

**ČESKÉ VYSOKÉ
UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

**FAKULTA
STAVEBNÍ**



**BAKALÁŘSKÁ
PRÁCE**

2021

**ADAM
FRONĚK**

Bakalářská práce

Návrh lávky pro pěší přes ulici Opatovskou v Praze
The design of pedestrian bridge over Opatovska street in Prague

Adam Froněk

05/2021

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Froněk Jméno: Adam Osobní číslo: 477165
 Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí
 Studijní program: Stavební inženýrství
 Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh lávky pro pěší přes ulici Opatovskou v Praze
 Název bakalářské práce anglicky: The design of pedestrian bridge over Opatovska street in Prague

Pokyny pro vypracování:

- Konstrukční návrh lávky (pokračování z Projektu K) z UHPC;
- Podrobný statický návrh a posouzení konstrukce;
- Optimalizace návrhu předpětí konstrukce;
- Posouzení konstrukce v příčném směru;
- Základní dynamické posouzení konstrukce;

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího bakalářské práce: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEng.

Datum zadání bakalářské práce: 15.2.2021

Termín odevzdání bakalářské práce: 16.5.2021

[Redacted signature area]

Údaj u [Redacted signature area]

Podpis vedoucího práce

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“.

20.2.2021
 Datum převzetí zadání

[Redacted signature area]

Podpis studenta(ky)

Abstrakt

Práce je zaměřena na návrh a posouzení lávky pro pěší. Nosná konstrukce je prefabrikovaná předem předpjatá z ultra vysokohodnotného betonu (UHPC). Dvojice prostých nosníků překračují místní komunikaci Opatovská v zastavěném území Prahy 11. Konstrukce vychází z připravované realizace lávky Opatovská.

Teoretická část zahrnuje základní popis UHPC materiálu. Je především zaměřena na mechanické vlastnosti materiálu, jako podkladu pro navrhování. Rozbor materiálu se primárně opírá o data z již realizovaných lávek v České republice. Teoretické závěry o mechanických vlastnostech jsou použity jako podklad v praktické části. Část je zakončena shrnutím z provedených mostních prohlídek na realizovaných lávkách.

Praktická část zahrnuje statický výpočet lávky na úrovni projektové dokumentace pro provedení stavby. Je vybrán nejvýhodnější návrh předpětí, který je dále posouzen časově závislou analýzou. Příčný řez je posuzován a diskutován s přihlédnutím k metodickým předpisům UHPC, platné normy pro navrhování betonových mostů, výsledkům analýzy metodou konečných prvků a výsledkům experimentálního výzkumu obdobných konstrukcí. Je také ověřeno základní dynamické chování lávky.

Klíčová slova

lávka pro pěší, lávka, prefabrikát, předem předpjatý beton, UHPC, UHPFRC, ultra vysokohodnotný beton, trémový most, PI nosník

Abstract

This thesis is aimed at the design and assessment of a pedestrian bridge. The load-bearing structure is pre-cast and pre-tensioned from ultra-high-performance concrete (UHPC). A pair of simply supported beams spans the local street Opatovská in the urban area of Prague 11.

The theoretical section includes a general description of UHPC material. It is primarily focused on the mechanical properties of the material as design documents. Research of the material is primarily based on data from realized footbridges in the Czech Republic. Theoretical conclusions about mechanical properties are used as a resource in the practical section. The section ends with a summary of performed bridge inspections on realized footbridges.

The practical section includes a static analysis of the footbridge at the level of tender documentation. The cross-section is analyzed and discussed with the aim of methodical regulations of UHPC, standards for structural design of concrete bridges, results from the analysis of the finite element method and results of experimental research of equivalent structures. It also proves the primary dynamic response of the footbridge.

Keywords

pedestrian bridge, footbridge, pre-cast, pre-tensioned concrete, UHPC, UHPFRC, ultra-high-performance concrete, girder bridge, PI beam

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem práci jsem vypracoval samostatně. Vypracování jsem konzultoval s odborníky, kterým patří poděkování níže. Veškerou použitou literaturu a použité materiály uvádím v seznamu použité literatury.

Práce je vytvořena na základě připravované realizce lávky Opatovská, resp. projektové dokumentace pro vydání společného povolení *Nová pěší lávka Opatovská* pro městskou část Praha 11.

V Praze

.....

Poděkování

Zde uvádím osoby a organizace, se kterými jsem při vypracování spolupracoval.

Organizace	Zastoupení	Účast
Fakulta stavební ČVUT v Praze	doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.	vedoucí práce
Kloknerův ústav ČVUT v Praze	Ing. Milan Holý, Ph.D.	odborná konzultace
TOP CON SERVIS s.r.o.	Ing. Vít Najvárek	zpracovatel DÚR+DSP

Těmto lidem bych chtěl poděkovat, jelikož mi umožnili se podílet na tomto projektu a rozvíjet mé mostařské dovednosti.

Obsah

I Úvod	14
1 Popis problému	14
2 Cíl práce	15
II Teoretická část	16
3 Popis materiálu UHPC	16
3.1 Úvod	16
3.2 Složení	16
3.3 Mechanické vlastnosti	17
3.3.1 Obecně	17
3.3.2 Pevnost v tlaku	18
3.3.3 Pevnost v tahu	18
3.3.4 Pevnost v tahu po vzniku trhliny	21
3.4 Specifika materiálu a dopady na navrhování	23
4 Realizace lávek z UHPC v České republice	23
4.1 Úvod	23
4.2 Čelákovice	24
4.3 Příbor	24
4.4 Tábor	24
4.5 Holka	25
4.6 Porovnání mechanických vlastností	25
5 Prohlídka realizovaných konstrukcí	26
5.1 Lávky malých rozpětí	26
5.2 Lávka v Čelákovících	29
6 Závěr	31
III Praktická část	32
7 Úvod	32
8 Popis konstrukce	32
8.1 Schéma v příčném směru	33
8.2 Schéma v podélném směru	34
8.3 Prutový model konstrukce	35

8.4	Průřezové charakteristiky	35
8.5	Smykové ochabnutí	36
8.5.1	Spolupůsobící šířky	36
8.5.2	Nosník č.1-pole	36
8.5.3	Nosník č.1-konzola	36
8.5.4	Nosník č.2-pole	37
8.5.5	Nosník č.2-konzola	37
8.5.6	Deskostěnový model	37
8.5.7	Shrnutí smykového ochabnutí	39
9	Materiál	39
9.1	Beton	39
9.1.1	Návrhové hodnoty v tlaku	40
9.1.2	Návrhové hodnoty v tahu	40
9.1.3	Krytí výztuže	41
9.2	Předpínací výztuž	41
9.3	Betonářská výztuž	41
9.4	Rozptýlená výztuž	41
10	Zatížení	42
10.1	Stálé zatížení	42
10.1.1	Vlastní tíha	42
10.1.2	Ostatní stálé	42
10.2	Proměnné zatížení	42
10.2.1	Doprava	42
10.2.2	Vítr	43
10.2.3	Teplota	43
10.2.4	Poklesy podpor	44
11	Kombinace zatížení	44
11.1	Kombinace podle hlavních napětí	44
12	Návrh předpětí	45
12.1	Přístup A - oboustranné předpětí	46
12.2	Přístup B - jednostranné předpětí	47
12.3	Vnitřní síly	47
12.4	Výpočet napětí	48
13	Posouzení konstrukce TDA modelem	52
13.1	Úvod	52
13.2	Parametry předpětí	52

13.3 Výsledky - nosník č.1	53
13.3.1 T=30 dní (osazení nosníku)	54
13.3.2 T=60 dní (uvedení do provozu)	56
13.3.3 T=36500 dní (konec životnosti)	56
13.4 Deformace nosné konstrukce - nosník č.1	57
13.4.1 T=30 dní (osazení nosníku)	57
13.4.2 T=60 dní (uvedení do provozu)	58
13.4.3 T=36500 dní (konec životnosti)	58
13.4.4 Rozbor posunů nosné konstrukce	60
13.5 Výsledky - nosník č.2	62
13.5.1 T=30 dní (osazení nosníku)	62
13.5.2 T=60 dní (uvedení do provozu)	64
13.5.3 T=36500 dní (konec životnosti)	64
13.6 Deformace nosné konstrukce - nosník č.2	65
13.6.1 T=30 dní (osazení nosníku)	65
13.6.2 T=60 dní (uvedení do provozu)	66
13.6.3 T=36500 dní (konec životnosti)	67
13.6.4 Rozbor posunů nosné konstrukce	68
14 Posouzení v příčném směru	69
14.1 Stálé zatížení	70
14.2 Proměnné zatížení	70
14.3 Kombinace zatížení	74
14.4 Ohybová únosnost průřezu	74
14.5 Posouzení použitelnosti	78
14.6 Smyková únosnost	79
14.7 Nevyhovující průřez	79
14.8 Výpočet pomocí softwaru	80
15 Dynamické posouzení	83
15.1 Úvod	83
15.2 Nosník č.1	83
15.3 Nosník č.2	85
15.4 Závěr	86
16 Doprava a montáž	86
17 Závěr	86
IV Závěr	87

Seznam použité literatury	87
Normy a předpisy	90
Odborné knihy a skripta	90
Konference a odborné časopisy	90
Webové zdroje	90
Závěrečné a semestrální práce	90
Seznam použitého softwaru	90
Související projekty	90
Seznam obrázků	91
Seznam tabulek	93
Závěr	93

Seznam použitých symbolů

Materiálové charakteristiky

D_{\max}	maximální velikost zrna kameniva
E_p	návrhová hodnota modulu pružnosti předpínací oceli
E_{cd}	návrhový modul pružnosti
E_{cm}	střední modul pružnosti
E_c	sečnový modul pružnosti
T	vlastní perioda kmitání
ω	vlastní kruhová frekvence
ρ_m	objemová hmotnost
σ_{cc}	pevnost betonu v tlaku
σ_{cf0d}	návrhová hodnota účinnosti výztužných vláken
σ_{cf0k}	charakteristická hodnota účinnosti výztužných vláken
σ_{ct}	pevnost betonu v tahu
$\sigma_{p,0}$	kotevní napětí předpětí
f	vlastní frekvence kmitání
f_{R1k}	pevnost v tahu za ohybu při rozevření trhliny $CMOD_1 = 0,5$ mm
f_{R3k}	pevnost v tahu za ohybu při rozevření trhliny $CMOD_3 = 2,5$ mm
f_{cd}	návrhová pevnost v tlaku
f_{ck}	charakteristická pevnost v tlaku
f_{cm}	střední pevnost v tlaku
$f_{ct,eff}$	efektivní pevnost betonu v tahu
$f_{ctm,fl}$	pevnost v tahu za ohybu pro běžné betony
f_{ctm}	střední pevnost v příčném tahu pro běžné betony
f_{ctm}	střední pevnost v tahu za ohybu pro UHPC
$f_{p0,1k}$	charakteristická mez kluzu 0,1 % předpínací oceli
f_{pk}	charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu
f_{yd}	návrhová mez kluzu betonářské výztuže
f_{yk}	charakteristická mez kluzu betonářské výztuže

Průřezové charakteristiky a zatížení

A_c	průřezová plocha betonu
A_p	průřezová plocha předpínací výztuže
I	moment setrvačnosti průřezu
Q_{flk}	charakteristická hodnota vodorovné síly na lávce pro chodce
Q_{serv}	model zatížení odpovídající obslužnému vozidlu pro lávky pro chodce
W	průřezový modul

q_{fk} charakteristická hodnota svislého rovnoměrného zatížení na lávkách pro chodce

Materiálové a kombinační součinitele

α_{cc} součinitel pro vliv zatížení na pevnost betonu v tlaku
 α_{ct} součinitel vlivu délky zatížení
 γ_{cf} součinitel spolehlivosti pro působení UHPC v tahu
 ν Poissonův součinitel

Část I

Úvod

V rámci bakalářské práce se budu věnovat návrhu lávky Opatovská. Práce navazuje na variantní vyhodnocení mostního objektu ze semestrálního předmětu „Projekt K (133YKPJ)“ [47], kdy byla zvolena jako nejvýhodnější varianta PI nosník z UHPC.

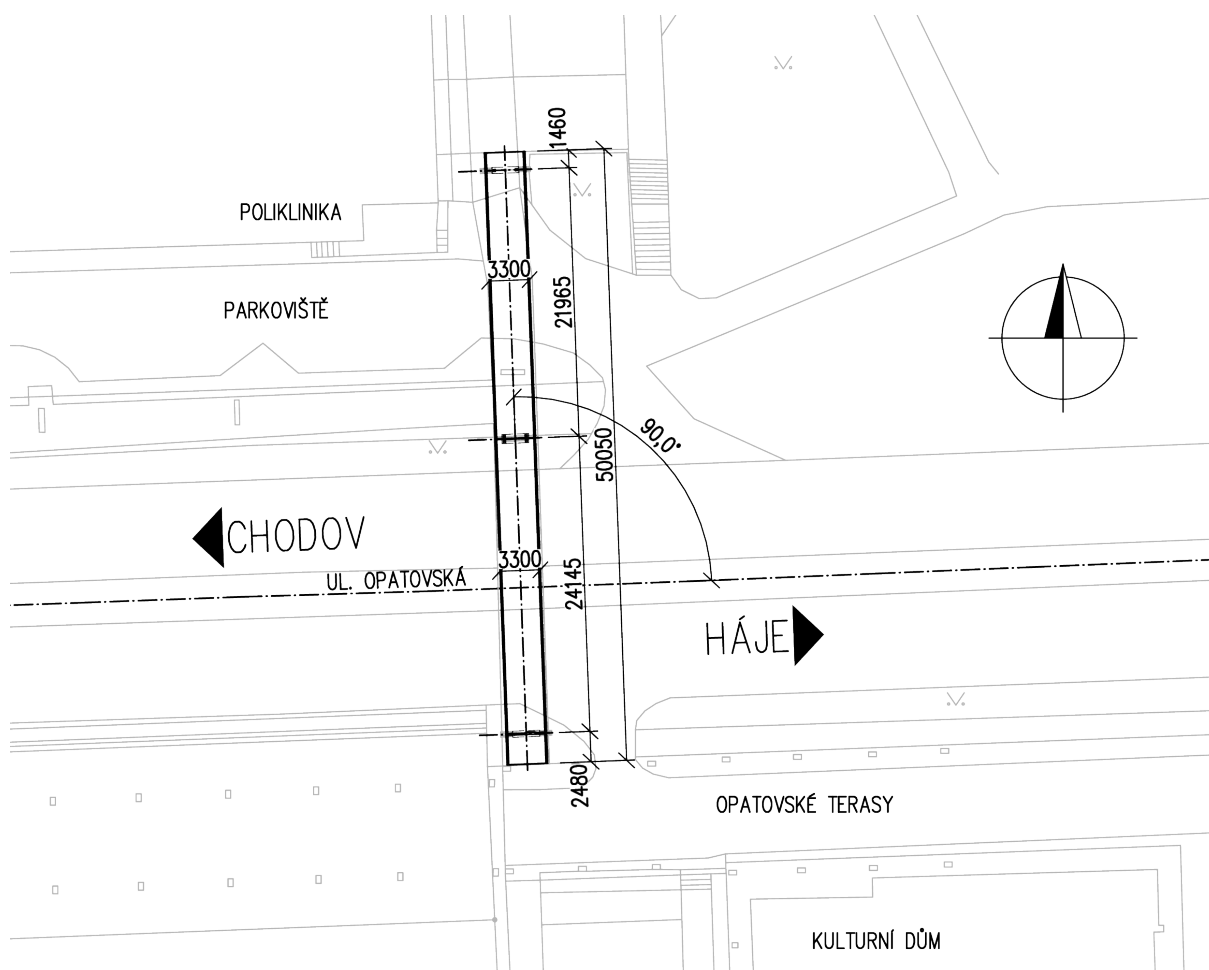
Řešení Projektu K volně vycházelo ze studie *Návrh objektu pěší lávky Opatovská* [50]. Před zahájením bakalářské práce byly výsledky a vstupní parametry ze semestrálního projektu rektifikovány dokumentací pro vydání společného povolení *Nová pěší lávka Opatovská* [51].

1 Popis problému

Lávka nahrazuje předchozí konstrukci, která byla stržena pro nevyhovující stavební stav. Jedná se o dvojici prostých nosníků s převislými konci. Lávka pro pěší překračuje místní komunikaci Opatovská a tím je snížena stavební výška na 0,8 m. Nosníky budou prefabrikované předem předpjaté. Konstrukce bude podporována trojicí pilířů. Poloha pilířů vychází z původní konstrukce. Na začátku lávka navazuje na stávající konstrukci Opatovských teras. Na konci je nosná konstrukce napojena na přístupovou lávku k poliklinice.

V příčném směru je nosná konstrukce řešena jako PI nosník. Průřez vychází ze studie *Návrh objektu pěší lávky Opatovská* [50]. Jako materiál je zvolen UHPC, který je vyztužen svařovanou sítí. Odvodnění povrchu je s ohledem na technologii v jednostranném příčném sklonu 2%.

Konstrukce je umístěna v obytné zastavěné části Prahy 11. Lávka přímo nenavazuje na významné body infrastruktury nebo místa s vyšší koncentrací osob, ale zajišťuje propojení obytných částí se službami lokálního významu.



Obrázek 1: Situace lávky

2 Cíl práce

- návrh optimálního řešení předpětí s ohledem na mechanické vlastnosti materiálu, technické předpisy a ekonomiku návrhu
- detailní posouzení v příčném směru dle normem pro navrhování v porovnání s doporučeným postupem na základě experimentálních měření s různým způsobem vyztužení
- posouzení konstrukce v rozsahu její životnosti

Část II

Teoretická část

3 Popis materiálu UHPC

3.1 Úvod

Materiál UHPC je zkráceně z anglického *ultra high performance concrete*, tedy beton s výrazně zvýšenými vlastnostmi, dalšími obdobnými názvy může být „beton velmi vysokých pevností“ [24]. V publikaci zaměřené na moderní betony [23] je v souhrnu UHPC definován následovně

„ Ultra vysokohodnotný beton

UHPC – ultra-high-performance concrete

Beton s ještě více posílenými vlastnostmi než HPC. ”

a HPC je specifikován

„ Vysokohodnotný beton

HPC – high-performance concrete

Beton s alespoň jednou vylepšenou vlastností, např. trvanlivostí, pevností, odolností, nasákavostí, permeabilitou ad. Niže uvedené betony jsou podmnožinou HPC. ”

Tento materiál je dalším krokem ve vývoji betonu a svými vlastnostmi překračuje běžné betony a tím rostou i možnosti použití nebo navrhování konstrukcí.

Obecně se v literatuře uvádí hranice, od kdy se bavíme o UHPC, tlakovou pevností betonu a to na hodnotě 150 MPa [32, 28].

3.2 Složení

Betony UHPC se vyznačují jemnější strukturou. Materiálu se dává přívlastek „ušlechtilý“ a tomu odpovídá výběr použitého materiálu. Výběr a dávkování materiálu je voleno s větší přesností. Základní předpis pro beton ČSN EN 206+A1 (73 2403) [11] specifikaci pro UHPC betony neuvádí. Jako podklad pro UHPC byla vytvořena, pod záštitou Kloknerova ústavu ČVUT v Praze, trojice metodik pro návrh [12], navrhování [13] a výrobu [14] UHPC.

Norma ČSN EN 206+A1 (73 2403) *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda* [11] definuje minimální hmotnostní podíl cementu v kg/m^3 . Hodnoty jsou pro použití kameniva D_{\max} 20 až 32 mm. Minimální obsah se pohybuje od 260 kg/m^3 pro třídu XC1 až do 360 kg/m^3 pro třídu XA3.

Maximální hranice množství cementu, pro běžné betony, se pohybuje v rozmezí 450–500 kg/m^3 [22, 21, 20]. Všechny zmíněné referenční hodnoty se shodují, že zvyšování množství cementu se nevyplatí s ohledem na ekonomickou náročnost, která již při zvyšování nepřináší vyšší pevnost betonu. Zároveň se publikace shodují v rostoucím smršťování, které s množstvím cementu souvisí.

Pro UHPC je obsah cementu výrazně vyšší. Publikované hodnoty množství cementu se, dle předpisu *Metodika pro návrh UHPC a pro materiálové zkoušky* [12], pohybuje v rozmezí 600–1000 kg/m³, v článku „Vysokopevnostní betony a UHPC“ [24] je uvedena hodnota 550 – 1000 kg/m³.

Pro betony UHPC je celá struktura plniva snížena a póry v betonu jsou tak minimální. Procentuelní zastoupení cementu se pohybuje 22% - 40%. Z těchto hodnot je patrné, že při mísení nedochází k hydrataci všech zrn cementu a pojivo tak částečně přebírá funkci plniva. Vysoké hodnoty cementu mají i vliv na barevnost směsi, která je tmavější než u běžných betonů (viz *5.1 Lávky malých rozpětí*).

Výplňový cement je jen další jemnozrnnou složkou v UHPC. Uvádí se, že horní hranice velikosti zrn kameniva pro UHPC je 8 mm (až 16 mm) [33] nebo 4 mm v případě [28]. Zkušenost z realizací je spíše 2 mm [30, 38], takže se pro plnivo do UHPC už nepoužijí šterky, ale pouze písky a jemnější frakce. Příměsi v UHPC jsou standardně křemičitý úlet (mikrosilika), s latentně hydraulickými vlastnostmi, a mletý křemen nebo kamenná moučka. S ohledem na velké množství použitého jemného materiálu se pro zpracování používají superplastifikátory.

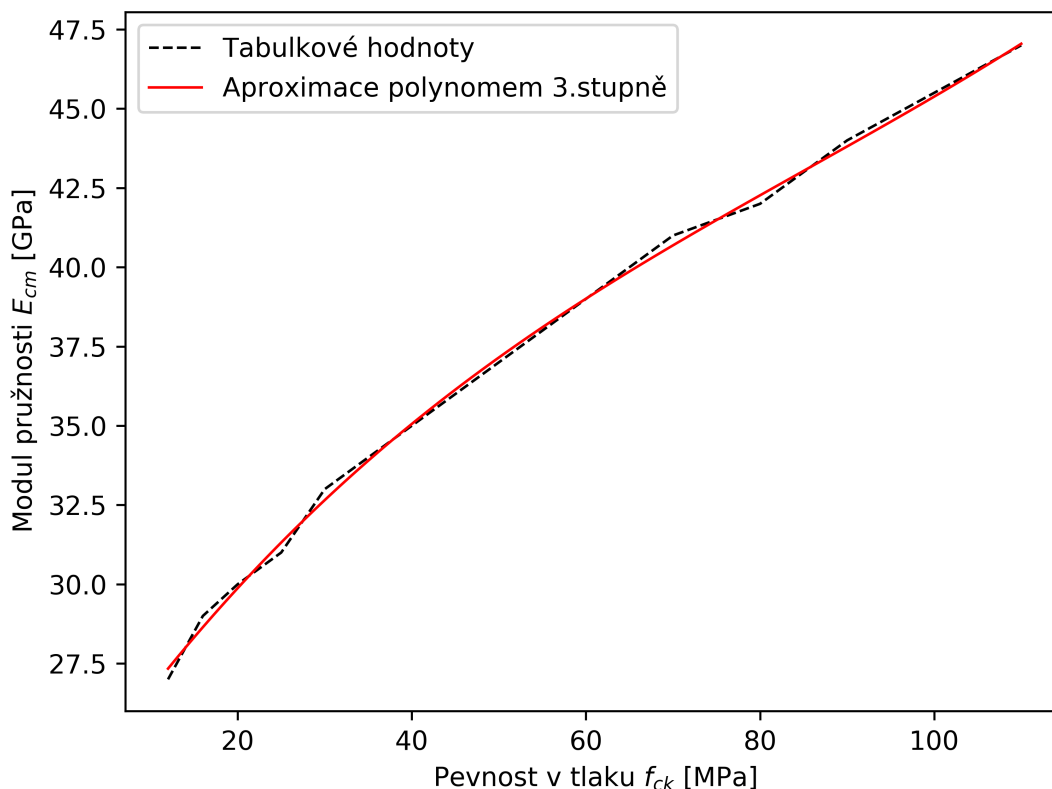
Pro dosažení vyšších pevností je snížen vodní součinitel na hodnotu pohybující se přibližně v rozsahu 0,2-0,25 [12, 38, 27]. Výslednou medovitou samozhutnitelnou konzistencí je třeba uvažovat při ukládání betonové směsi s dostatečným provibrováním a polohou ukládání. Poloha ukládání je myšlena, že pro zajištění jiného než vodorovného povrchu nebo betonáže v negativní poloze je třeba betonový prvek zaklápět.

3.3 Mechanické vlastnosti

3.3.1 Obecně

UHPC se vyznačují vyššími pevnostmi v tlaku a výrazně vyššími pevnostmi v tahu. Vyplývá to ze složení cementové směsi i v použití rozptýlené výztuže.

Při srovnání s ocelí, kdy pro betonářskou výztuž je hodnota modulu pružnosti přibližně stejná jako pro předpínací (vysokopevnostní) ocel. Pro betony je vzrůstající trend modulu pružnosti při nárůstu pevnosti v tlaku. UHPC se v tomto případě neodlišují a při rozšíření běžných a vysokopevnostních betonů (dle normy ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7]) betonem UHPC C110/130 (specifikace dle *III Praktická část*), lze průběh modulu pružnosti popsat společnou funkcí.



Obrázek 2: Modul pružnosti podle pevnosti v tlaku

Hutná struktura má i velký vliv i na odolnost proti pronikání vody a na mrazuvzdornost. V článku „Lávka přes Labe v Čelákovících - první nosná konstrukce z UHPC v ČR“ [26] se píše o neměřitelné úrovni výsledků ze zkoušky na odolnost. S tím je v souladu i *Metodika pro návrh UHPC a pro materiálové zkoušky* [12], kde se uvádí mrazuvzdornost na T200 a průsaky do 1 mm. Tím se UHPC opět posouvá nad úroveň požadavků běžných betonů a roste tak životnost konstrukce a snižují se požadavky na údržbu.

3.3.2 Pevnost v tlaku

Vysoká pevnost v tlaku je výsledkem hutné struktury a výběr složek betonové směsi. Jak již bylo zmíněno tlaková pevnost se pro UHPC uvažuje 150 MPa. Tlaková pevnost je vyšší než u běžně používaných betonů. To udává vysoké nároky na zkušební zařízení.

Projevuje se zde i velikost zkušební vzorku. Proto je nutné při přebírání mechanických vlastností si ověřit velikost zkušební vzorku.

3.3.3 Pevnost v tahu

Standartně se pro betonové konstrukce používá tahová charakteristika materiálu jako hodnota v příčném tahu. Norma pro betonové konstrukce ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] zavádí následující vztah mezi

pevností v tahu za ohybu $f_{ctm,fl}$ a pevností v dostředném tahu f_{ctm} . Odvození pevnosti v dostředném tahu na základě tabulky *Pevnostní a deformační charakteristiky betonu* této normy nebude dávat relevantní hodnoty, jelikož chování UHPC, resp. UHPFRC je v tahové oblasti značně vlivněno právě rozptýlenou výztuží. Pro převod mezi vztahy, pro příčný tah a tah za ohybu, je uvažováno běžně používané zkušební těleso o hraně 150 mm (tabulka 2 *Velikosti zkušebních vzorků [mm]*).

$$f_{ctm,fl} = \max\{(1,6 - h/1000) \cdot f_{ctm}; f_{ctm}\}$$

$$f_{ctm,fl} = \max\{(1,6 - 150/1000) \cdot f_{ctm}; f_{ctm}\}$$

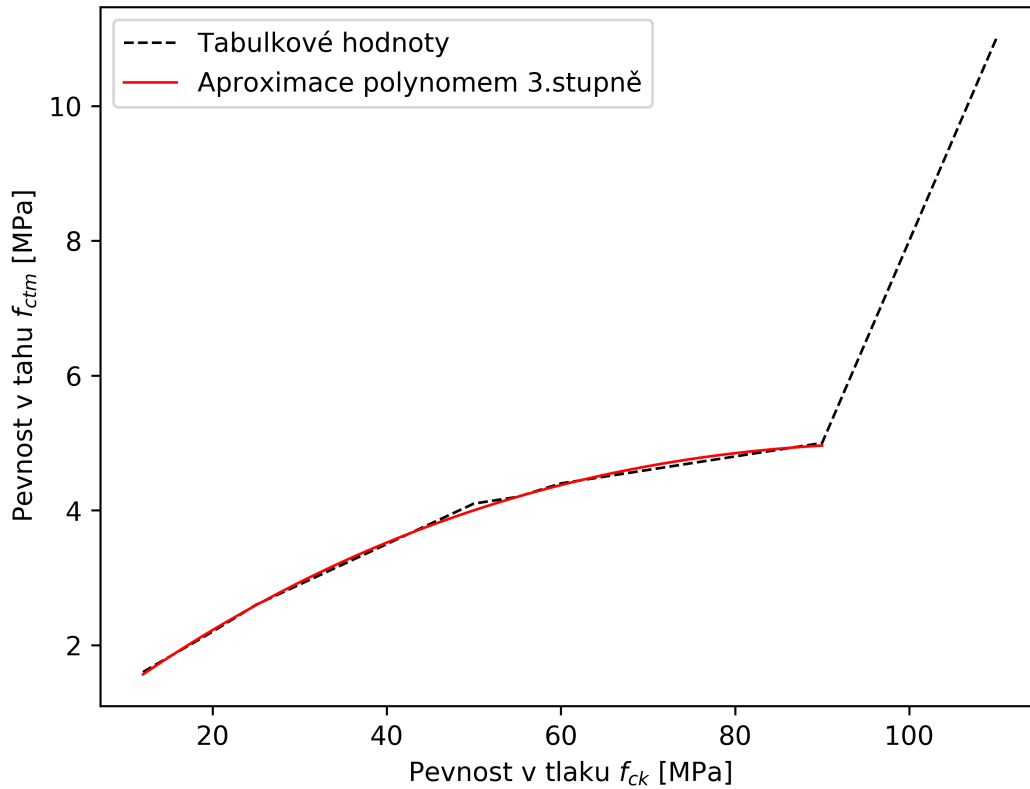
$$f_{ctm,fl} = \max\{1,45 \cdot f_{ctm}; 1,0 \cdot f_{ctm}\} \implies f_{ctm} = \frac{f_{ctm,fl}}{1,45}$$

Zmiňovaná norma pak zavádí vztah

$$f_{ct,eff} \geq \sigma_c$$

Hodnota pro výpočet napětí průřezů neporušených trhlinami $f_{ct,eff}$ se uvažuje f_{ctm} . Připouští se i použití $f_{ctm,fl}$, ale je to podmíněno návrhem tahové výztuže.

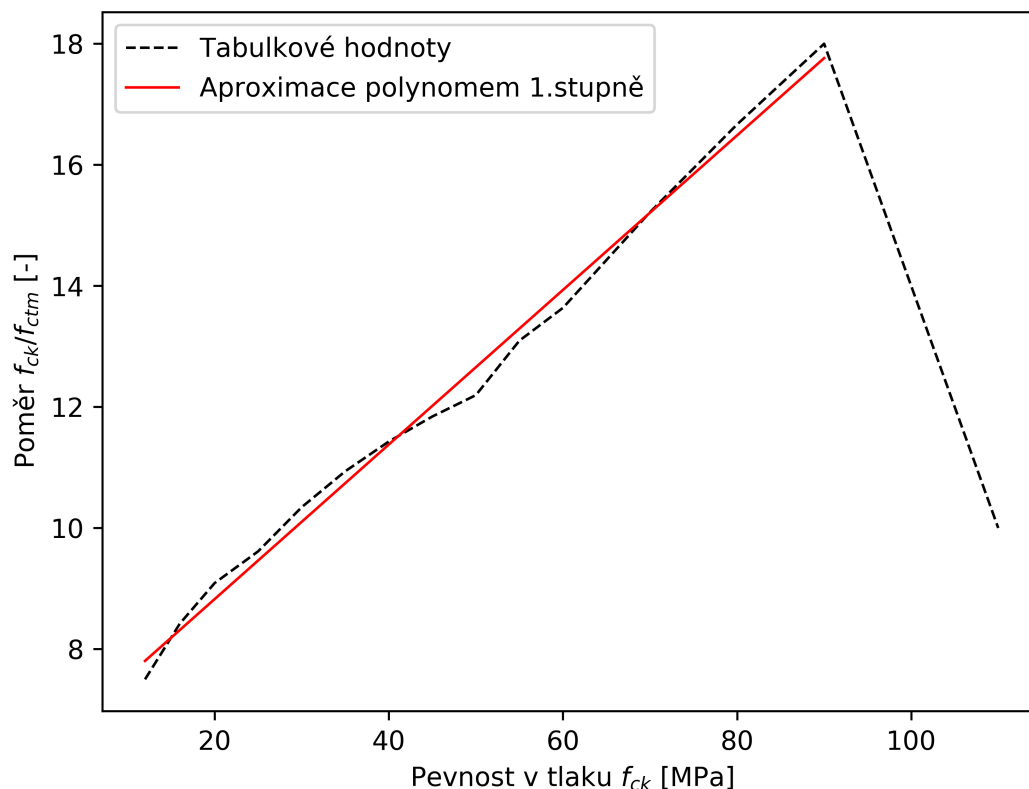
Pokud použijeme materiálové charakteristiky pro UHPC C110/130 z *III Praktická část* dostaneme následující graf



Obrázek 3: Pevnost v tahu podle pevnosti v tlaku

Třídy betonu z normy ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] (běžné a vysokopevnostní třídy betonu) jsou rozšířeny o UHPC C110/130. Zatímco normové betony (tedy do pevnosti C90/105) lze přibližně popsat společnou funkcí. Tak hodnota UHPC je mimo rozsah aproximační funkce.

Pro větší předlednost nebo představivost je vhodné dát do poměru pevnost v tlaku f_{ck} a pevnost v tahu f_{ctm} .



Obrázek 4: Poměr mezi pevnostmi v tlaku a pevnostmi v tahu

Běžné a vysokopevnostní betony (normové) mají vzrůstající trend, kdy s nárůstem tlakové pevnosti roste i násobek tlakové pevnosti vůči tahové pevnosti. Pro běžně používaný beton pro nosné železobetonové konstrukce C30/37 je pevnost v tlaku přibližně desetinásobkem pevnosti v tahu. Pro beton C90/105 je tahová pevnost už osmáctkrát nižší.

Pro UHPC, s uvážením uvedeného vztahu z normy mezi dostředným tahem a tahem za ohybu, je poměr obdobný jako pro beton C30/37, tedy desetinásobek. Násobně jsme se přenesli od C30/37 ke kvalitnějšímu materiálu. Tento „návrat“ k poměru mezi tlakovou a tahovou pevností má velmi příznivý vliv pro předpjaté konstrukce, kdy se používají betony s vyššími pevnostmi, ale při použití jejich tahová pevnost klesá.

Pokud by trend v poměru pevností pokračoval k hodnotě $f_{ck} = 110$ MPa, tak se dostaneme k hodnotě $f_{ck}/f_{ctm} = 20$. To už by byla poloviční hodnota oproti tahovému poměru UHPC.

3.3.4 Pevnost v tahu po vzniku trhliny

Pevnost v tahu za ohybu po vzniku trhliny je definována předpisem *Metodika pro navrhování prvků z UHPC* [13], který s odkazem na normu pro zkoušení betonu s kovovými vlákny ČSN EN 14651+A1 (72

3431) [9] uvádí vztah

$$f_{ctm} = 0,7 \cdot f_{R1k}$$

Hodnota f_{R1k} se běžně nepublikuje a v literatuře se vyskytuje hodnota pro f_{ctm} .

V článku „Vývoj ultra vysokohodnotného betonu (UHPC) na bázi surovin dostupných v ČR“ [25] jsou naměřené hodnoty následující

$f_{cm} = 125 \text{ MPa}$	válcová pevnost v tlaku
$f_{ctm} = 13,9 \text{ MPa}$	pevnost v tahu za ohybu
$\sigma_1 = 9,5 \text{ MPa}$	pevnost v tahu z ohybu při CMOD 1,0 mm
$\sigma_4 = 4,9 \text{ MPa}$	pevnost v tahu z ohybu při CMOD 4,0 mm

Z hodnot je patrné, že se jedná o materiál se změkčením ($\sigma_1 > \sigma_4$). Pokud ve vztahu z metodiky [13] nahradíme f_{R1k} (CMOD0,5mm) hodnotou z měření σ_1 (CMOD1,0mm) dostaneme vztah

$$f_{ctm} = 0,7 \cdot f_{R1k} \quad \text{původní vztah, } n_{ct} = 0,7$$

$$f_{ctm} = n_{ct} \cdot \sigma_1 \quad n_{ct} \text{ je součinitel působení v tahu}$$

$$13,9 = n_{ct} \cdot 9,5$$

$$n_{ct} = \frac{13,9}{9,5} = 1,46$$

Je to s jistou chybovostí, kdy se nejedná o trhlinu 0,5 mm, ale trhlinu 1,0 mm. Hodnota n_{ct} je dvojnásobná oproti hodnotě v metodice. Podstatnějším poznatkem je, že pro hodnotu n_{ct} z metodiky 0,7 je hodnota menší než 1, zatímco z naměřených hodnot je tento součinitel 1,46 větší než 1. Při rozevření trhliny na 1 mm nedošlo k nárůstu ohybové pevnosti vlivem aktivace drátkové výztuže, ale při dané trhlíně je hodnota nižší než před vznikem trhliny.

Hodnoty z měření uvádí i KŠ PREFA [44]. Hodnoty jsou opět pro trámec 150x150x700 mm s vrubem.

$f_{cm} = 120 \text{ MPa}$	válcová pevnost v tlaku
$f_{ctm} = 18 \text{ MPa}$	
$f_{R1k} = 17 \text{ MPa}$	
$f_{R3k} = 13 \text{ MPa}$	

$$f_{ctm} = n_{ct} \cdot f_{R1k} \quad \text{původní vztah}$$

$$18 = n_{ct} \cdot 17$$

$$n_{ct} = \frac{18}{17} = 1,06$$

Tentokrát jsou naměřené hodnoty na základě metodiky. Hodnota součinitele $n_{ct} = 1,06$ je opět vyšší než 1. Použití odpovídající trhliny nevytváří tak znatelný rozdíl mezi tahovou pevností před a po vzniku trhliny.

Obě měření poukazují, na odlišnost mezi doporučeným předpisem a zkušenostmi z realizace. Tato dvě měření ale nejsou dostatečný podklad pro jednoznačné definování materiálu pro konstrukci. Materiálové charakteristiky jsou ovlivněny několika vlivy (velikost zkušebního vzorku, složení směsi, vliv drátků v betonu). Jistým zjednodušením vztahu by mohlo být

$$f_{ctm} \equiv f_{R1k}$$

Neklade to nároky na zvýšení pevnosti po dosažení pevnosti v tahu za ohybu, ale po rozevření trhliny a aktivaci rozptýlené výztuže se únosnost udržuje, díky reziduální pevnosti, konstantní.

3.4 Specifika materiálu a dopady na navrhování

Vysokých pevností je dosaženo upraveným složením, kdy je zvýšen obsah cementu (více v [3.2 Složení](#)). Vyšším obsahem cementu se mění i chování betonu v čase. Výrazná změna je u smrštění. Zvýšená hodnota a použití kvalitnějších cementů má za následek vyšší podíl autogenního smršťování před smršťováním od vysychání. Smršťování probíhá velmi intenzivě a rychle. Snížení účinků od smršťování lze podchytit prefabrikací, kdy je po betonáži prvek dostatečně ošetřován.

Svémi nároky na výrobu, zpracování, zkoušení, ošetřování apod. je využití prefabrikace cílovou technologií. Lávka v Čelákovcích [\[33\]](#) nebo lávka v Lužci nad Vlatvou [\[32\]](#) byly realizovány pomocí transportbetonu, ale stále se jednalo o staveništní prefabrikáty.

S ohledem na lepší mechanické vlastnosti ([3.3 Mechanické vlastnosti](#)) a hydratační teplo není vhodná betonáž příliš masivních prvků a realizace se zaměřuje na tenkostěnné konstrukce. Přes snížení množství a velikosti pórů se pro směsi nezvyšuje objemová hmotnost. Některé objemové hmotnosti jsou shrnuty v kapitole [4.6 Porovnání mechanických vlastností](#). Kombinací subtilnějších konstrukcí se stejnou objemovou hmotností je možná výstavba montáží a monolitická výstavba na skruži není nutná nebo technologicky vhodná s ohledem na náročnost ukládání směsi.

Cementová směs se výhodně kombinuje s vláknobetonem. Konkrétně nejčastěji s drátkobetonem. Proto se lze setkat s označením UHPFRC („*ultra high performance fibre reinforced concrete*“). Toto detailnější označení je používáno při zkušební činnosti [\[28, 35\]](#), kdy drátky značně ovlivní výsledky zkoušek. Pro realizace a kompletní popis konstrukcí je běžnější použití v kratším formátu UHPC a drátková výztuž se uvažuje jako součást dodávaného materiálu.

4 Realize lávek z UHPC v České republice

4.1 Úvod

Lávky z UHPC se v ČR realizují již řadu let. Uvádím několik realizovaných projektů. Každá z vybraných lávek má rozdílnou nosnou konstrukci.

Na konci kapitoly je shrnutí mechanických vlastností lávek, resp. nosných prvků, v ČR. Shrnutí je doplněno i informací na jakém zkušebním tělese byly zjištěny.

4.2 Čelákovice

Zdroj: [27]; [26]

Lávka v Čelákovicích přes Labe je první realizací nosné konstrukce z UHPC. Zavěšená lávka byla uvedena do provozu v roce 2014. Jednotlivé dílce mostovky jsou délky 11,3 m o objemu 4 m³. Segment je tvořen krajními podélníky, ve kterých je vedení předpínacího kabelu a dvojice předpínacích tyčí. Podélníky jsou vyztuženy třmínky z betonářské výztuže. Podélníky jsou spojeny deskou tl. 60 mm s příčnicí.

Výroba betonové směsi a betonáž segmentů probíhala odděleně. Na místo betonáže byla směs dovážena autodomíchávači, odkud byly dílce po řece dopravovány k lávce. Návrhu předcházely rozsáhlé výzkumy chování materiálů a zkoušení jeho mechanických vlastností i na zkušebních prvcích identických s budoucími segmenty. Ověřování vlastností prokázalo únosnost i životnost prvků výrazně vyšší než u klasického betonu.

4.3 Příbor

Zdroj: [34]; [30]; [42]

Co se týče lávek z UHPC, tak lávka v Příboře je první svého druhu. Segmentová předepnutá lávka je tvořena dvoukomorovým průřezem. Komory jsou tvořeny bloky z XPS. Lávka je uložena jako prostý nosník a předpínací kabely jsou vedeny v parabolických drahách. Použitá směs je samozhutnitelná a samonivelační.

Při návrhu lávky také hrál roli architektonický záměr. Vizualně je lávka velmi čistou a jednoduchou konstrukcí s přímopochozí vrstvou a sloupkovým zábradlím, kdy každý sloupek je samostatně kotven. Pro zajištění přímopochozího povrchu byla lávka betonována v negativní poloze. Betonáž v obrácené poloze zvýšila požadavek na manipulační úchyty a prvky pro otáčení segmentů.

Celkem je lávka složena z 5-ti segmentů. Koncové segmenty jsou o objemu 7,8 m². Segmenty v poli jsou o objemu 5,3 m². Jednotlivé segmenty byly betonovány v jednom záběru. Lávka byla uvedena do provozu v roce 2018.

4.4 Tábor

Zdroj: [34]; [31]

Trámová konstrukce ve tvaru TT, která je prostě uložená. Lávka Opatovská je obdobná konstrukce. Lávka v Táboře je o jednom poli s rozpětím 27 m, což je nejvíc, ze studovaných trámových lávek. Konstrukce v intravilánu je vedena souběžně se stávajícím mostem přes místní komunikaci. Výškové umístění je shodné se stávajícím železničním mostem, kde je malá volná výška pod mostem. Předpětí je vedené v patkách trámů.

Nosná konstrukce je bez betonářské výztuže. Nosník je doplněn o koncové příčníky z betonu C45/55. Tloušťka mostovky je 60 mm, vyztužená příčnými žebry. Celkový objem betonu na nosou konstrukci je 12 m³ a betonáž probíhala v jednom záběru.

4.5 HolKa

Zdroj: [39]; [40]

HolKa je zkrácený název pro lávku přes Vltavu mezi Holešovicemi a Karlínem v Praze. Projekt je v přípravné fázi. Nosná konstrukce je tvořena jednotlivými segmenty tvaru U. Konstrukce je řešena jako prostorová křivka. Podélně je dodatečně převedena vždy 14 kabely o různém počtu lan v závislosti na délce pole. V podélném směru se jedná o prostá pole o největším rozpětí 84 m. Lávka si klade vysoké architektonické a konstrukční nároky, ale právě lepší parametry UHPC realizaci umožňují.

Dle informací Magistrátu HMP [41] je ve fázi dokumentace pro územní rozhodnutí i další lávka z UHPC v Praze na Vinohradech. Lávka bude umístěna do stísněného prostoru v intravilánu. Konstrukce bude limitována konstrukční výškou, jelikož překračuje tramvajovou trať.

4.6 Porovnání mechanických vlastností

Na základě vybraných referencí byly porovnány výsledky měření. Souhrn výsledků sloužil jako podklad pro volbu materiálových parametrů pro výpočetní model v praktické části (*9 Materiál*).

Tabulka 1: Mechanické vlastnosti realizovaných konstrukcí

Reference	Třída	ρ_m	f_{cm}	E_{cm}	f_{ctm}	realizace	ref.
		kg/m ³	MPa	GPa	MPa	rok	
Benátky n. Jizerou	C110/130	2450	125	45	13,9	2012	[25]
Příbor	C110/130	-	140,5	48,7	15	2018	[34]
Tábor	C110/130	-	138,0	45,6	17,9	2018	[34]
Přerov	C110/130	-	156,6	-	19,7	2018	[34]
disertace Ing. M. Holý	C110/130	2450	144,2	49,6	12,5	2020	[46]
Čeperka	C110/130	2390	125,4	43	27,1	2015	[29]
Čelákovice	C110/130 ⁺	2499	164,4	48,5	10,5	2014	[27]

+ pevnost odpovídající C130/150

Tabulka 2: Velikosti zkušebních vzorků [mm]

Reference	Tlak f_{cm}	Modul pružnosti E_{cm}	Tah za ohybu f_{ctm}
Benátky n. Jizerou	válec Ø150; h=300	válec Ø150; h=300	trámec 150x150x700
Příbor	válec Ø150; h=300	válec Ø150; h=300	trámec 100x100x400
Tábor	válec Ø150; h=300	válec Ø150; h=300	trámec 100x100x400
Přerov	krychle 100x100	-	trámec 100x100x400
disertace Ing. M. Holý	krychle 150x150	válec Ø150; h=300	trámec 150x150x700
Čeperka	krychle 100x100	trámec 100x100x400	trámeček 40x40x160
Čelákovice	válec Ø150; h=300	válec Ø150; h=300	trámec 150x150x700

5 Prohlídka realizovaných konstrukcí

V rámci studia materiálu a konstrukcí z něj vytvořených jsem provedl i osobní prohlídku realizovaných konstrukcí. Celkem se jednalo o prohlídku tří konstrukcí. Dvě mají shodnou trémovou konstrukci a třetí je zavěšená lávka přes Labe.

5.1 Lávky malých rozpětí



Obrázek 5: Pohled na lávku malého rozpětí (LMR)

Obě lávky jsou umístěny v intravilánu města Čelákovice. Konstrukční systém je stejný. Jedná se o typové prefabrikáty *LÁVKY MALÉHO ROZPĚTÍ* [45]. Předem předpjatá trémová konstrukce propojená deskou. Lávky překračují jedním prostým polem Čelákovický potok. Nosná konstrukce je ukončena příčníky. Na opěrách je rok výstavby 2019.

Nyní uvádím poznatky z prohlídky, které přímo souvisejí s použitím UHPC.



Obrázek 6: Koroze drátkové výztuže v místě zkosení LMR

Koroze drátkové výztuže je znatelná na plochách vystavených volně stékající srážkové vodě. Zkorodovaná výztuž se neobjevuje ve větších koncentracích a prozatím důsledky koroze se neprojevují narušením povrchu betonu. U dolního povrchu je hrana nerovná s místy vystupující drátkovou výztuží. Hrana zůstává celistvá a neodpadává.



Obrázek 7: Póry na nosné konstrukci LMR

Zvýšené množství pórů je na vnitřním trámu. Množství pórů souvisí s konzistencí směsi UHPC. Jednotlivé póry nejsou velké a vzájemně se neshlukují.



Obrázek 8: Odlišná barevnost UHPC a běžného betonu

Barevnost je projevem vysokého množství cementu. Pokud po nosné konstrukci UHPC stéká voda do koryta potoka, barevný kontrast zaniká. Barva zábradlí je zvolena shodně s barvou UHPC.

5.2 Lávka v Čelákovících



Obrázek 9: Pohled na lávku ve směru toku Labe

Konstrukce byla již popsána v kapitole [4.2 Čelákovice](#). Dále uvádím poznatky k UHPC z prohlídky. Lávka je z roku 2014.



Obrázek 10: Odpadávající hrana betonu - koroze

V místě zkosení prefabrikátu došlo ke korozi drátkové výztuže a následnému odpadnutí části betonu. Je viditelná snaha o neúspěšnou sanaci.

Zároveň je patrný jev popsany již u lávek malých rozpětí. Koroze drátkové výztuže viditelná na povrchu. Tato konstrukce je o několik let starší než lávky malého rozpětí a ani zde celoplošná koroze nezpůsobuje narušení betonu.



Obrázek 11: Odpadávající hrana betonu - koncentrovaná výztuž

Je viditelné narušení betonu ve zkosení. Toto odpadnutí je menší než na předchozí fotografii. Celý proces byl zřejmě urychlen i nerovnoměrně rozmíchanou drátkovou výztuží, která se shlukla v rohu bednění. Proces koroze drátkové výztuže a následné narušení betonu se objevil i v místě styku dílců.



Obrázek 12: Pohled na opěru

Při pohledu na opěru je vidět trojí provedení betonu. Část opěry bedněná dřevěnými prkny, římsa v kvalitě pohledového betonu a dílec z UHPC. Barevné rozmezí je ještě rozšířeno o vliv stékající vody po konstrukci. Zmiňovaný charakter tmavosti UHPC je patrný a v porovnání s římsou na křídle je značný.

Na spodní hraně UHPC dílce je vidět, že proces odpadávání betonu vlivem koroze drátkové výztuže není globální, ale pouze lokální a bude zde hrát vliv rozmíchání a koncentrace drátkové výztuže.

6 Závěr

Materiál představuje novou kapitolu pro betonové konstrukce. Tlaková i tahová pevnost jsou násobně zvýšeny oproti běžně používaným betonům na nosných konstrukcích. UHPC disponuje i dalšími výraznými charakteristikami jako je nízká nasákavost a dlouhá životnost. Rozdílné dimenze nosných prvků vedou na nižší dopravní a manipulační náklady. Prefabrikovaná výroba a vysoká kontrola vstupních paramterů vede ke kvalitnějšímu provádění.

Důvody pro užití UHPC mohou být buď konstrukční nebo architektonické. Právě architektonický vliv je při rozvoji realizace UHPC podstatný, jelikož umožňuje navrhovat subtilní konstrukce na velká rozpětí. Z pohledu projektanta je UHPC, svým způsobem, nejistota, jelikož materiál není prozatím zohledněn v normách pro betonové konstrukce, betonové mosty nebo v normě pro specifikaci betonu. Efektivní návrh zahrnuje použití platných předpisů, metodik pro navrhování, výsledků zkoušek a možností dodavatele.

Realizované konstrukce lávek na různé konstrukční systémy ukazují, že spektrum použití je rozsáhlé a už se nejedná pouze o pilotní nebo experimentální projekty. Na základě zkušeností klesá technologická náročnost přípravy a realizace projektu a nové projekty využívají znalostí z projektů předchozích.

Část III

Praktická část

7 Úvod

Tato část je primární pro splnění cílů práce. Předchozí část *II Teoretická část* probrala materiál UHPC a obsahuje informace o realizaci lávek užitečných pro navrhování. Tato část se zaměřuje na konkrétní početní posouzení konstrukce na základě poznatků o materiálu.

Parametry a geometrie vychází z připravované realizace lávky, konkrétně ze společného stavebního povolení *Nová pěší lávka Opatovská* [51]. Největší pozornost je věnována předpětí a analýze příčného řezu.

8 Popis konstrukce

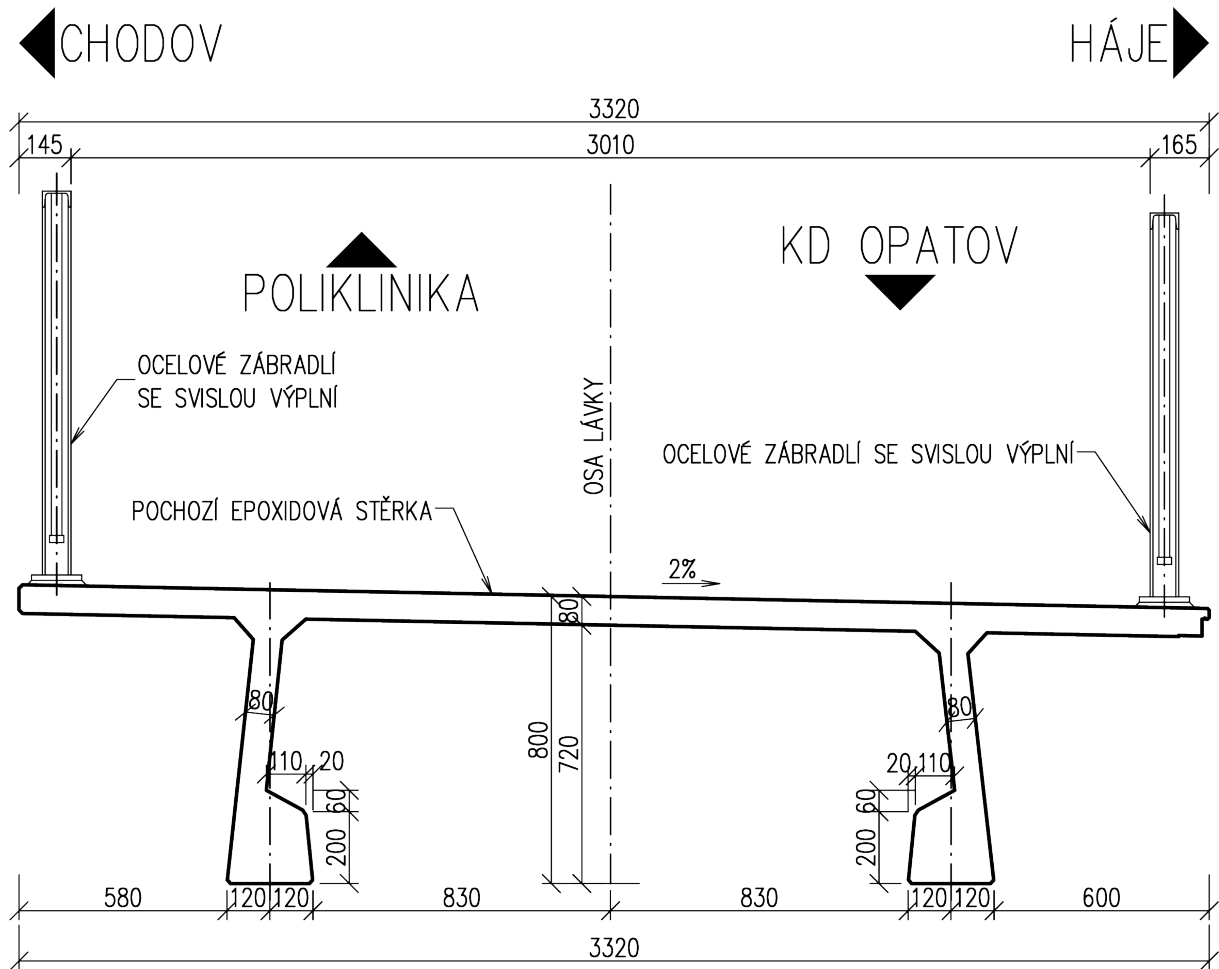
Lávka je tvořena dvěma prostými nosíky s převislými konci. Délky nosníků jsou 26,4 m a 23,1 m. Nosníky jsou z betonu UHPC a jsou předem předpjaté.

V příčném směru je tvořena PI průřezem. Šířka lávky je 3,32 m. Stavební výška je 0,8 m. Nosná konstrukce je v příčném sklonu 2% pro zajištění odtoku vody do odvodňovacího žlabu. Deska NK a žebra jsou o shodné tloušťce 80 mm. Přejechod mezi deskou a žebrem je zkosen.

Konstrukce je z betonu C110/130-XF4, která je podélně předpjata lany Y1860S7-15,7. Předpínací výztuž je vedena v patkách žeber. Materiál je řešen jako vláknobeton, vyztužený ocelovými drátky. V desce i v žebrech je uložena svařovaná síť z betonářské výztuže B500B. Nad pilíři a na koncích nosníků jsou příčníky tl. 80 mm, vyztužené svařovanou sítí.

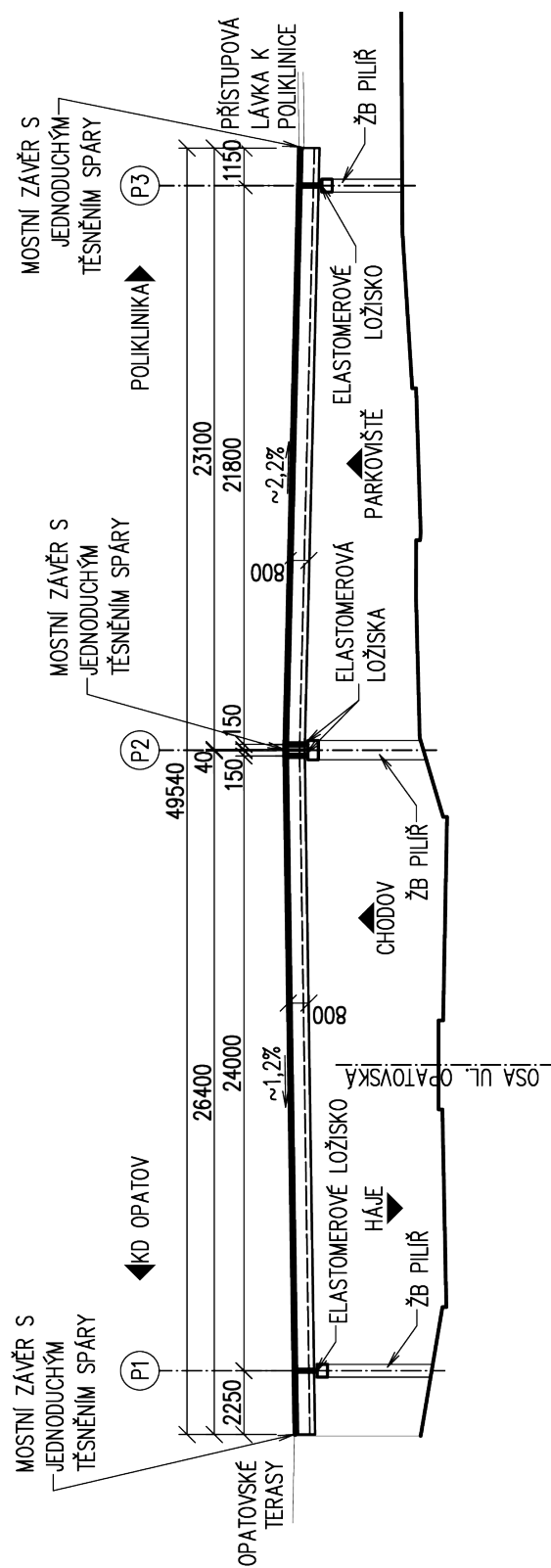
Konstrukce byla modelována jako prutový prvek, který umožňuje použití časově závislé analýzy konstrukce.

8.1 Schéma v příčném směru



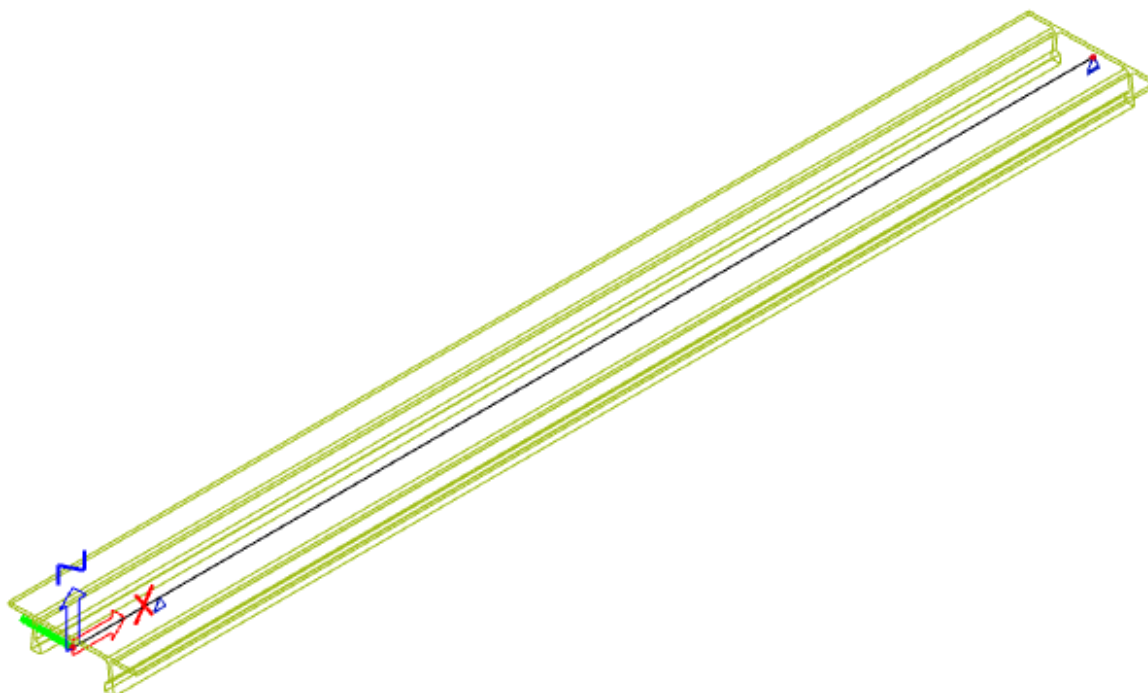
Obrázek 13: Schéma konstrukce v příčném směru

8.2 Schéma v podélném směru



Obrázek 14: Schéma konstrukce v podélném směru

8.3 Prutový model konstrukce



Obrázek 15: Prutový model konstrukce ze softwaru SCIA Engineer

8.4 Průřezové charakteristiky

Průřezové charakteristiky byly vypočteny softwarem *SCIA Engineer 19.1* [49].

$A_c = 0,45 \text{ m}^2$	plocha průřezu
$I_y = 3,36 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$	moment setrvačnosti
$z_h = -0,235 \text{ m}$	vzdálenost těžiště k hornímu povrchu

Z těchto charakteristik jsou dopočítány následující

$z_d = h - z_h = 0,8 - -0,235 = 0,525 \text{ m}$	vzdálenost těžiště k dolnímu povrchu
$W_h = \frac{I_y}{z_h} = \frac{3,36 \cdot 10^{-2}}{-0,235} = -0,143 \text{ m}^3$	průřezový modul u horního povrchu
$W_d = \frac{I_y}{z_d} = \frac{3,36 \cdot 10^{-2}}{0,525} = 0,0595 \text{ m}^3$	průřezový modul k dolnímu povrchu

8.5 Smykové ochabnutí

8.5.1 Spolupůsobící šířky

Pro zohlednění oslabení smykem norma ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] definuje spolupůsobící šířku desky konstrukce. Ta je odlišně definována pro konzolovou část a část mezi podporami.

8.5.2 Nosník č.1-pole

$$b_{\text{eff}} = \min \left(\sum b_{\text{eff},i} + b_w; b \right)$$

$$b_{\text{eff},i} = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0)$$

$$b_w = 0,08 \text{ m}$$

$$l_0 = 0,85 \cdot l_1 = 0,85 \cdot 24,0 = 20,4 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,7 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,95 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = \min(0,2 \cdot 0,7 + 0,1 \cdot 20,4; 0,2 \cdot 20,4) = \min(2,18; 4,08) = 2,18 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},2} = \min(0,2 \cdot 0,95 + 0,1 \cdot 20,4; 0,2 \cdot 20,4) = \min(2,23; 4,08) = 2,23 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = \min(2,18 + 2,23 + 0,08; 1,65) = \min(4,49; 1,65) = 1,65 \text{ m}$$

Průřez nosníku č.1 v poli je plně využit.

8.5.3 Nosník č.1-konzola

$$b_{\text{eff}} = \min \left(\sum b_{\text{eff},i} + b_w; b \right)$$

$$b_{\text{eff},i} = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0)$$

$$b_w = 0,08 \text{ m}$$

$$l_0 = 0,15 \cdot l_2 + l_3 = 0,15 \cdot 24,0 + 2,25 = 5,85 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,7 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,95 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = \min(0,2 \cdot 0,7 + 0,1 \cdot 5,85; 0,2 \cdot 5,85) = \min(0,73; 1,17) = 0,73 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},2} = \min(0,2 \cdot 0,95 + 0,1 \cdot 5,85; 0,2 \cdot 5,85) = \min(0,78; 1,17) = 0,78 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = \min(0,73 + 0,78 + 0,08; 1,65) = \min(1,59; 1,65) = 1,59 \text{ m}$$

Průřez nosníku č.1 na konzole není plně využit. Poměr efektivní a skutečné šířky je 96%.

8.5.4 Nosník č.2-pole

$$b_{\text{eff}} = \min \left(\sum b_{\text{eff},i} + b_w; b \right)$$

$$b_{\text{eff},i} = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0)$$

$$b_w = 0,08 \text{ m}$$

$$l_0 = 0,85 \cdot l_1 = 0,85 \cdot 21,8 = 18,53 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,7 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,95 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = \min(0,2 \cdot 0,7 + 0,1 \cdot 18,53; 0,2 \cdot 18,53) = \min(1,99; 3,71) = 1,99 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},2} = \min(0,2 \cdot 0,95 + 0,1 \cdot 18,53; 0,2 \cdot 18,53) = \min(2,04; 3,71) = 2,04 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = \min(1,99 + 2,04 + 0,08; 1,65) = \min(4,11; 1,65) = 1,65 \text{ m}$$

Průřez nosníku č.2 v poli je plně využit.

8.5.5 Nosník č.2-konzola

$$b_{\text{eff}} = \min \left(\sum b_{\text{eff},i} + b_w; b \right)$$

$$b_{\text{eff},i} = \min(0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0)$$

$$b_w = 0,08 \text{ m}$$

$$l_0 = 0,15 \cdot l_2 + l_3 = 0,15 \cdot 21,8 + 1,15 = 4,42 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,7 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,95 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = \min(0,2 \cdot 0,7 + 0,1 \cdot 4,42; 0,2 \cdot 4,42) = \min(0,58; 1,17) = 0,58 \text{ m}$$

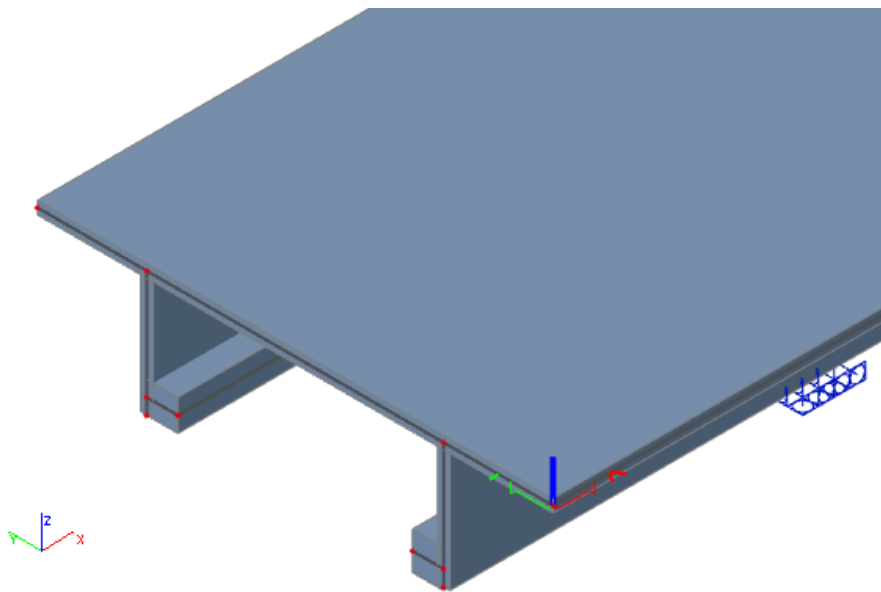
$$b_{\text{eff},2} = \min(0,2 \cdot 0,95 + 0,1 \cdot 4,42; 0,2 \cdot 4,42) = \min(0,63; 1,17) = 0,63 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = \min(0,58 + 0,63 + 0,08; 1,65) = \min(1,59; 1,65) = 1,29 \text{ m}$$

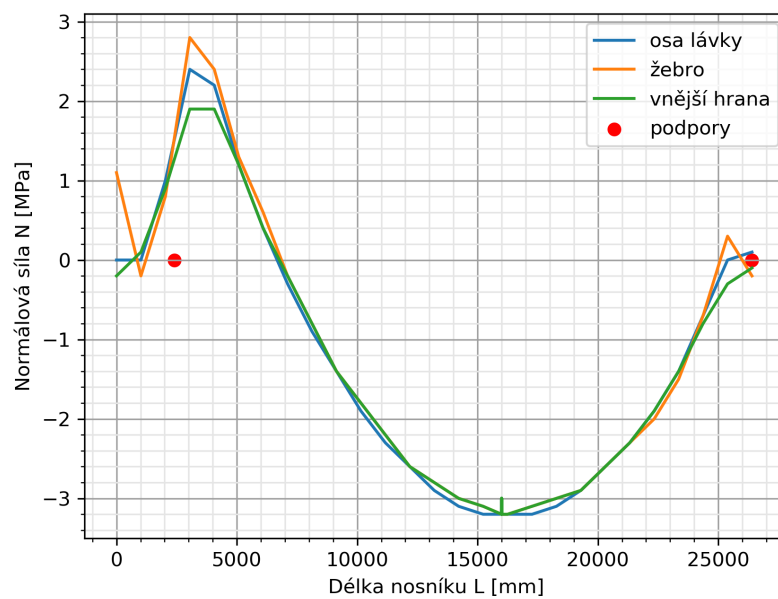
Průřez nosníku č.2 na konzole není plně využit. Poměr efektivní a skutečné šířky je 78%.

8.5.6 Deskostěnový model

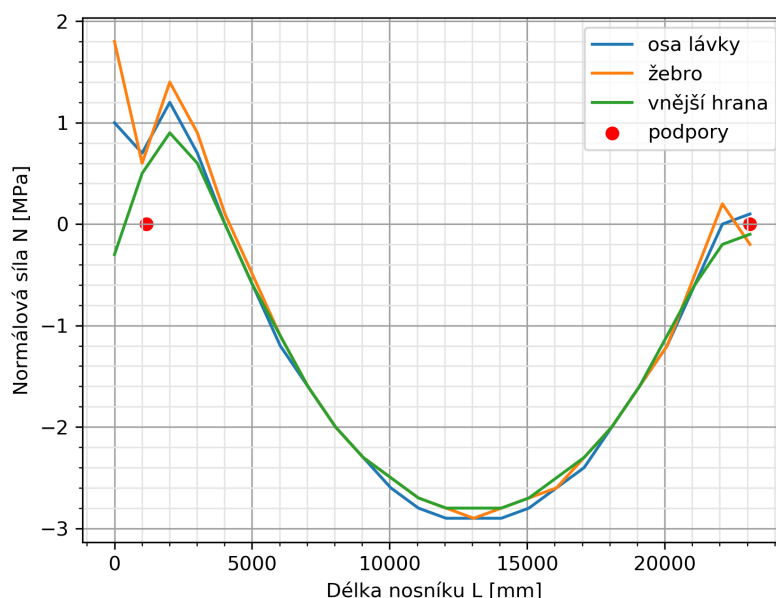
Pro ověření skutečného průběhu normálového napětí od zatížení byl sestaven zjednodušený deskostěnový model. Cílem modelu je ověřit průběh normálového napětí po šířce nosné konstrukce. Tento průběh byl zaznamenán po délce konstrukce a vyneseno do grafů pro oba nosníky.



Obrázek 16: Deskostěnový model ze softwaru SCIA Engineer



Obrázek 17: Průběh normálového napětí po délce nosníku č.1



Obrázek 18: Průběh normálového napětí po délce nosníku č.2

8.5.7 Shrnutí smykového ochabnutí

Smykové ochabnutí hraje roli v konzolové části nosníku. Pro první nosník je spolupůsobící šířka téměř totožná se skutečnou šířkou. Pro druhý nosník je spolupůsobící šířka menší než skutečná. Je to dáno kratším rozpětím i výrazně kratší konzolou.

Deskostěnový model ukázal na místa, kde k ochabnutí dochází. Pro nosník č.1 je nejvýraznější rozptyl napětí nad vnitřní podporou. Pro druhý nosník je rozptyl největší na konci konzolové části.

V kapitole *13 Posouzení konstrukce TDA modelem* je konstrukce analyzována bez uvážení smykového ochabnutí. Ve zmiňovaných kritických místech (nadpodporou, konec konzoly) se hodnoty napětí neblíží k materiálovým možnostem a konstrukce zde disponuje dostatečnou rezervou. Smykové ochabnutí se ve výpočetním modelu neuvažuje. V závěru kapitoly *12 Návrh předpětí* je konstatováno, že nadpodporový průřez není rozhodující pro návrh a konstrukce v daném průřezu neovlivňuje návrh nosného systému.

9 Materiál

9.1 Beton

Požadavky na materiál jsou následující

UHPC C110/130 – XC4 – XD3 – XF4

Při stanovení materiálových charakteristik pro výpočet jsem vycházel ze shrnutí v kapitole *4.6 Porovnání*

mechanických vlastností.

$f_{ck} = 110 \text{ MPa}$	pevnost v tlaku
$E_{cm} = 45 \text{ GPa}$	modul pružnosti
$f_{ctm} = 16 \text{ MPa}$	pevnost v tahu za ohybu
$f_{R1k} = 16 \text{ MPa}$	pevnost v tahu za ohybu při rozevření trhliny $CMOD_1 = 0,5 \text{ mm}$
$\rho_m = 25 \text{ kN/m}^3$	objemová hmotnost

Minimální požadovaná třída reziduální pevnosti **b**. Z toho vyplývá i minimální požadovaná f_{R3k} .

$$0,7 \leq \frac{f_{R3k}}{f_{R1k}} \leq 0,9$$

$$f_{R3k, \min} = 0,7 \cdot f_{R1k} = 0,7 \cdot 16 = 11,2 \text{ MPa}$$

Je nutno podotknout, že tloušťka nosné konstrukce v příčném řezu je 80 mm. To je hodnota menší než zkušebních těles a vliv velikosti zde působí příznivě na materiálové vlastnosti.

S ohledem na prefabrikaci se pro dílčí součinitele materiálu uvažuje vysoká úroveň kvality.

9.1.1 Návrhové hodnoty v tlaku

Dílčí součinitele spolehlivosti převzaty z [13].

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma'_c} \quad \text{návrhová pevnost v tlaku}$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{110}{1,35 \cdot 1} = 69,26 \text{ MPa} \quad \text{dlouhodobé zatížení, vysoká úroveň kvality}$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,3} = \frac{45}{1,3} = 34,62 \text{ GPa} \quad \text{návrhová hodnota modulu pružnosti}$$

9.1.2 Návrhové hodnoty v tahu

Dílčí součinitele spolehlivosti převzaty z [13].

$$\sigma_{cf0d} = \alpha_{ct} \cdot \frac{\sigma_{cf0k}}{\gamma_{cf}}$$

$$\sigma_{cf0k} \equiv f_{R1k} = 16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cf0d} = 0,9 \cdot \frac{16}{1,5} = 9,6 \text{ MPa} \quad \text{dlouhodobé zatížení, globální}$$

$$\sigma_{cf0d} = 1,0 \cdot \frac{16}{1,3} = 12,3 \text{ MPa} \quad \text{krátkodobé zatížení, globální}$$

$$\sigma_{cf0d} = 0,9 \cdot \frac{16}{2,1} = 7,6 \text{ MPa} \quad \text{dlouhodobé zatížení, lokální}$$

$$\sigma_{cf0d} = 1,0 \cdot \frac{16}{1,5} = 10,7 \text{ MPa} \quad \text{krátkodobé zatížení, lokální}$$

9.1.3 Krytí výztuže

Krytí výztuž je stanoveno dle [13].

Předpínací výztuž

$$h = \min\{3 \cdot L_f; 35\} = \min\{3 \cdot 12,5; 35\} = \min\{37,5; 35\} = 35 \text{ mm} \Rightarrow h = 40 \text{ mm}$$

Betonářská výztuž

$$c = \min\{1,5 \cdot L_f; 20\} = \min\{1,5 \cdot 12,5; 20\} = \min\{18,75; 20\} = 18,75 \text{ mm} \Rightarrow c = 20 \text{ mm}$$

9.2 Předpínací výztuž

Bude použita předpínací výztuž Y1860S7-15,7. Dílčí součinitele spolehlivosti převzaty z [13].

$E_p = 195 \text{ GPa}$	modul pružnosti
$A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$	plocha 1 lana
$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$	charakteristická pevnost
$f_{p0,1k} = 0,88 \cdot f_{pk} = 0,88 \cdot 1860 = 1636,8 \text{ MPa}$	charakteristická smluvní mez kluzu
$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$	návrhová mez kluzu
$f_{pd} = \frac{1636,8}{1,15} = 1423,3 \text{ MPa}$	dlouhodobý návrh

9.3 Betonářská výztuž

Bude použita výztuž B500B. Dílčí součinitele spolehlivosti převzaty z [13].

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	charakteristická mez kluzu
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	návrhová mez kluzu
$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$	trvalé zatížení

9.4 Rozptýlená výztuž

Výztuž z rozptýlené výztuže bude z ocelových drátků o délce 12,5 mm. Drátky budou vyrobeny z vysokopevnostní oceli. Dávkování je stanoveno na 2% objemu.

10 Zatížení

10.1 Stálé zatížení

10.1.1 Vlastní tíha

Objemová tíha se uvažuje 26 kN/m^3 . Pro UHPC se uvažuje 25 kN/m^3 , pro předpínací výztuž 1 kN/m^3 . Při výpočtu je vlastní tíha určena výpočetním programem.

10.1.2 Ostatní stálé

Jako ostatní stálé se uvažuje pochozí epoxidová stěrka v tloušťce 5 mm s objemovou hmotností 23 kN/m^3 . Dalším prvkem je zábradlí s uvažovaným zatížením 1 kN/m .

$$A_{\text{stěrka}} = 0,005 \cdot 3 = 0,015 \text{ m}^2$$

$$f_{\text{stěrka}} = 0,015 \cdot 23 = 0,351 \text{ kN/m}$$

$$f_{\text{zábradlí}} = 2 \cdot 1 = 2 \text{ kN/m}$$

$$f_{\text{ostatní}} = 2 + 0,351 = 2,351 \text{ kN/m}$$

10.2 Proměnné zatížení

10.2.1 Doprava

Spojité rovnoměrné zatížení Pro lávky pro pěší se uvažuje základní spojitého rovnoměrného zatížení o velikost 5 kN/m . Zatížení lze dle [5].

$$q_{fk} = 5 \text{ kN/m} \quad \text{hodnota plného zatížení}$$

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} = 2 + \frac{120}{24 + 30} = 4,222 \text{ kN/m} \quad \text{hodnota redukováného zatížení}$$

$$q'_{fk} = q_{fk} \cdot 3 = 4,222 \cdot 3 = 12,878 \text{ kN/m} \quad \text{zatížení na metr délky}$$

Obslužné vozidlo Přístup k lávce je omezen a přiléhající komunikace nepředpokládají pohyb těžké techniky. Investor požaduje obslužné vozidlo do $3,5 \text{ t}$. Rozložení sil na nápravy bude provedeno stejným poměrem, jako doporučené obslužné vozidlo v normě pro zatížení [5].

$$G_{\text{serv}} = 3,5 \text{ t} \quad \text{hmotnost obslužného vozidla}$$

$$Q_{\text{serv}} = 35 \text{ kN} \quad \text{zatěžovací síla obslužného vozidla}$$

$$Q_{\text{sv},1} = \frac{2}{3} \cdot Q_{\text{serv}} = \frac{2}{3} \cdot 35 = 23,333 \text{ kN} \quad \text{síla od zadní nápravy}$$

$$Q_{\text{sv},2} = \frac{1}{3} \cdot Q_{\text{serv}} = \frac{1}{3} \cdot 35 = 11,667 \text{ kN} \quad \text{síla od přední nápravy}$$

Vodorovné zatížení se uvažuje jako větší z hodnot: 10% od rovnoměrného nebo 60% od osamělé síly.

$$Q_{\text{flk},1} = 10\% \cdot (q_{\text{flk}} \cdot L_1) = 10\% \cdot (12,878 \cdot 26,4) = 33,998 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{flk},2} = 60\% \cdot Q_{\text{serv}} = 60\% \cdot 35 = 21 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{flk}} = \max\{Q_{\text{flk},1}; Q_{\text{flk},2}\} = \max\{33,998; 21\} = 33,998 \text{ kN}$$

10.2.2 Vítr

$$v_b = 22,5 \text{ m/s} \quad \text{základní rychlost větru}$$

$$b = 3,32 \text{ m} \quad \text{šířka NK}$$

$$d = 0,833 \text{ m} \quad \text{výška NK}$$

$$d_{\text{tot}} = d + 0,6 = 0,833 + 0,6 = 1,433 \text{ m} \quad ; \text{ oboustranné prodyšné zábradlí}$$

$$L = 26,4 \text{ m} \quad \text{délka NK}$$

$$A_{\text{ref},x} = d_{\text{tot}} \cdot L = 1,433 \cdot 26,4 = 37,831 \text{ m}^2 \quad \text{referenční plocha v příčném směru}$$

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

$$b/d_{\text{tot}} = \frac{3,32}{1,433} = 2,32 \text{ m}$$

$$z = 5,3 \text{ m} \quad \text{výška nad terénem}$$

$$c_{f,x0} = 1,3 \quad \text{součinitel sil bez vlivu prostředí}$$

$$c_e = 1 \quad \text{součinitel expozice}$$

$$c_{f,x} = c_{f,x0} = 1,3 \quad \text{součinitel sil pro zatížení}$$

$$C_x = c_e \cdot c_{f,x} = 1,3 \cdot 1,3 = 1,69 \quad \text{součinitel zatížení větrem ve směru x}$$

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_x \cdot A_{\text{ref},x} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 22,5^2 \cdot 1,69 \cdot 37,831 = 20229 \text{ N} \Rightarrow 20,229 \text{ kN}$$

$$F'_{w,x} = \frac{F_{w,x}}{L} = \frac{20,229}{26,4} = 0,766 \text{ kN/m} \quad \text{síla na běžný metr}$$

$$c_{f,z} = 0,9 \quad \text{součinitel ve svislém směru}$$

$$C_z = 1,17 \quad \text{součinitel zatížení větrem ve směru z}$$

$$A_{\text{ref},z} = b \cdot L = 3,32 \cdot 26,4 = 87,648 \quad \text{referenční plocha}$$

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{\text{ref},z} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 22,5^2 \cdot 1,17 \cdot 87,648 = 32447 \text{ N} \Rightarrow 32,447 \text{ kN}$$

$$F'_{w,z} = \frac{F_{w,z}}{L} = \frac{32,447}{26,4} = 1,229 \text{ kN/m} \quad \text{síla na běžný metr}$$

$$e = 0,83 \text{ m} \quad \text{excentricita síly ve směru z}$$

10.2.3 Teplota

Konstrukce je staticky určitá. Rovnoměrná nebo lineární rozdílová složka teploty nezpůsobí v hlavní nosné konstrukci dodatečné namáhání. Zatížení od teploty na hlavní nosnou konstrukci se neuvažuje.

10.2.4 Poklesy podpor

Spodní stavba bude navazovat na původní založení. Sedání spodní stavby se nepředpokládá. Konstrukce je staticky určitá a poklesy podpor nevyvodí dodatečné namáhání konstrukce. Zatížení od poklesu podpory se tedy neuvažuje.

11 Kombinace zatížení

Sestavy zatížení jsou normou pro zatížení mostů ČSN EN 1991-2 ed. 2 (73 6203) [5], doplněné o kombinací součinitele podle ČSN EN 1990 ed. 2 (73 0002) [1].

Tabulka 3: Sestavy zatížení

Sestava	Svislé - rovnoměrné	Svislé - vozidlo	Vodorové
gr1	q_{fk}	0	Q_{fik}
gr2	0	Q_{serv}	Q_{fik}

11.1 Kombinace podle hlavních napětí

Tabulka 4: Hlavní zatížení gr1

	MSÚ			MSP		
	6.10	6.10a	6.10b	char.	častá	kvazi.
Stálé zatážení	1,35	1,35	$0,85 \cdot 1,35 = 1,15$	1,00	1,00	1,00
Předpětí	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Sestava gr1	1,35	$0,4 \cdot 1,35 = 0,54$	1,35	1,00	0,40	0,00
Sestava gr2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vítr $F_{w,k}$	$0,3 \cdot 1,5 = 0,45$	$0,3 \cdot 1,5 = 0,45$	$0,3 \cdot 1,5 = 0,45$	0,30	0,00	0,00

Tabulka 5: Hlavní zatížení gr2

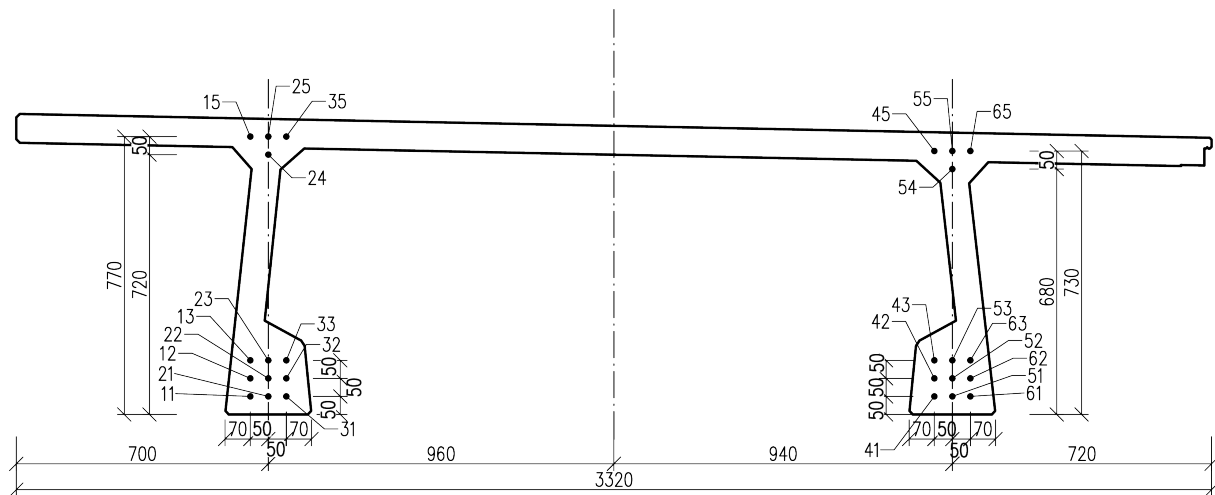
	MSÚ			MSP		
	6.10	6.10a	6.10b	char.	častá	kvazi.
Stálé zatážení	1,35	1,35	$0,85 \cdot 1,35 = 1,15$	1,00	1,00	1,00
Předpětí	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Sestava gr1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sestava gr2	1,35	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00
Vítr $F_{w,k}$	$0,3 \cdot 1,5 = 0,45$	$0,3 \cdot 1,5 = 0,45$	$0,3 \cdot 1,5 = 0,45$	0,30	0,00	0,00

Tabulka 6: Hlavní zatížení $F_{w,k}$

	MSÚ			MSP		
	6.10	6.10a	6.10b	char.	častá	kvazi.
Stálé zatážení	1,35	1,35	$0,85 \cdot 1,35 = 1,15$	1,00	1,00	1,00
Předpětí	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Sestava gr1	$0,4 \cdot 1,35 = 0,54$	$0,4 \cdot 1,35 = 0,54$	$0,4 \cdot 1,35 = 0,54$	0,40	0,00	0,00
Sestava gr2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vítr $F_{w,k}$	1,5	$0,3 \cdot 1,5 = 0,45$	1,5	1,00	0,20	0,00

12 Návrh předpětí

Umístění předpínací výztuže je omezeno tvarem prvku, resp. tvar nosné konstrukce v příčném směru je stanoven z potřeby umístění předpínací výztuže. V podélném směru je vedena v přímé.



Obrázek 19: Veškerá možná předpínací výztuž

Průběh vnitřních sil a napětí se velice blíží průběhu na prostém nosníku bez převislých konců. Vliv konzol je zde minimální, ale není zanedbatelný. Ve skriptu *Betonové konstrukce 3* [16] se uvádí, pro prosté předepjaté nosníky, omezení tlaků v nadpodporových průřezech pomocí výztuže u opačných vláken, pomocí separce předpínací výztuže nebo jejich kombinací.

Norma pro navrhování betonových mostů ČSN EN 1991-2 ed. 2 (73 6203) [6] stanovuje požadavky na šířku trhliny w_{max} . Pro předem předpjaté prvky a pro daný stupeň prostředí betonu (viz **9 Materiál**) při časté kombinaci zatížení je doporučená hodnota w_{max} stanovena jako dekomprese. Pojem dekomprese je stejným předpisem definován následovně

„Požadavek dekomprese znamená, že všechny beton v určité vzdálenosti do soudržné předpínací výztuže nebo od kanálku bude tlačeny při definovaném zatížení.“

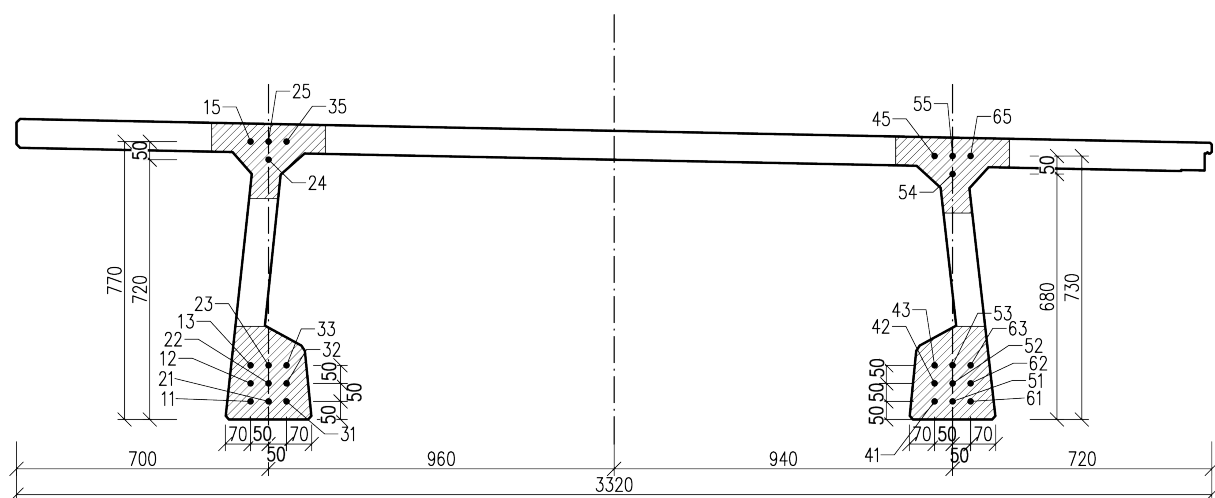
Doporučená hodnota je 100 mm. Národní příloha tuto hodnotu nemění. Vzdálenost předpínací výztuže

k okraji prvku je menší než 100 mm, tudíž se jedná o dekompresi u horních/dolních vláken betonového prvku.

Kombinací omezení nadpodporových tlaků v nadpodporové oblasti s normovým požadavkem dekomprese vzniká požadavek na celkovou dekompresi prvku pro častou kombinaci (**12.1 Přístup A - oboustranné předpětí**). Druhým přístupem je omezení oblastí, ve kterých je požadavek na dekompresi (**12.2 Přístup B - jednostranné předpětí**).

Oba případy jsou posouzeny pro častou kombinaci a varianta vhodnější pro návrh je posouzena i pro ostatní kombinace zatížení.

12.1 Přístup A - oboustranné předpětí



Obrázek 20: Umístění výztuže a oblast dekomprese

Výztuž je umístěna u obou povrchů betonu (v patkách i v desce). Cílem je snížení nadpodporového momentu, který vzniká nad podporou. Tento moment je navýšen momentovým účinkem od konzoly. Bude zde hrát roli momentová i normálová složka od předpětí. Pro splnění požadavku musí být celý průřez (res. horní i dolní povrch) po celé délce nosníku tlačeny (pro častou kombinaci zatížení).

Je vyšetřena možnost umístění 2x4 nebo 2x2 předpínací lana k hornímu povrchu (do desky průřezu).

Pro výpočet napětí je potřebná poloha předpínací výztuže vzhledem k těžišti průřezu.

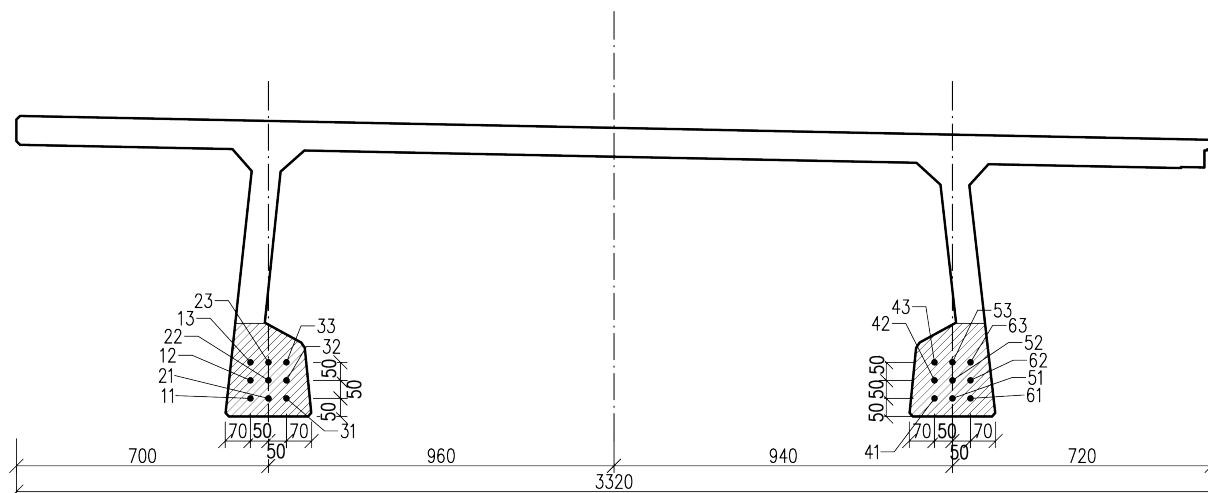
$$z_p = 0,269 \text{ m}$$

těžiště pro 2x4 lana v desce

$$z_p = 0,345 \text{ m}$$

vzdálenost k těžišti pro 2x2 lana v desce

12.2 Přístup B - jednostranné předpětí



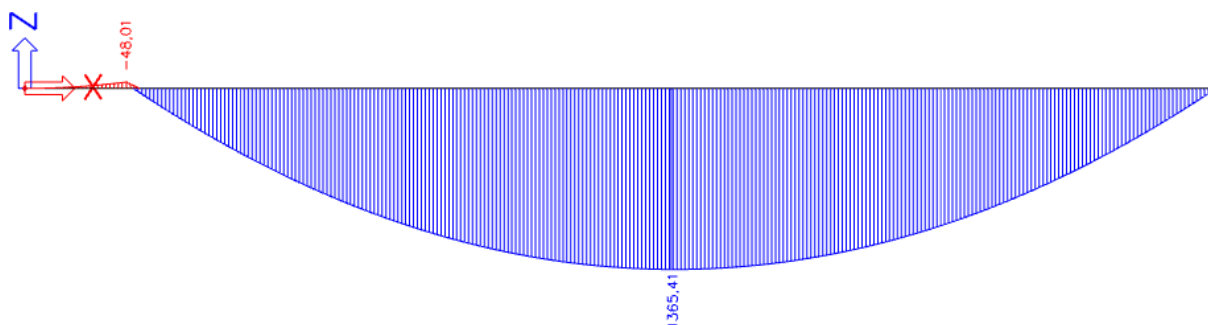
Obrázek 21: Umístění výztuže a oblast dekomprese

Výztuž je umístěna pouze u dolního povrchu betonu (v patkách). Cílem je získání co největšího momentu únosnosti s minimálním počtem předpínečných lan. Normálová složka od předpětí je výrazně nižší než složka od momentu. Oblast 100 mm od předpínečných lan vzniká pouze v patkách žeber a posuzovat průřez na požadavek dekomprese nad podporou není nutné.

Vzdálenost těžiště předpínečné výztuže a těžiště průřezu je

$$z_p = 0,465 \text{ m}$$

12.3 Vnitřní síly



Obrázek 22: Průběh ohybového momentu M_y [kNm] od zatížení pro častou kombinaci

$$M_f^{\text{podpora}} = -48,01 \text{ kNm}$$

nadpodporový moment

$$M_f^{\text{pole}} = 1365,41 \text{ kNm}$$

moment v poli

12.4 Výpočet napětí

Pro napětí se uvažuje základní vzorec, kde index i značí dolní nebo horní vlákna. Dále je definován vyšetřovaný průřez.

$$\sigma_i^{\text{průřez}} = \frac{M_f}{W_i} + \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot z_p}{W_i}$$

Pro přístup A (oboustranné předpětí) je potřeba splnit následující podmínky dekomprese

$$\sigma_h^{\text{podpora}} < 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d^{\text{pole}} < 0 \text{ MPa}$$

Pro přístup B (jednostranné předpětí) je požadavek dekomprese pouze jeden.

$$\sigma_d^{\text{pole}} < 0 \text{ MPa}$$

Mezní hodnota, tedy minimální předpínací síla, nastává pro případy, kdy

$$\sigma_i^{\text{průřez}} = 0 \text{ MPa}$$

Dosazení číselných hodnot vypadá následovně.

Přístup A - nadpodporový průřez, 4 lana

$$\sigma_h^{\text{podpora}} = 0 \text{ MPa}$$

$$0 = \frac{-48,01}{-0,143} + \frac{P}{0,45} + \frac{P \cdot 0,269}{-0,143}$$

$$0 = 336 + 2,22 \cdot P - 1,88 \cdot P \Rightarrow P = -988 \text{ kN}$$

Vyjádřeno slovně

„Minimální předpínací síla pro splnění požadavku dekomprese, tedy tlaku u horních vláken, nadpodporového průřezu je 988 kN.“

Přístup A - nadpodporový průřez, 2 lana

$$\sigma_h^{\text{podpora}} = 0 \text{ MPa}$$

$$0 = \frac{-48,01}{-0,143} + \frac{P}{0,45} + \frac{P \cdot 0,345}{-0,143}$$

$$0 = 336 + 2,22 \cdot P - 2,41 \cdot P \Rightarrow P = 1768 \text{ kN}$$

Zde je nutné upozornit. Velikost předpínací síle vychází řádově v pořádku, ale síla je tahová. Jinými slovy pro zvolený počet a umístění předpínací výztuže není možné splnit podmínku tlaku u horního povrchu, a tím splnit leglativní požadavek na dekompresi průřezu. Vychází to z argumentů předpínací síly

$$\frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot z_p}{W_h}$$

$$2,22 \cdot P - 1,88 \cdot P$$

argumenty pro 4 lana

$$2,22 \cdot P - 2,41 \cdot P$$

argumenty pro 2 lana

Předpínací síla bude vždy tlaková. Snahou je zvýšení tlakového napětí. V prvním případě (4 lana) je účinek od normálové síly větší než příspěvek od momentu od předpětí ($2,22 > 1,88$). Zvětšováním předpínací síly dochází zároveň i ke zvyšování tlakového napětí u zvolených vláken.

V druhém případě (2 lana) je momentový příspěvek od předpětí větší než příspěvek od normálové síly ($2,41 > 2,22$) a u zvolených vláken, při zvyšování předpínací síly, bude docházet ke zvětšování tahového namáhání od předpětí.

Mezi návrhem pro 4 a pro 2 lana se vstupní parametry změnil v podobě vzdálenosti těžiště předpínací výztuže od těžiště průřezu z_p . Poloha těžiště předpínací výztuže, kdy je vyrovnaný momentový a normálový příspěvek se získá z rovnice

$$\frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot z_{p,0}}{W_h} = 0$$

$$\frac{P}{A_c} = -\frac{P \cdot z_{p,0}}{W_h}$$

$$\frac{1}{A_c} = -\frac{z_{p,0}}{W_h}$$

$$z_{p,0} = -\frac{W_h}{A_c} = -\frac{-0,143}{0,45} = -0,32 \text{ m}$$

Hodnota $z_{p,0}$ není nic jiného než hranice jádra průřezu. Definuje tedy hranici, kdy se nacházíme v oblasti primárního účinku od normálové síly (uvnitř jádra) nebo je dominantní příspěvek od předpětí ohybový moment, ale je to za cenu dodatečných tahových namáhání na jedné straně průřezu.

Přístup A - průřez v poli, 4 lana

$$\sigma_d^{\text{pole}} = 0 \text{ MPa}$$

$$0 = \frac{1365,41}{0,0595} + \frac{P}{0,45} + \frac{P \cdot 0,269}{0,0595}$$

$$0 = 22948 + 2,22 \cdot P + 4,52 \cdot P \Rightarrow P = -3405 \text{ kN}$$

Přístup A - průřez v poli, 2 lana

$$\begin{aligned}\sigma_d^{\text{pole}} &= 0 \text{ MPa} \\ 0 &= \frac{1365,41}{0,0595} + \frac{P}{0,45} + \frac{P \cdot 0,345}{0,0595} \\ 0 &= 22948 + 2,22 \cdot P + 5,80 \cdot P \Rightarrow P = -2861 \text{ kN}\end{aligned}$$

Volba dvou předpínacích lan lépe vzdoruje vnitřním silám v poli, ale nesplňuje požadavek pro nadpodporový průřez, proto je uvedena pouze informativně a pro návrh je nevyhovující.

Přístup B - průřez v poli

$$\begin{aligned}\sigma_d^{\text{pole}} &= 0 \text{ MPa} \\ 0 &= \frac{1365,41}{0,0595} + \frac{P}{0,45} + \frac{P \cdot 0,465}{0,0595} \\ 0 &= 22948 + 2,22 \cdot P + 7,82 \cdot P \Rightarrow P = -2286 \text{ kN}\end{aligned}$$

Opět se lze podívat na jednotlivé argumenty u předpínací síly. Tentokrát už mezi přístupem A a přístupem B.

$$\begin{aligned}\frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot z_p}{W_h} \\ 2,22 \cdot P + 4,52 \cdot P = 6,74 \cdot P & \quad \text{A - oboustranné předpětí} \\ 2,22 \cdot P + 7,82 \cdot P = 10,04 \cdot P & \quad \text{B - jednostranné předpětí}\end{aligned}$$

Oba účinky působí příznivě vzhledem k zachycení vnitřních sil od zatížení. Poloha jádra průřezu zde nehraje už roli a pro oba případy při zvyšování předpínací síly nedochází k dodatečnému tahovému namáhání u vyšetřovaných vláken.

Dva uvedené vztahy by měli být rozhodující pro návrh nosného systému konstrukce. Mají stejný „rozměr“ ve smyslu jejich dimenzování. Oba mají za úkol pokrývat největší napětí od zatížení. V případě oboustranného předpětí, návrh a posouzení v nadpodporovém průřezu, bude mít vliv na velikost předpínací síly a jejího působení. Pro jednostranné předpětí se nadpodporový průřez stává konstrukční záležitostí a dimenze předpínacího systému se nenavrhují s ohledem na tento průřez. Následující poměr, tedy do jisté míry, rozhoduje o volbě předpětí.

$$\frac{6,74 \cdot P}{10,04 \cdot P} = 67\%$$

Vyjádřeno slovně

„Při zvětšení předpínací síly o 1 kN, dostaneme při jednostranném předpětí o 33% efektivnější pokrytí napětí od zatížení, než při oboustranném předpětí.“

Nyní ještě skutečně ověřit, že nadpodporový průřez je pro jednostranné předpětí konstrukční záležitostí. Pro předběžné ověření se použije odhad ztrát od předpětí na 20% (10% od krátkodobého a 10% do dlouhodobého), podrobněji v kapitole *13 Posouzení konstrukce TDA modelem*.

$$P_{\infty} = -2286 \text{ kN} \quad \text{potřebná předpínací síla na konci životnosti}$$

$$P_0 = (1 + 0,2) \cdot P_{\infty} = (1 + 0,2) \cdot -2286 = -2743 \text{ kN}$$

potřebná předpínací síla na začátku životnosti

$$\sigma_{\text{zatížení}} = \frac{M_f}{W_h} = \frac{-48,01}{-0,143} = 336 \text{ kPa} \quad \text{napětí v průřezu od zatížení}$$

$$\sigma_{\text{předpětí}} = \frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0 \cdot z_p}{W_h} = \frac{-2743}{0,45} + \frac{-2743 \cdot 0,465}{-0,143} = 2824 \text{ kPa}$$

napětí v průřezu od předpětí

$$\sigma_{\text{celkem}} = \sigma_{\text{zatížení}} + \sigma_{\text{předpětí}} = 336 + 2824 = 3160 \text{ kPa}$$

$$\frac{\sigma_{\text{předpětí}}}{\sigma_{\text{celkem}}} = \frac{2724}{3160} = 89\% \quad \text{podíl předpětí na nadpodporovém napětí}$$

Předpoklad splněn. Napětí od zatížení je minoritní a napětí od předpětí je naprosto majoritní. Nyní ještě ověřit, jestli konstrukce, je schopna takové tahové napětí přenést. V případě, že by tahové napětí bylo příliš vysoké, tak obecně pro předpjeté konstrukce by se dalo přistoupit ke zvedaným kabelům. Pro daný prefabrikát by zvedané kabely znamenaly enormní náklady na bednění a taková úprava, s ohledem na rozměry příčného řezu, se dá považovat za nerealizovatelnou.

Předpokládá se, že konstrukce, resp. materiál, namáhání přenesou a konstrukční úpravy nebudou nutné. Maximální hodnota doporučeného namáhání je vzata z metodiky pro navrhování konstrukcí z UHPC [13].

$$\sigma_{\text{max}}^f = 0,4 \cdot f_{R1k} = 0,4 \cdot 16 = 6,4 \text{ MPa} \quad \text{doporučená mezní hodnota}$$

$$\sigma_{\text{max}}^f = 6,4 \text{ MPa} > \sigma_{\text{celkem}} = 3,16 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

$$\frac{\sigma_{\text{celkem}}}{\sigma_{\text{max}}^f} = \frac{3,16}{6,4} = 49\%$$

využití průřezu

Posudek prokázal, že průřez konstrukčně vyhovuje. Proto bude jednostranné předpětí dále podrobněji analyzováno. Materiál je využit s dostatečnou rezervou. Využití i tahové pevnosti materiálu se zvýšenou duktilitou je vhodné.

Zároveň dochází k úspoře materiálu. Snížení nákladů, při zjednodušeném výpočtu pro položku *VÝZTUŽ MOSTNÍ NOSNÉ TRÁMOVÉ KONSTR PŘEDPÍNACÍ*, dle Oborového třídníku stavebních konstrukcí a prací [15], se pohybuje řádově v desítkách tisíc. Z ekonomického hlediska, pro velikost nosné konstrukce, není snížení předpínacích lan rozhodující a rozhodnutí je motivováno pouze inženýrským hlediskem.

13 Posouzení konstrukce TDA modelem

13.1 Úvod

Posouzení pomocí time dependent analysis, tedy časově závislé analýzy, zohledňuje posouzení v rámci životnosti konstrukce. Tato analýza konstrukce je především, v tomto případě, zaměřena na reologické změny betonu a relaxaci předpínací výztuže.

13.2 Parametry předpětí

Předpínací síla při předpětí je stanovena na 1300 MPa. Vychází to především z požadavku dekomprese při časté kombinaci a z omezení napětí při charakteristické kombinaci. Obě limitní hodnoty jsou u dolního povrchu. Tahové namáhání u horního povrchu není pro nosníky rozhodující.

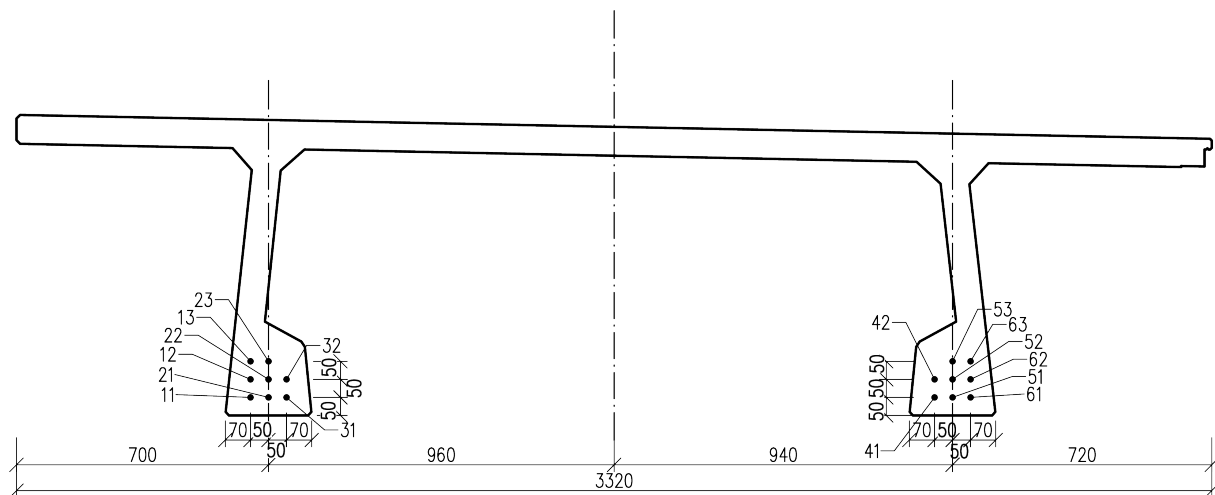
$$\sigma_{p,0} = 1300 \text{ MPa}$$

Pro nosník č.1 je navrženo

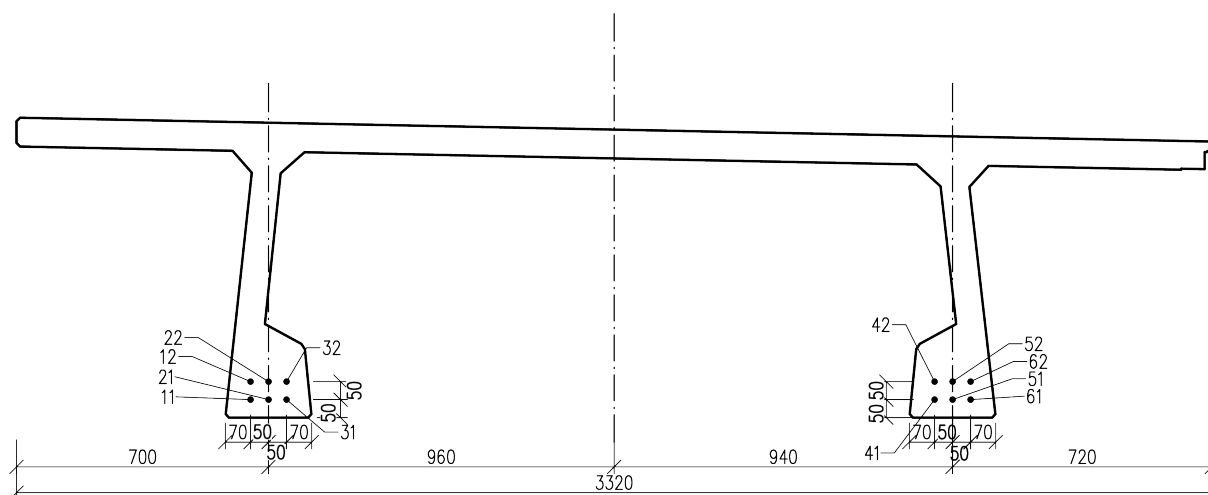
$$8x \text{ Y1860S7} - 15,7$$

Pro nosník č.2 je navrženo

$$6x \text{ Y1860S7} - 15,7$$



Obrázek 23: Navržené schéma předpětí pro nosník č.1



Obrázek 24: Navržené schéma předpětí pro nosník č.2

Tabulka 7: Fáze výstavby

Fáze	Název	Začátek [dny]	Zatížení
1	Betonáž	0	vlastní tíha
2	Předpětí	5	předpětí
3	Odbednění	10	
4	Osazení	30	ostatní stálé
5	Uvedení do provozu	50	gr1,gr2,F _w
6	Konec životnosti	36500	

13.3 Výsledky - nosník č.1

Pro kontrolu výsledků je nutné ověřit následující podmínky použitelnosti

- při časté kombinaci zůstanou dolní vlákna pouze tlačena (dekoprese průřezu), ČSN EN 1991-2 ed. 2 (73 6203) [6]
- při charakteristické kombinaci se pro dolní vlákna ověří šířka trhliny 0,2 mm (pokud vznikne), ČSN EN 1991-2 ed. 2 (73 6203) [6]
- při charakteristické kombinaci tlakové napětí nepřekročí $0,6 \cdot f_{ck}$, ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7]
- při kvazistálé kombinaci tlakové napětí nepřekročí $0,45 \cdot f_{ck}$, ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7]
- při charakteristické kombinaci napětí tahové napětí nepřekročí $0,5 \cdot f_{R1k}$, Metodika 2 [13]
- při časté kombinaci napětí tahové napětí nepřekročí $0,4 \cdot f_{R1k}$, Metodika 2 [13]
- při charakteristické kombinaci napětí tlakové napětí nepřekročí $0,6 \cdot f_{ck}$, Metodika 2 [13]

- při časté kombinaci napětí tlakové napětí nepřekročí $0,5 \cdot f_{ck}$, Metodika 2 [13]

Posouzení tahového napětí se podle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] neuvažuje. Chování UHPC v tahu je posouzeno na základě *Metodika pro navrhování prvků z UHPC* [13]. Vztahy tahového napětí v betonu podle normy je popsáno v kapitole **14.7 Nevyhovující průřez**.

Některé podmínky se odvolávají na stejné kombinace. Proto budou některé podmínky vypuštěny. Shrnutí podmínek je následující

Tabulka 8: Fáze výstavby

Kombinace	Tlakové napětí [MPa]	Tahové napětí [MPa]
Charakteristická	$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 110 = 66$	$0,5 \cdot f_{R1k} = 0,5 \cdot 16 = 8$
Častá-dolní	$0,5 \cdot f_{ck} = 0,5 \cdot 110 = 55$	0
Častá-horní	$0,5 \cdot f_{ck} = 0,5 \cdot 110 = 55$	$0,4 \cdot f_{R1k} = 0,4 \cdot 16 = 6,4$
Kvazistálá	$0,45 \cdot f_{ck} = 49,5$	-

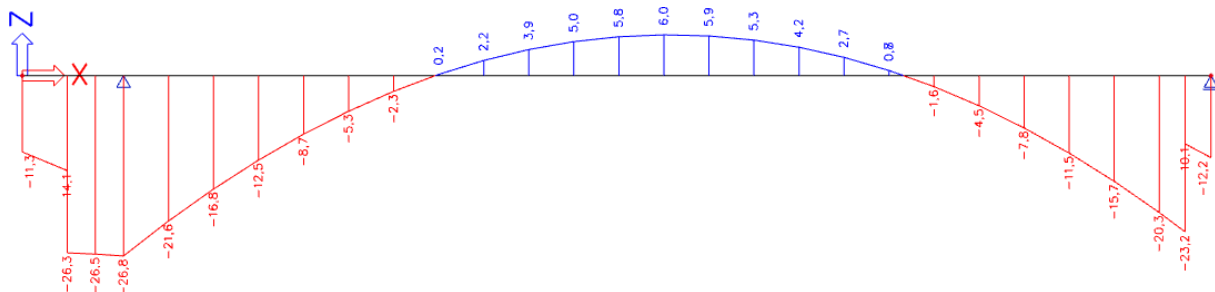
Níže jsou uvedeny vybrané kombinace, které mohou být v rámci životnosti rozhodující pro posouzení. Kompletní vykreslení napětí v čase je v příloze *Statický výpočet*.

13.3.1 T=30 dní (osazení nosníku)

Po osazení nosníku lávka ještě není uvedena do provozu. Nosná konstrukce bude již kompletní. Proběhne dodatečná montáž prvků in-situ charakterizovaná pro zatížení jako ostatní stálé. Nejvýznamnějším místem pro posudek je nadpodporový průřez, jelikož ještě nedošlo na dlouhodobé ztráty předpětí a konstrukce je tedy ve své poloze předepnuta největší silou.

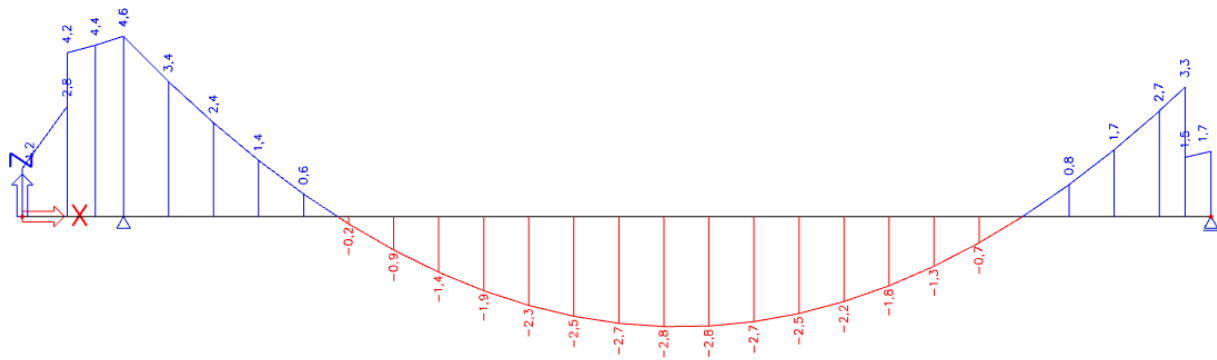
Provoz ještě nezačal, ale již sestavené zatížení dopravou lze použít i pro montážní stav. Kritický průřez je od zatížení nejvíce namáhán od obslužného vozidla, což je představitelné zatížení při montáži. Staveništní zatížení je tedy charakterizováno výběrovými kombinacemi gr1 (spojité rovnoměrně - skládka materiálu, pracovníci) a gr2 (drobná manipulační technika).

Charakteristická hodnota udává maximální hodnoty napětí (od předpětí i od zatížení), které v rámci životnosti lávky mohou nastat, působí proti sobě dvě maxima.



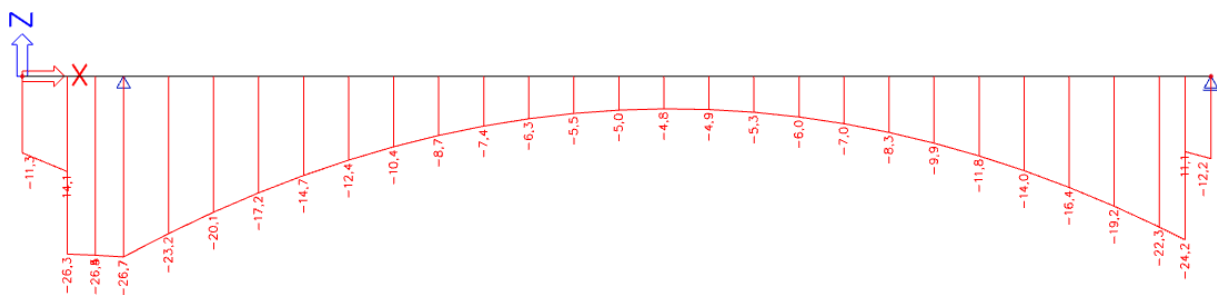
Obrázek 25: Charakteristická kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní

$$\sigma_{cc}^- = 66 \text{ MPa} > \sigma_{char}^- = 26,8 \text{ MPa} \implies \text{VYHOVUJE}$$



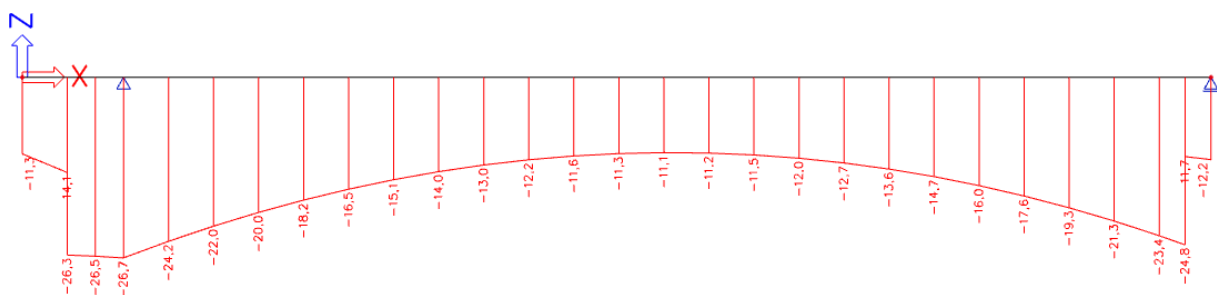
Obrázek 26: Charakteristická kombinace - horní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní

$$\sigma_{ct} = 8 \text{ MPa} > \sigma_{char}^+ = 4,6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Obrázek 27: Častá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} > \sigma_{častá,d}^+ = -4,8 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Obrázek 28: Kvazistálá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní

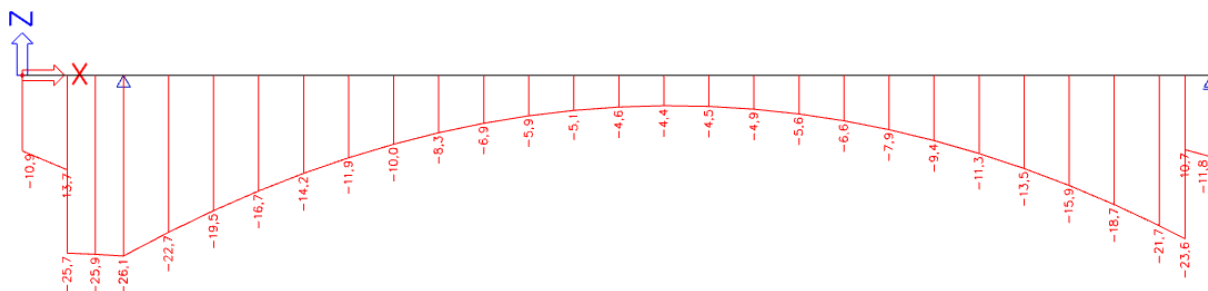
$$\sigma_{cc} = 49,5 \text{ MPa} > \sigma_{kvazi}^- = 26,7 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Pro danou kombinaci zatížení je daný posudek rozhodující pro tlakové zatížení betonu. Předpínací síla se bude v čase snižovat a i když je v charakteristické kombinaci větší napětí betonu, tak kvazistálá kombinace je výrazněji omezena podmínkou pro použití materiálu. Proto se další posouzení betonu nebude provádět.

Hodnota uprostřed rozpětí je i maximální hodnotou, která bude u dolních vláken působit v tlaku. V následujících časech se bude napětí snižovat.

13.3.2 T=60 dní (uvedení do provozu)

S ohledem na použité staveništní zatížení nejsou hodnoty při uvedení do provozu již rozhodující a je pouze ověřena podmínka dekomprese.

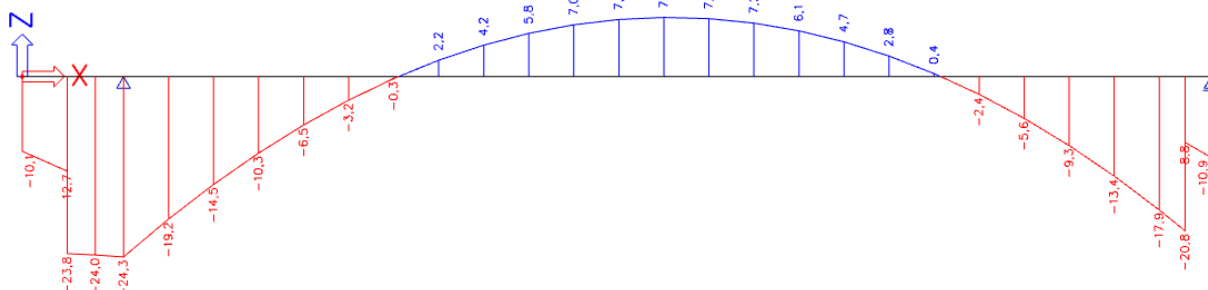


Obrázek 29: Častá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=60 dní

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} > \sigma_{\text{častá,d}}^+ = -4,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

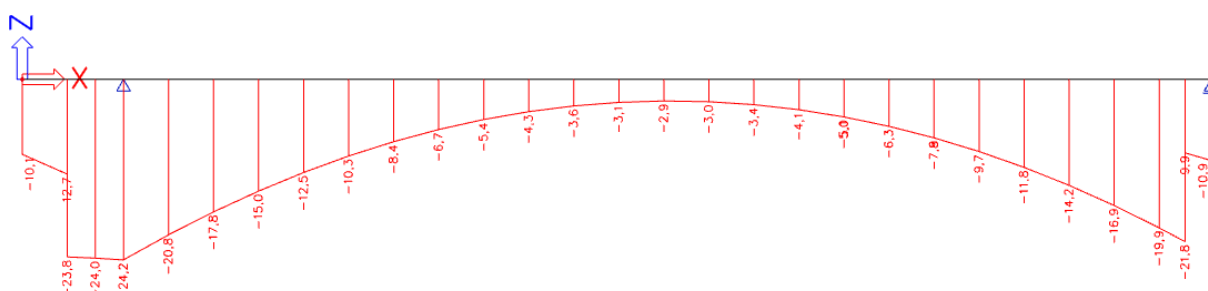
13.3.3 T=36500 dní (konec životnosti)

Předpnací síla je na minimu. Ověření tahového napětí u dolních vláken je rozhodující pro všechny kombinace. Kvazistálá hodnota udává minimální hodnoty napětí (od předpětí i od zatížení), které v rámci životnosti lávky mohou nastat, působí proti sobě dvě minima.



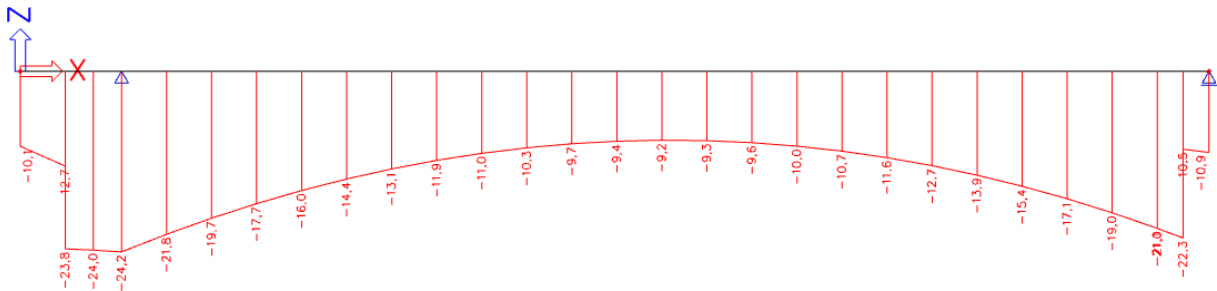
Obrázek 30: Charakteristická kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní

$$\sigma_{ct} = 8 \text{ MPa} > \sigma_{\text{char}}^+ = 7,9 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

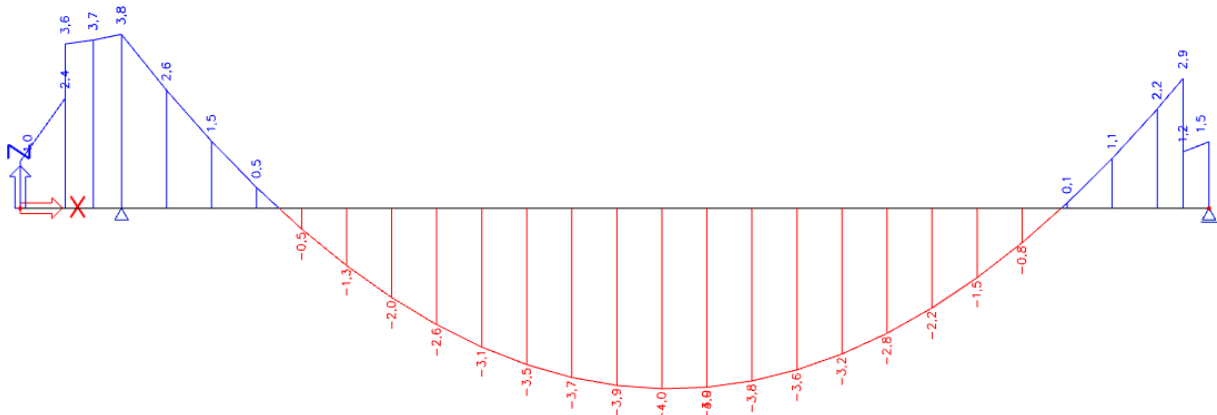


Obrázek 31: Častá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} > \sigma_{\text{častá,d}}^+ = -2,9 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



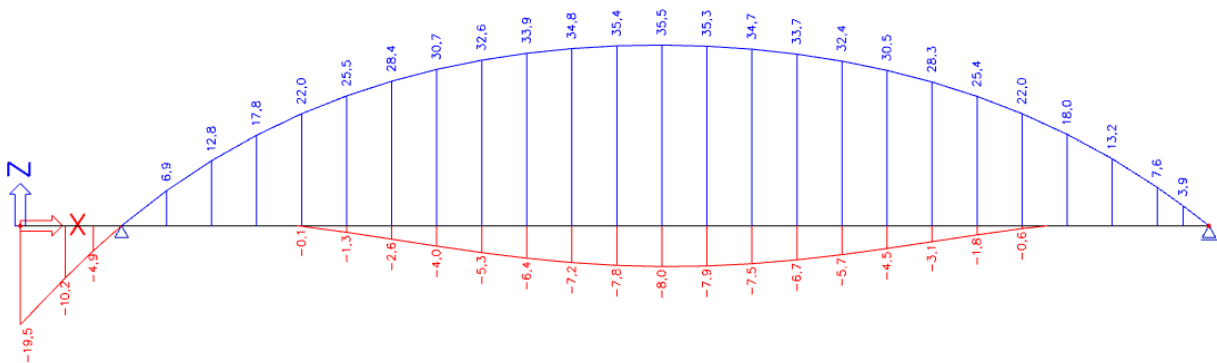
Obrázek 32: Kvazistálá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní



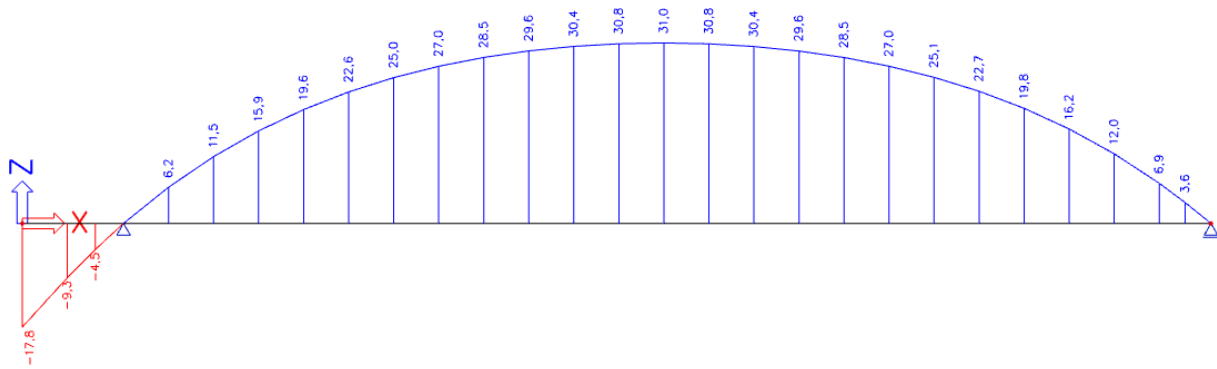
Obrázek 33: Kvazistálá kombinace - horní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní

13.4 Deformace nosné konstrukce - nosník č.1

13.4.1 T=30 dní (osazení nosníku)

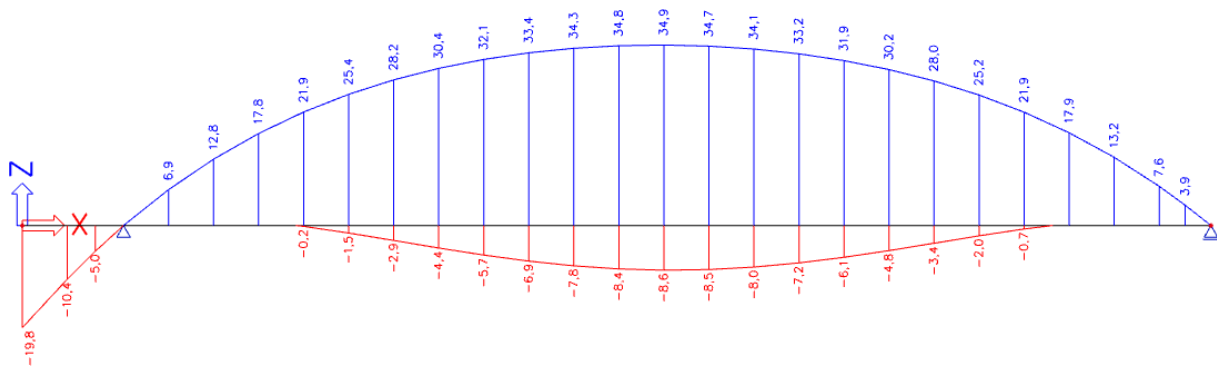


Obrázek 34: Charakteristická kombinace - deformace uz [mm] - T=30 dní

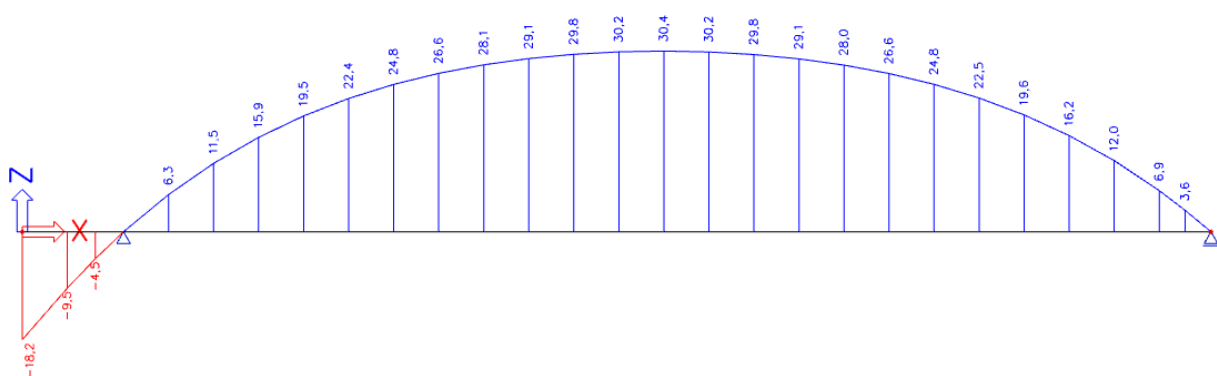


Obrázek 35: Kvazistálá kombinace - deformace uz [mm] - T=30 dní

13.4.2 T=60 dní (uvedení do provozu)

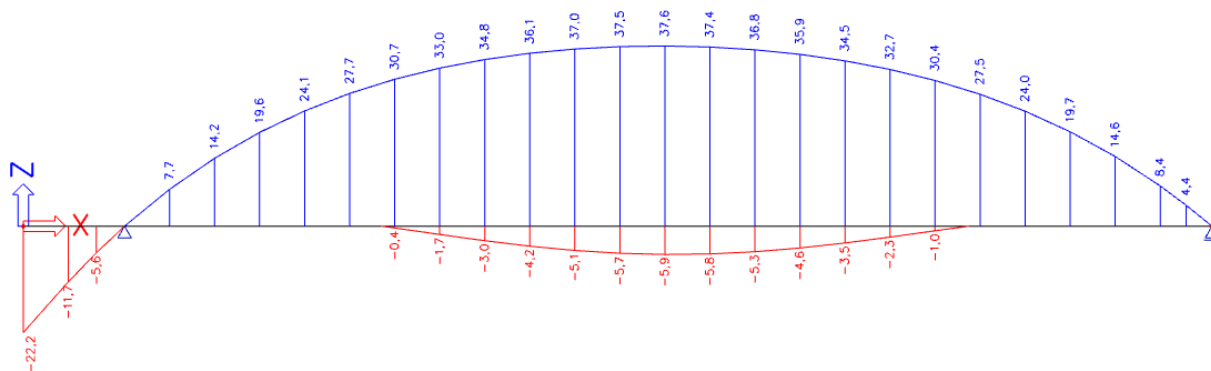


Obrázek 36: Charakteristická kombinace - deformace uz [mm] - T=60 dní

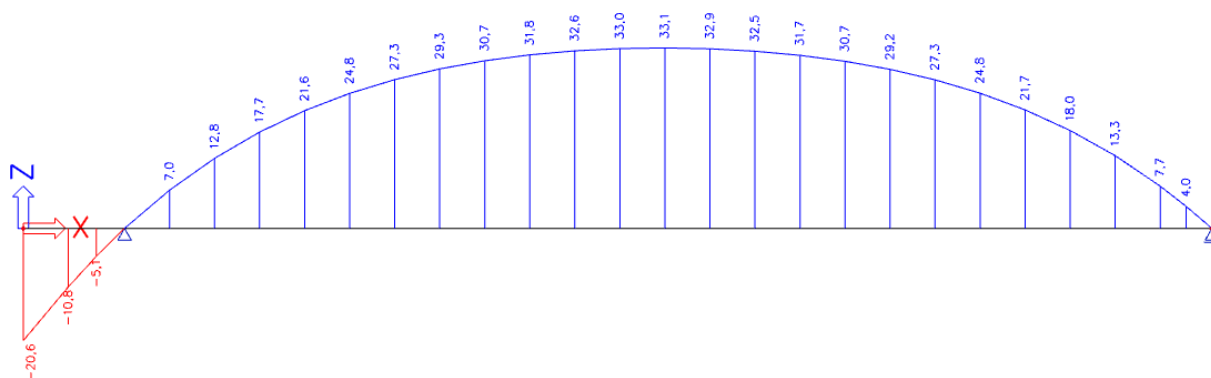


Obrázek 37: Kvazistálá kombinace - deformace uz [mm] - T=60 dní

13.4.3 T=36500 dní (konec životnosti)



Obrázek 38: Charakteristická kombinace - deformace uz [mm] - T=36500 dní



Obrázek 39: Kvazistálá kombinace - deformace uz [mm] - T=36500 dní

13.4.4 Rozbor posunů nosné konstrukce

Tabulka 9: Absolutní deformace nosníku č.1

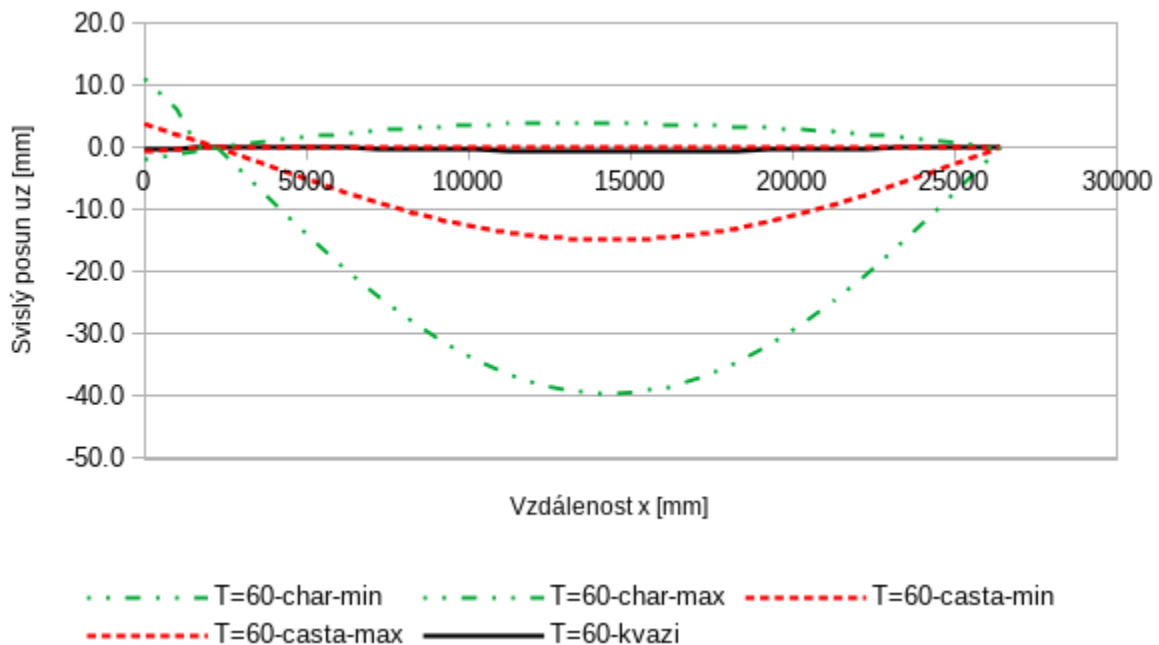
x	T=30 dní (osazení nosníku)						T=60 dní (uvvedení do provozu)						T=36500 dní (konec životnosti)					
	char		casta		kvazi		char		casta		kvazi		char		casta		kvazi	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
0	-6.3	-19.5	-13.6	-18.0	-17.8	-17.8	-6.7	-19.8	-14.0	-18.4	-18.2	-18.2	-9.1	-22.2	-16.4	-20.8	-20.6	-20.6
1000	-3.0	-10.2	-7.0	-9.5	-9.3	-9.3	-3.1	-10.4	-7.2	-9.6	-9.5	-9.5	-4.4	-11.7	-8.4	-10.9	-10.8	-10.8
1625	-4.2	-4.9	-3.3	-4.5	-4.5	-4.5	-4.3	-5.0	-3.4	-4.6	-4.5	-4.5	-4.9	-5.6	-4	-5.2	-5.1	-5.1
2250	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0.0	0	0.0	0.0	0.0
3250	1.1	6.9	4.3	6.3	6.2	6.2	1.1	6.9	4.4	6.3	6.3	6.3	1.9	7.7	5.1	7.1	7.0	7.0
4250	1.3	12.8	7.7	11.6	11.5	11.5	1.3	12.8	7.8	11.7	11.5	11.5	2.6	14.2	9.1	13.0	12.8	12.8
5250	0.8	17.8	10.4	16.1	15.9	15.9	0.8	17.8	10.4	16.1	15.9	15.9	2.6	19.6	12.1	17.9	17.7	17.7
6250	-0.1	22.0	12.4	19.9	19.6	19.6	-0.2	21.9	12.3	19.8	19.5	19.5	2.0	24.1	14.4	21.9	21.6	21.6
7250	-1.3	25.5	13.8	23.0	22.6	22.6	-1.5	25.4	13.7	22.8	22.4	22.4	0.9	27.7	16.0	25.2	24.8	24.8
8250	-2.6	28.4	14.9	25.5	25.0	25.0	-2.9	28.2	14.6	25.2	24.8	24.8	-0.4	30.7	17.2	27.8	27.3	27.3
9250	-4.0	30.7	15.6	27.5	27.0	27.0	-4.4	30.4	15.3	27.2	26.6	26.6	-1.7	33.0	17.9	29.8	29.3	29.3
10250	-5.3	32.6	16.1	29.1	28.5	28.5	-5.7	32.1	15.7	28.6	28.1	28.1	-3.0	34.8	18.4	31.3	30.7	30.7
11250	-6.4	33.9	16.5	30.2	29.6	29.6	-6.9	33.4	15.9	29.7	29.1	29.1	-4.2	36.1	18.7	32.4	31.8	31.8
12250	-7.2	34.8	16.6	31.0	30.4	30.4	-7.8	34.3	16.1	30.5	29.8	29.8	-5.1	37.0	18.8	33.2	32.6	32.6
13250	-7.8	35.4	16.7	31.5	30.8	30.8	-8.4	34.8	16.1	30.9	30.2	30.2	-5.7	37.5	18.8	33.6	33.0	33.0
14250	-8.0	35.5	16.7	31.7	31.0	31.0	-8.6	34.9	16.1	31.0	30.4	30.4	-5.9	37.6	18.8	33.8	33.1	33.1
15250	-7.9	35.3	16.7	31.5	30.8	30.8	-8.5	34.7	16.1	30.9	30.2	30.2	-5.8	37.4	18.8	33.6	32.9	32.9
16250	-7.5	34.7	16.5	31.0	30.4	30.4	-8.0	34.1	16.0	30.4	29.8	29.8	-5.3	36.8	18.7	33.1	32.5	32.5
17250	-6.7	33.7	16.3	30.2	29.6	29.6	-7.2	33.2	15.8	29.7	29.1	29.1	-4.6	35.9	18.5	32.4	31.7	31.7
18250	-5.7	32.4	16.0	29.1	28.5	28.5	-6.1	31.9	15.5	28.6	28.0	28.0	-3.5	34.5	18.2	31.2	30.7	30.7
19250	-4.5	30.5	15.5	27.5	27.0	27.0	-4.8	30.2	15.1	27.1	26.6	26.6	-2.3	32.7	17.7	29.7	29.2	29.2
20250	-3.1	28.3	14.8	25.6	25.1	25.1	-3.4	28.0	14.5	25.3	24.8	24.8	-1.0	30.4	16.9	27.7	27.3	27.3
21250	-1.8	25.4	13.7	23.1	22.7	22.7	-2.0	25.2	13.5	22.9	22.5	22.5	0.3	27.5	15.9	25.2	24.8	24.8
22250	-0.6	22.0	12.3	20.1	19.8	19.8	-0.7	21.9	12.2	20.0	19.6	19.6	1.4	24.0	14.3	22.1	21.7	21.7
23250	0.4	18.0	10.4	16.5	16.2	16.2	0.4	17.9	10.4	16.4	16.2	16.2	2.2	19.7	12.2	18.2	18.0	18.0
24250	1.0	13.2	7.9	12.1	12.0	12.0	1.0	13.2	8.0	12.2	12.0	12.0	2.4	14.6	9.3	13.5	13.3	13.3
25250	1.0	7.6	4.7	7.0	6.9	6.9	1.0	7.6	4.8	7.0	6.9	6.9	1.8	8.4	5.6	7.8	7.7	7.7
25825	0.6	3.9	2.5	3.6	3.6	3.6	0.6	3.9	2.5	3.7	3.6	3.6	2.2	4.4	2.9	4.1	4.0	4.0
26400	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
min	-8.0	-19.5	-13.6	-18.0	-17.8	-17.8	-8.6	-19.8	-14.0	-18.4	-18.2	-18.2	-9.1	-22.2	-16.4	-20.8	-20.6	-20.6
max	1.3	35.5	16.7	31.7	31.0	31.0	1.3	34.9	16.1	31.0	30.4	30.4	2.6	37.6	18.8	33.8	33.1	33.1

Uvedené deformace jsou uvažované od ideálního vodorovného prutu. Chemické procesy v betonu probíhají neustále a dotvarování se nikdy nezastaví. To znamená, že konstrukce bude mít jiný "tvar" při odbednění, osazení i na konci životnosti. Výchozím stavem pro celou lávku, nejen pro betonovou část nosné konstrukce je stav při montáži (T=30 dní). Konstrukce zatížená pouze stálým zatížením (v tomto případě kvazistálá kombinace) se dá považovat za stav nula. V této fázi se osadí ložiska, závěry, zábradlí, a pod. V této fázi se také provede dokumentace skutečného provedení stavby.

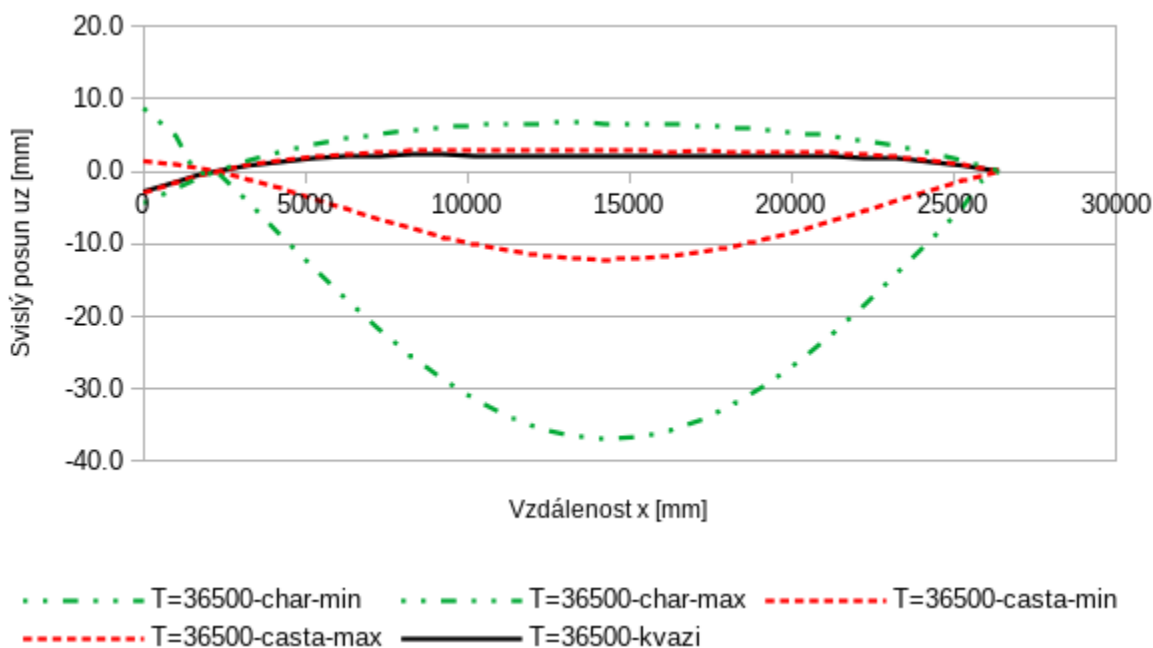
Proto je předhlednější uvést hodnoty snížené o tuto kvazistálou hodnotu průhybu.

Tabulka 10: Relativní deformace nosníku č.1

x	T=30 dní (osazení nosníku)						T=60 dní (uvvedení do provozu)						T=36500 dní (konec životnosti)					
	char		casta		kvazi		char		casta		kvazi		char		casta		kvazi	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
0	11.5	-1.7	4.2	-0.2	0.0	0.0	11.1	-2.0	3.8	-0.6	-0.4	-0.4	8.7	-4.4	1.4	-3.0	-2.8	-2.8
1000	6.3	-0.9	2.3	-0.2	0.0	0.0	6.2	-1.1	2.1	-0.3	-0.2	-0.2	4.9	-2.4	0.9	-1.6	-1.5	-1.5
1625	0.3	-0.4	1.2	0.0	0.0	0.0	0.2	-0.5	1.1	-0.1	0.0	0.0	-0.4	-1.1	0.5	-0.7	-0.6	-0.6
2250	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3250	-5.1	0.7	-1.9	0.1	0.0	0.0	-5.1	0.7	-1.8	0.1	0.1	0.1	-4.3	1.5	-1.1	0.9	0.8	0.8
4250	-10.2	1.3	-3.8	0.1	0.0	0.0	-10.2	1.3	-3.7	0.2	0.0	0.0	-8.9	2.7	-2.4	1.5	1.3	1.3
5250	-15.1	1.9	-5.5	0.2	0.0	0.0	-15.1	1.9	-5.5	0.2	0.0	0.0	-13.3	3.7	-3.8	2.0	1.8	1.8
6250	-19.7	2.4	-7.2	0.3	0.0	0.0	-19.8	2.3	-7.3	0.2	-0.1	-0.1	-17.6	4.5	-5.2	2.3	2.0	2.0
7250	-23.9	2.9	-8.8	0.4	0.0	0.0	-24.1	2.8	-8.9	0.2	-0.2	-0.2	-21.7	5.1	-6.6	2.6	2.2	2.2
8250	-27.6	3.4	-10.1	0.5	0.0	0.0	-27.9	3.2	-10.4	0.2	-0.2	-0.2	-25.4	5.7	-7.8	2.8	2.3	2.3
9250	-31.0	3.7	-11.4	0.5	0.0	0.0	-31.4	3.4	-11.7	0.2	-0.4	-0.4	-28.7	6.0	-9.1	2.8	2.3	2.3
10250	-33.8	4.1	-12.4	0.6	0.0	0.0	-34.2	3.6	-12.8	0.1	-0.4	-0.4	-31.5	6.3	-10.1	2.8	2.2	2.2
11250	-36.0	4.3	-13.1	0.6	0.0	0.0	-36.5	3.8	-13.7	0.1	-0.5	-0.5	-33.8	6.5	-10.9	2.8	2.2	2.2
12250	-37.6	4.4	-13.8	0.6	0.0	0.0	-38.2	3.9	-14.3	0.1	-0.6	-0.6	-35.5	6.6	-11.6	2.8	2.2	2.2
13250	-38.6	4.6	-14.1	0.7	0.0	0.0	-39.2	4.0	-14.7	0.1	-0.6	-0.6	-36.5	6.7	-12.0	2.8	2.2	2.2
14250	-39.0	4.5	-14.3	0.7	0.0	0.0	-39.6	3.9	-14.9	0.0	-0.6	-0.6	-36.9	6.6	-12.2	2.8	2.1	2.1
15250	-38.7	4.5	-14.1	0.7	0.0	0.0	-39.3	3.9	-14.7	0.1	-0.6	-0.6	-36.6	6.6	-12.0	2.8	2.1	2.1
16250	-37.9	4.3	-13.9	0.6	0.0	0.0	-38.4	3.7	-14.4	0.0	-0.6	-0.6	-35.7	6.4	-11.7	2.7	2.1	2.1
17250	-36.3	4.1	-13.3	0.6	0.0	0.0	-36.8	3.6	-13.8	0.1	-0.5	-0.5	-34.2	6.3	-11.1	2.8	2.1	2.1
18250	-34.2	3.9	-12.5	0.6	0.0	0.0	-34.6	3.4	-13.0	0.1	-0.5	-0.5	-32.0	6.0	-10.3	2.7	2.2	2.2
19250	-31.5	3.5	-11.5	0.5	0.0	0.0	-31.8	3.2	-11.9	0.1	-0.4	-0.4	-29.3	5.7	-9.3	2.7	2.2	2.2
20250	-28.2	3.2	-10.3	0.5	0.0	0.0	-28.5	2.9	-10.6	0.2	-0.3	-0.3	-26.1	5.3	-8.2	2.6	2.2	2.2
21250	-24.5	2.7	-9.0	0.4	0.0	0.0	-24.7	2.5	-9.2	0.2	-0.2	-0.2	-22.4	4.8	-6.8	2.5	2.1	2.1
22250	-20.4	2.2	-7.5	0.3	0.0	0.0	-20.5	2.1	-7.6	0.2	-0.2	-0.2	-18.4	4.2	-5.5	2.3	1.9	1.9
23250	-15.8	1.8	-5.8	0.3	0.0	0.0	-15.8	1.7	-5.8	0.2	0.0	0.0	-14.0	3.5	-4.0	2.0	1.8	1.8
24250	-11.0	1.2	-4.1	0.1	0.0	0.0	-11.0	1.2	-4.0	0.2	0.0	0.0	-9.6	2.6	-2.7	1.5	1.3	1.3
25250	-5.9	0.7	-2.2	0.1	0.0	0.0	-5.9	0.7	-2.1	0.1	0.0	0.0	-5.1	1.5	-1.3	0.9	0.8	0.8
25825	-3.0	0.3	-1.1	0.0	0.0	0.0	-3.0	0.3	-1.1	0.1	0.0	0.0	-1.4	0.8	-0.7	0.5	0.4	0.4
26400	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
min	-39.0	-1.7	-14.3	-0.2	0.0	0.0	-39.6	-2.0	-14.9	-0.6	-0.6	-0.6	-36.9	-4.4	-12.2	-3.0	-2.8	-2.8
max	11.5	4.6	4.2	0.7	0.0	0.0	11.1	4.0	3.8	0.2	0.1	0.1	8.7	6.7	1.4	2.8	2.3	2.3



Obrázek 40: Relativní posuny při uvedení do provozu - T=60 dní



Obrázek 41: Relativní posuny na konci životnosti - T=36500 dní

Z grafů relativních posunů je patrnější jev, který při celkovém vykreslení nebyl tak patrný. Je to dotvarování prvku. Dobře je dotvarování znatelné z kvazistálé kombinace. V čase 60 dní se hodnoty blíží nule. Na konci životnosti je "nadvýšení" způsobené dotvárováním nad úroveň vodorovného prutu. Vychází to ze samostatné definice dotvarování (viz skriptum *Přetváření a porušování materiálů* [19])

„V důsledku jistých časově závislých procesů probíhajících v mikrostruktuře materiálu však může dojít k dotvarování, které se projeví postupným nárůstem deformace za konstantního napětí.“

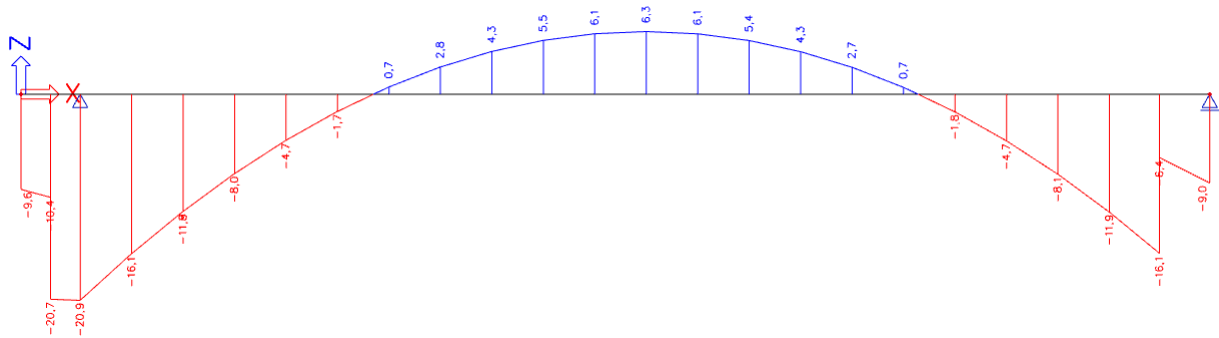
V případě lávky je primární napětí způsobené předpětím a nikoliv vlastní tíhou (vychází to i z pořadavku dekomprese). Předpětí je zde zmiňované konstantní napětí. Ztráty předpětí se pohybují v jednotkách až desítkách procent, nejsou to hodnoty násobné, a vliv chemických procesů v betonu je výraznější. Konstrukce tak roste směrem vzhůru.

Lávka se tedy nebude uměle nadvyšovat. Samotné předpětí vytvoří výrazné nadvýšení, které se dotvarováním v čase bude zvětšovat.

13.5 Výsledky - nosník č.2

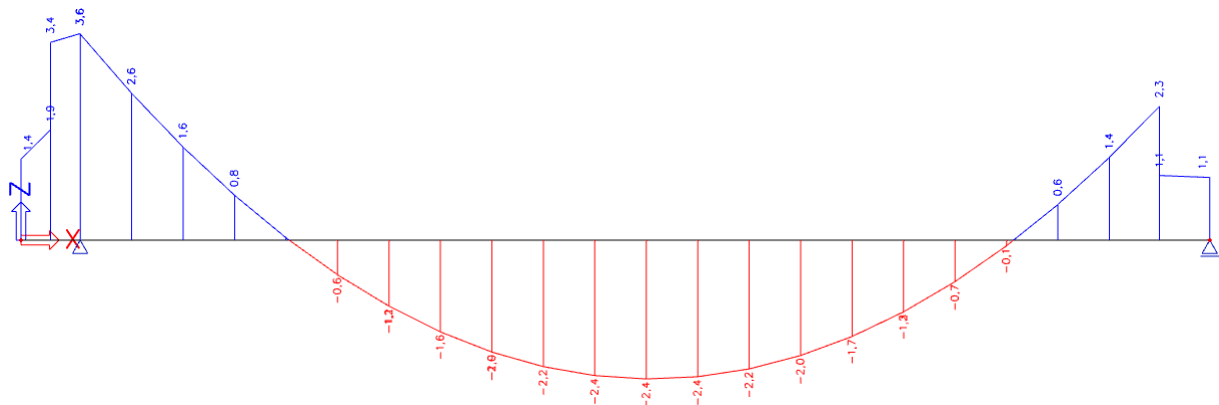
Pro druhý nosník jsou, pro úplnost, uvedeny stejné výsledky s posouzením, ale již bez komentáře. Předpětí je navrženo a posouzeno stejným způsobem jako nosník č.1.

13.5.1 T=30 dní (osazení nosníku)



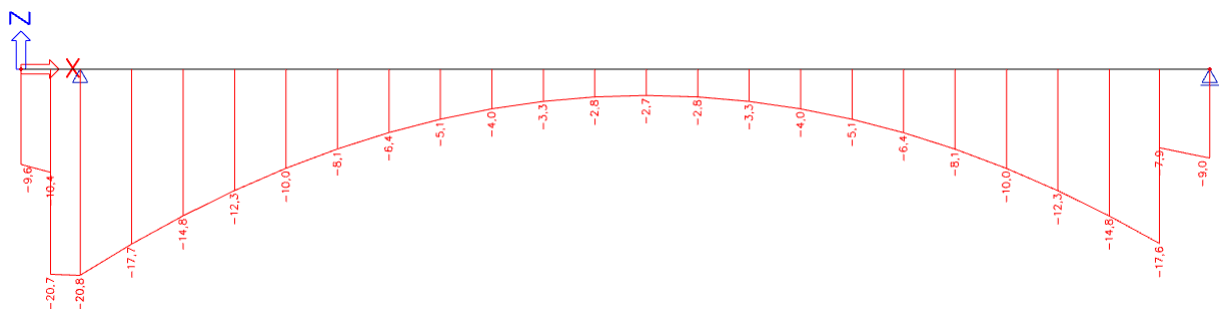
Obrázek 42: Charakteristická kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní

$$\sigma_{cc}^- = 66 \text{ MPa} > \sigma_{char}^- = 20,9 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



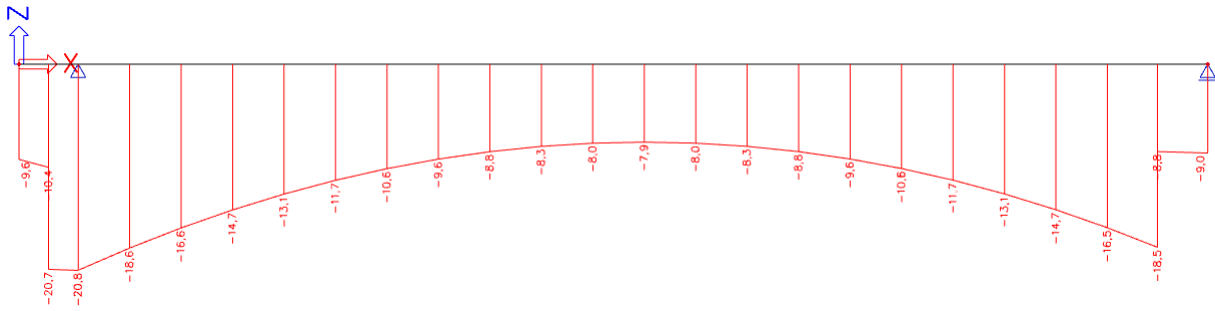
Obrázek 43: Charakteristická kombinace - horní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní

$$\sigma_{ct} = 8 \text{ MPa} > \sigma_{char}^+ = 3,6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Obrázek 44: Častá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní

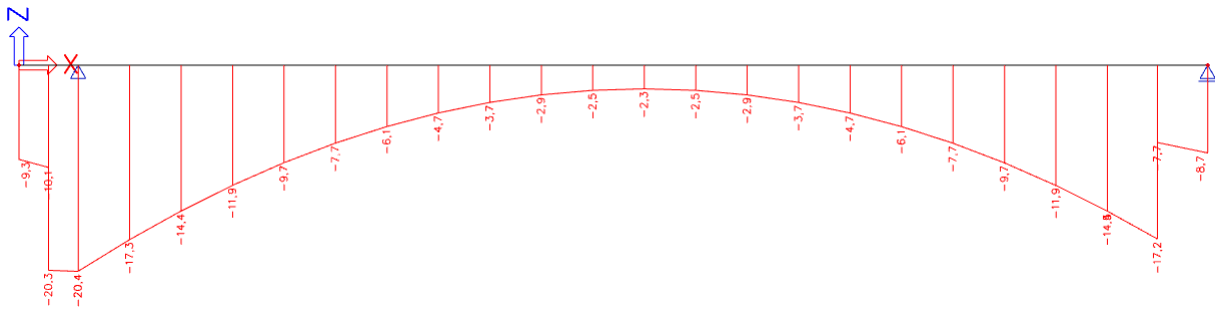
$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} > \sigma_{častá,d}^+ = -2,7 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Obrázek 45: Kvazistálá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní

$$\sigma_{cc} = 49,5 \text{ MPa} > \sigma_{kvazi}^- = 20,8 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

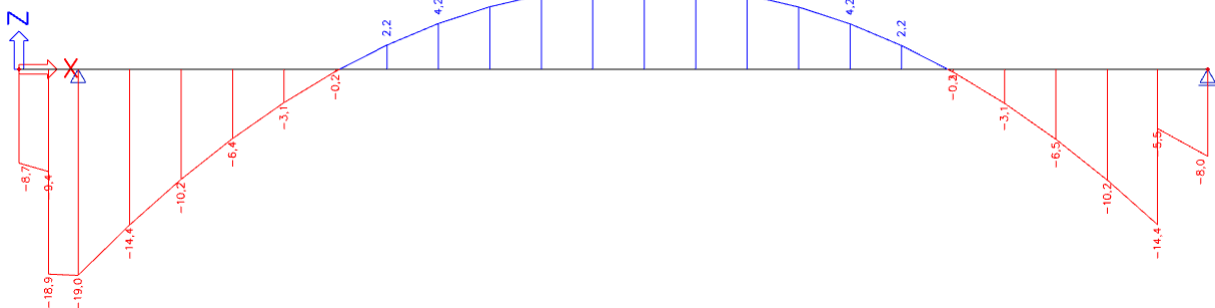
13.5.2 T=60 dní (uvedení do provozu)



Obrázek 46: Častá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=60 dní

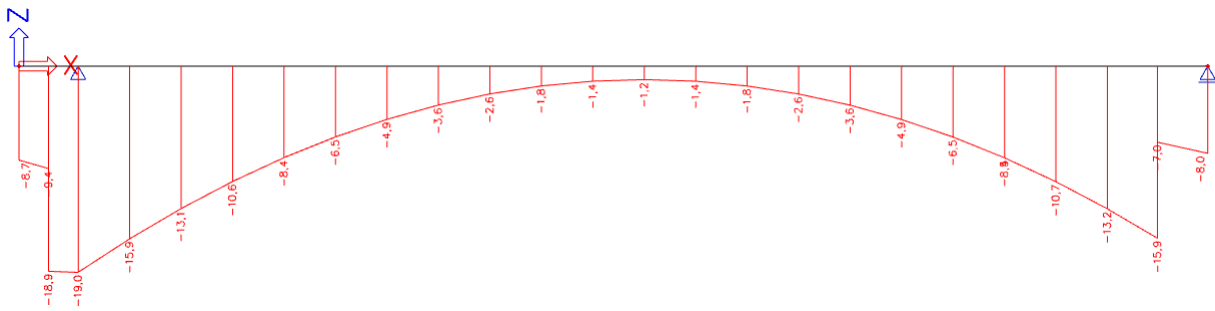
$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} > \sigma_{častá,d}^+ = -2,3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

13.5.3 T=36500 dní (konec životnosti)



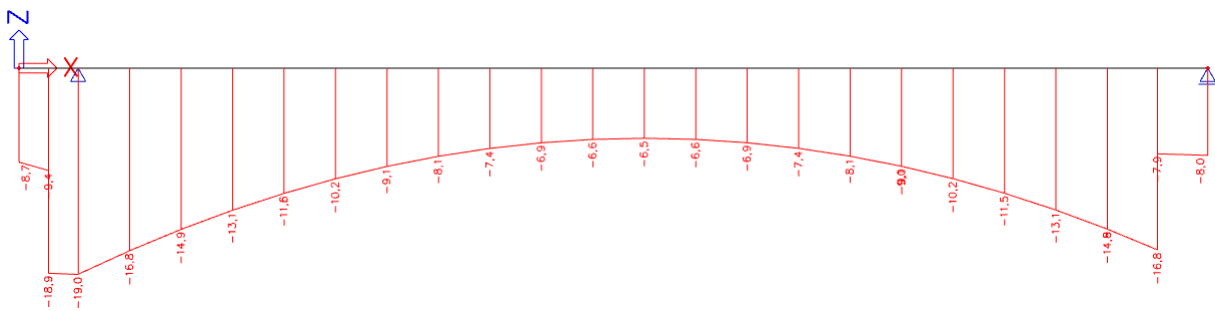
Obrázek 47: Charakteristická kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní

$$\sigma_{ct} = 8 \text{ MPa} > \sigma_{char}^+ = 7,8 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

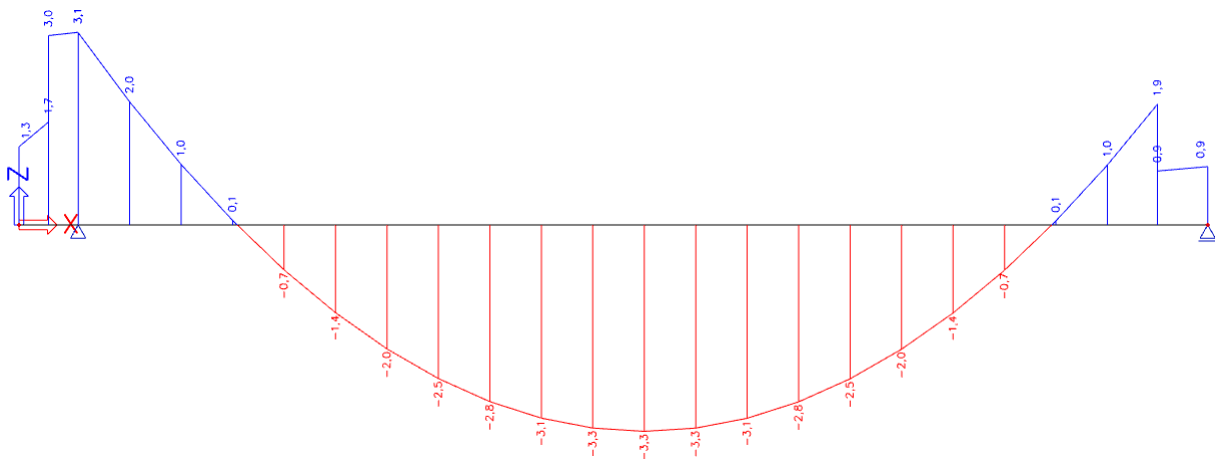


Obrázek 48: Častá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} > \sigma_{\text{častá,d}}^+ = -1, 2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



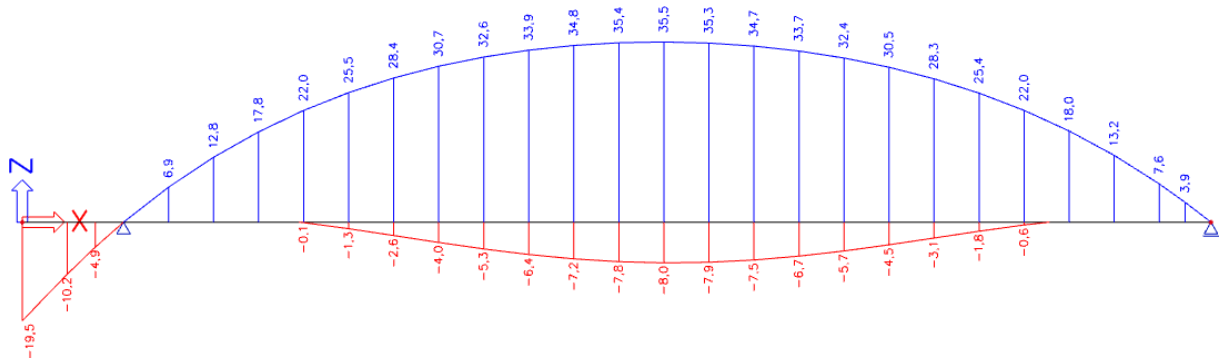
Obrázek 49: Kvazistálá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní



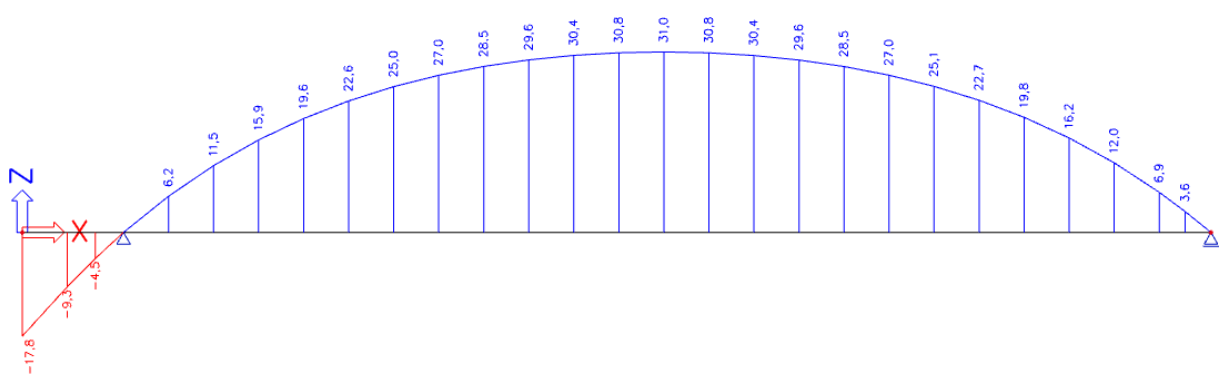
Obrázek 50: Kvazistálá kombinace - horní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní

13.6 Deformace nosné konstrukce - nosník č.2

13.6.1 T=30 dní (osazení nosníku)

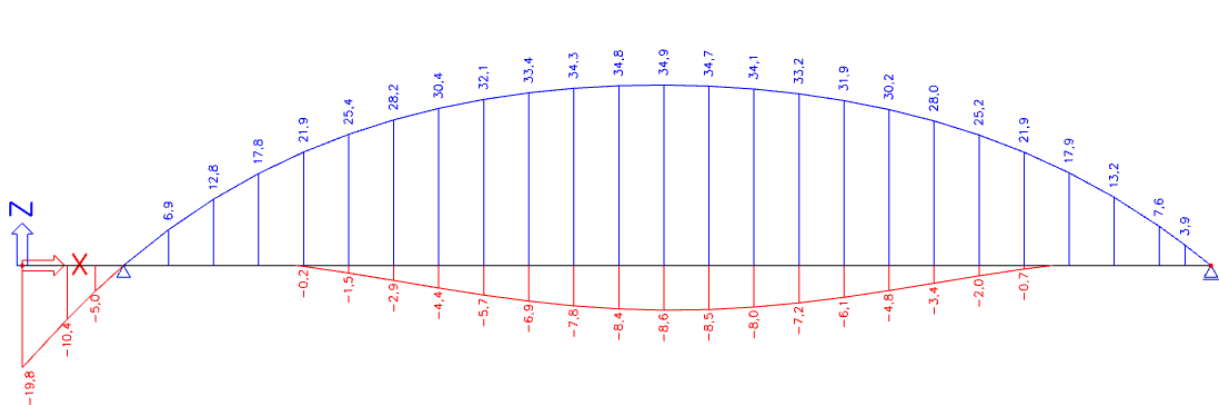


Obrázek 51: Charakteristická kombinace - deformace uz [mm] - T=30 dní

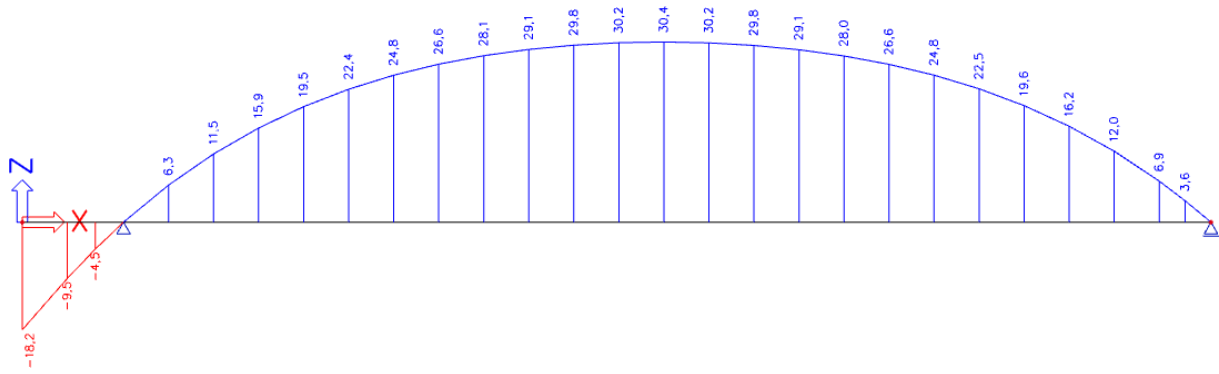


Obrázek 52: Kvazistálá kombinace - deformace uz [mm] - T=30 dní

13.6.2 T=60 dní (uvedení do provozu)

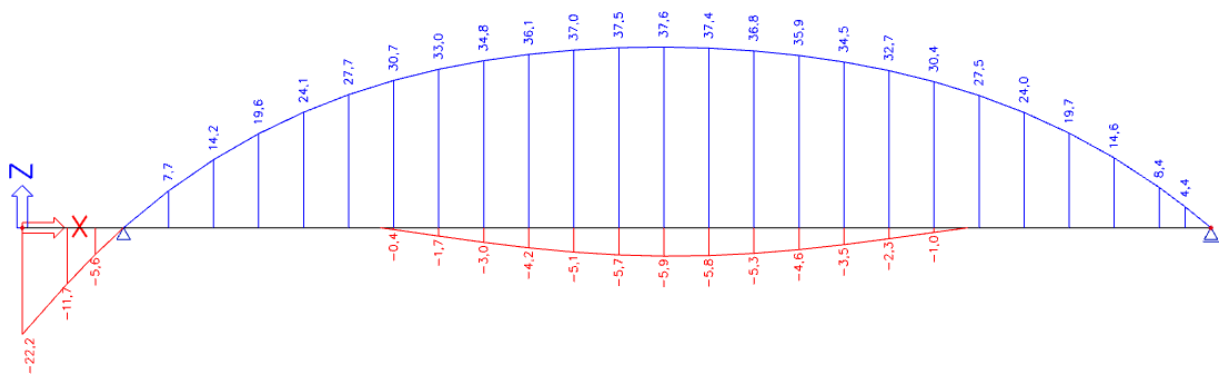


Obrázek 53: Charakteristická kombinace - deformace uz [mm] - T=60 dní

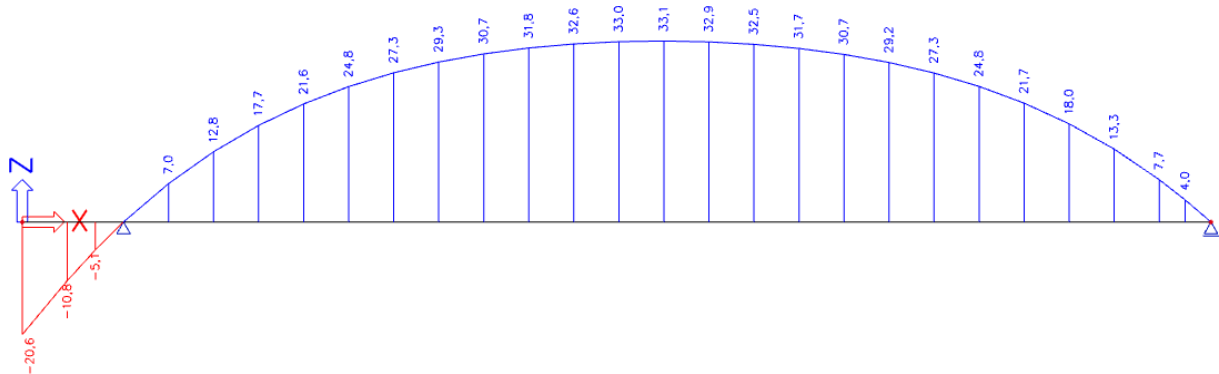


Obrázek 54: Kvazistálá kombinace - deformace uz [mm] - T=60 dní

13.6.3 T=36500 dní (konec životnosti)



Obrázek 55: Charakteristická kombinace - deformace uz [mm] - T=36500 dní



Obrázek 56: Kvazistálá kombinace - deformace uz [mm] - T=36500 dní

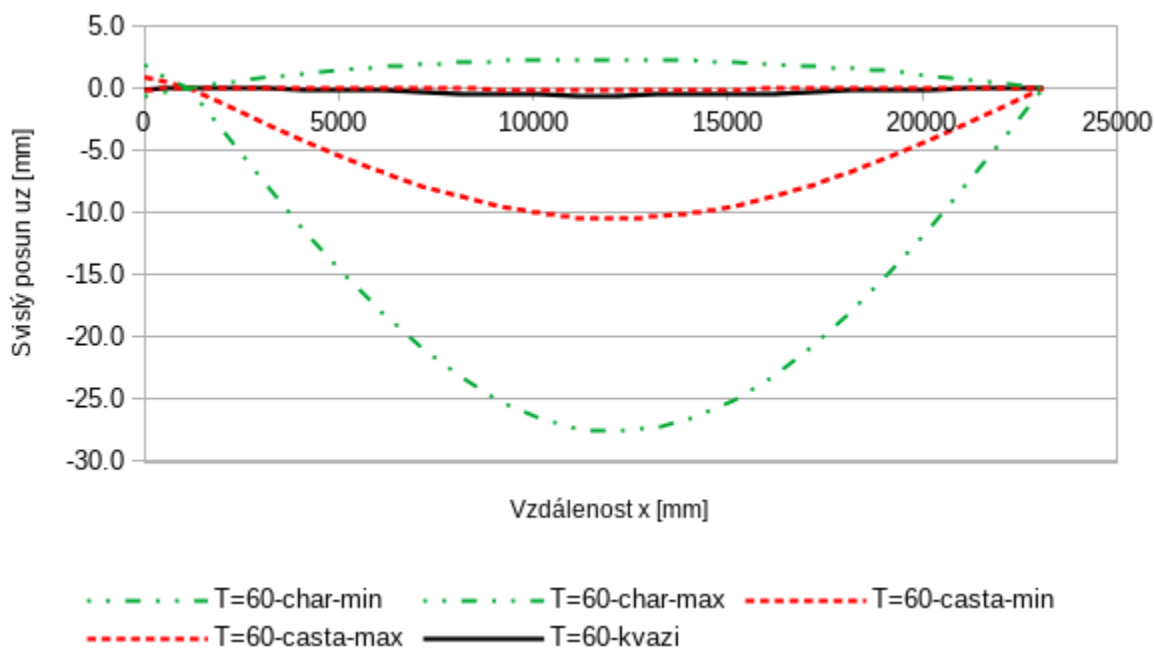
13.6.4 Rozbor posunů nosné konstrukce

Tabulka 11: Absolutní deformace nosníku č.2

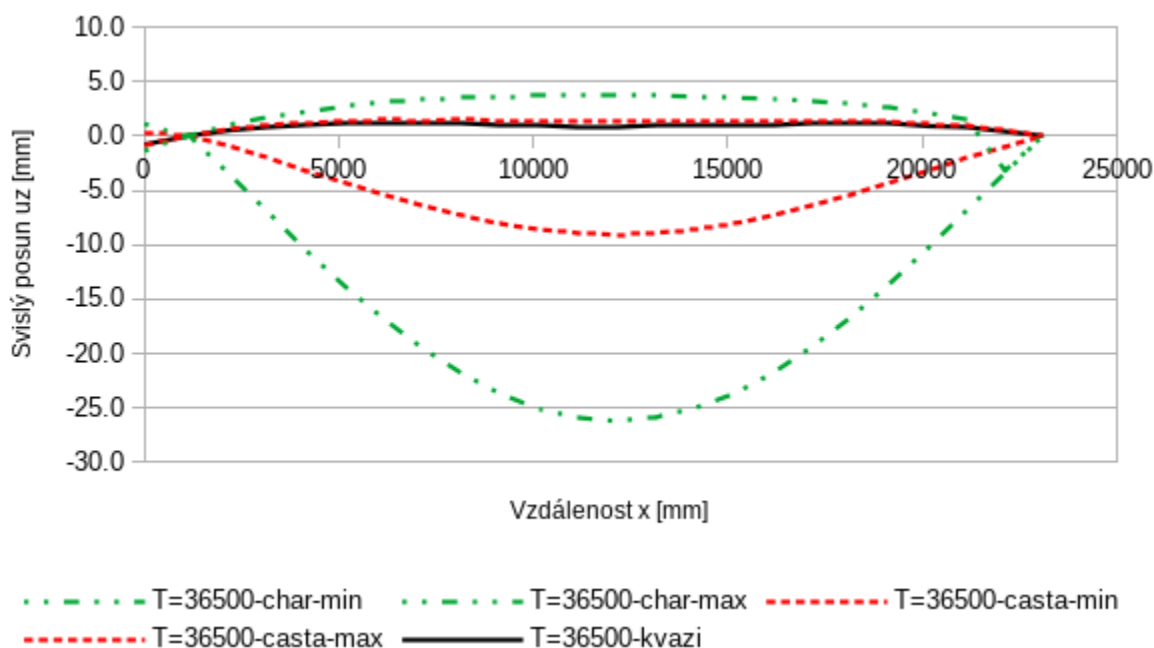
x	T=30 dní (osazení nosníku)						T=60 dní (uvvedení do provozu)						T=36500 dní (konec životnosti)					
	char		casta		kvazi		char		casta		kvazi		char		casta		kvazi	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
0	-3.8	-6.3	-4.8	-5.9	-5.8	-5.8	-3.9	-6.4	-4.9	-5.9	-5.9	-5.9	-4.7	-7.2	-5.6	-6.7	-6.6	-6.6
575	-1.9	-3.1	-2.2	-2.8	-2.8	-2.8	-2.0	-3.1	-2.3	-2.8	-2.8	-2.8	-2.3	-3.4	-2.6	-3.2	-3.2	-3.2
1150	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0.0	0	0.0	0.0	0.0
2150	0.2	4.6	2.7	4.2	4.1	4.1	0.2	4.6	2.7	4.2	4.1	4.1	0.7	5.1	3.2	4.7	4.6	4.6
3150	-0.3	8.4	4.7	7.6	7.5	7.5	-0.3	8.4	4.6	7.6	7.5	7.5	0.6	9.2	5.5	8.5	8.3	8.3
4150	-1.2	11.5	6.1	10.5	10.3	10.3	-1.3	11.5	6.0	10.4	10.2	10.2	-0.2	12.5	7.1	11.5	11.3	11.3
5150	-2.3	14.1	7.1	12.7	12.5	12.5	-2.5	14.0	6.9	12.6	12.3	12.3	-1.3	15.2	8.2	13.8	13.6	13.6
6150	-3.7	16.2	7.7	14.5	14.2	14.2	-3.9	16.0	7.4	14.3	14.0	14.0	-2.6	17.3	8.8	15.7	15.3	15.3
7150	-5.0	17.8	8.1	16.0	15.6	15.6	-5.3	17.5	7.7	15.6	15.3	15.3	-3.9	18.9	9.2	17.0	16.7	16.7
8150	-6.2	19.1	8.3	17.0	16.6	16.6	-6.6	18.7	7.9	16.6	16.2	16.2	-5.2	20.1	9.3	18.1	17.7	17.7
9150	-7.3	20.0	8.4	17.8	17.4	17.4	-7.8	19.6	7.9	17.3	16.9	16.9	-6.3	21.0	9.3	18.8	18.4	18.4
10150	-8.1	20.7	8.4	18.3	17.9	17.9	-8.6	20.1	7.9	17.8	17.4	17.4	-7.2	21.6	9.3	19.3	18.8	18.8
11150	-8.6	21.0	8.4	18.6	18.2	18.2	-9.2	20.5	7.8	18.1	17.6	17.6	-7.7	21.9	9.3	19.5	19.0	19.0
12150	-8.8	21.1	8.4	18.7	18.3	18.3	-9.3	20.5	7.8	18.2	17.7	17.7	-7.9	22.0	9.2	19.6	19.1	19.1
13150	-8.6	21.0	8.4	18.6	18.1	18.1	-9.2	20.4	7.8	18.0	17.6	17.6	-7.7	21.8	9.2	19.5	19.0	19.0
14150	-8.1	20.5	8.4	18.3	17.8	17.8	-8.6	20.0	7.8	17.7	17.3	17.3	-7.2	21.4	9.2	19.2	18.7	18.7
15150	-7.3	19.8	8.3	17.7	17.3	17.3	-7.8	19.4	7.8	17.2	16.8	16.8	-6.4	20.8	9.2	18.7	18.2	18.2
16150	-6.3	18.9	8.2	16.9	16.5	16.5	-6.7	18.4	7.8	16.5	16.1	16.1	-5.3	19.9	9.2	17.9	17.5	17.5
17150	-5.0	7.5	7.9	15.8	15.4	15.4	-5.4	17.2	7.6	15.4	15.1	15.1	-4.0	18.6	9.0	16.8	16.5	16.5
18150	-3.7	15.9	7.5	14.3	14.0	14.0	-4.0	15.6	7.3	14.1	13.8	13.8	-2.7	16.9	8.6	15.4	15.1	15.1
19150	-2.4	13.7	6.9	12.5	12.2	12.2	-2.6	13.6	6.7	12.3	12.1	12.1	-1.4	14.8	7.9	13.5	13.3	13.3
20150	-1.3	11.1	5.9	10.2	10.0	10.0	-1.4	11.0	5.8	10.1	9.9	9.9	-0.3	12.1	6.8	11.1	10.9	10.9
21150	-0.4	8.0	4.4	7.3	7.2	7.2	-0.4	7.9	4.4	7.3	7.2	7.2	0.4	8.7	5.2	8.1	8.0	8.0
22125	0.0	4.3	2.5	3.9	3.9	3.9	0.0	4.3	2.5	3.9	3.9	3.9	0.5	0.7	2.9	4.4	4.3	4.3
23100	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
min	-8.8	-6.3	-4.8	-5.9	-5.8	-5.8	-9.3	-6.4	-4.9	-5.9	-5.9	-5.9	-7.9	-7.2	-5.6	-6.7	-6.6	-6.6
max	0.2	21.1	8.4	18.7	18.3	18.3	0.2	20.5	7.9	18.2	17.7	17.7	0.7	22.0	9.3	19.6	19.1	19.1

Tabulka 12: Relativní deformace nosníku č.2

x	T=30 dní (osazení nosníku)						T=60 dní (uvvedení do provozu)						T=36500 dní (konec životnosti)					
	char		casta		kvazi		char		casta		kvazi		char		casta		kvazi	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
0	2.0	-0.5	1.0	-0.1	0.0	0.0	1.9	-0.6	0.9	-0.1	-0.1	-0.1	1.1	-1.4	0.2	-0.9	-0.8	-0.8
575	0.9	-0.3	0.6	0.0	0.0	0.0	0.8	-0.3	0.5	0.0	0.0	0.0	0.5	-0.6	0.2	-0.4	-0.4	-0.4
1150	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2150	-3.9	0.5	-1.4	0.1	0.0	0.0	-3.9	0.5	-1.4	0.1	0.0	0.0	-3.4	1.0	-0.9	0.6	0.5	0.5
3150	-7.8	0.9	-2.8	0.1	0.0	0.0	-7.8	0.9	-2.9	0.1	0.0	0.0	-6.9	1.7	-2.0	1.0	0.8	0.8
4150	-11.5	1.2	-4.2	0.2	0.0	0.0	-11.6	1.2	-4.3	0.1	-0.1	-0.1	-10.5	2.2	-3.2	1.2	1.0	1.0
5150	-14.8	1.6	-5.4	0.2	0.0	0.0	-15.0	1.5	-5.6	0.1	-0.2	-0.2	-13.8	2.7	-4.3	1.3	1.1	1.1
6150	-17.9	2.0	-6.5	0.3	0.0	0.0	-18.1	1.8	-6.8	0.1	-0.2	-0.2	-16.8	3.1	-5.4	1.5	1.1	1.1
7150	-20.6	2.2	-7.5	0.4	0.0	0.0	-20.9	1.9	-7.9	0.0	-0.3	-0.3	-19.5	3.3	-6.4	1.4	1.1	1.1
8150	-22.8	2.5	-8.3	0.4	0.0	0.0	-23.2	2.1	-8.7	0.0	-0.4	-0.4	-21.8	3.5	-7.3	1.5	1.1	1.1
9150	-24.7	2.6	-9.0	0.4	0.0	0.0	-25.2	2.2	-9.5	-0.1	-0.5	-0.5	-23.7	3.6	-8.1	1.4	1.0	1.0
10150	-26.0	2.8	-9.5	0.4	0.0	0.0	-26.5	2.2	-10.0	-0.1	-0.5	-0.5	-25.1	3.7	-8.6	1.4	0.9	0.9
11150	-26.8	2.8	-9.8	0.4	0.0	0.0	-27.4	2.3	-10.4	-0.1	-0.6	-0.6	-25.9	3.7	-8.9	1.3	0.8	0.8
12150	-27.1	2.8	-9.9	0.4	0.0	0.0	-27.6	2.2	-10.5	-0.1	-0.6	-0.6	-26.2	3.7	-9.1	1.3	0.8	0.8
13150	-26.7	2.9	-9.7	0.5	0.0	0.0	-27.3	2.3	-10.3	-0.1	-0.5	-0.5	-25.8	3.7	-8.9	1.4	0.9	0.9
14150	-25.9	2.7	-9.4	0.5	0.0	0.0	-26.4	2.2	-10.0	-0.1	-0.5	-0.5	-25.0	3.6	-8.6	1.4	0.9	0.9
15150	-24.6	2.5	-9.0	0.4	0.0	0.0	-25.1	2.1	-9.5	-0.1	-0.5	-0.5	-23.7	3.5	-8.1	1.4	0.9	0.9
16150	-22.8	2.4	-8.3	0.4	0.0	0.0	-23.2	1.9	-8.7	0.0	-0.4	-0.4	-21.8	3.4	-7.3	1.4	1.0	1.0
17150	-20.4	-7.9	-7.5	0.4	0.0	0.0	-20.8	1.8	-7.8	0.0	-0.3	-0.3	-19.4	3.2	-6.4	1.4	1.1	1.1
18150	-17.7	1.9	-6.5	0.3	0.0	0.0	-18.0	1.6	-6.7	0.1	-0.2	-0.2	-16.7	2.9	-5.4	1.4	1.1	1.1
19150	-14.6	1.5	-5.3	0.3	0.0	0.0	-14.8	1.4	-5.5	0.1	-0.1	-0.1	-13.6	2.6	-4.3	1.3	1.1	1.1
20150	-11.3	1.1	-4.1	0.2	0.0	0.0	-11.4	1.0	-4.2	0.1	-0.1	-0.1	-10.3	2.1	-3.2	1.1	0.9	0.9
21150	-7.6	0.8	-2.8	0.1	0.0	0.0	-7.6	0.7	-2.8	0.1	0.0	0.0	-6.8	1.5	-2.0	0.9	0.8	0.8
22125	-3.9	0.4	-1.4	0.0	0.0	0.0	-3.9	0.4	-1.4	0.0	0.0	0.0	-3.4	-3.2	-1.0	0.5	0.4	0.4
23100	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
min	-27.1	-7.9	-9.9	-0.1	0.0	0.0	-27.6	-0.6	-10.5	-0.1	-0.6	-0.6	-26.2	-3.2	-9.1	-0.9	-0.8	-0.8
max	2.0	2.9	1.0	0.5	0.0	0.0	1.9	2.3	0.9	0.1	0.0	0.0	1.1	3.7	0.2	1.5	1.1	1.1



Obrázek 57: Relativní posuny při uvedení do provozu - T=60 dní



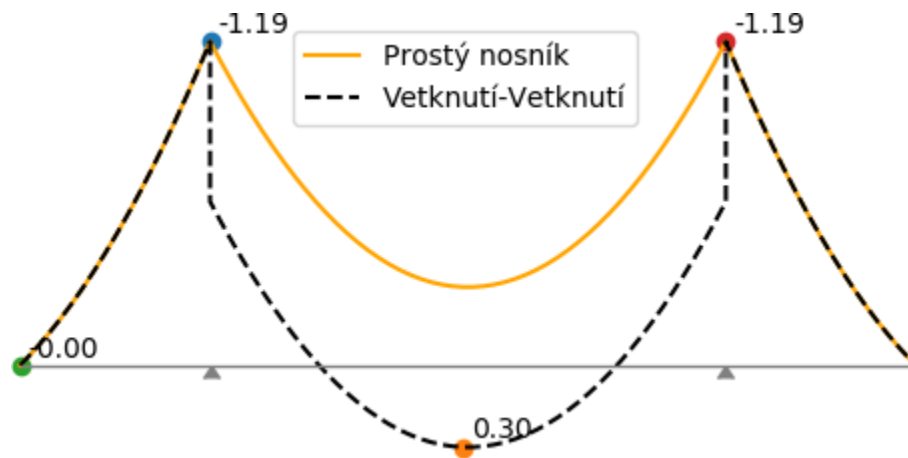
Obrázek 58: Relativní posuny na konci životnosti - T=36500 dní

14 Posouzení v příčném směru

V příčném směru se konstrukce uvažuje jako desková. Žebra mají funkci podpor. Pro stálé zatížení byl průřez posouzen pro model vetknutých desek se stýněnkami v místech žeber. Pro zatížení od dopravy byl použit model prostého nosníku s převislými a byla určena poloha zatížení vyvolující největší vnitřní síly.

14.1 Stálé zatížení

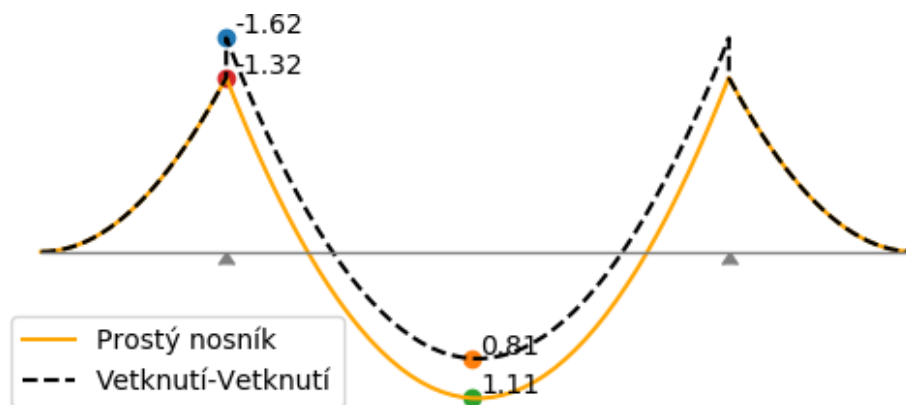
Pro stálé zatížení byla konstrukce zatížena vlastní tíhou desky a ostatním stálým zatížením.



Obrázek 59: Průběh ohybového momentu M [kNm] v příčném směru od stálého zatížení

Z průběhu ohybového momentu je patrné, že větší hodnoty v kritických průřezích (nad podporou, uprostřed rozpětí) vyvoluje model vetknutí-vetknutí. Pokud by se jednalo o průřez z betonu běžných pevností, tak poměr momentů by byl odlišný. Betonová deska by byla odhadem 2x až 3x objemější a vliv od zábradlí nebyl tak rozhodující.

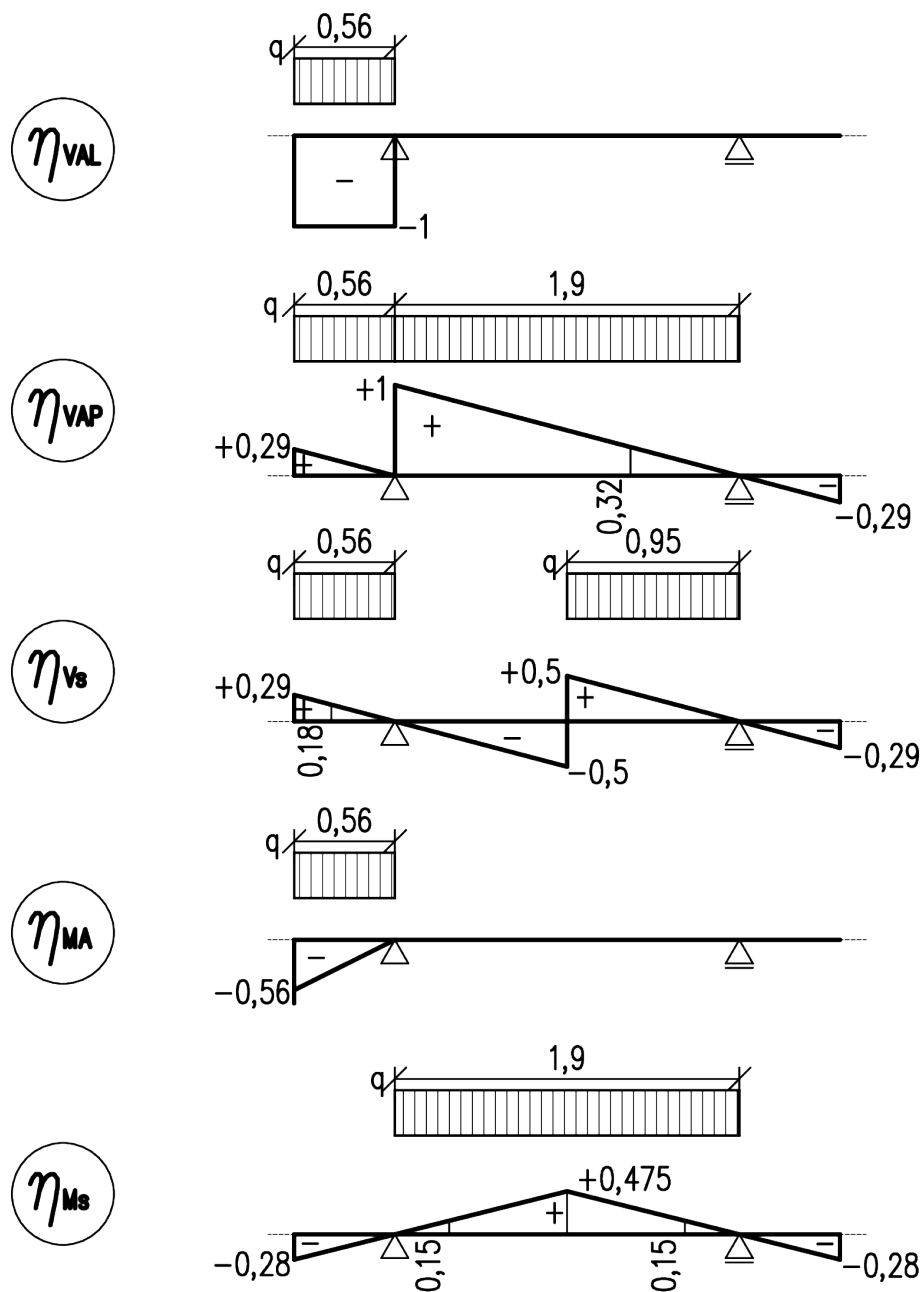
Je to patrné z následujícího rozložení momentů. Model byl doplněn rovnoměrným zatížením o velikosti $5 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ v celé šířce.



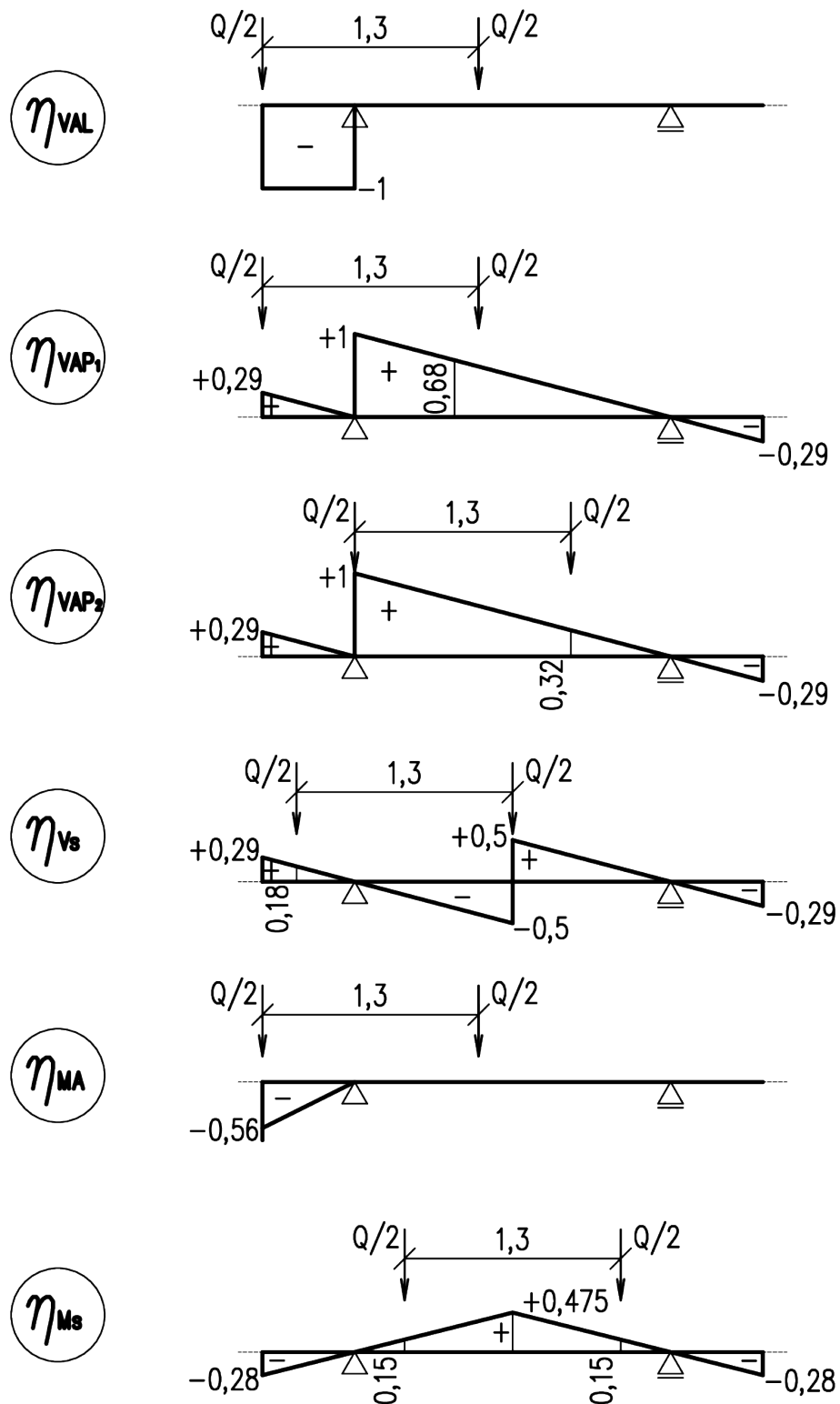
Obrázek 60: Průběh ohybového momentu M [kNm] v příčném směru od celkového zatížení

14.2 Proměnné zatížení

Pro proměnné zatížení je volen model prostého nosníku s převislými konci. Proměnné zatížení není vázané svou polohou a lze tak uvažovat pouze nepříznivě působící vlivy zatížení.



Obrázek 61: Příčinnkové čáry a jejich zatížení pro spojitě zatížení



Obrázek 62: Příčinkové čáry a jejich zatížení pro obslužné vozidlo

Spojité zatížení

$$V_A^L = \overline{-1} \cdot 0,56 \cdot f = \overline{-1} \cdot 0,56 \cdot 5 = -2,80 \text{ kN}$$

$$V_A^P = \overline{0,29} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,56 \cdot q + \overline{1} \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,9 \cdot q = \overline{0,29} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,56 \cdot 5 + \overline{1} \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,9 \cdot 5 = 5,16 \text{ kN}$$

$$V_s = \overline{0,29} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,56 \cdot q + \overline{0,5} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1,9}{2} \cdot q = \overline{0,29} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,56 \cdot 5 + \overline{0,5} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1,9}{2} \cdot 5 = 1,59 \text{ kN}$$

$$M_A = \overline{-0,56} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,56 \cdot q = \overline{-0,56} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,56 \cdot 5 = -0,78 \text{ kNm}$$

$$M_s = 2 \cdot \left(\overline{0,475} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1,9}{2} \right) \cdot q = 2 \cdot \left(\overline{0,475} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1,9}{2} \right) \cdot 5 = 2,26 \text{ kNm}$$

Obslužné vozidlo

$$V_A^L = \overline{-1} \cdot \frac{Q}{2} = \overline{-1} \cdot \frac{23,33}{2} = -11,67 \text{ kN}$$

$$V_A^{P(1)} = (\overline{0,32} + \overline{1}) \cdot \frac{Q}{2} = (\overline{1} + \overline{0,32}) \cdot \frac{23,33}{2} = 15,40 \text{ kN}$$

$$V_A^{P(2)} = (\overline{0,37} + \overline{0,74}) \cdot \frac{Q}{2} = (\overline{0,37} + \overline{0,74}) \cdot \frac{23,33}{2} = 12,95 \text{ kN}$$

$$V_s = (\overline{0,5} + \overline{0,19}) \cdot \frac{Q}{2} = (\overline{0,5} + \overline{0,19}) \cdot \frac{23,33}{2} = 8,05 \text{ kN}$$

$$M_A = \overline{-0,56} \cdot \frac{Q}{2} = \overline{-0,56} \cdot \frac{23,33}{2} = -6,53 \text{ kNm}$$

$$M_s = 2 \cdot \overline{0,15} \cdot \frac{Q}{2} = 2 \cdot \overline{0,15} \cdot \frac{23,33}{2} = 3,50 \text{ kNm}$$

Zatížení bylo vyčísleno a pro posouvající sílu i pro ohybový moment je rozhodující zatížení od obslužného vozidla. Pro obě veličiny je hodnota od zatížení chodci q přibližně třikrát nižší než pro obslužné vozidlo Q .

$$V_q = \max\{V_A^L; V_A^P; V_s\} = \max\{3,50; 5,40; 1,84\} = 5,40 \text{ kN}$$

$$M_q = \max\{M_A; M_s\} = \max\{1,23; 2,26\} = 2,26 \text{ kNm} \quad \text{rozhodující moment v poli}$$

$$V_Q = \max\{V_A^L; V_A^{P(1)}; V_A^{P(2)}; V_s\} = \max\{11,67; 15,40; 12,95; 8,05\} = 15,40 \text{ kN}$$

$$M_Q = \max\{M_A; M_s\} = \max\{6,53; 3,50\} = 6,53 \text{ kNm}$$

rozhodující nadpodporový moment

$$V_{Ek} = \max\{V_q; V_Q\} = \max\{5,40; 15,40\} = 15,40 \text{ kN}$$

rozhodující posouvající síla od obslužného vozidla

$$M_{Ek} = \max\{M_q; M_Q\} = \max\{2,26; 6,53\} = 6,53 \text{ kNm}$$

rozhodující nadpodporový moment od obslužného vozidla

14.3 Kombinace zatížení

Pro častou kombinaci zatížení je vyčíslen moment od rovnoměrného zatížení chodci, kombinační součinitel pro obslužné vozidlo je roven nule (*11 Kombinace zatížení*).

$$V_{6.10b} = 1,15 \cdot V_g + 1,35 \cdot V_Q = 1,15 \cdot 2,4 + 1,35 \cdot 15,40 = 23,55 \text{ kNm}$$

$$M_{6.10b} = 1,15 \cdot M_g + 1,35 \cdot M_Q = 1,15 \cdot 1,19 + 1,35 \cdot 6,53 = 12,40 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{char},Q} = 1,0 \cdot 1,19 + 1,0 \cdot 6,53 = 7,72 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{častá},q} = 1,0 \cdot 1,19 + 0,4 \cdot 2,26 = 2,09 \text{ kNm}$$

14.4 Ohybová únosnost průřezu

Vzdorující šířka Vzporující šířka byla určena vztahy z ČSN 73 6214 [10].

$$b_{\text{pole}} = b_1 + \frac{1}{3} \cdot L \quad \text{břemeno mezi podporami}$$

$$b_{\text{konzola}} = b_1 + \frac{2}{3} \cdot x \quad \text{břemeno na konzole}$$

$$L = 1,9 \text{ m} \quad \text{rozpětí desky}$$

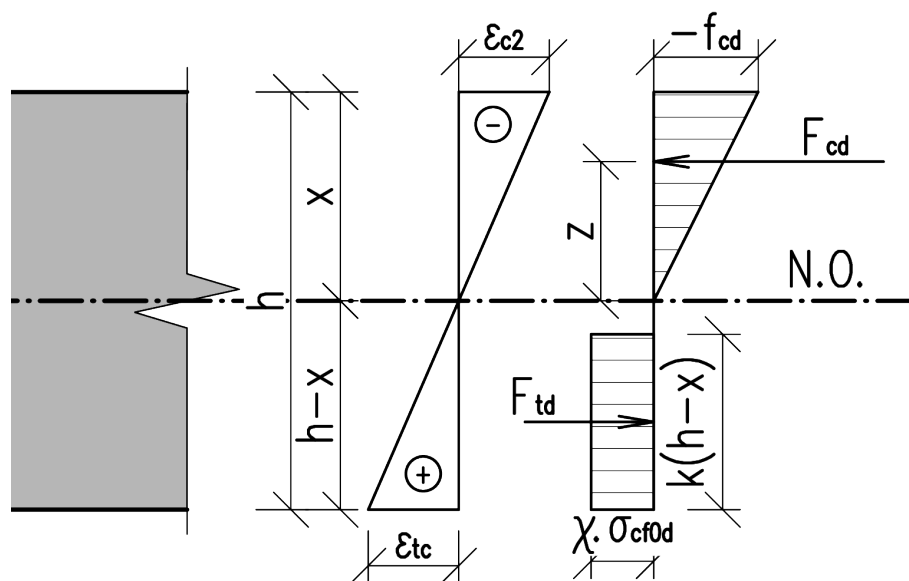
$$b_1 = 2 \cdot (h \cdot (\tan 45^\circ)) + 0,2 = 2 \cdot (0,08 \cdot 1) + 0,2 = 0,36 \text{ m} \quad \text{roznášecí šířka}$$

$$x = 0,56 \text{ m} \quad \text{vzdálenost břemene od bližší podpory na konzole}$$

$$b_{\text{pole}} = 0,36 + \frac{1}{3} \cdot 1,9 = 0,99 \text{ m}$$

$$b_{\text{konzola}} = 0,36 + \frac{2}{3} \cdot 0,56 = 0,73 \text{ m}$$

Mezní stav únosnosti Pro betony UHPC se dle předpisu *Metodika pro navrhování prvků z UHPC* [13] musí uvažovat i s tahovou větví betonu. Proto je rozdělení sil od betonu následující



Obrázek 63: Pracovní diagram průřezu pro UHPC dle [13]

Vyztužená konzola Pro výpočet je ještě uvažována svařovaná síť z betonářské výztuže Ø8 mm s oky 100x100, umístěná ve středu výšky. Pro betonářskou výztuž se uvažuje „standardní“ působení proti tlačnému betonu a za mezí kluzu.

Jako účinnost rozptýlené výztuže σ_{cf0d} je vzata hodnota pro lokální posouzení od krátkodobého zatížení.

$$\chi = 0,9 \quad \text{součinitel, dle [13]}$$

$$k = 0,9 \quad \text{součinitel, dle [13]}$$

$$h = 80 \text{ mm} \quad \text{výška průřezu}$$

$$b = 730 \text{ mm} \quad \text{vzdorující šířka}$$

$$f_{cd} = 69,26 \text{ MPa} \quad \text{návrhová pevnost v tlaku}$$

$$\sigma_{cf0d} = 10,7 \text{ MPa} \quad \text{účinnost rozptýlene výztuže}$$

$$\left. \begin{aligned} F_{cd} &= \frac{1}{2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \\ F_{td} &= \chi \cdot \sigma_{cf0d} \cdot k \cdot (h - x) \cdot b \\ F_{sd} &= A_s \cdot f_{yd} = 366,94 \cdot 434,78 = 159538,27 \text{ N} \\ F_{cd} &= F_{td} + F_{sd} \end{aligned} \right\} \Rightarrow x$$

$$x = \frac{\chi \cdot k \cdot \sigma_{cf0d} \cdot h}{\frac{1}{2} \cdot f_{cd} + \chi \cdot k \cdot \sigma_{cf0d}} = \frac{0,9 \cdot 0,9 \cdot 10,7 \cdot 80}{\frac{1}{2} \cdot 69,26 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 10,7} = 21,06 \text{ mm} \quad \text{poloha N.O.}$$

$$F_{cd} = \frac{1}{2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = \frac{1}{2} \cdot 69,26 \cdot 730 \cdot 21,06 = 532436 \text{ N} \quad \text{síla v tlačném betonu}$$

$$F_{td} = \chi \cdot \sigma_{cf0d} \cdot k \cdot (h - x) \cdot b = 0,9 \cdot 10,7 \cdot 0,9 \cdot (80 - 21,06) \cdot 730 = 372898 \text{ N} \quad \text{síla v taženém betonu}$$

$$F_{sd} = A_s \cdot f_{yd} = 366,94 \cdot 434,78 = 159538 \text{ N} \quad \text{síla ve výztuži}$$

$$r_c = \frac{2}{3} \cdot x = \frac{2}{3} \cdot 21,06 = 14,0 \text{ mm} \quad \text{rameno tlačného betonu}$$

$$h_t = k \cdot (h - x) = 0,9 \cdot (80 - 21,06) = 53,04 \text{ mm} \quad \text{výška taženého betonu}$$

$$\Delta h = (h - x) - h_t = (80 - 21,06) - 53 = 5,89 \text{ mm} \quad \text{vzdálenost taženého betonu od N.O.}$$

$$r_t = \frac{h_t}{2} + \Delta h = \frac{53}{2} + 5,89 = 32 \text{ mm} \quad \text{rameno taženého betonu}$$

$$r_s = h - x = \frac{80}{2} - 21,06 = 18,94 \text{ mm} \quad \text{rameno betonářské výztuže}$$

$$M_{Rd} = F_{cd} \cdot r_c + F_{td} \cdot r_t + F_{sd} \cdot r_s =$$

$$= 532436 \cdot 14,04 + 372898 \cdot 32,42 + 159538,27 \cdot 18,94 = 22585266 \text{ Nmm}$$

$$M_{Rd} = 22,59 \text{ kNm} \quad \text{moment únosnosti}$$

$$\boxed{M_{Rd} = 22,56 \text{ MPa} > M_{Ed} = 12,40 \text{ MPa} \implies \text{VYHOVUJE}}$$

Nevyztužená konzola obdobným způsobem je posouzen i průřez bez betonářské výztuže. Proti tlačnému betonu působí pouze tažený beton.

$$\chi = 0,9 \quad \text{součinitel, dle [13]}$$

$$k = 0,9 \quad \text{součinitel, dle [13]}$$

$$h = 80 \text{ mm} \quad \text{výška průřezu}$$

$$b = 730 \text{ mm} \quad \text{vzdorující šířka}$$

$$f_{cd} = 69,26 \text{ MPa} \quad \text{návrhova pevnost v tlaku}$$

$$\sigma_{cf0d} = 10,7 \text{ MPa} \quad \text{účinnost rozptýlene výztuže}$$

$$\left. \begin{aligned} F_{cd} &= \frac{1}{2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \\ F_{td} &= \chi \cdot \sigma_{cf0d} \cdot k \cdot (h-x) \cdot b \\ F_{cd} &= F_{td} \end{aligned} \right\} \Rightarrow x$$

$$x = \frac{\chi \cdot k \cdot \sigma_{cf0d} \cdot h}{\frac{1}{2} \cdot f_{cd} + \chi \cdot k \cdot \sigma_{cf0d}} = \frac{0,9 \cdot 0,9 \cdot 10,7 \cdot 80}{\frac{1}{2} \cdot 69,26 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 10,7} = 16,01 \text{ mm} \quad \text{poloha N.O.}$$

$$F_{cd} = \frac{1}{2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = \frac{1}{2} \cdot 69,26 \cdot 730 \cdot 16,01 = 404833 \text{ N} \quad \text{síla v tlačném betonu}$$

$$F_{td} = \chi \cdot \sigma_{cf0d} \cdot k \cdot (h-x) \cdot b = 0,9 \cdot 10,7 \cdot 0,9 \cdot (80 - 16,01) \cdot 730 = 404833 \text{ N} \quad \text{síla v taženém betonu}$$

$$r_c = \frac{2}{3} \cdot x = \frac{2}{3} \cdot 16,01 = 10,7 \text{ mm} \quad \text{rameno tlačného betonu}$$

$$h_t = k \cdot (h-x) = 0,9 \cdot (80 - 16,01) = 57,59 \text{ mm} \quad \text{výška taženého betonu}$$

$$\Delta h = (h-x) - h_t = (80 - 16,01) - 57,59 = 6,40 \text{ mm} \quad \text{vzdálenost taženého betonu od N.O.}$$

$$r_t = \frac{h_t}{2} + \Delta h = \frac{57,59}{2} + 6,40 = 35 \text{ mm} \quad \text{rameno taženého betonu}$$

$$M_{Rd} = F_{cd} \cdot r_c + F_{td} \cdot r_t = 404833 \cdot 10,7 + 404833 \cdot 35 = 18569022 \text{ Nmm}$$

$$M_{Rd} = 18,57 \text{ kNm} \quad \text{moment únosnosti}$$

$$\boxed{M_{Rd} = 18,57 \text{ MPa} > M_{Ed} = 12,40 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}}$$

Rozdíl v poloze neutrální osy není tak výrazný, jak by se dalo očekávat. Betonářská výztuž vnáší do průřezu značnou sílu, ale na rozdíl od standardních betonových průřezů není únosnost průřezu získávána umístěním výztuže k taženým vláknům, ale výraznými materiálovými vlastnostmi. Výztuž je vzhledem k normálové ose blízko a malé rameno síly nevyvolává výrazný moment únosnosti.

14.5 Posouzení použitelnosti

Výpočet napětí

$$W = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 0,73 \cdot 0,08^2 = 0,78 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{\text{char.}} = \frac{M_{\text{char.,Q}}}{W} = \frac{7,72}{0,78 \cdot 10^{-3}} = \pm 9897 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{častá}} = \frac{M_{\text{častá,q}}}{W} = \frac{2,09}{0,78 \cdot 10^{-3}} = \pm 2679 \text{ kPa}$$

Mezní hodnoty napětí jsou určeny metodikou pro navrhování UHPC [13].

$$\sigma_{\text{cc,char.}} = 0,6 \cdot f_{\text{ck}} = 0,5 \cdot 110 = 66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ct,char.}} = 0,5 \cdot f_{\text{R1k}} = 0,5 \cdot 16 = 8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{cc,častá}} = 0,5 \cdot f_{\text{ck}} = 0,5 \cdot 110 = 55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ct,častá}} = 0,4 \cdot f_{\text{R1k}} = 0,4 \cdot 16 = 6,4 \text{ MPa}$$

Posouzení

$$\sigma_{\text{cc,char.}} = 66 \text{ MPa} > \sigma_{\text{char.}} = 9,9 \text{ MPa} \implies \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{\text{ct,char.}} = 8 \text{ MPa} < \sigma_{\text{char.}} = 9,9 \text{ MPa} \implies \text{NEVYHOVUJE}$$

Průřez nevyhovuje. Posudek je detailněji rozebrán v kapitole [14.7 Nevyhovující průřez](#).

$$\sigma_{\text{cc,častá}} = 55 \text{ MPa} > \sigma_{\text{častá}} = 2,7 \text{ MPa} \implies \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{\text{ct,častá}} = 6,4 \text{ MPa} > \sigma_{\text{častá}} = 2,7 \text{ MPa} \implies \text{VYHOVUJE}$$

14.6 Smyková únosnost

Smyková únosnost je posouzena na základě *Metodika pro navrhování prvků z UHPC* [13].

$$V_u = b_w \cdot h \cdot \cot \theta \cdot \sigma_{pf}$$

$$b_w = 0,83 \text{ m}$$

vzdorující šířka

$$h = 0,08 \text{ m}$$

výška průřezu

$$\cot \theta = 1$$

sklon diagonály ($1 \leq \cot \theta \leq 3$)

$$\sigma_{pf} = 0,5 \cdot f_{R1k} = 0,5 \cdot 16 = 8 \text{ MPa}$$

$$V_u = 0,83 \cdot 0,08 \cdot 1 \cdot 8000 = 531,2 \text{ kN}$$

$$V_u = 531,2 \text{ kN} > V_{6.10b} = 23,55 \text{ kN} \implies \text{VYHOVUJE}$$

14.7 Nevyhovující průřez

Průřez nevyhověl na posuzení na základě předpisu *Metodika pro navrhování prvků z UHPC* [13]. Metodika pracuje s mezní hodnotou již po vzniku trhliny f_{R1k} . Tahová pevnost je definována pevností tahu za ohybu.

Rozbor vztahu mezi příčným tahem a tahem z ohybu je rozebrán v kapitole *3.3.3 Pevnost v tahu*. Tahová výztuž dle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] navržena není. Číselným dosazením dostaneme hodnotu pro tahovou pevnost

$$f_{ctm} = \frac{f_{ctm,fl}}{1,45} = \frac{16}{1,45} = 11,0 \text{ MPa}$$

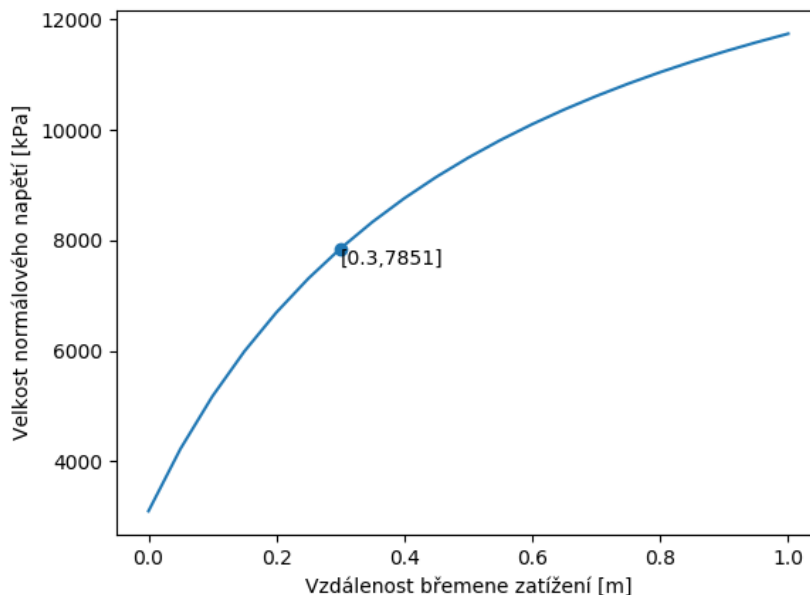
$$f_{ct,eff} = 11,0 \text{ MPa} > \sigma_c = 9,9 \text{ MPa} \implies \text{VYHOVUJE}$$

Posudek dle normy *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1* [7] vyhověl. Při předchozím nevyhovujícím posudku byl materiál výrazně redukován dvojnásobem. Poprvé na materiálové úrovni, kdy se nepřipouští zpevnění po vzniku trhliny. Druhá výrazná redukce proběhla při snížení na mezní hodnoty napětí. Pro charakteristickou kombinaci, redukce znamenala poloviční snížení pevnosti.

Závěrem by se dalo konstatovat, že průřez nevyhověl na mezní hodnoty metodiky [13], která popisuje tento speciální materiál. V tomto případě je ale nutné přihlídnout, že materiál není uvažován, tak jak metodika popisuje, ale ze zkušeností odvozených ze známých hodnot při realizaci, jsou hodnoty limitovány (viz *3.3.3 Pevnost v tahu*). Při použití platné ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] vyšetřovaný průřez vyhovuje. Omezení tohoto přepisu je v uvažovaných materiálech, jelikož nejvyšší třída betonu je C90/105 a s použitím rozptýlené výztuže se neuvažuje. Stále se ale jedná o jeden ze základních předpisů pro navrhování betonových konstrukcí a není možné jej neuvažovat.

Výpočet by bylo možné dále zpřesňovat, například lépe specifikovat uložení, zohlednit velikost náběhů žeber nebo upravit polohu působení síly od zatížení Q. Následující graf ukazuje závislost mezi vzdáleností působení břemene od uložení konzoly. Při snižování ramena zatížení se snižuje i velikost vzdorující šířky.

Z grafu je patrné, že další snížení ramene nemá smysl, jelikož vyhovujícího posudku je dosažena až při snížení na 0,3 m. Vyhodnocení bylo provedeno iterativně s délkou kroku 50 mm.



Obrázek 64: Závislost ramene zatížení na napětí

V neposlední řadě bych zmínil i experimentální zkoušky panelů mostovky, viz Holý [46]. Na UHPC panelech rozměrech 3,3 x 1,5 x 0,06 m s konzolovou částí 0,55 m byly naskládány pytle s pískem o celkové hmotnosti 1275 kg. Zatížení přibližně odpovídá síle od obslužného vozidla. Vyjádření ke konzolové části je následující

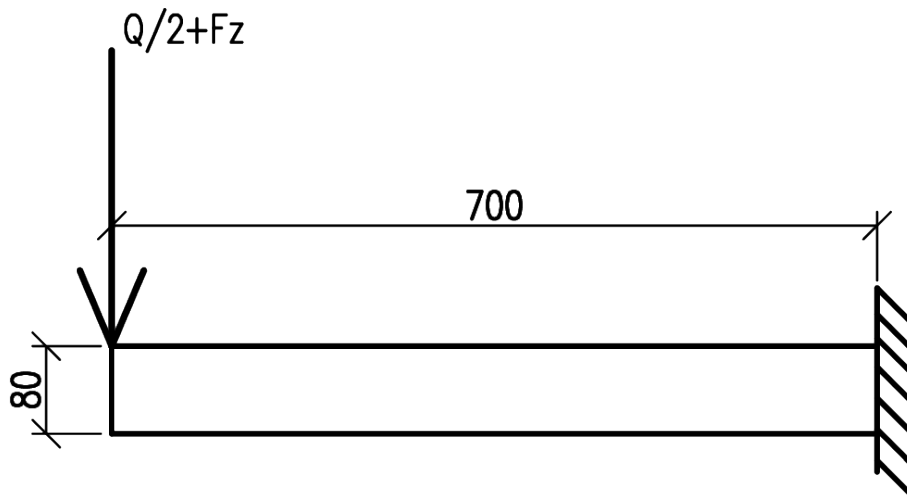
„Nebylo pozorováno žádné vizuálně porušení, naměřený průhyb byl trochu vyšší, než by odpovídala predikci z pružného výpočtu.“

Tato skutečnost potvrzuje, že průřez je schopen přenést zatížení a při správném nastavení vstupních parameterů lze vytvářet konstrukce a prvky, které ve srovnání s běžným betonem jsou naprosto mimořádné.

14.8 Výpočet pomocí softwaru

FreeCAD je parametrický modeler, s primárním zaměřením na mechnický návrh. Disponuje FEM modulem (MKP) pomocí kterého byla konstrukce analyzována. Software spadá pod licenci *free and open source FOSS* a je komunitně vytvářen. S tímto faktem byl software použit pouze jako kontrolní. Fungování FEM modulu bylo ověřeno na několika jednoduchých konstrukcích.

Deska byla modelována v délce 5 m. Zatížení od zábradlí $F_z = 1$ kN a od obslužného vozidla $Q/2 = 12$ kN. Vlastní tíha je vypočtena pomocí softwaru s objemovou tíhou 2500 kN/m³.

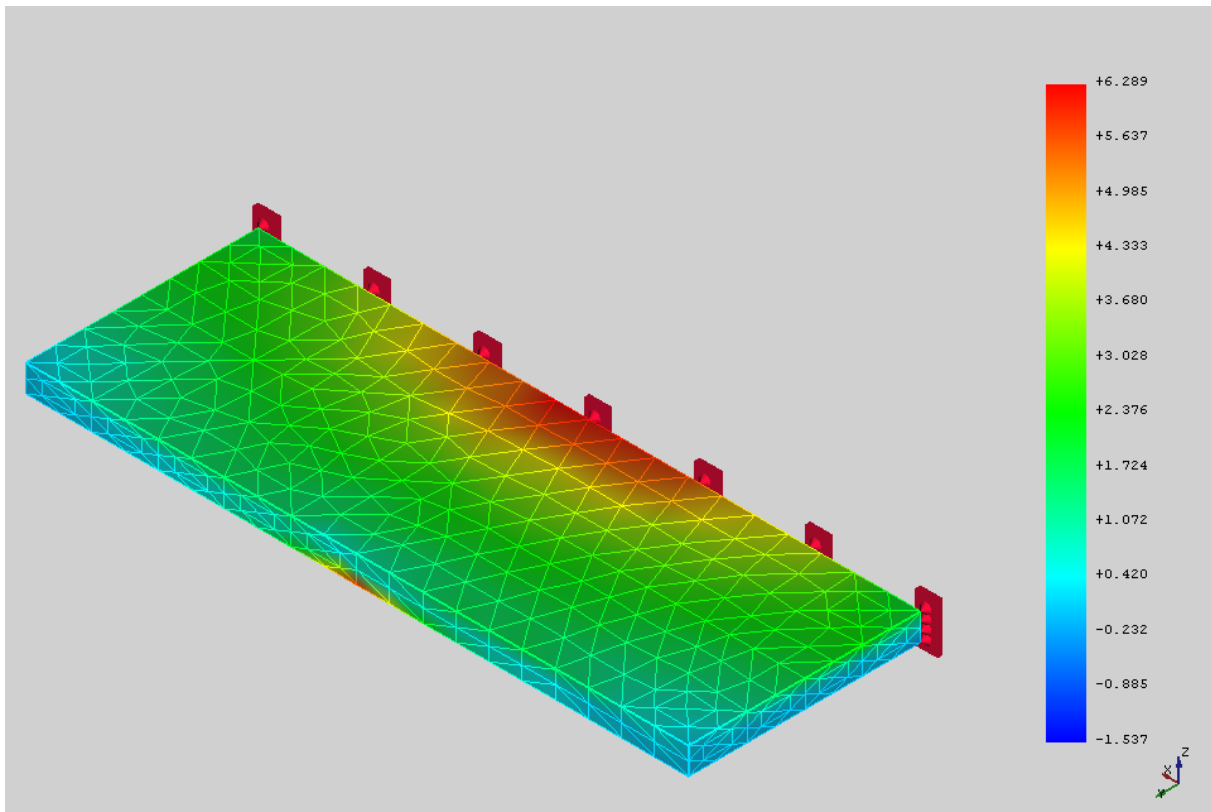


Obrázek 65: Vstupní schéma modelu MKP

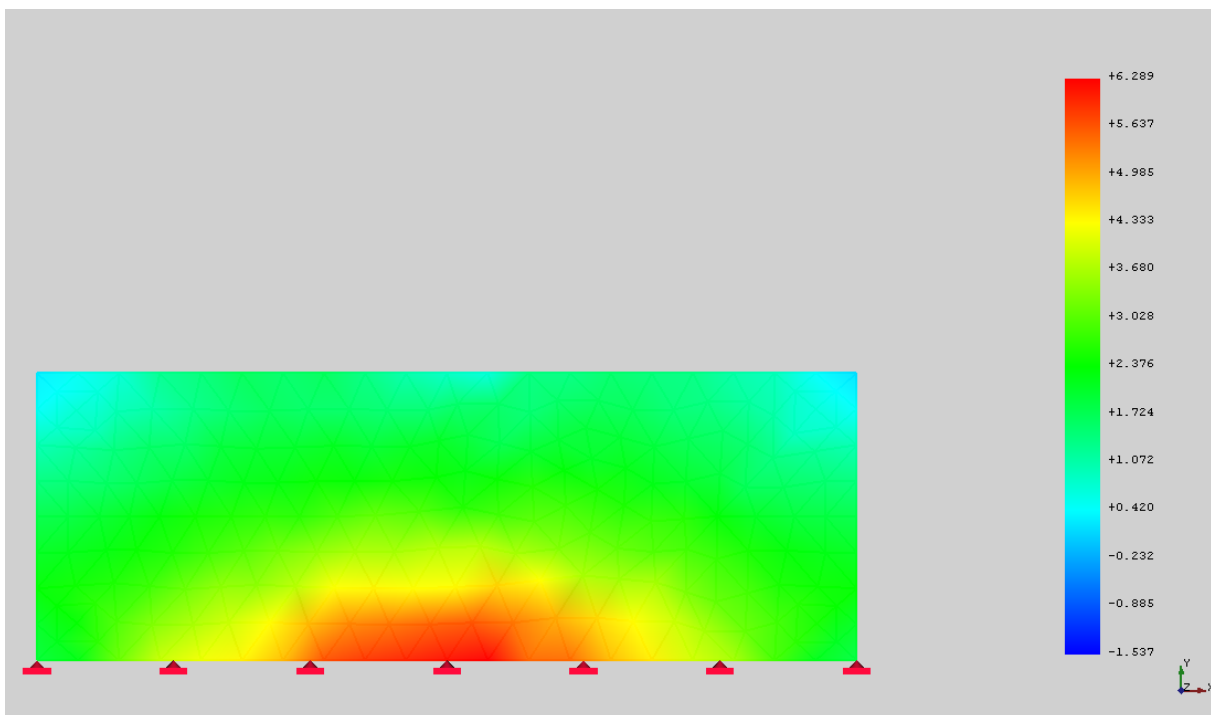
Vstupní mechanické parametry byly nastaveny následovně

Tabulka 13: Mechanické vstupní parametry pro MKP

Veličina (angl.)	Hodnota	Jednotky	Veličina (česky)
Compressive strength	110	MPa	pevnost v tlaku
Poission ration	0,2	-	Poissonův součinitel
Ultimate tensile strength	16	MPa	mezní tahová pevnost
Yield strength	16	MPa	mez kluzu
Yongus modulus	45	GPa	Yongův modul pružnosti



Obrázek 66: Kontrolní výpočet pomocí MKP - pohled



Obrázek 67: Kontrolní výpočet pomocí MKP - půdorys

Výstupy ukazují hodnoty maximálního tahového napětí

$$\sigma_{\max} = 6,289 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ct, char.}} = 8 \text{ MPa} > \sigma_{\text{FEM}} = 6,3 \text{ MPa} \implies \text{VYHOVUJE}$$

Z výsledku je patrné, že průřez na napětí vyhoví. Zároveň z půdorysu je znatelná rozdílná vzdorující šířka. Deska je celkové délky 5 m. Odhladem lze říci, že vzdorující šířka tohoto modelu je 1/3, tedy 1,7 m. To je výrazně vyšší hodnota než u zjednodušeného výpočtu. Částečně to bude způsobeno tloušťkou průřezu, která je menší než desky běžných betonových konstrukcí, pro které byl výpočet vzdorující šířky sestaven.

15 Dynamické posouzení

15.1 Úvod

Pro zajištění použitelnosti norma ČSN EN 1990 ed. 2 (73 0002) *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí* [1] se mají zrychlení posoudit pokud je základní frekvence nosné konstrukce je menší než 5 Hz.

V normě ČSN EN 1991-2 ed. 2 (73 6203) *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2* [5] se má posoudit pokud frekvence chodců je shodná s frekvencí lávky. Rozsah frekvence chodců pro svislé kmitání je 1 Hz až 3 Hz. Frekvence 3 Hz odpovídá skupině klusajících uživatelů. Národní příloha k normě ČSN EN 1991-2 ed. 2 (73 6203) *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2* [5] definuje rozsah frekvencí pro svislé kmitání nosné konstrukce. Frekvence se pohybují od 1,3 Hz až 2,3 Hz. Pro nízkotlumené konstrukce se ověř i rozsah frekvencí 2,5 Hz až 4,6 Hz. Za nízkotlumené konstrukce se považuje konstrukce s logaritmickým dekrementem útlum menším než 0,05.

Norma ČSN EN 1998-2 ed. 2 (73 0036) *Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 2* [8] definuje hodnoty pro poměrné viskózní tlumení ξ pro pružné materiály. Pro předpjatý beton je hodnota stanovena 0,02.

15.2 Nosník č.1

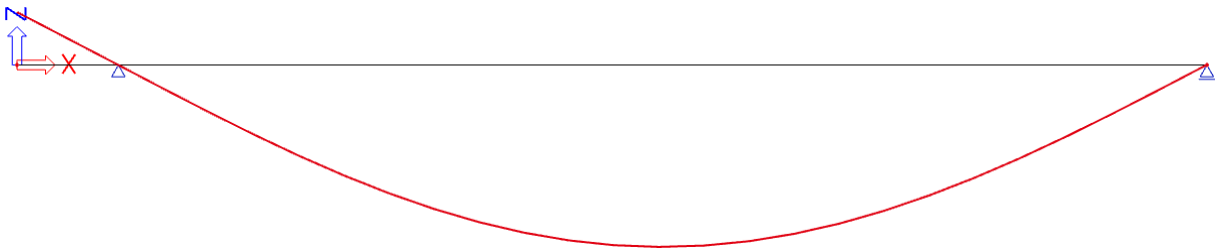
Nejdříve bylo ověřeno dynamická chování vlastní tíhy konstrukce a následně bylo přidáno ostatní stálé zatížení jako přídavná hmota.

Tabulka 14: Vlastní frekvence od vlastní tíhy

N	f [Hz]	ω [1/s]	ω^2 [1/s ²]	T [s]
1	3,11	19,56	382,78	0,32
2	12,17	76,47	5847,65	0,08
3	26,34	165,49	27388,33	0,04

Tabulka 15: Vlastní frekvence od stálého zatížení

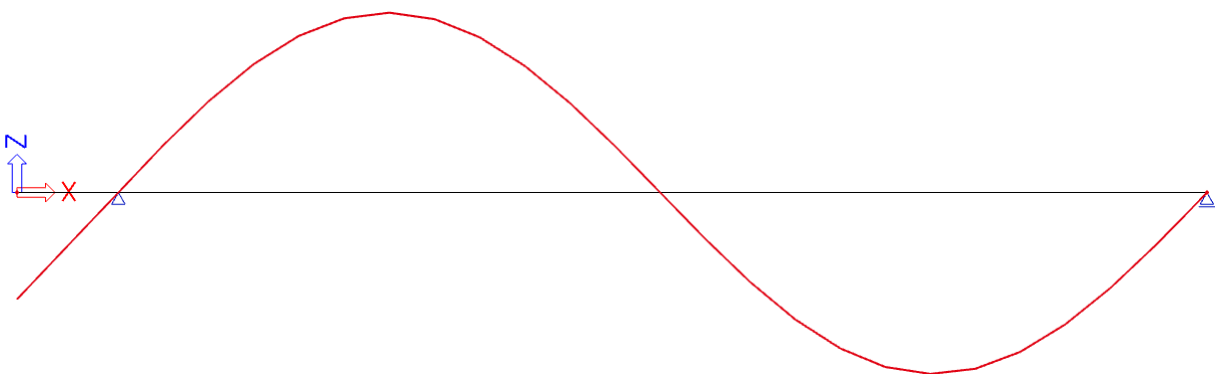
N	f [Hz]	ω [1/s]	ω^2 [1/s ²]	T [s]
1	2,84	17,85	318,51	0,35
2	11,10	69,76	4865,81	0,09
3	24,03	150,96	22789,73	0,04



Obrázek 68: Tvar vlastní frekvence f=2,84 [Hz]

Tabulka 16: Deformace od 1. vlastní frekvence

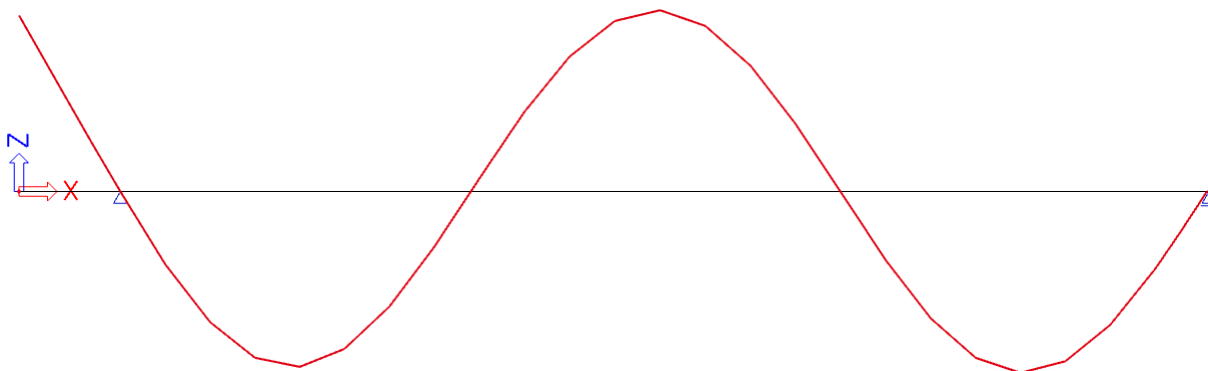
dx [m]	ux [mm]	uz [mm]	φ [mrad]
0,000	0,0	2,2	1,0
14,250	0,0	-7,6	0,0
26,400	0,0	0,0	-1,0



Obrázek 69: Tvar vlastní frekvence f=11,10 [Hz]

Tabulka 17: Deformace od 2. vlastní frekvence

dx [m]	ux [mm]	uz [mm]	φ [mrad]
0,000	0,0	-4,4	-2,0
8,250	0,0	7,5	0,0
14,250	0,0	0,0	1,9
20,250	0,0	-7,6	0,0

Obrázek 70: Tvar vlastní frekvence $f=24,03$ [Hz]

Tabulka 18: Deformace od 3. vlastní frekvence

dx [m]	ux [mm]	uz [mm]	φ [mrad]
0,000	0,0	7,2	3,2
14,250	0,0	7,5	0,1
22,250	0,0	-7,5	0,0
26,400	0,0	0,0	-2,6

15.3 Nosník č.2

Pro druhý nosník vychází vlastní frekvence vzhledem k pohybu chodců příznivěji. Podrobný posudek nosníku č.1 a případné úpravy pro zlepšení dynamického chování budou platit i pro nosník č.2 a s větší rezervou.

Tabulka 19: Vlastní frekvence od stálého zatížení pro nosník č.2

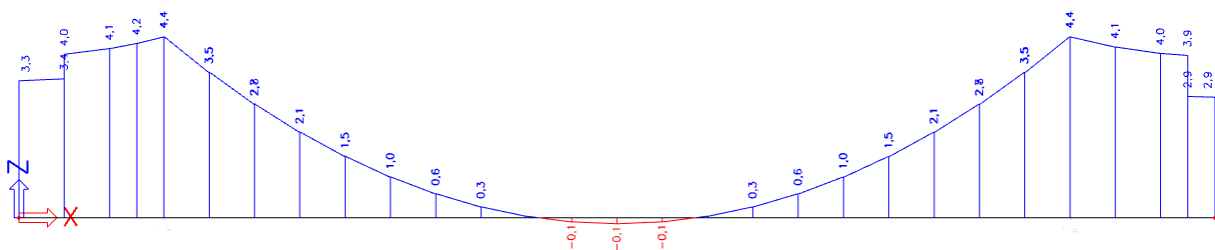
N	f [Hz]	ω [1/s]	ω^2 [1/s ²]	T [s]
1	3,43	21,53	463,44	0,29
2	13,44	84,44	7129,83	0,07
3	29,30	184,12	33898,71	0,03

15.4 Závěr

Vlastní frekvence konstrukce je v kritickém rozsahu frekvencí. Je třeba provést podrobný výpočet dynamického chování. Požadavky na dynamickou analýzu dle ČSN EN 1991-2 ed. 2 (73 6203) [5] jsou posouzení zrychlení, vznik "lock-in" efekt a ověření účinků od vandalismu v podobě úmyslného rozkmitání. Konstrukce je díky malým tloušťkám průřezu poddajnější a kritická oblast frekvencí je předpokládaným jevem pro UHPC konstrukce.

16 Doprava a montáž

Montáž konstrukce se uvažuje pomocí kolového jeřábu. Umístění úchytů se uvažuje symetricky ve vzálenosti 10 m od středu konstrukce. Umístění úchytů neodpovídá finálnímu uložení. Proto byla ověřena velikost napětí. Pro nosník č.1 je situace méně příznivá, jelikož je konzolová část větší.



Obrázek 71: Napětí u horních vláken při montáži

$$\sigma_{ct, char.} = 8 \text{ MPa} < \sigma_{char.} = 4,4 \text{ MPa} \implies \text{VYHOVUJE}$$

Napětí při montáži je s dostatečnou rezervou. Na konstrukci působí pouze vlastní tíha konstrukce. Jiná zatížení nevyvolávají tahové napětí u vrchních vláken. Konstrukce tak bezpečně vyhovuje pro montážní stav.

17 Závěr

Výpočet prokázal, že konstrukci lze navrhnout pro celou její životnost. Konstrukce je navržena hospodárně a při dodržení platných technických norem. Zároveň byla při návrhu použita metodika pro navrhování konstrukcí z UHPC, případně byl použit přesnější model konstrukce.

Část IV

Závěr

Seznam použité literatury

Normy a předpisy

1. ČSN EN 1990 ed. 2 (73 0002). *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021.
2. 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*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2004. vč. ZMĚNY Z2.
3. ČSN EN 1991-1-4 ed. 2 (73 0035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2020.
4. ČSN EN 1991-1-5 (73 0035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005. vč. ZMĚNY Z2.
5. ČSN EN 1991-2 ed. 2 (73 6203). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
6. ČSN EN 1991-2 ed. 2 (73 6203). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2007. vč. ZMĚNY Z2.
7. ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.
8. ČSN EN 1998-2 ed. 2 (73 0036). *Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 2: Mosty*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
9. ČSN EN 14651+A1 (72 3431). *Zkušební metoda betonu s kovovými vlákny: Měření pevnosti v tahu za ohybu (mez úměrnosti, zbytková pevnost)*. Praha: Český normalizační institut, 2008.
10. ČSN 73 6214. *Navrhování betonových mostních konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.
11. ČSN EN 206+A1 (73 2403). *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
12. Metodika 1. *Metodika pro návrh UHPC a pro materiálové zkoušky: výstup projektu TAČR TA 010110269*. Praha: Kloknerův ústav ČVUT v Praze, 2015.

13. Metodika 2. *Metodika pro navrhování prvků z UHPC: výstup projektu TAČR TA 010110269*. Praha: Kloknerův ústav ČVUT v Praze, 2015.
14. Metodika 3. *Metodika pro výrobu prvků z UHPC a pro kontrolu jejich provedení: výstup projektu TAČR TA 010110269*. Praha: Kloknerův ústav ČVUT v Praze, 2015.
15. STÁTNI FOND DOPRAVNÍ INFRASTRUKTURY. *Oborový třídník stavebních konstrukcí a prací: OT-SKP* [online]. Dostupné také z: <https://www.sfdi.cz>. Ministerstvo dopravy.

Odborné knihy a skripta

16. FOGLAR, Marek; FRANTOVÁ, Michaela; JIŘÍČEK, Pavel. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04943-3.
17. HOLICKÝ, Milan; MARKOVÁ, Jana; SÝKORA, Miroslav. *Zatížení stavebních konstrukcí: příručka k ČSN EN 1991*. 1. vyd. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. ISBN 978-80-87093-89-4.
18. ČAMBULA, Jaroslav. *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů*. 1. vyd. Praha: Pro Ministerstvo dopravy a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. ISBN 978-80-87093-90-0.
19. JIRÁSEK, Milan; ZEMAN, Jan. *Přetváření a porušování materiálů: dotvarování, plasticita, lom a poškození*. 2. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2012. ISBN 978-80-01-05064-4.
20. MÁLEK, Petr. *Stavební materiály a konstrukce*. 1. vyd. České Budějovice: Jihočeská univerzita, 2002. ISBN 80-7040-568-6.
21. GARTNER, Otakar; KUDA, Radovan. *Technologie betonu: přehled zásad a příklady*. 3., opr. vyd. Brno: VUT, 1979.
22. PŘIBYL, František; ZAPLETAL, Vratislav; HRDLIČKA, Jaromír. *Stavební hmoty*. 2. vyd. Brno: Vysoké učení technické v Brně, 1989. ISBN isbn 80-214-1064-7.

Konference a odborné časopisy

23. Pojmy používané v publikaci. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2012, č. 7, s. 4. ISSN 1213-3116.
24. VÍTEK, Jan L.; COUFAL, Robert. Vysokopevnostní betony a UHPC. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2012, č. 7, s. 42–49. ISSN 1213-3116.
25. KOLÍSKO, Jiří; TICHÝ, Jan; KALNÝ, Milan; HUŇKA, Petr; HÁJEK, Petr; TREFIL, Vladislav. Vývoj ultra vysokohodnotného betonu (UHPC) na bázi surovin dostupných v ČR. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2012, č. 7, s. 50–57. ISSN 1213-3116.

26. KALNÝ, Milan; KOMANEC, Jan; KVASNIČKA, Václav; VÍTEK, Jan L.; BROŽ, Robert; KOUKOLÍK, Petr; COUFAL, Robert. Lávka přes Labe v Čelákovících - první nosná konstrukce z UHPC v ČR. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2014, č. 4, s. 10–19. ISSN 1213-3116.
27. COUFAL, Robert; VÍTEK, Jan L.; PROCHÁZKOVÁ, Alena. Praktická zkušenost s výrobou a dopravou UHPC. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2015, č. 2, s. 28–33. ISSN 1213-3116.
28. RYDVAL, Milan; KOLÍSKO, Jiří. Ohybová únosnost desek ztraceného bednění vyrobených z UHPC a vliv distribuce ocelových vláken. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2015, č. 2, s. 34–17. ISSN 1213-3116.
29. TICHÝ, Jan; KOMANEC, Jan; ML., Bohuslav Slánský; ŠEVČÍK, Stanislav; KOLÍSKO, Jiří. Unikátní lávka pro pěší z UHPC v obci Čeperka. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2016, č. 4, s. 21–25. ISSN 1213-3116.
30. KOLÍSKO, Jiří; TEJ, Petr; VRÁBLÍK, Lukáš; MAREK, Jan; ČÍTEK, David; MOUREK, Jan; BLANK, Marek. Návrh a výroba segmentové předepnuté lávky z UHPC v Příboře. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2019, č. 4, s. 3–10. ISSN 1213-3116.
31. KOMANEC, Jan; KALNÝ, Milan; MAREK, Jan; TUČEK, Jiří. Lávka z UHPC v Táboře. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2019, č. 4, s. 11–14. ISSN 1213-3116.
32. TOPCRETE pro novou lávku v Lužci. *Materiály pro stavbu*. 2020, č. 6, s. 50–51.
33. První použití UHPC ve formě transportbetonu v ČR. *Materiály pro stavbu*. 2012, č. 9, s. 57–59.
34. MAREK, J; KOLÍSKO, J; TEJ, P; ČÍTEK, D; KOMANEC, J; KALNÝ, M; VRÁBLÍK, L. New UHPFRC bridges in the Czech Republic. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019, roč. 596, s. 012011. Dostupné z DOI: [10.1088/1757-899x/596/1/012011](https://doi.org/10.1088/1757-899x/596/1/012011).
35. MAREK, Jan. Reálná aplikace UHPFRC v nosných konstrukcích mostů a výsledky kontrolních zkoušek. *PhD WORKSHOP, Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební, České vysoké učení technické v Praze*.
36. BLANK, Marek; TEJ, Petr; KOLÍSKO, Jiří; VRÁBLÍK, Lukáš. Design of Experimental Suspended Footbridge with Deck Made of UHPC. *MATEC Web Conf*. 2016, roč. 77, s. 08005. Dostupné z DOI: [10.1051/mateconf/20167708005](https://doi.org/10.1051/mateconf/20167708005).
37. TEJ, Petr; KNĚŽ, Petr; VRÁBLÍK, Lukáš; KOLÍSKO, Jiří. Modal analysis of cable-stayed UHPC bridge. *MATEC Web Conf*. 2017, roč. 107, s. 00007. Dostupné z DOI: [10.1051/mateconf/201710700007](https://doi.org/10.1051/mateconf/201710700007).
38. JEDLINSKÝ, Petr. Nosník UHPC pro mostní stavby. *Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI)*. Eurovia CS,a.s.

Webové zdroje

39. *Projekt Lávka HolKa se posunuje do finální fáze. Praha vypíše veřejnou zakázku na stavbu* [online]. Magistrát hl. m. Prahy, 2020. Dostupné také z: https://www.praha.eu/jnp/cz/o_meste/magistrat/tiskovy_servis/tiskove_zpravy/projekt_lavka_holka_se_posunuje_do.html.
40. *Lávka Holešovice Karlín* [online]. Institut plánování a rozvoje hlavního města Prahy. Dostupné také z: <https://www.iprpraha.cz/lavkaholka>.
41. *Na Vinohradech vznikne nový most. Spojí ulice Wenzigova a U Zvonařky* [online]. Magistrát hl. m. Prahy, 2021. Dostupné také z: https://www.praha.eu/jnp/cz/o_meste/budoucnost_mesta/na_vinohradech_vznikne_novy_most_spoji.html.
42. *Lávka přes řeku Lubinu v Příboře* [online]. KŠ PREFA s.r.o. Dostupné také z: <https://ksprefa.cz/portfolio/lavka-pres-reku-lubinu-v-pribore/>.
43. *Lávka pro pěší a cyklisty v Táboře-Černých Mostech* [online]. KŠ PREFA s.r.o. Dostupné také z: <https://ksprefa.cz/portfolio/lavka-pro-pesi-a-cyklisty-v-prostoru-cernych-mostu-v-tabore/>.
44. *Technický list UHPC. UHPFRC –ULTRA HIGH PERFORMANCE FIBER REINFORCED CONCRETE* [online]. KŠ PREFA s.r.o. Dostupné také z: https://ksprefa.cz/wp-content/uploads/2020/06/KSP_TL_UHPC_01_UHPFRC.pdf.
45. *Technický list UHPC. LÁVKY MALÉHO ROZPĚTÍ* [online]. KŠ PREFA s.r.o. Dostupné také z: file:///tmp/mozilla_pi0/KSP_TL_UHPC_03_LMR.pdf.

Závěrečné a semestrální práce

46. HOLÝ, Ing. Milan. *Optimalizace kompozitních mostních konstrukcí ze dřeva a UHPC*. 2020. Diplomová práce. Fakulta stavební ČVUT v Praze.
47. FRONĚK, Adam. *Projekt K (133YKPJ): Lávka Opatovská* [nepublikováno]. 2021. Fakulta stavební ČVUT v Praze.

Seznam použitého softwaru

48. *BricsCAD Ultimate (ACADEMIC License)*. 20.2.06 (x64). Dostupné také z: <https://www.bricsys.com>.
49. *SCIA Engineer 19.1*. Verze 19.1.4034. Dostupné také z: www.scia.net.

Související projekty

50. ČERMÁK, Jakub; KRIŠTŮFEK, Libor; ČÍTEK, David; HOLÝ, Milan. *Návrh objektu pěší lávky Opatovská: náhrada za lávku č.581*. 4/2020. Architektonicky-konstrukční studie. archibase s.r.o. a Kloknerův ústav ČVUT v Praze.

51. ČERMÁK, Jakub; ROUS, Lukáš; LORENZ, Karel; NAJVÁREK, Vít; FRONĚK, Adam; LICHTIG, Martin. *Nová pěší lávka Opatovská: náhrada za most Pha 11-581*. 11/2020. Dokumentace pro vydání společného povolení (DÚR+DSP). archivbase s.r.o. a TOP CON SERVIS s.r.o.
52. BLANK, Marek; TEJ, Petr. *Lávka Holešovice Karlín: Textová část*. 2017. Technická zpráva.

Seznam obrázků

1	Situace lávky	15
2	Modul pružnosti podle pevnosti v tlaku	18
3	Pevnost v tahu podle pevnosti v tlaku	20
4	Poměr mezi pevnostmi v tlaku a pevností v tahu	21
5	Pohled na lávku malého rozpětí (LMR)	26
6	Koroze drátkové výztuže v místě zkosení LMR	27
7	Póry na nosné konstrukci LMR	27
8	Odlíšná barevnost UHPC a běžného betonu	28
9	Pohled na lávku ve směru toku Labe	29
10	Odpadávající hrana betonu - koroze	29
11	Odpadávající hrana betonu - koncentrovaná výztuž	30
12	Pohled na opěru	31
13	Schéma konstrukce v příčném směru	33
14	Schéma konstrukce v podélném směru	34
15	Prutový model konstrukce ze softwaru SCIA Engineer	35
16	Deskostěnový model ze softwaru SCIA Engineer	38
17	Průběh normálového napětí po délce nosníku č.1	38
18	Průběh normálového napětí po délce nosníku č.2	39
19	Veškerá možná předpínací výztuž	45
20	Umístění výztuže a oblast dekomprese	46
21	Umístění výztuže a oblast dekomprese	47
22	Průběh ohybového momentu M_y [kNm] od zatížení pro častou kombinaci	47
23	Navržené schéma předpětí pro nosník č.1	52
24	Navržené schéma předpětí pro nosník č.2	53
25	Charakteristická kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní	54
26	Charakteristická kombinace - horní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní	55
27	Častá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní	55
28	Kvazistálá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní	55
29	Častá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=60 dní	56
30	Charakteristická kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní	56
31	Častá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní	56

32	Kvazistálá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní	57
33	Kvazistálá kombinace - horní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní	57
34	Charakteristická kombinace - deformace uz [mm] - T=30 dní	57
35	Kvazistálá kombinace - deformace uz [mm] - T=30 dní	58
36	Charakteristická kombinace - deformace uz [mm] - T=60 dní	58
37	Kvazistálá kombinace - deformace uz [mm] - T=60 dní	58
38	Charakteristická kombinace - deformace uz [mm] - T=36500 dní	59
39	Kvazistálá kombinace - deformace uz [mm] - T=36500 dní	59
40	Relativní posuny při uvedení do provozu - T=60 dní	61
41	Relativní posuny na konci životnosti - T=36500 dní	62
42	Charakteristická kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní	63
43	Charakteristická kombinace - horní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní	63
44	Častá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní	63
45	Kvazistálá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=30 dní	64
46	Častá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=60 dní	64
47	Charakteristická kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní	64
48	Častá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní	65
49	Kvazistálá kombinace - dolní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní	65
50	Kvazistálá kombinace - horní vlákna - normálové napětí [MPa] - T=36500 dní	65
51	Charakteristická kombinace - deformace uz [mm] - T=30 dní	66
52	Kvazistálá kombinace - deformace uz [mm] - T=30 dní	66
53	Charakteristická kombinace - deformace uz [mm] - T=60 dní	66
54	Kvazistálá kombinace - deformace uz [mm] - T=60 dní	67
55	Charakteristická kombinace - deformace uz [mm] - T=36500 dní	67
56	Kvazistálá kombinace - deformace uz [mm] - T=36500 dní	67
57	Relativní posuny při uvedení do provozu - T=60 dní	69
58	Relativní posuny na konci životnosti - T=36500 dní	69
59	Průběh ohybového momentu M [kNm] v příčném směru od stálého zatížení	70
60	Průběh ohybového momentu M [kNm] v příčném směru od celkového zatížení	70
61	Příčinkové čáry a jejich zatížení pro spojitě zatížení	71
62	Příčinkové čáry a jejich zatížení pro obslužné vozidlo	72
63	Pracovní diagram průřezu pro UHPC dle [13]	75
64	Závislost ramene zatížení na napětí	80
65	Vstupní schéma modelu MKP	81
66	Kontrolní výpočet pomocí MKP - pohled	82
67	Kontrolní výpočet pomocí MKP - půdorys	82
68	Tvar vlastní frekvence $f=2,84$ [Hz]	84
69	Tvar vlastní frekvence $f=11,10$ [Hz]	84
70	Tvar vlastní frekvence $f=24,03$ [Hz]	85

71	Napětí u horních vláken při montáži	86
----	---	----

Seznam tabulek

1	Mechanické vlastnosti realizovaných konstrukcí	25
2	Velikosti zkušebních vzorků [mm]	26
3	Sestavy zatížení	44
4	Hlavní zatížení gr1	44
5	Hlavní zatížení gr2	44
6	Hlavní zatížení $F_{w,k}$	45
7	Fáze výstavby	53
8	Fáze výstavby	54
9	Absolutní deformace nosníku č.1	60
10	Relativní deformace nosníku č.1	61
11	Absolutní deformace nosníku č.2	68
12	Relativní deformace nosníku č.2	68
13	Mechanické vstupní parametry pro MKP	81
14	Vlastní frekvence od vlastní tíhy	83
15	Vlastní frekvence od stálého zatížení	84
16	Deformace od 1. vlastní frekvence	84
17	Deformace od 2. vlastní frekvence	85
18	Deformace od 3. vlastní frekvence	85
19	Vlastní frekvence od stálého zatížení pro nosník č.2	85

Závěr

Vstupními parametry lávky pro pěší přes ulici Opatovskou byly nízká stavební výška a frekventovaná přemosťovaná komunikace. Technologické řešení trámové předem předpjaté prefabrikované konstrukce z UHPC vytváří efektivní volbu pro návrh. Statický výpočet prokázal, že materiálové charakteristiky umožňují realizaci prostých nosníků, s přímým vedením předpínacích kabelů, které jsou vedeny mimo jádro průřezu. Konstrukce tak není technologicky zatížena případnou separací nebo jiným než přímým vedením kabelů. Umístění předpínacích kabelů, mimo jádro průřezu, do místa nejvíce namáhaného vede na hospodárný návrh předpětí a minimalizuje tak množství potřebné předpínací výztuže.

Subtilní prefabrikovaná konstrukce, schopná přenášet tahová napětí lépe než běžné nebo vysokopevnostní betony, umožňuje jednoduchou montáž a dopravu. Rychlost a jednoduchost výstavby je v daném případě podstatná, jelikož přemosťovaná komunikace je frekventovaná a rozsáhlejší dopravní omezení nejsou možná.

Obecně lze říci, že trémové konstrukce a prvky jsou jedním z vhodného využití ultra vysokohodnotného betonu. Lepší mechanické vlastnosti, ale i vysoká životnost, díky nízké nasákavosti a dobré odolnosti vůči rozmrazovacím cyklům, umožňují dobře pracovat především v tahem namáhané oblasti. Technologicky náročnější přírava je zajištěna především pomocí prefabrikace a tím je zajištěna vysoká kvalita výsledných výrobků. Dlouhá životnost je jednou z dalších vlastností, díky kterým je materiál unikátní a zvyšuje tak úroveň betonových konstrukcí.