosné konstrukce	7,10 m
Výška mostu nad terénem	6,20 m
Stavební výška	0,935 m
Plocha nosné konstrukce	$7,6 \cdot 47,72 = 367,67 \text{ m}^2$
Zatížení mostu	zatěžovací skupina 2 (dle ČSN EN 1991-2) uvažuje se také LM3 - 900/150*

* Z důvodu provozu kamionů se dřevem.

3 Všeobecný popis

3.1 Stavba a její zvláštnosti

3.1.1 Popis mostu

Z důvodu nevyhovujícího šířkového uspořádání pod mostem je navržen nový most. Jedná se o integrovaný most s pilířem ve středním dělicím pásu.

Nový most bude vystavěn přímo v ose původního mostu.

3.2 Objekty stavby a vztah k území

3.2.1 Údaje o přemostované komunikaci

Výška nivelety v místě křížení	613,938 m n. m.
Směrové poměry v místě mostu	–
Výškové poměry v místě mostu	klesání nivelety 2,2 % ve směru staničení

3.2.2 Údaje o převáděné komunikaci

Výška nivelety v místě křížení	620,629 m n. m.
Směrové poměry v místě mostu	–
Výškové poměry v místě mostu	klesání nivelety 0,8 % ve směru staničení

3.2.3 Vztah k území

Most přes dálnici D1 se nachází v extravilánu obce Smrčná v kraji Vysočina. Přístup k objektu je buď přímo po dálnici, nebo po obslužné komunikaci vedoucí přes most.

Most je vyprojektován tak, aby bylo možné během výstavby zachovat provoz vždy alespoň v jednom jízdním pásu.

3.3 Stavba mostu

3.3.1 Zemní práce & demolice

Před započítáním zemních prací je nutné vytyčit všechny sítě a dodržet jejich stanovená ochranná pásma.

Všechny stavební jámy se předpokládají svahované ve sklonu 1:1. Výkopy pro pilíř jsou navrženy pažené bez předepsaného typu pažení. Hladina spodní vody není zastižena.

Části původní konstrukce, které jsou v kolizi s novým mostem, se odstraní. Na místě budou ponechány základy vzpěr původního mostu. Podrobnosti jsou patrné z podélného řezu.

3.3.2 Spodní stavba

Krajní opěry i pilíř jsou navrženy monolitické z betonu C50/60 s ozuby pro osazení prefabrikovaných nosníků.

Opěry

Obě krajní opěry jsou uvažovány jako **tuhé** a jsou založeny **plošně**. Základ opěry má rozměry 8,0 x 7,6 m. Horní povrch základu je svahován 4% kvůli odvádění vody. Tloušťka opěry je konstantní 1,0 m. Opěru doplňují vykonzolovaná rovnoběžná křídla délky 6,25 m. V přechodové oblasti je na opěru přes krátkou konzolu připojena přechodová deska délky 6,0 m uložená na podkladním betonu tl. 150 mm. Opěra je z rubové strany odvodněna drenážní trubkou DN 150 mm. Součástí opěry je zub pro uložení prefabrikovaných nosníků.

Pilíř

Středový pilíř je založen na plošném základu 5,0 x 7,6 m. Horní povrch základu je svahován 5% kvůli odvodnění. Dřík pilíře tvoří dvě stěny o šířce 2,4 m s konstantní tloušťkou 0,75 m.

3.3.3 Nosná konstrukce

Prefabrikované předem předpjaté trémové nosníky

Nosníky jsou navrženy jako předem předpjaté nosníky ve tvaru řeckého písmene π a jsou uloženy na podpěrách pomocí ozubu. Nosníky jsou zmonolitněny se spodní stavbou pomocí železobetonových příčníků. Rozpětí polí je 24,0 m. Jsou použity tři nosníky v osové vzdálenosti 2,35 m. Celková výška nosníků je 850 mm. Tloušťka horní desky nosníků je uprostřed konstantní 100 mm, na krajích proměnná 150 až 175 mm směrem k ose nosníku. Horní deska je svým povrchem natočena v příčném sklonu mostovky 2,5%. Stojiny nosníku jsou tloušťky 90 mm s přírubami šířky 300 mm. Mezi nosníky je montážní spára 25 mm. Nosníky mají zakončení desky v místě montážní spáry ve tvaru písmene V. To dohromady umožňuje provést vzájemné zmonolitnění nosníků.

Příčníky v poli

V každém poli jsou dva příčníky kvůli předpětí volnými kabely. Jejich velikost a přesná poloha záleží na vedení předpětí a je uvedena ve výkresové dokumentaci.

Předpínací výztuž

Předpínací výztuž sestává z lan jmenovitého průměru 15,7 mm, která jsou označována dle prEN 10138-3 jako **Y1860 S7**. Jejich přesný počet a umístění je upřesněno ve statickém výpočtu a ve výkresové dokumentaci.

3.3.4 Mostní svršek

Vozovka

Na mostě je zachována skladba konstrukce vozovky z původního mostu o celkové tloušťce 85 mm.

Asfaltový beton pro obrusnou vrstvu	ACO 11	40 mm
Ochrana izolace	MA 11 IV	40 mm
Izolace NK	NAIP	5 mm
Pečetící vrstva		
Celkem		85 mm

Římsy

Římsy jsou železobetonové monolitické, šířky 800 mm, kotvené do nosné konstrukce pomocí dodatečně provedených vývrtů Ø28 po 1 m. Horní povrch římsy je spádovaný směrem k vozovce 4%. Obruba římsy je nad vozovkou 150 mm.

3.3.5 Mostní vybavení

Odvodnění

Povrch mostu je odvodněn pomocí obrubníkových odvodňovačů, které přes příčné svody zaústěné do podélných svodů odvádějí vodu do příkopu komunikace pod mostem.

Rub spodní stavby je odvodněn drenážní plastovou trubicí DN 150 na spádovém betonu, která je obalena drenážním betonem.

Záchytné bezpečnostní zařízení

Na mostních římsách je osazeno ocelové zábradelní svodidlo s úrovní zadržení H2 s integrovanou protihlukovou stěnou výšky 1,60 m. Svodidla jsou navržena na celé délce mostu. Podél silnice za mostem se svodidla nenavrhují dle požadavku pro volný přechod zvěře. Minimální výška svodnice je 0,75 m nad povrchem vozovky.

Zábradlí

Součástí svodidla je protihluková stěna výšky 1,60 m, která plní funkci zábradlí.

4 Materiály pro stavbu

4.1 Materiál zásypu

Pro zásypy bude použit materiál vhodný pro zásypy. Pro zásypy v přechodových oblastech bude použit materiál v souladu s ČSN 73 6244 *Přechody mostů pozemních komunikací*. Bližší informace o materiálových parametrech zeminy jsou uvedeny ve statickém výpočtu.

4.2 Beton

Prefabrikované nosníky	UHPFRC $f_{ck} = 161$ MPa -XC4+XD1+XF2
Podpěry vč. křídel	C50/60-XD3-XC2-XF4
Římsy	C30/37-XC4-XD3-XF4
Podkladní betony	C12/15-X0
Dlažby	C25/30-XF3
Beton pod drenáž	C16/20-XF1
Schodiště	C25/30-XF4

4.3 Betonářská výztuž

Betonářská výztuž je z oceli třídy B500B.

4.4 Předpínací výztuž

Jako předpínací výztuž se používají ocelová sedmidrátová stabilizovaná lana. Lana jsou jmenovitého průměru 15,7 mm, která jsou označována dle prEN 10138–3 jako **Y1860 S7**.

5 Statické posouzení

Nosná konstrukce mostu byla staticky prověřena v podélném směru. Výpočet byl proveden na prostorovém modelu metodou konečných prvků v programu SCIA Engineer 16.1. Prefabrikované nosníky byly modelovány deskou konstantní tloušťky 135 mm, ke které byly připojeny stojiny s přírubami jako **žebra**. Ve statickém programu je provedena integrace vnitřních sil na T-průřezích a následně jsou dopočtena a posouzena napětí v tabulkovém procesoru MS Excel 2013.

Posouzení spodní stavby není součástí statického výpočtu, při výpočtů hlavní nosné konstrukce bylo však uváženo spolupůsobení podpěr se zemínou.

5.1 Průběh výstavby

Byly posuzovány stavební i provozní stavy hlavní nosné konstrukce. Informace o posuzovaných časech je k dispozici ve statickém výpočtu.

Redistribuce vlastní tíhy a předpětí předem se soudržností byla spočtena podle přibližných vzorců.

5.2 Zatížení

Převáděnou komunikací je účelová komunikace (lesní cesta), most je tedy v zatěžovací skupině II. Jsou použity odpovídající regulační součinitele.

Uvažuje se také LM3 - 900/150 z důvodu provozu kamionů se dřevem.

6 Závěr

Bylo provedeno posouzení hlavní nosné konstrukce v mezních stavech použitelnost i únosnosti. Byly posouzeny rozhodující průřezy v desetinách rozpětí pole (po 2,4 m) a v místech uložení prefabrikovaných nosníků.

Konstrukce vyhověla v mezních stavech použitelnosti i únosnosti ve všech provozních i stavebních stavech. Do doby, než je do konstrukce vneseno předpětí volnými kabely, vznikají v některých průřezech tahy v rámci normových požadavků. Po předepnutí volnými kabely jsou všechny průřezy tlačeny s velkou rezervou.

Výpočtem bylo prokázáno, že je možné navrhnout konstrukci integrovaného mostu na obvyklé rozpětí pomocí subtilních prefabrikovaných nosníků s nízkou výškou průřezu.



II. Statický výpočet

Návrh integrovaného UHPFRC mostu

Obsah

1 Úvod	33
2 Statický model	35
2.1 Schéma statického modelu	35
2.1.1 Příčný řez statického modelu	35
2.1.2 Podélné schéma statického modelu	35
2.2 Průřezové charakteristiky	36
2.3 Tuhost základu	36
2.3.1 Tuhosti určené pomocí programu OptumG2	36
3 Materiály	39
3.1 Beton C50/60	39
3.2 Beton (UHPCFRC)	39
3.2.1 Zadané materiálové charakteristiky	39
3.2.2 Dypočtené materiálové charakteristiky	39
3.2.3 Dotvarování betonu	40
3.3 Předpínací výztuž	41
3.3.1 Zadané parametry předpínací výztuže	41
3.3.2 Dypočtené parametry předpínací výztuže	41
4 Zatížení	43
4.1 Stálé zatížení	43
4.1.1 Vlastní tíha	43
4.1.2 Redistribuce vlastní tíhy	43
4.1.3 Ostatní stálé zatížení	44
4.1.4 Zatížení zemním tlakem	45
4.1.5 Zatížení poklesem podpor	46
4.2 Proměnná zatížení - dopravní	47
4.2.1 Model zatížení 1 - LM1	47
4.2.2 Model zatížení 2 - LM2	48
4.2.3 Model zatížení 3 - LM3 - 900/150	48
4.2.4 Brzdné a rozjezdové síly	48
4.3 Proměnná zatížení - nedopravní	49
4.3.1 Staveništní zatížení	49
4.3.2 Zatížení rovnoměrnou změnou teploty	49
4.3.3 Zatížení nerovnoměrnou změnou teploty	49
5 Vnitřní síly & napětí bez předpětí	51
5.1 Vlastní tíha - prostý nosník	51
5.2 Vlastní tíha - rámová konstrukce	52
5.3 Ostatní stálé zatížení - průměrné hodnoty	54
5.4 Ostatní stálé zatížení - horní hodnoty	56
5.5 Ostatní stálé zatížení - dolní hodnoty	58
5.6 Zemní tlak v klidu	60
5.7 Poklesy podpor	62
5.8 LM1 - Umístění I - TS	64
5.9 LM1 - Umístění II - TS	66
5.10 LM1 - UDL	68
5.11 Staveništní zatížení - rámová konstrukce	70
5.12 Staveništní zatížení - prostý nosník	72
5.13 Rovnoměrná změna teploty - ohřátí	73
5.14 Rovnoměrná změna teploty - ochlazení	75

5.15	Nerovnoměrná změna teploty - horní povrch teplejší	77
5.16	Nerovnoměrná změna teploty - spodní povrch teplejší	79
5.17	Zemní tlak od roztažení konstrukce vlivem teploty	81
6	Kombinace vnitřních sil & napětí	83
7	Kombinace pro mezní stavy použitelnosti (bez předpětí)	85
7.1	Vzorce	85
7.1.1	Charakteristická kombinace	85
7.1.2	Častá kombinace	85
7.1.3	Kvazistálá kombinace	85
7.2	Vykreslení v důležitých časech	86
7.2.1	Vnesení předpětí předem se soudržností a odbednění nosníků (t=7 d)	86
7.2.2	Vnesení předpětí volnými kabely (t=28 d)	87
7.2.3	Uvedení do provozu (t=168 d)	89
7.2.4	Na konci životnosti (t=365 000 d)	92
8	Kombinace pro mezní stavy únosnosti (bez předpětí)	95
8.1	Vzorce	95
8.1.1	Základní kombinace 6.10	95
8.1.2	Kombinace 6.10a	95
8.1.3	Kombinace 6.10b	95
8.2	Vykreslení v důležitých časech	96
8.2.1	Uvedení do provozu (t=168 d)	96
8.2.2	Na konci životnosti (t=365 000 d)	97
9	Předpětí	99
9.1	Předpětí předem se soudržností	99
9.1.1	Redistribuce účinků předpětí	99
9.1.2	Účinky při vnesení předpětí (bez ztrát a redistribuce)	100
9.1.3	Účinky předpětí na zmonolitněné konstrukci (bez ztrát a redistribuce)	101
9.2	Předpětí volnými kabely	103
9.2.1	Účinky předpětí (bez ztrát)	104
10	Posouzení mezního stavu použitelnosti	107
10.1	Omezení tahových napětí	107
10.2	Omezení tlakových napětí	107
10.3	Posouzení v důležitých časech	107
10.3.1	Vnesení předpětí předem se soudržností a odbednění nosníků (t=7 d)	107
10.3.2	Vnesení předpětí volnými kabely - těsně před (t=28 d)	108
10.3.3	Vnesení předpětí volnými kabely - těsně po (t=28 d)	110
10.3.4	Uvedení do provozu (t=168 d)	112
10.3.5	Na konci životnosti (t=365 000 d)	115
11	Posouzení mezního stavu únosnosti	119
11.1	Vzorce & postup	119
11.2	Posouzení v důležitých časech	121
11.2.1	Na konci životnosti (t=365 000 d)	121
12	Závěr	123

1 Úvod

Výpočetní model byl vytvořen v programu SCIA Engineer 16.1. Pro výpočet byl použit prostorový model konstrukce, kdy horní deska nosníků byla vymodelována jako deskový prvek a přilehlé stojiny s přírubami byly modelovány jako prutové prvky (žebra) pevně s deskou spojené.

Opěra a vykonzolovaná křídla byla modelována jako stěnové prvky. Základ opěry je uvažován jako dokonale tuhý. Tvoří jej tuhá ramena, která připojují stěny opěry a křídel k poddajnému podepření v jeho těžišti. Svislá i vodorovná tuhost byla vypočtena v konečněprvkovém programu OptumG2 pro analýzu geotechnických problémů.

Zatěžovací stavy byly zadány ručně. Vyhodnocení výsledků vnitřních sil bylo provedeno pro krajní a prostřední nosník. Každý z prefabrikovaných π nosníků obsahuje dvě stojiny s přírubami, které tvoří „T-průřezy“ s částmi horní desky nosníku. Pro každý zatěžovací stav byl zjištěn ohybový moment těchto T-průřezů jako součet ohybového momentu na žebro, ohybového momentu od spolupůsobící desky pomocí integrace měrného momentu desky a momentu od normálové síly žebra na excentricitě. V montážní fázi byly uvažovány samostatně působící prosté nosníky.

Pro ohřátí teplotou byly zjištěny posuny opěr a na jejich základě byl vyčíslen mobilizovaný zemní tlak jako odpor zásypu za opěrou proti těmto posunům. Konstrukce následně byla zatížena spočteným průběhem zemního tlaku a její odezva na toto zatížení byla přičtena k zemnímu tlaku v klidu. Z posunů od ohřátí teplotou byl též dopočten modul reakce podloží na stěně opěry.

Následně byly výsledky exportovány do tabulkového procesoru Microsoft Excel 2013 pro přehledné vykreslení vnitřních sil a napětí po délce mostu.

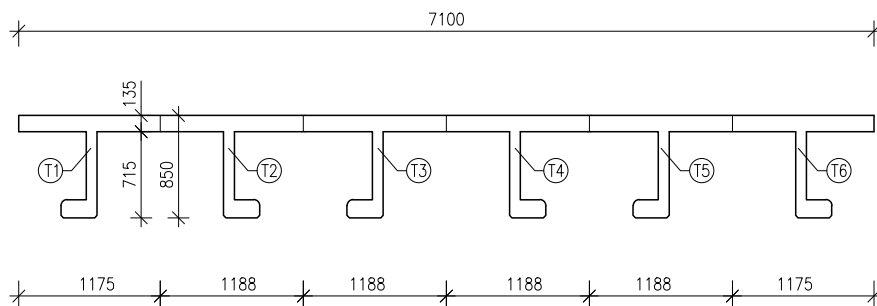
2 Statický model

Hlavní nosná konstrukce je modelována jako **deska se žebry**. Je použita **integrace vnitřních sil** ve statickém programu.

2.1 Schéma statického modelu

2.1.1 Příčný řez statického modelu

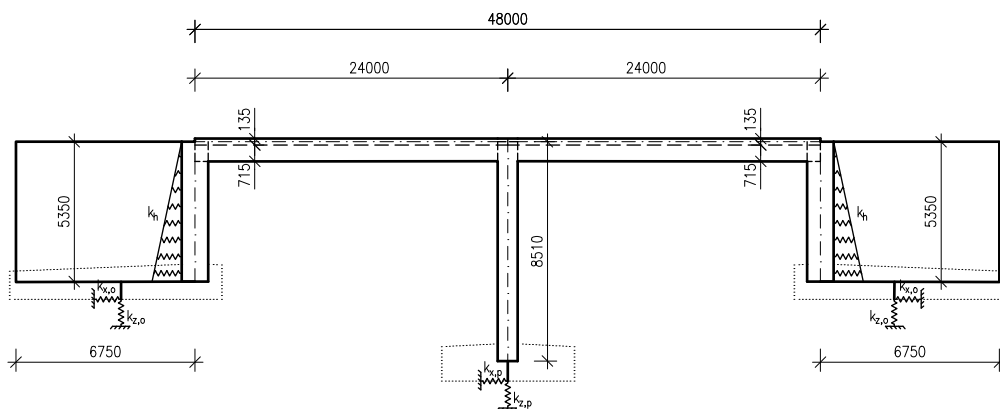
Tloušťka desky nosníků je zadána jako konstantní průměrnou hodnotou 135 mm. K desce jsou připojeny jednotlivé stojiny s přírubami jako žebra. Připojením vzniklé T-průřezy jsou označeny jako T1 (T6), T2 (T5) pro krajní nosník a T3, T4 pro prostřední nosník. Spolupůsobící šířka desky vlevo a vpravo je u jednotlivých prutů symetrická resp. téměř symetrická u krajních T-průřezů.



Obrázek 2.1: Příčný řez statickým modelem

2.1.2 Podélné schéma statického modelu

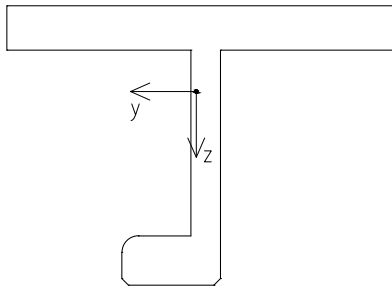
Hlavní nosná konstrukce je napojena na stěnami tvořené podpěry. U krajních podpěr jsou do opěrové stěny vetknuty stěny křídel. Konstrukce podpěr je držena liniovými tuhými rameny do pružných podpěr v místě těžiště základové spáry. Zároveň jsou stěny opěry po celé výšce pružně podepřeny pružinami s proměnnou tuhostí.



Obrázek 2.2: Podélný řez statickým modelem

2.2 Průřezové charakteristiky

Protože jsou ve statickém programu řešeny jednotlivé T-průřezy každého z nosníků, nejsou uvedeny parametry nosníků jako celku, ale pouze parametry T-průřezů použité ve výpočtu.



Obrázek 2.3: Schéma T průřezu

Tabulka 2.1: Parametry jednoho T-průřezu

Moment setrvačnosti I_y	0,02051 m ⁴
Plocha průřezu A	0,25354 m ²
Vzdálenost k horním vláknům e_h	0,24523 m
Vzdálenost k dolním vláknům e_d	0,60477 m
Průřezový modul horních vláken W_h	0,083625 m ³
Průřezový modul dolních vláken W_d	0,033909 m ³

2.3 Tuhost základu

Most je uvažován s tuhými koncovými podpěrami - založen na plošném základu. Uvažováním tuhých vetknutí jako podpor v místě těžiště základu by nebylo zohledněno reálné působení konstrukce v základové spáře, protože plošný základ reaguje na svislé i vodorovné zatížení určitým posunem v závislosti na parametrech přítomné zeminy.

Určení tuhosti základu má přímo vliv na způsob deformace konstrukce a tedy rozložení vnitřních sil respektive napětí.

Tuhosti základů byly spočteny pomocí konečněprvkového programu OptumG2 pro výpočet geotechnických konstrukcí.

2.3.1 Tuhosti určené pomocí programu OptumG2

Tuhost pružných základů bude zjištěna na základě reakcí od 1,5 násobku svislého zatížení vlastní tíhou. Vodorovné zatížení se uvažuje hodnotou 1/4 svislého zatížení.

Nejprve jsou spočteny reakce na modelu s tuhými vetknutími. Následně jsou reakce přepočteny na plošné zatížení na m² půdorysu základové spáry.

Přepočet reakcí na plošné zatížení

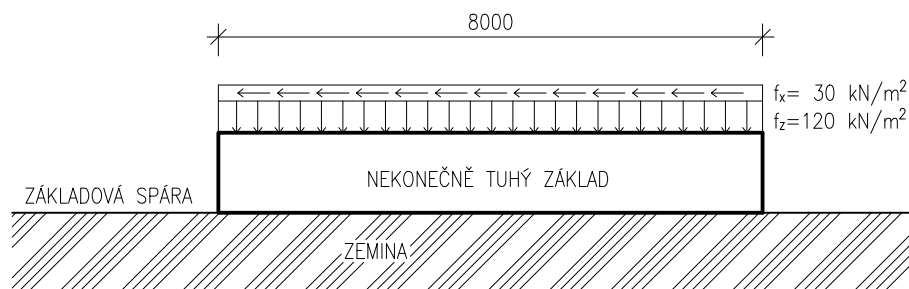
$$f_z = 1,5 \cdot \frac{F_z}{B \cdot L} \quad \text{kde } B \text{ a } L \text{ jsou půdorysné rozměry základu opěry (8 x 7,6 m) a pilíře (5 x 7,6 m)}$$

$$f_x = \frac{f_z}{4}$$

Tabulka 2.2: Přehled reakcí od vlastní tíhy na rámové konstrukci s tuhými vetknutími a plošné zatížení na základ

	Svislé zatížení		Vodorovné zatížení
	Reakce F_z [MN]	Plošné zatížení f_z [kN/m ²]	Plošné zatížení f_x [kN/m ²]
Krajní opěra	4,76	120,00	30,00
Pilíř	3,69	150,00	37,50

Do programu OptumG2 je zadán základový blok jako nekonečně tuhý prvek umístěný na vrstvu zeminy plošně zatížený dle schématu.



Obrázek 2.4: Schéma zatížení základu

Výsledkem jsou maximální vodorovné a svislé posuny základu, které se přepočítají na tuhost pružiny.

Tabulka 2.3: Přehled maximálních posunů v základové spáře

	Svislý posun u_z [m]	Vodorovný posun u_x [m]
Krajní opěra	0,0437	0,0175
Pilíř	0,0418	0,0166

Přepočet posunů na tuhost základových pružin

$$k_x = \frac{f_x}{u_x} \cdot B \cdot L \quad [\text{MN/m}]$$

$$k_z = \frac{f_z}{u_z} \cdot B \cdot L \quad [\text{MN/m}]$$

kde f_i je zatížení základu a u_i je maximální vodorovný posun od zatížení v daném směru, B a L jsou půdorysné rozměry základu opěry (8 x 7,6 m) a pilíře (5 x 7,6 m).

Tabulka 2.4: Přehled vypočtených tuhostí základu

	Svislá tuhost k_z [MN/m]	Vodorovná tuhost k_x [MN/m]
Krajní opěra	166,960	104,210
Pilíř	136,382	85,842

3 Materiály

3.1 Beton C50/60

Na opěry je použit beton C 50/60. Tento beton je uvažován ve statickém modelu jako materiál podpěr (krajní opěry včetně křídel, pilířů).

Tabulka 3.1: Materiálové parametry C50/60

Objemová hmotnost materiálu	2 500 kg/m ³
Sečnový modul pružnosti betonu E_{cm}	37 300 MPa
Poissonova konstanta ν	0,20

3.2 Beton (UHPFRC)

Nosníky hlavní nosné konstrukce jsou provedeny z materiálu UHPFRC s pracovním diagramem s tahovým změkčením. Pro lineární výpočet ve statickém programu a následné posouzení jsou použity následující zadané a dopočtené parametry.

3.2.1 Zadané materiálové charakteristiky

Tabulka 3.2: Materiálové parametry UHPFRC

Objemová hmotnost materiálu	2 805 kg/m ³
Sečnový modul pružnosti betonu E_{cm}	50 000 MPa
Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní f_{ck}	161 MPa
Střední hodnota tahové pevnosti prostého betonu f_{ctm}	6,1 MPa
Poissonova konstanta ν	0,18

3.2.2 Dopočtené materiálové charakteristiky

Výpočty jsou provedeny dle ČSN EN 1992-1, protože není dostupná přesná hodnota f_{cm} ze zkoušky.

Průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku f_{cm}

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 161 + 8 = 169 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 161}{1,5} = 91,23 \text{ MPa}$$

Tečnový modul pružnosti betonu E_c

$$E_c = 1,05 \cdot E_{cm} = 1,05 \cdot 50\,000 = 52\,500 \text{ MPa}$$

Stanovení pevnosti betonu v tlaku $f_{ck}(t)$ v okamžiku $t = 7$ dnů v čase vnesení předpětí se soudržností ve stojinách nosníků

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa}$$

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

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

$$\beta_{cc}(7) = \exp \left\{ 0,2 \left[1 - \left(\frac{28}{7} \right)^{1/2} \right] \right\} = 0,819$$

$$f_{cm}(7) = 0,819 \cdot 169 = 138,37 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(7) = 138,37 - 8 = 130,37 \text{ MPa}$$

3.2.3 Dotvarování betonu

Součinitele dotvarování byly vypočteny podle vzorců z normy ČSN EN 1992-2 v důležitých časech pro použití v redistribuci vlastní tíhy a redistribuci předpětí předem se soudržností.

Vzorce pro výpočet dotvarování

$$\varphi_b(t, t_0) = \varphi_{b0} \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}}$$

kde

$$\varphi_{b0} = \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}} \quad (\text{pro beton s křemičitým úletem})$$

a

$$\beta_{bc} = 0,37 \cdot \exp \left(2,8 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}} \right) \quad (\text{pro beton s křemičitým úletem})$$

Vypočtené součinitele dotvarování $\varphi_b(t, t_0)$

Tabulka 3.3: Hodnoty součinitele dotvarování v důležitých časech

t	t_0	$t - t_0$	$f_{cm}(t_0)$	φ_{b0}	$\beta_{bc}(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$
21	7	14	138,37	0,581	4,105	0,277
28	7	21	138,37	0,581	4,105	0,306
168	7	161	138,37	0,581	4,105	0,439
365 000	7	364 993	138,37	0,581	4,105	0,577
28	21	7	163,85	0,546	6,394	0,160
168	21	147	163,85	0,546	6,394	0,357
365 000	21	364 979	163,85	0,546	6,394	0,540

3.3 Předpínací výztuž

Předpínací výztuž sestává z lan jmenovitého průměru 15,7 mm, která jsou označována dle prEN 10138–3 jako **Y1860 S7**.

Nosníky hlavní nosné konstrukce budou předepnuty předem se soudržností ve stojinách v čase 7 dnů po betonáži. Následně bude po zmonolitnění nosné konstrukce provedeno předpětí volnými kabely v čase 28 dnů po betonáži nosníků (7 dnů po zmonolitnění).

Předpínací výztuž je třídy relaxačního chování 2.

3.3.1 Zadané parametry předpínací výztuže

Tabulka 3.4: Vlastnosti předpínací výztuže

Plocha jednoho lana A_{p1}	150 mm ²
Charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu f_{pk}	1 860 MPa
Modul pružnosti předpínací výztuže E_p	195 GPa

3.3.2 Dopočtené parametry předpínací výztuže

Charakteristická smluvní mez kluzu 0,1% předpínací oceli $f_{p0,1k}$

$$f_{p0,1k} = 0,88 \cdot f_{pk} = 0,88 \cdot 1860 = 1\,636,80 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota napětí v předpínací výztuži f_{pd}

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1\,636,8}{1,15} = 1\,423,30 \text{ MPa}$$

Maximální napětí v předpínací výztuži $\sigma_{p,max}$

$$\sigma_{p,max} = \min \{0,8 \cdot f_{p,k}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\} = \min \{0,8 \cdot 1\,860; 0,9 \cdot 1\,636,80\}$$

$$\sigma_{p,max} = \min \{1\,488; 1\,473\} = 1\,473 \text{ MPa}$$

4 Zatížení

Všechna zatížení byla zadána v charakteristických hodnotách. Zohlednění odpovídajících součinitelů a koeficientů je provedeno až v kombinacích vnitřních sil a napětí.

4.1 Stálé zatížení

4.1.1 Vlastní tíha

Zatěžovací stav vlastní tíhy je počítán automaticky statickým programem. Ve fázi výstavby před zmonolitněním nosné konstrukce je počítáno pouze s prostě podepřenými nosníky. Ve druhé fázi po zmonolitnění je uvažována i tíha podpěr včetně základových bloků a křídel.

Tabulka 4.1: Objemové hmotnosti částí nosné konstrukce

Objemová hmotnost nosníků hlavní nosné konstrukce z UHPFRC	2 805 kg/m ³
Objemová hmotnost konstrukce podpěr z betonu C 50/60	2 500 kg/m ³

4.1.2 Redistribuce vlastní tíhy

Vlastní tíha se v čase pomalu přibližuje od průběhu z prostého nosníku na průběh stanovený na rámové konstrukci. Je užito přibližného vzorce pro stanovení těchto redistribuovaných účinků v čase.

Vzorec

$$S(t) = S_0 + (S_1 - S_0) \frac{\varphi(t, t_0) - \varphi(t_1, t_0)}{1 + \chi \varphi(t, t_1)} \frac{E_c(t_1)}{E_c(t_0)}$$

kde S_0 jsou napětí od vlastní tíhy na prostém nosníku.

S_1 jsou napětí od vlastní tíhy na zmonolitněné konstrukci.

$S(t)$ jsou redistribuovaná napětí od vlastní tíhy na zmonolitněné konstrukci v čase t

$E_c(t_0)$ je modul pružnosti betonu v čase vnesení zatížení (odbednění).

$E_c(t_1)$ je modul pružnosti betonu v čase zmonolitnění konstrukce.

φ jsou součinitele dotvarování v jednotlivých časech spočtené na straně 40.

χ je součinitel stárnutí uvažovaný hodnotou 0,8.

4.1.3 Ostatní stálé zatížení

Tabulka 4.2: Průměrné charakteristické hodnoty zatížení - $(g - g_0)_m$

Vozovkové souvrství			
Asfaltový beton pro obrušnou vrstvu	ACO 11	$25 \cdot 0,040$	$1,000 \text{ kN/m}^2$
Ochrana izolace (litý asfalt)	MA 11 IV	$25 \cdot 0,040$	$1,000 \text{ kN/m}^2$
Hydroizolace NK (NAIP)		$8 \cdot 10/1000$	$0,080 \text{ kN/m}^2$
		Celkem	$2,080 \text{ kN/m}^2$
Železobetonová římsa			
Plošné zatížení		$25 \cdot (0,240 - 0,005)$	$5,875 \text{ kN/m}^2$
Konzola - liniové		$25 \cdot 0,25 \cdot 0,6$	$3,750 \text{ kN/m}$
Konzola - liniový moment		$25 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 0,6/2$	$0,469 \text{ kNm/m}$
Zábradelní svodidlo s PHS		$25 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 0,6/2$	$2,500 \text{ kN/m}$

Tabulka 4.3: Horní & dolní charakteristické hodnoty zatížení - $(g - g_0)_{sup}$ a $(g - g_0)_{inf}$

Vozovkové souvrství		
Horní charakteristická hodnota	$1,4 \cdot 2,080$	$2,912 \text{ kN/m}^2$
Dolní charakteristická hodnota	$0,8 \cdot 2,080$	$1,664 \text{ kN/m}^2$

Zatížení od železobetonové římsy a svodidla není redukováno koeficienty pro dolní & horní hodnoty.

4.1.4 Zatížení zemním tlakem

Byly vypočteny průběhy aktivního, pasivního a klidového zemního tlaku po výšce opěry.

Protože při zatlačování konstrukce do zeminy nedochází k plné mobilizaci zemního tlaku, byl vypočten průběh mobilizovaného zemního tlaku pomocí metody založené na modifikovaném součiniteli zemního tlaku dle ČSN EN 1997-1.

Výpočet byl proveden pro vodorovné posuny dosažené teplotním zatížením (ohřátím konstrukce). Následně byl přírůstek zemního tlaku v klidu přepočten na modul reakce podloží resp. tuhost zemino- vých pružin pro ostatní zatěžovací stavy.

Pro srovnání jsou též uvedeny hodnoty dle již neplatné ČSN 73 1004 pro piloty a hodnoty dle metody „Schmidt“.

Tabulka 4.4: Parametry zeminy přechodové oblasti

Úhel vnitřního tření φ	30°
Soudržnost c	0 MPa
Objemová tíha γ_z	20 kN/m ³

Součinitel aktivního zemního tlaku

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi/2) = \tan^2(45 - 30/2) = 0,33$$

Modifikovaný součinitel zemního tlaku

$$K^* = K_0 + \frac{K_p/2 - K_0}{26,75} \cdot u$$

Kde u je posun konstrukce v závislosti na hloubce z a 26,75 mm je posun konstrukce při mobilizaci 50% pasivního tlaku dle [2].

Součinitel zemního tlaku v klidu

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) = 1 - \sin(30) = 0,50$$

Součinitel pasivního zemního tlaku

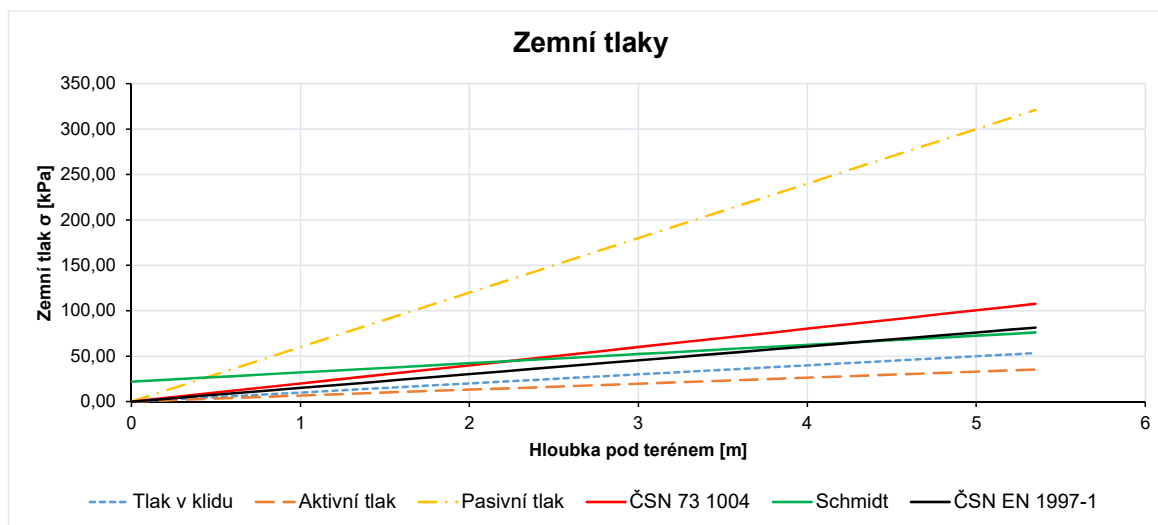
$$K_0 = 1 + \sin(\varphi) = 1 + \sin(30) = 3,00$$

Tabulka 4.5: Výpočet zemních tlaků a modulů reakce podloží

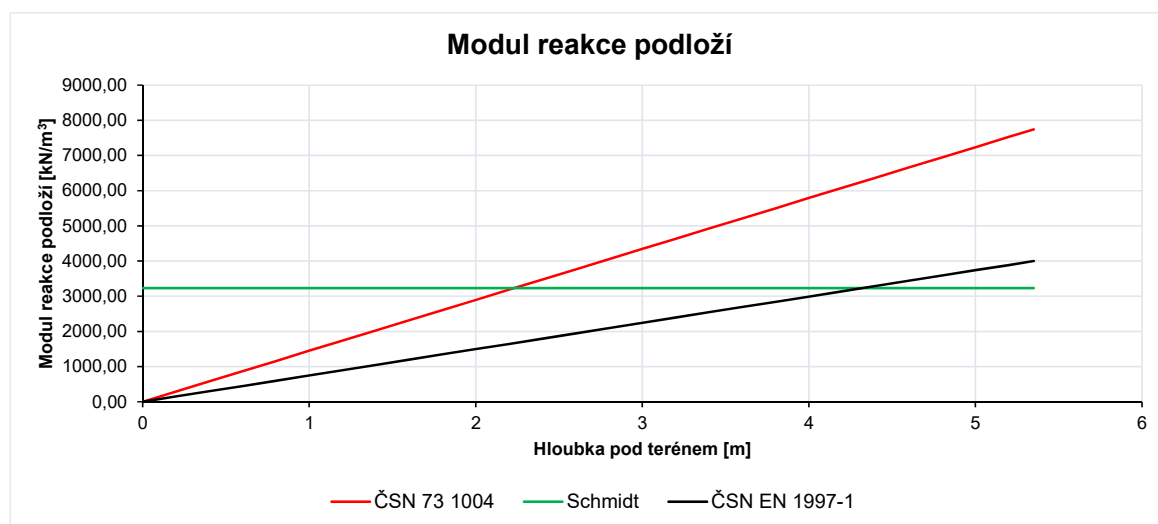
z	$u(z)$	σ_a	σ_0	σ_p	ČSN EN 1997-1		ČSN 73 1004		Schmidt [2]		
					K^*	$\sigma \rightarrow k_h$	$k_h \rightarrow \sigma$	$k_h \rightarrow \sigma$			
0,00	6,8	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0	0	0,00	3231	21,97
0,50	6,8	3,30	5,00	30,00	0,75	7,55	374	724	9,93	3231	27,03
1,00	6,8	6,60	10,00	60,00	0,76	15,11	748	1447	19,90	3231	32,09
1,50	6,9	9,90	15,00	90,00	0,76	22,69	1121	2171	29,88	3231	37,15
2,00	6,9	13,20	20,00	120,00	0,76	30,28	1495	2895	39,90	3231	42,21
2,50	6,9	16,50	25,00	150,00	0,76	37,88	1869	3618	49,94	3231	47,27
3,00	6,9	19,80	30,00	180,00	0,76	45,50	2243	4342	60,01	3231	52,33
3,50	6,9	23,10	35,00	210,00	0,76	53,14	2617	5066	70,11	3231	57,39
4,00	6,9	26,40	40,00	240,00	0,76	60,78	2991	5789	80,23	3231	62,45
4,50	7,0	29,70	45,00	270,00	0,76	68,44	3364	6513	90,39	3231	67,51
5,00	7,0	33,00	50,00	300,00	0,76	76,12	3738	7237	100,56	3231	72,57
5,35	7,0	35,31	53,50	321,00	0,76	81,50	4000	7743	107,70	3231	76,12

Hloubka z v metrech, posun u v milimetrech, zemní tlak v kPa, moduly reakce podloží v kN/m³

Zde jsou vykresleny průběhy vypočtených zemních tlaků a modulů reakcí podloží po výšce opěry.



Obrázek 4.1: Průběhy zemního tlaku po výšce opěry



Obrázek 4.2: Průběhy modulu reakce podloží po výšce opěry

4.1.5 Zatížení poklesem podpor

Jsou zadány 3 zatěžovací stavy, kdy každá z podpor poklesne o **5 mm**. Z těchto stavů byla vytvořena obálka vnitřních sil a napětí.

4.2 Proměnná zatížení - dopravní

Šířka vozovky mezi svodidly je **6,0 m**. Podle ČSN EN 1991-2 tedy na most lze umístit přesně 2 zatěžovací pruhy bez zbývající plochy. Na mostě se nachází účelová komunikace (lesní cesta), jedná se tedy o pozemní komunikaci skupiny 2.

4.2.1 Model zatížení 1 - LM1

Pro vyvození maximálního zatížení na krajní i prostřední nosník mostu byly vytvořeny 2 varianty umístění LM1 jako 2 zatěžovací stavy. Následně je uvažována obálka těchto stavů pro jednotlivé nosníky.

Nápravové síly - TS

$$Q_1 = \alpha_{Q1} Q_{k1} = 0,8 \cdot 300 = 240 \text{ kN}$$

$$Q_2 = \alpha_{Q2} Q_{k2} = 0,8 \cdot 200 = 160 \text{ kN}$$

Spojité zatížení - UDL

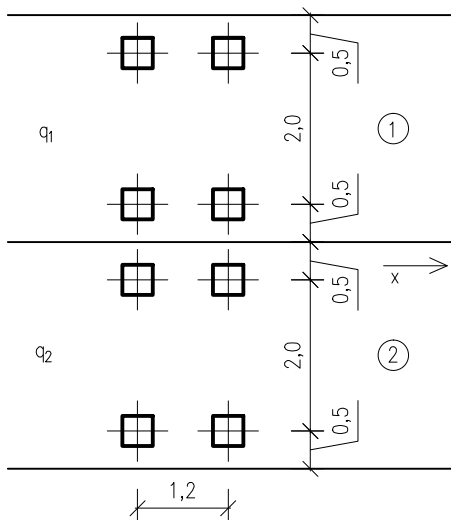
$$q_1 = \alpha_{q1} q_{k1} = 0,45 \cdot 9,0 \approx 4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = \alpha_{q2} q_{k2} = 1,60 \cdot 2,5 = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_r = \alpha_{qr} q_{kr} = 1,60 \cdot 2,5 = 4 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení LM1 - Umístění I

Tato varianta respektuje rozdělení na 2 zatěžovací pruhy.

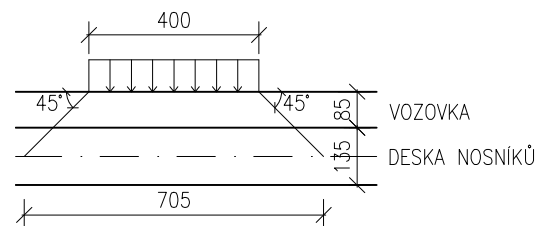


Obrázek 4.3: Půdorys zatížení LM1-I

Každé kolo dvojnápravy vyvozuje zatížení $0,5 \cdot \alpha_Q Q_k$ na ploše $0,4 \times 0,4 \text{ m}$. Toto zatížení se přenáší na střednicovou plochu horní desky nosníků pod úhlem 45° .

$$q_{Q1} = \frac{0,5 \cdot \alpha_{Q1} Q_{k1}}{0,705 \cdot 0,705} = \frac{0,5 \cdot 0,8 \cdot 300}{0,705 \cdot 0,705} = 241,44 \text{ kN/m}^2$$

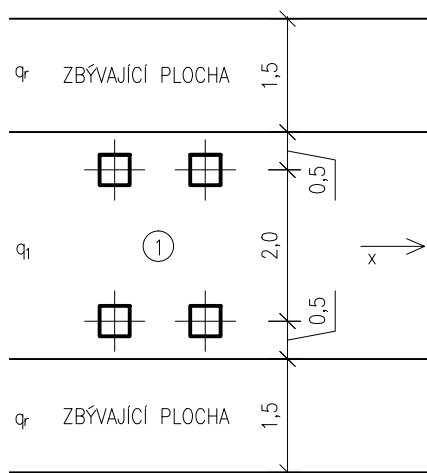
$$q_{Q2} = \frac{0,5 \cdot \alpha_{Q2} Q_{k2}}{0,705 \cdot 0,705} = \frac{0,5 \cdot 0,8 \cdot 200}{0,705 \cdot 0,705} = 160,96 \text{ kN/m}^2$$



Obrázek 4.4: Roznos zatížení LM1-I

Zatížení LM1 - Umístění II

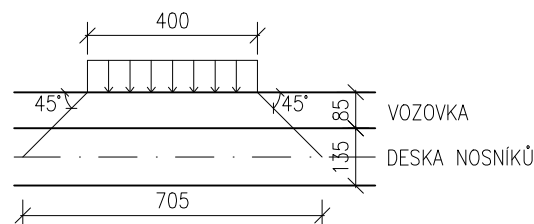
Tato varianta uvažuje jeden zatěžovací pruh uprostřed mostu obklopený zbývající plochou.



Obrázek 4.5: Půdorys zatížení LM1-II

Každé kolo dvojnápravy vyvozuje zatížení $0,5 \cdot \alpha_Q Q_k$ na ploše $0,4 \times 0,4$ m. Toto zatížení se přenáší na střednicovou plochu horní desky nosníků pod úhlem 45° .

$$q_{Q1} = \frac{0,5 \cdot \alpha_{Q1} Q_{k1}}{0,705 \cdot 0,705} = \frac{0,5 \cdot 0,8 \cdot 300}{0,705 \cdot 0,705} = 241,44 \text{ kN/m}^2$$



Obrázek 4.6: Roznos zatížení LM1-II

Podélné umístění na konstrukci

Zatížení LM1 bylo pro jednotlivé varianty zadáno vždy do každého řezu jako jeden zatěžovací stav. Dvojnápravy byly umístěny v desetínách výpočtových rozpětí polí a na krajích tak, aby lícovaly s krajem hlavní nosné konstrukce.

Spojité rovnoměrné zatížení UDL bylo zadáno zvlášť na jednotlivá pole a zvlášť na celé délce konstrukce.

Pro obě varianty umístění LM1 byla vytvořena obálka od zatížení od nápravových sil (TS) a obálka od zatížení spojitým rovnoměrným zatížením (UDL).

4.2.2 Model zatížení 2 - LM2

Tento model tvoří zatížení jednou nápravou o nápravové síle $\beta_Q Q_{ka} = 0,8 \cdot 400 = 320$ kN. Způsob roznosu zatížení je stejný jako u LM1.

Tento zatěžovací stav nebyl využit. Použil by se pro ověření příčného roznosu.

4.2.3 Model zatížení 3 - LM3 - 900/150

Tento model tvoří zatížení šestinápravovým vozidlem $6 \cdot 150 = 900$ kN. Bylo umístěno postupně ve všech řezech stejně jako LM1. Představuje provoz kamiony se dřevem.

4.2.4 Brzdné a rozjezdové síly

Brzdné a rozjezdové síly jsou uvažovány rovnoměrně rozložené v ose zatěžovacího pruhu po celé zatěžovací délce. Jsou vypočteny podle ČSN EN 1991-2 pomocí následujícího vztahu:

$$Q_{kl} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{k1}) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{k1} \cdot w \cdot L$$

$$Q_{kl} = 0,6 \cdot 0,8 \cdot (2 \cdot 300) + 0,1 \cdot 0,45 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 48,0 = 346,32 \text{ kN}$$

Jsou vytvořeny 2 zatěžovací stavy. Jeden ve směru staničení a druhý proti směru staničení. Následně je uvažována jejich obálka.

4.3 Proměnná zatížení - nedopravní

4.3.1 Staveništní zatížení

Staveništní zatížení je uvažováno hodnotou $q_{ca,k} = 1 \text{ kN/m}^2$

4.3.2 Zatížení rovnoměrnou změnou teploty

Byly vytvořeny dva zatěžovací stavy - rovnoměrné zvýšení a snížení teploty nosné konstrukce. Následně bude uvažována obálka těchto stavů.

Teplota vzduchu ve stínu

$$T_{max} = 38 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

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

Teplota konstrukce (beton)

$$T_{e,max} = +38 + 1,5 = 39,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,min} = -34 + 8 = -26 \text{ }^{\circ}\text{Cp}$$

Rozdíly

$$T_0 = 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = +39,5 - 10 = 29,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,con} = -26 - 10 = -36 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

4.3.3 Zatížení nerovnoměrnou změnou teploty

Byly vytvořeny dva zatěžovací stavy pro horní povrch teplejší a dolní povrch teplejší. Následně bude uvažována obálka těchto stavů.

Horní povrch teplejší

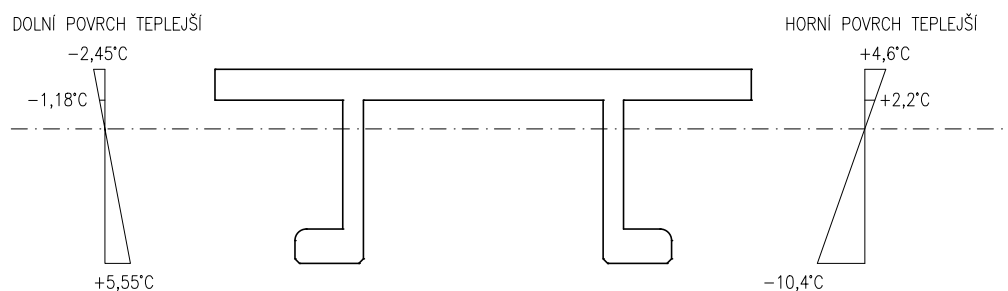
$$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Spodní povrch teplejší

$$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Rozložení teploty po průřezu

Rozložení teploty bylo uvažováno dle následujícího schématu.



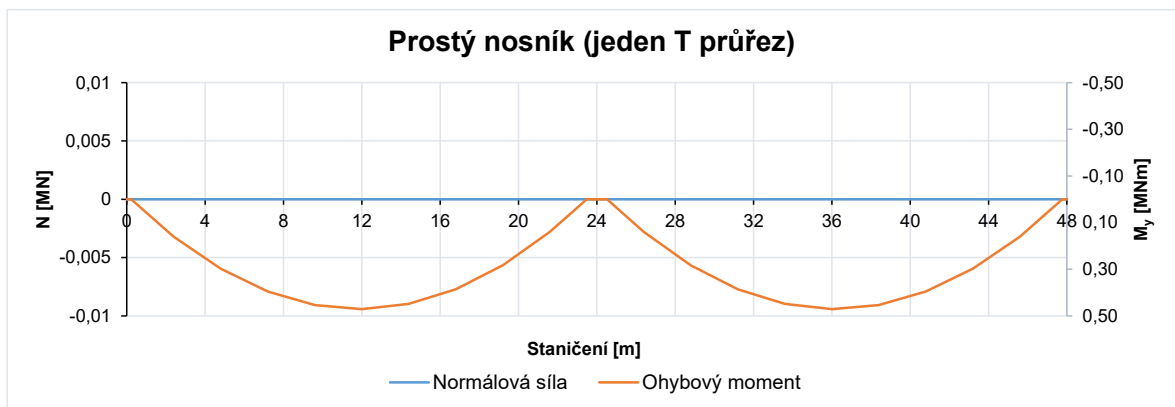
Obrázek 4.7: Schéma rozložení nerovnoměrné teploty

5 Vnitřní síly & napětí bez předpětí

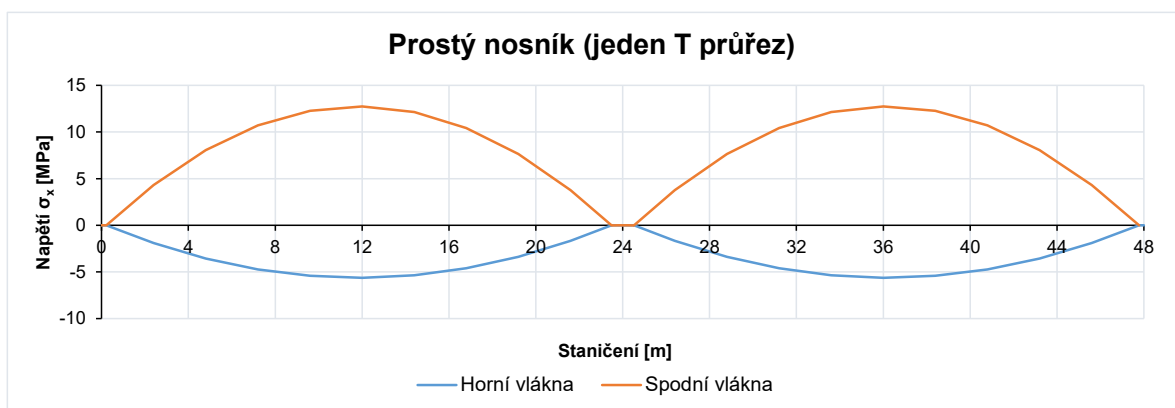
5.1 Vlastní tíha - prostý nosník

Hodnoty vnitřních sil a napětí jsou u prostého nosníku pro všechny T-průřezy stejné. Hodnoty jsou uvedeny pro celé uvažované staničení zejména kvůli připočtení v redistribuci vlastní tíhy. Nad podpory je provedeno uložení nosníků na ozub. Nejsou zde tedy žádné průběhy ohybových momentů na částech nadpodporových oblastí.

5.1.1 Vnitřní síly

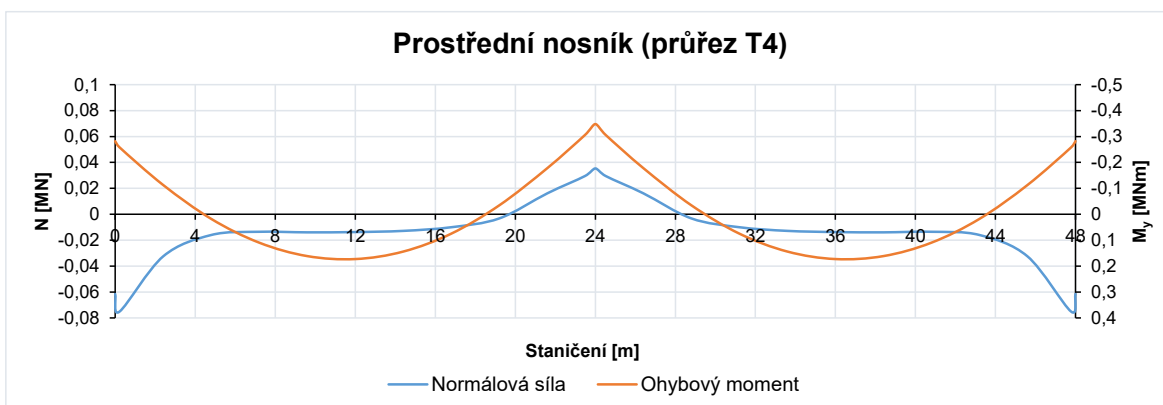
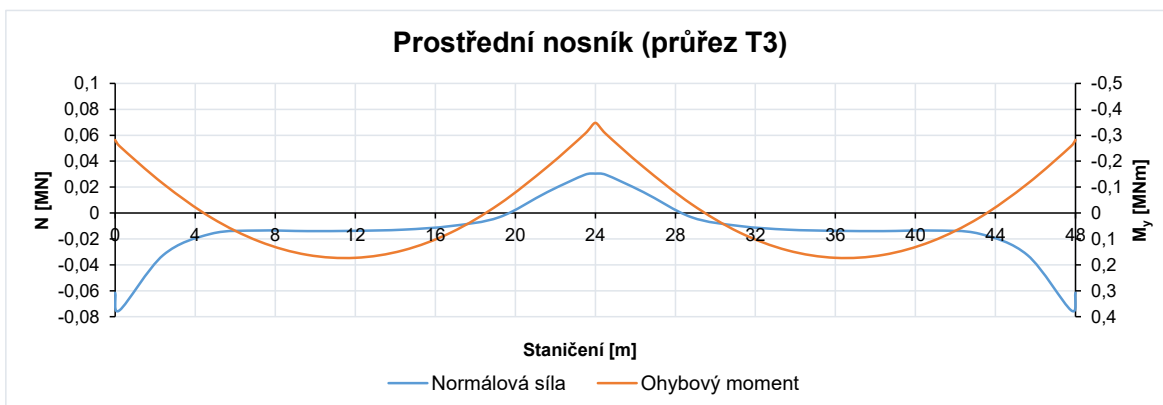
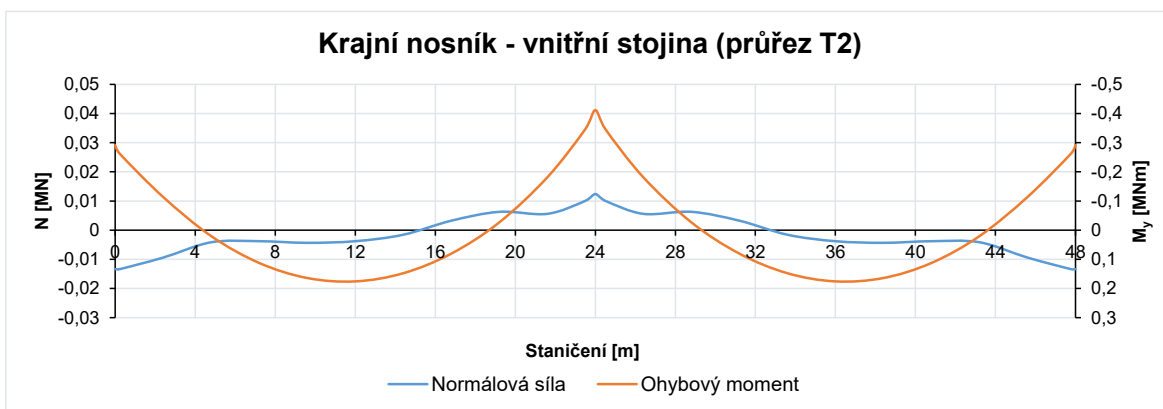
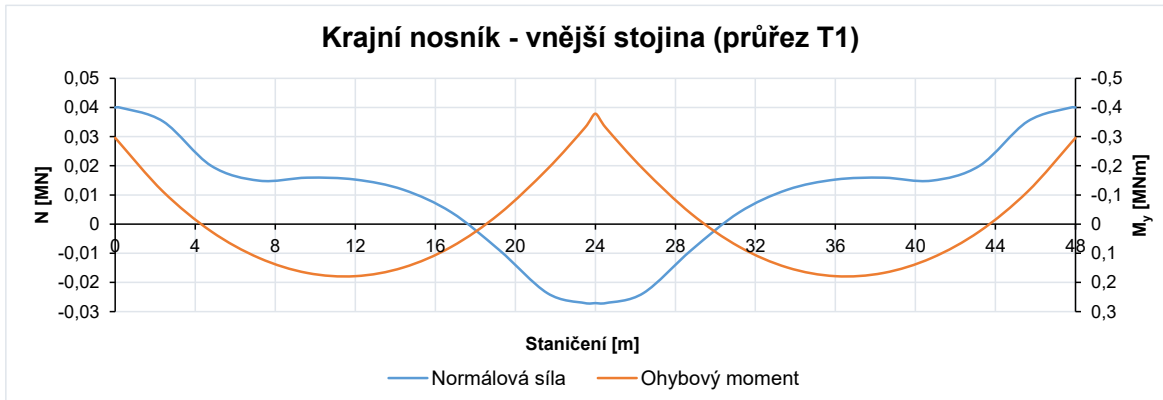


5.1.2 Normálové napětí

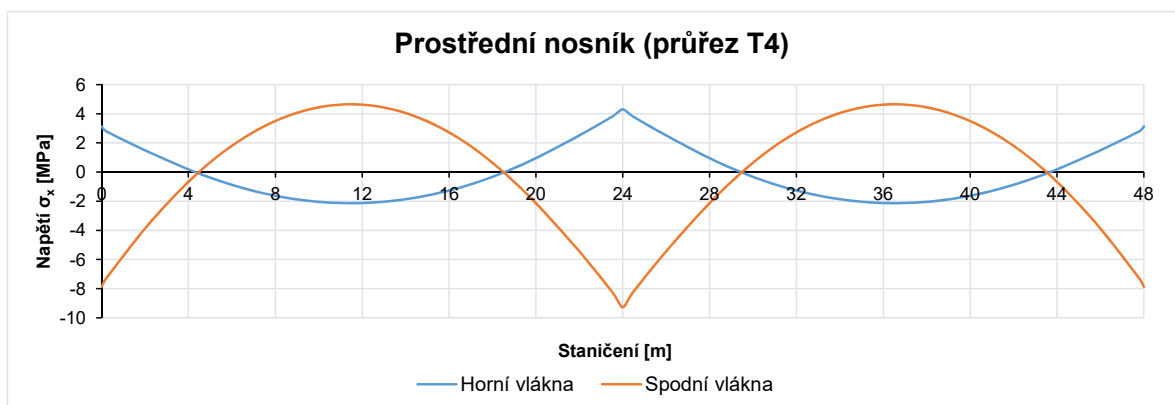
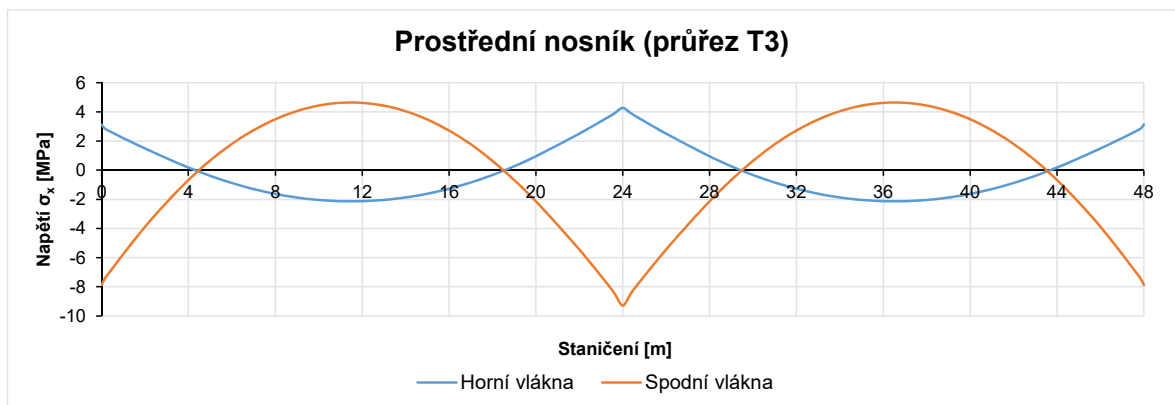
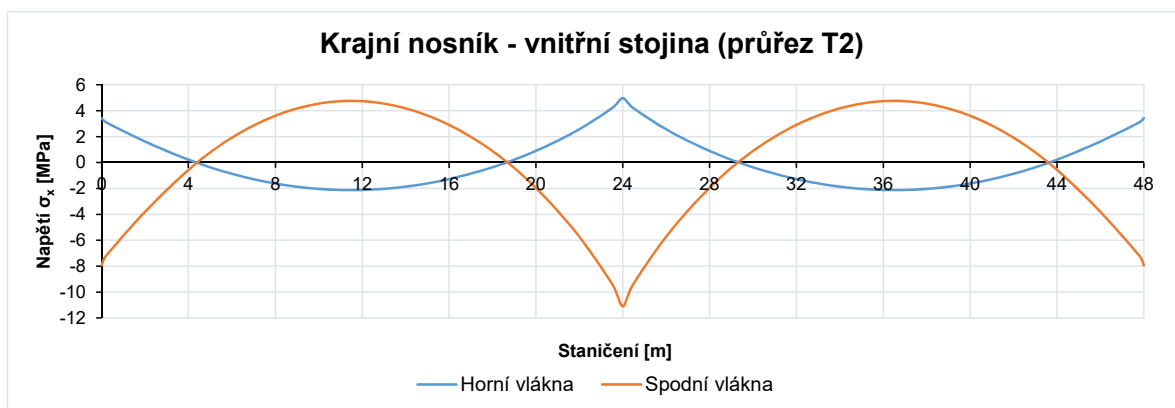
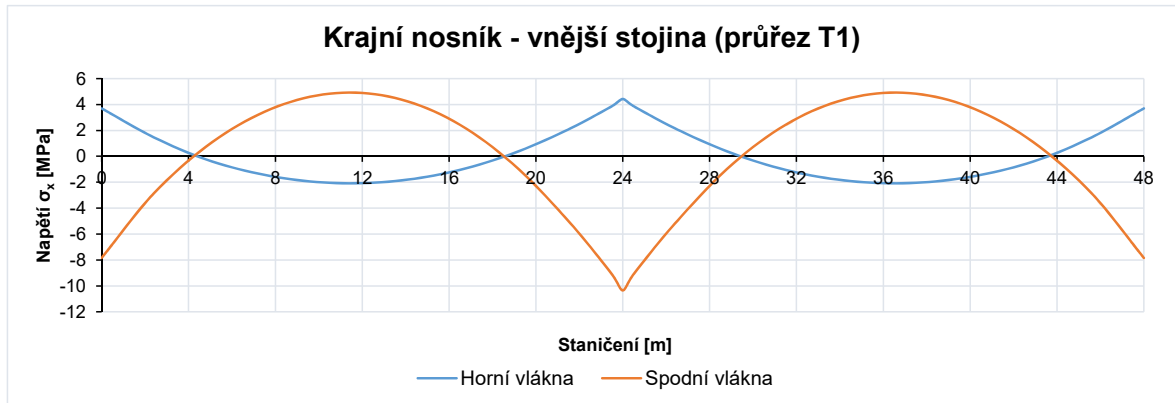


5.2 Vlastní tíha - rámová konstrukce

5.2.1 Vnitřní síly

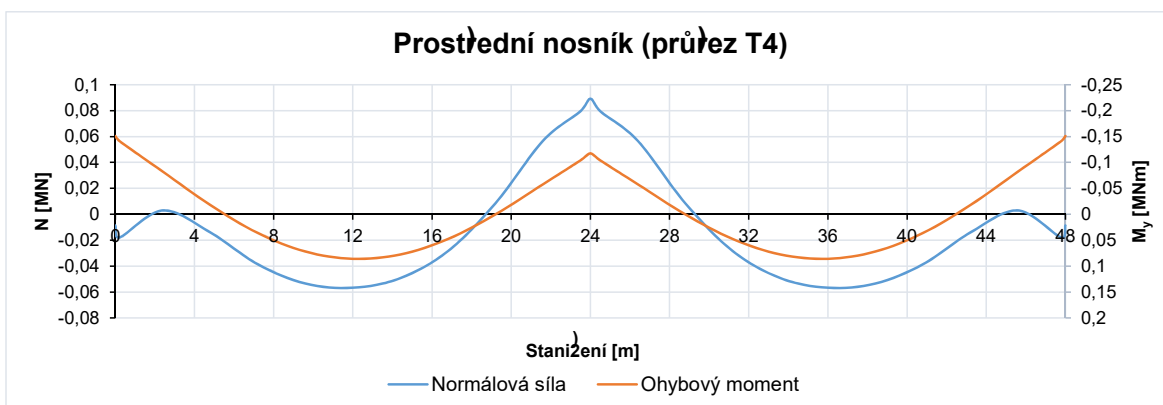
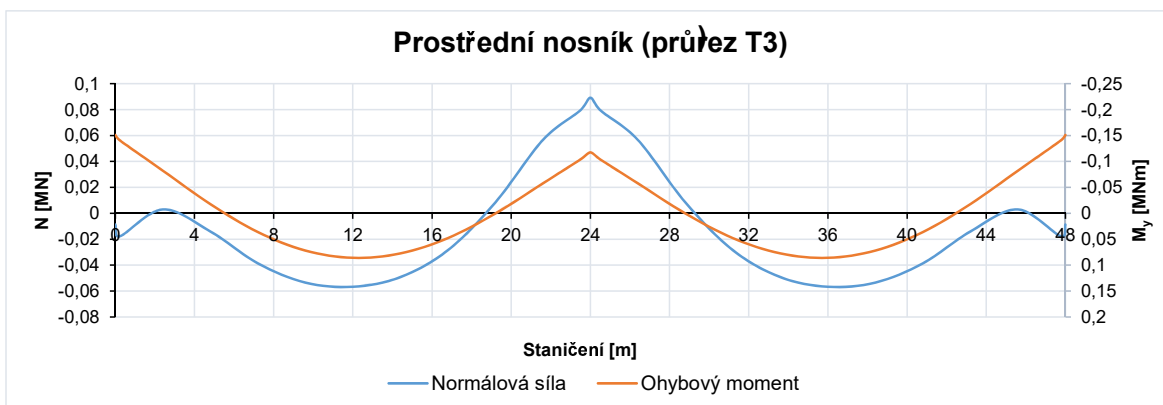
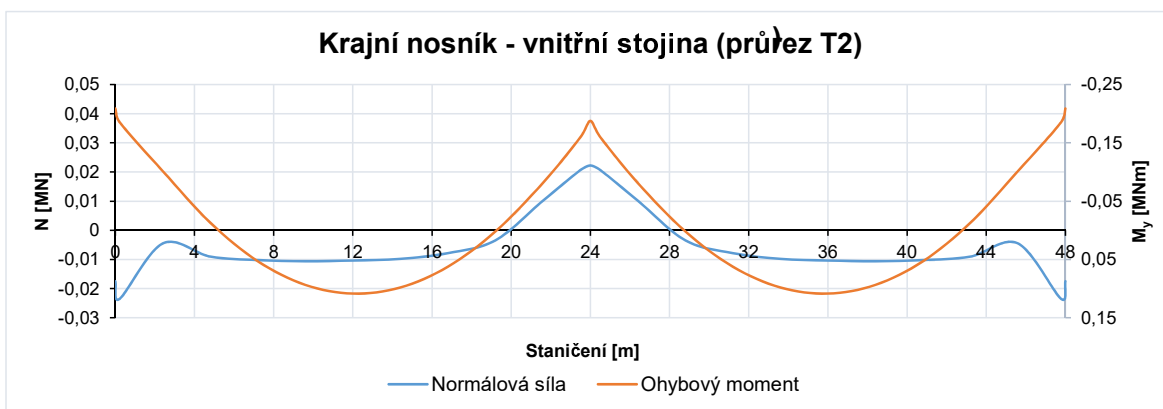
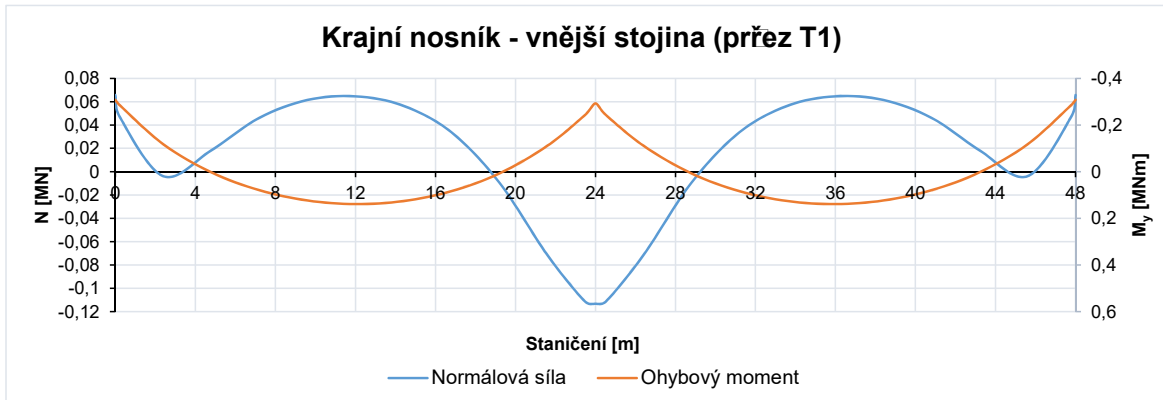


5.2.2 Normálové napětí

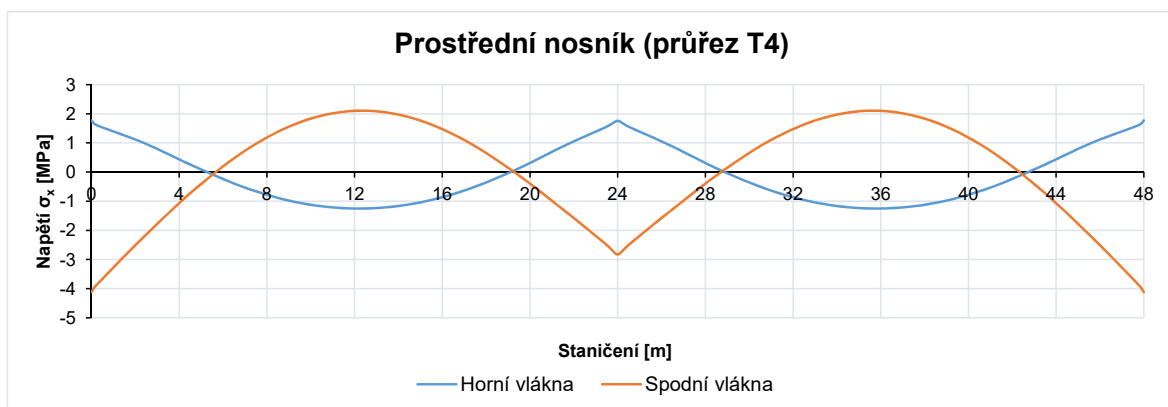
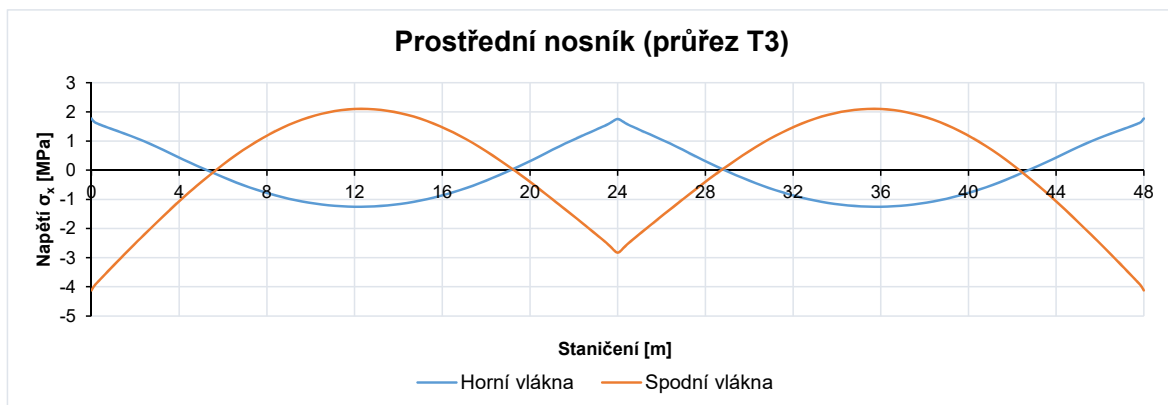
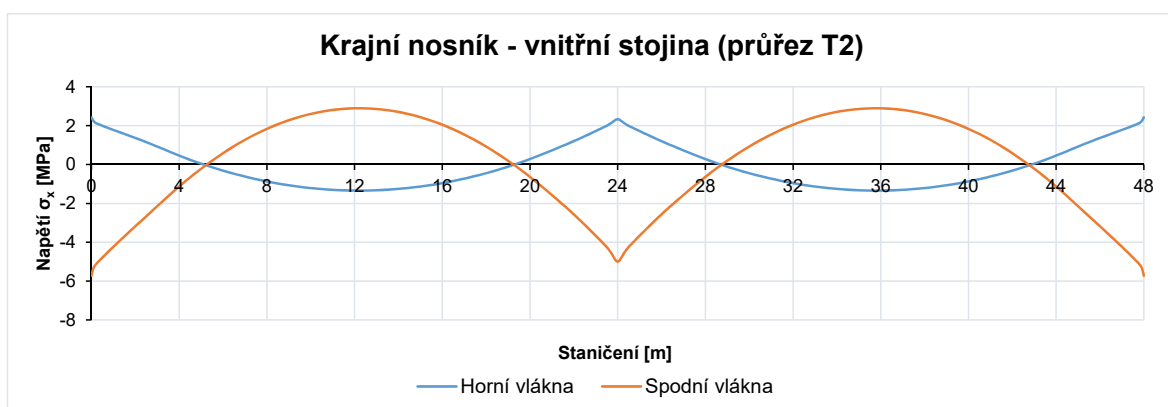
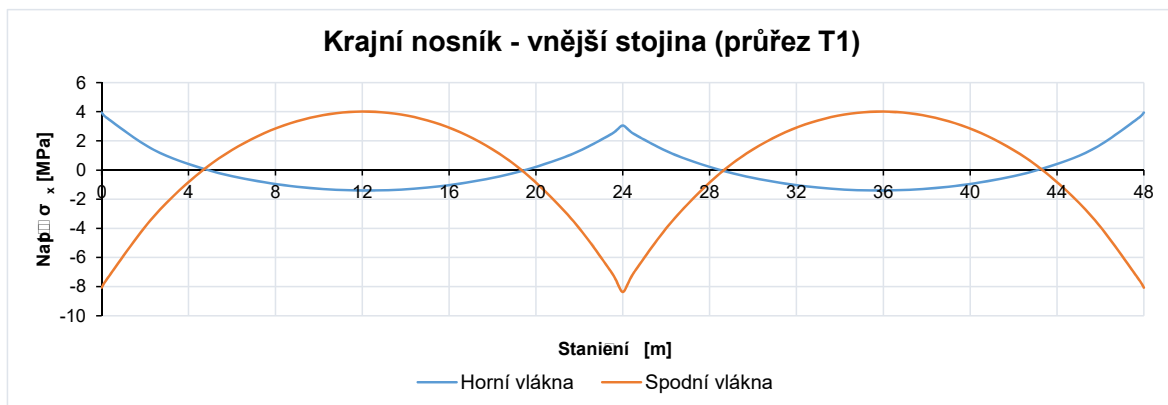


5.3 Ostatní stálé zatížení - průměrné hodnoty

5.3.1 Vnitřní síly

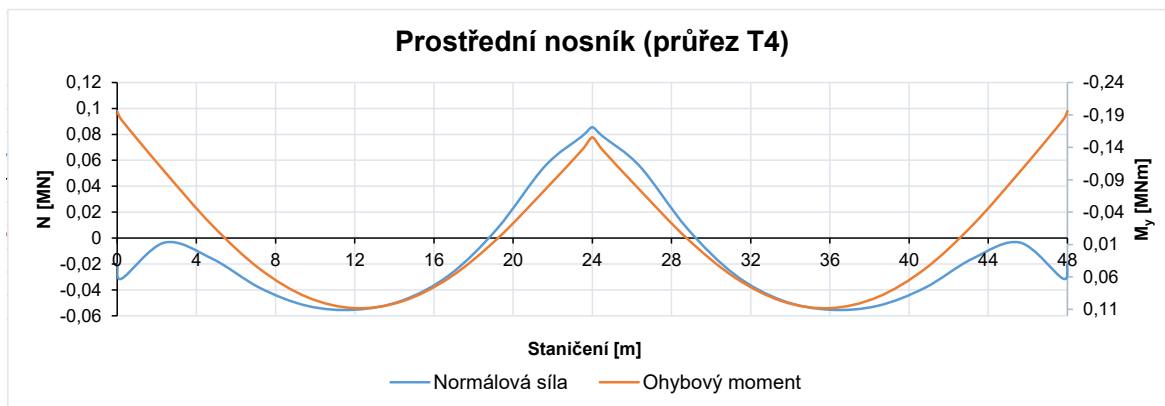
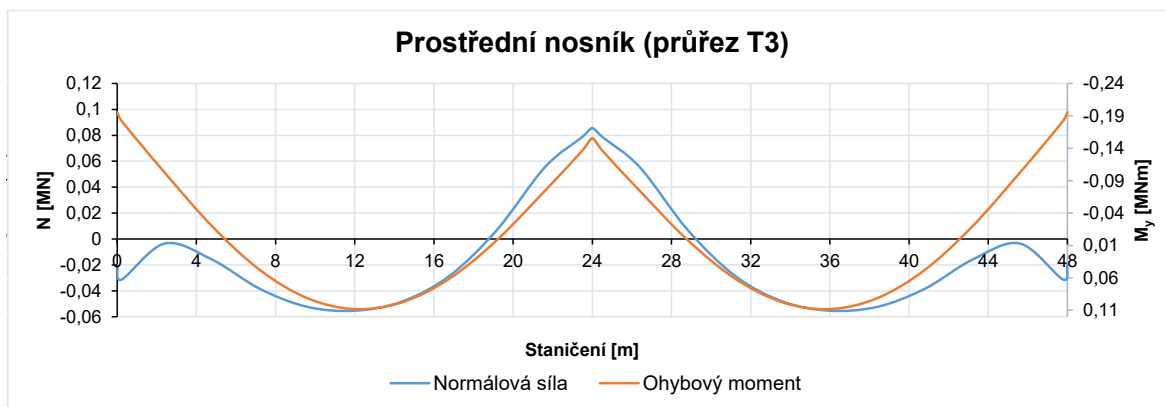
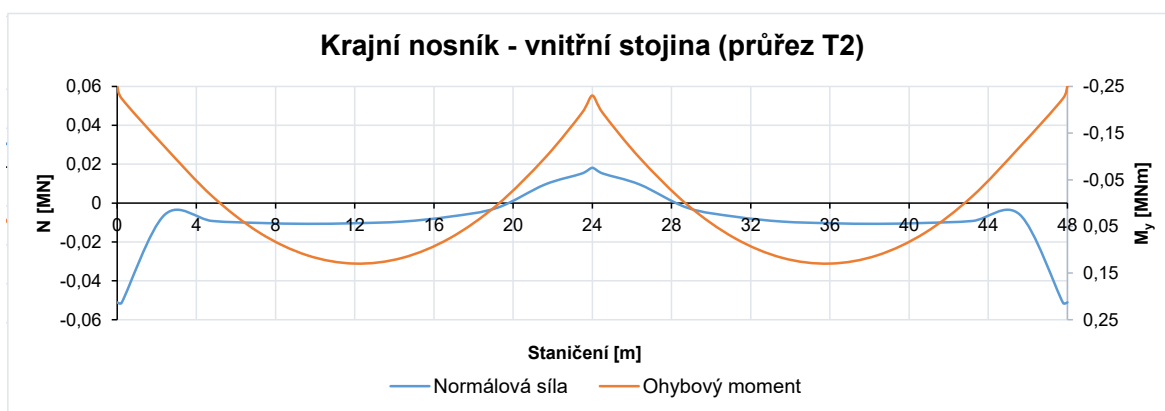
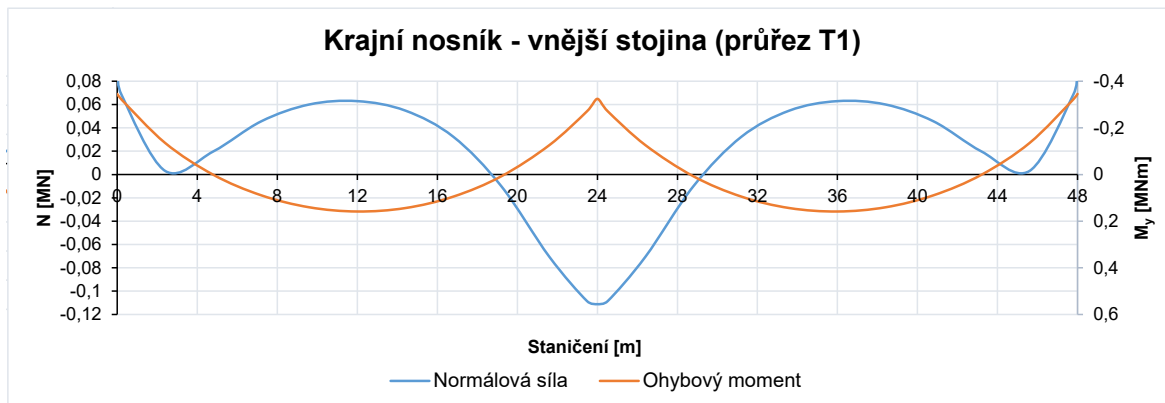


5.3.2 Normálové napětí

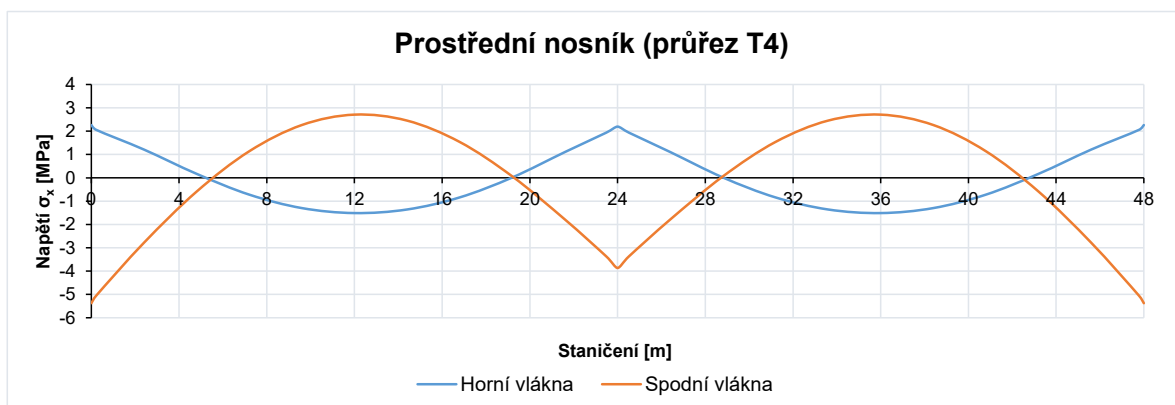
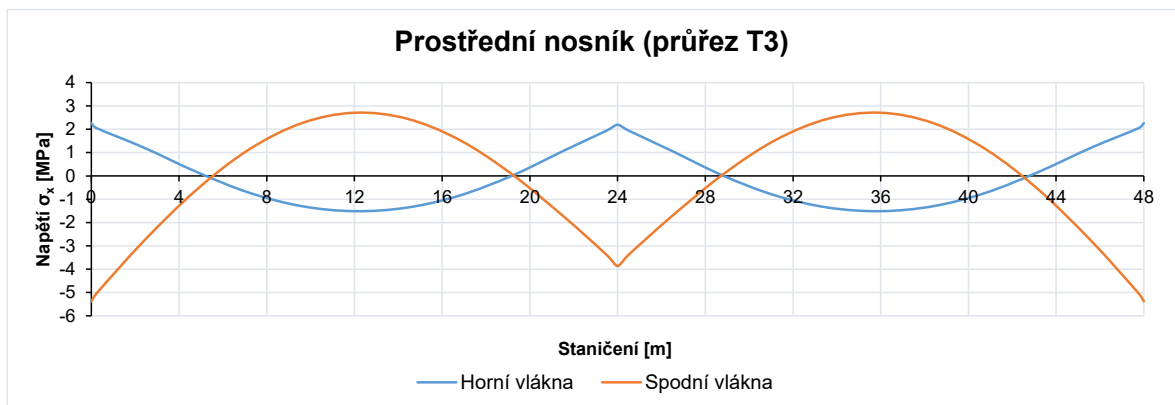
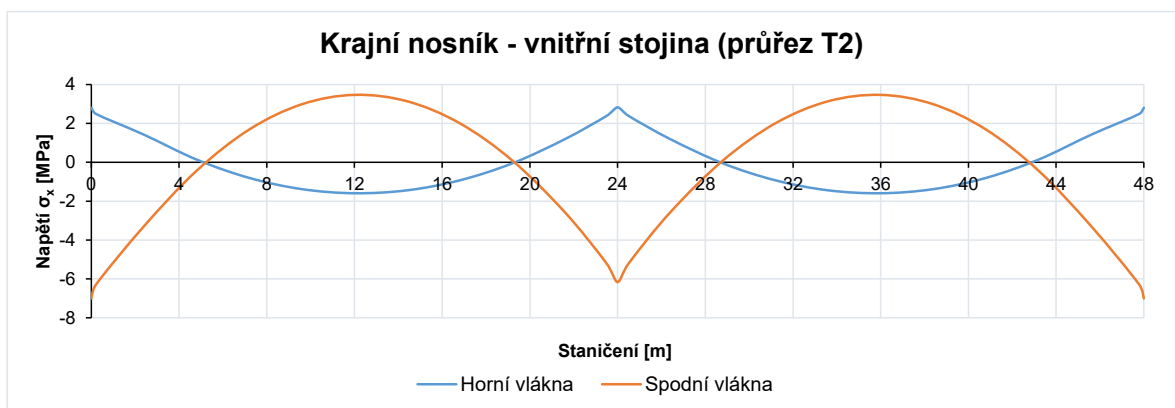
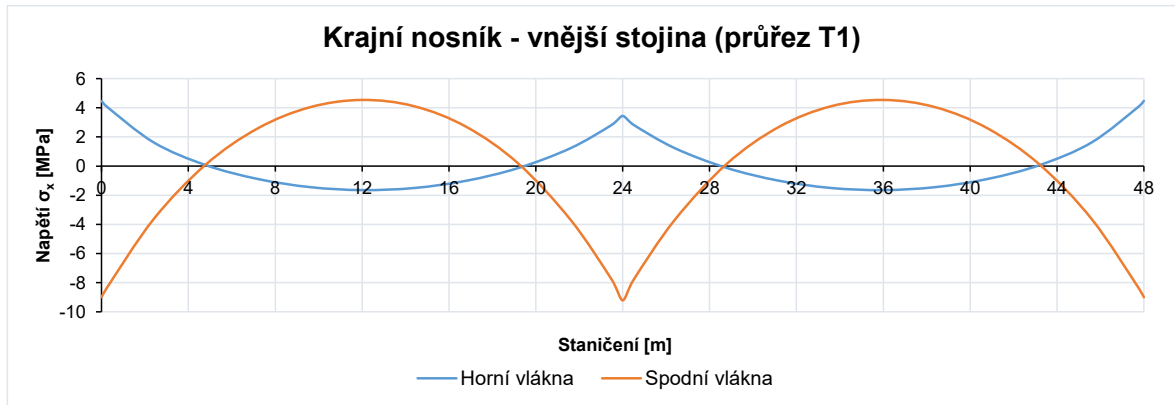


5.4 Ostatní stálé zatížení - horní hodnoty

5.4.1 Vnitřní síly

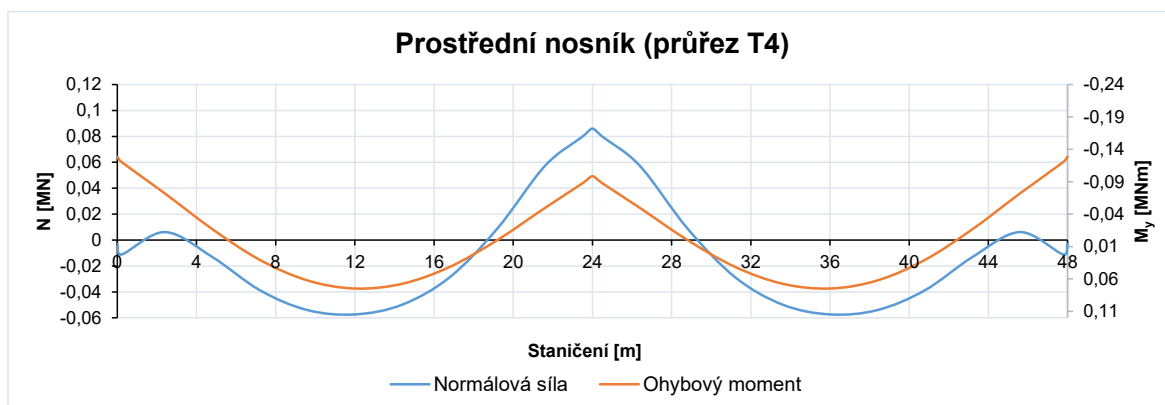
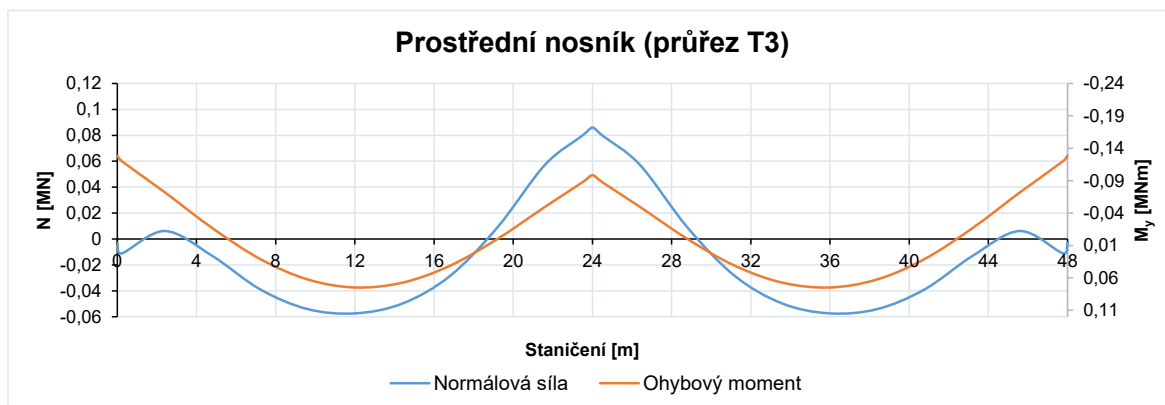
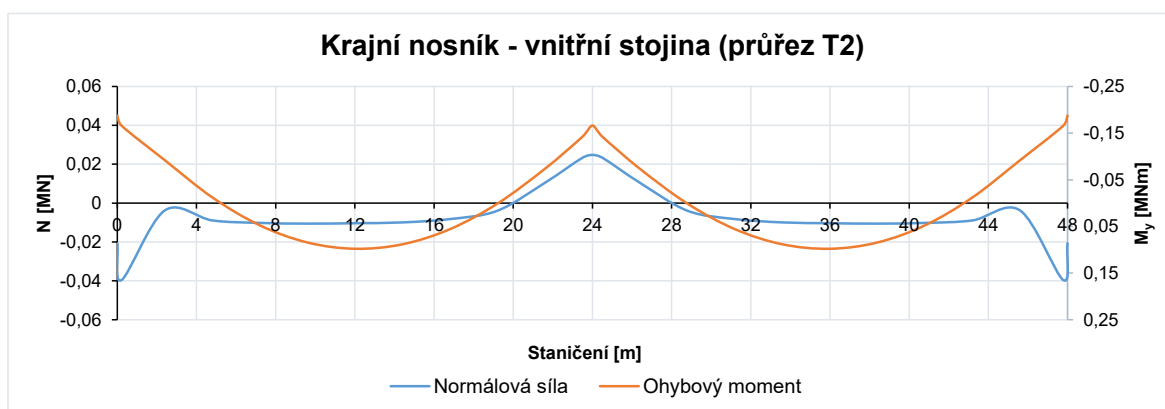
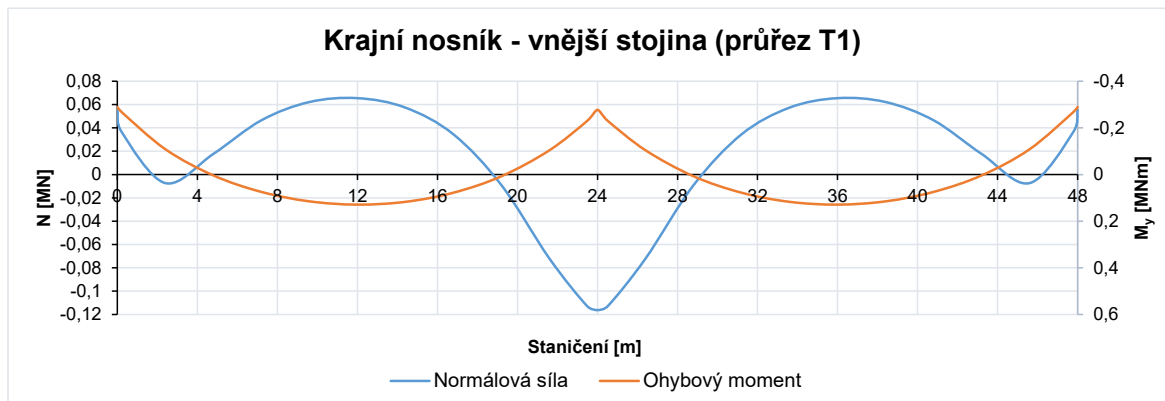


5.4.2 Normálové napětí

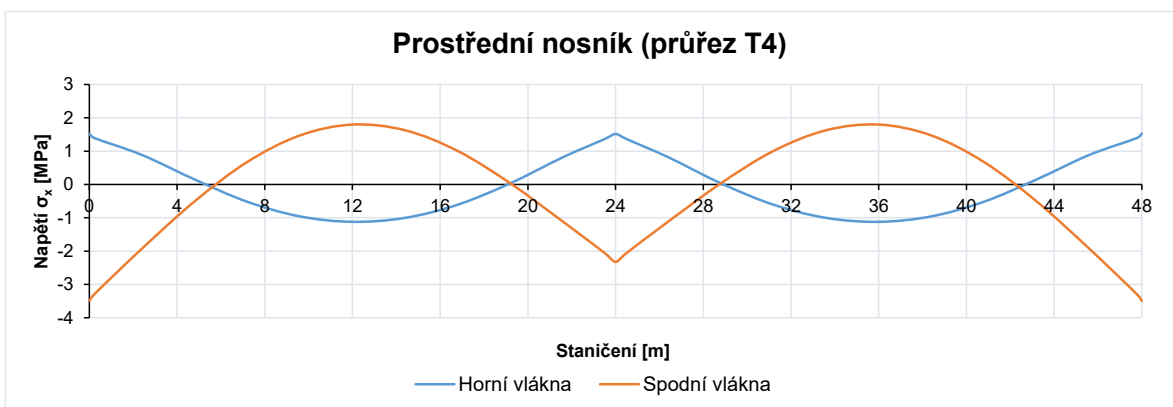
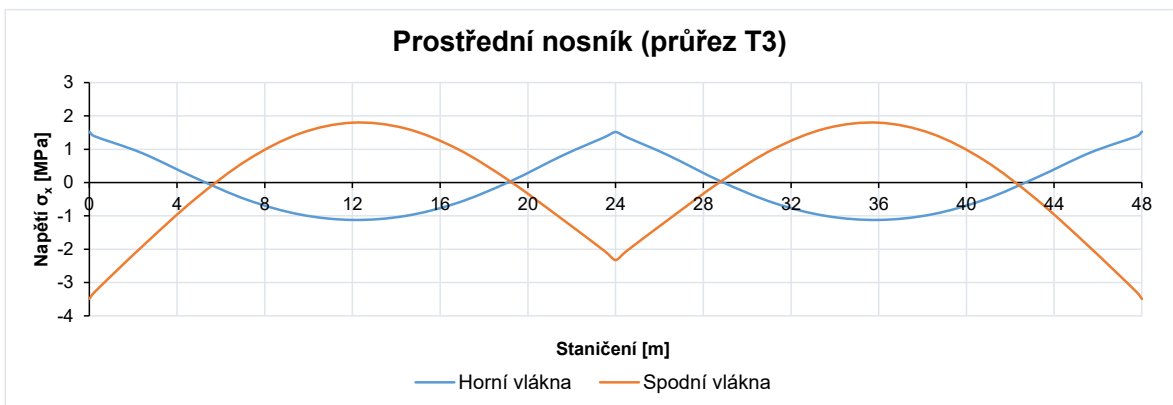
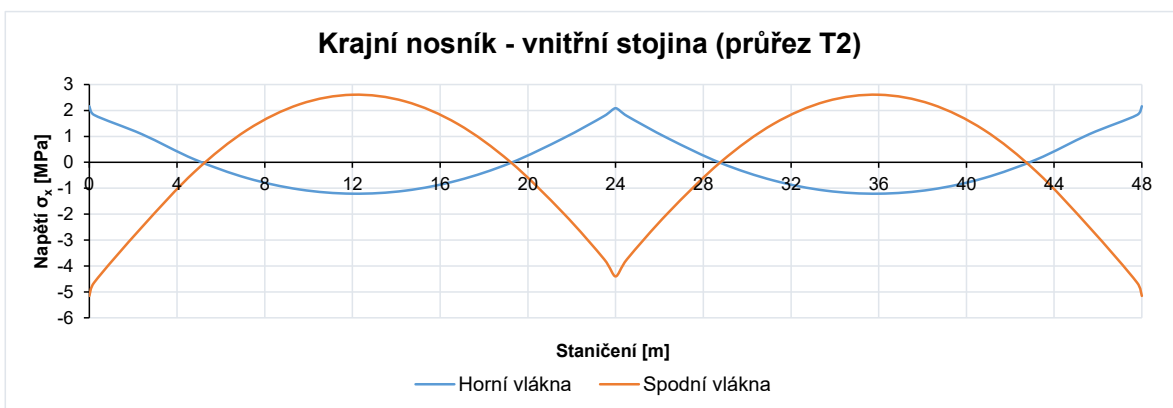
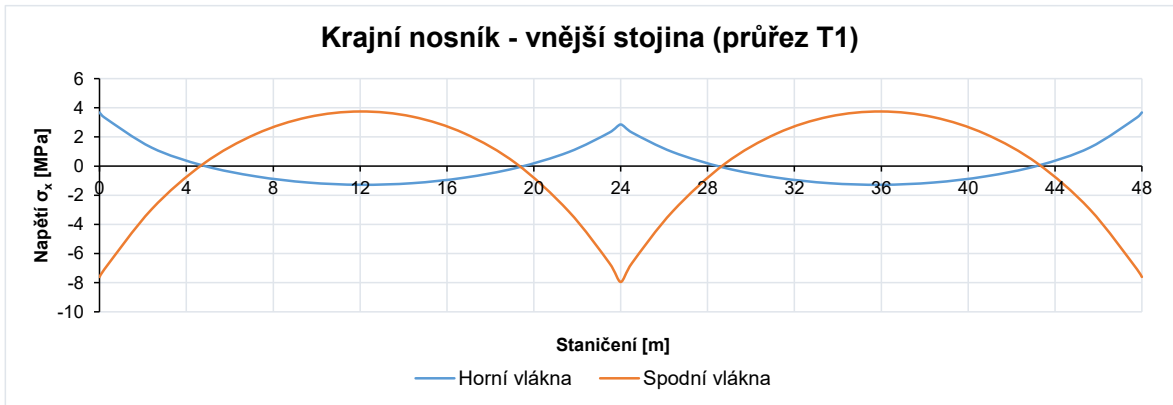


5.5 Ostatní stálé zatížení - dolní hodnoty

5.5.1 Vnitřní síly

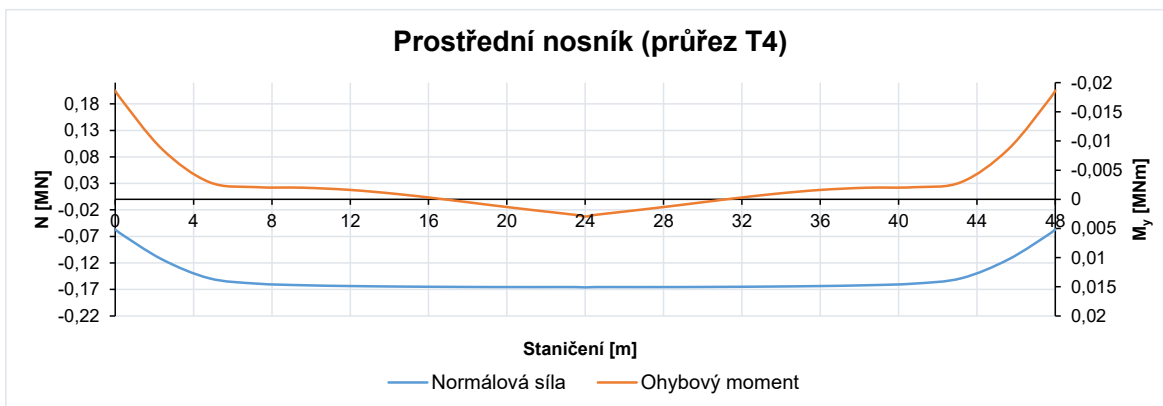
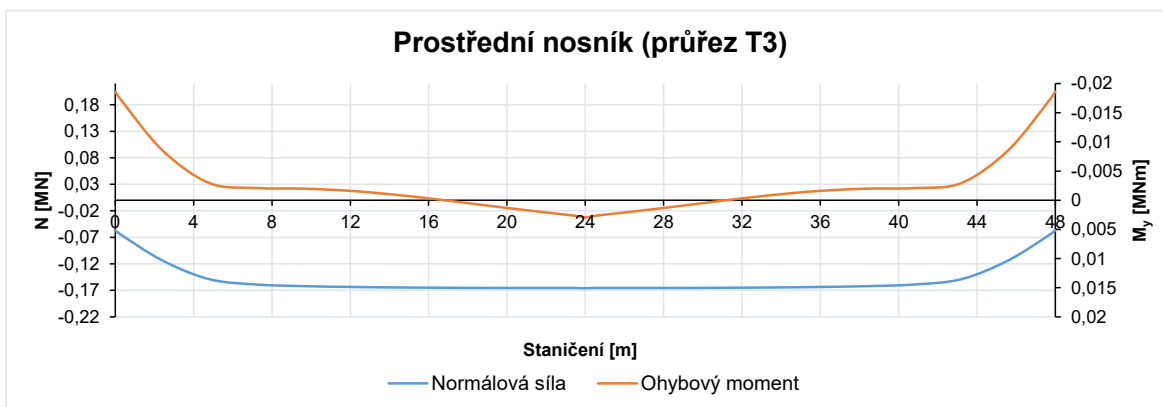
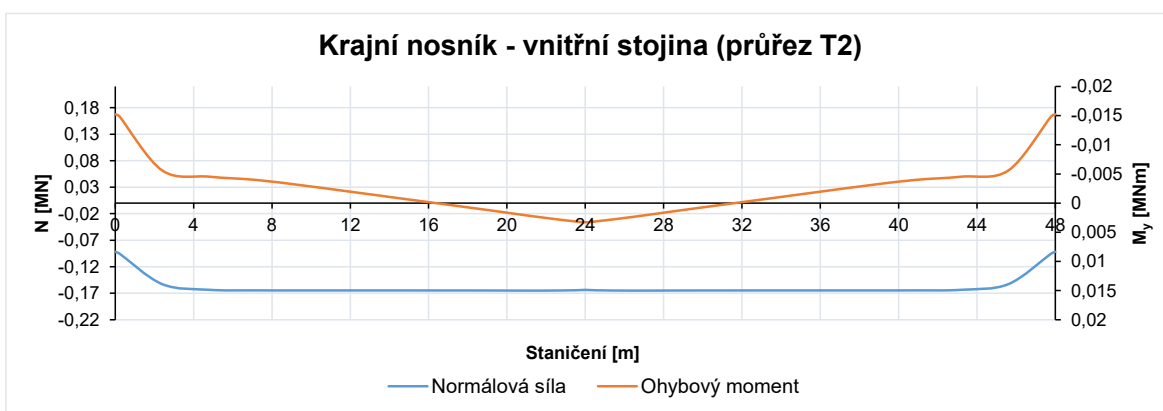
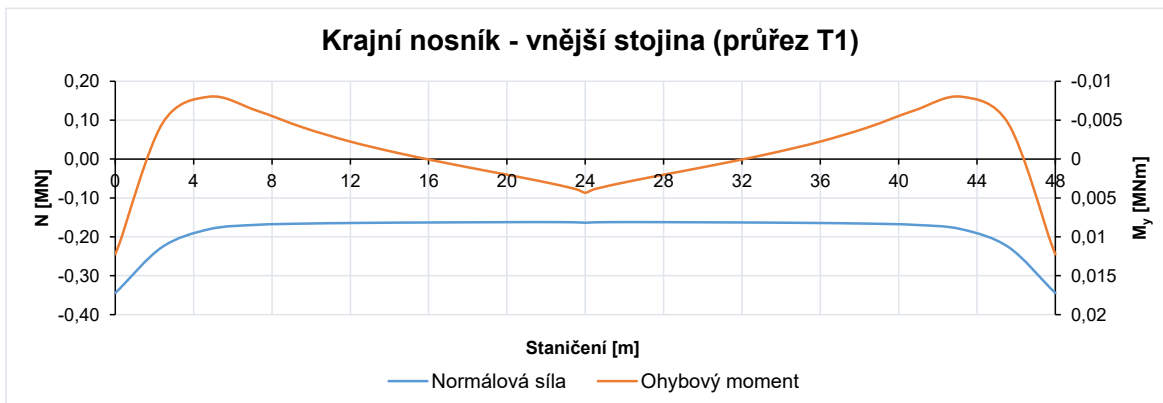


5.5.2 Normálová napětí

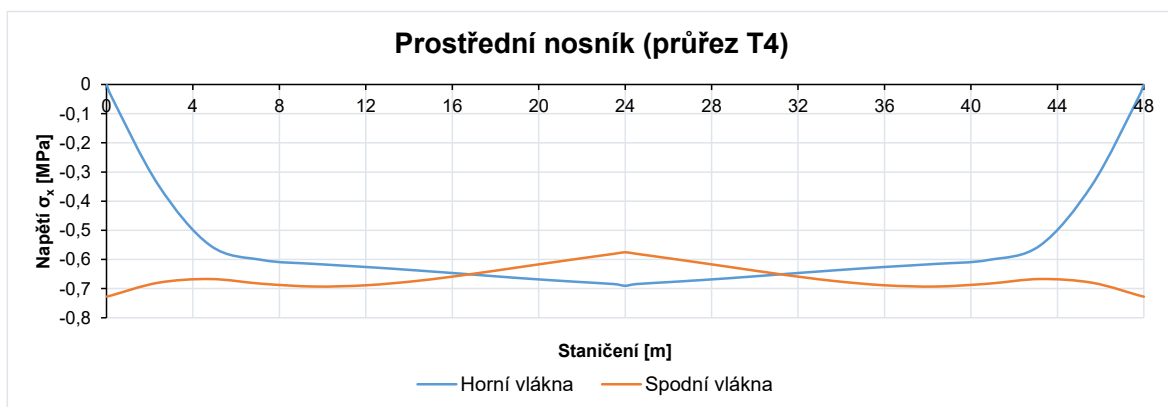
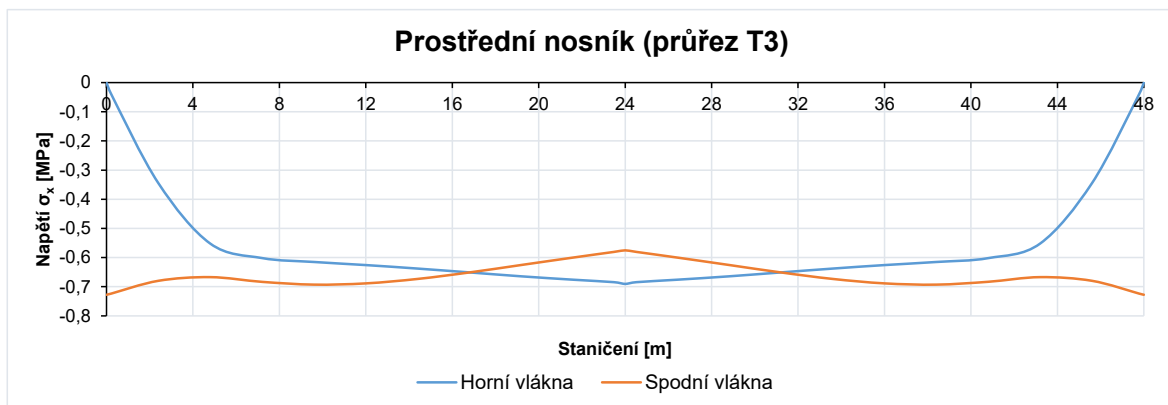
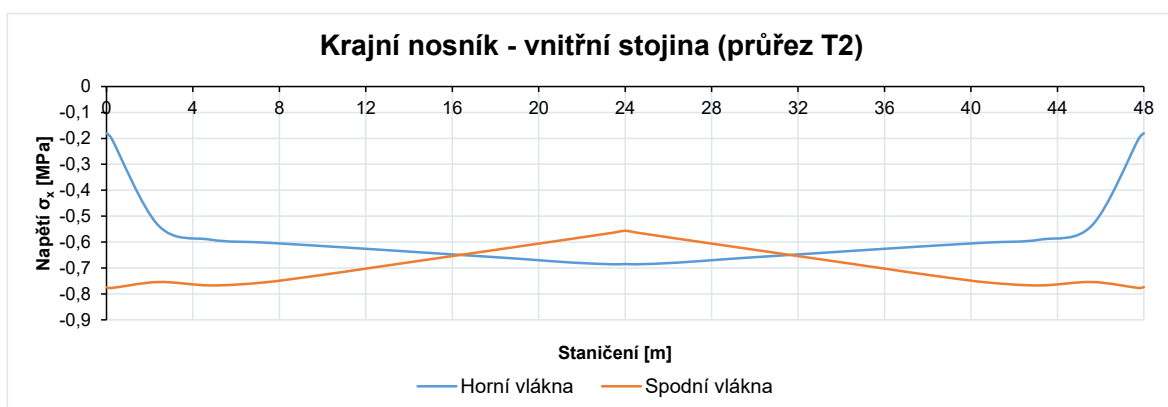
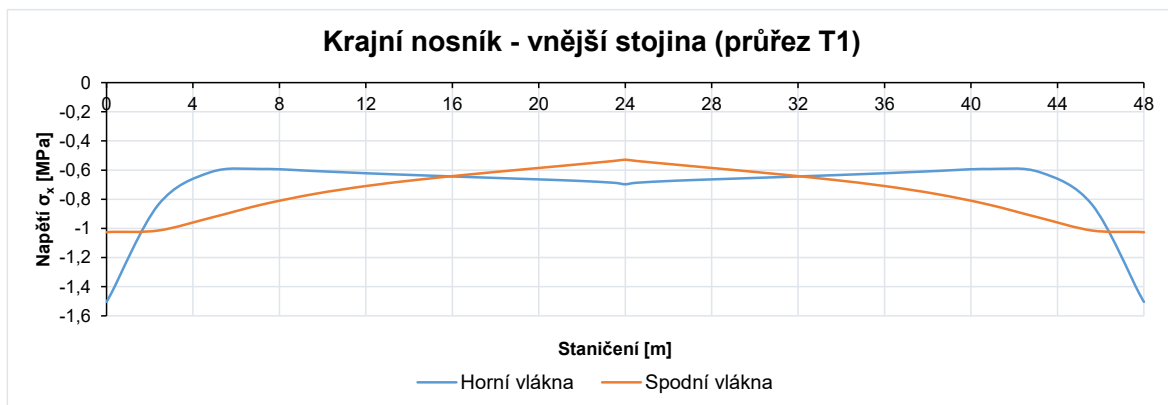


5.6 Zemní tlak v klidu

5.6.1 Vnitřní síly

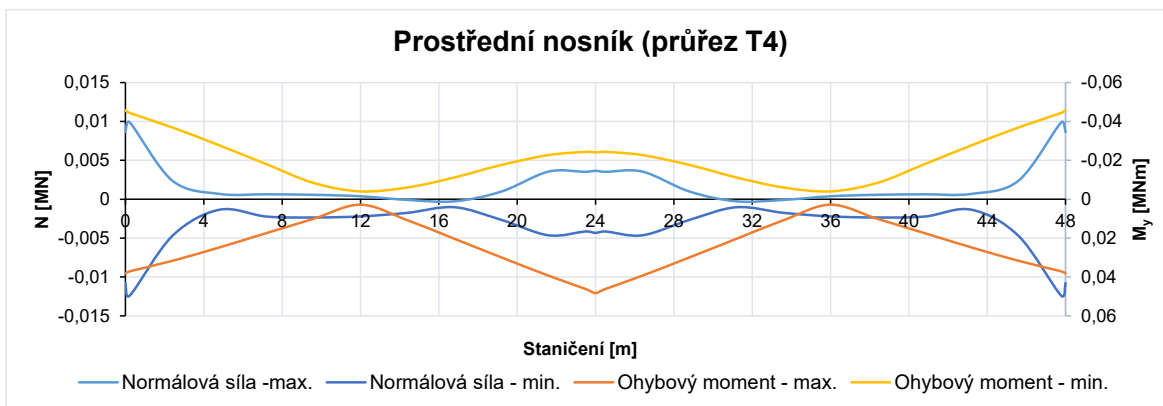
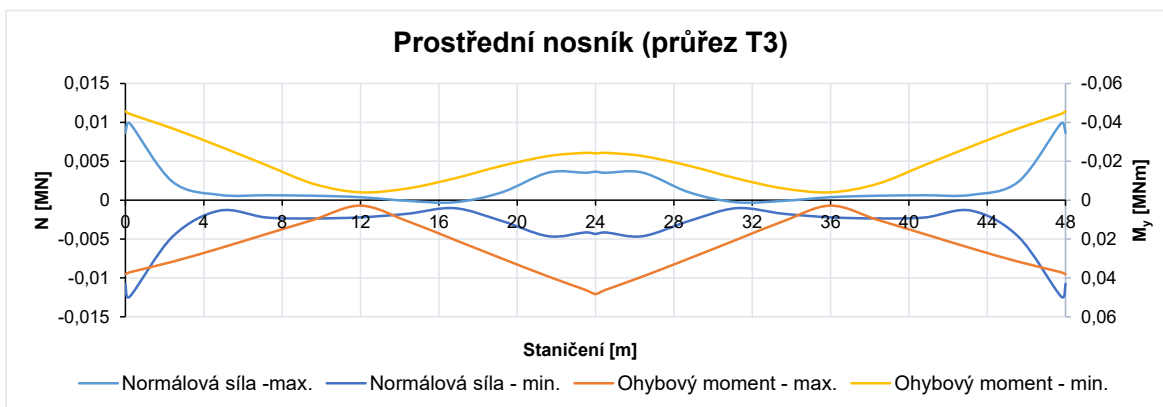
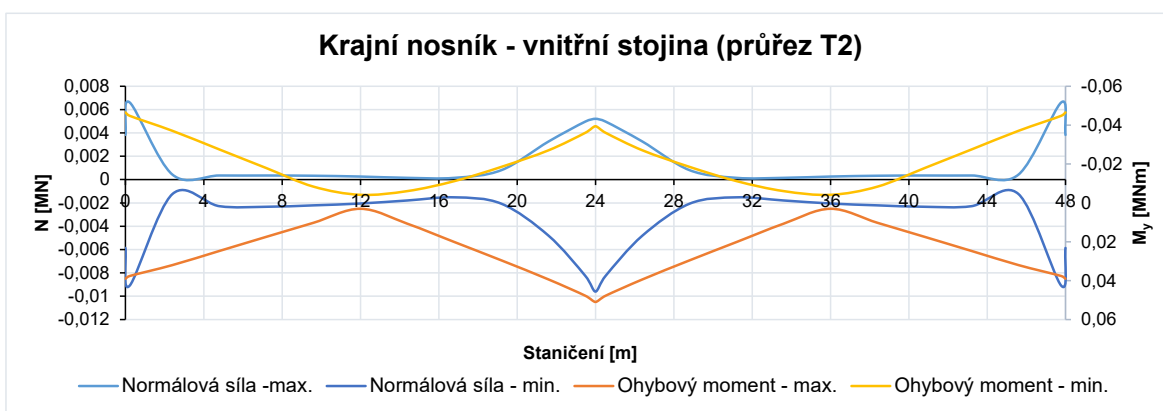
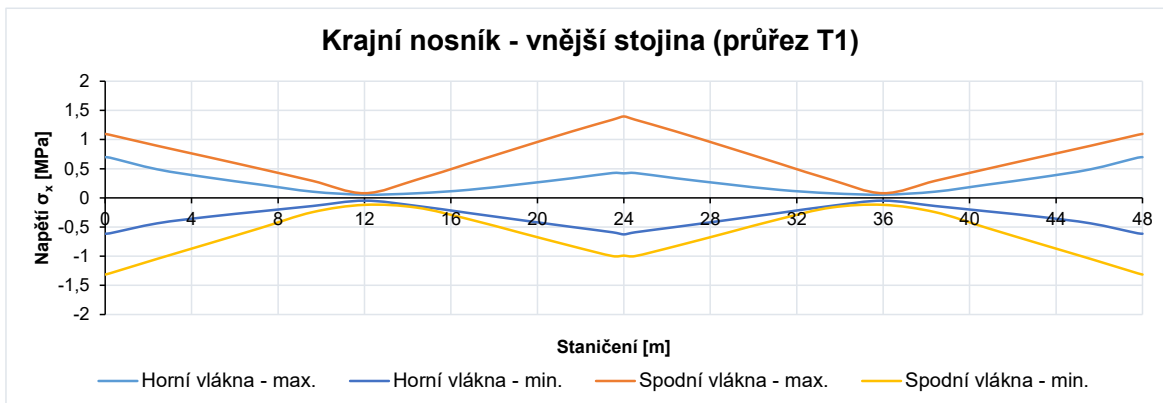


5.6.2 Normálová napětí

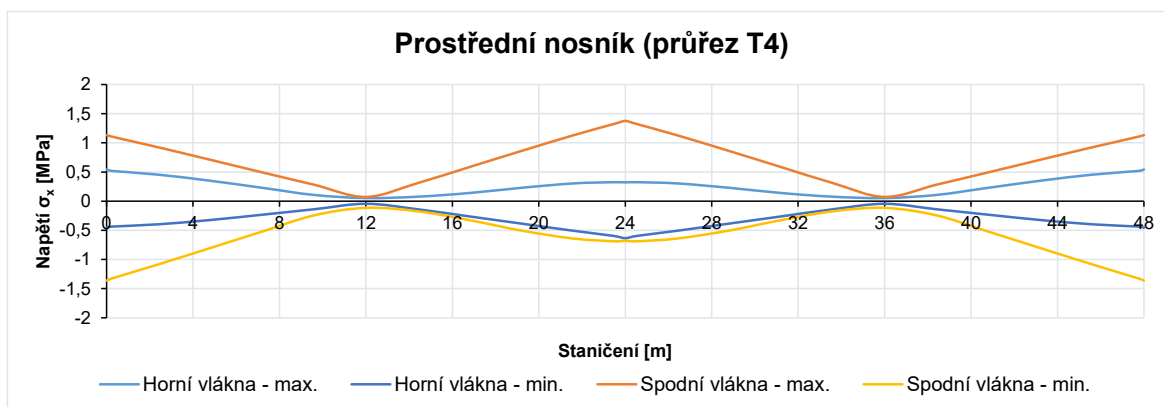
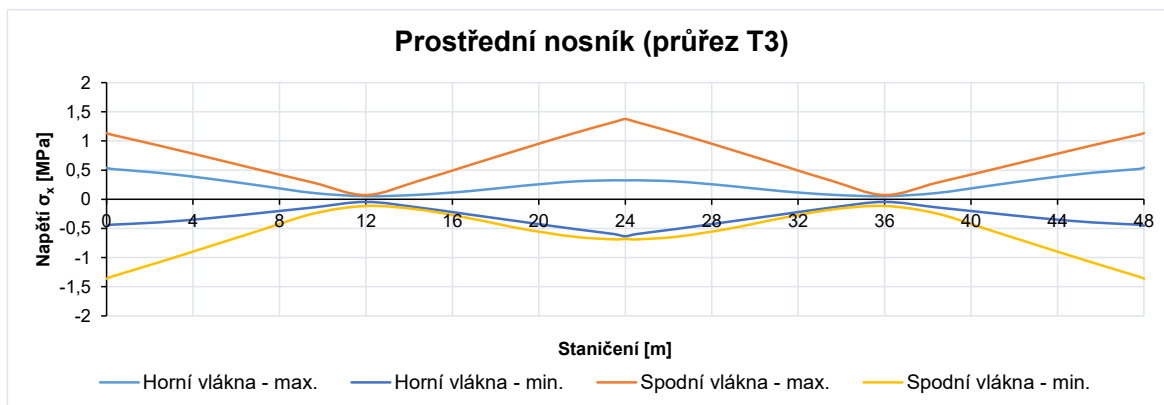
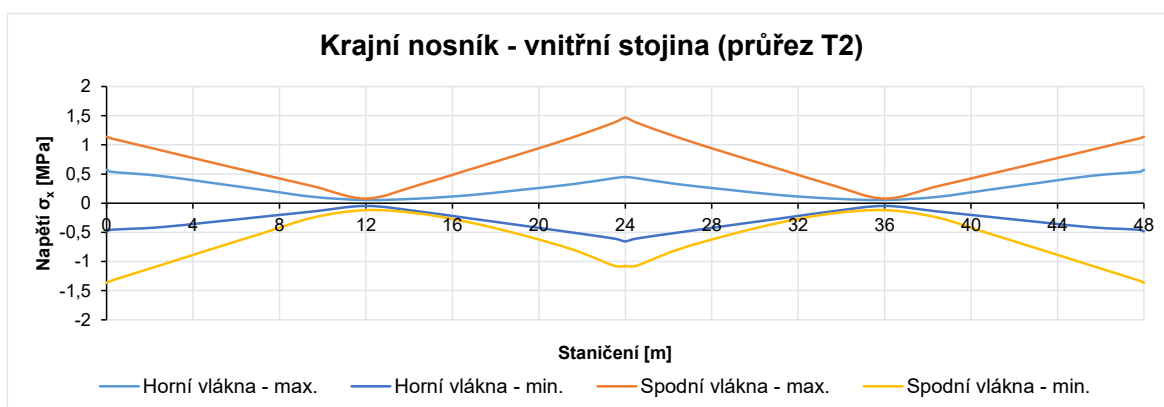
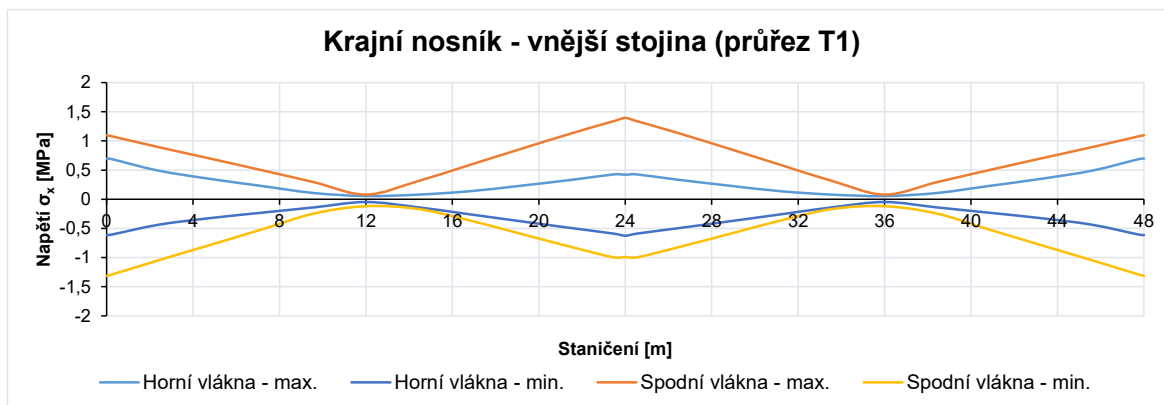


5.7 Poklesy podpor

5.7.1 Vnitřní síly

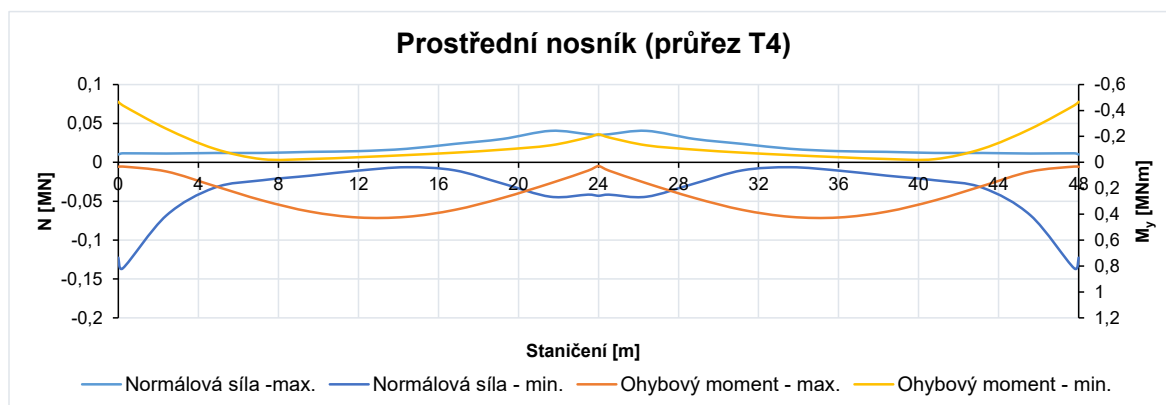
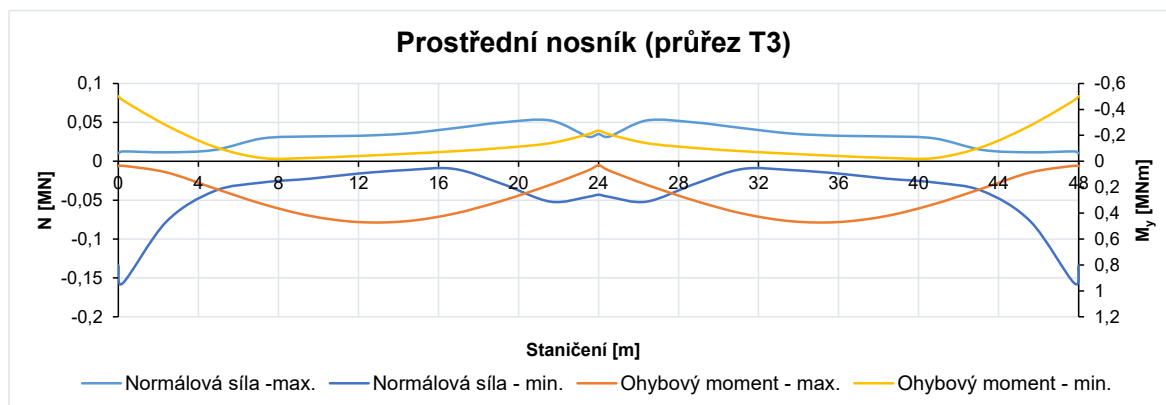
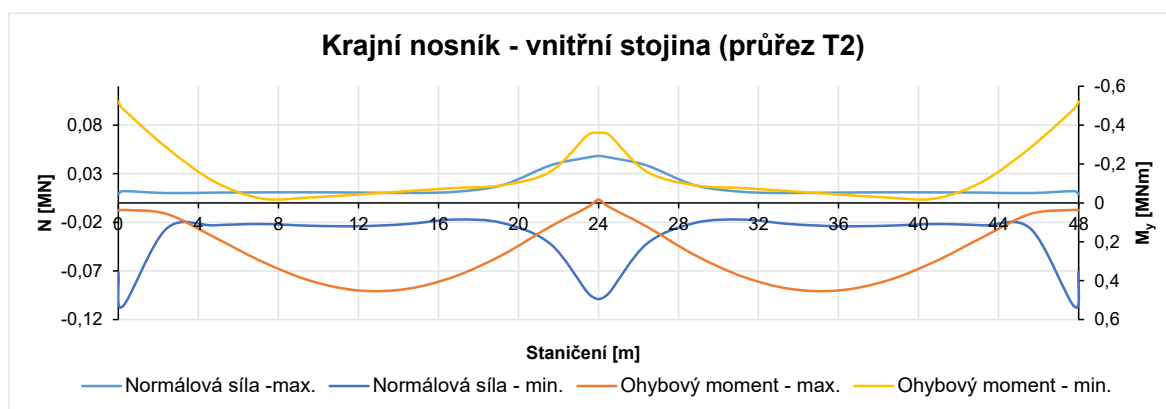
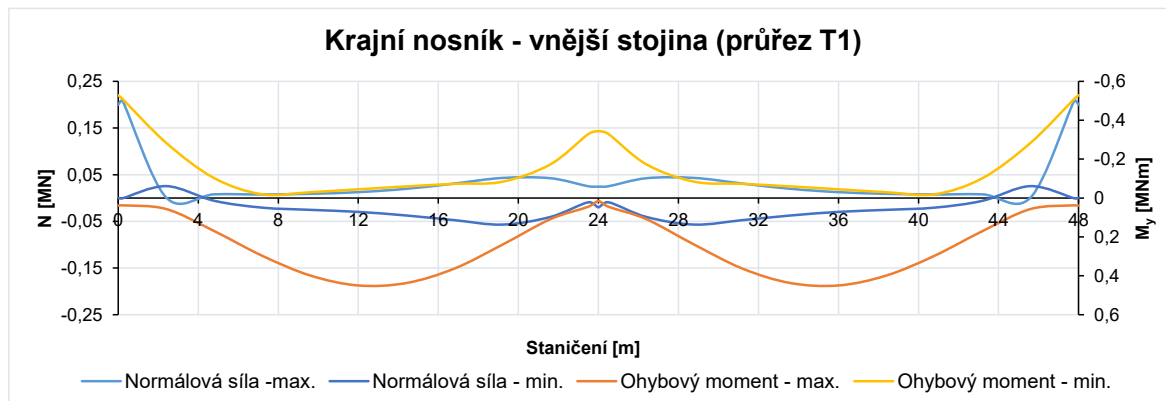


5.7.2 Normálová napětí

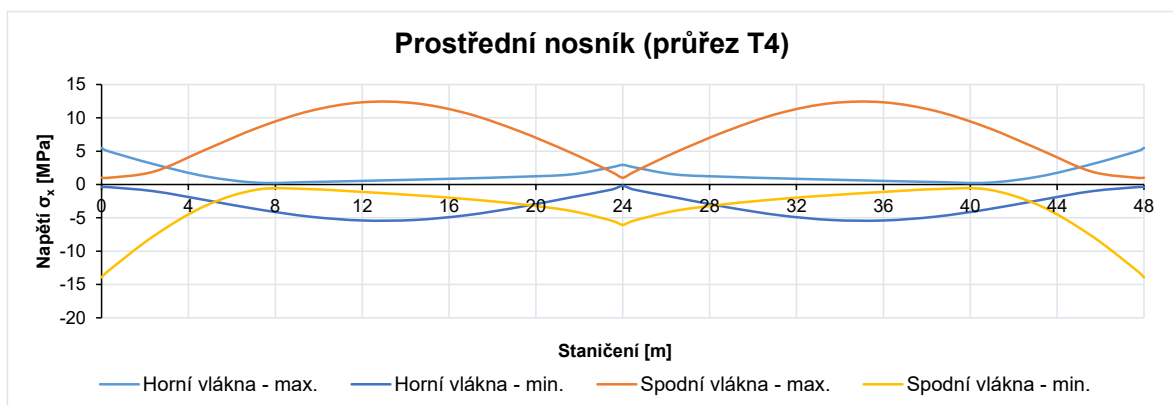
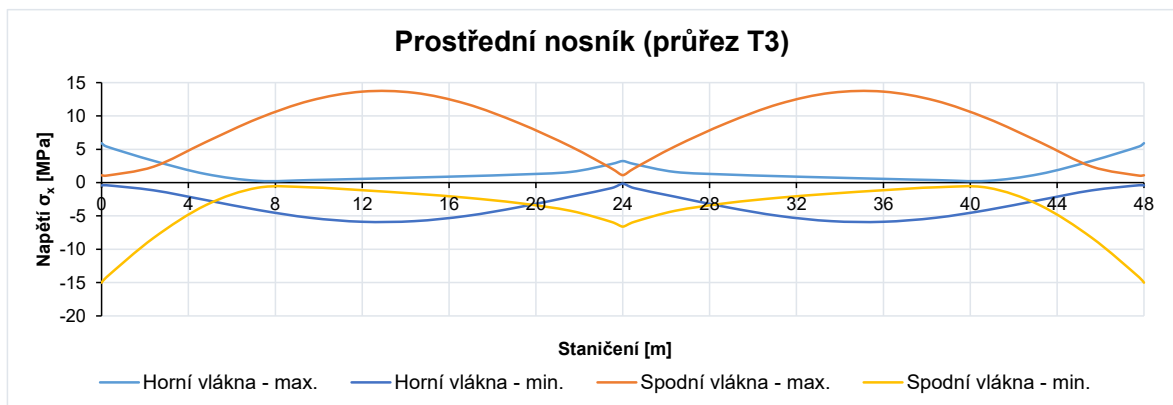
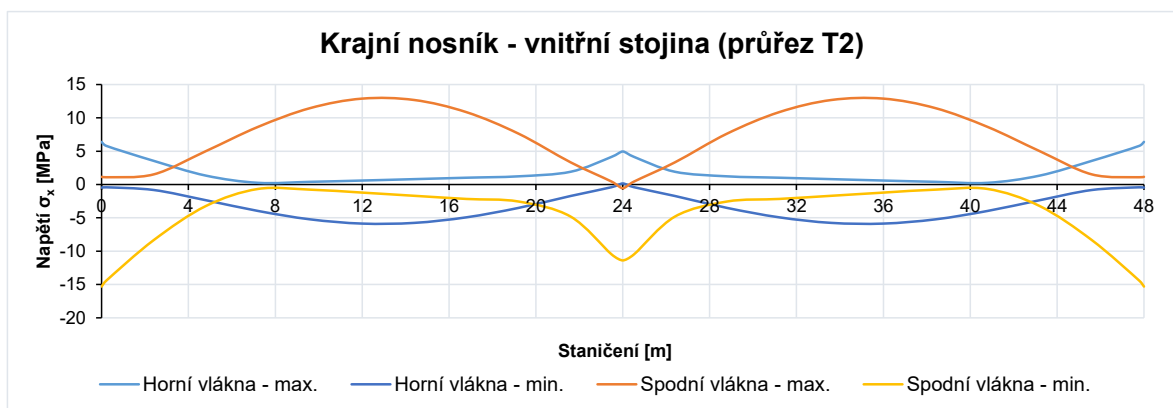
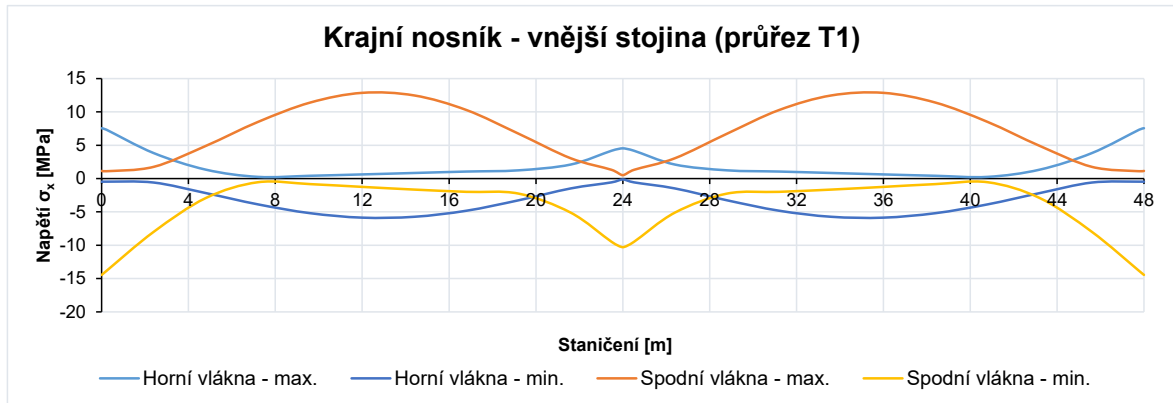


5.8 LM1 - Umístění I - TS

5.8.1 Vnitřní síly

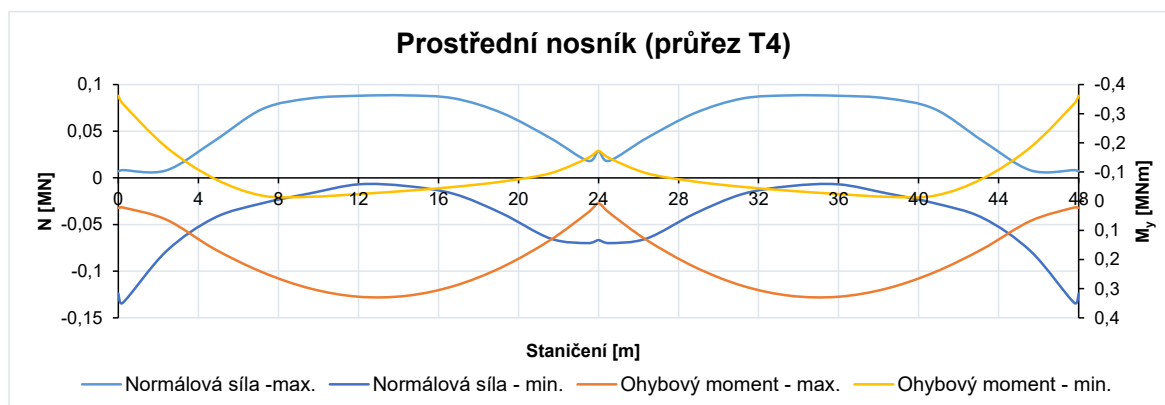
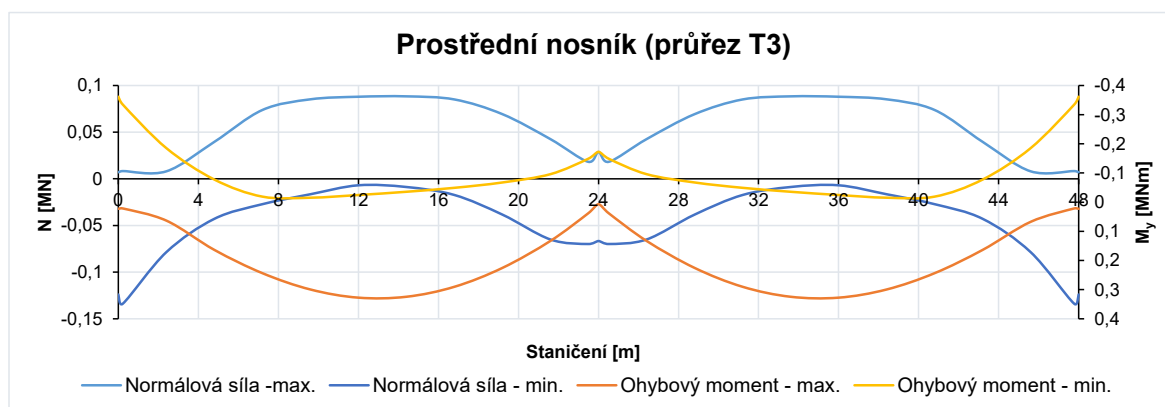
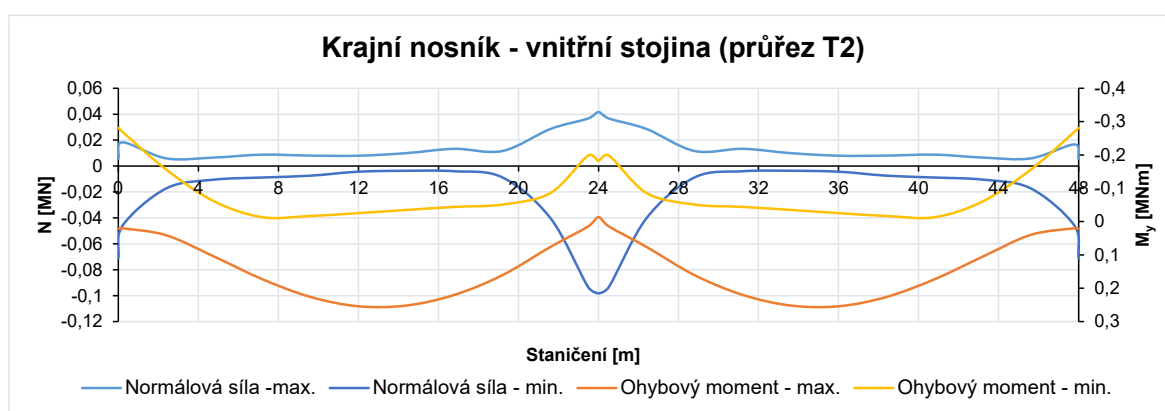
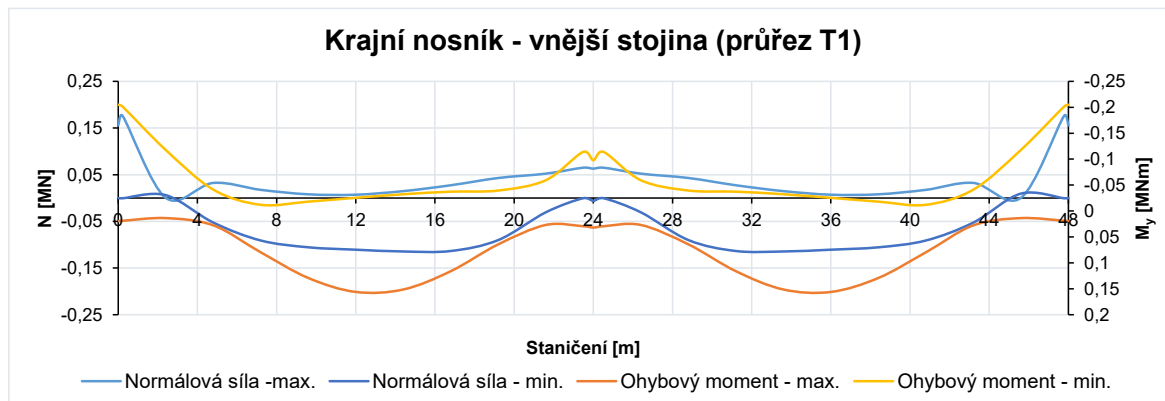


5.8.2 Normálová napětí

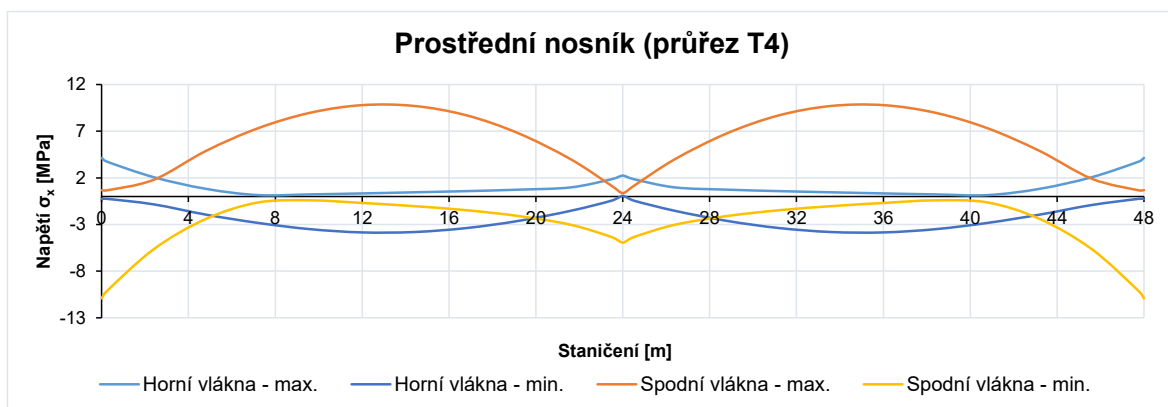
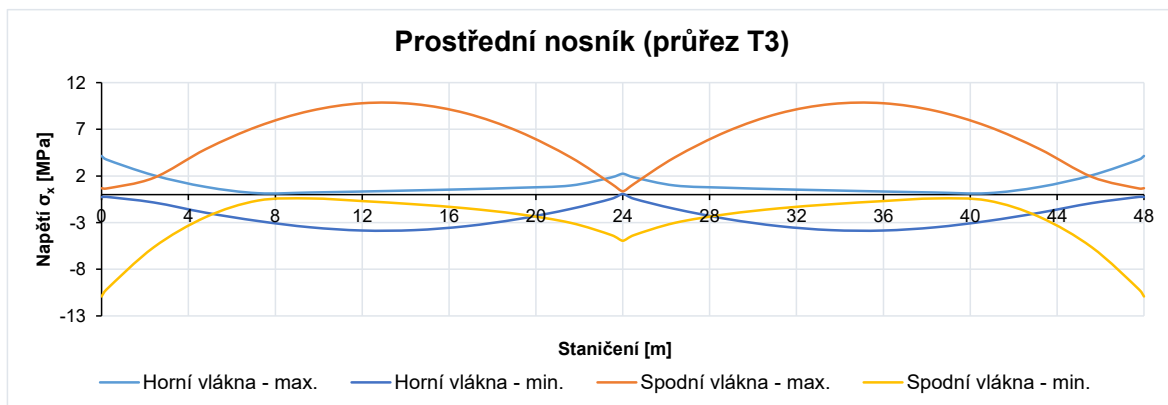
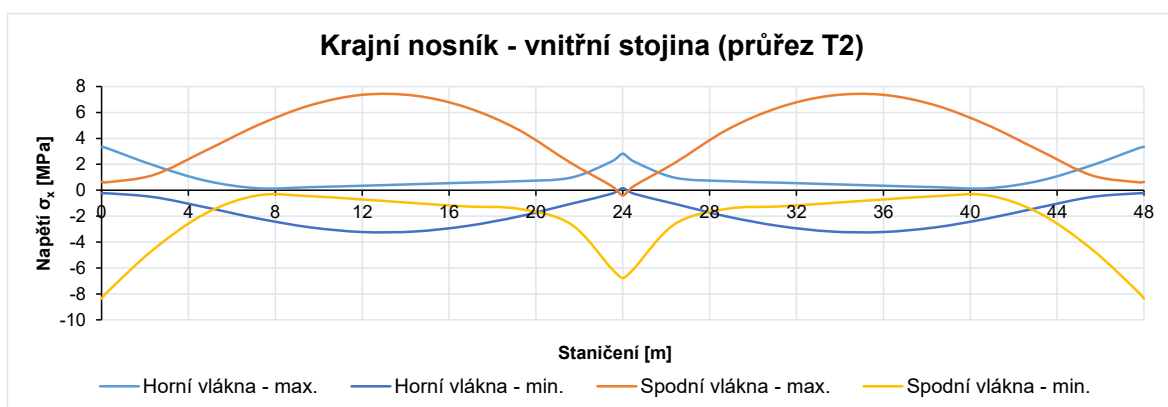
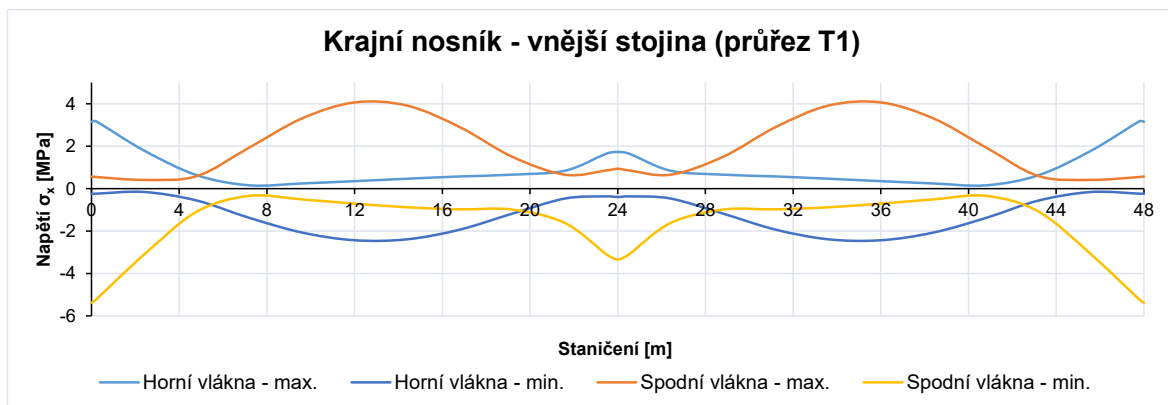


5.9 LM1 - Umístění II - TS

5.9.1 Vnitřní síly

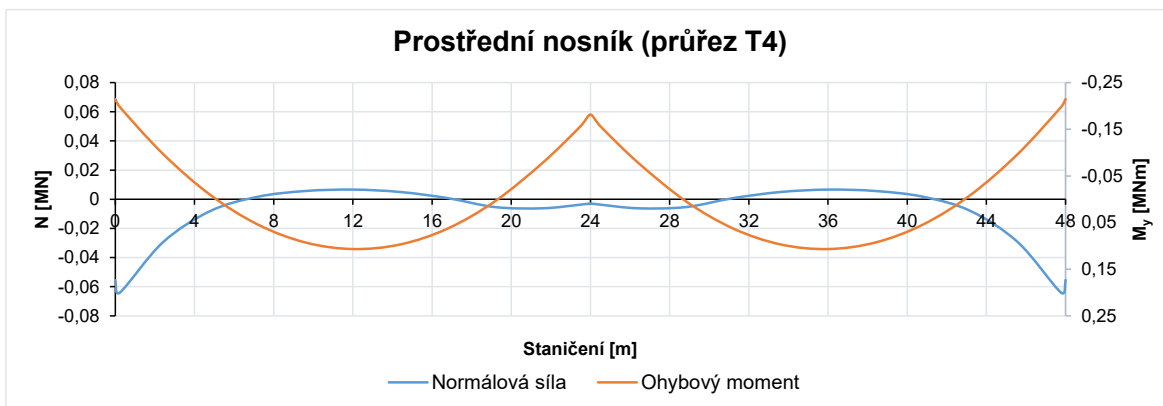
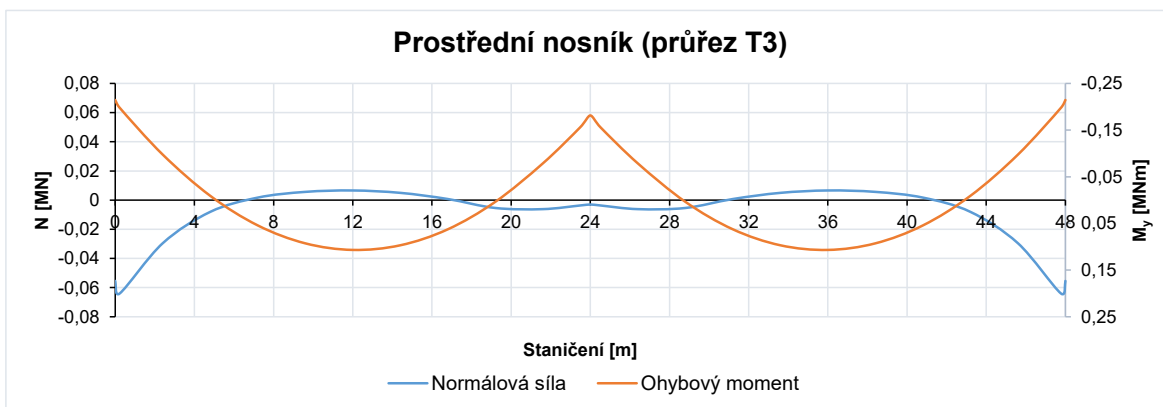
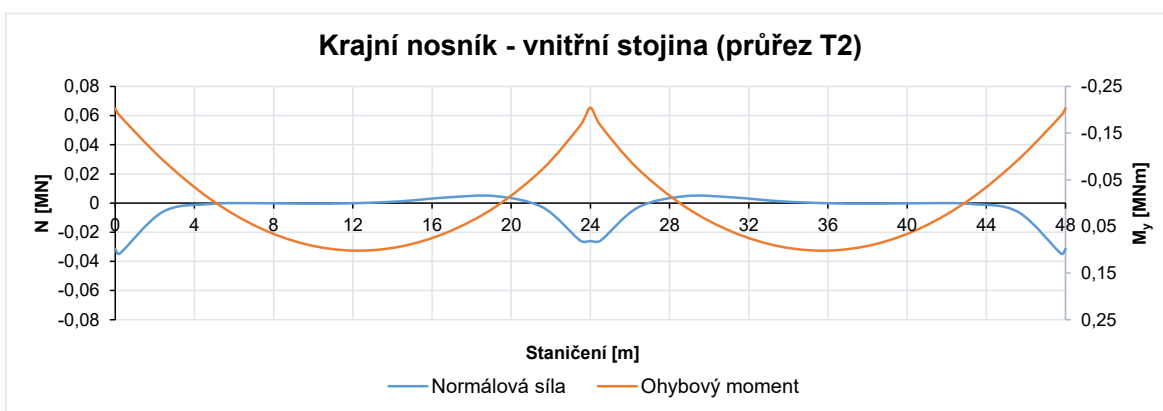
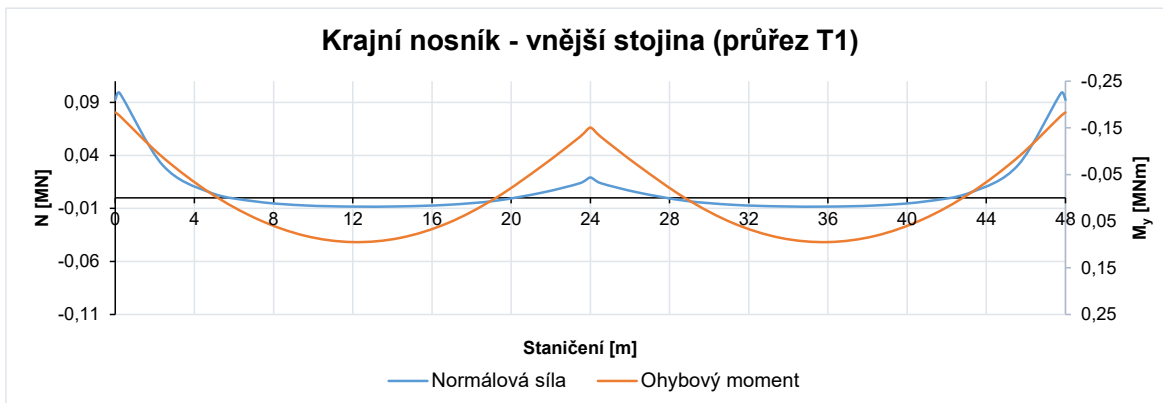


5.9.2 Normálová napětí

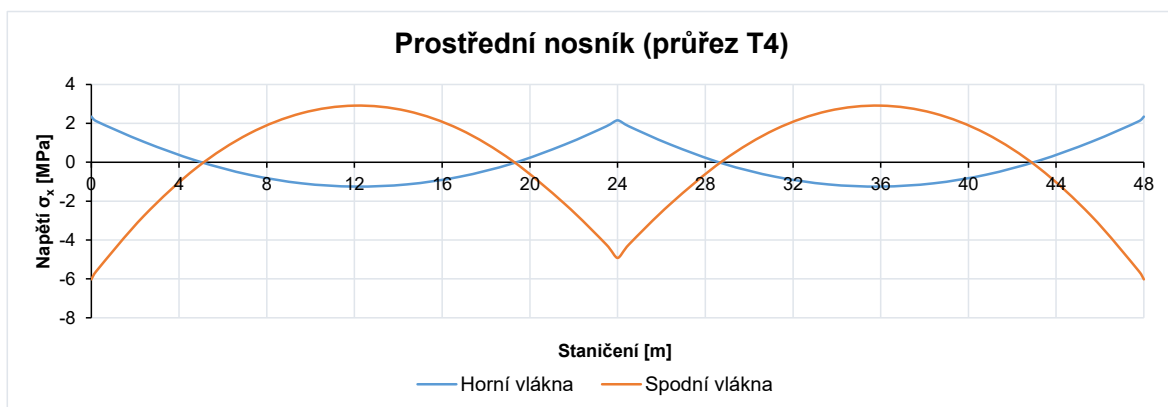
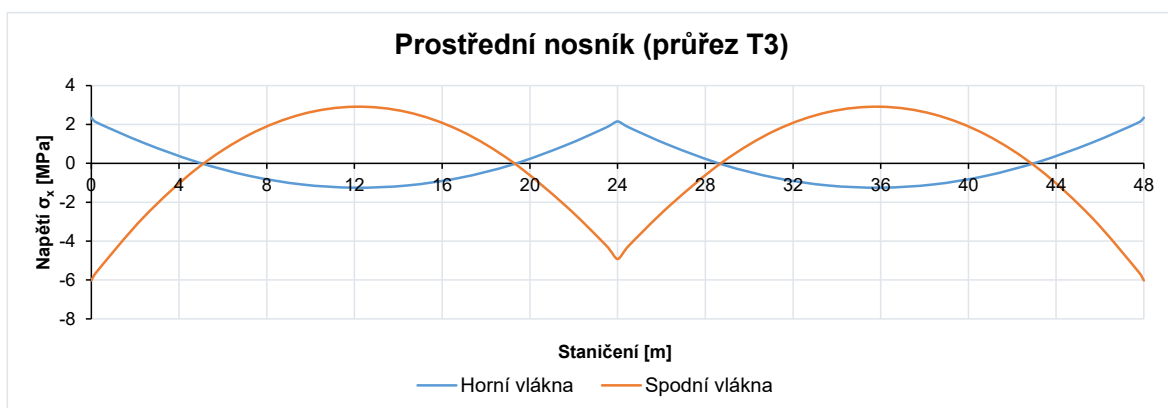
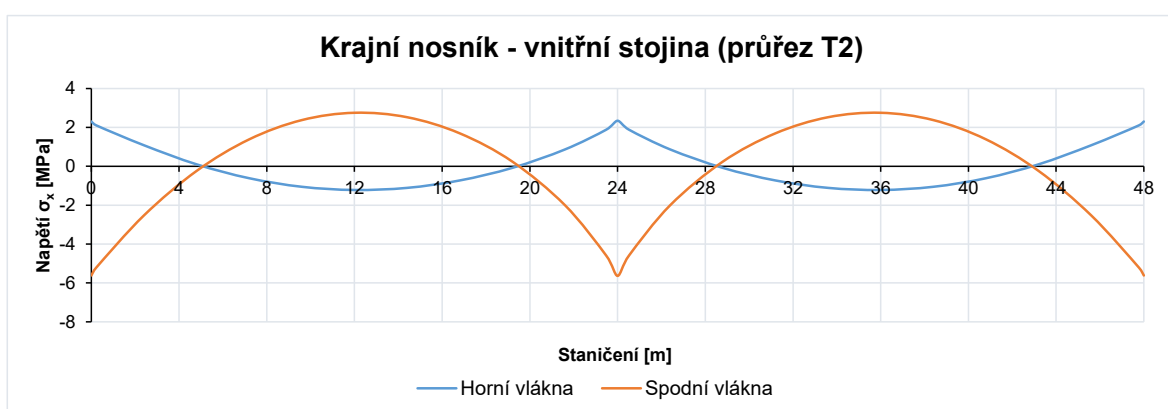
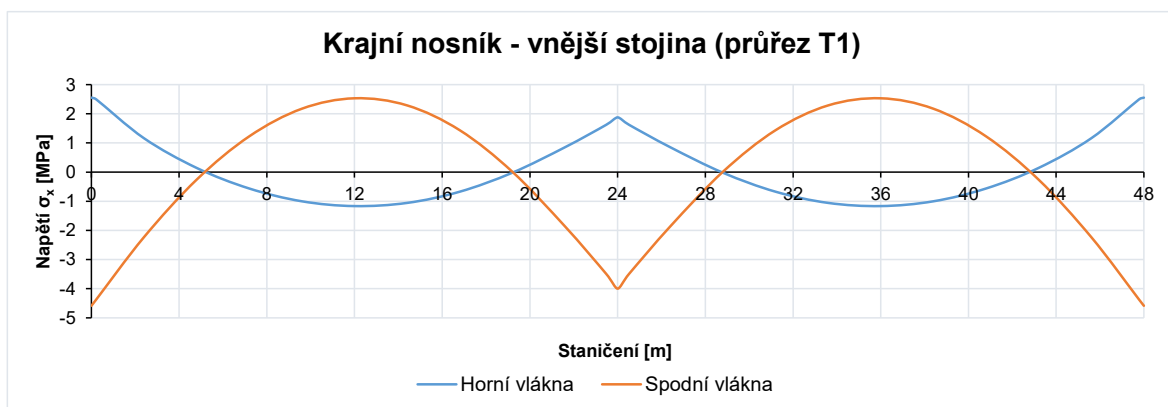


5.10 LM1 - UDL

5.10.1 Vnitřní síly

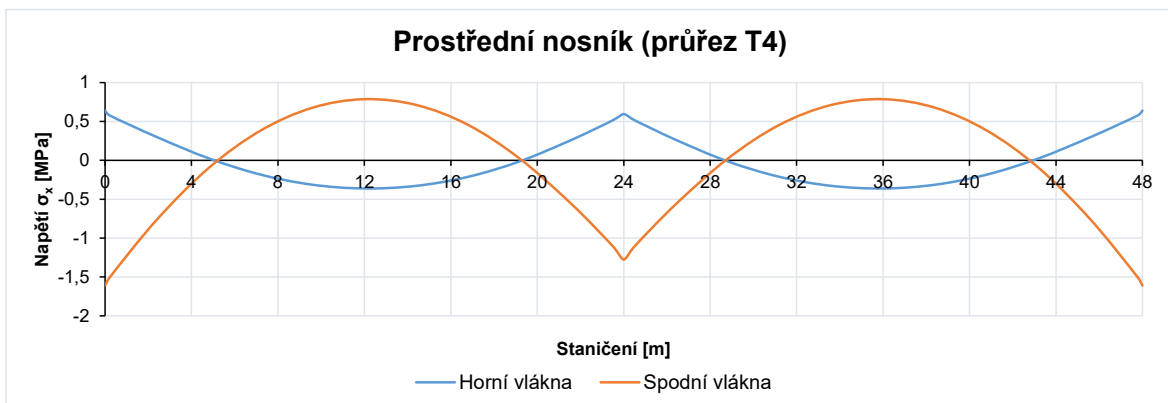
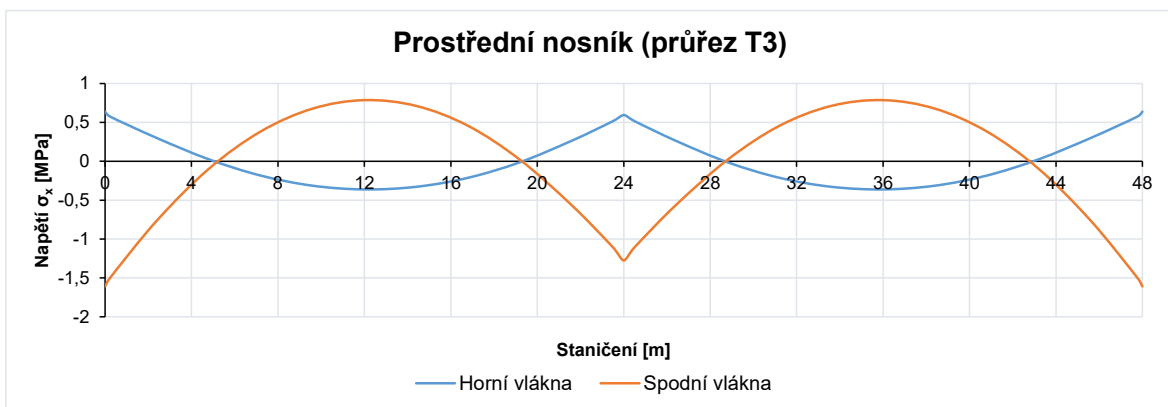
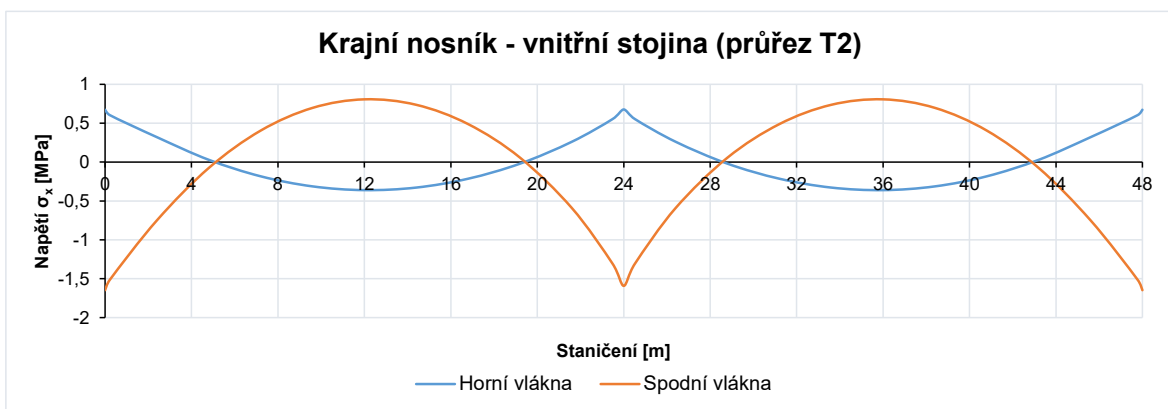
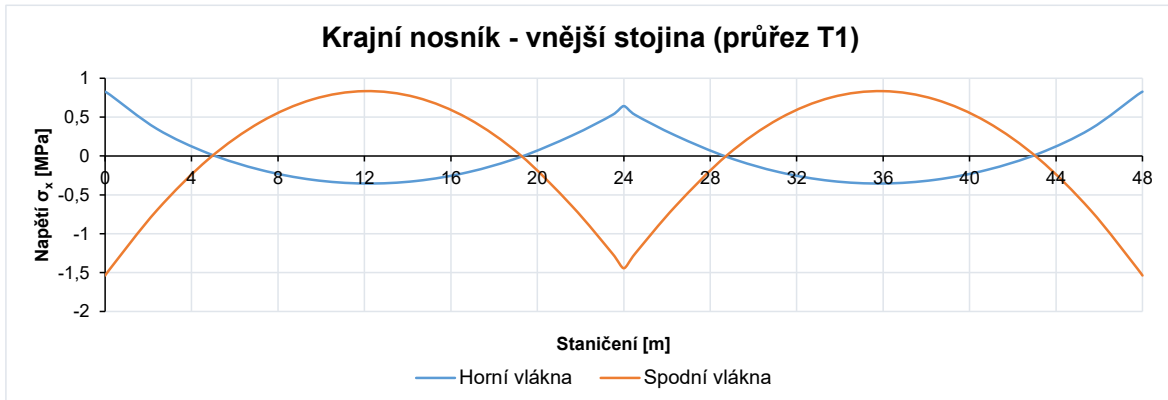


5.10.2 Normálová napětí

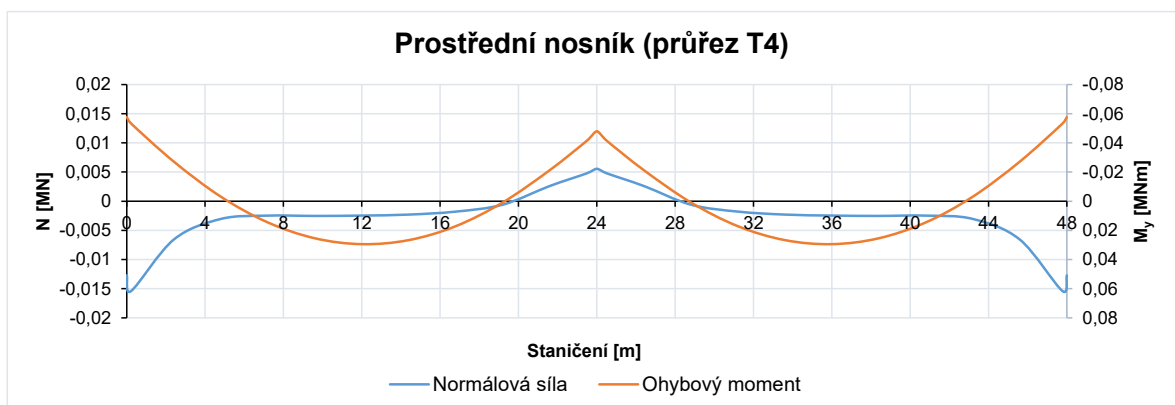
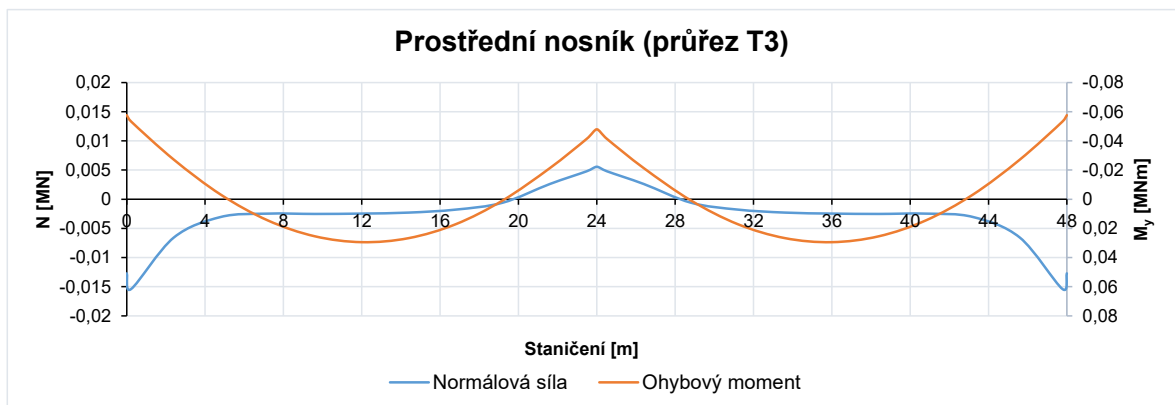
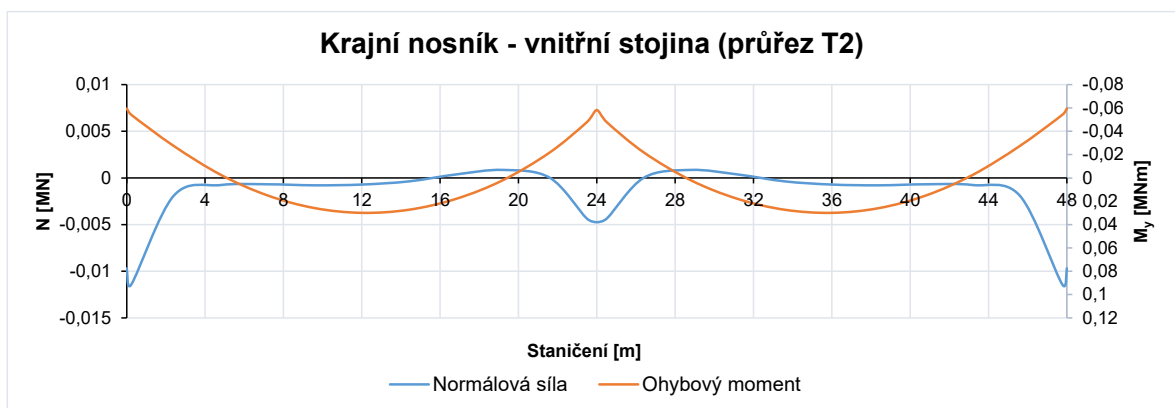
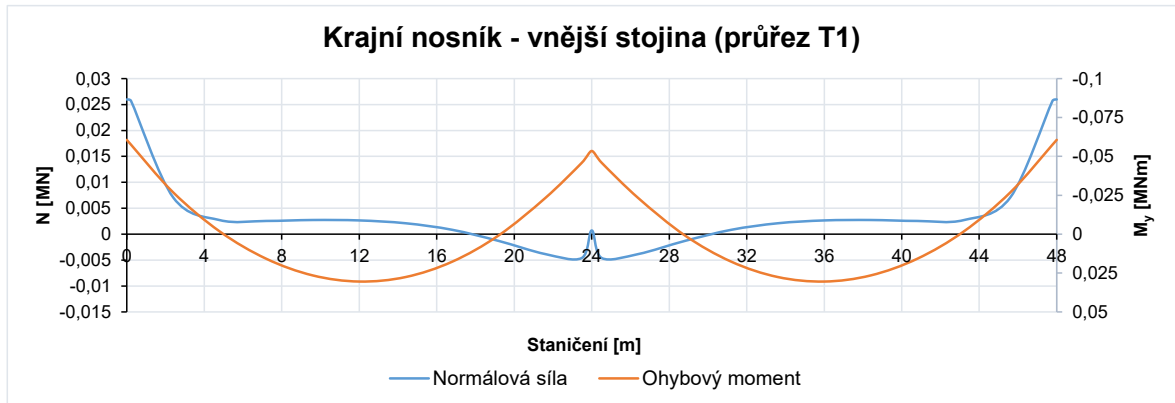


5.11 Staveništní zatížení - rámová konstrukce

5.11.1 Vnitřní síly



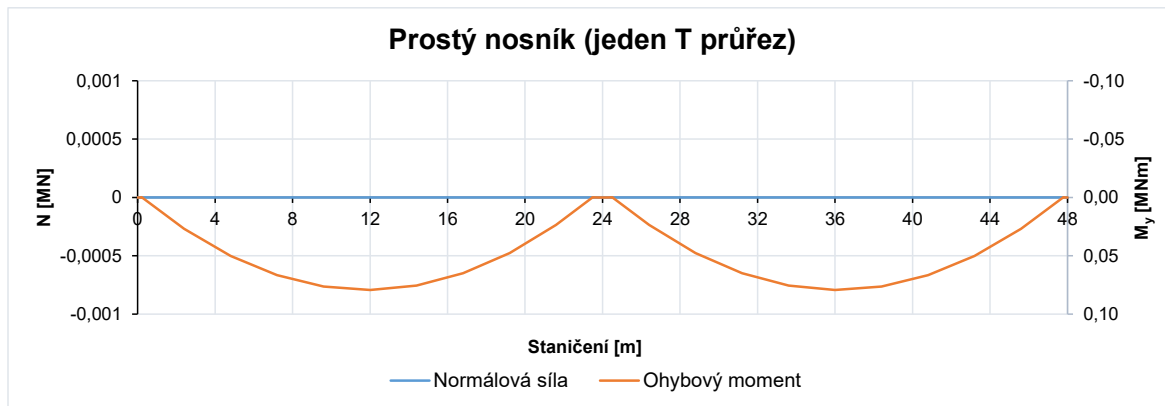
5.11.2 Normálové napětí



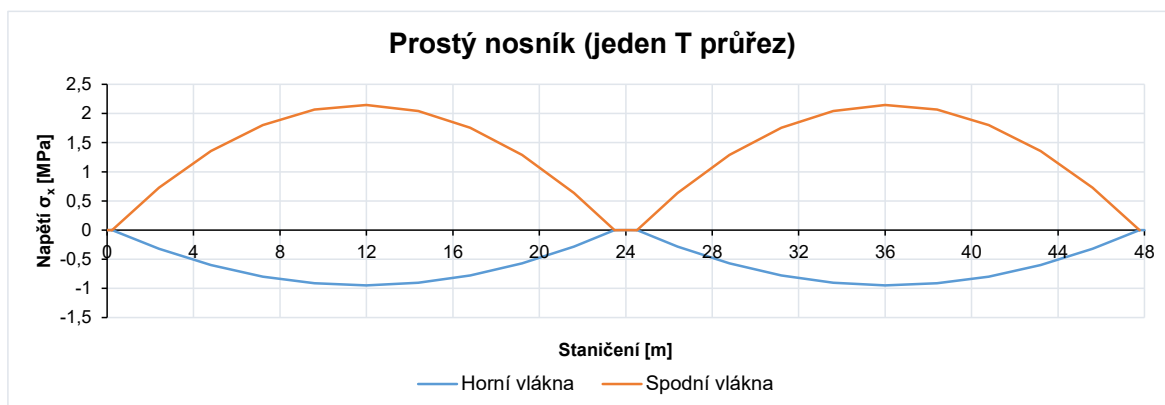
5.12 Staveništní zatížení - prostý nosník

Hodnoty vnitřních sil a napětí jsou u prostého nosníku pro všechny T-průřezy stejné.

5.12.1 Vnitřní síly



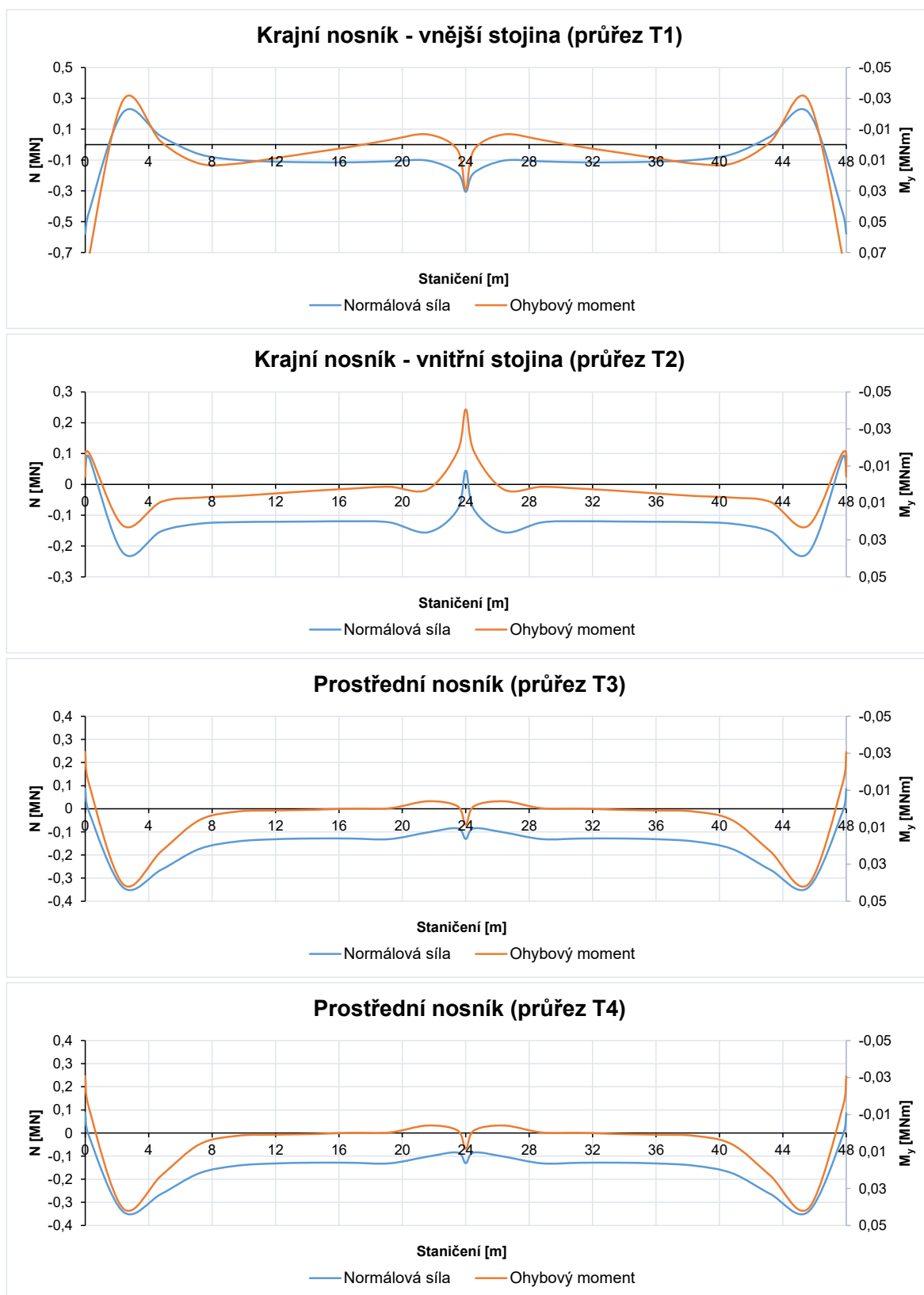
5.12.2 Normálové napětí



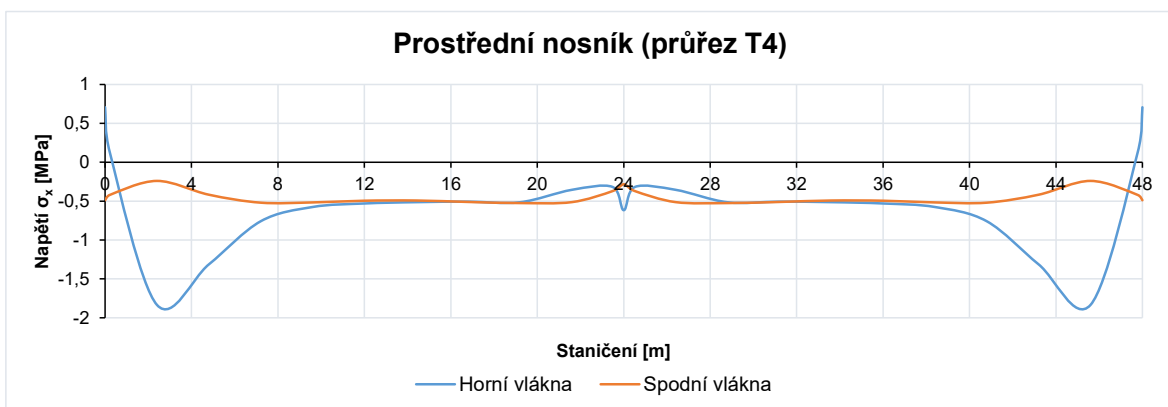
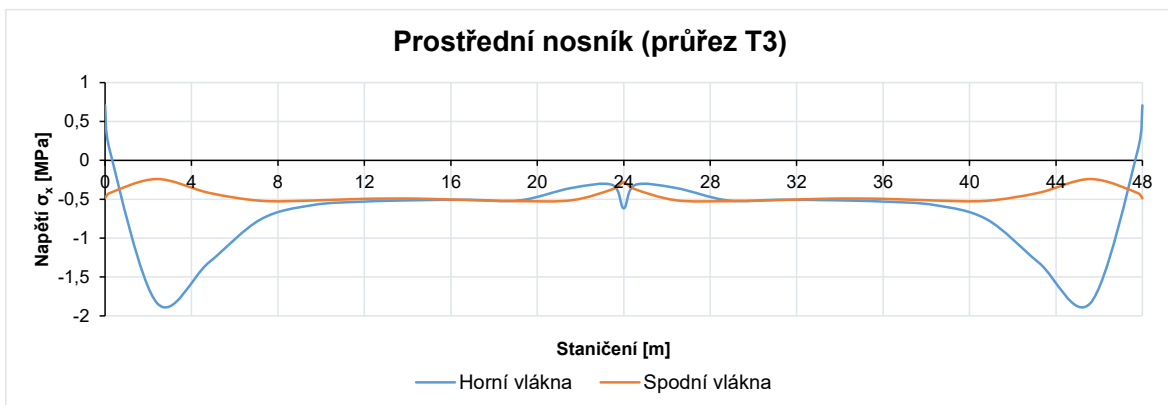
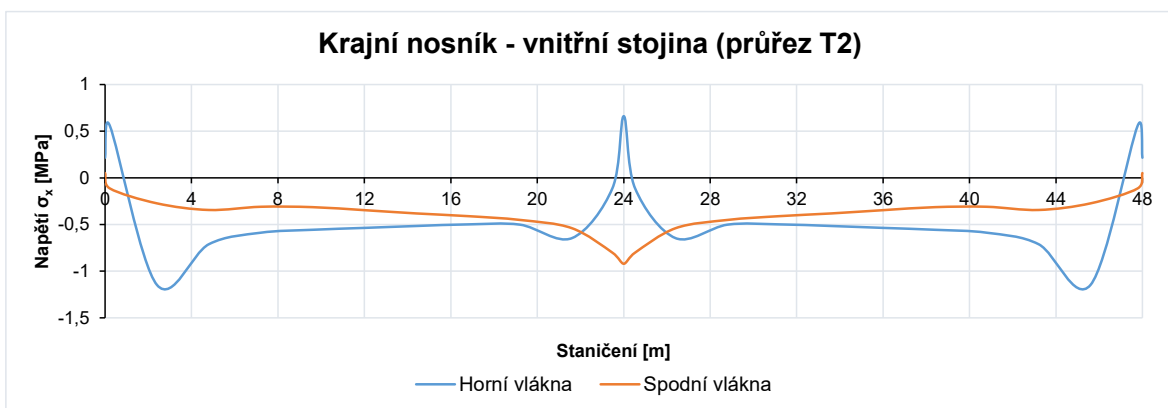
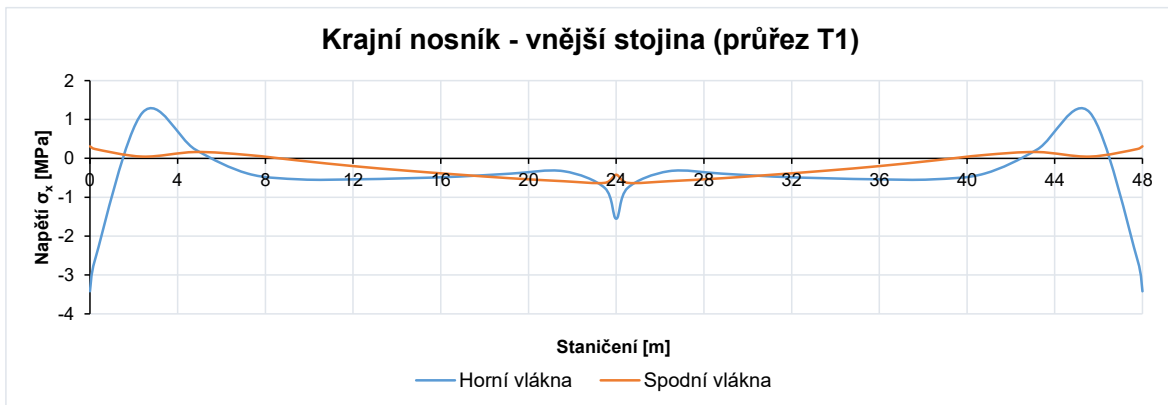
5.13 Rovnoměrná změna teploty - ohřátí

Vliv zatlačení do zeminy od ohřátí je spočten zvlášť.

5.13.1 Vnitřní síly

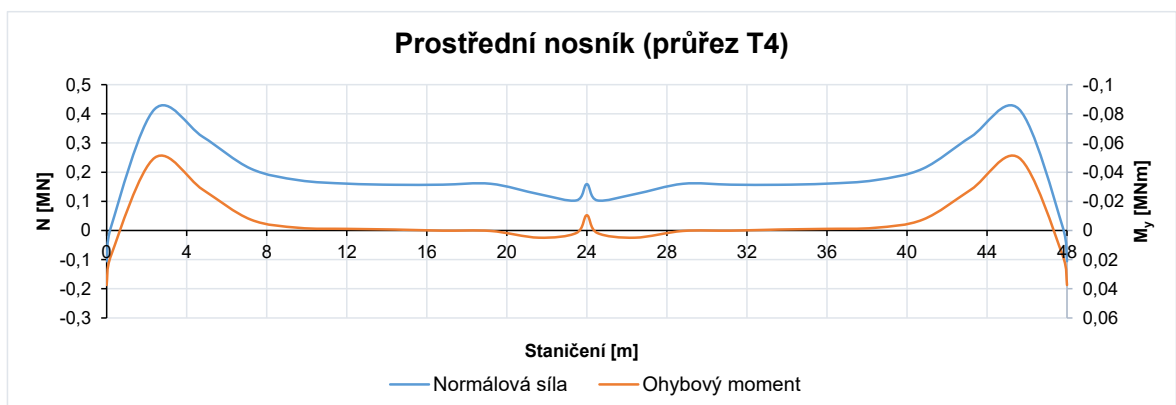
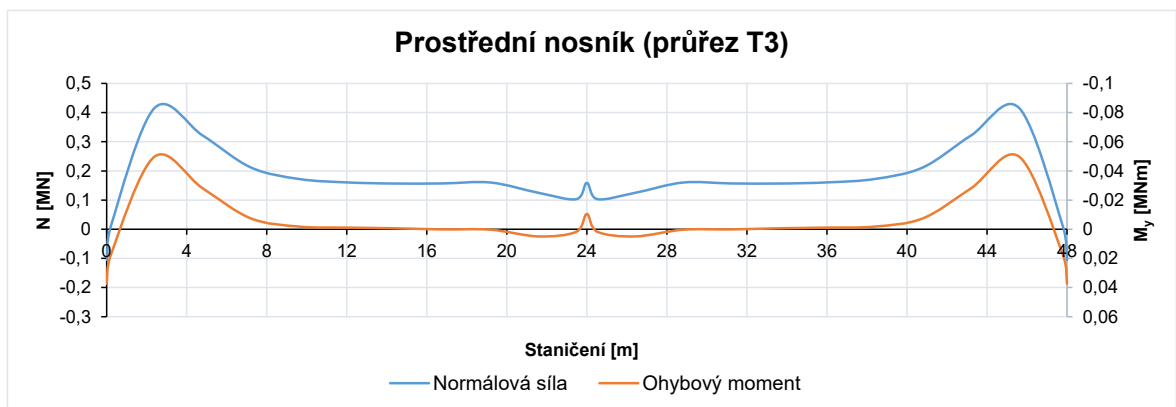
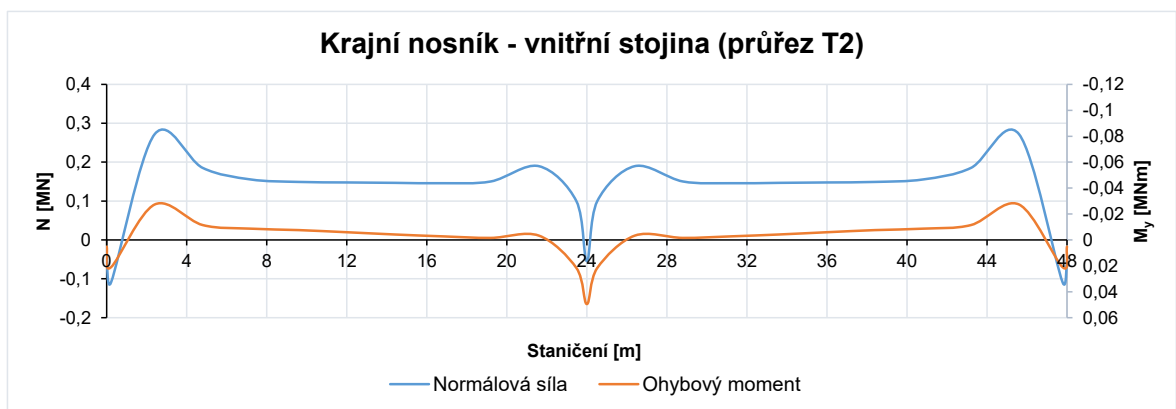
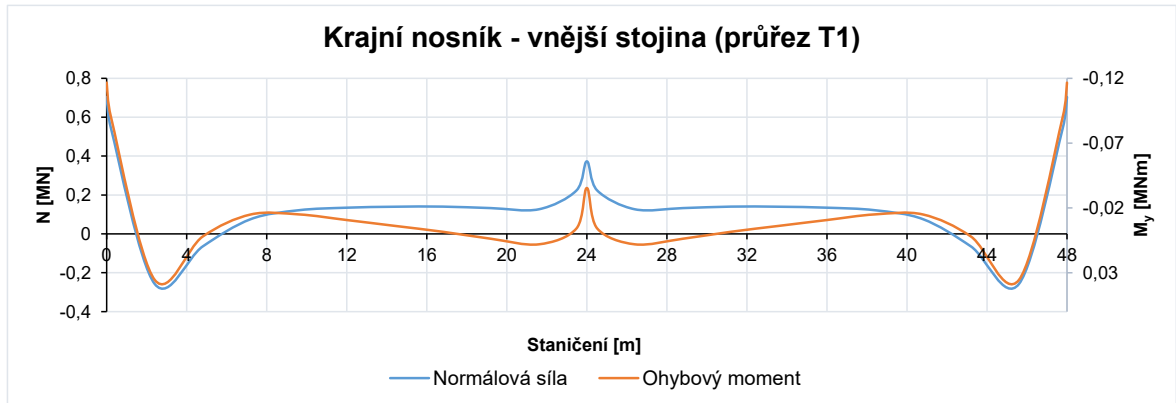


5.13.2 Normálové napětí

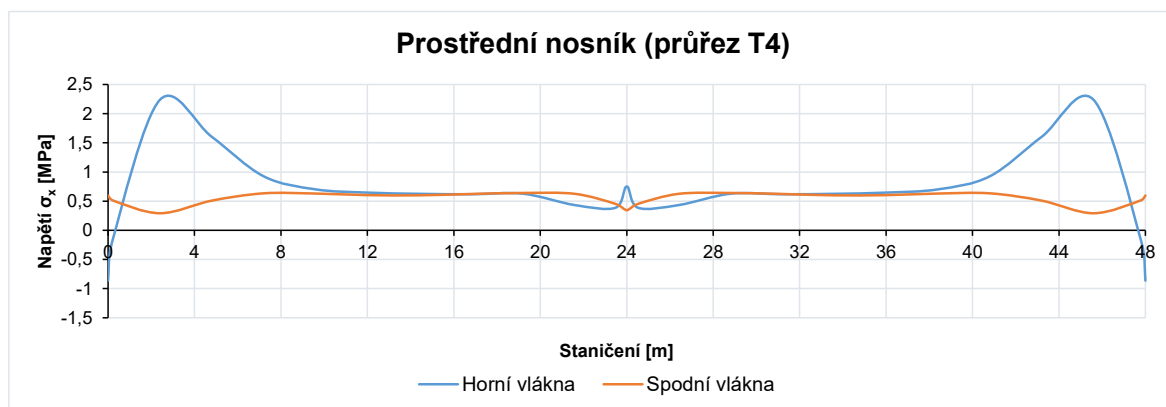
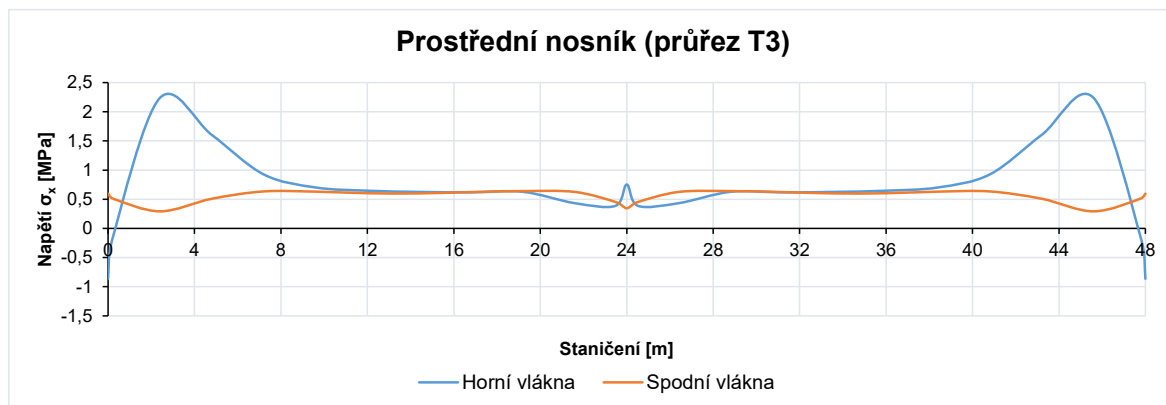
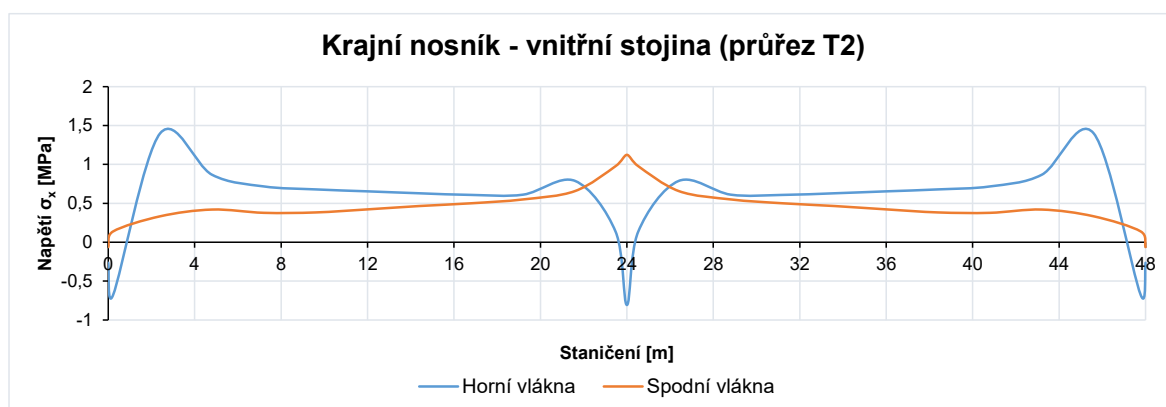
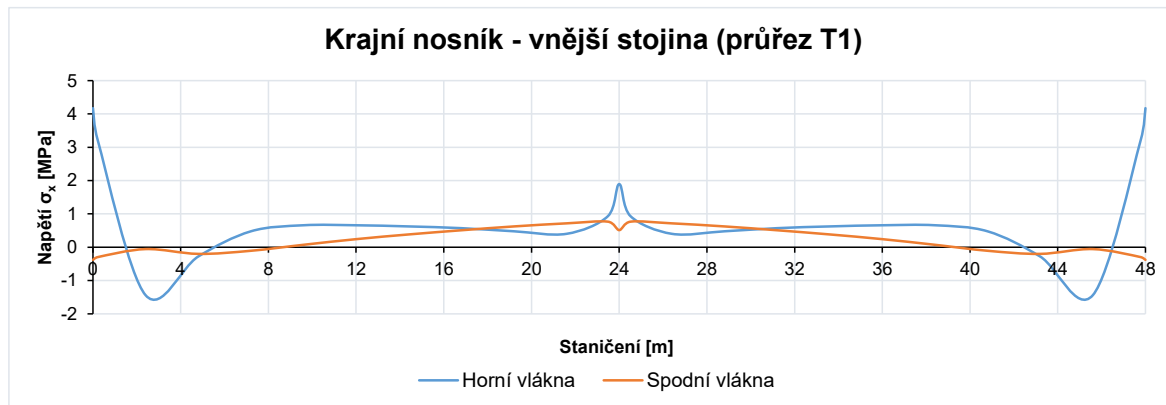


5.14 Rovnoměrná změna teploty - ochlazení

5.14.1 Vnitřní síly

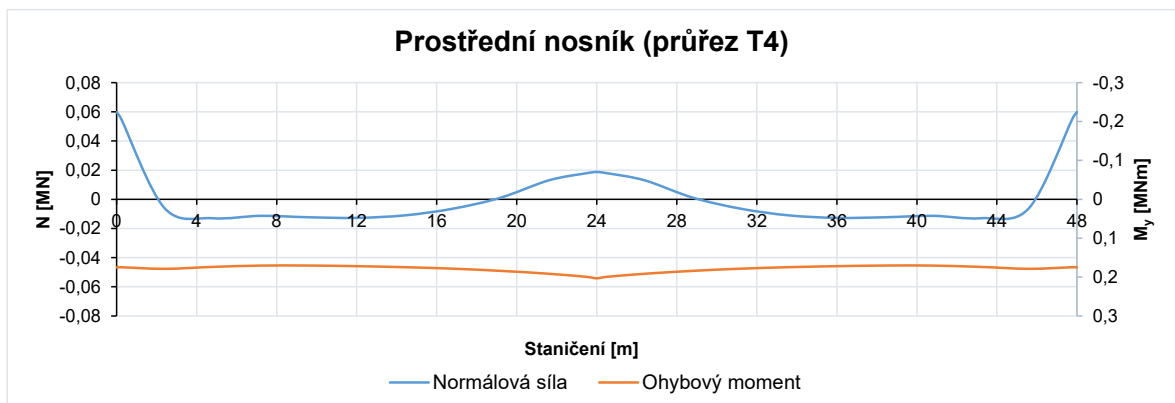
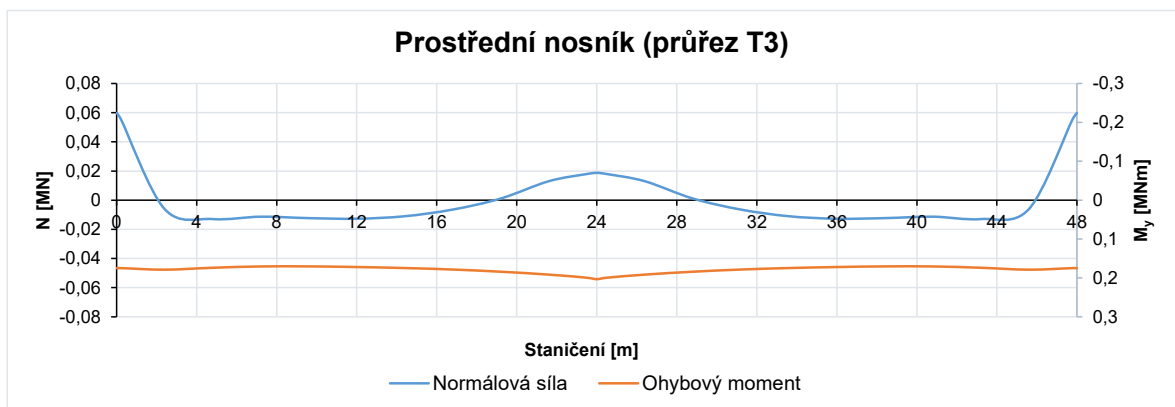
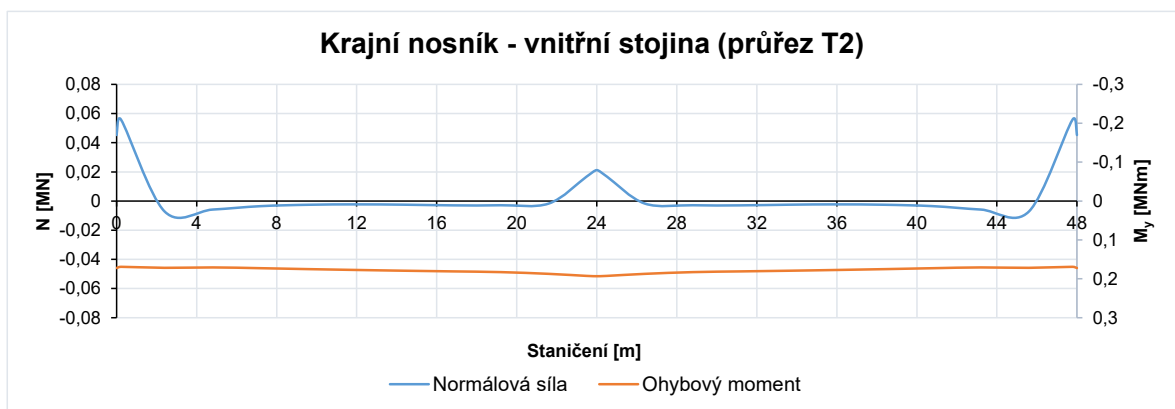
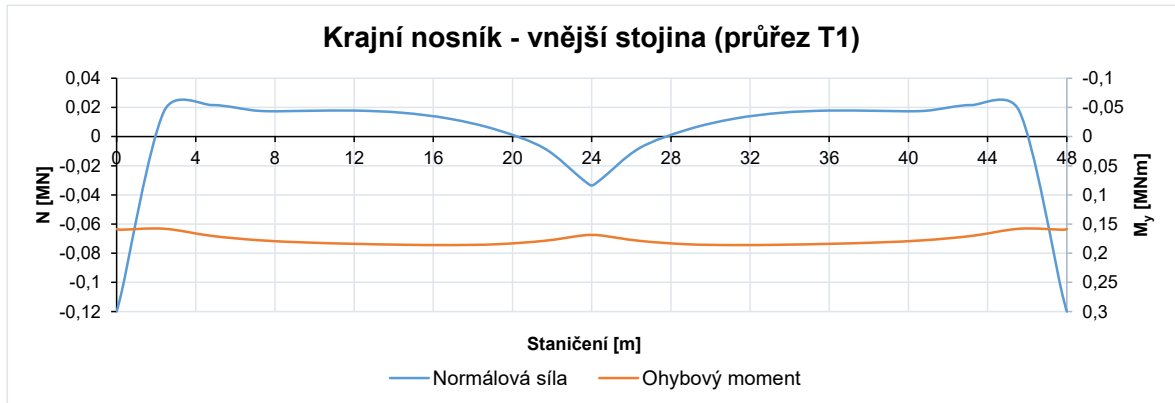


5.14.2 Normálové napětí

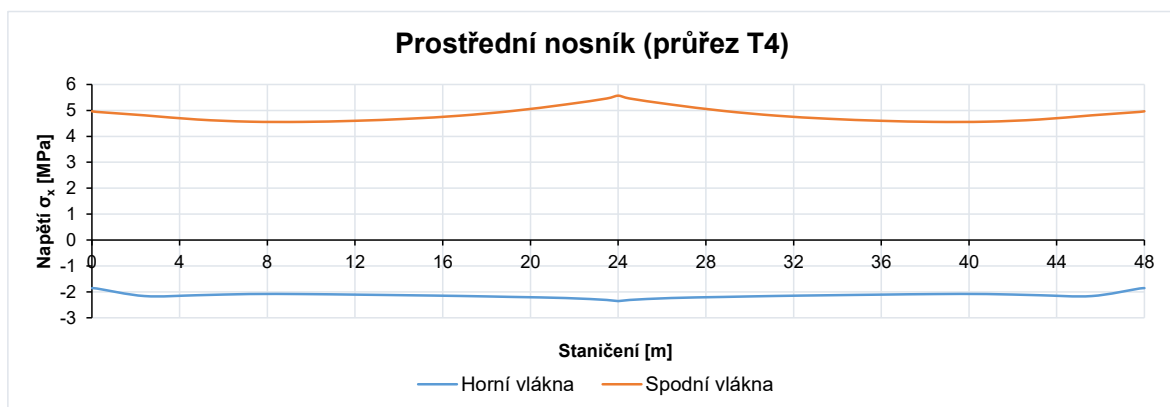
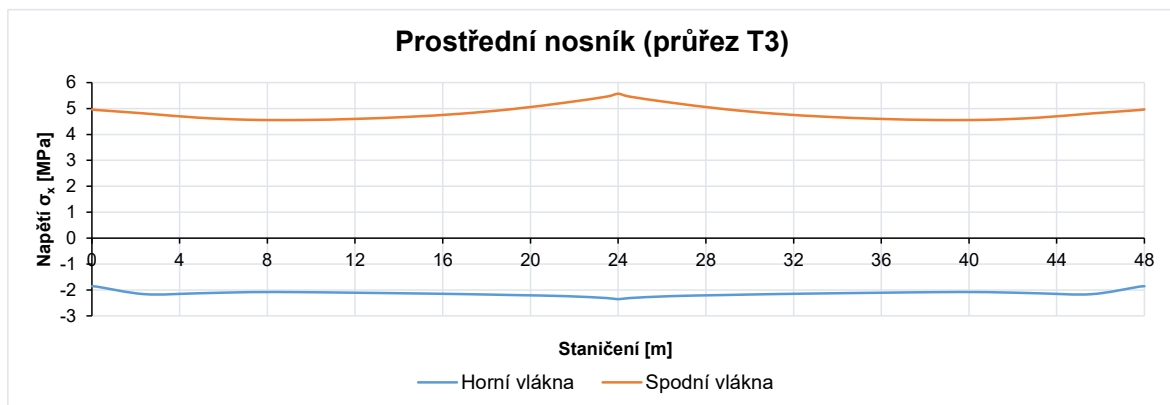
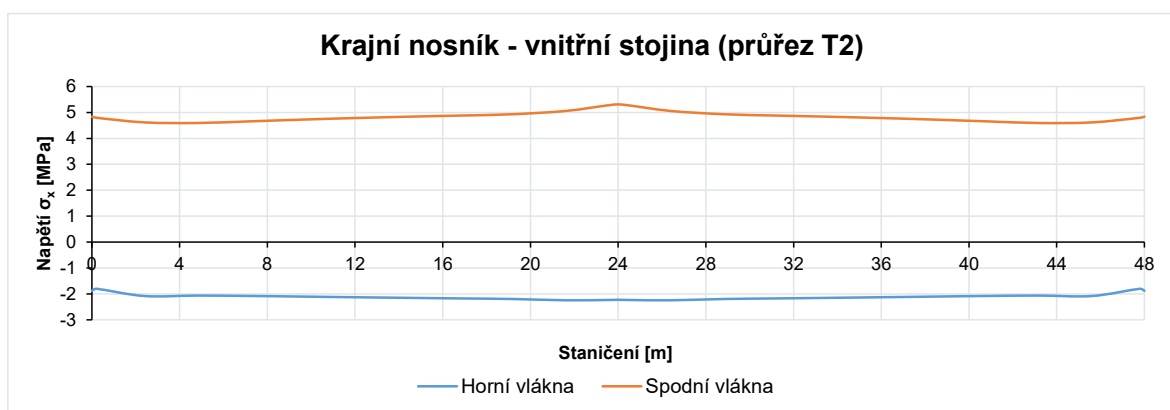
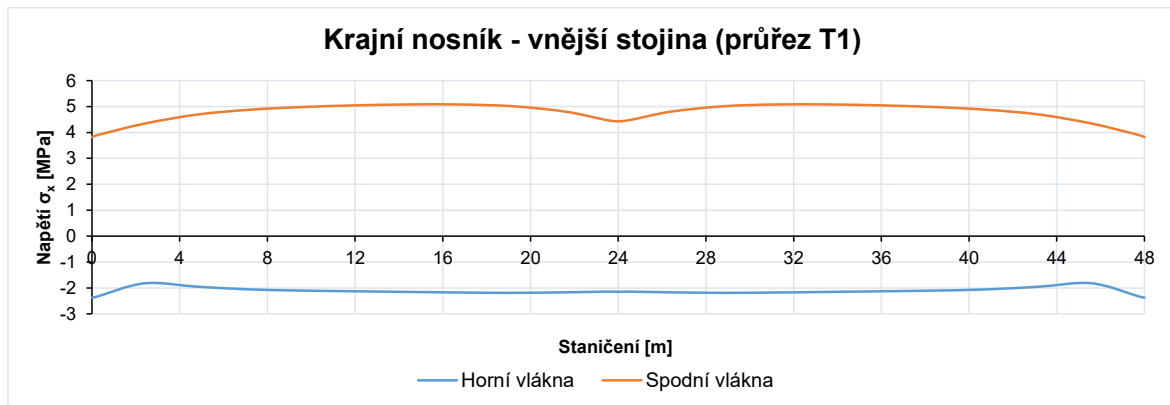


5.15 Nerovnoměrná změna teploty - horní povrch teplejší

5.15.1 Vnitřní síly

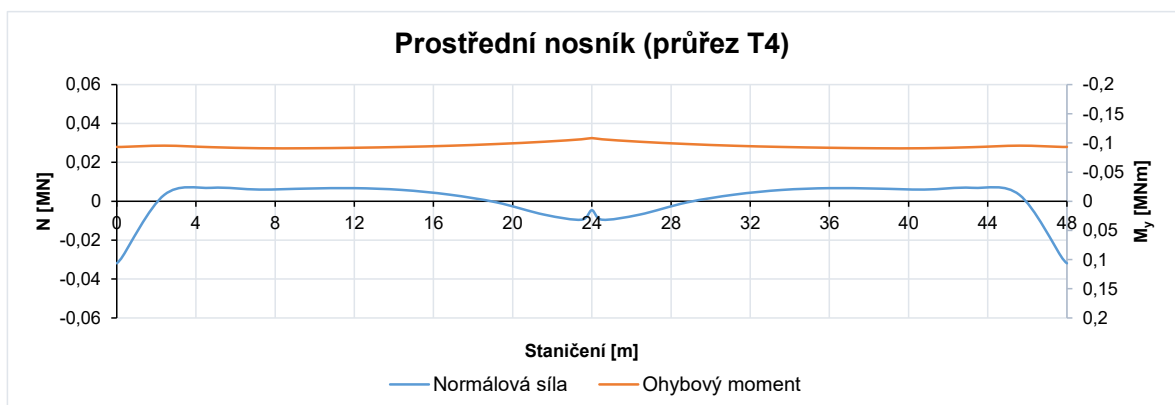
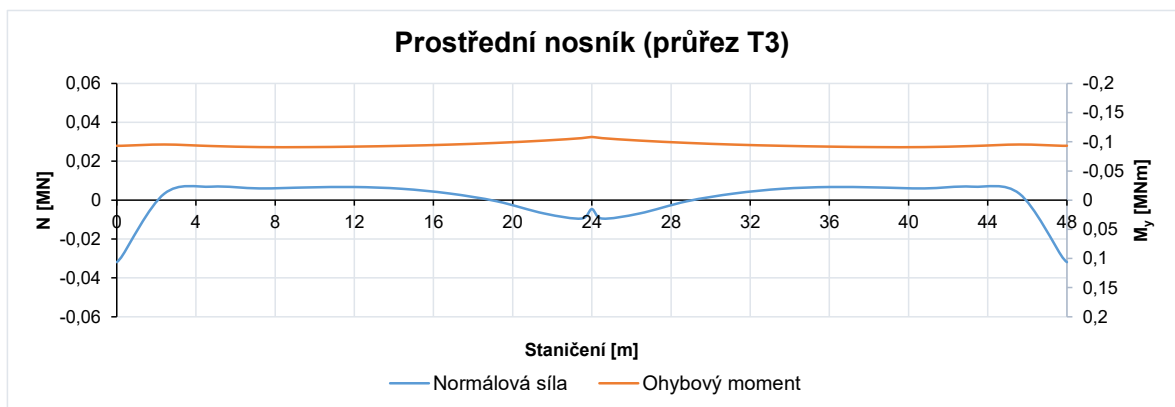
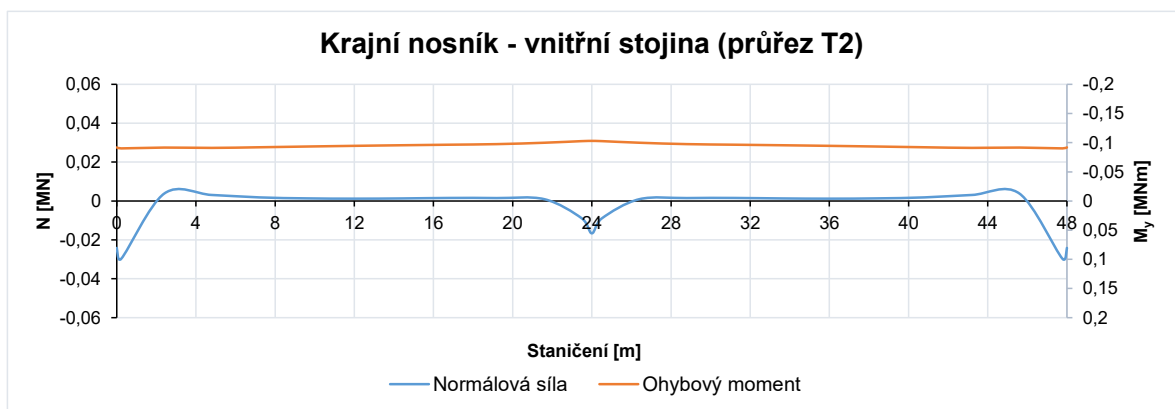
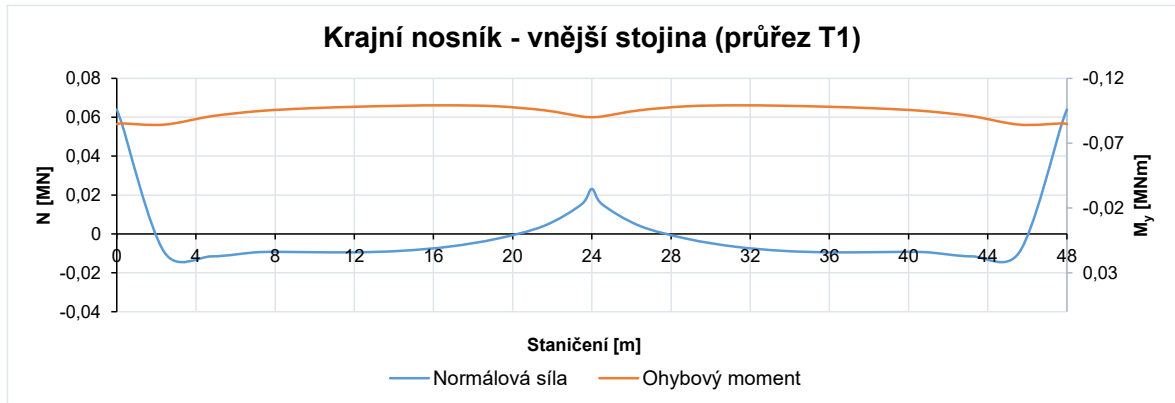


5.15.2 Normálové napětí

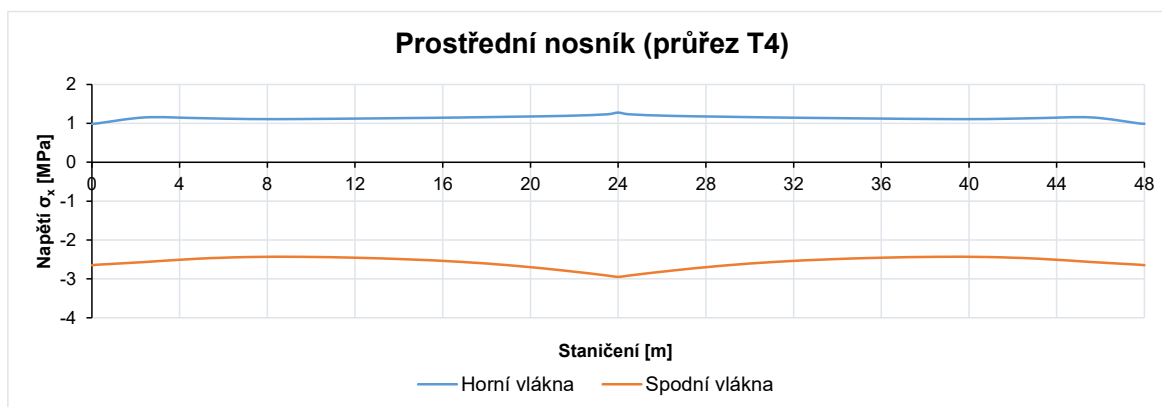
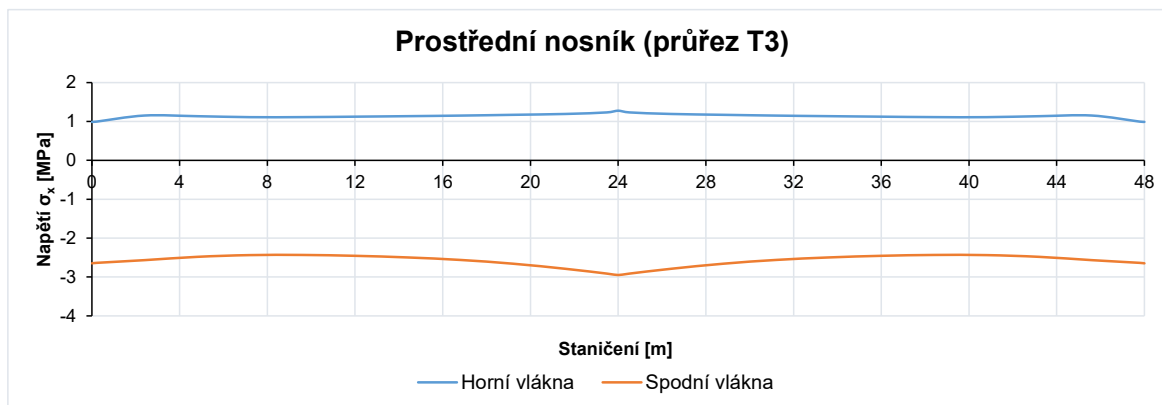
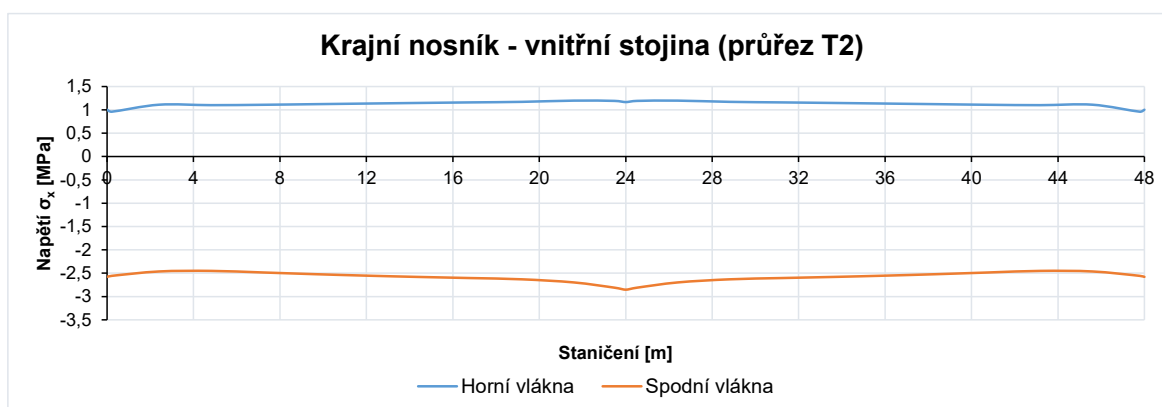
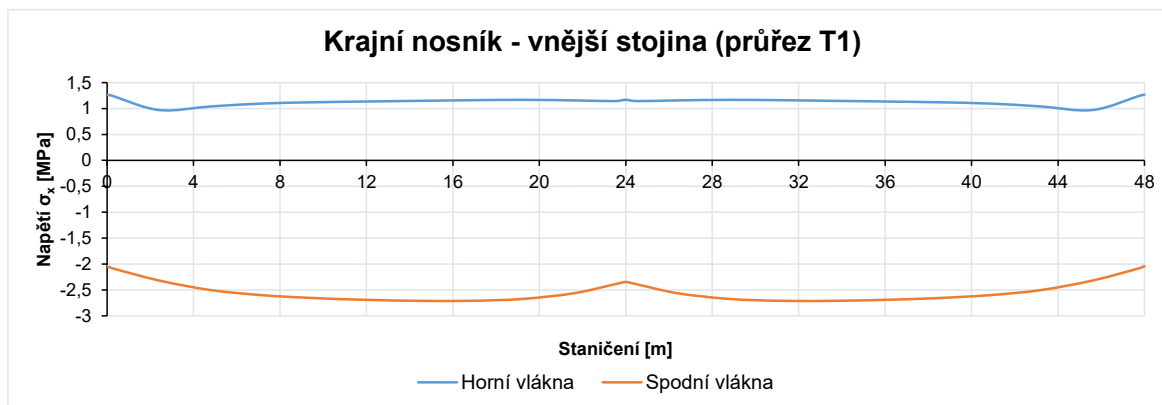


5.16 Nerovnoměrná změna teploty - spodní povrch teplejší

5.16.1 Vnitřní síly



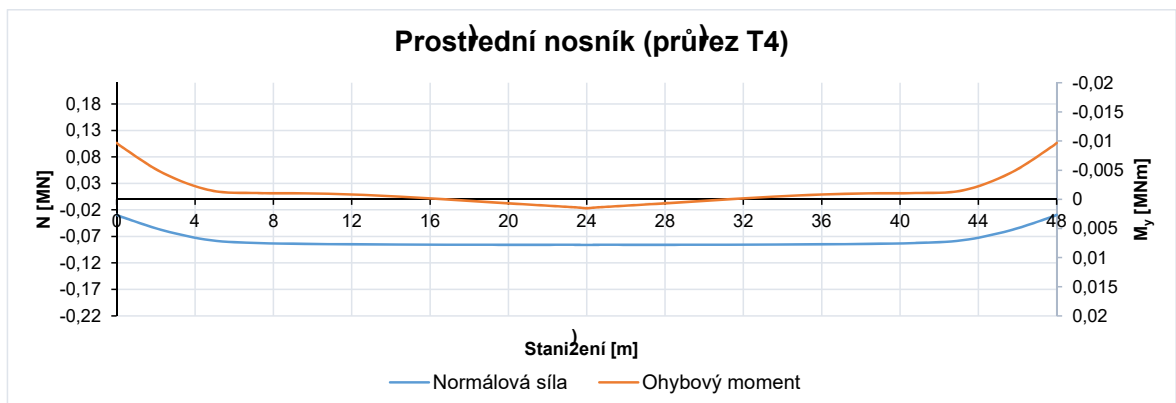
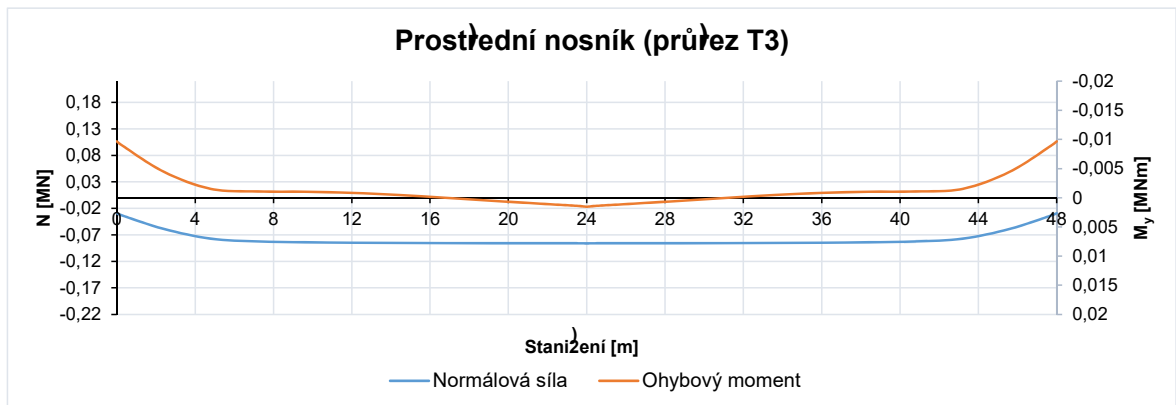
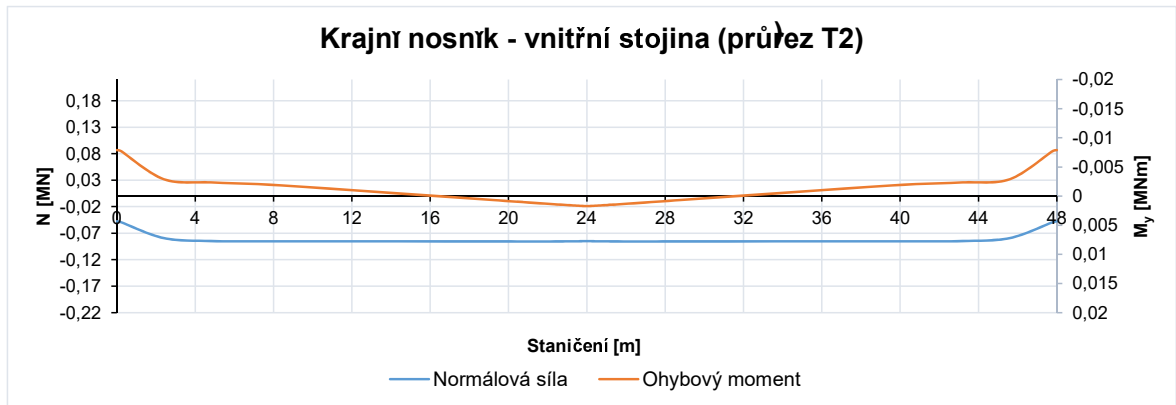
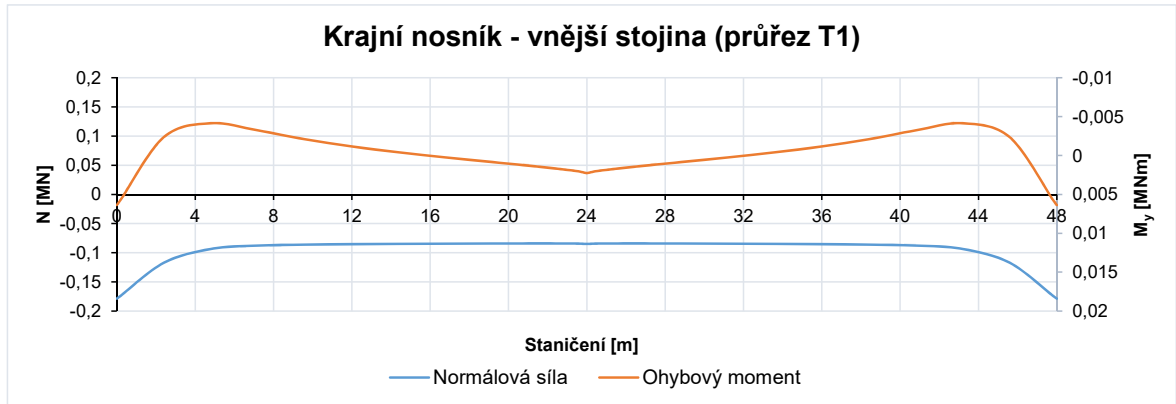
5.16.2 Normálové napětí



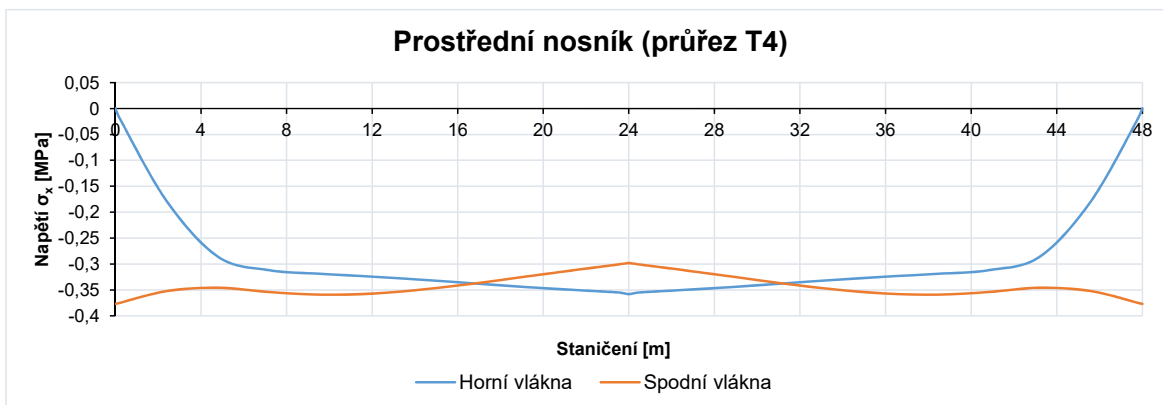
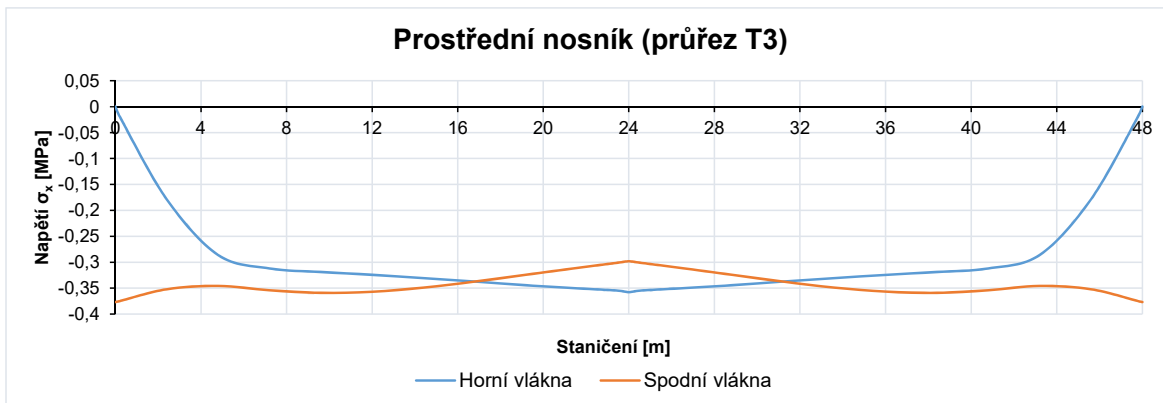
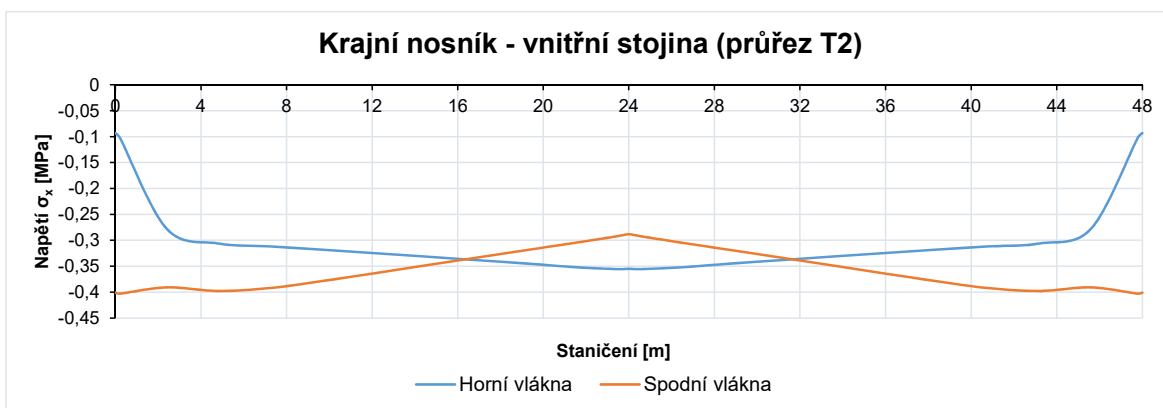
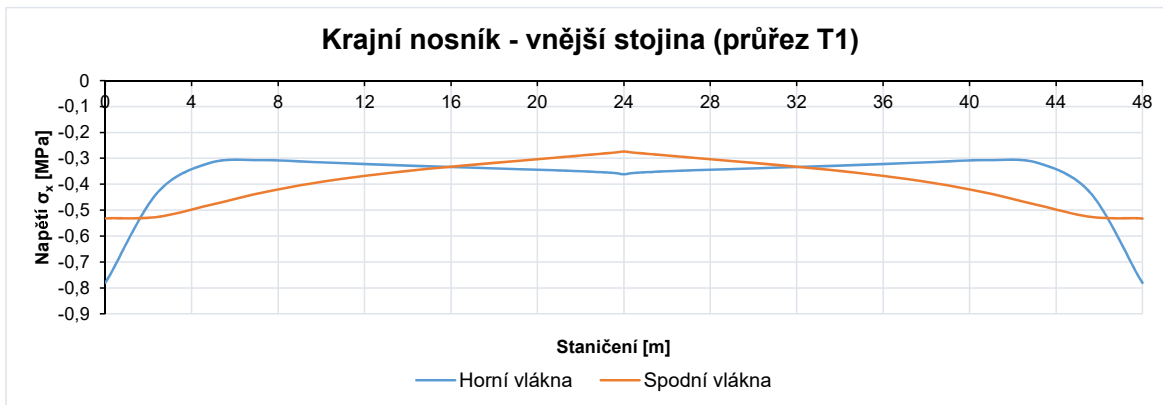
5.17 Zemní tlak od roztažení konstrukce vlivem teploty

Vliv přírůstku k zemnímu tlaku pasivnímu od roztažení konstrukce ohřátím.

5.17.1 Vnitřní síly



5.17.2 Normálové napětí



6 Kombinace vnitřních sil & napětí

Kombinace jsou uvažovány dle platných norem ČSN EN 1990. Most je posouzen celkem ve čtyřech časech dle následující tabulky.

Tabulka 6.1: Důležité časy pro posouzení konstrukce

Okamžik		Čas [d]
Předpětí se soudržností		7
Předpětí volnými kabeley	těsně před	28
	těsně po	28
Uvedení do provozu		168
Konec životnosti		365 000

Pro kombinace zatížení na mezi únosnosti a mezi použitelnosti jsou uvažovány následující hodnoty součinitelů.

Tabulka 6.2: Dílčí součinitele zatížení

Zatížení		Součinitel	Hodnota
Stálé zatížení	nepříznivé	$\gamma_{G,sup}$	1,35
	příznivé	$\gamma_{G,inf}$	1,00
Poklesy podpor		$\gamma_{G,set}$	1,20
Předpětí		γ_P	1,00
Zatížení silniční dopravou	nepříznivé	γ_Q	1,35
	příznivé	γ_Q	0,00
Ostatní proměnná zatížení	nepříznivá	γ_Q	1,50
	příznivá	γ_Q	0,00

Tabulka 6.3: Součinitele kombinace ψ pro silniční mosty

			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou	gr1a (LM1)	TS	0,75	0,75	0,00
		UDL	0,40	0,40	0,00
	gr5 (LM3)		0,00	-	0,00
Zatížení teplotou			0,60	0,60	0,50
Staveništní zatížení			1,00	-	1,00

Vztahy pro sestavení kombinací jsou uvedeny v kapitolách 7 a 8.

7 Kombinace pro mezní stavy použitelnosti (bez předpětí)

V mezním stavu použitelnosti se uvažují tyto tři kombinace zatížení: **charakteristická, častá a kvazistálá**. Tyto kombinace jsou spočteny pro všechny důležité časy a slouží pro posouzení konstrukce v mezním stavu použitelnosti.

Pro mezní stav použitelnosti jsou zkombinovány pouze hodnoty normálových napětí, protože se zde hodnoty vnitřních sil neposuzují.

Uvedené kombinace jsou vypočteny podle následujících vzorců s uvedenými koeficienty na předcházející straně.

7.1 Vzorce

7.1.1 Charakteristická kombinace

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

7.1.2 Častá kombinace

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

7.1.3 Kvazistálá kombinace

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

Pro čas vnesení předpětí předem se soudržností a současně odbednění nosníků jsou sečtena napětí od vlastní tíhy prostých nosníků a staveništního (montážního) zatížení těchto nosníků.

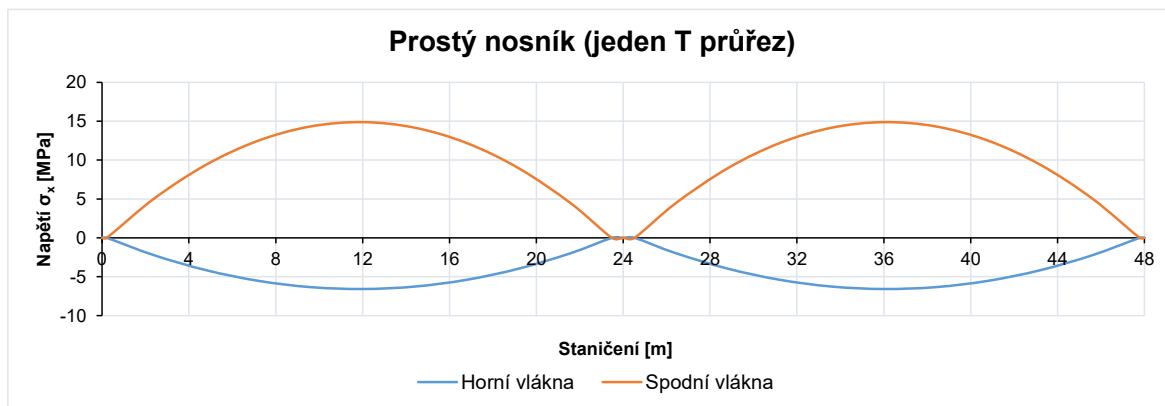
Pro časy před a po vnesení předpětí volnými kabely (časy před uvedením do provozu) se uvažuje v dílčích kombinacích jako hlavní zatížení staveništní a posléze teplotou. Jedná se o stavební stav, proto se zde dopravní zatížení neuvažuje.

Výsledná kombinace zatížení je v každém čase obálkou dílčích kombinací, kde se pro časy uvedení do provozu a na konci životnosti nejprve uvažuje jako hlavní zatížení dopravou a posléze teplotou. Jako dopravní zatížení slouží nezávislé sestavy **gr1a** a **gr5**.

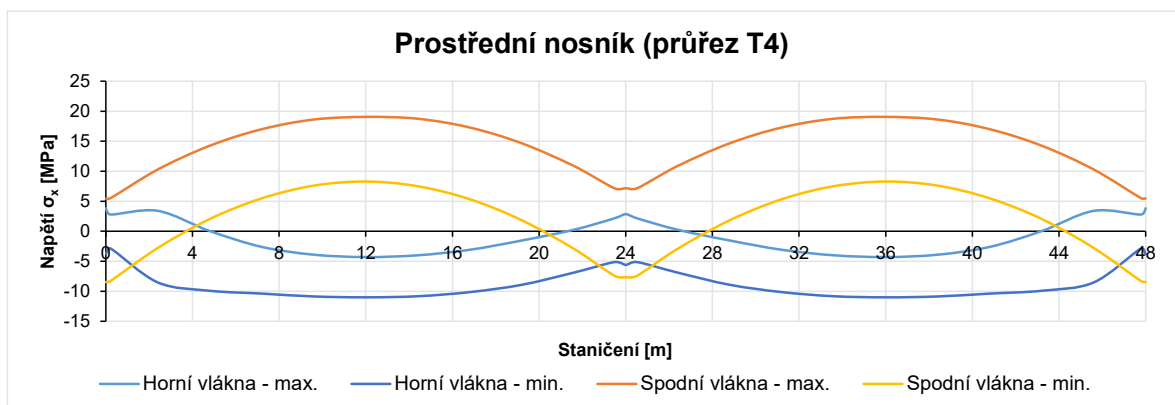
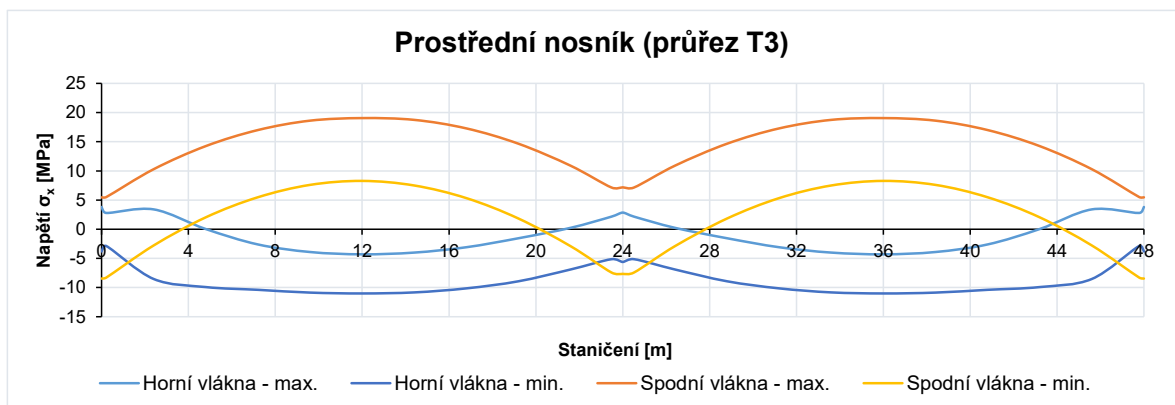
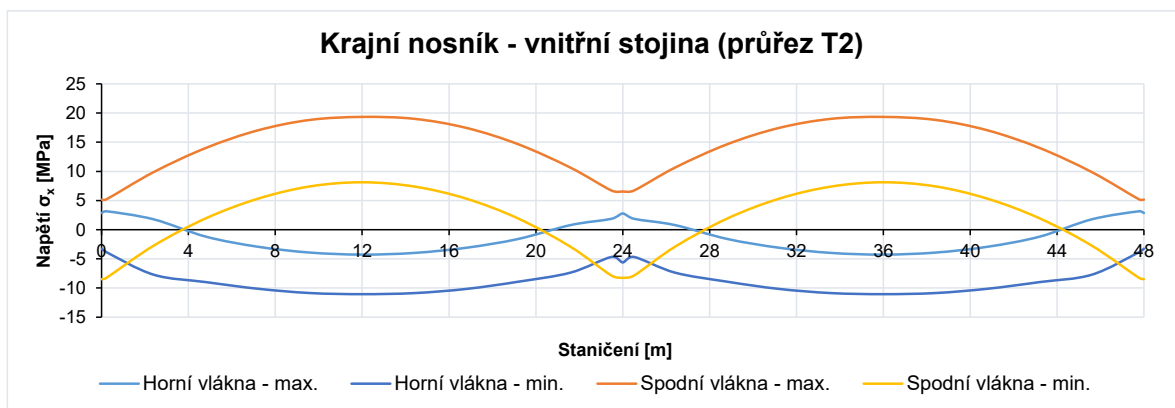
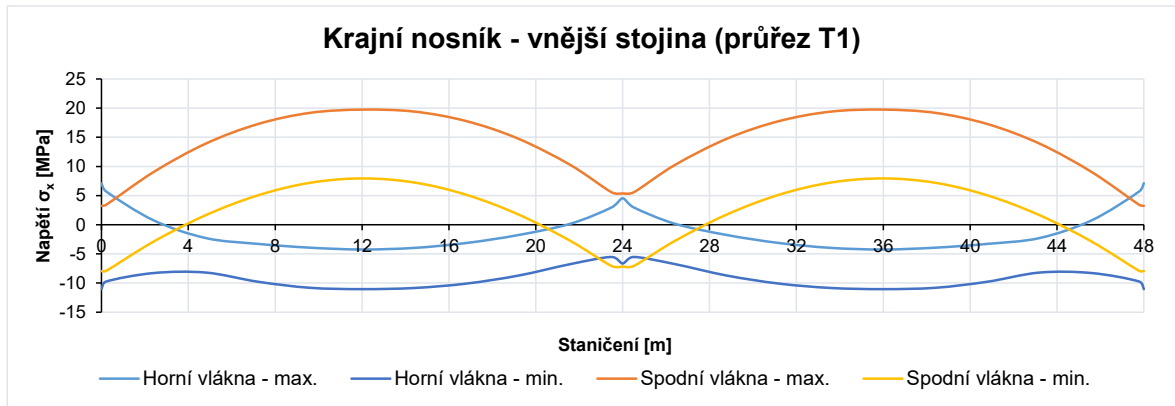
7.2 Vykreslení v důležitých časech

7.2.1 Vnesení předpětí předem se soudržností a odbednění nosníků (t=7 d)

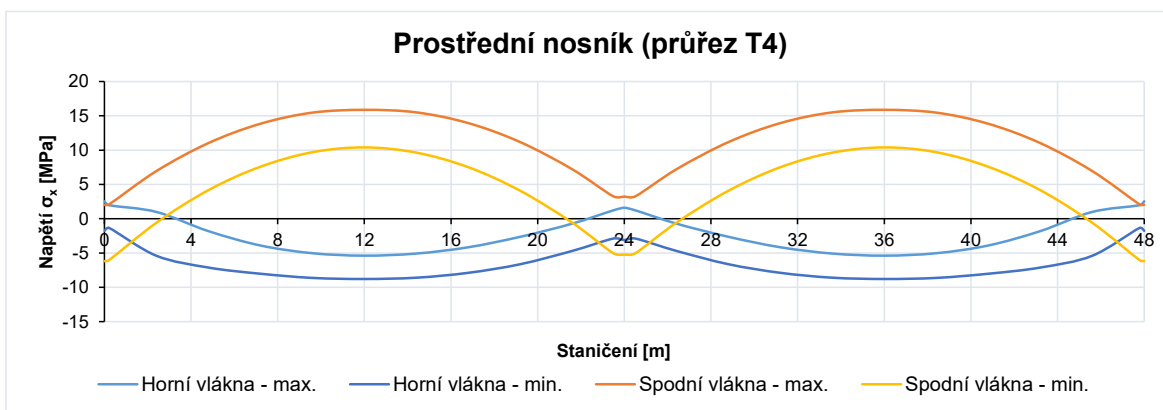
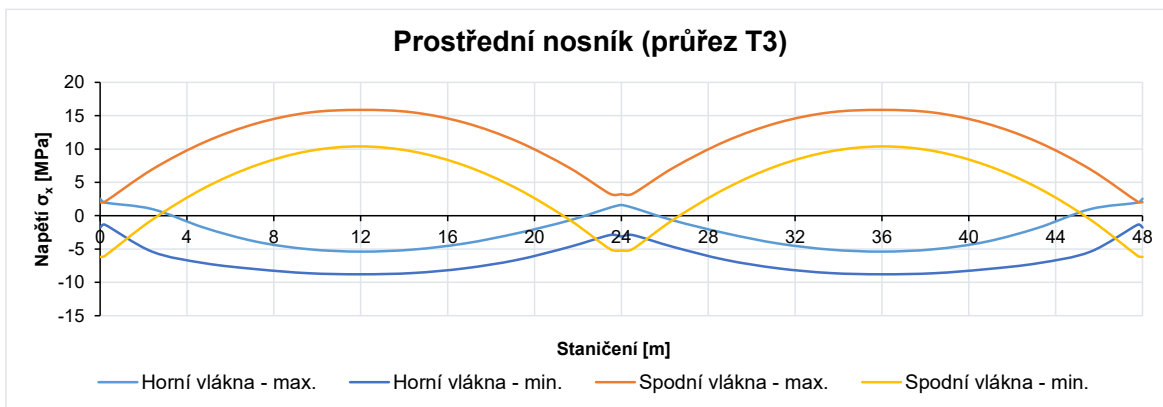
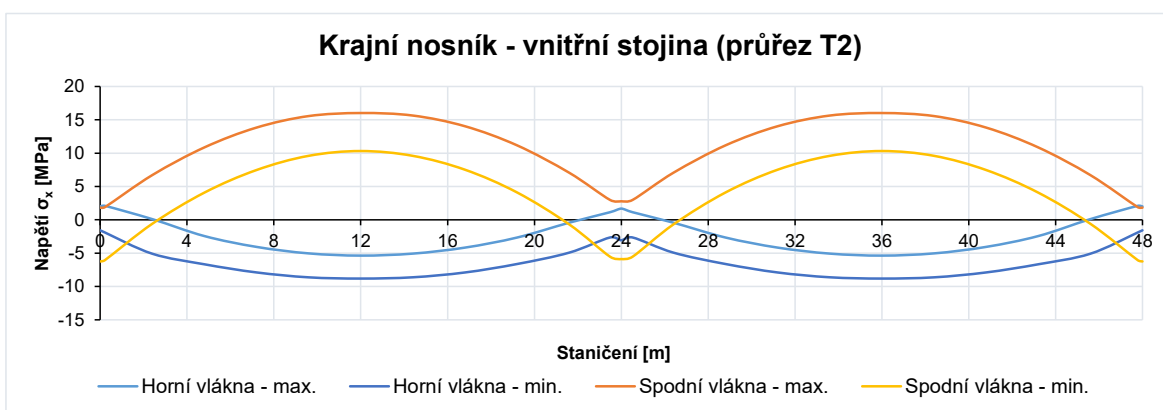
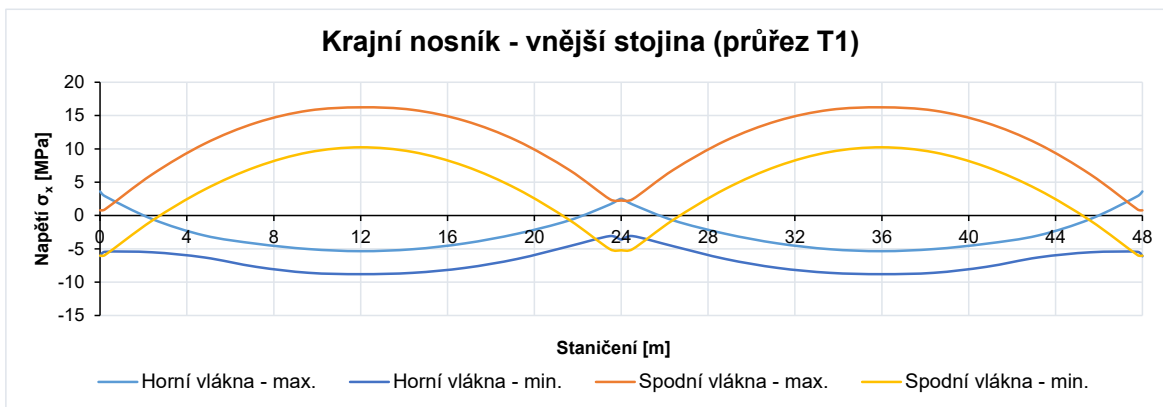
Tato „kombinace“ je uvažována posouzení v čase 7 dnů po odbednění nosníku ve výrobě. Jelikož teplotní zatížení na prostém nosníku nevyvozuje žádné vnitřní síly, byla uvažována pouze vlastní tíha a montážní zatížení se součiniteli zatížení rovnajícími se 1, pokud zvětšuje účinky působící na nosník.



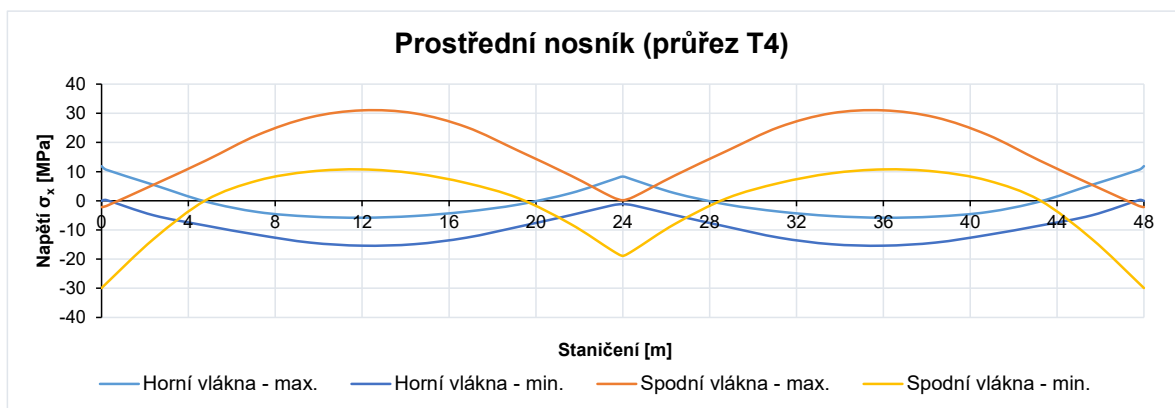
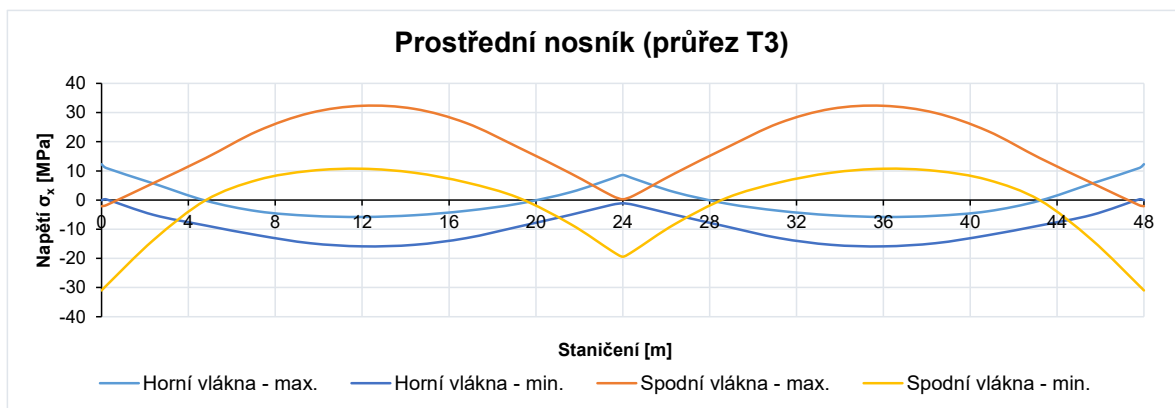
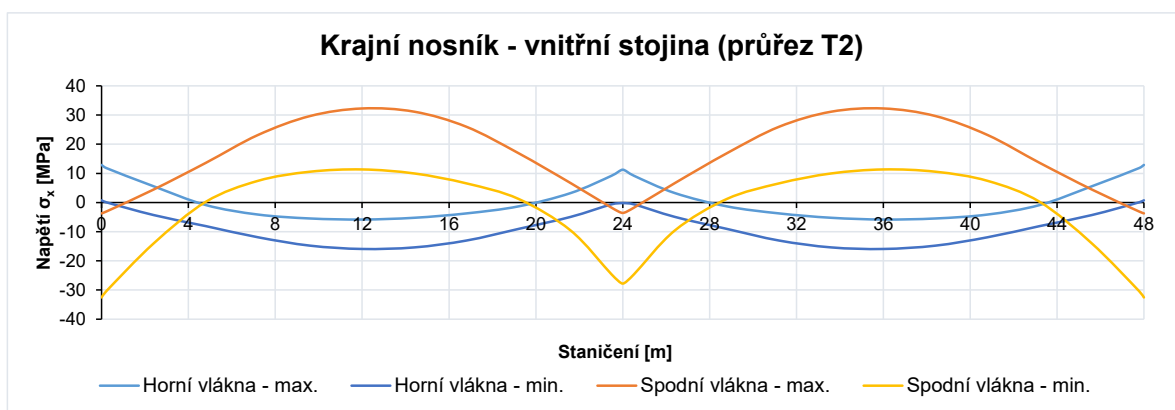
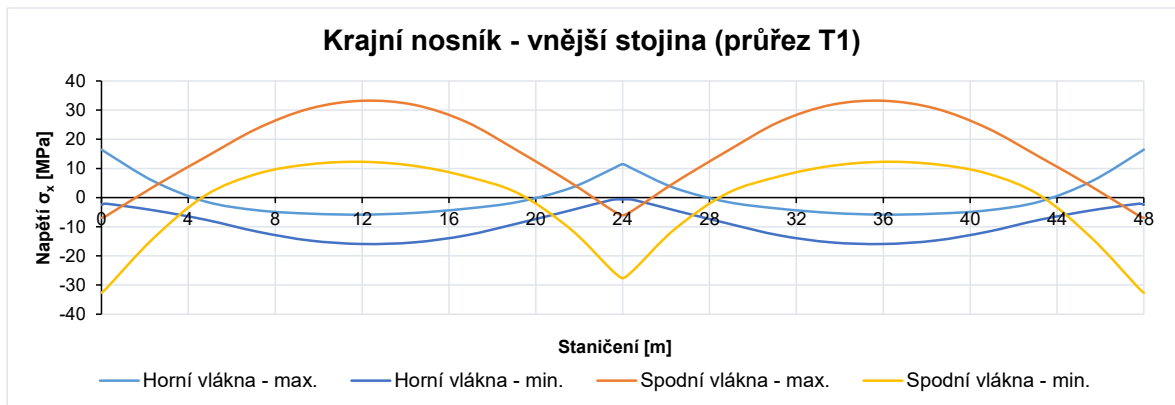
7.2.2 Vnesení předpětí volnými kabely (t=28 d) Charakteristická kombinace



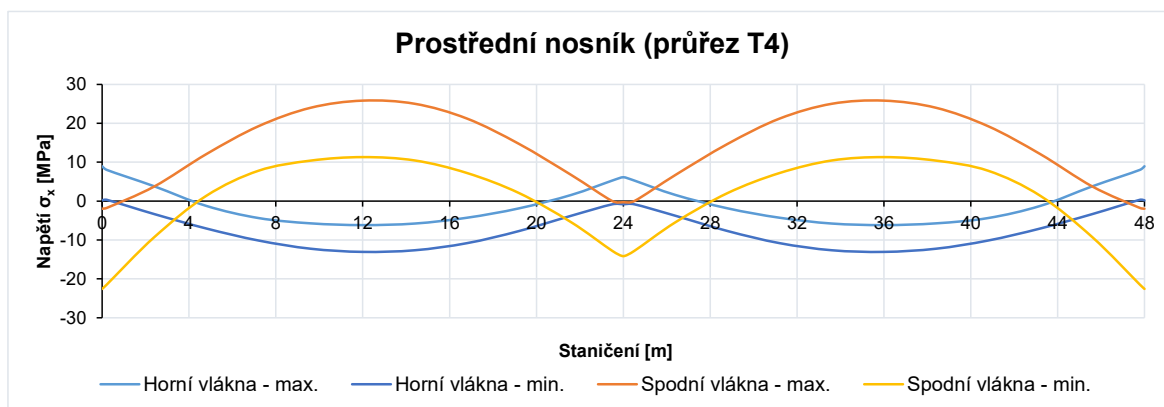
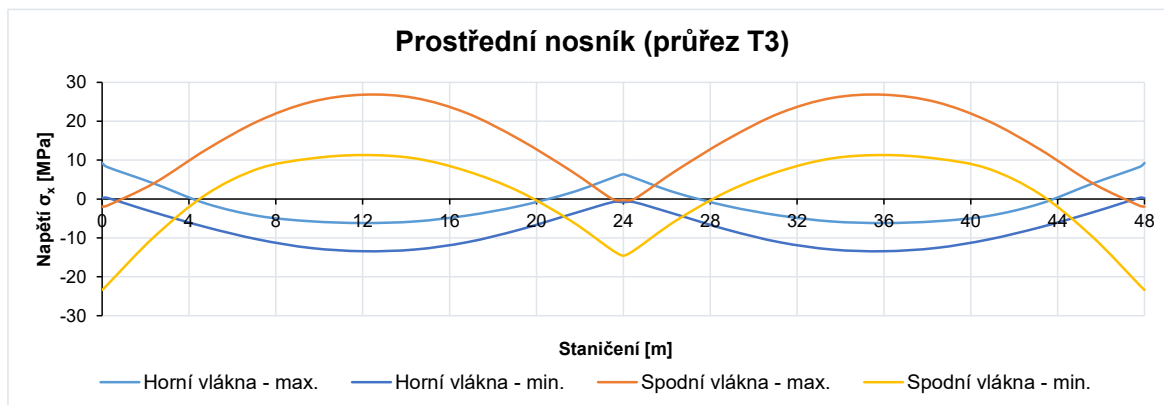
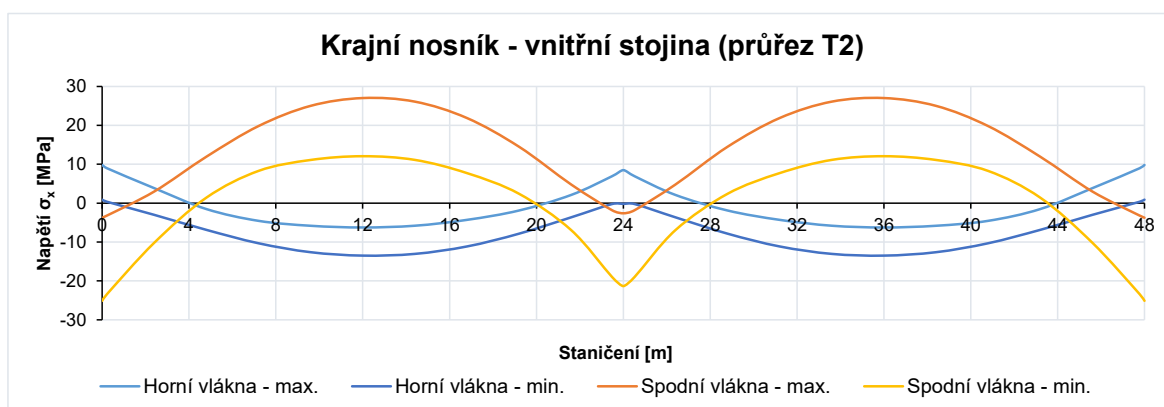
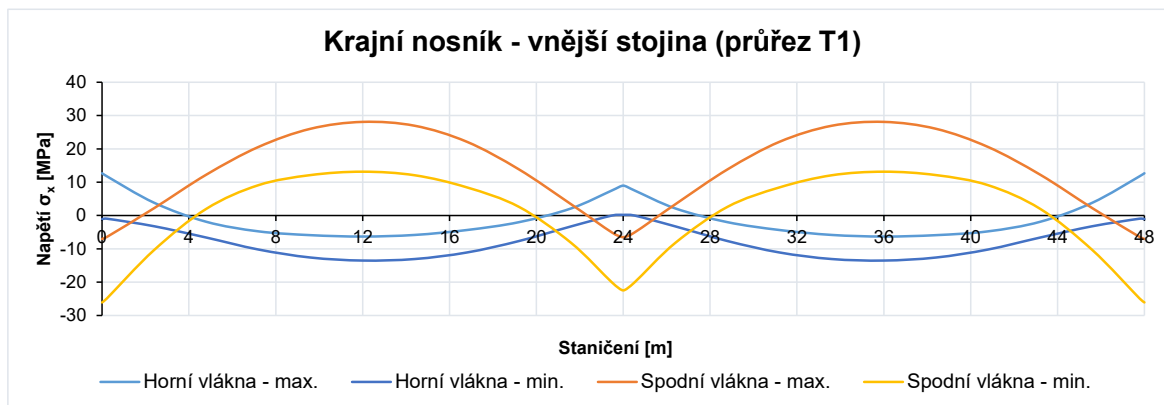
Kvazistálá kombinace



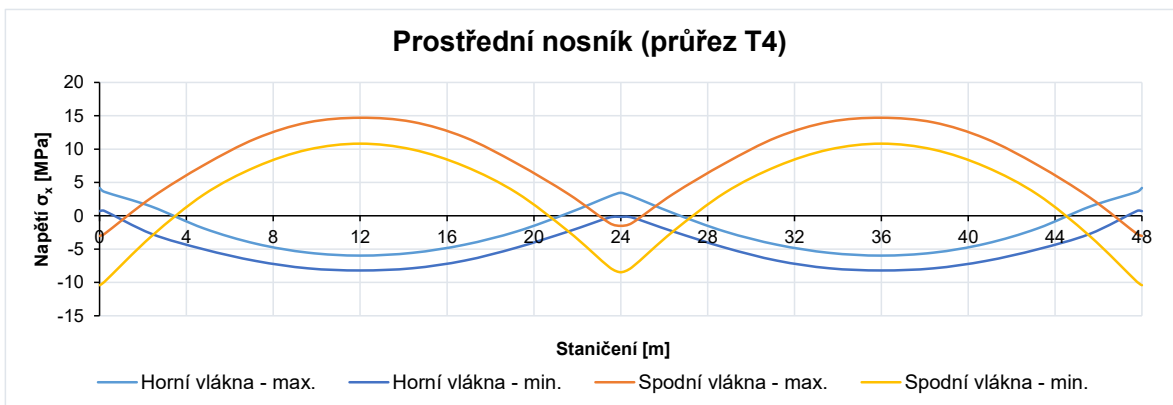
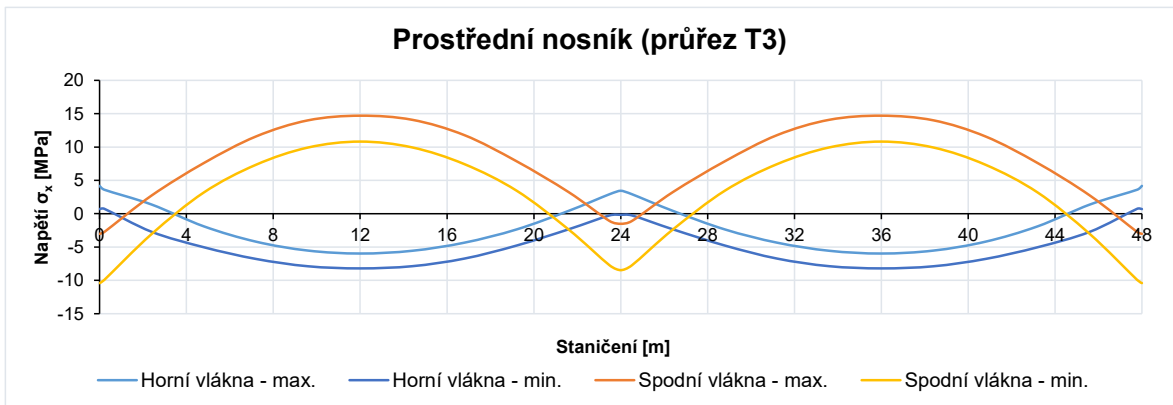
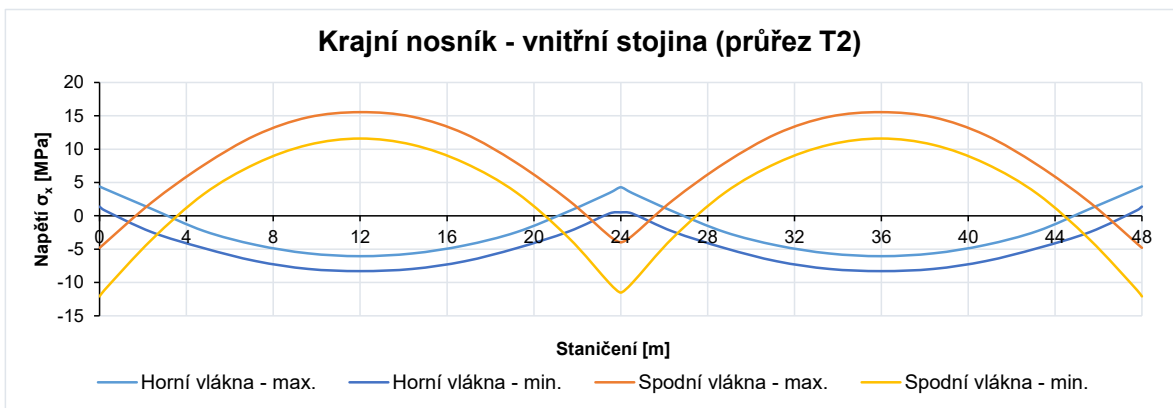
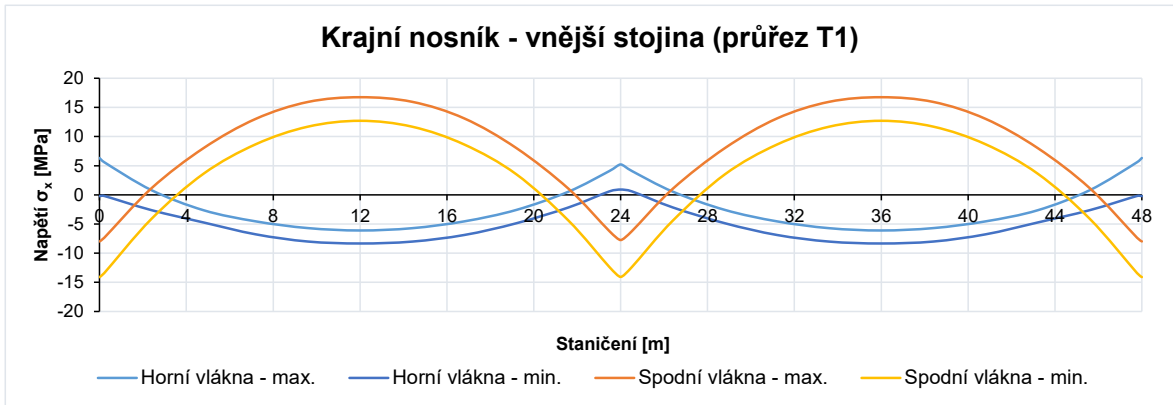
7.2.3 Uvedení do provozu (t=168 d) Charakteristická kombinace



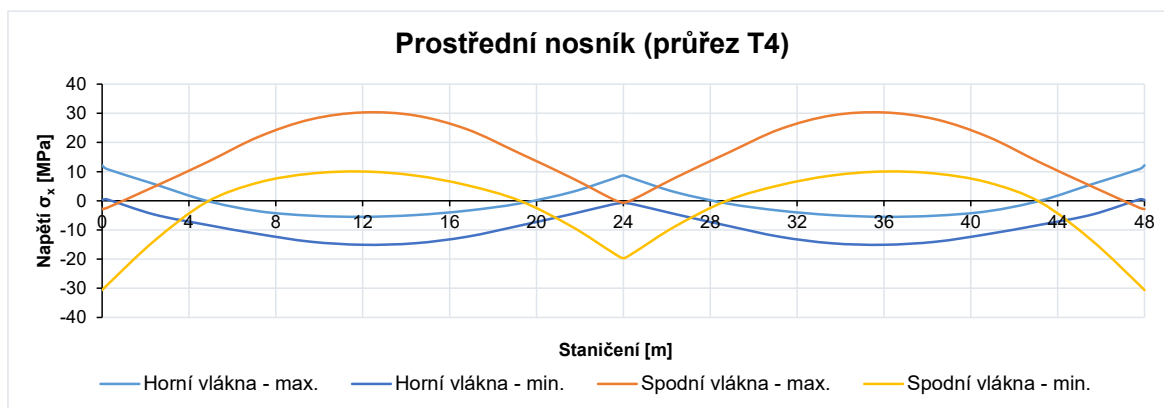
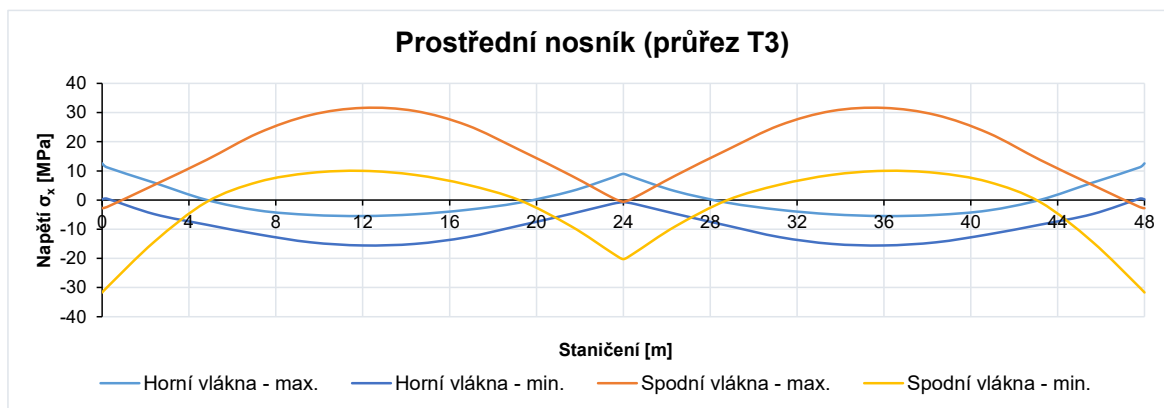
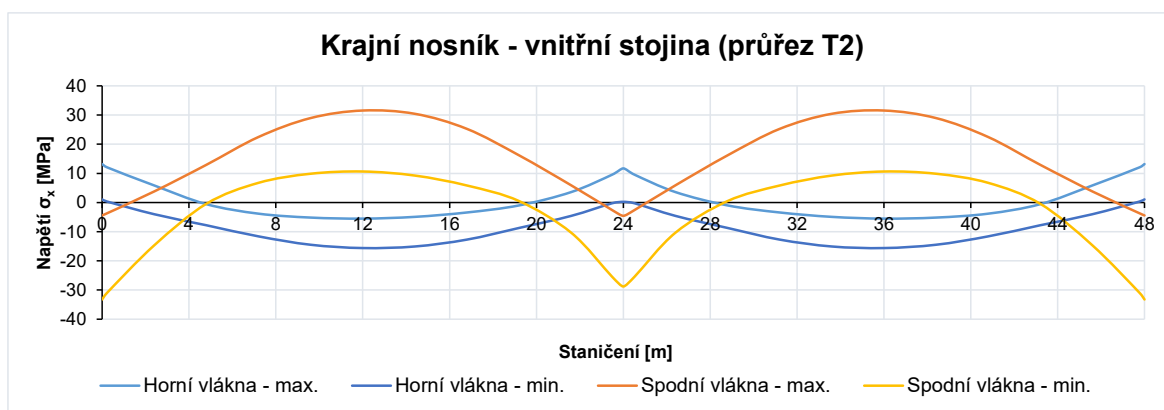
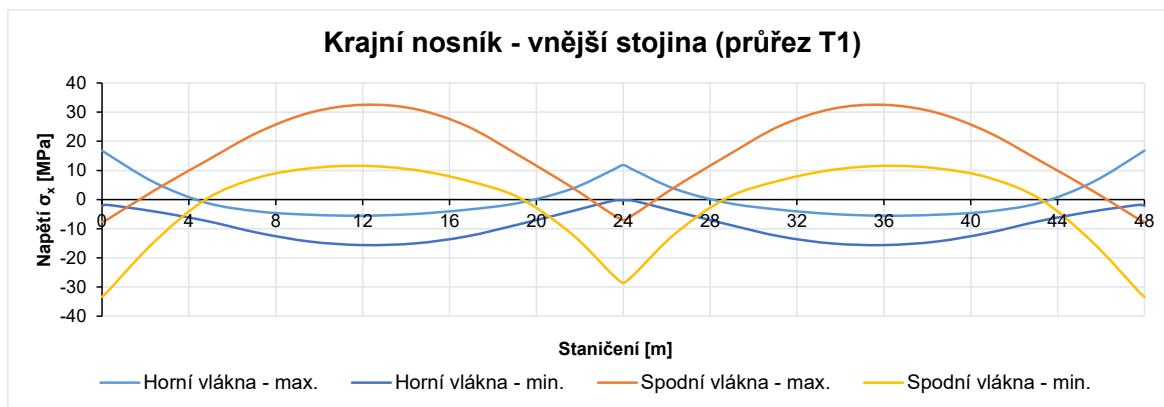
Častá kombinace



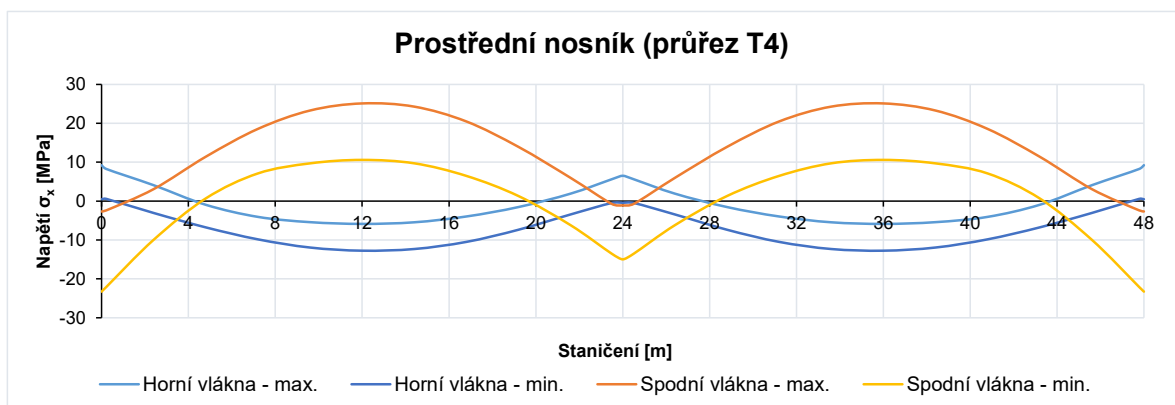
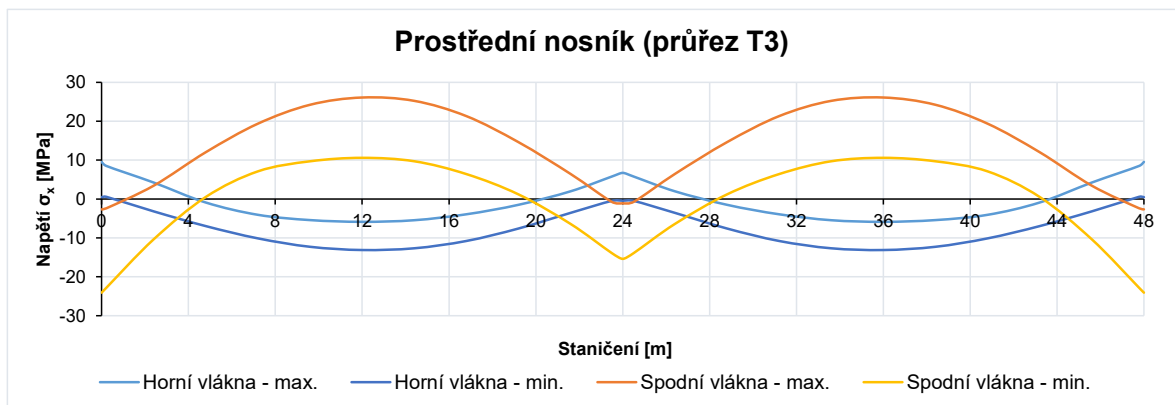
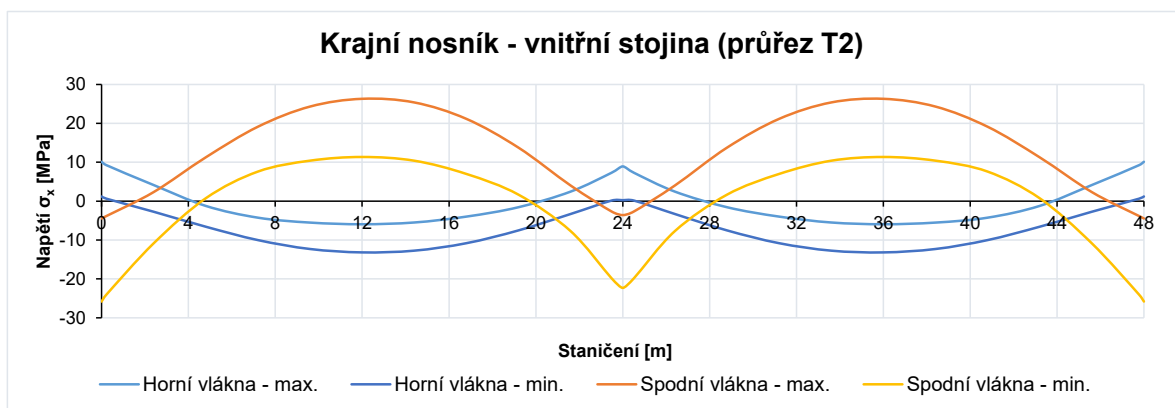
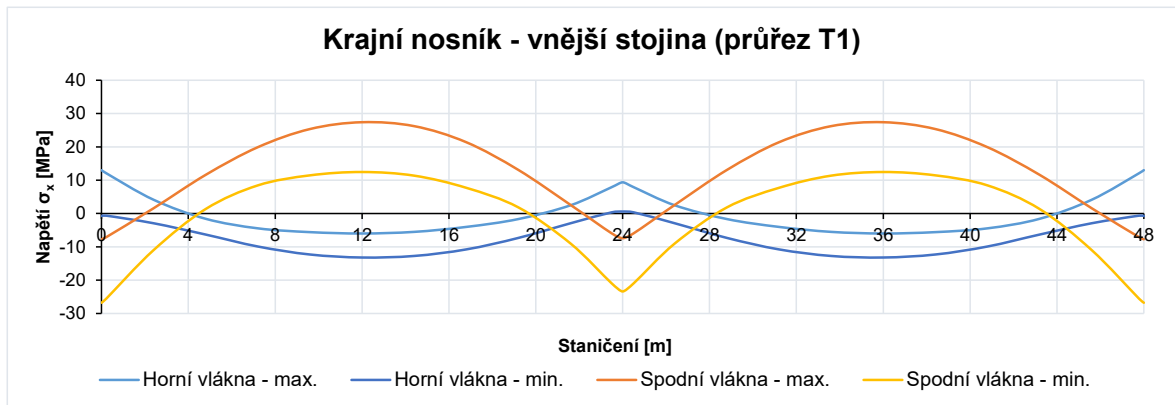
Kvazistálá kombinace



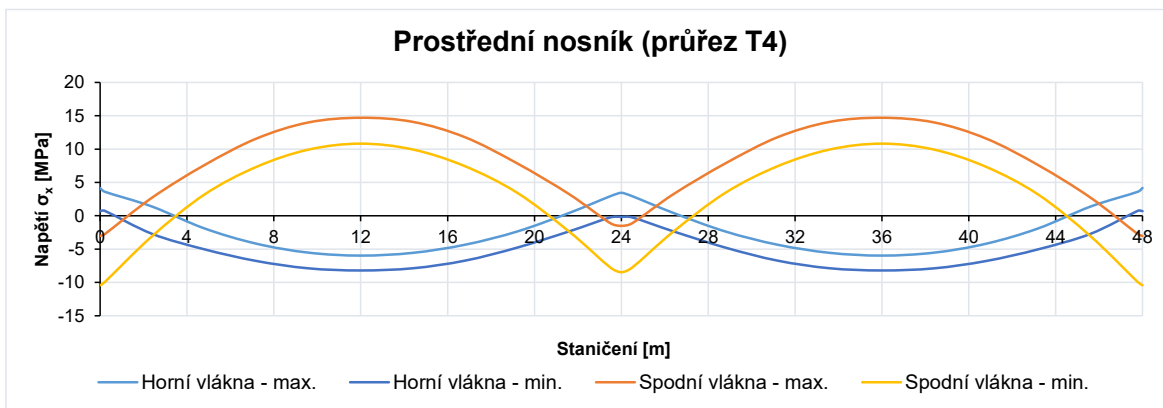
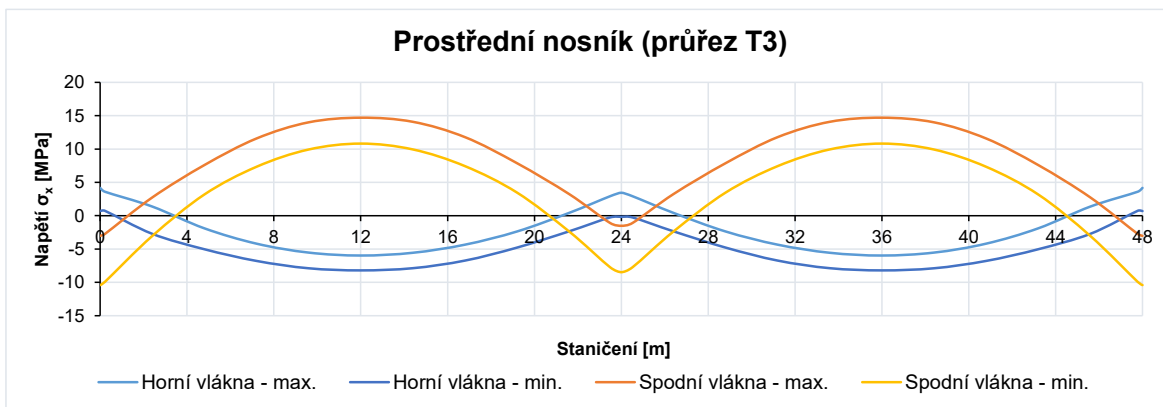
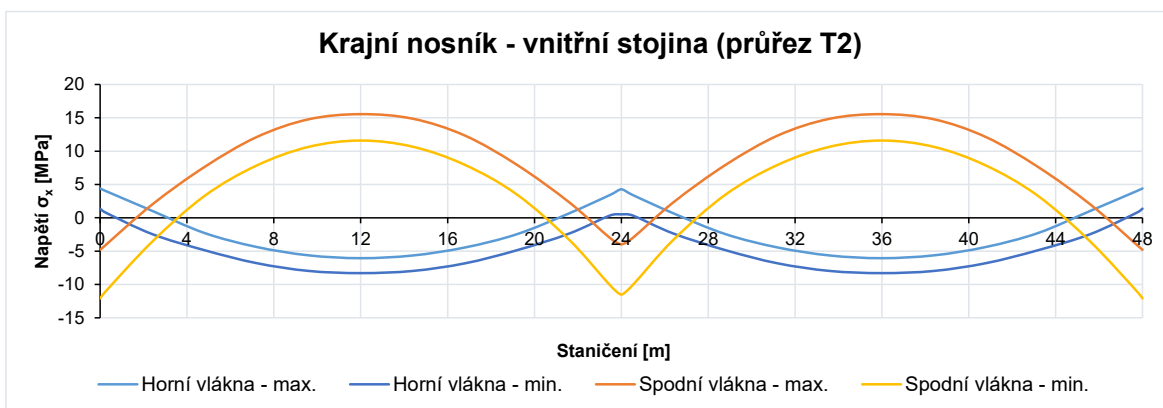
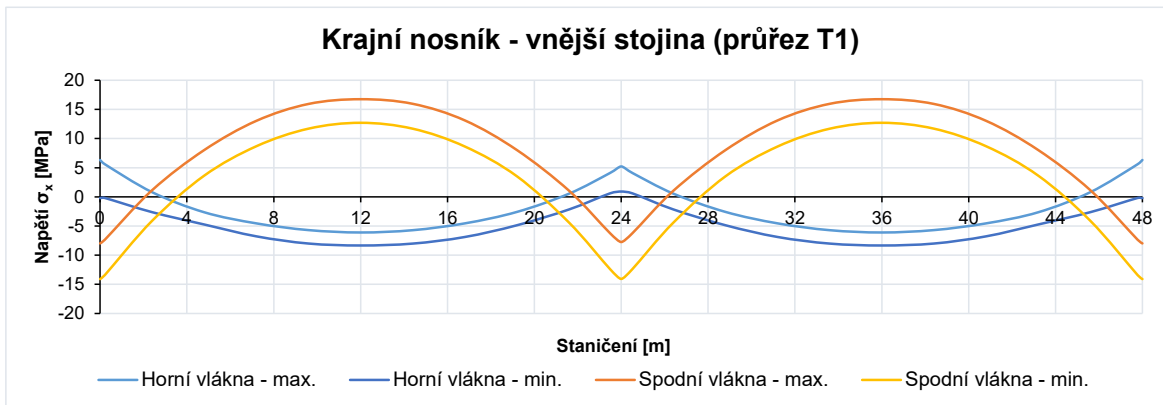
7.2.4 Na konci životnosti ($t=365\ 000$ d) Charakteristická kombinace



Častá kombinace



Kvazistálá kombinace



8 Kombinace pro mezní stavy únosnosti (bez předpětí)

V mezním stavu únosnosti se uvažují tyto tři kombinace zatížení: **6.10**, **6.10a** a **6.10b**. Kde se uvažuje buď kombinace 6.10 a nebo méně příznivá z kombinací 6.10a a 6.10b, pokud je tato kombinace příznivější než 6.10. Kombinace jsou spočteny pro všechny důležité časy a slouží pro posouzení konstrukce v mezním stavu únosnosti.

Pro mezní stav únosnosti jsou zkombinovány pouze vnitřní síly, protože se zde posuzuje ohybový moment.

Uvedené kombinace jsou vypočteny dle následujících vzorců s uvedenými koeficienty na straně 83.

8.1 Vzorce

8.1.1 Základní kombinace 6.10

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

8.1.2 Kombinace 6.10a

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

8.1.3 Kombinace 6.10b

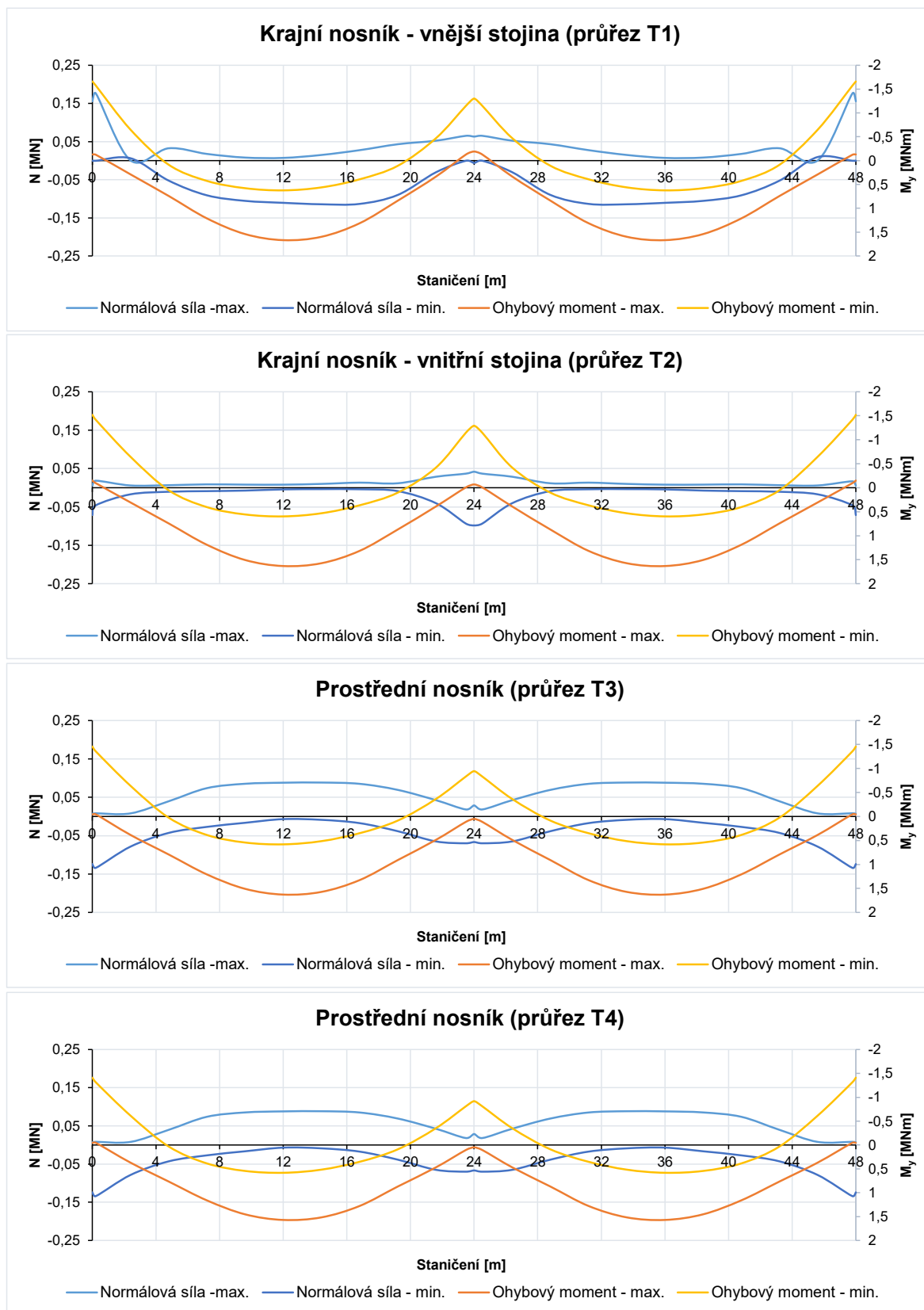
$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Výsledná kombinace zatížení je obálkou dílčích kombinací, kde se pro časy uvedení do provozu a na konci životnosti nejprve uvažuje jako hlavní zatížení dopravou a posléze teplotou. Jako dopravní zatížení slouží nezávislé sestavy **gr1a** a **gr5**.

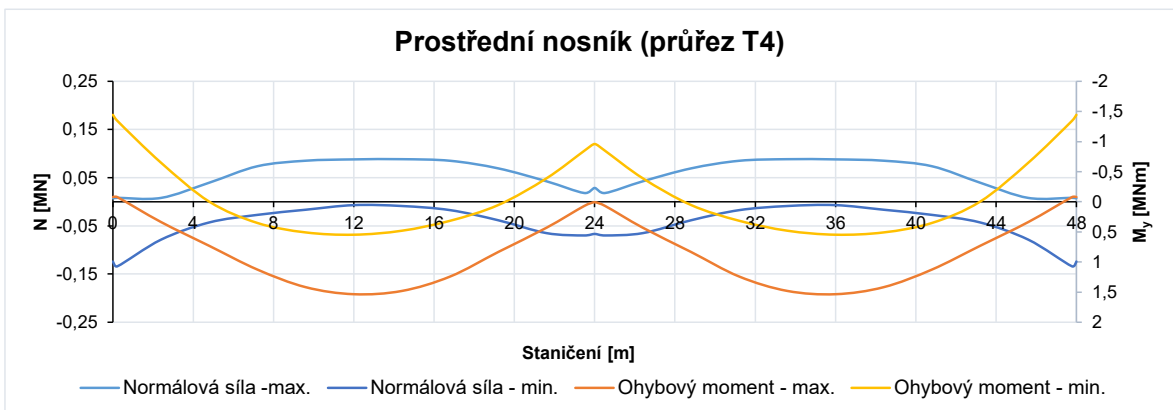
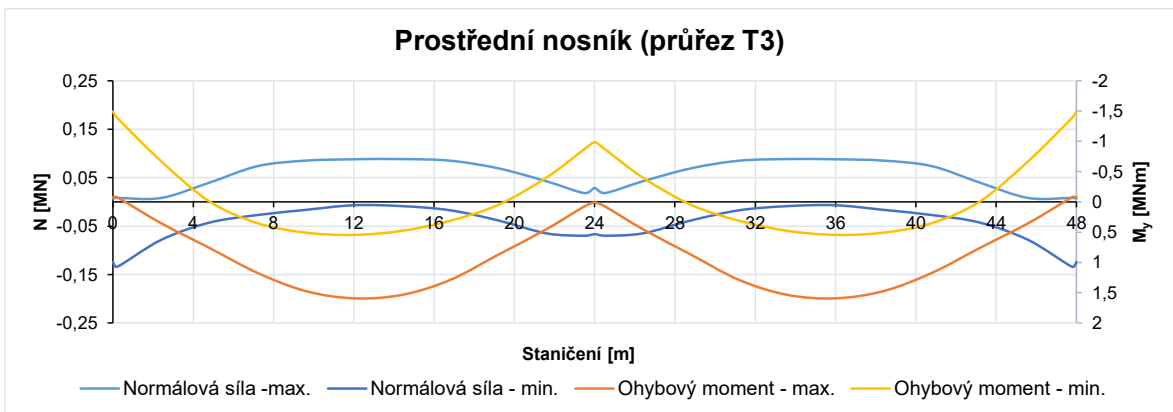
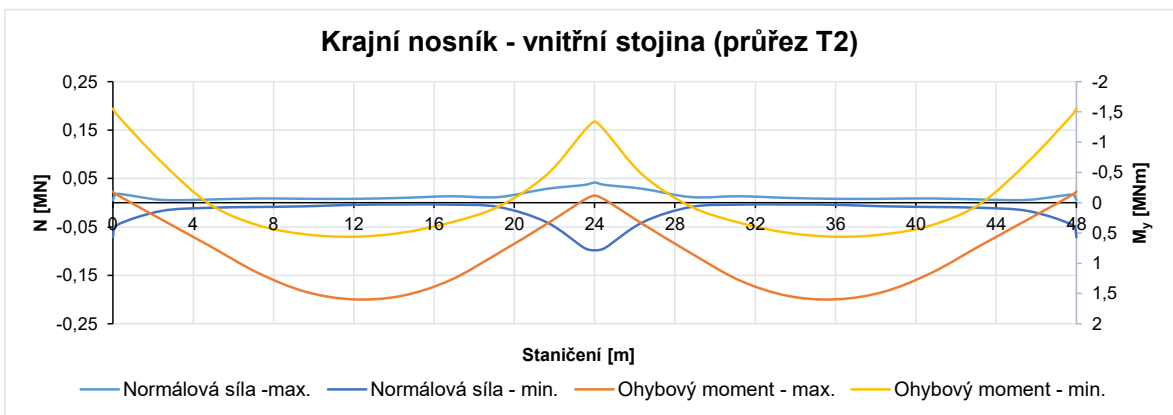
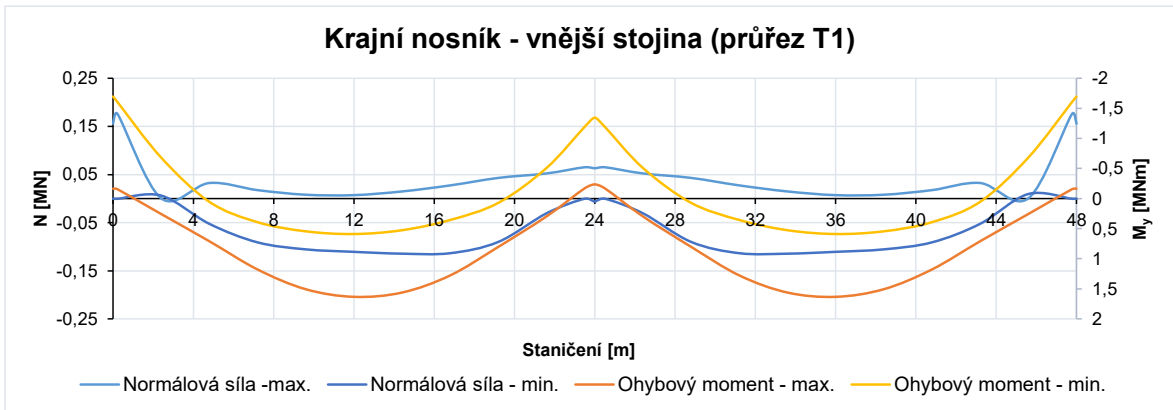
8.2 Vykreslení v důležitých časech

8.2.1 Uvedení do provozu (t=168 d)

Rozhodující kombinace



8.2.2 Na konci životnosti ($t=365\ 000$ d) Rozhodující kombinace



9 Předpětí

9.1 Předpětí předem se soudržností

Nosníky jsou předem předpjeté ve stojinách **5 lany** ve středu každé příruby. Napínací napětí je **1 473 MPa**. Plocha výztuže je **750 mm²**. Excentricita předpínací výztuže je **480 mm**.

Je provedena separace předpětí (2 z 5 lan) v délce **2,4 m** od výpočtové osy opěry a u pilíře na každou stranu.

Protože je toto předpětí vneseno před zmonolitněním, je nutné uvažovat redistribuci účinků předpětí po zmonolitnění konstrukce a sice ve všech posuzovaných časech.

Ztráty předpětí jsou uvažovány odhadem jako **5%** v čase vnesení předpětí, **15%** v čase uvedení do provozu a **25%** na konci živnosti.

9.1.1 Redistribuce účinků předpětí

Předpětí se v čase pomalu přibližuje od průběhu z prostého nosníku na průběh stanovený na rámové konstrukci. Je užito přibližného vzorce pro stanovení těchto redistribuovaných účinků v čase.

Vzorec

Je použit zjednodušený vzorec stejně jako pro redistribuci vlastní tíhy.

$$S(t) = S_0 + (S_1 - S_0) \frac{\varphi(t, t_0) - \varphi(t_1, t_0) \frac{E_c(t_1)}{E_c(t_0)}}{1 + \chi \varphi(t, t_1)}$$

kde S_0 jsou napětí od předpětí předem se soudržností na prostém nosníku.

S_1 jsou napětí od předpětí předem se soudržností na zmonolitněné konstrukci.

$S(t)$ jsou redistribuovaná napětí od předpětí se soudržností na zmonolitněné konstrukci v čase t

$E_c(t_0)$ je modul pružnosti betonu v čase vnesení předpětí se soudržností.

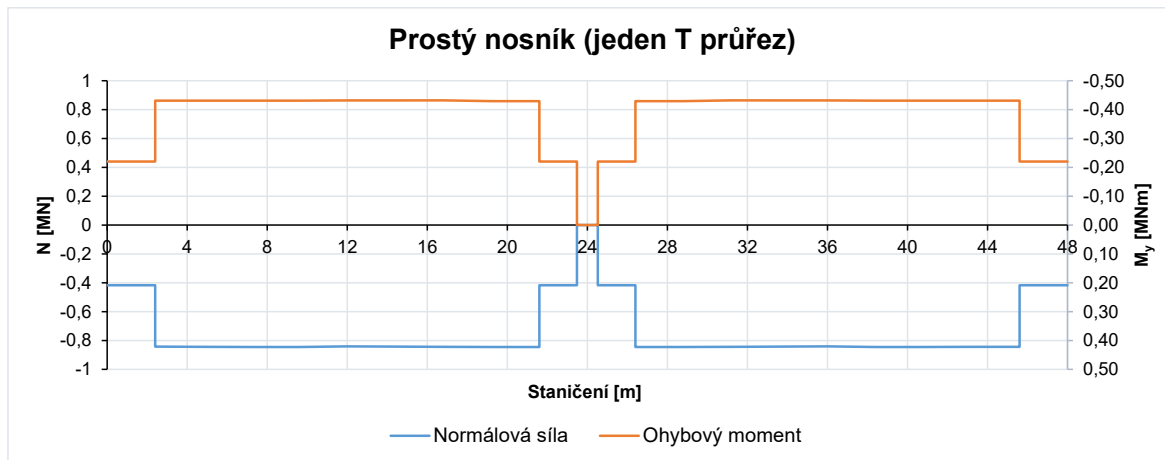
$E_c(t_1)$ je modul pružnosti betonu v čase zmonolitnění konstrukce.

φ jsou součinitele dotvarování v jednotlivých časech spočtené na straně 40.

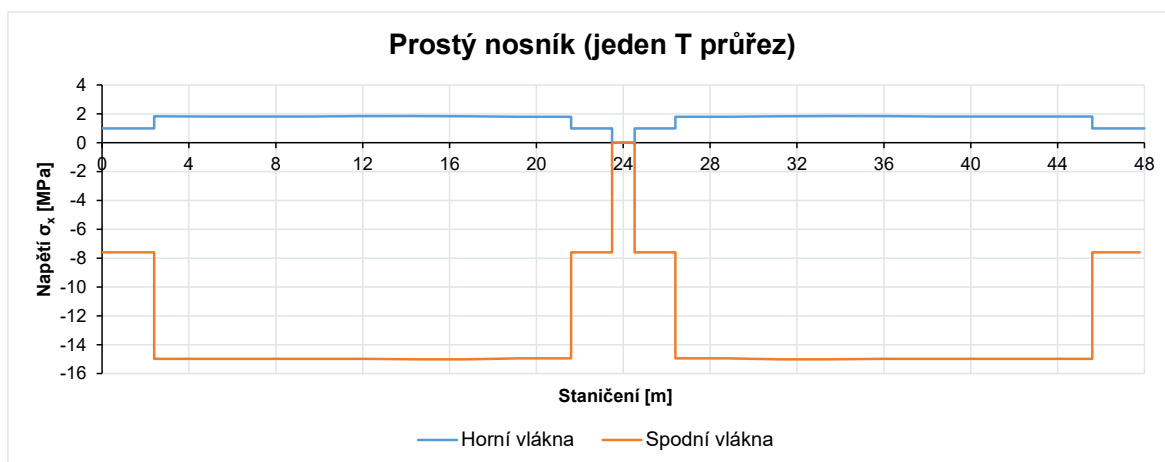
χ je součinitel stárnutí uvažovaný hodnotou 0,8.

9.1.2 Účinky při vnesení předpětí (bez ztrát a redistribuce)

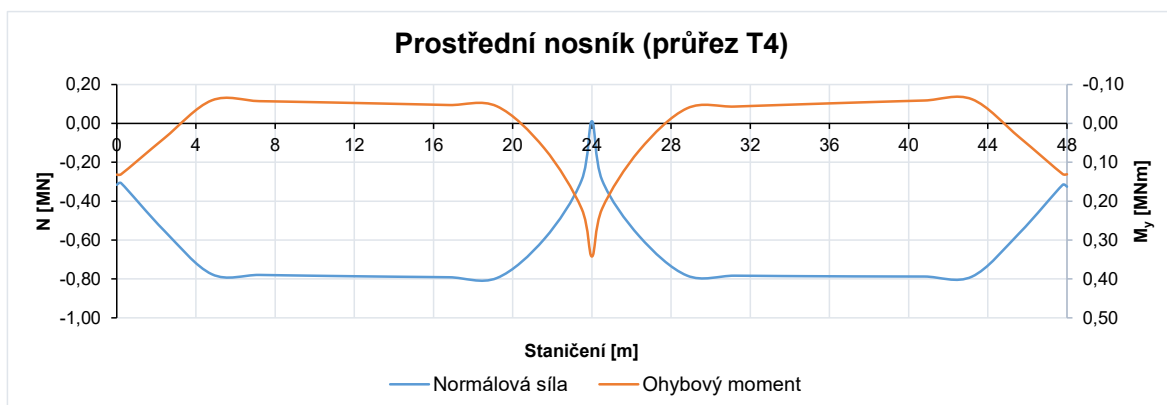
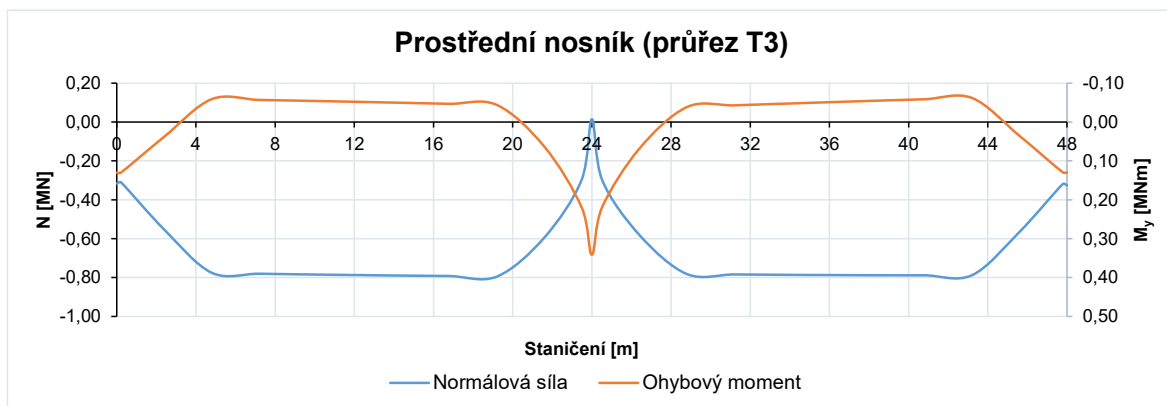
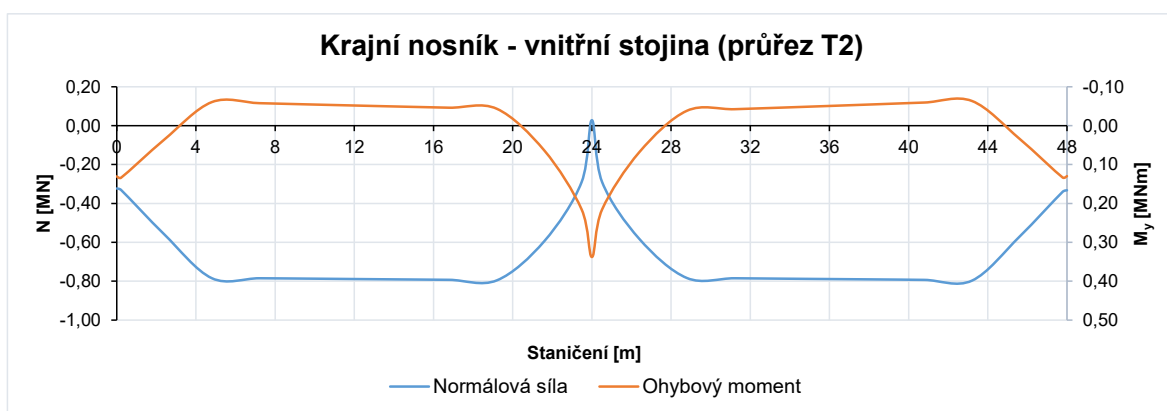
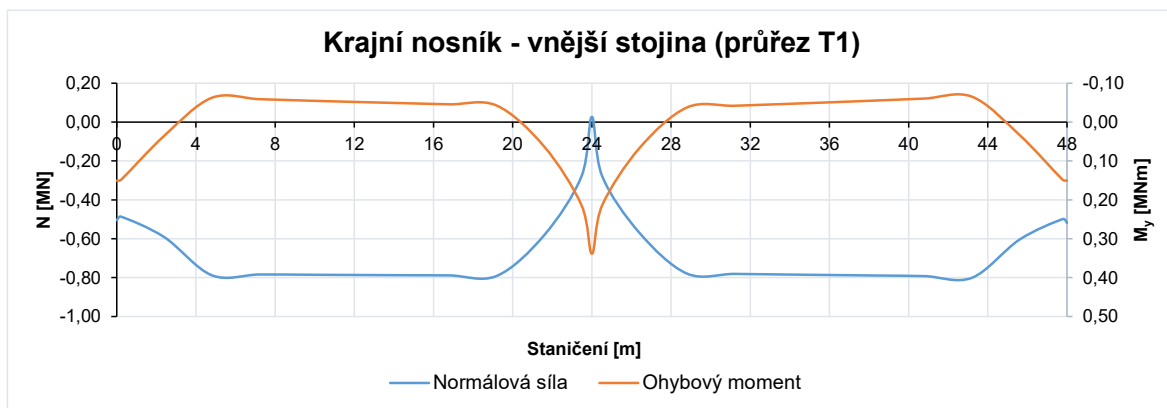
Vnitřní síly



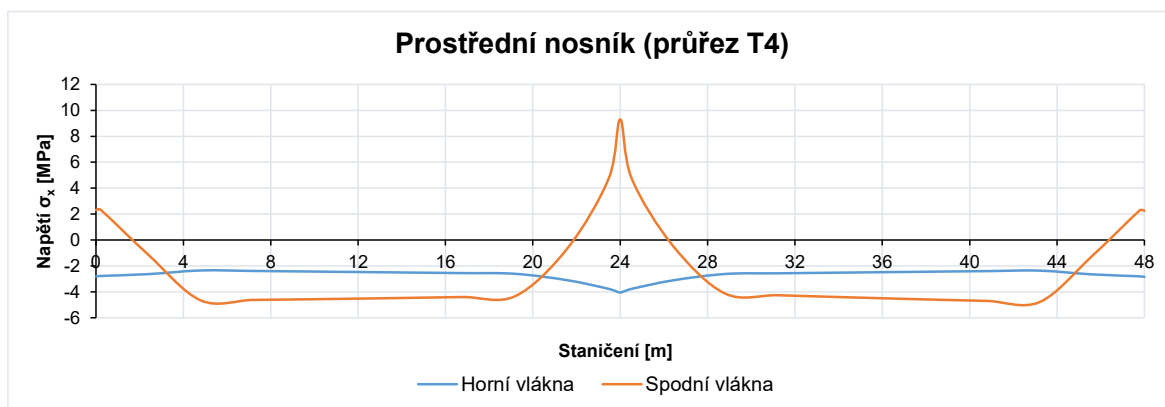
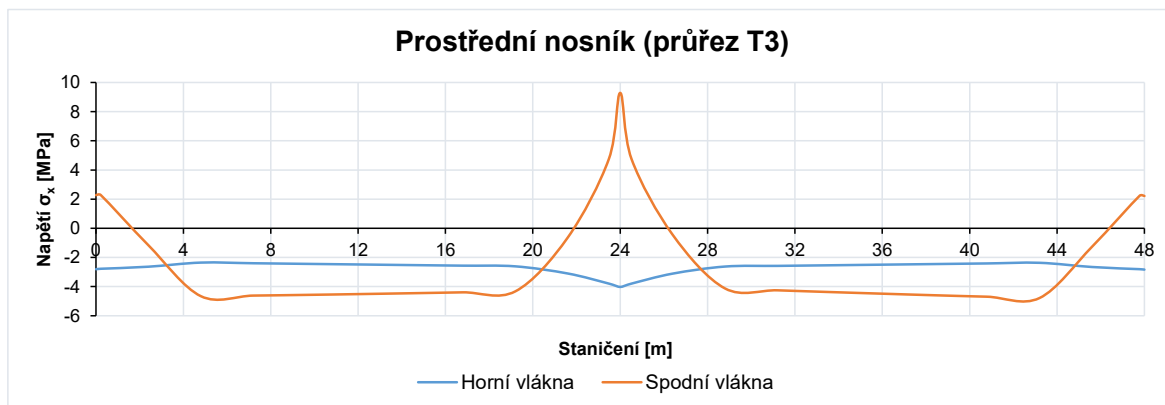
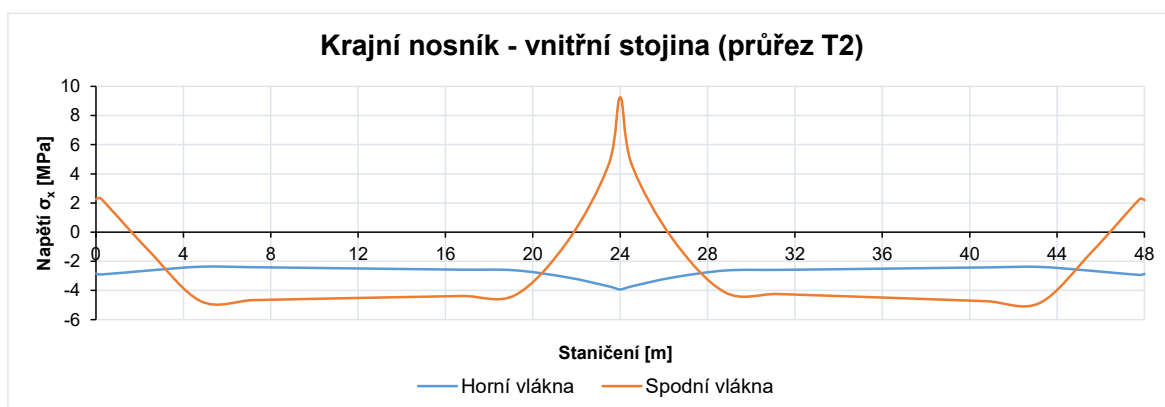
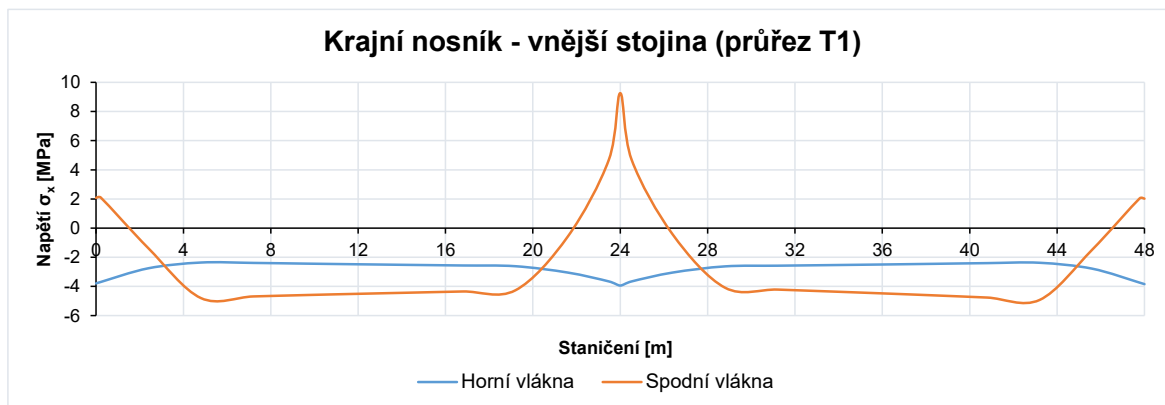
Normálové napětí



9.1.3 Účinky předpětí na zmonolitněné konstrukci (bez ztrát a redistribuce) Vnitřní síly



Normálové napětí



9.2 Předpětí volnými kabely

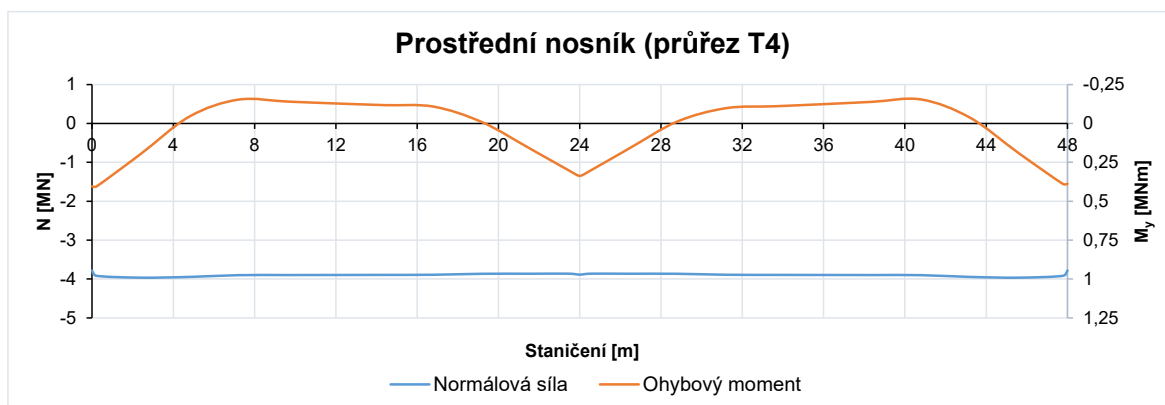
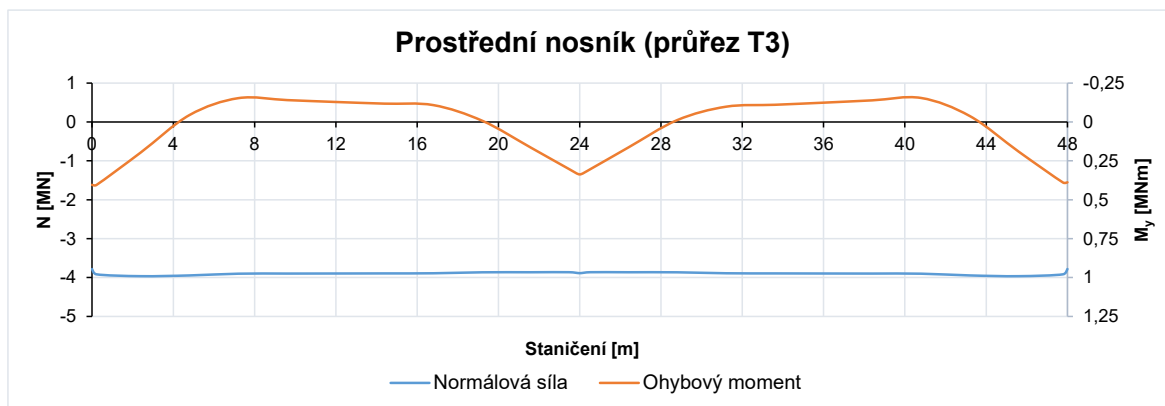
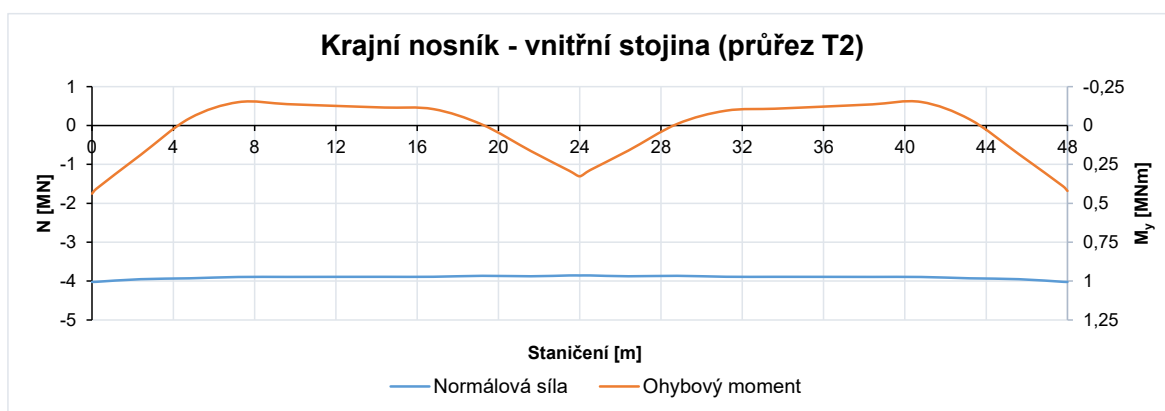
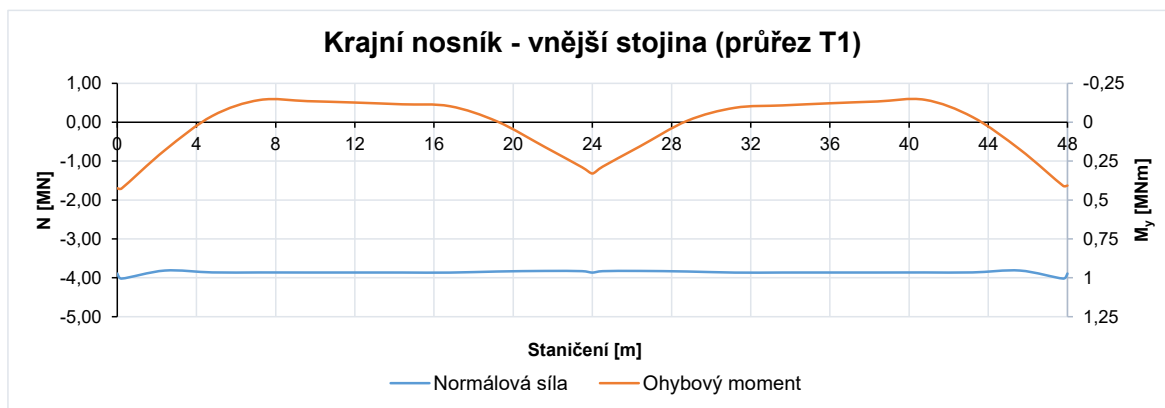
Každý nosník je předpjatý **2 kabely** po **19 lanech**. Napínací napětí je **1 473 MPa**. Plocha výztuže je **5 700 mm²**. Excentricita předpínací výztuže je po délce nosníku proměnná, tak aby co nejlépe vyrovnávala účinky zatížení. Poloha výztuže je upravována v deviátorech. Podrobnosti jsou uvedeny ve výkresu předpětí.

Ztráty předpětí jsou uvažovány odhadem jako **5%** v čase vnesení předpětí, **15%** v čase uvedení do provozu a **25%** na konci živnosti.

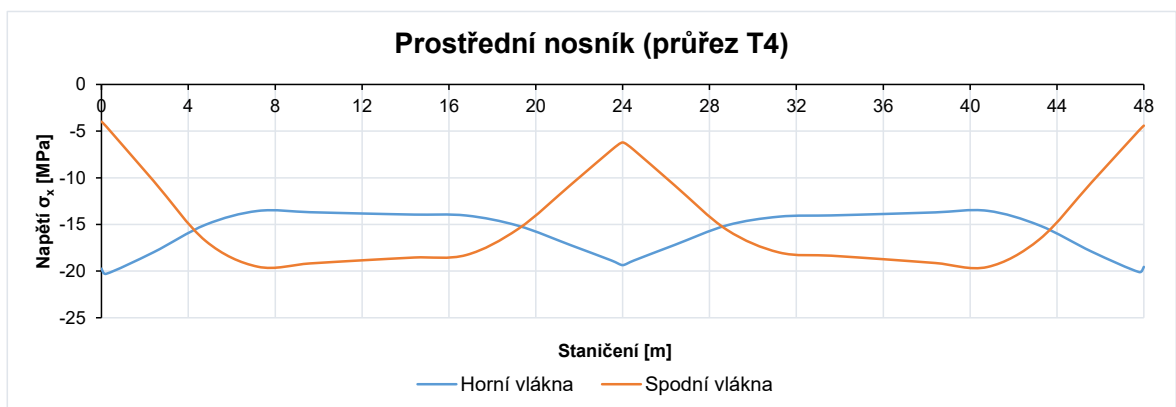
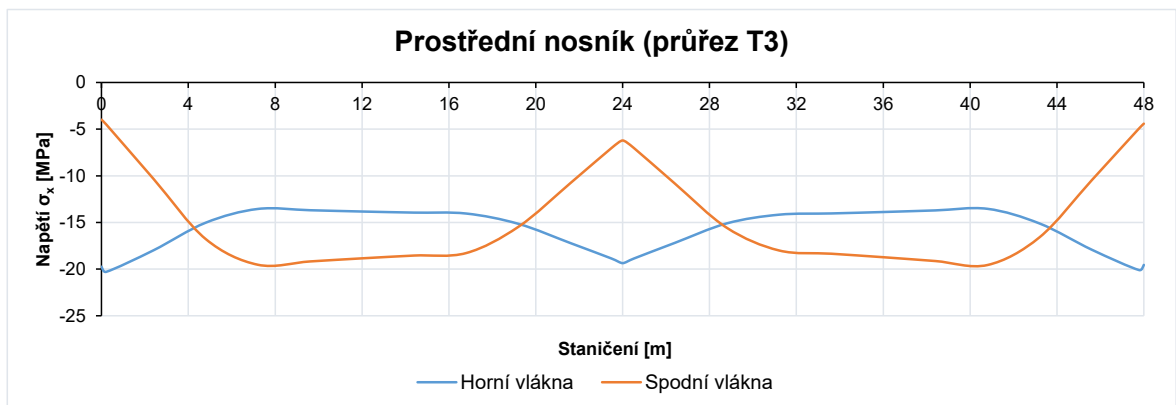
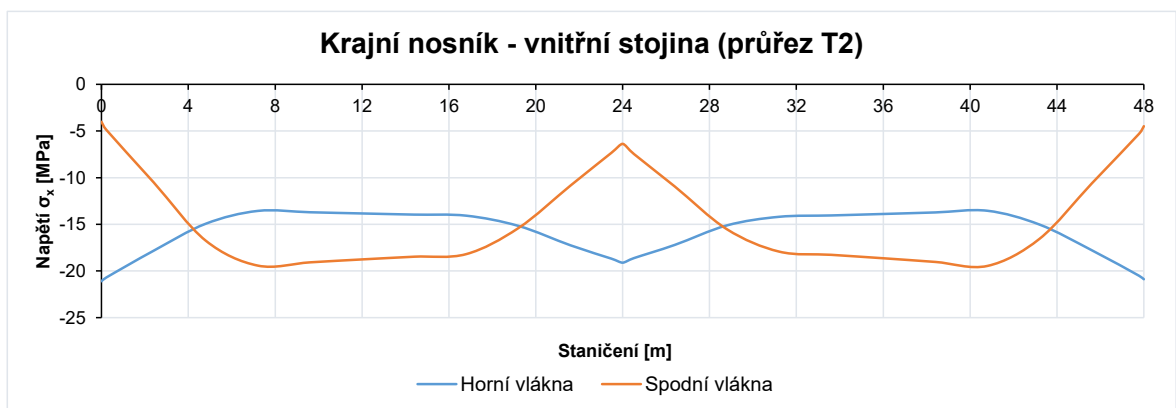
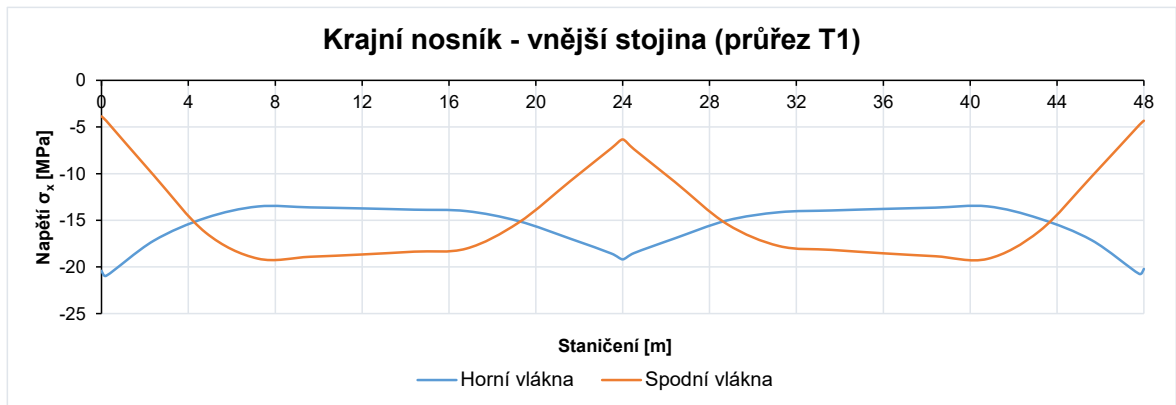
Předpětí volnými kabely je vneseno týden po zmonolitnění konstrukce, není tedy předmětem redistribuce a projeví se pouze ztráty.

9.2.1 Účinky předpětí (bez ztrát)

Vnitřní síly



Normálové napětí



10 Posouzení mezního stavu použitelnosti

10.1 Omezení tahových napětí

Pro kvazistálé kombinace zatížení je potřeba prokázat, že jsou eliminována veškerá tahová napětí a je tedy dosaženo dekomprese ve všech posuzovaných řezech.

Pro častou kombinaci je požadováno omezení napětí v tahu $\frac{2}{3} \cdot \frac{f_{ctfm}}{K} = \frac{2}{3} \cdot \frac{9,2}{1,2} = 4,91$ MPa.

10.2 Omezení tlakových napětí

Je požadováno omezení tlakových napětí $0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 161 = 96,6$ MPa.

V kvazistálé kombinaci má být hodnota napětí v tlaku omezena $0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 161 = 62,4$ MPa. Toto omezení bylo splněno u častých a charakteristických kombinacích.

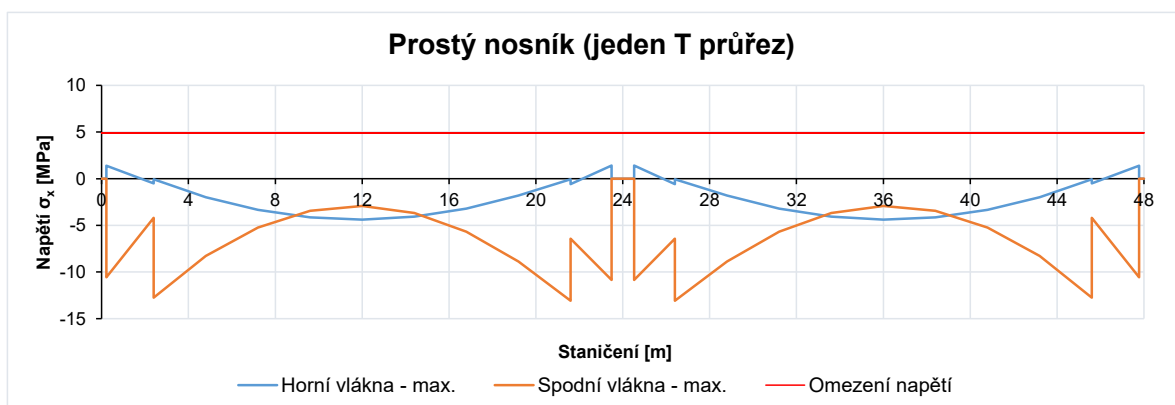
10.3 Posouzení v důležitých časech

10.3.1 Vnesení předpětí předem se soudržností a odbednění nosníků (t=7 d)

Tato „kombinace“ je uvažována posouzení v čase **7 dnů** po odbednění nosníku ve výrobě. Jelikož teplotní zatížení na prostém nosníku nevyvoluje žádné vnitřní síly, byla uvažována pouze vlastní tíha a montážní zatížení se součiniteli zatížení rovnajícími se **1,0**.

Bylo uvažováno maximální tahové napětí **4,91 MPa** jako pro časté kombinace v dalších posuzovaných časech. Jde vidět, že na nosnicích při dopravě a montáži vznikají napětí maximálně třetinová. Je zde tedy dostatečná rezerva.

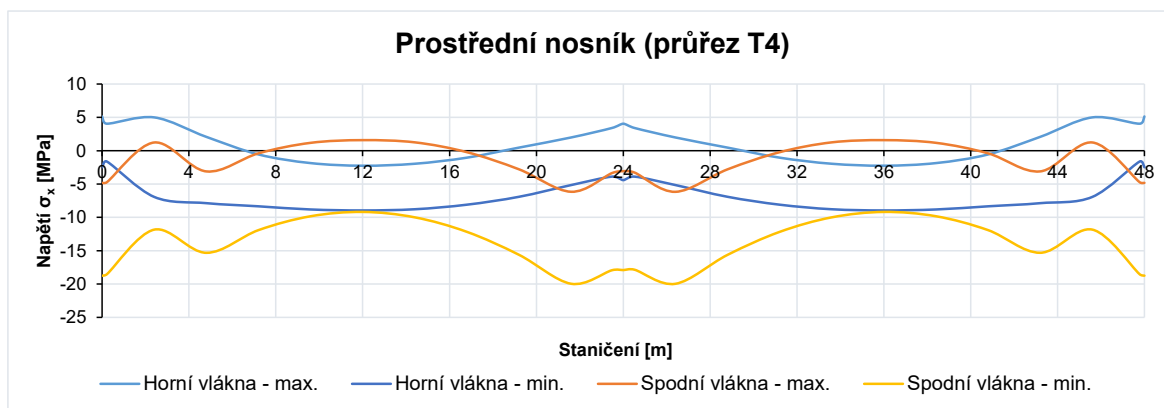
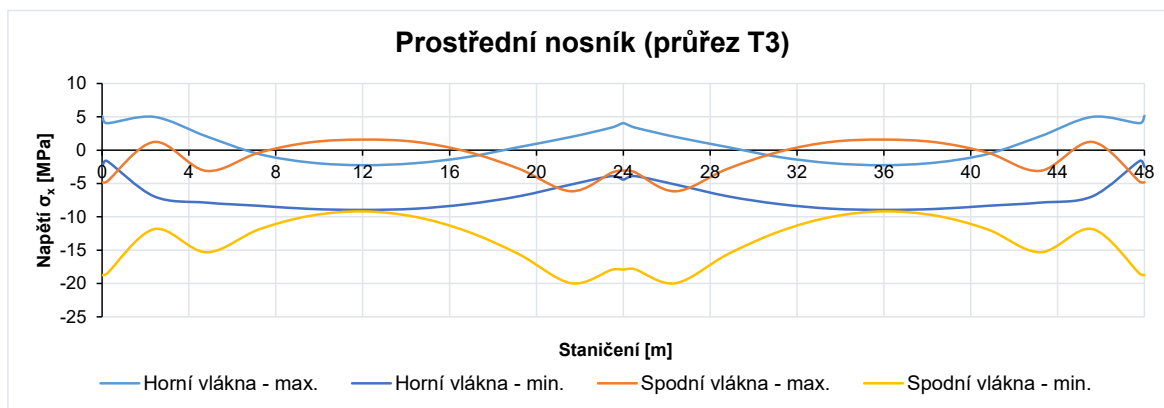
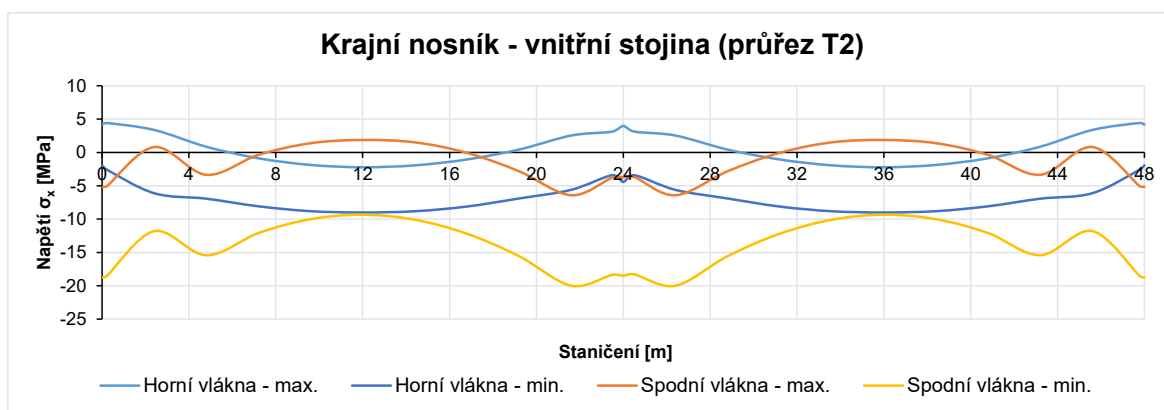
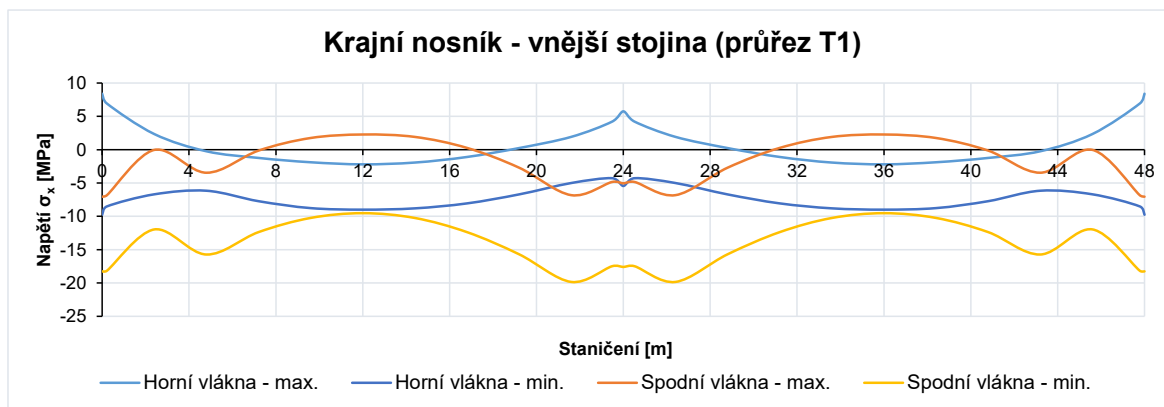
Omezení v tlaku **$0,45 \cdot f_{ck} = 62,4$ MPa** též není ani zdaleka dosaženo.



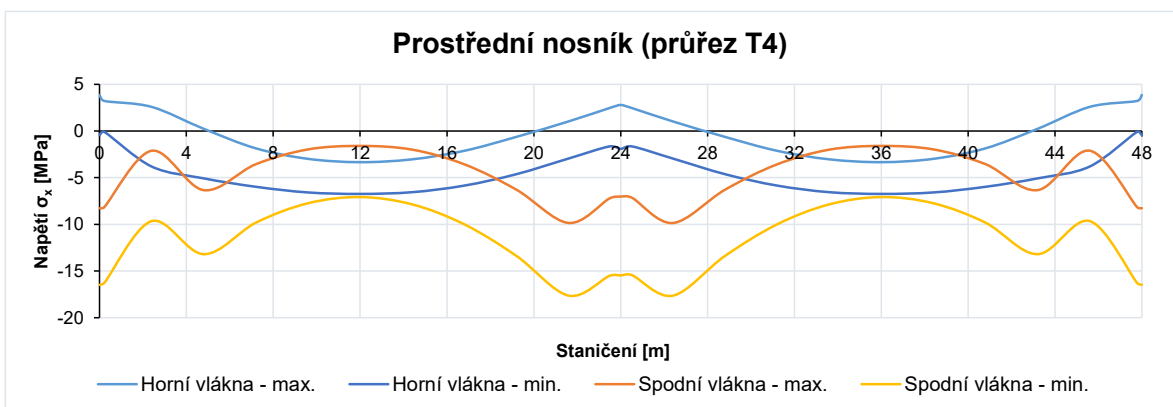
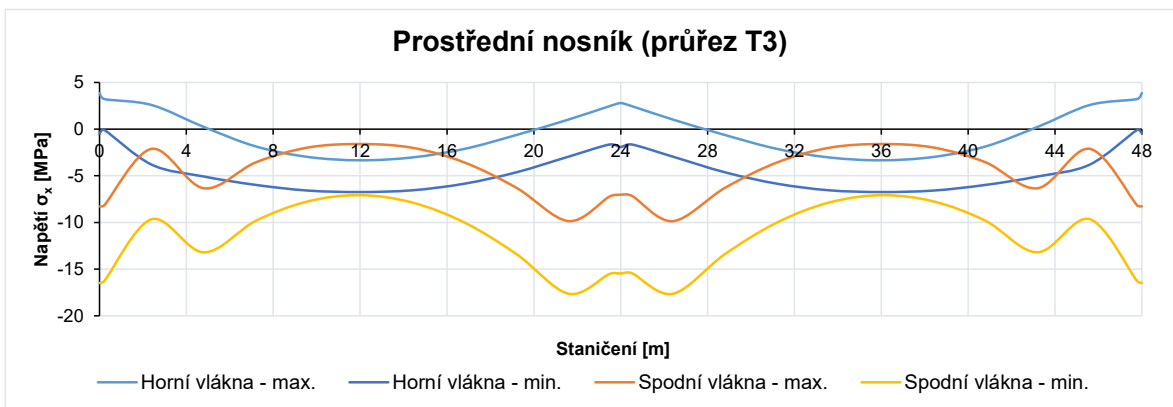
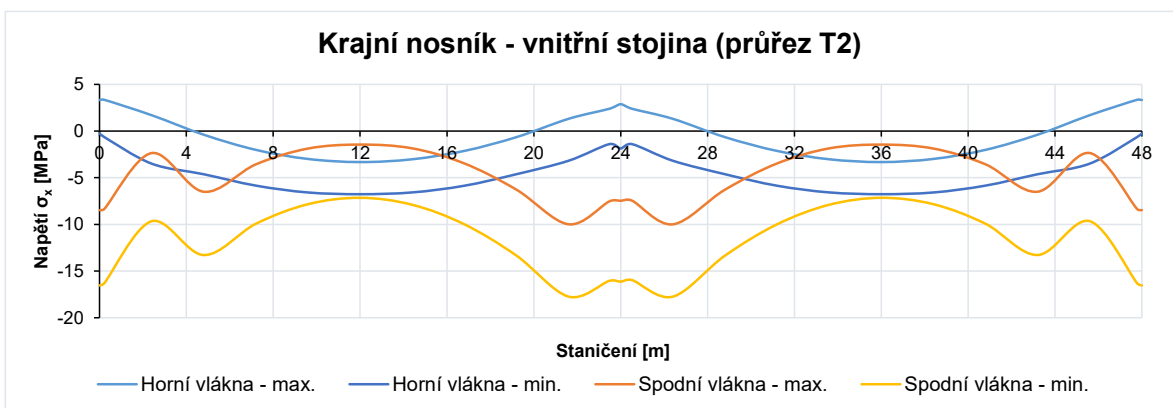
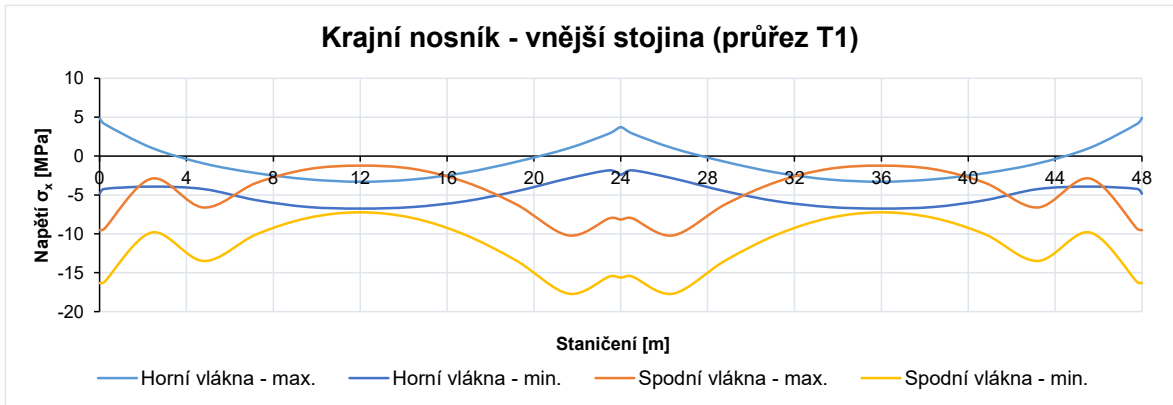
Protože je průběh vykreslen podél celého staničení, nejsou v místě podpěr žádné vnitřní síly resp. napětí.

Jsou také patrné „skoky“ způsobené separací předpětí se soudržností u podpěr.

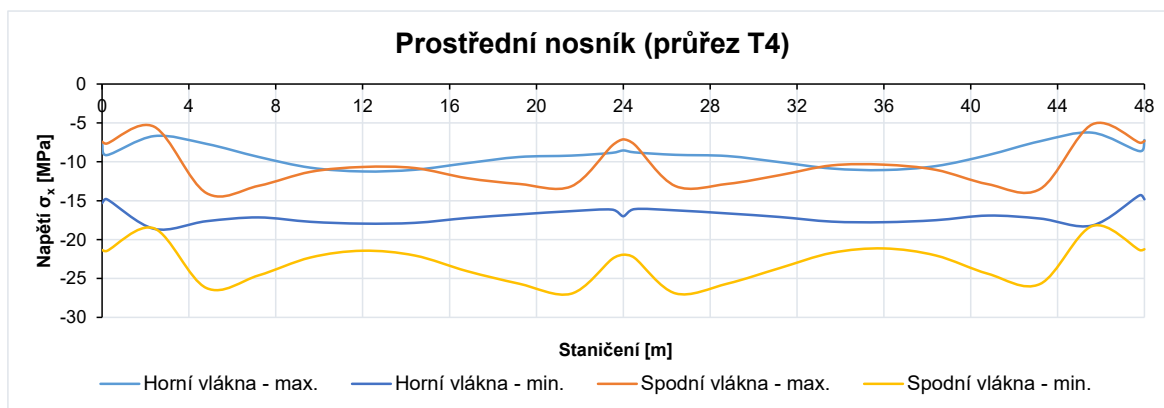
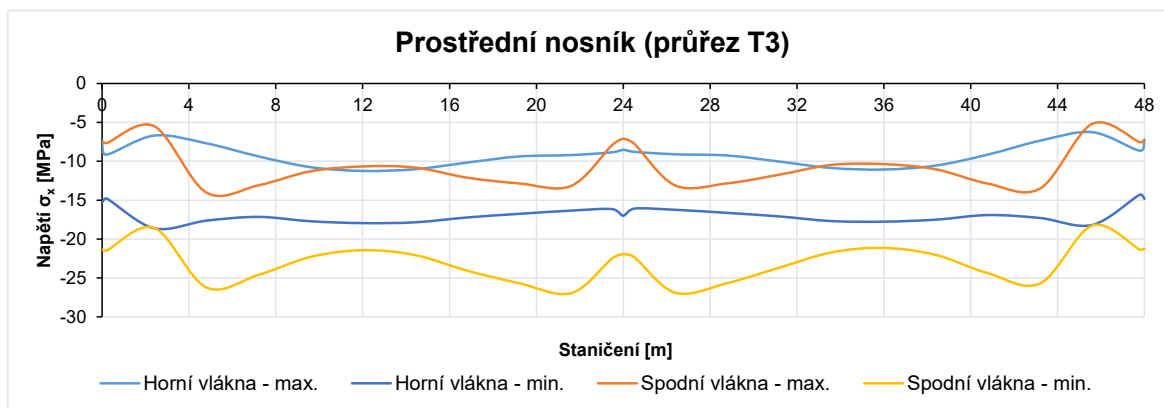
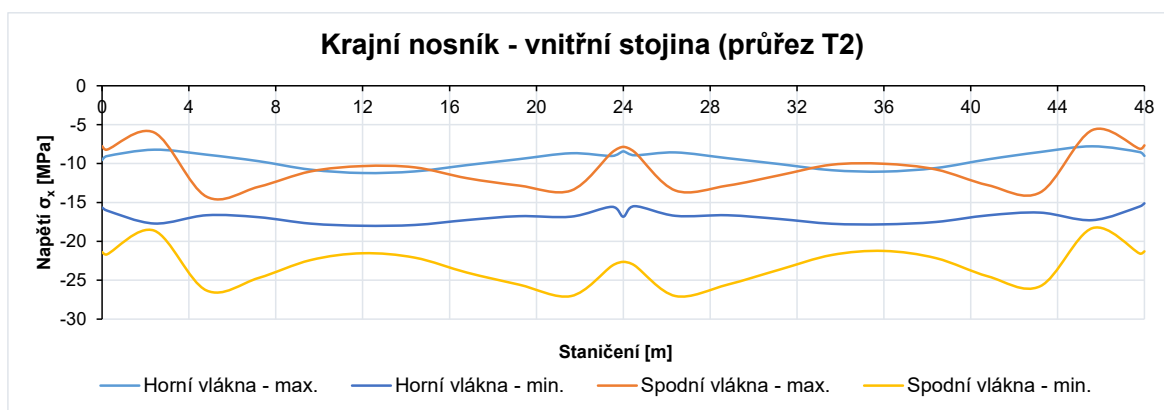
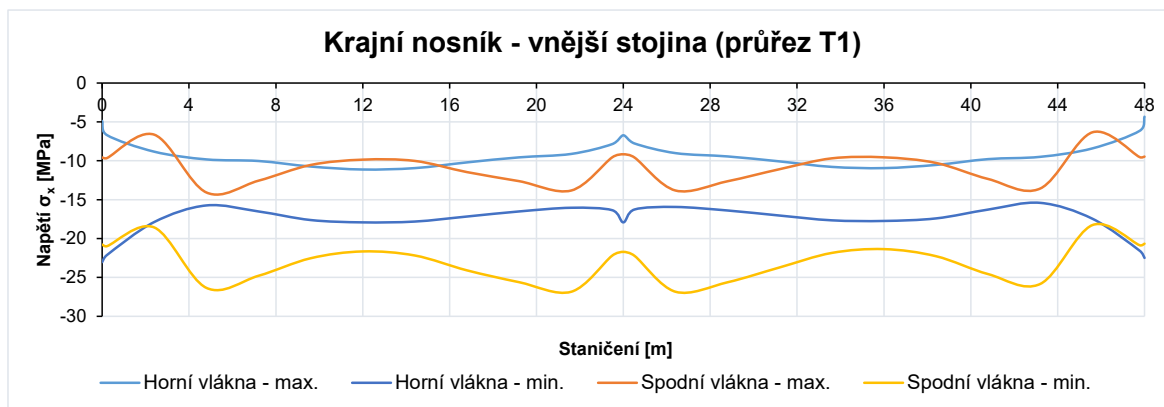
10.3.2 Vnesení předpětí volnými kabely - těsně před (t=28 d) Charakteristická kombinace



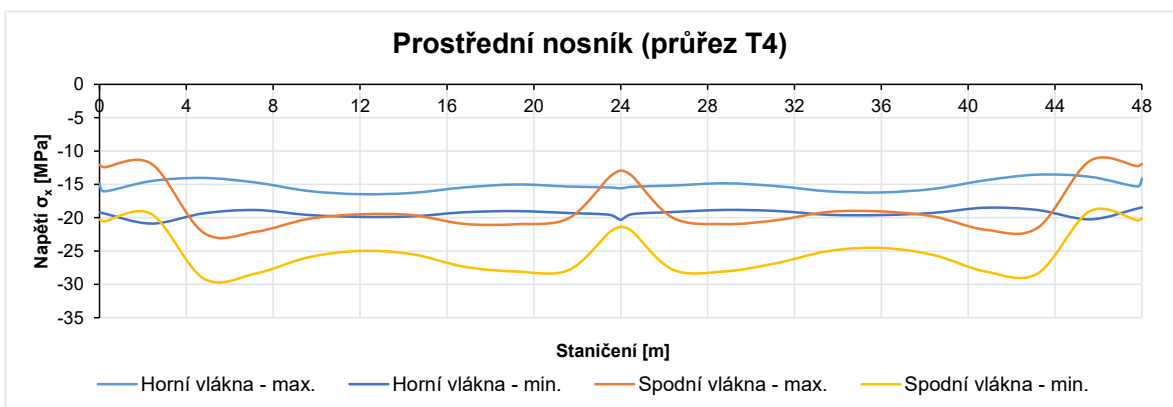
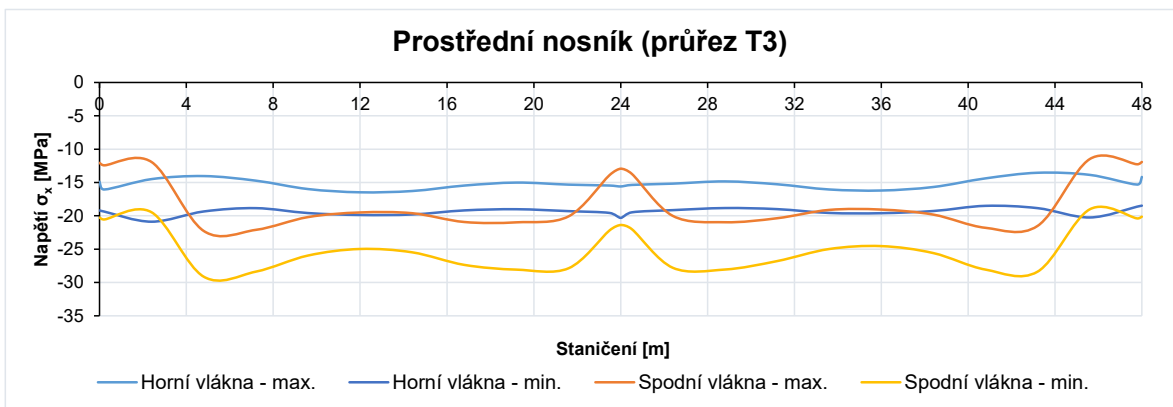
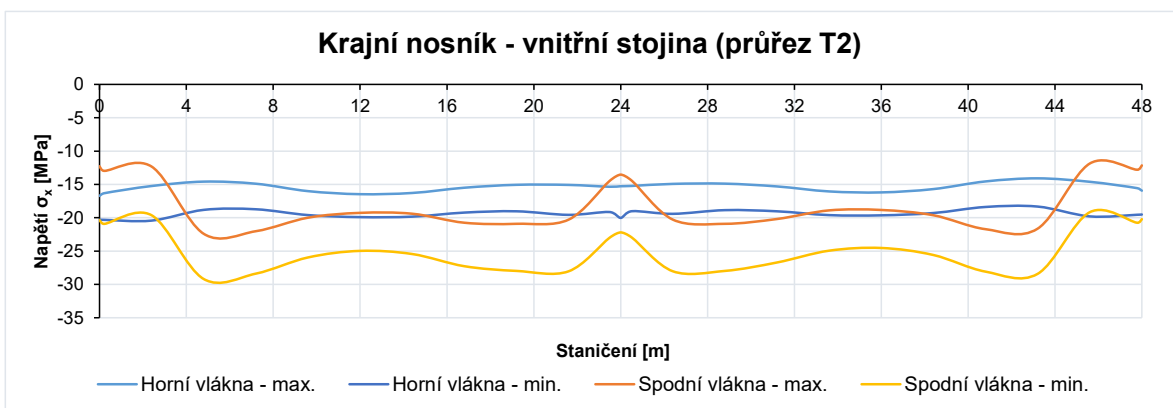
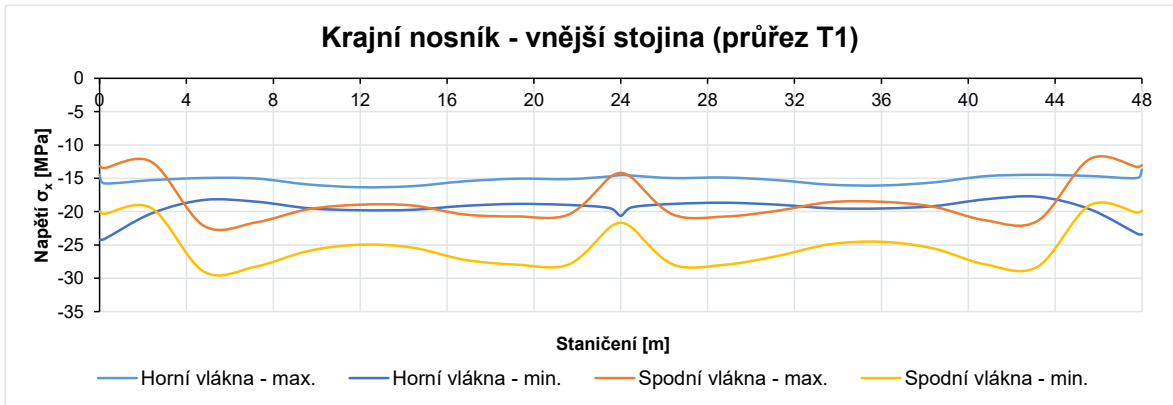
Kvazistálá kombinace



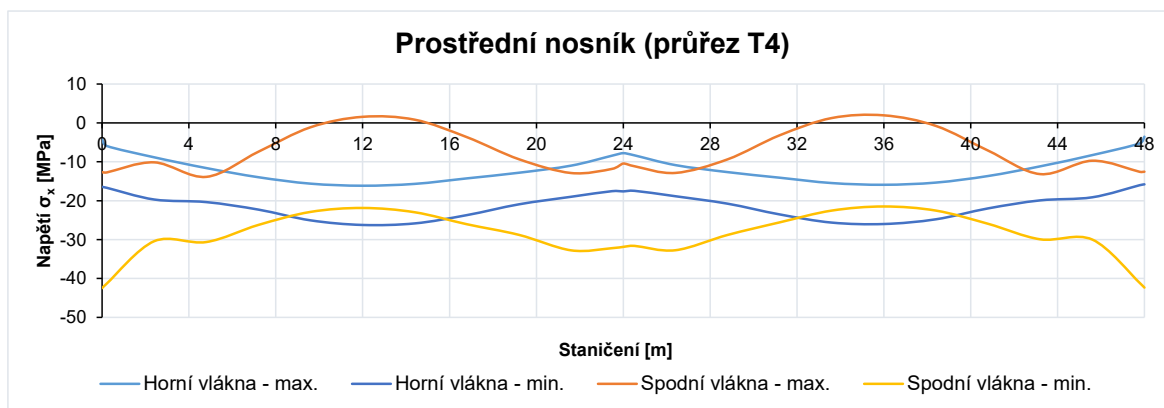
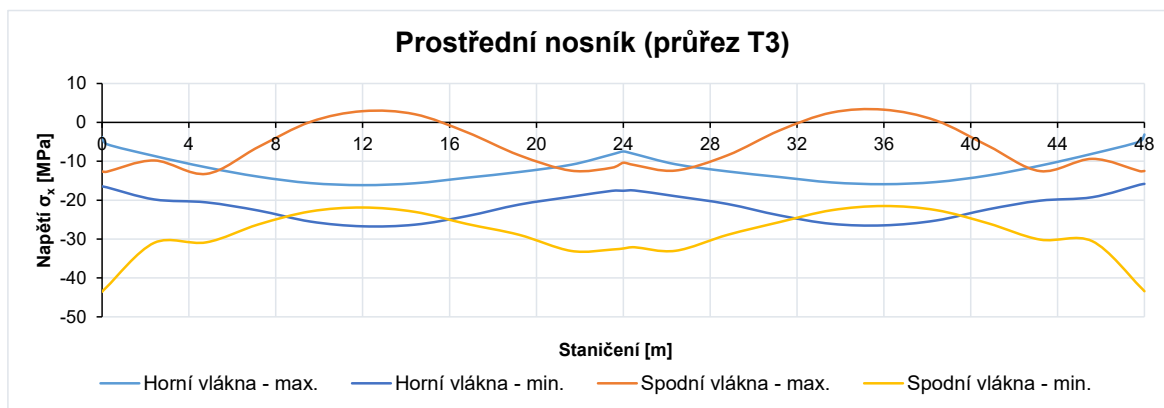
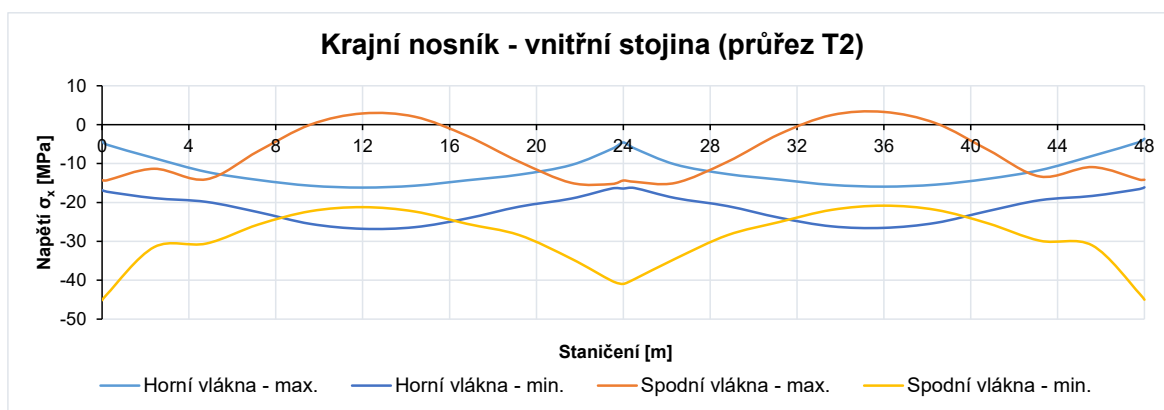
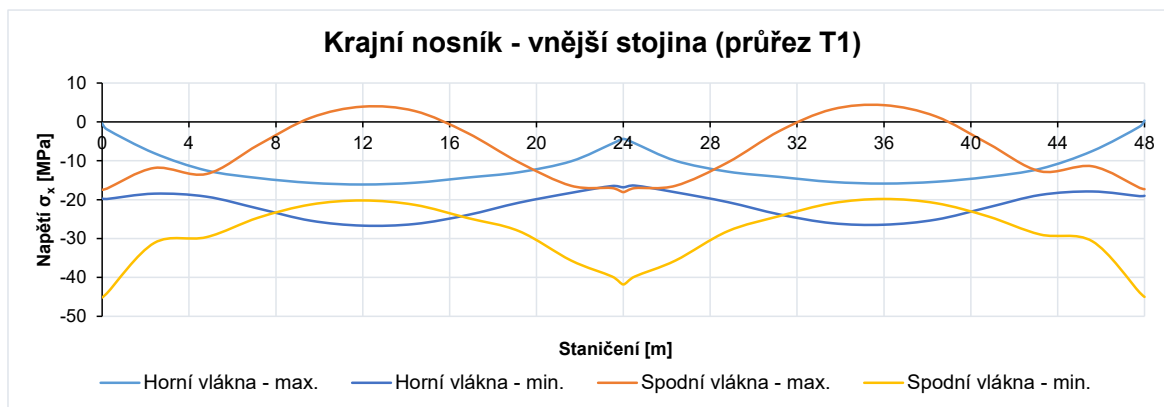
10.3.3 Vnesení předpětí volnými kabely - těsně po (t=28 d) Charakteristická kombinace



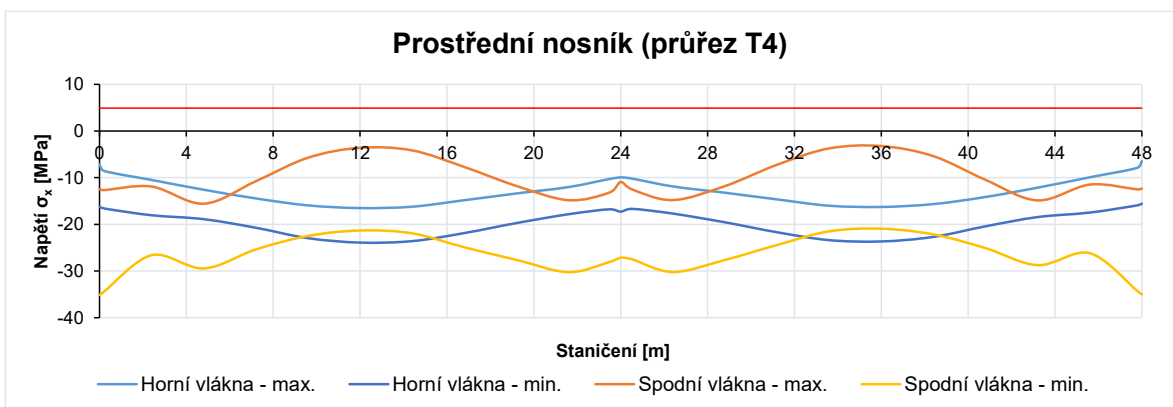
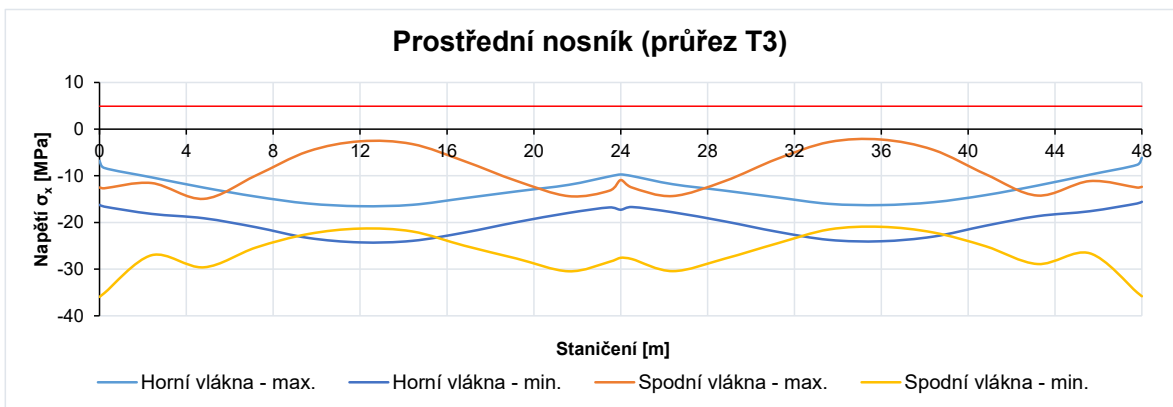
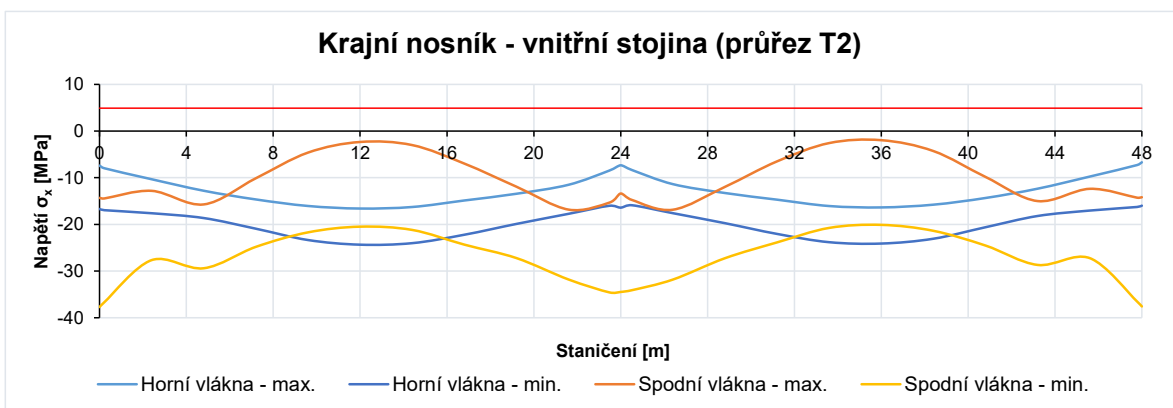
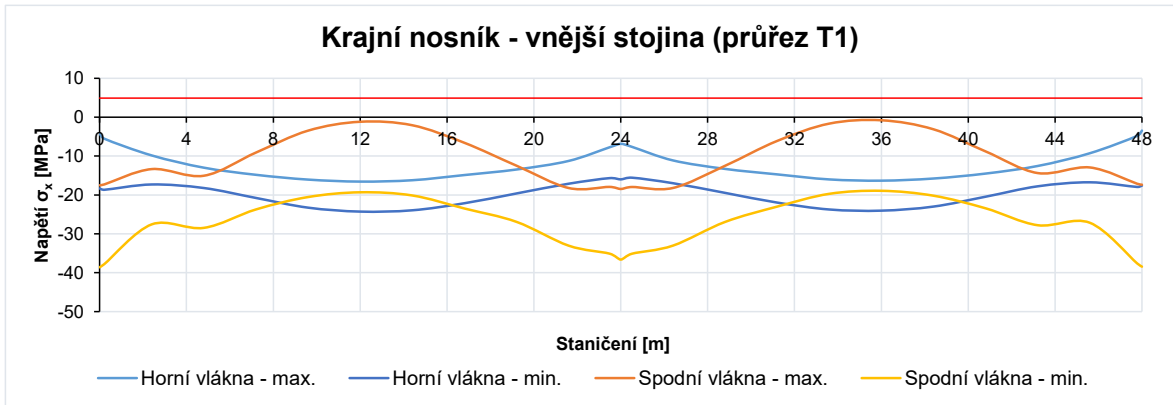
Kvazistálá kombinace



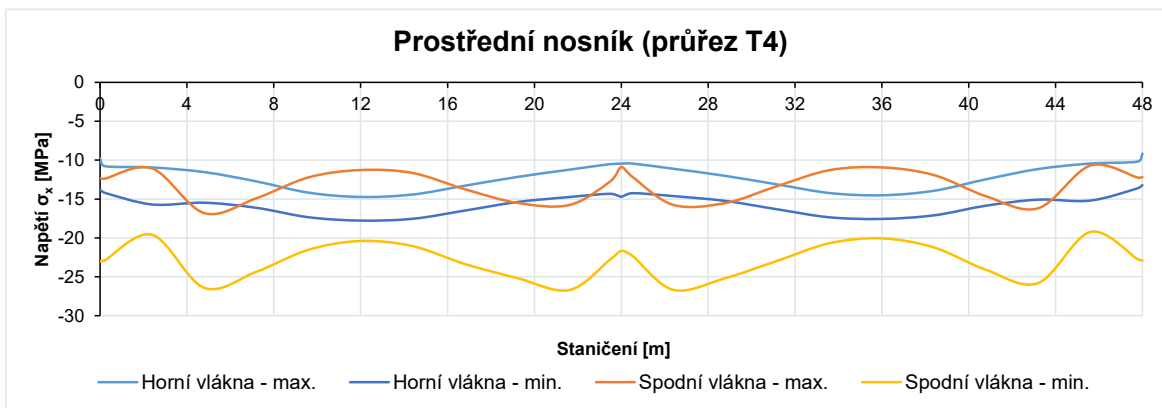
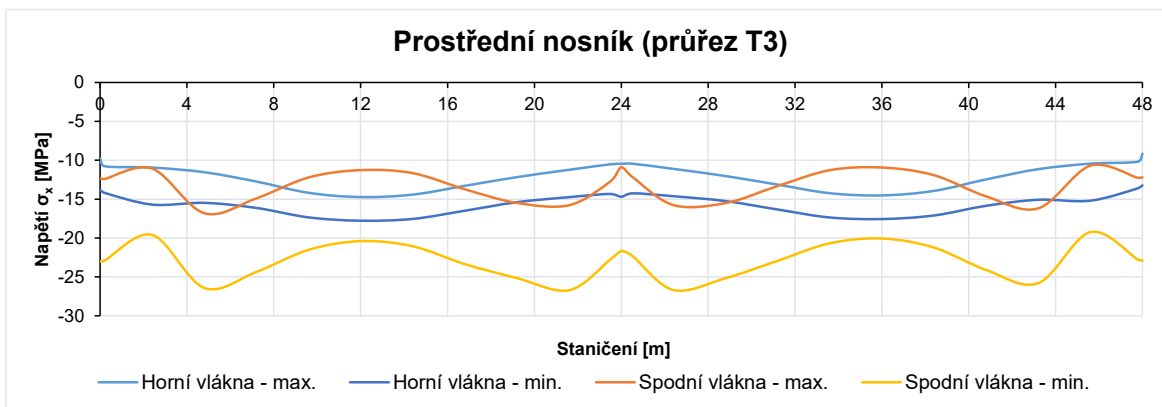
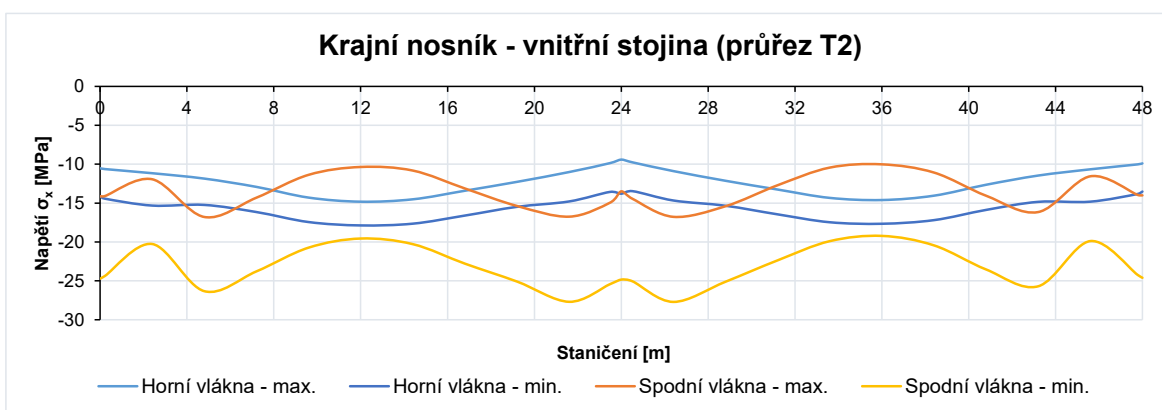
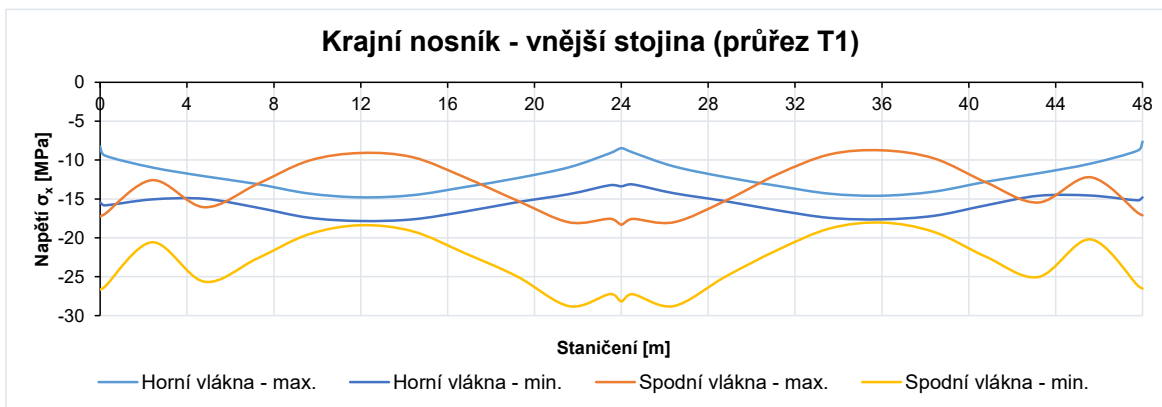
10.3.4 Uvedení do provozu (t=168 d) Charakteristická kombinace



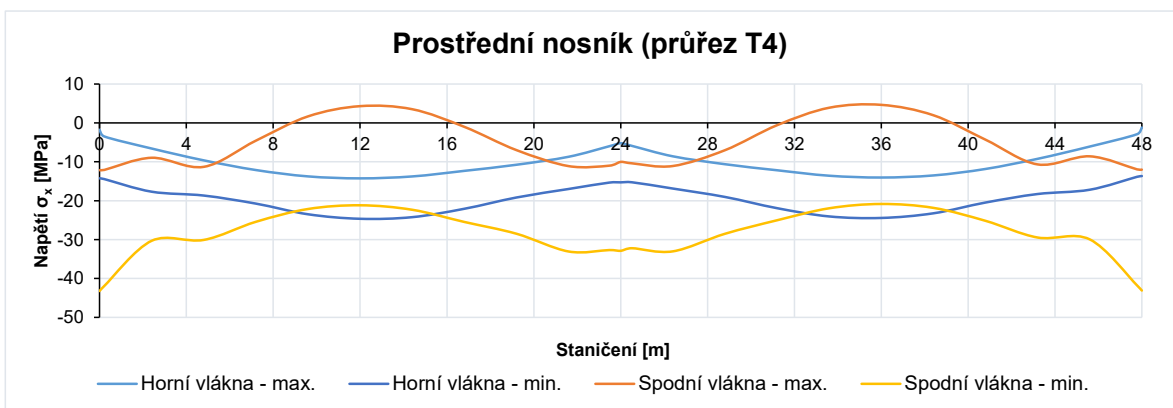
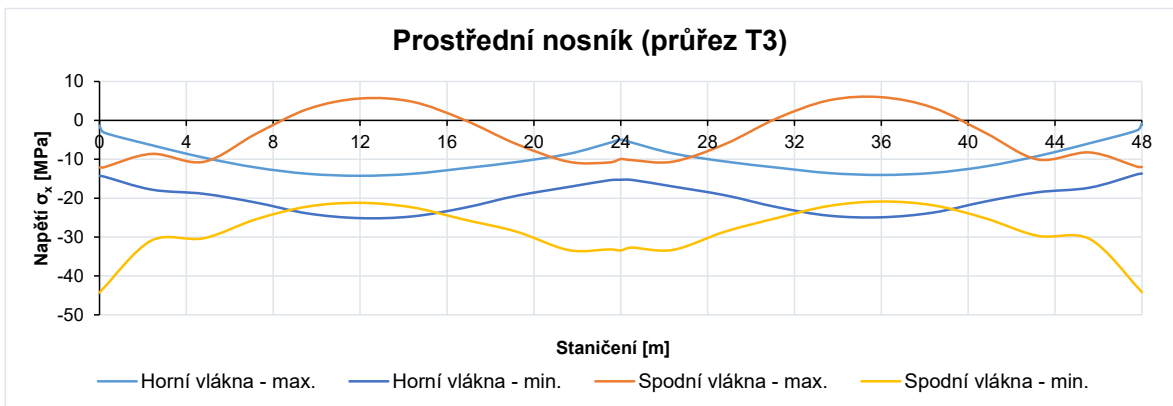
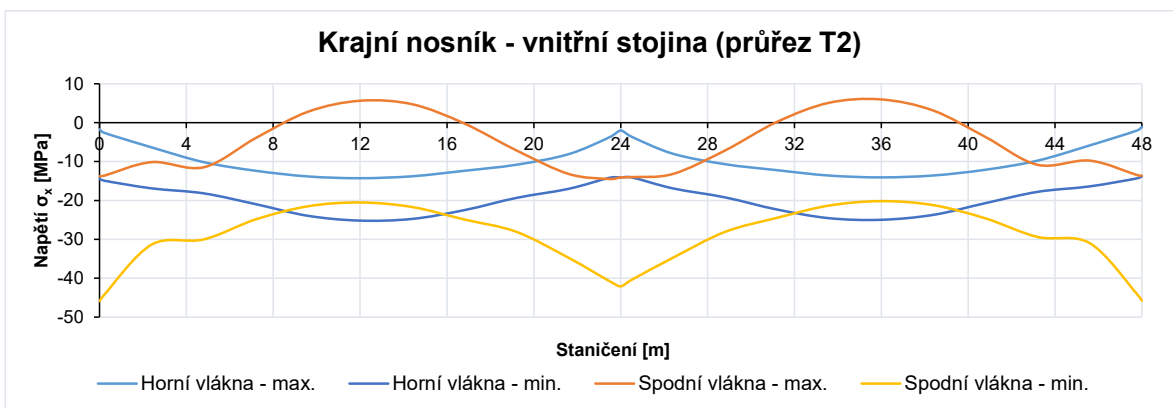
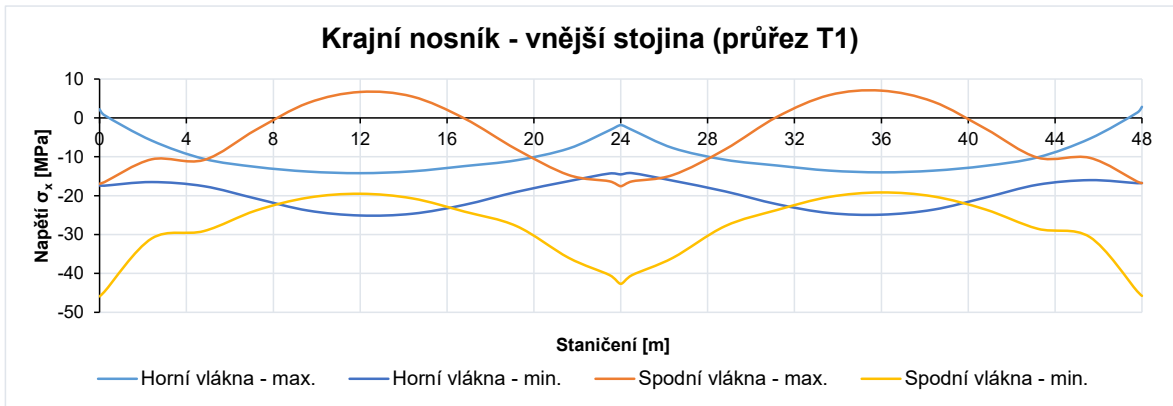
Častá kombinace



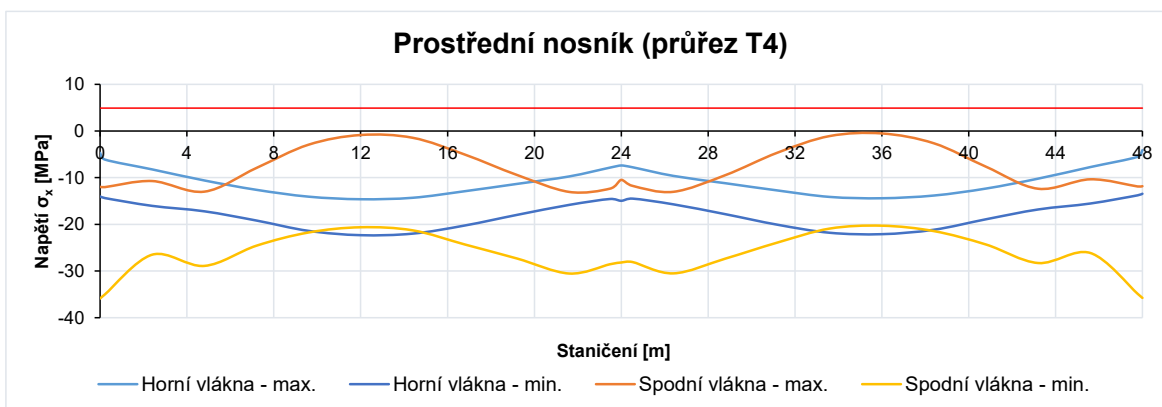
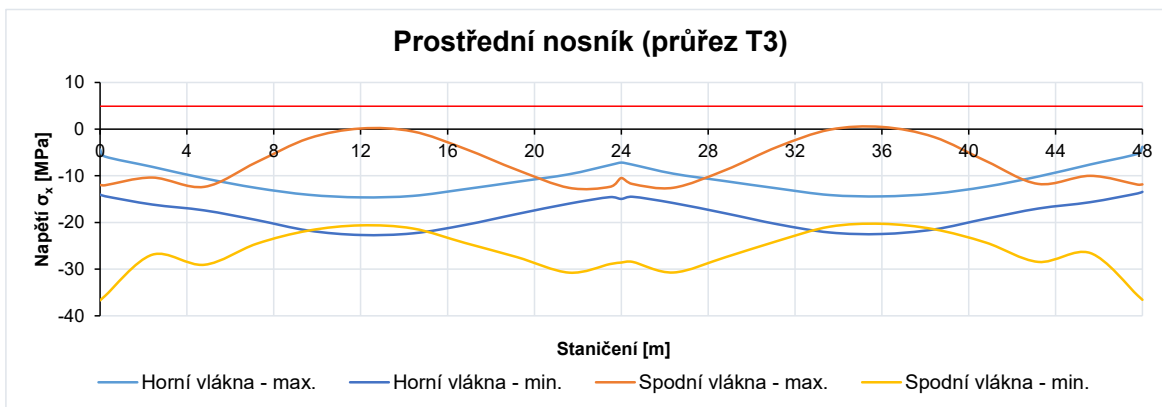
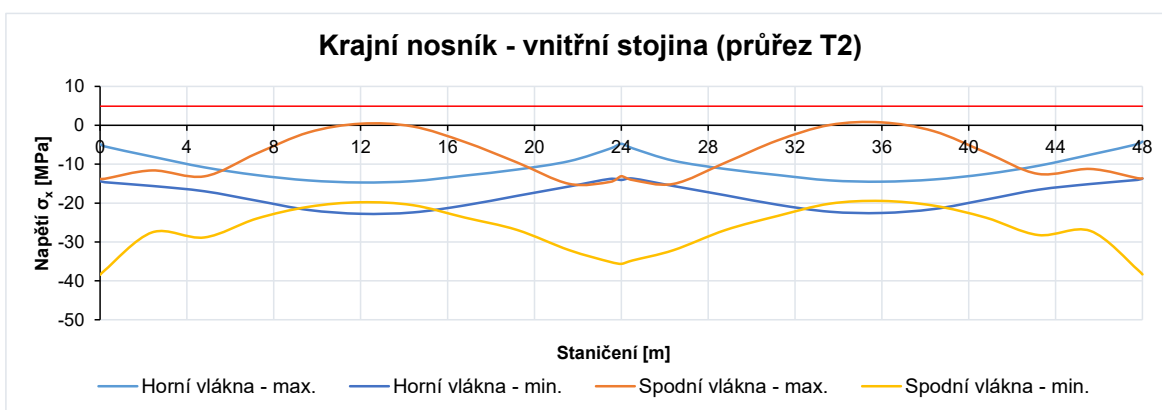
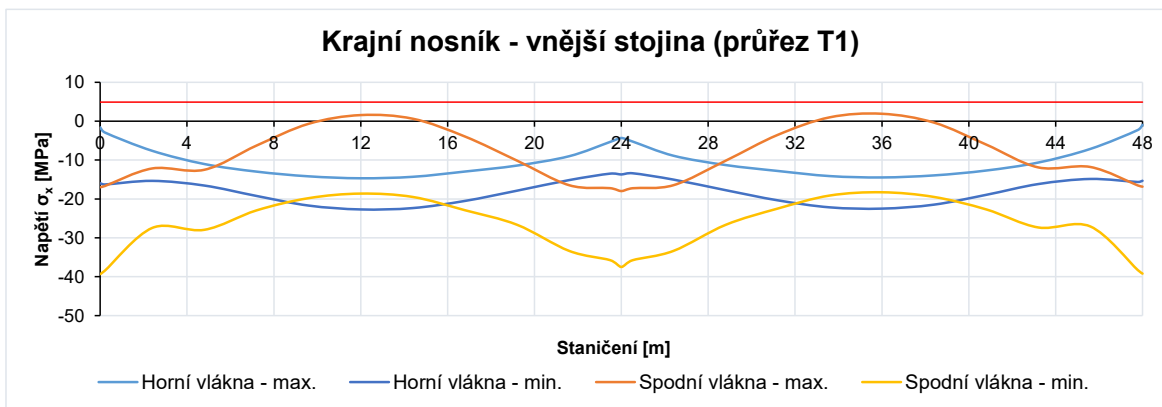
Kvazistálá kombinace



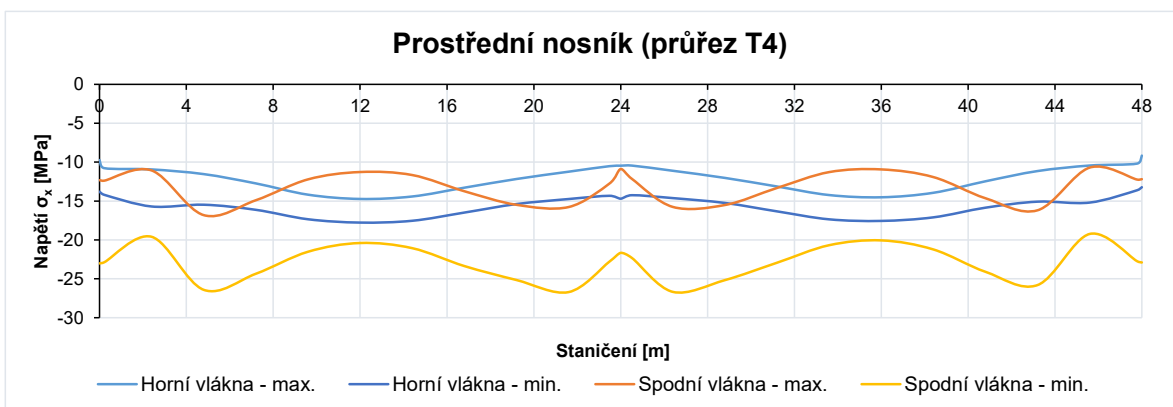
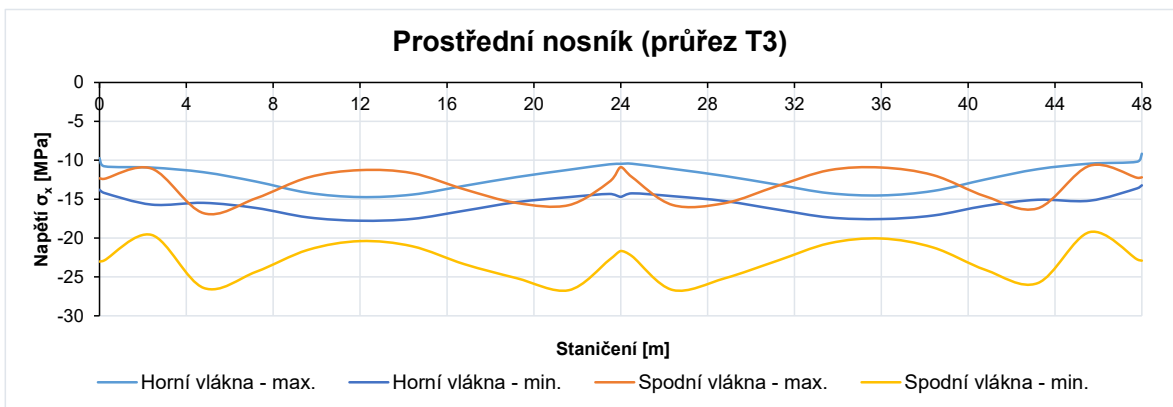
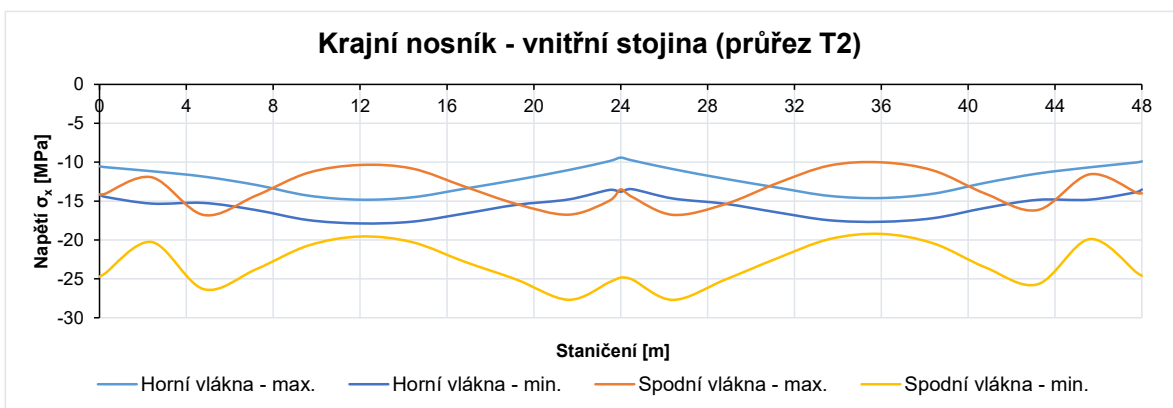
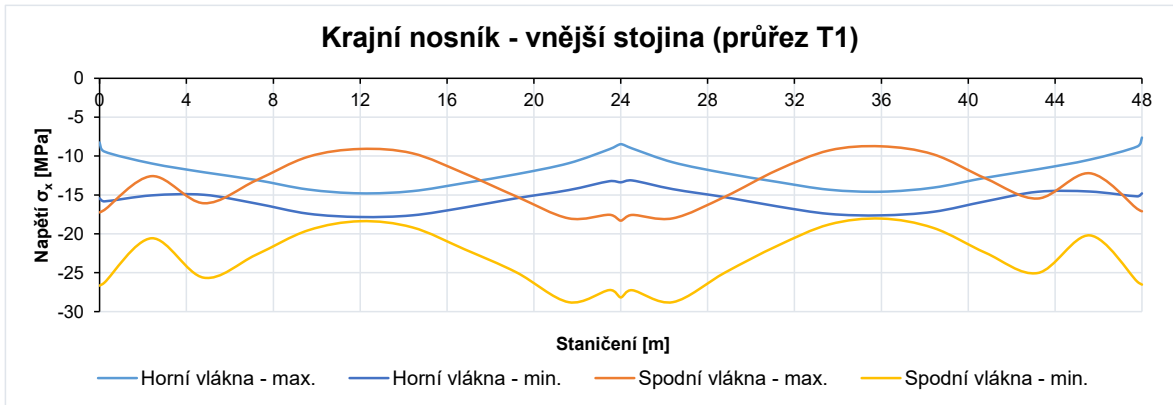
10.3.5 Na konci životnosti (t=365 000 d)
Charakteristická kombinace



Častá kombinace



Kvazistálá kombinace



11 Posouzení mezního stavu únosnosti

Posouzení pro mezní stav únosnosti je provedeno na nejzatíženějším krajním nosníku pro **T-průřez T2**. Jsou posouzena místa ve středu pole a nad podporami.

Pro čas vnesení předpětí předem se soudržností je posouzen T-průřez prostého nosníku.

Jsou uvažovány následující vzorce a postupy. Posouzení pro zadané časy je posléze provedeno automaticky v programu MS Excel.

11.1 Vzorce & postup

Normálová síla od předpětí se soudržností

$$N_{pd,s} = A_{ps} \cdot f_{pd}$$

kde $N_{pd,s}$ je normálová síla v předpínací výztuži se soudržností

A_{ps} je plocha předpínací výztuže se soudržností 750 mm^2

f_{pd} je napětí v předpínací výztuži $1\,423 \text{ MPa}$.

Normálová síla od předpětí volnými kabely

$$N_{pd,ext} = A_{ps} \cdot (\sigma(t) + 0,5 \cdot 100)$$

kde $N_{pd,ext}$ je normálová síla v předpětí volnými kabely

A_{ps} je plocha předpínací výztuže volných kabelů $5\,700 \text{ mm}^2$

$\sigma(t)$ je napětí v předpínací výztuži $1\,423 \text{ MPa}$ vynásobené ztrátami v daném čase.

100 MPa je přírůstek k napětí ve volných kabelech dle ČSN EN 1991-1 vynásobený koeficientem $1/2$, což je poměr délky pole ku délce předpínacího kabelu.

Sticky neurčitý moment od předpětí

$$\Delta M_{p,s} = M_{p,s,tot} - M_{p,s,s}$$

kde $\Delta M_{p,s}$ je sticky neurčitý moment od předpětí se soudržností

$M_{p,s,tot}$ je celkový moment od předpětí se soudržností

$M_{p,s,s}$ je sticky určitý moment od předpětí se soudržností určený jako součin normálové síly a excentricity výztuže

Sticky neurčitý moment od předpětí

$$\Delta M_{p,ext} = M_{p,ext,tot} - M_{p,ext,s}$$

kde $\Delta M_{p,ext}$ je sticky neurčitý moment od předpětí volnými kabely

$M_{p,ext,tot}$ je celkový moment od předpětí volnými kabely

$M_{p,ext,s}$ je sticky určitý moment od předpětí volnými kabely určený jako součin normálové síly a excentricity výztuže

Výška tlačené oblasti

$$x = \frac{N_{komb} + N_{pd,s} + N_{pd,ext} - 0,8 \cdot \sigma_{rez} \cdot b_{bot} \cdot h_{nosnik}}{0,8 \cdot (f_{cd} \cdot b_{top} - \sigma_{rez} \cdot b_{bot})}$$

kde x je výška tlačené oblasti

N_{komb} je normálová síla od zatížení bez předpětí z kombinace MSÚ.

σ_{rez} je reziduální napětí po vzniku trhlin v tažené oblasti 6,7 MPa

b_{top} je spolupůsobící šířka T-průřezu 1 135 mm

b_{bot} je šířka stojiny nosníku 80 mm

h_{nosnik} je výška nosníku 850 mm

Moment od zatížení a předpětí

$$M_{ed} = M_{komb} + \gamma_p \cdot \Delta M_{p,s} + \gamma_p \cdot \Delta M_{p,ext}$$

kde x je výška tlačené oblasti

M_{ed} je celkový návrhový moment pro srovnání s momentem únosnosti

M_{komb} je moment od zatížení bez předpětí z kombinace MSÚ.

γ_p je součinitel pro předpětí rovný 1,0

$\Delta M_{p,ext}$ je staticky neurčitý moment od předpětí volnými kabely

$\Delta M_{p,s}$ je staticky neurčitý moment od předpětí se soudržností

Moment únosnosti

$$M_{rd} = N_{cd}e_{z,c} + N_{ctd}e_{z,t} + N_{pd,s}e_{z,p,s} + N_{pd,ext}e_{z,p,ext}$$

kde N_{cd} je síla v tlačené části betonu

N_{ctd} je síla v tažené části betonu

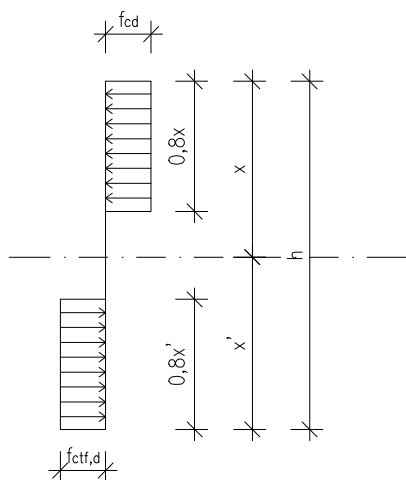
$e_{z,c}$ vzdálenost od působíště síly v tlačném betonu k těžišti

$e_{z,t}$ vzdálenost od působíště síly v taženém betonu k těžišti

$e_{z,p,s}$ vzdálenost od působíště síly v předpětí se soudržností k těžišti

$e_{z,p,ext}$ vzdálenost od působíště síly v předpětí volnými kabely k těžišti

Schéma výpočtu



$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{161}{1,5} = 91,23 \text{ MPa} \quad \text{a} \quad f_{ctf,d} = \frac{f_{ctf,k}}{\gamma_{cf} \cdot K_{global}} = \frac{6,7}{1,3 \cdot 1,25} = 4,12 \text{ MPa}$$

11.2 Posouzení v důležitých časech

Z průběhu vnitřních sil bez předpětí je zřejmé, že je potřeba posoudit nosník na konci živnosti. Jsou zde jen o velmi málo menší ohybové momenty než v čase uvedení do provozu, ale uvažují se ztráty předpětí 25%. Předpětí zásadně přispívá k momentu únosnosti, proto je s největšími ztrátami předpětí únosnost průřezů ohrožena nejvíce.

11.2.1 Na konci životnosti ($t=365\ 000\ d$)

Nad krajní podporou (staničení 0 m)

f_{cd}	91,23	MPa	b_{top}	1,175	m	b_{bot}	0,080	m
M_{komb}	1,695	MNm	Excentricita výztuže					
N_{komb}	-0,156	MN	Od těžiště			Od horních vláken		
$N_{pd,s}$	0,000	MN	e_z	-	m	e_z	-	m
$N_{pd,ext}$	6,297	MN	e_z	0,105	m	e_z	0,350	m
$\Delta M_{p,s}$	-0,165	MNm						
$\Delta M_{p,ext}$	0,978	MNm						

x	0,071	m	$< 0,135\ m$
N_{cd}	6,119	MN	
N_{ctd}	0,334	MN	

M_{ed}	2,508	MNm	$M_{rd} > M_{ed}$
M_{rd}	3,117	MNm	

V poli (staničení 12 m)

f_{cd}	91,23	MPa	b_{top}	1,175	m	b_{bot}	0,080	m
M_{komb}	1,634	MNm	Excentricita výztuže					
N_{komb}	-0,111	MN	Od těžiště			Od horních vláken		
$N_{pd,s}$	0,800	MN	e_z	0,480	m	e_z	0,725	m
$N_{pd,ext}$	6,297	MN	e_z	0,255	m	e_z	0,5	m
$\Delta M_{p,s}$	0,060	MNm						
$\Delta M_{p,ext}$	1,509	MNm						

x	0,078	m	$< 0,135\ m$
N_{cd}	6,656	MN	
N_{ctd}	0,331	MN	

M_{ed}	3,203	MNm	$M_{rd} > M_{ed}$
M_{rd}	3,642	MNm	

Nad prostřední podporou (staničení 24 m)

f_{cd}	91,23	MPa	b_{top}	1,175	m	b_{bot}	0,080	m
M_{komb}	1,346	MNm	Excentricita výztuže					
N_{komb}	0,063	MN	Od těžiště			Od horních vláken		
$N_{pd,s}$	0,000	MN	e_z	-	m	e_z	-	m
$N_{pd,ext}$	6,297	MN	e_z	0,155	m	e_z	0,4	m
$\Delta M_{p,s}$	-0,152	MNm						
$\Delta M_{p,ext}$	1,106	MNm						

x	0,070	m
N_{cd}	6,026	MN
N_{ctd}	0,334	MN

< 0,135 m

M_{ed}	2,300	MNm
M_{rd}	2,802	MNm

$M_{rd} > M_{ed}$

12 Závěr

Konstrukce vyhověla v mezních stavech použitelnosti i únosnosti ve všech provozních i stavebních stavech dle platných předpisů.

Do doby, než je do konstrukce vneseno předpětí volnými kabely, vznikají v některých průřezech tahy v rámci normových požadavků. Po předepnutí volnými kabely jsou všechny průřezy tlačeny s velkou rezervou.

