

**ČESKÉ VYSOKÉ
UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

**FAKULTA
STAVEBNÍ**



**DIPLOMOVÁ
PRÁCE**

2023

**ADAM
FRONĚK**

Bc. Adam Froněk
Diplomová práce
Parametrická optimalizace letmo betonovaného mostu
Fakulta stavební ČVUT v Praze
Praha, leden 2023

Diplomová práce

Master Thesis

Parametrická optimalizace letmo betonovaného mostu Parametric optimization of balanced cantilever bridge

Bc. Adam Froněk
pod vedením doc. Ing. Lukáše Vráblika, Ph.D., FEng.

Bc. Adam Froněk
Diplomová práce
Parametrická optimalizace letmo betonovaného mostu
Fakulta stavební ČVUT v Praze
Praha, leden 2023

I. Personal and study details

Student's name: **Fron k Adam** Personal ID number: **477165**
Faculty / Institute: **Faculty of Civil Engineering**
Department / Institute: **Department of Concrete and Masonry Structures**
Study program: **Civil Engineering**
Branch of study: **Structural and Transportation Engineering**

II. Master's thesis details

Master's thesis title in English:

Parametric optimization of balanced cantilever bridge

Master's thesis title in Czech:

Parametrická optimalizace letmo betonovaného mostu

Guidelines:

Bibliography / sources:

Name and workplace of master's thesis supervisor:

doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D. Department of Concrete and Masonry Structures FCE

Name and workplace of second master's thesis supervisor or consultant:

Date of master's thesis assignment: **26.09.2022** Deadline for master's thesis submission: **09.01.2023**

Assignment valid until: _____

doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.
Supervisor's signature

doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.
Head of department's signature

prof. Ing. Ji í Máca, CSc.
Dean's signature

III. Assignment receipt

The student acknowledges that the master's thesis is an individual work. The student must produce his thesis without the assistance of others, with the exception of provided consultations. Within the master's thesis, the author must state the names of consultants and include a list of references.

Date of assignment receipt

Student's signature

Bc. Adam Froněk
Diplomová práce
Parametrická optimalizace letmo betonovaného mostu
Fakulta stavební ČVUT v Praze
Praha, leden 2023

Abstrakt

Práce se zabývá návrhem trémového mostu budovaného metodou letmé betonáže. Návrh je sestaven parametricky s hledáním optimálního tvaru nosné konstrukce.

Rešerše rozebírá technologii letmé betonáže z hlediska návrhu geometrie a postupu výstavby. Empirické vztahy byly doplněny souhrnem mostů a osobní obhlídkou vybraných mostů letmé betonáže v České republice.

Reologické vlastnosti betonu jsou definovány podle Eurokódu 2 pro betonové mosty. Do výpočtu je dotvarování zahrnuto funkcí poddajnosti a časově závislá analýza je provedena relaxační metodou.

Parametrický model je rozdělen do čtyř dílčích. Příčný řez pro návrh mostovky a šířky komory, konzolový model zohledňující výstavbové stádium, model vahadla pro návrh pilířů a konečný model spojitě konstrukce sdruženého rámu.

Závěrem je výpočet aplikován na mostní konstrukci.

Klíčová slova

letmá betonáž, relaxační metoda, parametrická optimalizace

Abstract

The thesis is focused on a design of girder bridge constructed using balanced cantilever method. The design is set up parametrically with search of optimal form of the superstructure.

There are described technicalities of balanced cantilever method from perspective of geometry and construction process. Empirical parameters were supplemented by bridge summary and personal inspection of selected bridges constructed by balanced cantilever method in the Czech Republic.

Rheological properties of concrete are defined by Eurocode 2 for concrete bridges. In calculation the creep is implied by compliance function and the time dependent analysis uses relaxation method.

Parametrical model is separated into four ones. Cross-section for a model of a upper deck and a box width, cantilever model that represents construction stage, balanced cantilever model for design on piers and final model of continuous rigid frame.

Finally the calculation is applied to a bridge structure.

Keywords

balanced cantilever method, relaxation method, parametric optimization

Prohlášení

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

V Praze

.....

Poděkování

Především bych chtěl poděkovat panu doc. Ing. Lukáši Vráblíkovi, Ph.D., FEng., který mi poskytoval cenné teoretické i praktické informace ze širokého spektra navrhování mostů a teorie konstrukcí.

Mé poděkování patří i Ing. Milanovi Holému, Ph.D., za věcné i formální připomínky k závěrečné práci.

Obsah

Část I – Úvod	1
1 Motivace	2
2 Volba zadání	2
3 Cíle práce	2
4 Řešená konstrukce	3
5 Představení optimalizace	3
6 Významné publikace	4
Část II – Specifikace návrhu výstavby metodou letmé betonáže	6
7 Výběr metody a uspořádání	8
7.1 Územní podmínky	8
7.2 Rozpětí	8
7.3 Statické působení	8
7.4 Příčný řez	10
7.5 Předpětí	12
7.6 Proměnnost výšky průřezu po délce	12
7.7 Porovnání s ostatními metodami	13
8 Postup výstavby	13
9 Realizované konstrukce v České republice	14
10 Reologické charakteristiky	17
10.1 Beton	17
10.1.1 Teoretický základ smršťování	17
10.1.2 Teoretický základ dotvarování	18
10.1.3 Praktické použití	19
10.1.4 ČSN EN 1992-1-1	20
10.1.5 ČSN EN 1992-2	21
10.1.6 Porovnání dotvarování dle předpisů	22
10.2 Vlastnosti smršťování	25
10.3 Předpínací výztuž	27
10.3.1 Relaxace předpínací výztuže	27
Část III – Předběžný návrh konstrukce	29
11 Globální parametry konstrukce	30
11.1 Schéma uspořádání konstrukce	30
11.2 Materiály	30
11.2.1 Beton	30
11.2.2 Předpínací výztuž	31
11.3 Zatížení	31
11.3.1 Stálá zatížení	31
11.3.2 Zatížení dopravou	32

11.3.3 Klimatická zatížení	32
11.3.4 Staveništní zatížení	32
12 Analýza průřezových charakteristik konzoly vahadla	33
13 Optimalizace předpětí příčinkovými čarami	36
13.1 Postup	36
13.2 Vyšetřovaná konstrukce	38
14 Relaxační metoda	39
14.1 Teoretické úvahy metody	39
14.2 Praktický postup metody	40
14.3 Jednoduchý ukázkový příklad metody	40
14.4 Aplikace ve výpočtu	43
Část IV – Sestava parametrického modelu letmé betonáže	44
15 Softwarové řešení	46
16 Okrajové podmínky pro sestavu modelu	46
16.1 Geometrie	46
16.2 Zatížení	46
16.3 Parametry modelů	47
17 Návrh mostovky a šířky komory	47
17.1 Definice modelu	47
17.1.1 Zatížení	47
17.2 Hodnocení řešení	48
17.2.1 Cenové prvky	48
17.3 Výpočet	48
17.3.1 Moment únosnosti	49
17.3.2 Postup výpočtu	49
18 Konzolový model	50
18.1 Definice modelu	50
18.1.1 Zatížení	50
18.2 Hodnocení řešení	51
18.3 Výpočet	51
18.3.1 Časově závislý model	51
19 Model vahadla a návrh pilířů	52
19.1 Definice modelu	52
19.1.1 Zatížení	53
19.2 Výpočet	53
19.2.1 Štíhlost	53
19.2.2 Vzpěrná délka	54
19.2.3 Ztužení	54
20 Spojitá konstrukce	54
20.1 Definice modelu	54
20.1.1 Zatížení	55
20.2 Výpočet	55
20.3 Návrh předpětí	55

21 Vyjádření k rozsahu a podrobnosti modelu	55
Část V – Aplikace výpočetního postupu pro mostní konstrukci	57
22 Okrajové podmínky	58
23 Příčný řez	59
23.1 Výsledky optimalizace	59
23.2 Posouzení průřezů	61
23.2.1 Ohybová únosnost	61
23.2.2 Smyková únosnost	62
23.2.3 Ověření napjatosti	63
24 Konzola	63
24.1 Hledání optima	63
24.1.1 Optimální křivka	64
24.2 Výsledky	66
24.2.1 Napětí	66
24.2.2 Součinitel κ	68
25 Vahadlo	68
25.1 Výsledky	68
25.1.1 Varianta bez ztužení	69
25.1.2 Varianta se ztužením	70
25.2 Komentář k výsledkům	71
26 Sdružený rám	71
26.1 Výsledky	72
26.1.1 Napětí pro čas 100 dní	72
26.1.2 Napětí pro čas 36500 dní	74
26.2 Komentář k výsledkům	76
27 Shrnutí navržených parametrů	76
28 Porovnání s PDPS	76
Část VI – Závěr	78
Seznam použité literatury	80
Normy a předpisy	83
Odborné knihy a skripta	83
Konference a odborné časopisy	83
Media a webové zdroje	83
Seznam použitého softwaru	83
Související projekty	83
Seznam obrázků	83

Seznam tabulek

85

Přílohy

I Fotodokumentace

Část I

Úvod

1 Motivace

S vývojem dnešní doby, kdy se více kladou nároky na směrové řešení trasy a bezzásahovost do území, se zvyšují i požadavky na řešení inženýrských konstrukcí a mostů. To vede k větším rozpětím a náročnější technologii výstavby. K problémům nelze přistupovat pouze zvětšováním geometrie, ale i k efektivnímu využívání materiálu. Konstrukce se stávají subtilnější a technologicky náročnější, což může vést nejenom k okamžitým, ale zároveň i dlouhodobějším komplikacím.

Ke konstrukcím je nutné přistupovat s velkým důrazem v kontextu její celkové životnosti. Návrh, výstavba, provoz, kontrola, údržba, oprava a demolice jsou společným řetězcem, ve kterém musí být zajištěna požadovaná použitelnost konstrukce a původní návrh považován za vhodný.

Hluboká údolí, dlouhá rozpětí a specifické místní podmínky vedou na konstrukce jejichž dopad v krajině roste. Mostní dílo se stává součástí prostředí a musí splňovat krajinný ráz i přírodní zákony samotné. Těmito zákony je myšleno respektování přenosu sil a energie způsobem, který můžeme znát z přírodních úkazů. Pokud bude přenos sil veden logickým a jednoduchým způsobem, bude dosaženo estetického vzhledu [16].

Tyto tři odstavce jsou vyjádřením myšlenek *firmitas, utilitas, venustas* – Vitruvius *De architectura* [55, 58], přeneseně v dnešním slovníku navrhování *únosnost, použitelnost, vzhled*. Pokud jsou tyto myšlenky následovány, tak v případě mostních staveb, vznikají díla, která přežívají svého autora a všechny, kteří se na stavbě podíleli, a přenášejí tak vědění na další generace.

2 Volba zadání

Zmiňované nároky směrového vedení trasy a bezzásahovost do území rozšiřují možnosti, nebo lépe řečeno nutnosti, použití technologie letmé betonáže v častějším rozsahu.

Konstrukce mostu letmé betonáže prochází náročným konzolovým výstavbovým stádiem, kdy je beton zatěžován v rané fázi. Etapovou výstavbou po jednotlivých lamelách vzniká celkově velmi nehomogenní konstrukce. Konstrukce při spojení vahadel přechází do jiného statického působení. Staticky výhodné působení v jednom schématu nemusí být výhodné v druhém. Vzniká tak citlivý vztah mezi použitým materiálem a dosaženými cíli.

Nalezení optimálního poměru mezi vstupy a výstupy je otázkou mnoha parametrů. To je problém kterým se zabývá tato práce. Už jen samotná definice napovídá, že řešení nespočívá v postupném zadávání, ale v algoritmem řízeném výpočtu.

Analýza takové konstrukce vyžaduje pokročilé znalosti stavební mechaniky, teorie pružnosti a materiálového chování. To považují za výchozí požadavky na stavebního inženýra.

3 Cíle práce

*Sestavení parametrického modelu letmo betonovaného mostu,
který pomůže projektantovi s optimálním řešením návrhu.*

To je obecný cíl shrnutý do jedné věty. Pro konkrétnější specifikaci cílů je nutné si definovat okrajové podmínky, které jsou následující.

Tabulka 1: Okrajové podmínky

základní popis konstrukce	betonový most
druh pozemní komunikace	dálnice
technologie výstavby	letmá betonáž
materiál	dodatečně předpjatý beton
příčný řez	komorový
statická funkce	trámový most
lokality stavby	Česká republika
návrhové předpisy	Česká technická norma Eurokódy

Konkrétnější, resp. dílčí cíle, jsou následující.

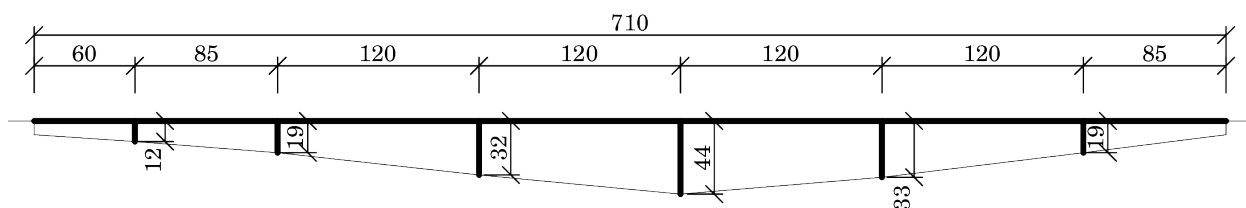
- rozbor reologických vlivů materiálů
- rozbor jednotlivých vlivů na zjednodušených modelech
- tvorba komplexního geometrického model (nebo modelů), pro numerickou optimalizaci zadané veličiny
- určení ideální geometrie mostu

4 Řešená konstrukce

Výchozí konstrukce pro sestavu parametrického modelu je na plánovaném úseku *Dálnice D11, stavba 1109, Trutnov – st. hr. ČR / Polsko*. Objekt s názvem *most přes údolí řeky Ličná (SO 215)* přemostuje údolí říčky, jednokolejnou železniční trať a místní komunikaci mezi obcemi Křenov a Bernartice. Kategorie návrhové komunikace je R25,5/120.

Lokalita stavby je v Královéhradeckém kraji, v okrese Trutnov. Geograficky se jedná o oblast mezi Krkonošemi a Broumovskou vrchovinou.

Délka mostu je 710 m s maximálním rozpětím 120 m a maximální výškou nad terénem 44 m.



Obrázek 1: Podélný řez

5 Představení optimalizace

optimalizace [-ty-], -e ž <1> kniž. a odb.

1. organizace tech. a ekon. systémů n. procesů k dosažení předem stanoveného optima (*tj. nejvhodnějšího stavu*)
2. kyb. vyhledávání nejlepší možné varianty něj. řízeného děje, rozhodnutí n. postupu; ekol. o. krajiny;

Nový akademický slovník cizích slov: A-Ž : studentské vydání [19]

optimization *Influential word*

[syst.] Finding the best solution. ...

(překl. *Hledání nejlepšího řešení.*)

The new Penguin dictionary of civil engineering [14]

Problémem optimalizace se v matematice zabývá tzv. *operační výzkum*, který je popsán následovně

„udělat věci nejlépe s ohledem na okrajové podmínky“

Použití operačního výzkumu je výběr klíčových proměnných, které ovlivňují celkovou kvalitu rozhodnutí. Kvalita je vyjádřena účelovou funkcí, která je maximalizována nebo minimalizována. Pro účelovou funkci je uvažováno několik omezujících podmínek. Poté je systematickou úpravou hodnot všech klíčových proměnných vybráno “dobré” (použitelné) nebo “nejlepší” (optimální) řešení. Samozřejmě použitelnost a optimálnost může být pouze definována v kontextu zadaného problému (modelu).

volný překlad z *Operations Research*, MathWorld [53]

Nalezení optima, nebo-li účelové funkce, je založeno na několika hlediscích

Matematické	Vztahy mezi vnějším zatížením, vnitřními silami a výslednými deformacemi lze přesně definovat. Matematické řešení takového problému je založeno na hledání extrémů funkcí. Pro stavební praxi to znamená správné navržení statického působení, dimenzí, předpětí a postupu výstavby včetně časové souslednosti.
Ekonomické	Spotřeba materiálu a použité technologie výrazně určují nákladnost stavby a tím i opodstatnění zvoleného řešení. Pro minimalizaci celkových nákladů je potřeba sledovat konstrukci v rámci celé její životnosti a zohlednit to v návrhu.
Technologické	Konstrukce, nebo její část, musí být technologicky realizovatelná s ohledem na dostupné možnosti materiálů, strojního vybavení, náročnosti prací a lidských zdrojů. Zároveň je nutné uvažovat skutečné prováděcí možnosti, jako je přesnost geometrie, modul pružnosti betonu nebo relaxaci předpínací výztuže.
Zkušenostní	Inženýrským přístupem je budovat na základě zkušeností z již realizovaných konstrukcí, které ukazují na některé méně vhodné přístupy, citlivost na vstupní materiály a časovou závislost problému. Pro správný návrh je vhodné vytvořit konstrukci dostatečně robustní, ve smyslu odchylek od výchozích předpokladů.

6 Významné publikace

Celý seznam použité literatury je uveden na konci textu. Zde uvádím významné publikace, ze kterých jsem vycházel, a které tvoří významný teoretický základ této práce a cenný zdroj informací.

ZŮDA, Karel. *Výpočet staticky neurčitých mostních konstrukcí z předpjatého betonu*. 1. vyd. Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1971

KŘÍSTEK, Vladimír. *Teoretické problémy betonových konstrukcí a mostů*. Praha, 1980

Guidance for good bridge design: guide to good practice prepared by fib Task Group 1.2 Bridges. 1st pub. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2000. ISBN 2-88394-049-5

STRÁSKÝ, Jiří; Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě. *Betonové mosty*. 1. vyd. Praha: Český svaz stavebních inženýrů, 2001. ISBN 808642605X;9788086426051;

NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7

TP 144. Doporučení pro navrhování, posuzování a sledování betonových mostů PK: Technické podmínky. 2. revidované a doplněné vydání. Praha: Ministerstvo dopravy, Odbor silniční infrastruktury, 2010

Část II

Specifikace návrhu výstavby metodou letmé betonáže

Metoda je vhodná pro nepřístupná území pod mostem (hluboké údolí, široký vodní tok). Po vybudování pilířů je území pod mostem, nad letmo betonovanými poli, nedotčeno. Letmá betonáž je charakteristická postupným budováním vahadel po jednotlivých lamelách, které jsou dopínány k existující konstrukci. Počátečním prvkem konstrukce je tzv. zárodek, ze kterého jsou symetricky (pro zajištění stability) budovány konzolovým způsobem vahadla. Po dobudování vahadla ke zbytku konstrukce (dalšímu vahadlu uprostřed rozpětí nebo koncovému poli budovanému na skruži) je provedena uzavírací spára a konstrukci je zajištěna spojitost.

Konstrukce prochází více statickými schématy a beton je zatěžován v rané fázi působení. Konstrukce nejprve prochází konzolovým stavem (budování vahadel) a následně je zajištěna spojitost (sdružený rám, spojitý nosník, kloubová). Jiný statický systém znamená jiné požadavky na předpětí. Zatěžování betonu v rané fázi má značné dopady na dotvarování.

Změna statického systému, postupná betonáž a komorový příčný řez vytváření silně reologicky nehomogenní konstrukci. Projevy dotvarování jsou při špatném návrhu významné a mohou mít velký dopad na použitelnost konstrukce.

Mosty letmé betonáže jsou velice citlivé na projevy dotvarování, tedy na průhyby vznikající v čase životnosti. Vývoj průhybů je klíčovým prvkem a pro zajištění správného návrhu je potřeba vycházet jak z teoretických úvah, tak i ze zkušeností na realizovaných konstrukcích. Tato rovnováha je samotnou podstatou inženýrství [24].

7 Výběr metody a uspořádání

Nejedná se o univerzální metodu pro výstavbu mostů. S ohledem na technologickou náročnost a spotřebu materiálu, především předpínací výztuže, je vhodná pouze po splnění určitých okrajových podmínek. Při studiu realizovaných konstrukcí je nutné sledovat i okolnosti a důvody pro výběr této metody.

7.1 Územní podmínky

Počátečním impulzem pro metodu je nepřístupný prostor pod mostem. Může to být přemostění vodního toku, most v takovém případě není vysoko nad terénem a volí se spojitá konstrukce na ložiskách. Druhým typem terénu jsou hluboká údolí. Konstrukce je rámová, kdy štíhlé dvojice listových pilířů probíhají do nosné konstrukce.

7.2 Rozpětí

Běžná rozpětí polí se volí od 50 m do 200 m (až 300 m) [16]. Na našem území je největší rozpětí na mostě přes Labe v Litoměřicích (151,1 m, spojitý nosník). Posledním realizovaným mostem na našem území je most přes řeku Mži v Radčicích (85,4 m, sdružený rám).

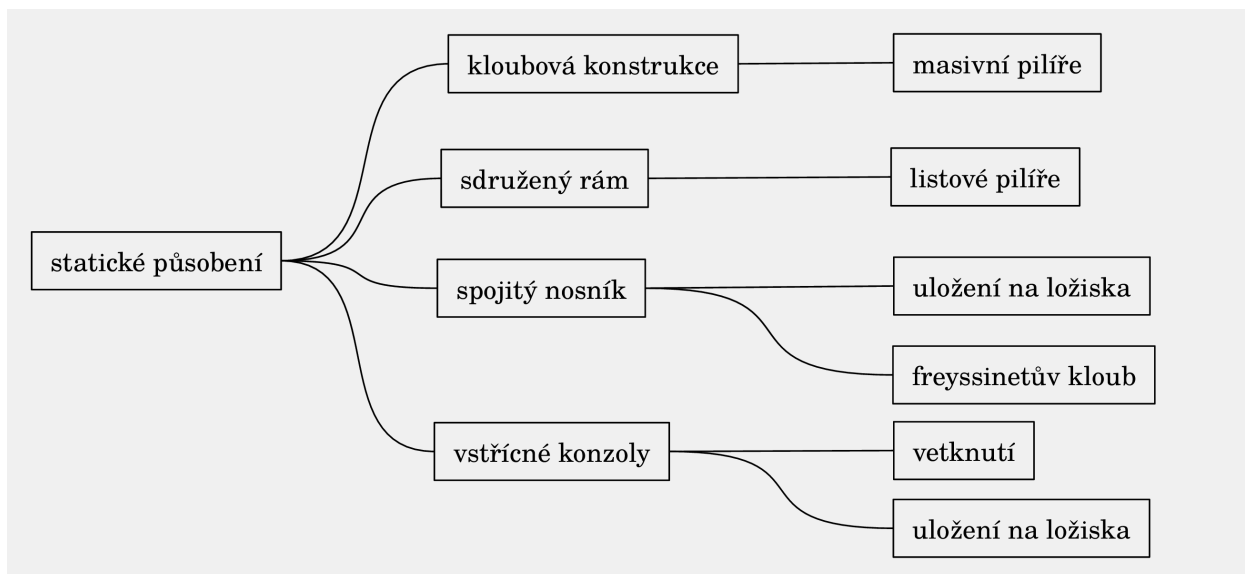
Při rozmísťování pilířů je potřeba myslet na stabilitu vahadel, především pro krajní pilíře, v případě nesymetrických konzol vahadla. Vahadlo směrem k opěře je dovedeno až na opěru, nebo je vahadlo napojeno na část konstrukce budované jinou technologií (typicky na pevné skruži).

Délka krajního pole se prodlužuje, aby nedocházelo k tahovým silám v ložisku na opěře. Podle doporučení *International Federation for Structural Concrete* [16] se v případě proměnného průřezu volí alespoň 0,6 násobek vnitřního pole. Pro přímopásové mosty je tento násobek doporučen 0,7, což se shoduje s doporučením *Ředitelství silnic a dálnic ČR* [1] pro trémové mosty, kdy krajní pole se navrhuje 0,7 až 0,8 násobek rozpětí pole vnitřního.

7.3 Statické působení

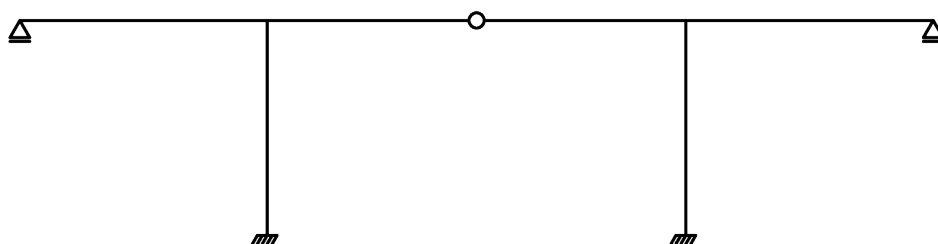
Konstrukce může ve finálním statickém schématu fungovat následujícím způsobem

- kloubová konstrukce
- spojitý nosník
- sdružený rám
- vstříčné konzoly



Obrázek 2: Myšlenková mapa: Statické působení

Kloubová konstrukce Vstříčná vahadla jsou propojena vnitřním kloubem, konstrukce si tak výrazně uchovává své konzolové působení. To způsobuje nízkou tuhost nosné konstrukce a velké průhyby. Vnitřní kloub je historickým prvkem ze zahraničních staveb, jelikož usnadňoval některé problémy se spojitostí. Vnitřním kloubem a problematikou s průhyby jsou známy Zvíkovské mosty [44, 27], kde po celkové rekonstrukci v 90. letech byly klouby odstraněny a konstrukci zajištěna spojitost [31].

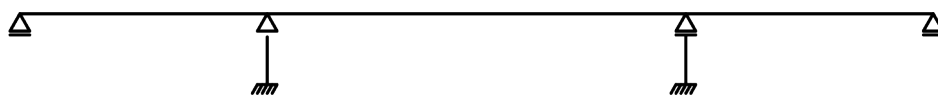


Obrázek 3: Statické schéma kloubové konstrukce

O nevhodnosti vnitřních kloubů se zmiňuje i *Jan Vitek*, který je autorem mostu přes Vltavu u Želnavy. Most u Želnavy je, po experimentálním mostu na Veslařský ostrov v Praze, druhým letmo betonovaným mostem u nás, a je řešen jako spojitý nosník. Dále po toku Vltavy je konstrukce mostu zopakována, ale tentokrát se projektant rozhodl zasáhnout do konstrukce původního autora, a vložit do středu rozpětí kloub. Průhyby na konzolové konstrukci byly po 4 letech naměřeny 10x větší než na mostě u Želnavy [27].

Kloubová konstrukce letmé betonáže s vnitřním kloubem je dnes nevhodná pro navrhování.

Spojitý nosník Konstrukce spojitého nosníku je řešením pro mosty s nízkou úrovní nad terénem. Jak je již zmiňováno je vhodná pro překlenutí vodních toků. Pilíře nedosáhnou dostatečné výšky, aby mohly být řešeny jako štíhlé, umožňující pootočení ve vrcholu. Veškerou tuhost tak musí zajistit nosná konstrukce, pro určité konfigurace rozpětí a příčného řezu to může vést na vysoké komory nad pilířem.



Obrázek 4: Statické schéma spojitého nosníku

Problematikou při tomto působení je dosažení dostatečné stability zárodku, který je uložen na ložisku. Pro stádium výstavby je nutné zajistit dostatečné podepření zárodku proti pootočení.

Sdružený rám Je nejvhodnějším způsobem pro návrh letmé betonáže pro trémové konstrukce. Dvojice štíhlých stojek prochází zárodkem, zajišťující dostatečnou tuhost v pootočení. Po dokončení vahadel a betonáži zavírací spáry dojde k vytvoření rámové konstrukce. Stojky, díky své štíhlosti, zajišťují dostatečné pootočení při deformacích. Rámové působení má pozitivní vliv na statické působení, výška komory nad pilířem nemusí být tak velká jako pro spojitě nosníky. *International Federation for Structural Concrete* doporučuje rámové spojení vždy, pokud je to možné [16].

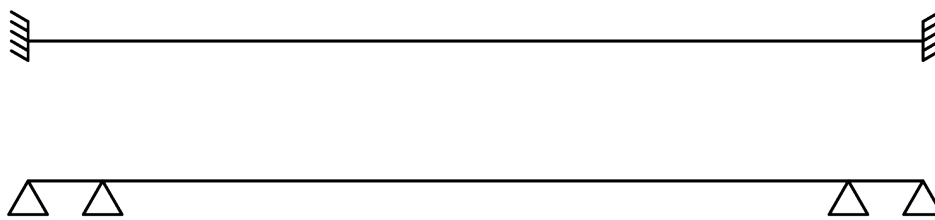
Rámová konstrukce je buď v celé délce (Nuselský most) nebo na krajní (nízké) pilíře je umístěn kloub/ložisko (most přes údolí Hačky).



Obrázek 5: Statické schéma sdruženého rámu

Vstříčné konzoly Nejméně využívané uspořádání. Pro jejich využití musejí vzniknout skutečně jedinečné podmínky nebo snadno dostupná technologie, jelikož je pravděpodobné, že jiná technologie výstavby bude vhodnější. Využití je pro jednopólové mosty s naprosto nepřístupným územím pod mostem. Z opěr jsou budovány konzoly, které jsou na opěrách uloženy na dvojici ložisek nebo do opěry vetknuty.

V kapitole ?? ?? jsou dva příklady z nedávné doby na ostrově Reunion. Na našem území byla technologie použita na Drahovický most v Karlových Varech.



Obrázek 6: Statické schéma jednostranných vahadel

7.4 Příčný řez

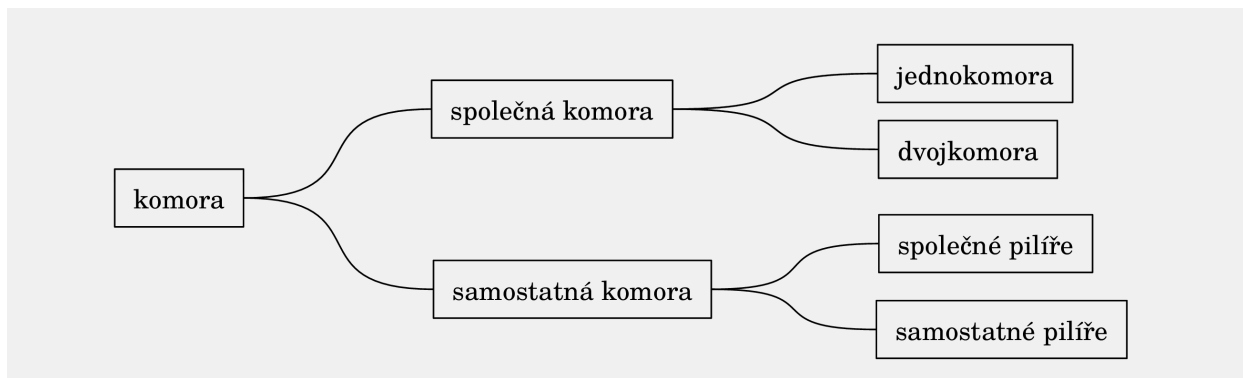
Pro trémové mosty budované letmou betonáží se použije komorový příčný řez. Historicky byl použit i příčný řez dvojtrámu. Pokud se ale podíváme na most na Veslařský ostrov v Praze, tak v oblasti nad podporou je postupným přechodem průřez převeden na komorový. Přechod mezi dvojtrámem a komorou má tvar podkovy. Důvody pro provedení částečně dvojtrémové konstrukce v poli jsou snížení vlastní tíhy, v oblasti kladných momentů, kde je spodní deska tažená, nebo technologická pracnost provedení nízké komory.

Částečné provedení dvojtrámu přináší složitosti z hlediska celkového životního cyklu mostu. Přináší to obtíže při provádění hlavních prohlídek a neumožňuje usazení prázdných kabelových kanálků pro předpětí spodními kabely (přímo osazenými při výstavbě nebo prázdné rezervní).

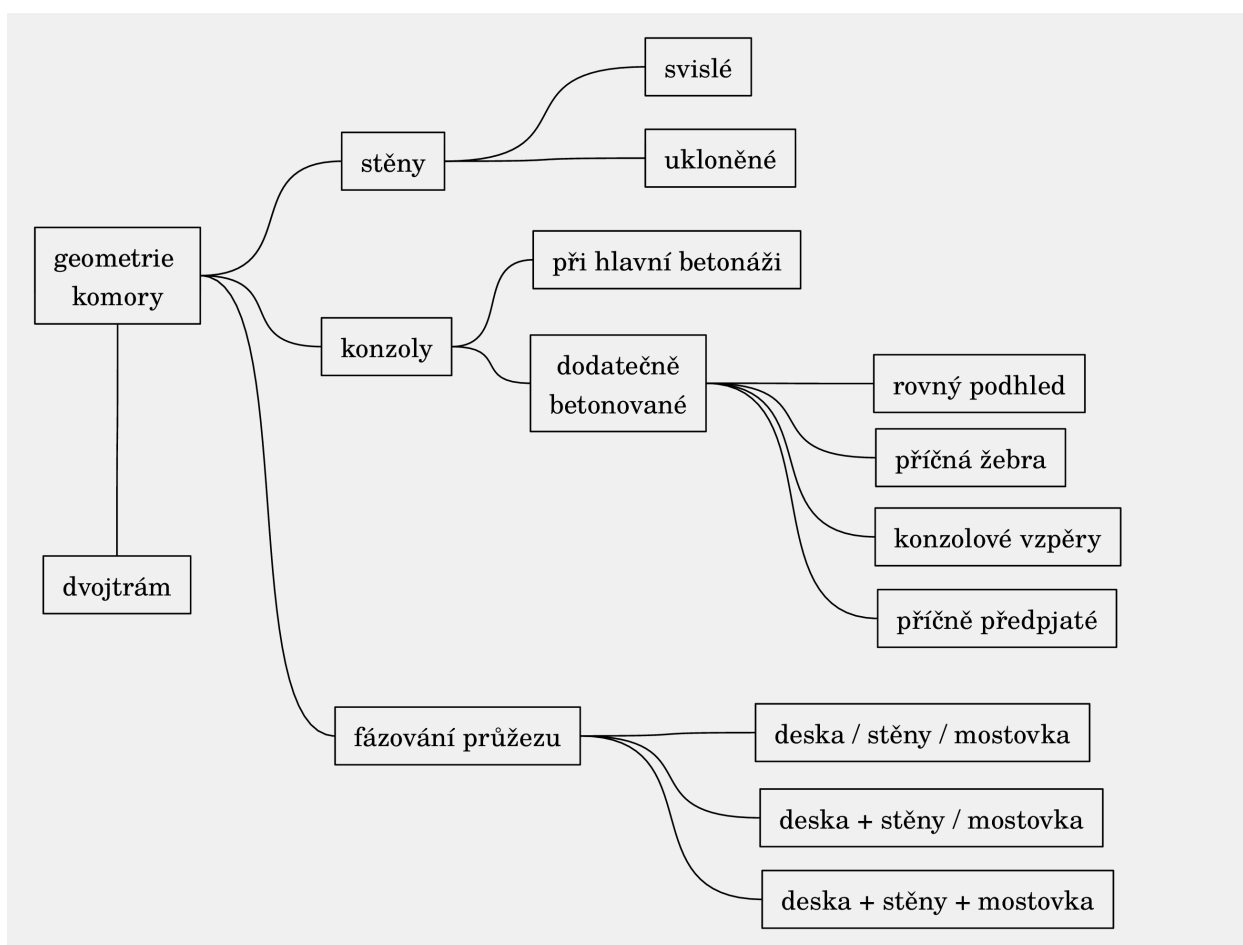
Další rozlišení typu příčného řezu je uspořádání dopravy buď na samostatné nebo společné příčné směry. V publikaci *Teorie výpočtu komůrkových nosníků* [22] je uveden vztah pro vhodnost mezi společnou komorou pro oba jízdní směry a samostatnou. Vztah závisí na velikosti hlavního rozpětí a poměry mezi rozpětím a šířkou nosné konstrukce. Lze přibližně říci, že pro rozpětí od 100 metrů se použijí samostatné komory pro jízdní směry.

Dalším vlivem pro oddělené jízdní směry je provádění údržby mosty při svedení dopravy na jednu komoru. Komora, která je podrobena údržbě (zkoušky, měření, rekonstrukce, zesilování) je neomezeně přístupná pro stavbu pro plynulé a bezpečné provedení prací.

Společná komora nabývá velkých rozměrů a z hlediska provádění je náročnější. Tíha lamel je větší a vznikají nároky na betonážní vozík. Optimální šířka komory vede na dlouhé konzoly příčného řezu, což vyžaduje doplňující technické řešení. Nuselský most v Praze má konzoly podporované příčnými žebry a na mostě Hačka u Chomutova jsou konzoly příčně předpjaté.



Obrázek 7: Myšlenková mapa: Základní tvar příčného řezu

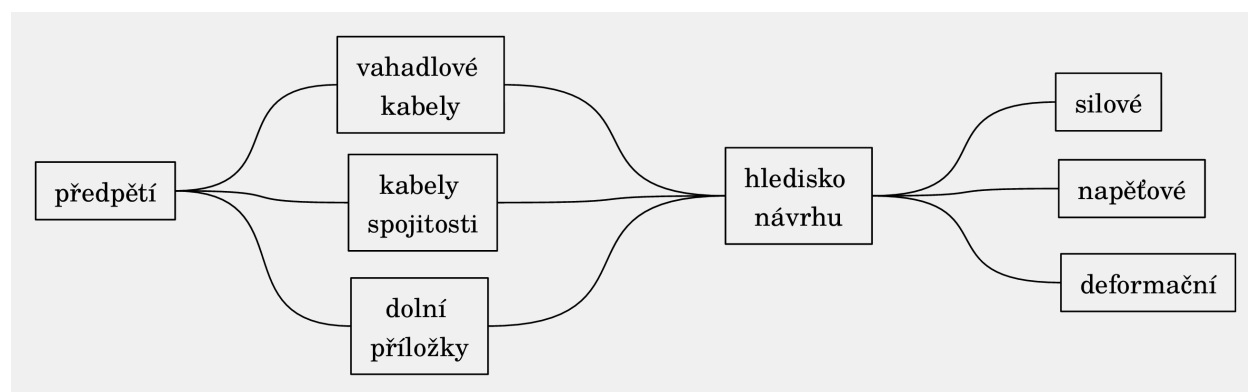


Obrázek 8: Myšlenková mapa: Geometrické parametry komory

7.5 Předpětí

Předpětí na letmo betonovaných trámových mostech je trojí

- Vahadlové kabely – umožňující výstavbu po jednotlivých lamelách. Kabely jsou vedeny v horní desce a jsou předpínány po betonáži lamely. Z různých hledisek lze na koncích kabelů provádět prostorové úpravy, ale primárně jsou kabely přímé. Při vhodném návrhu jejich rozmístění a počtu v průběhu výstavby lze jejich pomocí docílit i snížení deformací na spojitě konstruovanou konstrukci. To platí obráceně i pro špatný návrh jejich rozmístění a velikosti. Tento vliv je rozebrán v kapitole 13 *Optimalizace předpětí příčinkovými čarami*.
- Kabely spojitosti – z názvu vyplývá, že zajišťují spojitost nosné konstrukce po spojení vahadel. Kabely jsou zvedané, umístěné ve stěnách komory, vedené přes celé mostní pole a kotvené v příčnicích nad podporami. Přenášejí účinky zatížení vzniklého po spojení konstrukce (ostatní stálé, doprava). Přenášejí také zatížení vzniklé redistribucí vnitřních sil vzniklých při dotvarování betonu a přechodu konstrukce z výstavbového konzolového stádia do spojitě mostní konstrukce.
- Dolní příložky – kabely vedené ve spodní desce. Jejich použití není přímo nutné pro návrh nosné konstrukce. Kabely v případě návrhu přenášejí kladné ohybové momenty uprostřed rozpětí. Proto mohou být osazeny pouze prázdné kabelové kanály s deviátory uvnitř komory. Dlouhodobé sledování některých letmo betonovaných mostů (například „*Numerické modelování predikce vývoje průhybu letmo betonovaného mostu přes Labe v Mělníku*“ [33]) vykazují zvýšené deformace. Prázdné kabelové kanálky umožňují zesílení konstrukce a redukci nadměrných průhybů.



Obrázek 9: Myšlenková mapa: Kabely předpětí

7.6 Proměnnost výšky průřezu po délce

Provedení letmo betonovaného trámového mostu bez náběhů možné je, ale je nevýhodné (například železniční most v Praze v Holešovicích přes Vltavu nebo most West-Link v Irsku [54]). Změna průřezu je přirozená obzvláště s přihlédnutím k velkému zápornému ohybovému momentu v průběhu výstavby.

Empirický návrh náběhu se geometricky definuje

$$y = a \cdot x^{1,6}$$

V publikaci *Betonové mosty* [25] se uvádí estetické hledisko návrhu. Pro definici součinitele a stačí znát rozpětí a poměry ve vetknutí a ve středu rozpětí.

Zajímavý je stupeň křivky 1,6, který definuje velikost příčného řezu (výšku komory) a je parametrem určující spotřebu materiálu, jinak řečeno náklady stavby. Opodstatnění hodnoty z hlediska stavební mechaniky nebo její úprava na hodnotu optimální se věnuje značná část této práce.

Pro výšku průřezu je nutné zohlednit i vliv komory jako revizního prostoru ve středu rozpětí, kde je výška nejmenší. Výška se odvozuje od rozpětí. V publikaci *Betonové mosty* [25] se pro střed rozpětí uvádí 1/40 rozpětí a pro vetknutí 1/18 rozpětí. V kapitole 9 *Realizované konstrukce v České republice*

jsou uvedeny některé poslední realizace v České republice včetně poměru výšky a rozpětí. Hodnota v poli 1/40 a hodnota ve vetknutí 1/20 se přibližně shodují.

Výška komory v polovině rozpětí (nejmenší výška komory) definuje maximální možné vzepětí f paraboly předpětí kabely spojitosti. Přes moment od spojitého zatížení \bar{p} a momentu v místě vzepětí f od předpínací síly P lze definovat velikost ekvivalentního zatížení.

$$M_{p,max} = \frac{1}{8} \cdot \bar{p} \cdot L^2 = P \cdot f \Rightarrow \bar{p} = \frac{8 \cdot P \cdot f}{L^2}$$

7.7 Porovnání s ostatními metodami

Alternativní metodou k letmé betonáži jsou vysouvané konstrukce (technologicky bližší je letmá montáž, ale její použití na silničních mostech na našem území je omezené). Obě metody se využijí pro nepřístupná území. Pro obě metody se použijí komorové průřezy. Stejně jako pro letmou betonáž je konstrukce betonována po jednotlivých dílcích, které v případě výsunu jsou výrazně delší. Vybetonované dílce se předeprnou k již vybudované části. Obě metody jsou předpínány v rané fázi betonu a během výstavby projdou změnou statického systému. Rozdíl vyplývající z technologie je proměnnost průřezu po délce. Vysouvané konstrukce jsou konstantního průřezu, což v kombinaci s centrickým předpětím neumožňuje efektivním způsobem dosahovat rozpětí letmé betonáže. Výhodou výsunu je efektivnější výstavba při velkém počtu polí, kdy technologická a manipulační náročnost, pro vybudování zárodku letmé betonáže a nastartování budování lamel, je vysoká, jelikož je pro každé vahadlo individuální.

Pro větší rozpětí při zachování trémové konstrukce se posuneme ke konstrukcím zavěšeným. Pro větší rozpětí při zachování hlavního nosného materiálu betonu se posuneme ke konstrukcím obloukovým, které budou pravděpodobně budovány také letmou betonáží, ale s odlišnými parametry než pro trémové konstrukce.

Tabulka 3: Metody výstavby dle [16]

Metoda výstavby	Příčný řez	Rozpětí [m]
prefabrikované předem předpjaté	I průřez	10 – 30
prefabrikované dodatečně předpjaté	I průřez	25 – 45
vysouvané konstrukce	žebrová konstrukce	40
vysouvané konstrukce	komorová konstrukce	50 – 60
letmá betonáž	komorová konstrukce	50 – 200
zavěšené	–	150 – 1000
visuté	–	800 – 1000

8 Postup výstavby

Výstavbu nosné konstrukce lze charakterizovat třemi etapami výstavby

- výstavba pilířů a zárodku
- konzolová výstavba lamel
- uzavírací spára a zajištění spojitosti

Výstavba pilířů je potřebným zásahem do území pod mostem. Záleží na typu statického působení. Pokud je řeč o sdruženém rámu, tak je při výstavbě listových pilířů dávat pozor na jejich štíhlost. Problematika štíhlosti je blíže popsána ve výpočtu pilířů (viz *19 Model vahadla a návrh pilířů*).

Následeně je budován zárodek. V rámci konstrukce poměrně složitý a masivní prvek. Pilíře procházejí do komory a tvoří příčník. Délka zárodku vychází z požadavku na umístění betonážních vozíků, přibližně 15 m.

Zkušenosti z mostů na našem území jsou s lamelami délky 5 metrů a taktu jednoho týdne. V *Guidance for good bridge design* [16] se uvádí kratší délky lamel (3-4 m) s kratší délkou cyklu. Jednotlivé

části příčného řezu (dolní deska, stěny, horní deska) lze dělit do společných nebo samostatných etap. Po dokončení betonáže lamely se předepne ke zbytku konstrukce. Beton je velmi mladý, proto se použijí rychlovazné cementy (typ R), aby byl dostatečný nárůst pevnosti a stavba mohla plynule pokračovat. To vyžaduje měření pevnosti betonu i modulu pružnosti. Přibližně je hodnota pevnosti betonu v tlaku pro předpínání 25 MPa [16].

Obsluha vahadel probíhá pomocí věžových jeřábů chycených k pilířům. Vahadla se staví symetricky. Pokud není dodržena symetrická výstavba, tak se nevyrovaný moment od levé a pravé části rozloží jako dvojice sil do pilířů a od vlastní tíhy bude jeden pilíř tažený (viz kapitola 19 *Model vahadla a návrh pilířů*).

Po dokončení poslední lamely se vahadla proti sobě rozepřou a dobetonuje se zavírací spára. Doplní se kabely spojitosti, které jsou kotveny v příčnicích nad podporami, a případně i dolní příložky, kotvené v deviatorech. Konstrukci je zajištěna spojitost, provede se mostní svršek a uvede se do provozu.

Stručný popis časového vývoje výstavby nosné konstrukce by mohl být následující. Soupis je sestaven jako souhrn zatěžujících vlivů. Časové hodnoty jsou pouze orientační, jde především o souslednost procesu.

Tabulka 4: Časová osa výstavby nosné konstrukce

Čas [den]	Postup výstavby	Zatěžovací schéma
0	dokončení zárodku	
$\sum_{i=0}^n$	Proces výstavby lamel	n – počet lamel
$0^{(i)} = i \cdot 7$	montáž betonážního vozíku	přítěžující síly od vozíku
$2^{(i)}$	betonáž dolní desky	zatížení tíhou desky
$2^{(i)}$	betonáž stěn	zatížení tíhou stěn
$2^{(i)}$	betonáž horní desky	zatížení tíhou desky
$5^{(i)}$	předepnutí konzolových kabelů	účinky předpětí
$5^{(i)}$	odbednění	změna statického systému
$6^{(i)}$	demontáž betonážního vozíku	odtěžující síly od vozíku
$7^{(i)} = 0^{(i+1)}$	přesun do nové pozice	
	Dokončení betonáže	
100	dokončení všech lamel konzoly	
105	silové rozepření konzol	
107	betonáž zavírací spáry	
110	odbednění zavírací spáry	spojité působení konstrukce
120	předepnutí kabely se soudržností	účinky zatížení
130	umístění ostatního stálého zatížení	
180	uvedení do provozu	

9 Realizované konstrukce v České republice

Zde jsou uvedené mosty stavěné letmou betonáží v České republice, které lze nalézt z vybraných zdrojů (viz 6 *Seznam použité literatury*). Nemusí se jednat o kompletní seznam letmo betonovaných mostů na našem území. Například k zařazení mostu v Týnu nad Vltavou došlo náhodou při hledání polohy mostu u Nezášova v ortofoto mapě.

Časově se letmé betonáže, na území dnešní České republiky, realizovaly v letech šedesátých a devadesátých 20. století. S rozšiřováním dálnice D11 přibudou 3 nové stavby této technologie a zvýší se povědomí o možnostech a zkušenostech v letech dvacátých 21. století.

Tabulka 5: Seznam dohledaných mostů na území ČR

Č	Rok	Název	Max. rozpětí	Počet vahadel	Typ konstrukce	ref.
1	1958	na Veslařský ostrov (Praha)	45	2	kloubová	[44, 27]
2	1959	Želnava (VN Lipno)	48	2	spojitý nosník	[44, 27]
3	1959	Nezášov (Týn n. Vltavou)	48	2	spojitý nosník	[27]
4	1964	Žebrákov (Milevsko)	48	2	kloubová	[27]
5	1968	Týn nad Vltavou	48	2	kloubová	[18, 69]
6	1961	Drahovický most (Karlovy Vary)	70	2x0,5	vstříc. konzoly	[34, 27]
7	1962	přes Otavu u Zvíkova	84	3	kloubová	[44, 27]
8	1963	přes Vltavu u Zvíkova	84	3	kloubová	[44, 27]
9	1963	přes VN Hracholusky	64	2	spojitý nosník	[27]
10	1969	přes Želivku (Dolní Kralovice)	102	3	kloubová	[18, 27]
11	1970	železniční Holešovice	73,3	10x0,5	dvoukloubová	[34, 15]
12	1973	Nuselský most	115,5	4	rámová	[45, 27]
13	1977	přes VN Dalešice	96	2	kloubová	[27]
14	1985	přes Labe v Děčíně	104	2	kloubová	[27, 37]
15	1993	přes Labe v Mělníku	146,2	2	spojitý nosník	[33, 27]
16	1996	přes Vltavu na D8 (Vepřek)	125	2	spojitý nosník	[49, 34]
17	1997	přes Ohři na D8	137	2	spojitý nosník	[34]
18	1997	přes Úhlavku na D5 (Kladruby)	130	2	rámová	[34]
19	2007	Hačka (Chomutov)	106	2+1	rám+vr.kloub	[42, 41]
20	2009	gen. Chábery (Prosmyky, Litoměřice)	151,1	2	spojitý nosník	[39, 34]
21	2009	přes údolí Berounky na D0 (SOKP)	114	5	rámová	[43, 36]
22	2013	přes rybník Koberný (Planá n. Lužnicí)	109,5	2x5	rámová	[30, 52]
23	2016	přes údolí Chomutovky (Velemyšleves)	120	?	rámová	[48, 47]
24	2021	přes Mži na MO v Plzni (Křimická)		2x2	rámová	[68, 57]
25	2024	Poříčí na D11 (Trutnov)	151	4	spojitý nosník	[56]
26	2024	přes údolí říčky Ličná na D11 (Žacléř)	120	4	rámová	[56, 66]
27	2024	Lampertice na D11 (Žacléř)	150	2	rámová	[56]

Tabulka 6: Realizace v ČR po roce 2000

parametr	Hačka	Litoměřice	SOKP	Koberný	Velemyšleves	Křimická	Ličná
reference	[42]	[39]	[43, 36]	[30, 52]	[48, 47]	[68, 57, 46]	[56, 66, 67]
rok postavení / provoz	2007	2009		2013		2023	2024
překlenutí	údolí	řeka	údolí	rybník	údolí	řeka/inundace	údolí
působení	rámová	spojitá	rámová	spojitá	rámová	rámová	rámová
pilíře	listové	masivní	listové	masivní	listové	listové	listové
oddělené směry	ne	ne	ano	ano	ne	ne	ano
počet vahadel	3	2	5	5	2	2	3
max. rozpětí [m]	106	151	114	109,5	120	85,4	120
výška ve vetknutí [m]	6,5	7,5	6,5	5,8	6,0	5,0	6,0
poměr k rozpětí [1/n]	16,3	20,1	17,5	18,9	20,0	17,1	20,0
výška v poli [m]	2,65	3,5	3,0	2,9	3,0	2,1	3,0
poměr k rozpětí [1/n]	40,0	43,1	38,0	37,8	40,0	40,7	40,0
beton	C35/45	–	C35/45	C35/45	C35/45	C40/50	C35/45
šířka horní desky [m]	21,8	14,5		13,5	14,1	9,3	12,0
šířka dolní desky [m]	10,0	7,5		8,0		3,7	4,1~5,1
typická délka lamel [m]	5,0	–	5,0	–	5,0	5,0	–
délka zárodku [m]	–	–	12,0	–	15,0	12,0	–
fotodokumentace (Příloha I)	✓	✓	✓	–	✓	–	–

10 Reologické charakteristiky

reologie -e ž <ř> fyz.

nauka o deformaci látek v závislosti na čase; r. plastů, kalů;

Nový akademický slovník cizích slov: A-Ž : studentské vydání [19]

Rozvoj výzkumu reologických vlastností, tedy časově závislých přetvoření, přímo souvisí s vývojem předpjatého betonu. Přetvoření probíhá jak v betonu, tak i v předpínací výztuži. Neznalost, nepochopení nebo neuvažování vedlo k chybám, kterým je třeba se vyvarovat a předcházet jím.

V případě betonu se reologické vlastnosti uvažují hodnotou přetvoření. Přetvoření je veličina bezrozměrná. Zjednodušeně lze interpretovat, že s velikostí konstrukčního prvku, na který reologické vlastnosti aplikujeme, roste úměrně i absolutní velikost změny.

10.1 Beton

V mostním Eurokódu ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8] jsou reologické charakteristiky definovány následujícími vlivy

- autogenní smršťování
- smršťování od vysychání
- základní dotvarování
- dotvarování při vysychání

10.1.1 Teoretický základ smršťování

Přetvoření od smršťování je deformace prvku, vznikající v důsledku časově závislých procesů v betonu, bez ohledu na vnější zatížení.

Přetvoření je veličinou bezrozměrnou, ale jedná se o hodnotu malou, a bývá vyjádřena v jednotce milimetr na metr [mm/m].

Obecně jsou vlivy smršťováním známy dva. Autogenní smršťování vzniká od hydratace, druhý vliv od vysychání je z názvu pochopitelný. Smršťování od vysychání je jevem komplexnějším a lze jej regulovat vlhkostí prostředí nebo délkou ošetřování. Jako parametr do autogenního smršťování, dle Eurokódů, vstupuje pouze třída betonu, proto je také hůře eliminovatelný. Nicméně praktický příklad z ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] pro běžné konstrukce a betony ukazuje na větší smršťování od vysychání.

$$\begin{array}{ll} \varepsilon_{cd} = 2,5 \cdot 10^{-4} & \text{smršťování od vysychání} \\ \varepsilon_{ca} = 0,5 \cdot 10^{-4} & \text{autogenní smršťování} \\ \varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 3,0 \cdot 10^{-4} & \text{celkové smršťování} \end{array}$$

Vliv autogenního smršťování poroste se třídou betonu, která přímo souvisí s použitím cementu. Cement jako zdroj chemické reakce vytváří větší autogenní smršťování. Betony UHPC se projevují výrazným autogenním smršťováním, dle Metodika 1 [11] s odkazem na zahraniční předpisy, je autogenní smršťování téměř 4x větší než smršťování od vysychání.

Smršťování jako jev nezávislý na zatížení nebo umístění na konstrukci bude působit i na nezátížený prvek. S ohledem na postupné budování příčného řezu (dolní deska, stěny, horní deska) vzniká v čase rozdílné smršťování jednotlivých prvků. Dochází k tzv. diferenčnímu smršťování, které způsobuje namáhání v průřezu.

10.1.2 Teoretický základ dotvarování

Přetvoření od dotvarování je deformace prvku, vznikající v důsledku časově závislých procesů v betonu, se závislostí na působícím napětí.

Předmětem dotvarování se zajímá spousta výzkumů, experimentů a publikací. Jako vhodný podklad pro vysvětlení fyzikální a matematické podstaty viskoelastivity je Přetváření a porušování materiálů [17].

„Laboratorní zkoušky i měření na skutečných konstrukcích ukazují, že v řadě materiálů dochází pod vlivem konstantního napětí k postupnému nárůstu deformace. Tento jev označujeme jako dotvarování.“

„Experimenty ukazují, že deformace betonového vzorku se za konstantního napětí významně zvyšuje nejen v prvních sekundách a minutách po zatížení, ale i později, a přestože rychlost jejího růstu se samozřejmě snižuje, dotvarování se nikdy úplně nezastaví.“

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

Přetvoření je definováno Hookovým zákonem. Úpravou tohoto zákona je dosažení přetvoření s vlivem stárnutí.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \Rightarrow \varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad \text{Hookův zákon}$$
$$\varepsilon(t, t_0) = \sigma \cdot J(t, t_0) \quad \text{přetvoření s vlivem stárnutí}$$
$$J(t, t_0) = \frac{1 + \varphi(t, t_0)}{E(t)} \quad \text{funkce poddajnosti}$$
$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_c(28)} \quad \text{funkce poddajnosti ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8]}$$

Do časově závislé analýzy vstupují dva časy t a t_0 . Čas t je vyšetřovaný čas a t_0 je čas v době zatížení prvku. Zatížením prvku se obecně předpokládá odbednění, ale může to být i další stálé zatížení, které vyvolá změnu napjatosti. Protože závisí na délce zatížení, pro dotvarování se neuvažují krátkodobá zatížení.

Do výpočtu vstupuje další parametr, konkrétně součinitel dotvarování $\varphi(t, t_0)$. Parametr zohledňuje množství deformace (změkčení) prvku vlivem dotvarování. Hodnotu lze určit na různých matematických modelech, které se liší podle zvolených předpisů. Pro podmínky použití v České republice jsou vhodné modely profesora Bažanta „*Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures: Model B3*“ [29], model od *Fédération internationale du béton* v normě FIB model code for concrete structures 2010 [10], a Eurokódy ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] a ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8].

Součinitel dotvarování se pohybuje v rozmezí 0 (teoreticky) až 6. Velikost závisí na materiálovém složení, geometrii prvku a na vnějších podmínkách (čas zatížení, ošetřování). Snahou je snížení projevu dotvarování, hodnota pak běžně nabývá do 3.

Změna tuhosti vlivem dotvarování může způsobit změnu poměrů tuhostí jednotlivých prvků (změna matice tuhosti), kterou dojde i k přerozdělení (redistribuci) vnitřních sil. Redistribuce bude nastávat u nehomogenních konstrukcí (různé stáří betonu) nebo pokud dojde ke změně statického systému (např.: odstranění dočasných podpor).

Důležitým předpokladem pro výpočet vlivu stárnutí je Bolzmanův princip superpozice. Každá změna napětí způsobuje přetvoření. Jednotlivá přetvoření lze v čase sčítat. Je vhodné podotknout, že tento princip lze uplatnit při dodržení předpokladu míry využití kapacity napětí průřezu.

Dále v textu jsou uvedené postupy pro řešení součinitele dotvarování dle Eurokódů, včetně porovnání jednotlivých vlivů na výslednou hodnotu.

10.1.3 Praktické použití

Pro praktickou aplikaci s použitím platných předpisů lze vycházet z předpisů ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1* [7] a ČSN EN 1992-2 (73 6208) *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2* [8]. Kapitoly ze zmiňovaných předpisů pro časové účinky jsou

Tabulka 7: Kapitoly časové analýzy v Eurokódech

Eurokód	kapitola	název kapitoly
1992-1-1	3.1.4	Dotvarování a smršťování
1992-1-1	Příloha B	Poměrné přetvoření od dotvarování a smršťování
1992-2	Příloha B	Poměrné přetvoření od dotvarování a smršťování
1992-2	Příloha KK	Vliv časově závislého chování betonu na konstrukce

Právě *Příloha KK* definuje druhy analýzy pro vyhodnocení časově závislých účinků betonu. S ohledem na náročnost letmé betonáže je nevhodnější použití obecné metody.

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t, t_s)$$

$\varepsilon_c(t)$	časově závislé přetvoření betonu
σ_0	pružné poměrné přetvoření
$E_c(t)$	modul pružnosti s ohledem na časovou závislost t
$\varphi(t, t_i)$	součinitel dotvarování v časovém okamžiku t a začátkem působení τ
$\Delta\sigma(t_i)$	změna napětí v čase t_i
t	vyšetřovaný čas
t_0	čas vnesení zatížení (vyvolání napjatosti / odbednění)
t_i	čas změny napětí
t_s	celkové stáří betonu (od ukončení tuhnutí)
$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$	poměrné přetvoření od smršťování
n	krok změny statických podmínek / zjišťovaný časový okamžik

Je patrné, že první dva členy jsou pouze zápisem třetího členu pro čas t_0 .

$$\varepsilon_c(t) = \sum_{i=0}^n \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad \text{zjednodušený zápis}$$

Pokud bude na konstrukci působit pouze zatížení σ_0 (vlastní tíha) a budeme uvažovat konstantní modul pružnosti, dotvarování bude následující

$$\varepsilon_{cc}(t) = \frac{\sigma_0}{E_{cm}} (1 + \varphi(t, t_0))$$

Z toho je patrný Hookův zákon. Pro pružné chování materiálu bude pro obecnou veličinu deformace r platit

$$r(t) = r_0(1 + \varphi(t, t_0))$$

Zpětným dosazením do rovnice obecné metody lze lískat vztah pro deformaci

$$r(t) = \sum_{i=0}^n [\Delta r(E_c(t_i)) + \varphi(t, t_i) \cdot \Delta r(E_c(28))] \quad \text{deformace od dotvarování}$$

$$r(t) = \sum_{i=0}^n [\Delta r \cdot (1 + \varphi(t, t_i))] \quad \text{deformace od dotvarování, pro } E = \text{konst.}$$

Na následujících řádcích je rozepsán postup, s dodržením posloupnosti výpočtu, pro určení $\varepsilon_c(t)$. Postup není dále komentován. Vzorce vycházejí z ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] a ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8], kde k nim nalézt i potřebný komentář.

Určení modulu pružnosti s vlivem časového vývoje (ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7])

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0,3} \cdot E_{cm} \quad \text{hodnota modulu pružnosti v čase}$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad \text{tlaková pevnost betonu v čase}$$

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

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \quad \text{charakteristická pevnost pro } t < 28 \text{ dní}$$

s=0,20 (cement třídy R); s=0,25 (cement třídy N); s=0,38 (cement třídy S)

Celkové časově závislé účinky

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

10.1.4 ČSN EN 1992-1-1

Součinitel dotvarování dle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7]

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad \text{součinitel dotvarování}$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad \text{základní součinitel dotvarování}$$

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

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

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad \text{součinitel vlivu pevnosti}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} \quad \text{součinitel stáří v okamžiku zatížení}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad \text{náhraní rozměr prvku}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0,3} \quad \text{součinitel časového průběhu po zatížení}$$

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

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

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} \quad \text{součinitel vlivu pevnosti}$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} \quad \text{součinitel vlivu pevnosti}$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} \quad \text{součinitel vlivu pevnosti}$$

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad \text{vliv cementu a teploty}$$

$$t_T = \sum_{i=1}^n \exp(-[4000/(273 + T(\Delta t_i)) - 13,65] \cdot \Delta t_i) \quad \text{vliv změny teploty}$$

$$\alpha = -1 \text{ (cement třídy S); } \alpha = 0 \text{ (cement třídy N); } \alpha = 1 \text{ (cement třídy R)}$$

Přetvoření od smršťování (ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7])

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

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

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

celkové poměrné smršťování
konečné smršťování od vysychání
smršťování v čase

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

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

náhradní rozměr

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

základní poměrné přetvoření

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

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

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5})$$

autogenní smršťování

$$f_{cmo} = 10 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ds1} = 3 \text{ (cement třídy S); } \alpha_{ds1} = 4 \text{ (cement třídy N); } \alpha_{ds1} = 6 \text{ (cement třídy R)}$$

$$\alpha_{ds2} = 0,13 \text{ (cement třídy S); } \alpha_{ds2} = 0,12 \text{ (cement třídy N); } \alpha_{ds2} = 0,11 \text{ (cement třídy R)}$$

$$RH_0 = 100\%$$

Tabulka 8: Hodnota k_h

h_0 [mm]	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
500	0,70
>500	0,70

10.1.5 ČSN EN 1992-2

Součinitel dotvarování (ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8])

$$f_{cm}(t_0) > 0,6 \cdot f_{cm}$$

podmínka pro platnost výpočtu

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} (\varphi_b(t, t_0) + \varphi_d(t, t_0))$$

zpožděné poměrné přetvoření od napětí

$$E_c = 1,05 \cdot E_{cm}$$

tečnový modul pružnosti

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

základní dotvarování

$$\varphi_{b0} = \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}}$$

beton s křemičitým úletem

$$\varphi_{b0} = 1,4$$

beton bez křemičitého úletu

$$\beta_{bc} = 0,37 \cdot \exp\left(2,8 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right)$$

funkce zralosti - beton s křemičitým úletem

$$\beta_{bc} = 0,4 \cdot \exp\left(3,1 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right)$$

funkce zralosti - beton bez křemičitého úletu

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)]$$

dotvarování při vysychání

$$\varphi_{d0} = 1000$$

beton s mikrosilikou

$$\varphi_{d0} = 3000$$

beton bez mikrosiliky

Přetvoření od smršťování (ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8])

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K(f_{ck}) [72 \exp(-0,046 \cdot f_{ck}) + 75 - RH] (t - t_s) 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd} \cdot h_0^2}$$

smršťování od vysychání

$$K(f_{ck}) = 18$$

$f_{ck} \leq 55 \text{ MPa}$

$$K(f_{ck}) = 30 - 0,21 \cdot f_{ck}$$

$f_{ck} > 55 \text{ MPa}$

$$\beta_{cd} = 0,007$$

beton s mikrosilikou

$$\beta_{cd} = 0,021$$

beton bez mikrosiliky

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

náhradní rozměr dle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7]

$t < 28$

$$\varepsilon_{ca}(t) = 0$$

autogenní smršťování, $f_{cm}(t)/f_{ck} < 0,1$

$$\varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) \left(2,2 \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2\right) 10^{-6}$$

autogenní smršťování, $f_{cm}(t)/f_{ck} \geq 0,1$

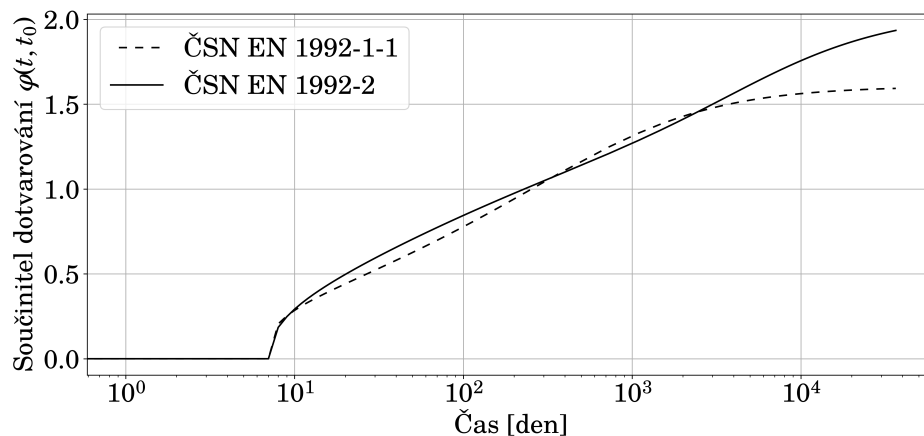
$t \geq 28$

$$\varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) \cdot \left[2,8 - 1,1 \cdot \exp\left(-\frac{t}{96}\right)\right] \cdot 10^{-6}$$

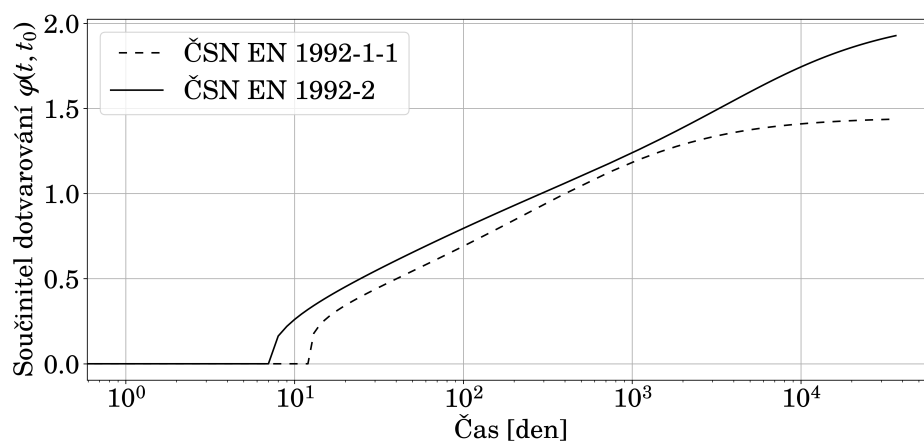
10.1.6 Porovnání dotvarování dle předpisů

Zde je uvedeno několik grafů, které zobrazují chování reologických modelů, resp. součinitele dotvarování, podle předpisů ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby* [7], a podle ČSN EN 1992-2 (73 6208) *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady* [8]. Časová vodorovná osa je v logaritmickém měřítku. Čas je v rozsahu [0; 36500] [den].

V předpisu pro betonové mosty ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8] se uvádí, že použití je pro betony vyšší pevnosti než C50/60, vyráběné z cementu R, pro prvky s rozdílným základním dotvarováním a dotvarováním od vysychání (masivní prvky), a prvky s křemičitým úletem (mikrosilikou). Tento reologický model byl sestaven na základě poznatků z měření. Doplňující publikace uvádějí i výzkum na mostu citlivém na dotvarování. Použití předpisu pro mosty na zvolenou konstrukci se jeví jako vhodnější.

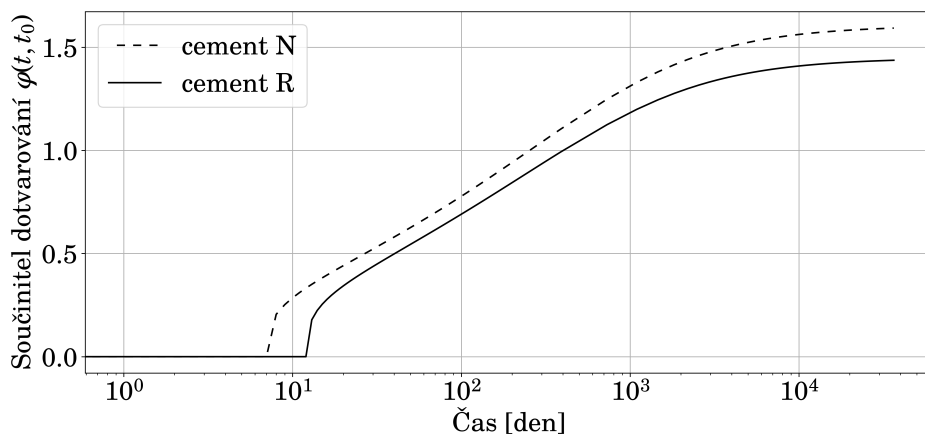


Obrázek 10: Porovnání norem ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] a ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8], pro cement N, logaritmické měřítko

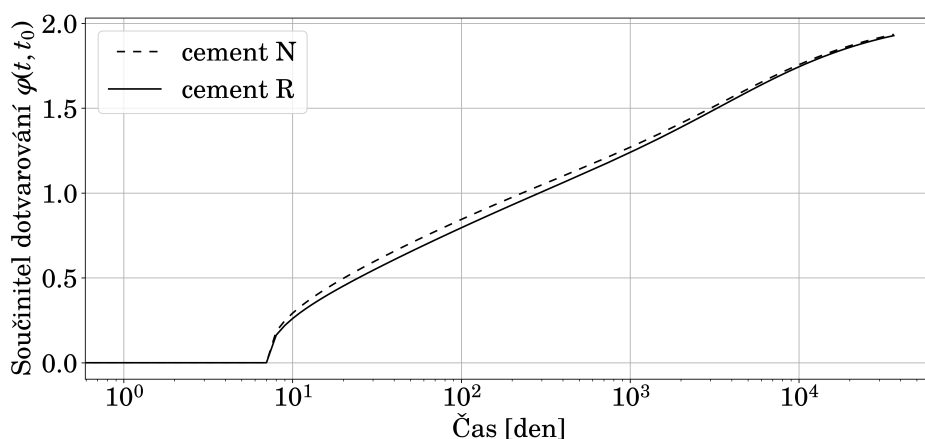


Obrázek 11: Porovnání norem ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] a ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8], pro cement R, logaritmické měřítko

Pro ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] rychleji nabíhá ustalující větev. Jestliže uvážíme použití obou předpisů, tak ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] odpovídá pozemním stavbám, které se převážně navrhují na 50 let. Předpis ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8] platí pro mosty, které se navrhují na 100 let. Oba výpočty jsou extrapolací zaznamenaných vztahů, i proto lze uvažovat ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8] pro stavby s životností 100 let za validnější.



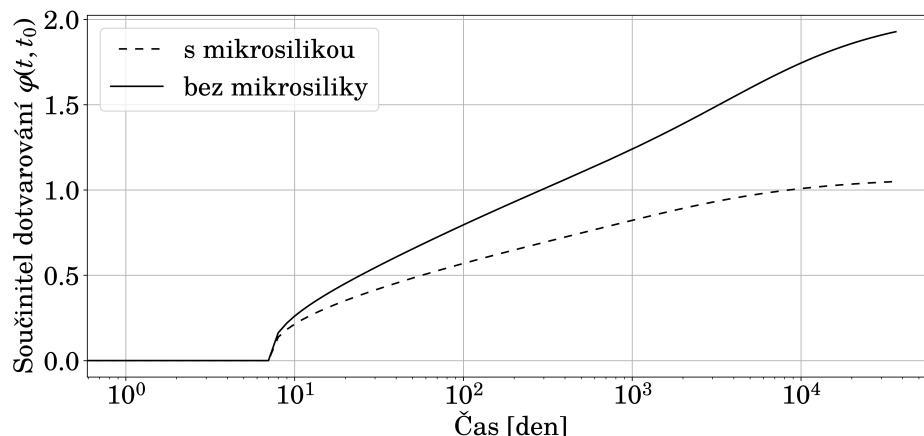
Obrázek 12: Vliv cementu pro ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7], logaritmické měřítko



Obrázek 13: Vliv cementu pro ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8], logaritmické měřítko

Vliv cementu podle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] je zohledněn úpravou počátečního času. Stejným způsobem je tento jev zachycen v FIB model code for concrete structures 2010 [10]. Z jednoduché úvahy to může vést na nepřesnosti v rané fázi betonu, kdy součinitel dotvarování bude roven nule. Pro pokročilejší časové okamžiky lze hodnotu považovat za platnou (náběh pevnosti byl rychlý, projev dotvarování bude menší).

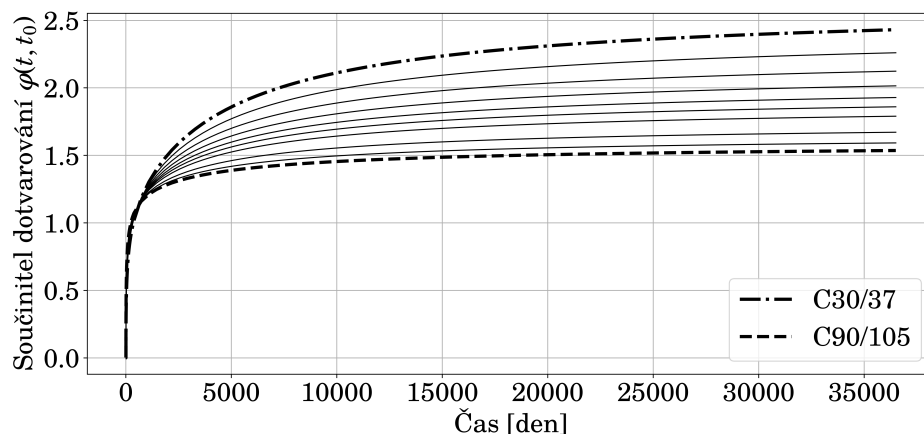
Vliv cementu podle ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8] je zanedbatelný. To není zcela uspokojivá informace, nicméně, jak již bylo zmíněno, experimenty proběhly na betonech s cementem typu R. Pro vybranou konstrukci letmé betonáže bude uvažován cement typu R, model tak lze předpokládat za vhodný.



Obrázek 14: Vliv mikrosiliky dle ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8], logaritmické měřítko

Vliv mikrosiliky je významný. Použití tohoto doplňujícího materiálu vede na výrazně nižší součinitel dotvarování a jeho latentně hydraulické (pucolánové) vlastnosti přispívají ke zvýšení pevnosti. Vyšší pevnost vede na nižší spotřebu cementu a tím i na menší vliv pro smršťování.

Zajímavý je i vliv pevnosti betonu. S rostoucí třídou betonu klesá součinitel dotvarování.

Obrázek 15: Vliv f_{ck} dle ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8], lineární měřítko

$$\varphi_{C35/45} = 2,27$$

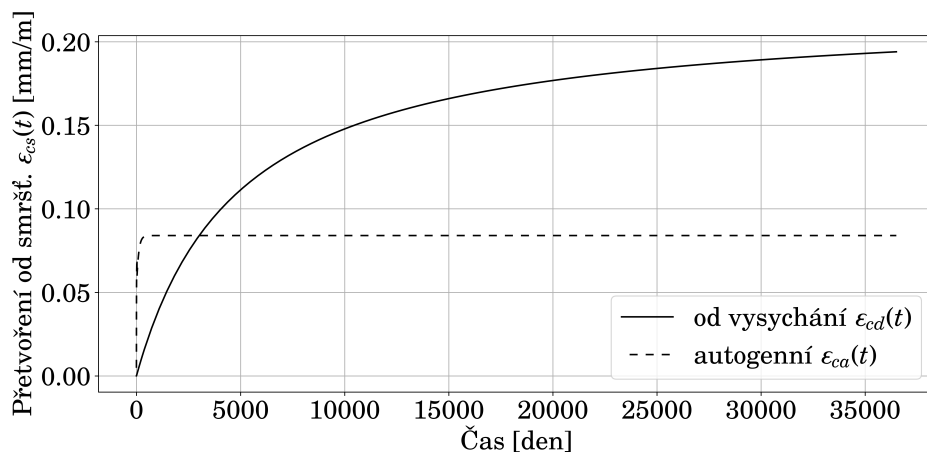
$$\varphi_{C50/60} = 1,93$$

$$\frac{\varphi_{C35/45}}{\varphi_{C50/60}} = \frac{2,27}{1,93} = 1,17$$

Mezi betony C35/45 a C50/60, je rozdíl v součiniteli dotvarování 17%. To pouze podtrhuje myšlenku použití kvalitnějších materiálů pro reologicky citlivé konstrukce, což splňuje požadavky TP 144 [2], na robustnost řešení.

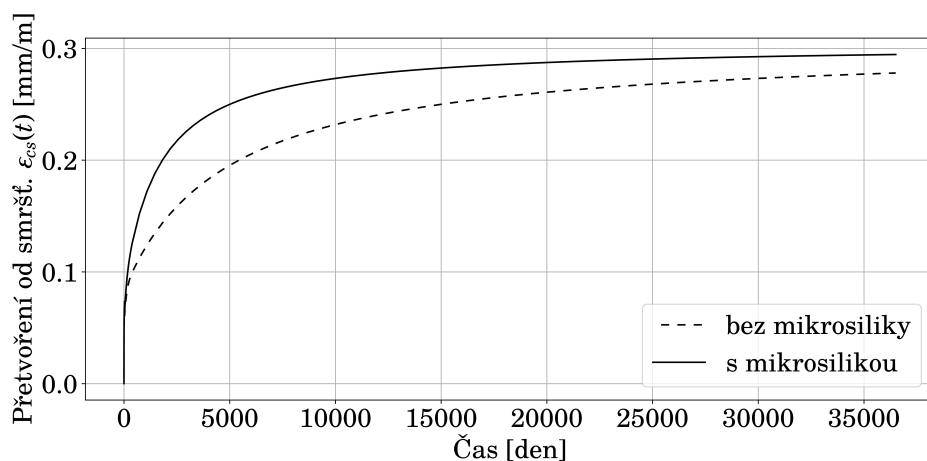
10.2 Vlastnosti smršťování

Pro smršťování je vzat pouze model dle ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8]. Nejprve jsou rozděleny jednotlivé složky smršťování.



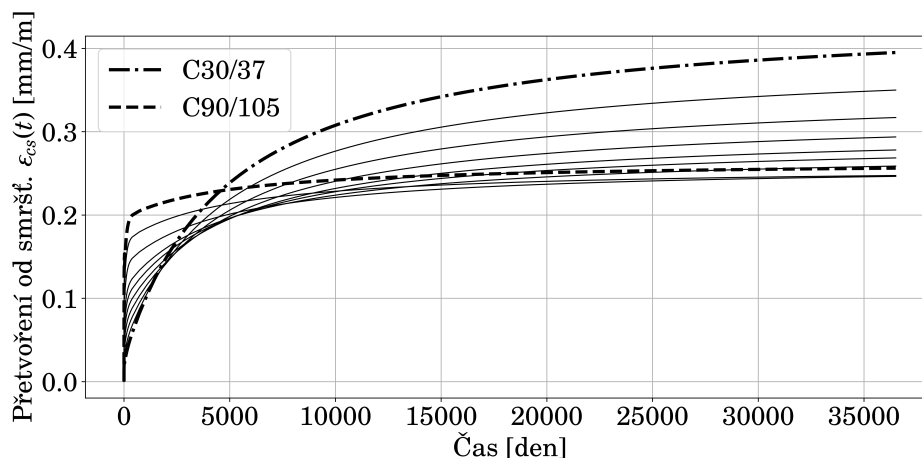
Obrázek 16: Složky smršťování, lineární měřítko

Autogenní smršťování nastává rychle a ustaluje se. Smršťování od vysychání má neustalující průběh. Průběh smršťování od vysychání je důležitý i pro dotvarování, jelikož tvoří jednu jeho složku.



Obrázek 17: Vliv použití mikrosiliky, lineární měřítko

Vliv mikrosiliky nepůsobí na smršťování zmenšením, jak je tomu u dotvarování, ale v průběhu je smršťování s mikrosilikou větší. Na konci životnosti (100 let), kdy se hodnota zjednodušeně zanáší do výpočetních modelů, se smršťování pro různé složení velmi blíží.

Obrázek 18: Vliv f_{ck} , lineární měřítko

Pro betony vyšších pevností se zvětšuje míra autogenního smršťování a smršťování od vysychání má menší vliv na konečnou hodnotu s výraznějším ustálením.

10.3 Předpínací výztuž

Časově závislé ztráty předpětí jsou dle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] dvojí.

- vlivem dotvarování a smršťování betonu
- vlivem relaxace oceli v tahu

Dotvarování a smršťování betonu je uvedeno výše. Přetvoření prvku v čase mění i celkovou délku vedení předpínacího kabelu, a tím dochází ke snížení napjatosti ve výztuži.

10.3.1 Relaxace předpínací výztuže

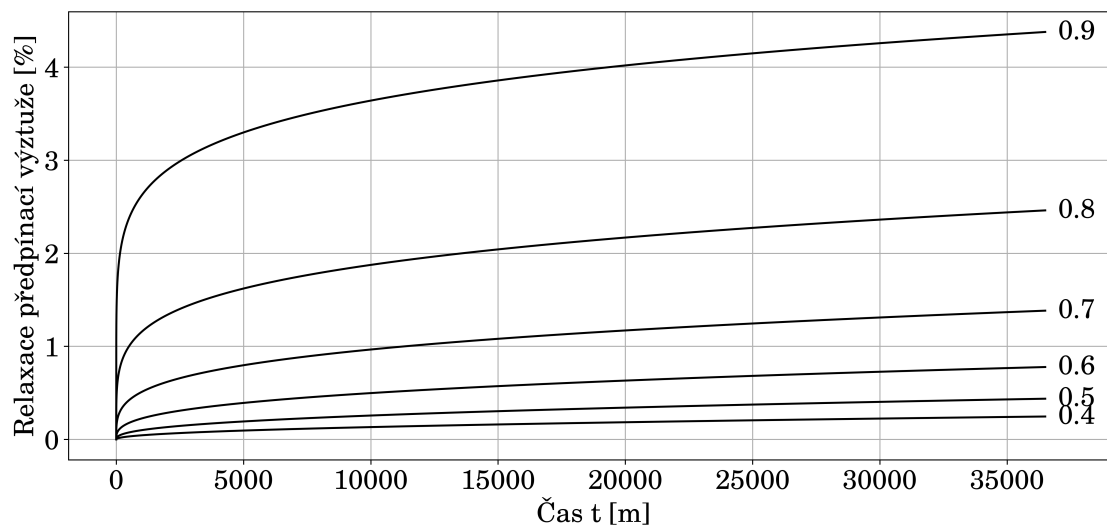
Obecně je relaxace pokles napětí při konstantní deformaci. Výztuž je pevně držena pomocí kotev, její deformace je konstantní, a relaxuje. Průběh relaxace je logaritmický. Použitá výztuž je třídy 2, lana s nízkou relaxací.

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm0}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7 \cdot \mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad \text{ztráta relaxací, třída 2}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}}$$

$$\rho_{1000} = 2,5\% \quad \text{ztráty napětí 1000 hodin po zakotvení, třída 2}$$

Vliv na relaxaci má napětí ve výztuži po napínání σ_{pm0} . V následujícím grafu je vyjádřena míra využití celkové tahové pevnosti předpínacího lana f_{pk} .



Obrázek 19: Relaxace předpínací výztuže podle míry využití tahové pevnosti

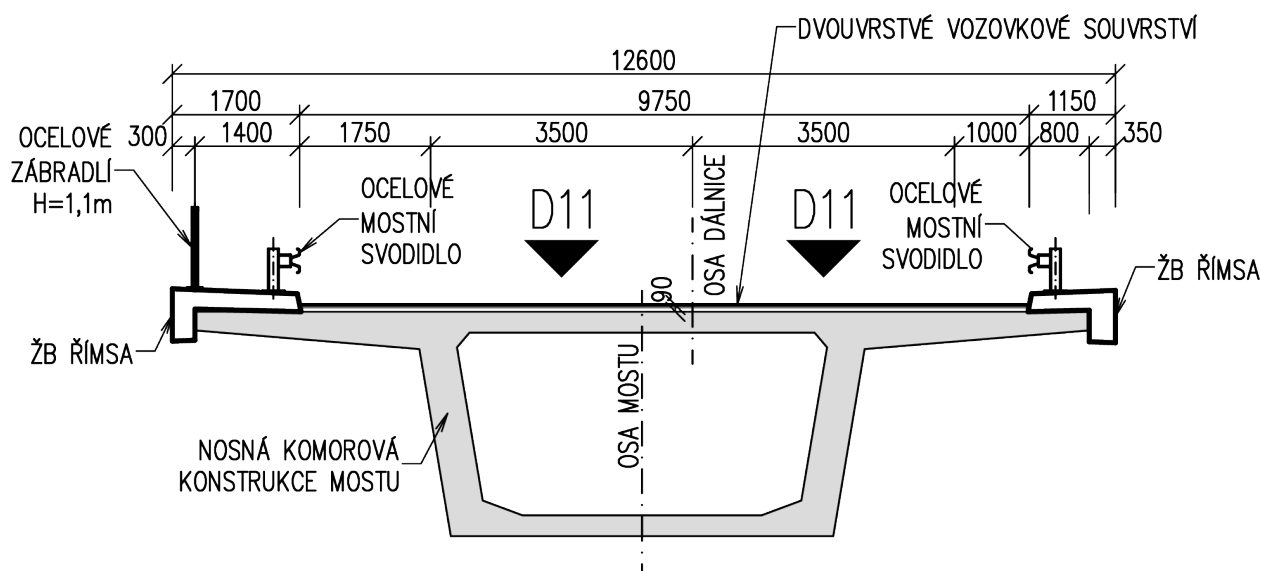
V uvedeném grafu jsou ještě odhadem zahrnuty krátkodobé ztráty 10%. Je vidět, že ztráty relaxací jsou pro vysokou míru předpětí výrazně vyšší. S ohledem na tuto skutečnost je maximální využití tahové pevnosti předpínací výztuže, pro tento výpočet, omezeno na 70% pevnosti v tahu.

Část III

Předběžný návrh konstrukce

11 Globální parametry konstrukce

11.1 Schéma uspořádání konstrukce



Obrázek 20: Uspořádání v příčného řezu

11.2 Materiály

11.2.1 Beton

Pro spodní stavbu byl zvolen standardně využívaný beton C30/37. Pro nosnou konstrukci byla třída betonu o něco vyšší C50/60 než je dosavadní zkušenost s letmou betonáží na našem území, ale například nedávná realizace v Polsku „*The construction of a new bridge over the Warta river in Rogalinek*“ [32] využívá právě C50/60. Volba vyšší třídy umožňuje snížení použitého materiálu, a tím i celkových nákladů. Kvalitnější materiál má vyšší jednotkovou cenu, ale pokud srovnáme položky 423335 – *mostní nosné komorové konstr z předpj bet do C30/37* a 423336 – *mostní nosné komorové konstr z předpj bet do C40/50* dle Oborový třídění stavebních konstrukcí a prací 2022 [13], získáme nákladové navýšení o 1,1%. Navýšení pevnosti v tlaku, mezi beton C30/37 a C40/50, je 1/3 a pro tahovnou pevnost 21%. Pro projektanta to je informace, že zvýšením třídy betonu roste únosnost průřezu výrazně rychleji než náklady na materiál.

Nosná konstrukce: **C50/60 – XC4+XD1+XF2 – C1 0,2 – D_{max} 22 – S3**

Spodní stavba: **C30/37 – XC4+XD1+XF2 – C1 0,2 – D_{max} 22 – S3**

Tabulka 9: Pevnostní a deformační charakteristiky dle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7]

		C50/60	C30/37
f_{ck}	[MPa]	50	30
f_{ctm}	[MPa]	4,1	2,9
$f_{ctk;0,05}$	[MPa]	2,9	2,0
E_{cm}	[GPa]	37	33
ε_{cu3}	[‰]	3,50	3,50

11.2.2 Předpínací výztuž

Pro potřeby tohoto návrhu bude, s ohledem na současné zvyklosti předpínání mostů, použita předpínací výztuž **Y1860S7-15,7**. Podklady k předpínací výztuži jsou převzaty od společnosti **author**.

$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$	pevnost v tahu
$D = 15,7 \text{ mm}$	jmenovitý průměr
$S_n = 150 \text{ mm}^2$	průřezová plocha
$F_{p0,1} = 246 \text{ kN}$	char. síla na mezi kluzu 0,1 %
$F_{pk} = 279 \text{ kN}$	char. síla na mezi pevnosti
$E = 195 \text{ GPa}$	modul pružnosti

V rámci této práce je pracováno pouze se zjednodušenými ztrátami předpětí. Hodnota krátkodobé ztráty je uvažována 10%. Uvažovaná ztráta zahrnuje dle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] následující vlivy.

- třením kabelového kanálku
- pokluzem v kotvě
- pružnou deformací betonu
- krátkodobé relaxací

Norma ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] definuje maximální hodnoty napětí v předpínací výztuži. Maximální hodnoty jsou porovnány s maximálním uvažovaným napětím ve výpočtu.

$$\begin{aligned} \sigma_{p,max} &= \min\{k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot k_{p0,1k}\} = \min\{0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1640\} = \\ &= \min\{1488; 1476\} = 1476 \text{ MPa} && \text{maximální napínací napětí} \\ \sigma_p &= 0,7 \cdot 1860 = 1302 \text{ MPa} && \text{napětí při napínání na konstrukci} \\ \sigma_{p,max} &= 1476 \text{ MPa} > \sigma_p = 1302 \text{ MPa} && \text{(88\%, VYHOVUJE)} \\ \sigma_{pm0} &= \min\{k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}\} = \min\{0,75 \cdot 1860; 0,85 \cdot 1640\} = \\ &= \min\{1395; 1394\} = 1394 \text{ MPa} && \text{maximální napětí po napnutí} \\ \sigma_{p0} &= 0,7 \cdot 1860 - 10\% = 1172 \text{ MPa} && \text{napětí po napínání na konstrukci} \\ \sigma_{pm0} &= 1394 \text{ MPa} > \sigma_{p0} = 1172 \text{ MPa} && \text{84\%, VYHOVUJE} \end{aligned}$$

Uvažované maximální napětí na 70% pevnosti oceli v tahu splňuje normové požadavky.

11.3 Zatížení

11.3.1 Stálá zatížení

Vlastní tíha Pro vlastní tíhu betonu se uvažuje 25 kN/m^3 .

Ostatní stálé

Tabulka 10: Ostatní stálé zatížení

zatížení	šířka m	plocha-řez m^2	obj. tíha [3] kN/m^3	plošné zatížení kN/m^2	liniové zatížení kN/m
-					
římsa - levá	1,15	0,43	25,0	9,35	10,75
římsa - pravá	1,7	0,55	25,0	8,09	13,75
vozovka	9,75	0,88	24,0	2,16	21,12
zábradlí					1,00
svodidlo - levé					1,00
svodidlo - pravé					1,00
CELKEM					90,86

11.3.2 Zatížení dopravou

Pro zatížení dopravou se uvažují následující schémata zatížení dle ČSN EN 1991-2 ed. 2 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2 [6]

- gr1a – sestava od modelu zatížení LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)
- gr1b – sestava od modelu zatížení LM2 (jednotlivá náprava)
- gr5 – sestava od modelu zatížení LM3 (zvláštní vozidla)

11.3.3 Klimatická zatížení

Vítr Je provedeno dle ČSN EN 1991-1-4 ed. 2 (73 0035) [4]. Směry z a y jsou určeny podle této normy. Směr z je kolmý k nosné konstrukci a y je ve směru rozpětí. Větrná oblast se uvažuje III.

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,i}$$

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{12}{4,2} = 2,86$$

$$\Rightarrow c_{f,z} = 0,15$$

$$\Rightarrow c_{f,y} = 1,7$$

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 27,5 = 27,5 \text{ m/s}$$

Zatížení ve svislém směru z na konstrukci

$$C_z = c_e \cdot c_{f,z} = 3,2 \cdot 0,15 = 0,48$$

$$A_{ref,z} = b \cdot L = 12 \cdot 50 = 600 \text{ m}^2$$

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,5^2 \cdot 0,48 \cdot 600 = 136,1 \cdot 10^3 \text{ N} = 136,1 \text{ kN}$$

$$f_{w,z} = \frac{F_{w,z}}{50} = \frac{136,1}{50} = 2,72 \text{ kN/m}$$

Zatížení ve vodorovném směru y

$$C_y = 3,2 \cdot 1,7 = 5,44$$

$$A_{ref,y} = b_{pil} \cdot H = 6,0 \cdot 40 = 120 \text{ m}^2$$

$$F_{w,y} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,5^2 \cdot 5,44 \cdot 120 = 308,6 \cdot 10^3 \text{ N} = 308,6 \text{ kN}$$

$$f_{w,y} = \frac{F_{w,y}}{40} = \frac{308,6}{40} = 7,72 \text{ kN/m}$$

Teplota Teplotní zatížení odpovídá typu 3 (betonový nosník). Uvažuje se pouze rovnoměrná složka teploty.

11.3.4 Staveništní zatížení

Jsou uvažovány 3 složky (dle ČSN EN 1991-1-6 (73 0035) [5]).

- osoby a ruční nářadí $q_{ca} = 1,0 \text{ kN/m}^2$ – působení na poslední lamelu
- přemístitelná skládka $q_{cb} = 0,2 \text{ kN/m}^2$ – působení na celé délce konzoly vahadla (mimo poslední lamely)
- dočasné vybavení $q_{cc} = 0,5 \text{ kN/m}^2$, působící na poslední lamelu.

Přepočítání na liniové zatížení

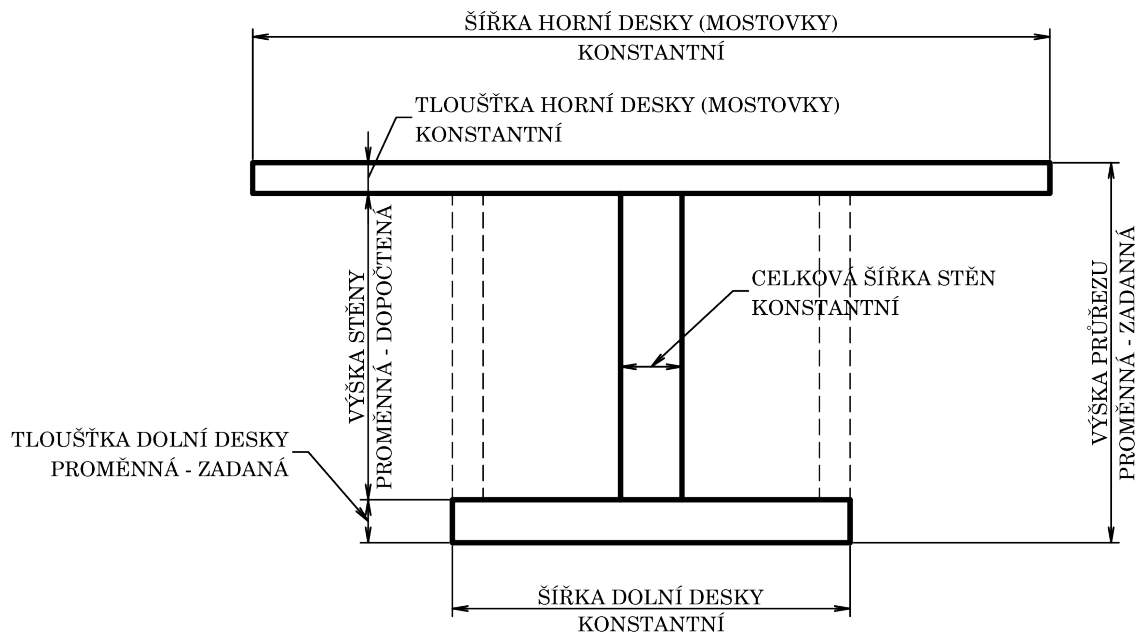
$$q_{lamela} = (q_{ca} + q_{cc}) \cdot b_1 = (1,0 + 0,5) \cdot 12 = 18 \text{ kN/m}$$

$$q_{konzola} = q_{cb} \cdot b_1 = 0,2 \cdot 12 = 2,4 \text{ kN/m}$$

Staveništní zatížení dále zahrnuje betonážní vozík $Q = 80 \text{ kN}$, působící na poslední lamelu.

12 Analýza průřezových charakteristik konzoly vahadla

Cílem analýzy průřezu bylo prvotní ověření empirického vztahu funkce náběhu nebo určení vhodnější definice výšky konstrukce po délce. Uvažované statické schéma je konzola, charakterizující výstavbové stádium (dokončené vahadlo). Průřez je uvažovaný tvaru I, jelikož jsou vyšetřovány charakteristiky ohybu.



Obrázek 21: Schéma uvažovaného průřezu

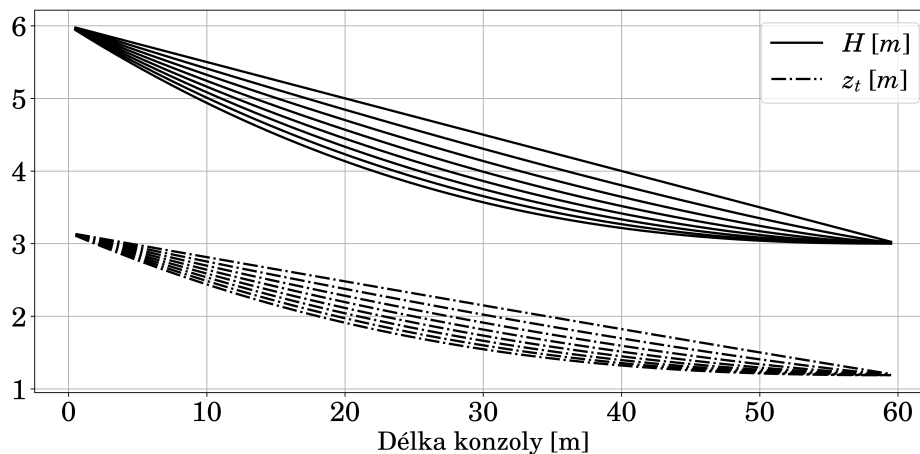
Analýza průřezových charakteristik proběhla na vybraných exponentech

$$n = [1.0, 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 2.0, 2.2, 2.4]$$

pro rovnici

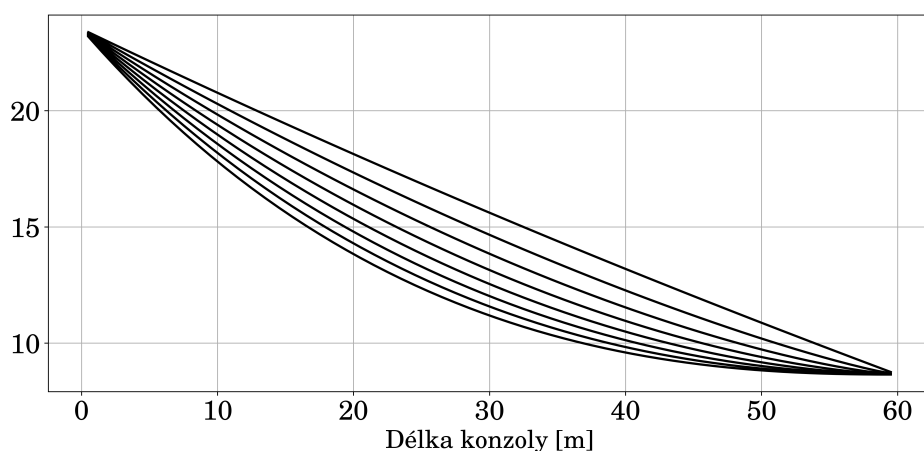
$$y = a \cdot x^n$$

Prvním je vynesení výšky a polohy těžiště. Tento průběh je určující pro všechny vnitřní síly a v zásadě se na jednotlivých průřezích nedá určit jejich výhodnost ze statického hlediska.



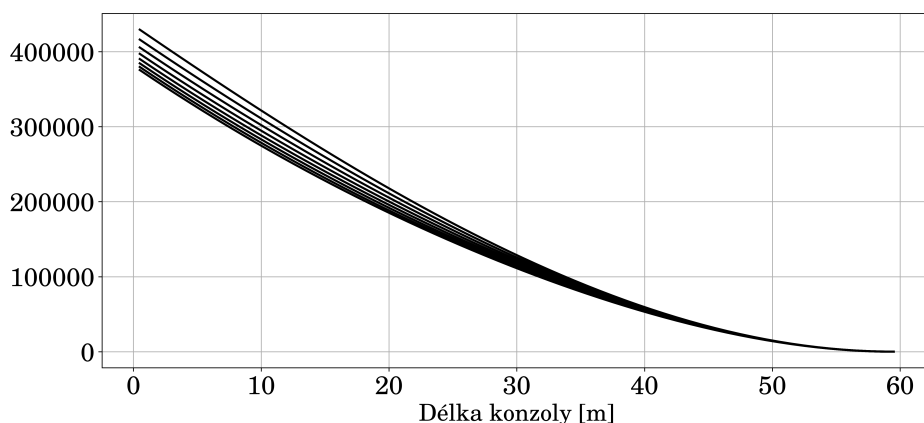
Obrázek 22: Poloha těžiště z_t [m]

Při změně průřezové charakteristiky mění pouze “průhyb” podle jednotlivých exponentů, v závislosti na mocniné závislosti na výšce průřezu. Jako například pro průřezový modul $[m^3]$.



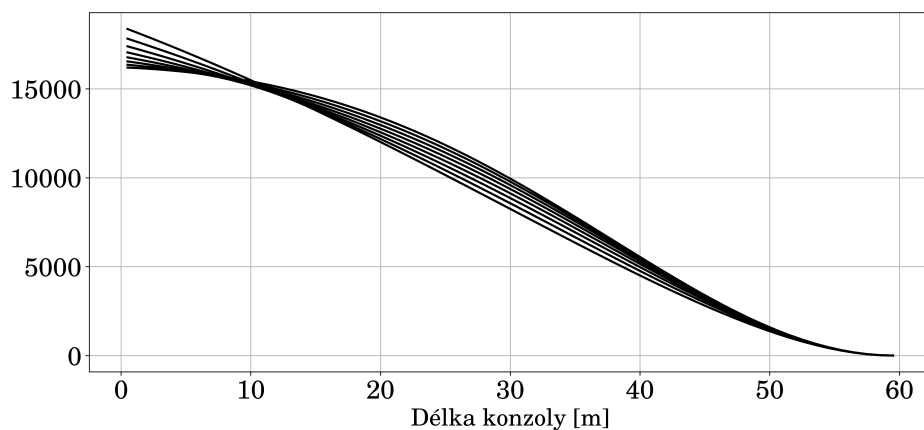
Obrázek 23: Průřezový modul – horní W_y^h $[m^3]$

Charakter momentu od vlastní tíhy také nedává příliš zajímavé informace, možná jen poměrně malý rozptyl v oblasti vetknutí.



Obrázek 24: Ohybový moment M_y $[kNm]$

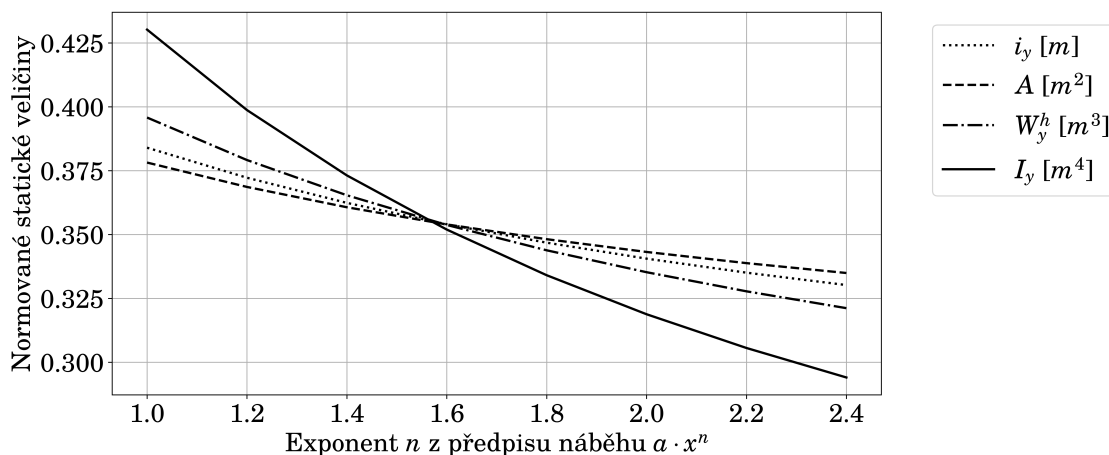
Už zajímavější charakteristikou je hodnota napětí pro horní vlákna.



Obrázek 25: Napětí u horních vláken σ_x^h $[kPa]$

S větším exponentem se křivka více "krouť". Křivky exponentů se protínají přibližně ve vzdálenosti 10 m od vetknutí. Při délce rozpětí 120 m a uvažované délce jedné lamely 5 metrů to je druhá pracovní spára (v souřadnici 0 m pracovní spára není). To znamená, že pro toto místo bude narůstat napětí.

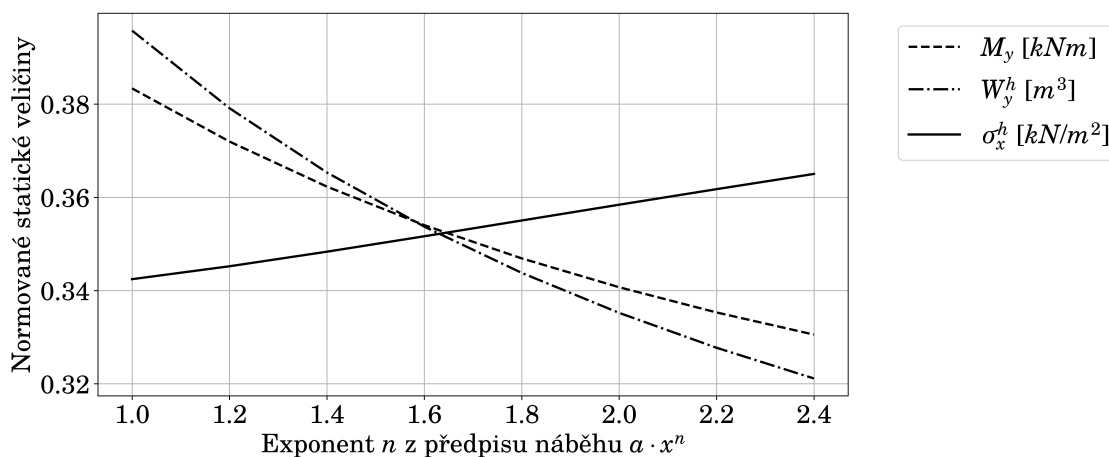
Pro lepší porovnání vhodnosti volby náběhů byl výpočet pozměněn. Hodnoty veličin po délce byly zaznamenány do jedné hodnoty, byly zintegrovány (určena plocha pod křivkou). Výsledná hodnota byla vynesena v závislosti na daném exponentu a znornována pro společné porovnání veličin v jendom grafu.



Obrázek 26: Plocha průřezových veličin podle exponentu náběhu

To už dává mnohem lepší výsledky. Křivky jednotlivých veličin se protínají přibližně ve společném bodě. Pro tento bod bude znamenat, že rozložení míry vlivu dané veličiny podle exponentu bude stejný. Jednoduše řečeno osová tuhost $\sim A$ bude pro bod křížení vyrovnaná ve vztahu k ohybové tuhosti $\sim I_y$. Pro jiné exponenty bude buď osová nebo ohybová tuhost převažovat.

Bod křížení je právě na hodnotě exponentu 1,6. Takže bylo ověřeno, že z hlediska výšky průřezu k poměru tuhostí je exponent 1,6 optimální. Ještě ověřit, že tato vlastnost se shoduje i s rozložením napětí od vlastní tíhy.



Obrázek 27: Plocha napětí podle exponentu náběhu

Výhodnot exponentu byla ověřena i pro napětí. Rozložení hmoty po délce konzoly je pro funkci náběhu s exponentem 1,6 optimální.

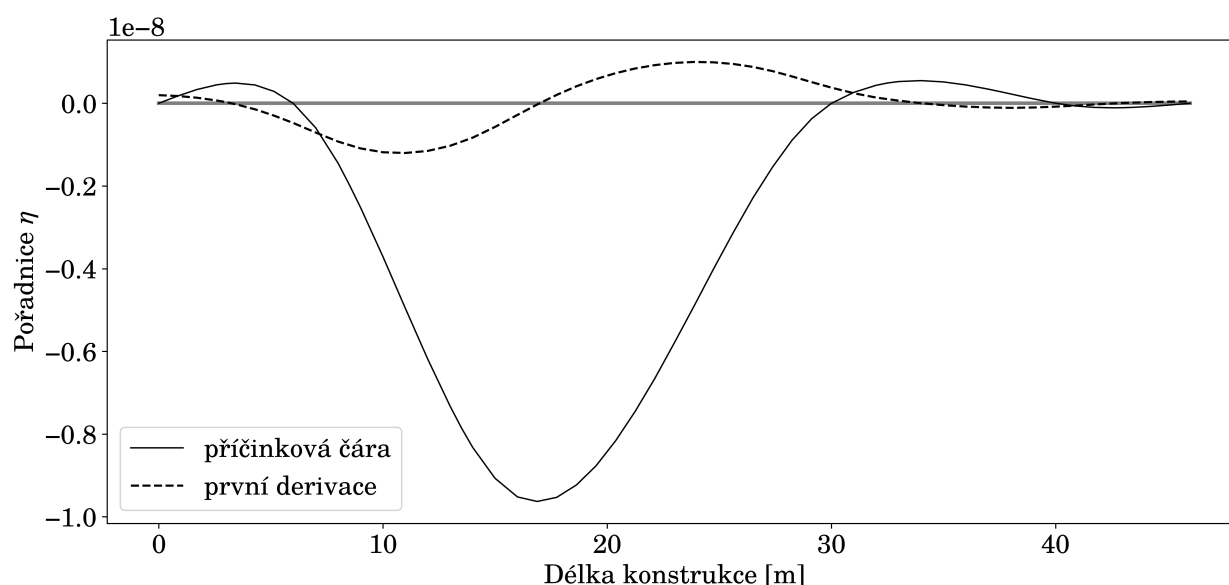
13 Optimalizace předpětí příčinkovými čarami

Přístup vychází z publikace „*Transport & infrastructure: Optimisation of tendon layout to avoid excessive deflections of long-span prestressed concrete bridges*“ [38]. Principem je použití příčinkových čar pro určení ve výhodnější pozice umístění kotev pro snížení průhybů. Otázka je především na vahadlové kabely, které jsou ve velkém množství použity při výstavbě, a to pro zajištění napjatosti. Jejich nevhodným umístěním lze vyvolat zvýšení průhybu na finálním statickém systému.

Pro postup stačí znát příčinkovou čaru průhybu ve vybraném řezu. Následně se pracuje pouze s derivací a posunem grafu. Postup je ukázán na jednoduchém postupu a následně aplikován na vyšetřovanou konstrukci s hlavním rozpětím 120 m.

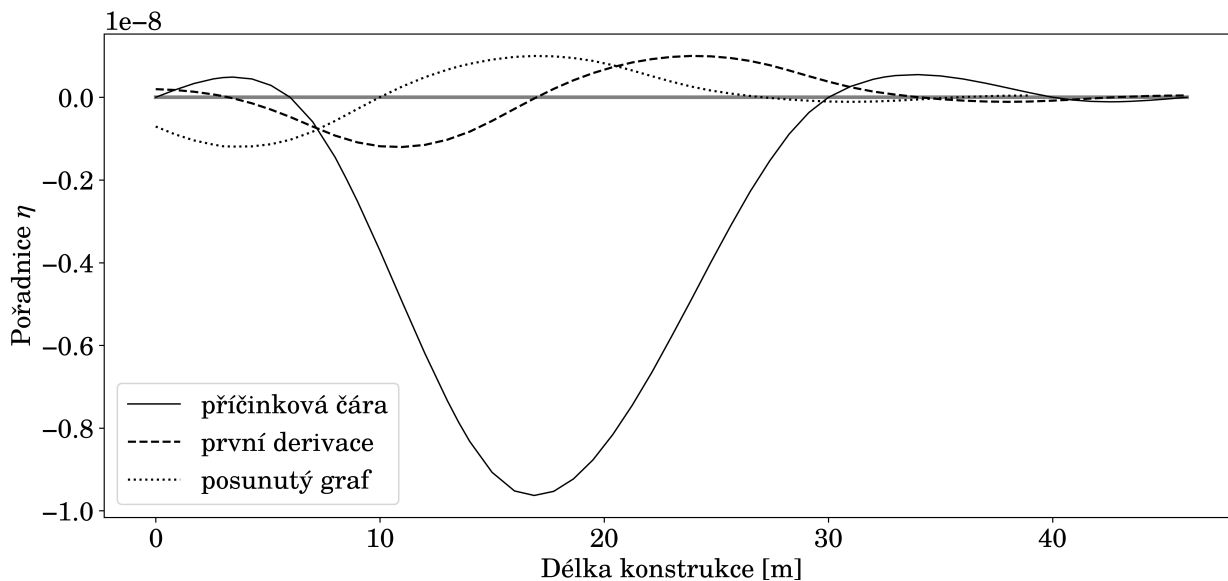
13.1 Postup

1. Příčinková čára a její derivace. Z příčinkové čáry svislé deformace u_z se provede její derivace.



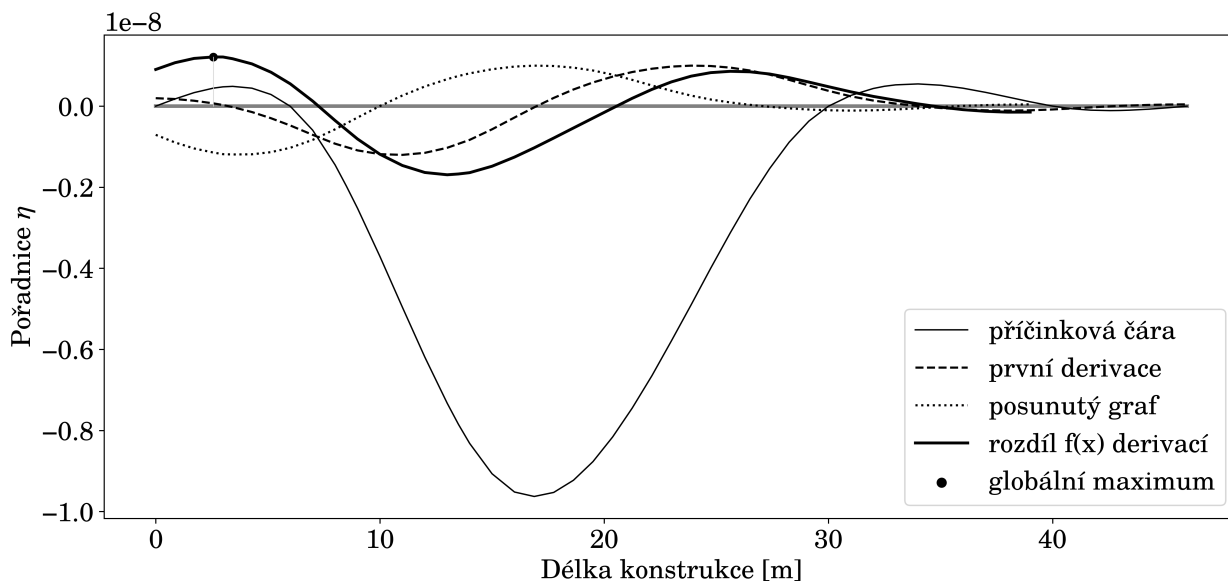
Obrázek 28: Vykreslení výsledného momentu na konci životnosti

2. Posunutí grafu podle délky. Graf derivace příčinkové čáry se posune směrem vlevo. Délka posunu je směrem vlevo o délku uvažovaného předpínacího kabelu. Posunutý graf tak vymezuje místo levé kotvy a ponechaná křivka derivace opovídá kotvě pravé.



Obrázek 29: Vykreslení výsledného momentu na konci životnosti

3. Vymezení oblasti pro kotvení. Vhodnost kotvení je vyjádřena vzdáleností mezi křivkami. Je to grafické vyjádření pořadnice v bodě x (místo levé kotvy) a v bodě $x + l_p$ (místo pravé kotvy), kde l_p je délka předpínacího kabelu.



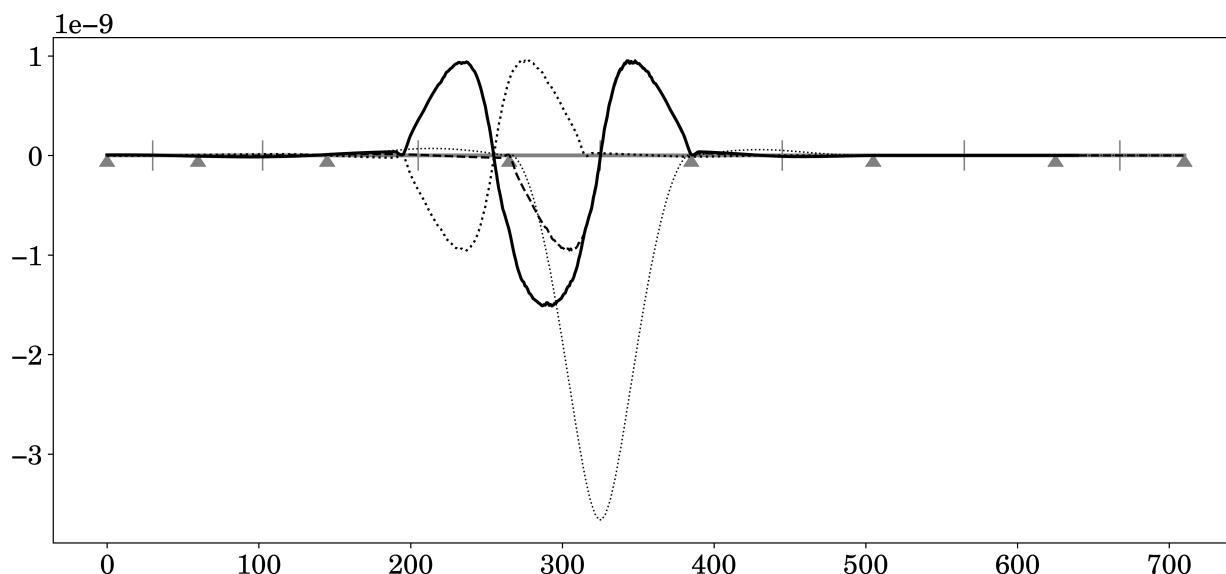
Obrázek 30: Vyhodnocení kotvení.

Vynesení vzdálenosti mezi derivací příčinkové čáry a jejím posunutím tvoří křivku $f(x)$, jejíž globální extrémy představují nejvhodnější (globální maximum) a nejméně vhodnou (globální minimum). Levá kotva se pak umístí na výslednou křivku. Umístění kotvy pro $f(x) > 0$ znamená, že dopad předpětí na průhyb u_z je směrem vzhůru.

Stejnou křivku bychom dostali při sčítání pořadnic v místě kotev na původní křivce první derivace.

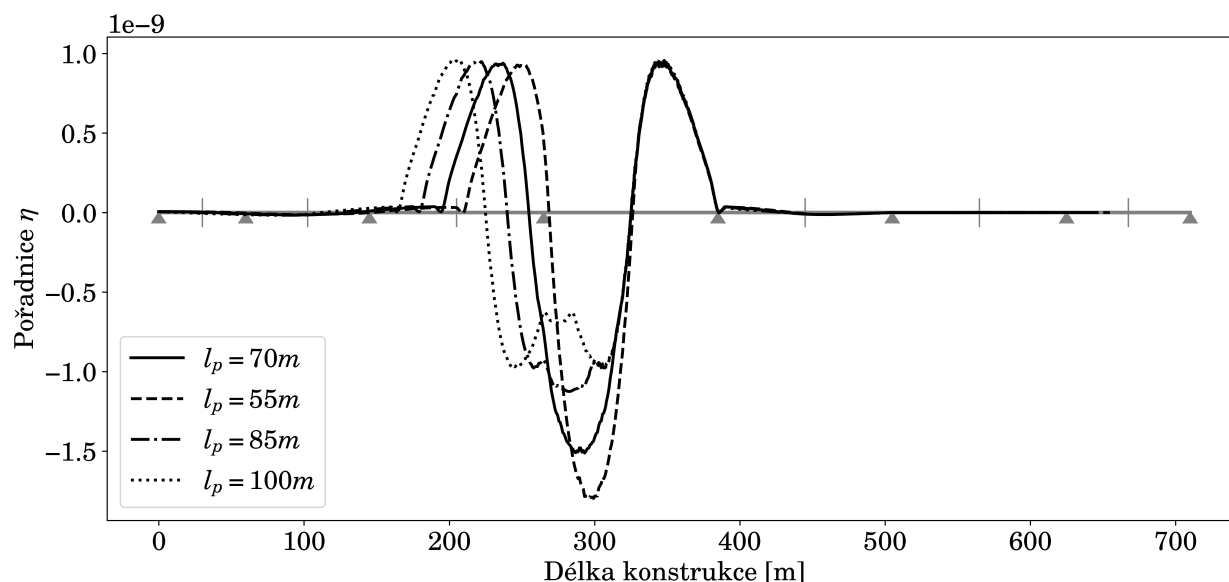
13.2 Vyšetřovaná konstrukce

Pro celou výchozí konstrukci byl sestaven jednoduchý prutový model. Stejným postupem je sestavena i rozdílová křivka pro polohu kotvení. Konkrétně ve 4. poli (rozpětí 120 m) pro předpínací vahadlový kabel o různých délkách l_p .



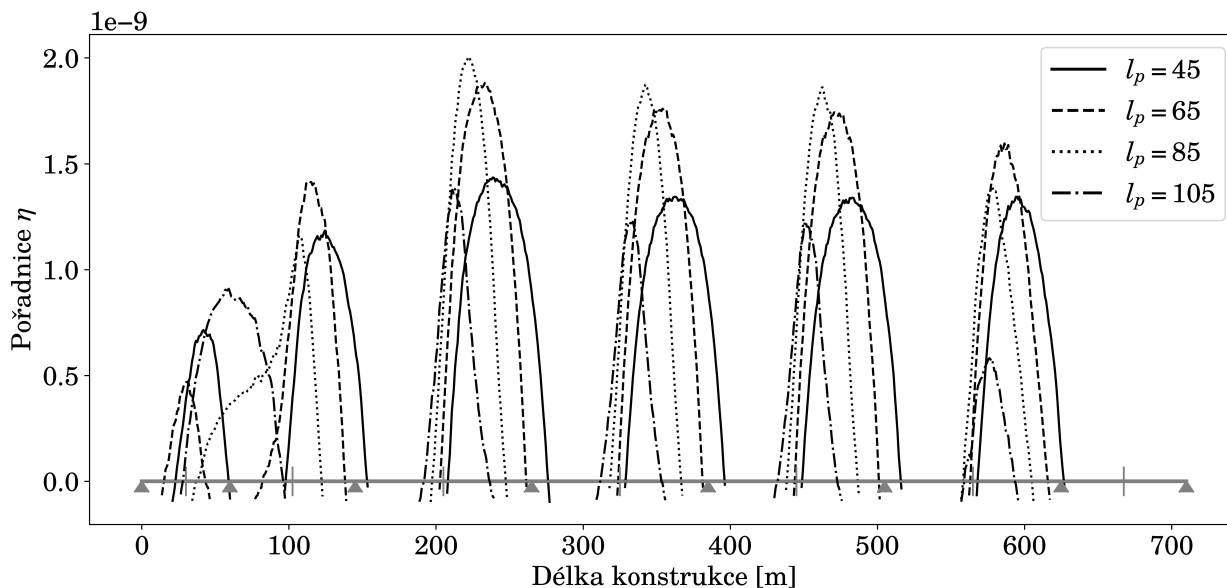
Obrázek 31: Vyhodnocení kotvení.

Pokud stejnou operaci provedeme pro více délek kabelů dostaneme několik výsledných křivek.



Obrázek 32: Vyhodnocení kotvení.

Globální maxima těchto kabelů ukazují nejvhodnější polohu pro kotvení levé kotvy, pro redukci průhybu uprostřed rozpětí 4. pole. Stejným způsobem by se postupovalo pro další délky předpínacích kabelů a pro ostatní pole. Nastala by situace, kdy by se jednotlivé křivky (pro stejnou délku kabelu) protínaly. Součet hodnot pro jednotlivé kabely stejné délky není plně vypovídající, ale vychází to z předpokladu, že výstavba probíhá symetrickými vahadly a vahadla se předpokládají stejná. Tomu odpovídá i použití stejných délek předpínacích kabelů.



Obrázek 33: Vykreslení výsledného momentu na konci životnosti

Výsledné vynesené křivky ukazují, kde je vhodné kabely kotvit (negativní oblast nezobrazena). Graf ukazuje, že křivky společně vytvářejí obálku, jejíž vrcholy jsou přibližně ve čtvrtinách rozpětí. Vrcholy odpovídají nejvýhodnější pozici levé kotvy vahadlového kabelu. Kabelům v této výhodné pozici bude přisouzeno nejvíce předpínací síly, která nebude mít pouze statickou funkci pro období výstavby, ale i fungování na snížení průhybu uprostřed rozpětí v rámci celé životnosti.

14 Relaxační metoda

Je to jednoduchá metoda pro zohlednění vlivu časově závislých změn vlivem dotvarování betonu, zohledňující změnu statického systému během životnosti konstrukce. Vstupním parametrem časově závislých procesů je součinitel dotvarování. Z výpočetního hlediska stačí mít nástroje pro řešení pružné konstrukce.

Detailní seznámení s metodou lze nalézt v Teoretické problémy betonových konstrukcí a mostů [21] nebo Aktuální otázky navrhování mostních konstrukcí [20].

14.1 Teoretické úvahy metody

V globálním čase konstrukce t_0 jsou známy vnitřní síly \mathbf{S} a deformace na konstrukci. V globálním čase t_0 , kdy lokální čas prvků konstrukce je τ_0 , a konstrukce je namána vnitřními silami \mathbf{S} , je konstrukce upnuta a je bráněnoo další deformaci. Pro časy $t > t_0$ zůstává deformace konstantní.

$$\frac{d}{d\tau} \{\varepsilon(t)\} = 0$$

Při tomto aretovaném stavu dochází vlivem relaxace k poklesu napětí a změně vnitřních sil.

$$\mathbf{S} \rightarrow \mathbf{S}(\tau)$$

Vlivem dotvarování se přenáší vnitřní síly z původní hodnoty $S_1(\tau)$, která je v čase $\tau = t_0$ rovna vnitřní síle S . Vnitřní síly od $S_1(\tau)$ přebírá $S_1(\tau)$.

$$\begin{aligned} S(\tau) & \text{vnitřní síly v čase } \tau_0 \\ \Delta\varphi(\tau, \tau_0) & \text{změna součinitele dotvarování daného prvku mezi časy } \tau \text{ a } \tau_0 \\ S_1(\tau) &= S(\tau_0) \cdot \Delta\varphi(\tau, \tau_0) \\ S_2(\tau) &= S(\tau_0) - S_1(\tau) = S(\tau_0) \cdot (1 - \Delta\varphi(\tau, \tau_0)) \end{aligned}$$

Vnitřní síly pro jednotlivé $S_i(\tau)$ odpovídá určitému vnějšímu zatížení $q_i(\tau)$. V čase se předpokládá určitá změna statického systému, tj. změně matice tuhosti. Dvě staticky odlišně působící jsou zatíženy odpovídajícím poměrným zatížením a řešeny pružně.

14.2 Praktický postup metody

Na konstrukci působí zatížení f . Pro konstrukci s maticí tuhosti K_A jsou zjištěny deformace $u_A(t_0)$ v čase změny matice tuhosti t_0 . Bez ohledu na změnu matice tuhosti odpovídající K_B , jsou deformace $u_A(t)$ na původní konstrukci K_A analyzovány i ve vyšetřovaném čase t .

$$\begin{aligned} u_A(t_0) & \text{deformace v čase } t_0 \text{ na konstrukci } K_A \\ u_A(t) &= u_A(t_0)(1 - \Delta\varphi(t, t_0)) & \text{deformace v čase } t \text{ na konstrukci } K_A \\ f_A &= f \cdot \frac{u_A(t_0)}{u_A(t)} & \text{poměrné zatížení připadající na konstrukci } K_A \\ f_B &= f \cdot \left(1 - \frac{u_A(t_0)}{u_A(t)}\right) & \text{poměrné zatížení připadající na konstrukci } K_B \end{aligned}$$

Konstrukce K_A a K_B jsou samostatně řešeny pružným způsobem a výsledné vnitřní síly jsou superpozicí těchto výsledků.

14.3 Jednoduchý ukázkový příklad metody

Zadání. Dvě vstříčné konzoly (I a II) o stejné délce L a stálém zatížení g jsou vybetonovány v rozdílných časech. Následně jsou konzoly zmonolitněny do oboustranně vetknutého nosníku. Cílem je určení průběhu momentu na konci životnosti.

Tabulka 11: Časová osa [den]

Globální	Konzola I	Konzola II	Poznámka
0	0	-	betonáž I
7	7	-	odbednění I
100	100	0	betonáž II
107	107	7	odbednění II
200	200	100	zmonolitnění
36500	36500	36400	konec životnosti

Pro lokální časové okamžiky byly na základě ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8] určeny součinitele dotvarování $\varphi(t, t_0)$

Tabulka 12: Součinitele dotvarování

Čas [den]	Konzola I	Konzola II
0	0,000	-
7	0,000	-
100	1,030	0,000
107	1,059	0,000
200	1,344	1,030
36500	2,562	2,562

Metoda je postavena deformacích, které jsou časově proměnné.

$$w = \frac{g \cdot L^4}{8EI}$$

okamžitý průhyb konzoly

$$w(t) = w_0(1 + \varphi(t, t_0))$$

průhyb konstrukce s vlivem dotvarování

Pro řešení jsou důležité stavy průhybu v době zmonolitnění a ve vyšetřovaném čase, tedy na konci životnosti. Z těchto hodnot se určí poměry nárůstu průhybů, které jsou úměrné i vnitřním silám.

$$w(200^g)^I = w_0(1 + 1,344) = 2,344w_0$$

$$w(36500^g)^I = w_0(1 + 2,562) = 3,562w_0$$

$$\Delta w^I = w(36500^g)^I - w(200^g)^I = 3,562w_0 - 2,344w_0 = 1,218w_0$$

$$\frac{2,344}{3,562} = 0,658$$

poměr účinku zatížení do doby před zmonolitněním

$$\frac{1,218}{3,562} = 0,342$$

poměr účinku zatížení po zmonolitnění

Výsledky lze interpretovat, že do doby zmonolitnění je dopad na celkové momenty 65,8% stálého zatížení g a od doby zmonolitnění jsou výsledné momenty tvořeny 34,2% stálého zatížení g .

Obdobný výpočet pro druhý nosník

$$w(200^g)^II = w_0(1 + 1,030) = 2,030w_0$$

$$w(36500^g)^II = w_0(1 + 2,562) = 3,562w_0$$

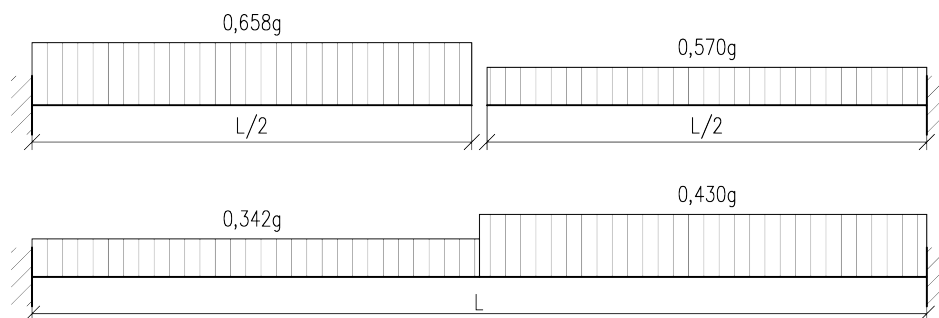
$$\Delta w^II = 3,562w_0 - 2,030w_0 = 1,532w_0$$

$$\frac{2,030}{3,562} = 0,570$$

poměr účinku zatížení do doby před zmonolitněním

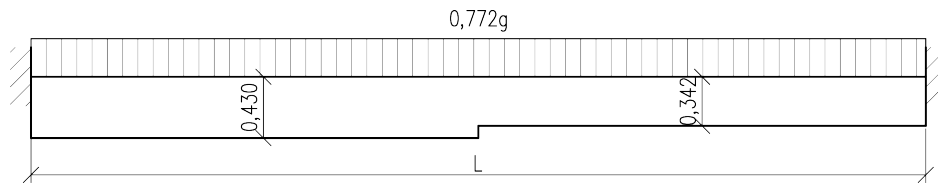
$$\frac{1,532}{3,562} = 0,430$$

poměr účinku zatížení po zmonolitnění



Obrázek 34: Zatížení odpovídající čase zmonolitnění a konci životnosti

Moment na konci životnosti je součtem obou zatěžovacích schémat. Náhlá změna zatížení na oboustranně nosníku je nepřímá úměrná oboustranně vetknutého nosníku s náhlou změnou křivosti. Vnitřní síly tak nejsou rozděleny podle poměru jednotlivých zatížení, ale podle poměru tuhostí. Taková konstrukce je snadno vyčíslitelná pomocí tabulek.



Obrázek 35: Odpovídající nosník se změnou tuhosti a konstantním zatížením

$$M_{200}^I = -\frac{1}{2}gL^2 = -0,329gL^2 \quad \text{moment ve vetknutí I v okamžiku zmonolitnění}$$

$$M_{200}^{II} = -\frac{1}{2}gL^2 = -0,285gL^2 \quad \text{moment ve vetknutí II v okamžiku zmonolitnění}$$

$$n = \frac{I_0}{I_a} = \frac{0,342}{0,430} = 0,80 \quad \text{poměr tuhostí}$$

$$g' = M^I + M^{II} = 0,342g + 0,420g = 0,772g \quad \text{konstantní zatížení pro rozdílnou tuhost}$$

$$\lambda = \frac{l_n}{l} = \frac{L}{2L} = 0,5 \quad \text{poměr délek}$$

$$\Rightarrow \kappa_{ab} = 0,0870; \kappa_{ba} = 0,0800$$

$$M_{ab} = -\kappa_{ab}g'L^2 = -0,087(0,772g)L^2 = -0,067gL^2$$

$$M_{ba} = +\kappa_{ba}g'L^2 = +0,080(0,772g)L^2 = +0,062gL^2$$

Celkové hodnoty momentů ve vetknutí na konci životnosti

$$M_a = M_{200}^I + M_{ab} = -0,329gL^2 + (-0,067gL^2) = -0,396gL^2$$

$$M_b = M_{200}^{II} + M_{ba} = -0,285gL^2 + (-0,062gL^2) = -0,347gL^2$$

Pro stanovení maximálního momentu v poli stačí vyjít ze Swedlerových vět, kdy maximální ohybový moment je v místě nulové posouvající síly. Posouvající síla je derivací ohybového momentu. Pro spojitě zatížení odpovídá průběh momentu parabolickému průběhu druhého stupně. Po derivaci je tak posouvající síla lineární a nulovou hodnotu stačí určit z podobnosti trojúhelníků.

Kladná hodnota momentu nastává pouze u zatížení oboustranně zatíženého nosníku. Hodnota maximálního momentu je o $\frac{1}{8}gL^2$ nižší než je hodnota spojnice krajních momentů v místě přechodu posouvající síly.

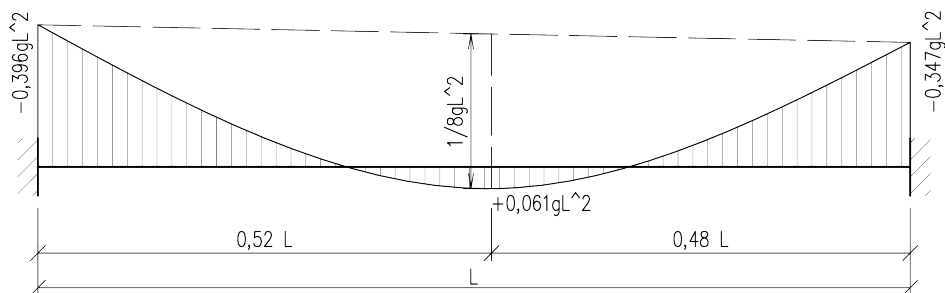
$$M_\alpha = \alpha gL^2$$

$$V_\alpha = \frac{\partial}{\partial L} \alpha gL^2 = 2\alpha gL$$

$$\frac{V_{ab}}{V_{ba}} \approx \frac{M_{ab}}{M_{ba}} = \frac{\alpha}{\beta} = \frac{0,067}{0,062} = 0,52$$

$$M_{max} = M_{V,max} - \frac{1}{8} = \frac{M_{ba} - M_{ab}}{L} \cdot \frac{V_{ab}}{V_{ba}} L + 0,125 =$$

$$= \frac{(-0,062 - (-0,067))gL^2}{L} + 0,125 = 0,061gL^2$$



Obrázek 36: Vykreslení výsledného momentu na konci životnosti

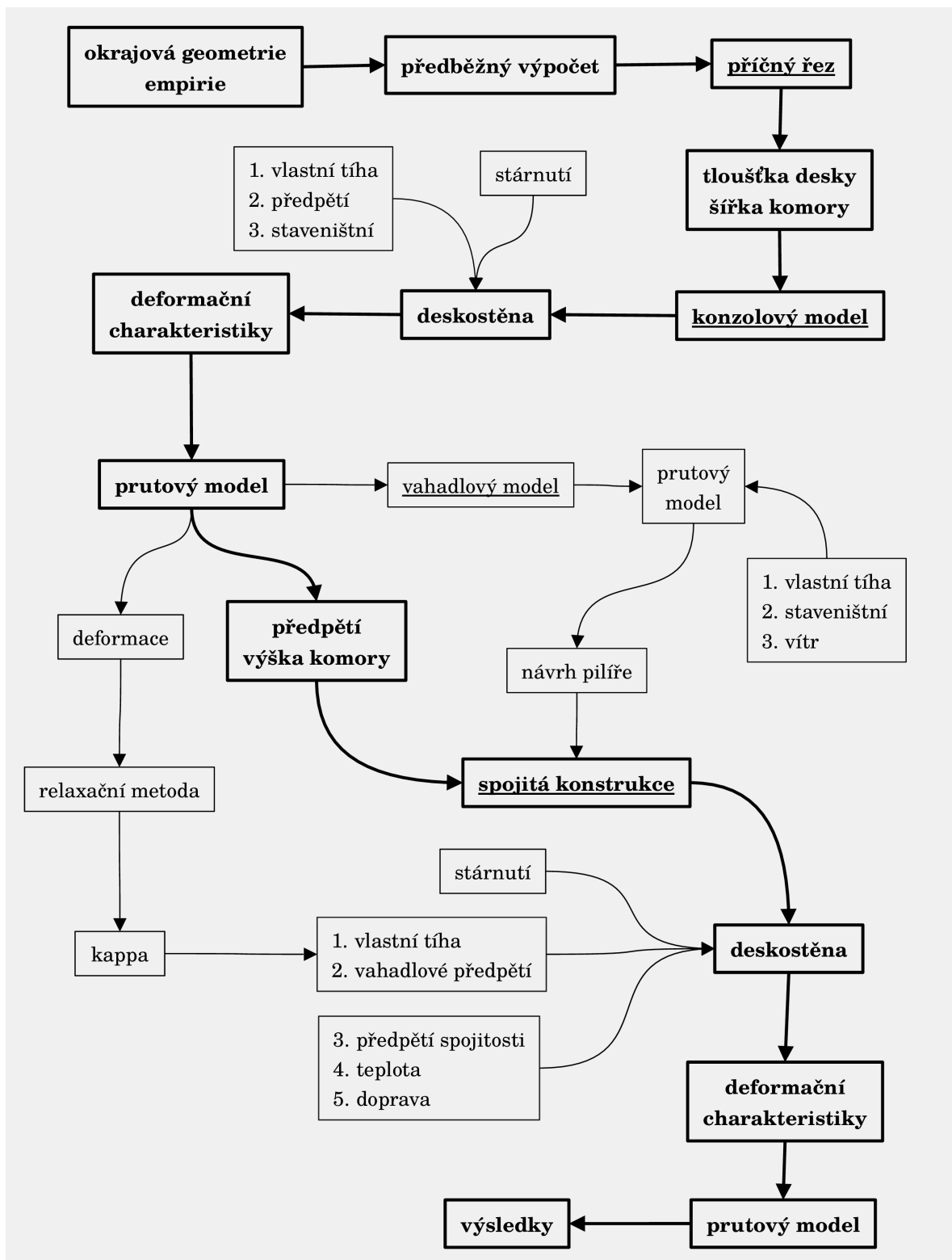
14.4 Aplikace ve výpočtu

Relaxační metoda je použita obdobným způsobem jako v ukázkovém příkladu. Nejprve je konstrukce v konzolovém stádiu a poté přechází do rámového působení. Čas ve kterém je hodnota κ zjišťována není pouze na konci životnosti, ale několik časových okamžiků při provozu. Deformace konzoly dotvarováním mezi vyšetřovanými časovými okamžiky je řízena funkcí poddajnosti.

Část IV

Sestava parametrického modelu letmé betonáže

V rámci této části je popsán parametrický postup výpočtu, použité postupy a proces optimalizace.



Obrázek 37: Algoritmus parametrického modelu

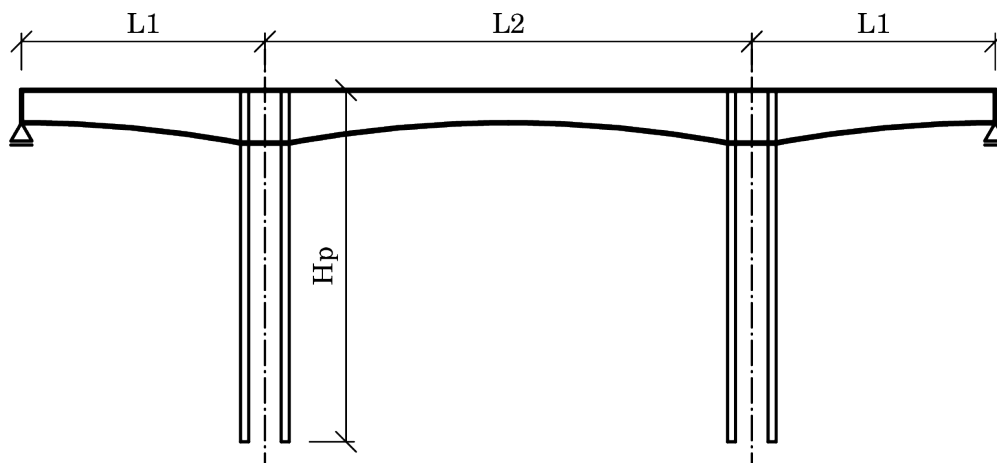
Představené schéma algoritmu výpočtu je klíčem pro správné pochopení fungování jednotlivých částí výpočtu. Výpočet je dělen do několika modelů. Každý z modelů zohledňuje jinou část problematiky výpočtu i životního cyklu konstrukce.

15 Softwarové řešení

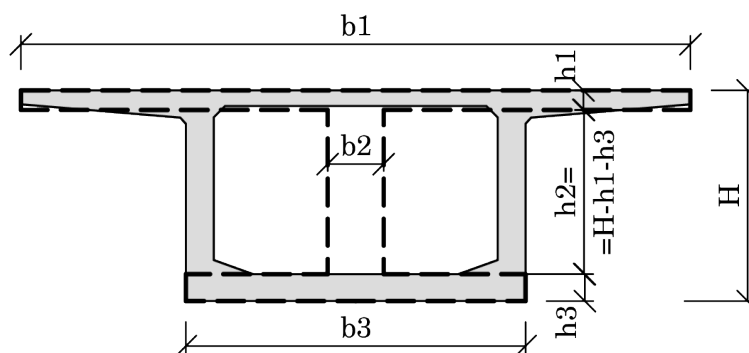
Jako softwarové řešení byl zvolen Grasshopper [63], který je součástí modelovacího softwaru Rhinoceros [65]. Tato sestava byla doplněna o výpočetní nástavbu Karamba3D [64][40].

16 Okrajové podmínky pro sestavu modelu

16.1 Geometrie



Obrázek 38: Podélný řez



Obrázek 39: Příčný řez

16.2 Zatížení

Tabulka 13: Přehled zatížení na jednotlivé modely

	Návrh mostovky a šířky komory	Konzolový model	Model vahadla a návrh pilířů	Spojité konstrukce
Vlastní tíha	✓	✓	nevyrovnaná	$1 - \kappa$
Ostatní stálé	✓	–	–	✓
Vahadlové P	–	✓	silové na pilíři	$1 - \kappa$
Průběžné P	–	–	–	✓
Dopravní	gr1a	–	–	gr1a,gr1b,gr5
Vítr	–	–	✓	–
Teplota	–	–	–	✓
Staveništní	–	✓	✓	–

16.3 Parametry modelů

Tabulka 14: Přehled charakteristik jednotlivých modelů

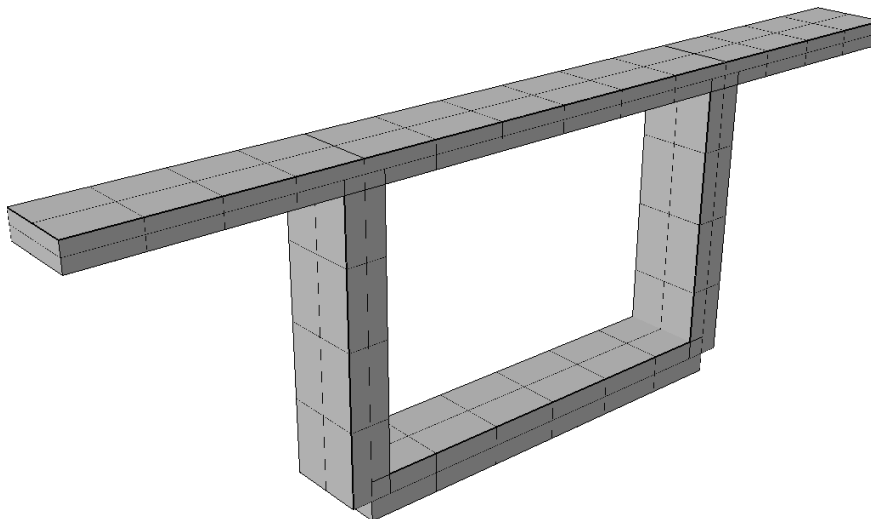
	Návrh mostovky a šířky komory	Konzolový model	Model vahadla a návrh pilířů	Spojité konstrukce
Model	prut	prut deskostěna	prut	prut deskostěna
Mezní stav	MSÚ	MSP	MSÚ	MSP
Optimalizace	✓	✓	–	–
Kontrolní podmínka	ohybová únosnost	omezené předpětí	–	–
Počet řešení	150	~200*	2	1
Posouzení	ohybová únosnost smyková únosnost	omezené předpětí	interakční diagram	omezení napětí

* odhad podle počtu parametrů a jejich rozsahu

17 Návrh mostovky a šířky komory

17.1 Definice modelu

Cílem modelu je návrh mostovky a šířky komory, které spolu geometricky a silově přímo souvisejí. Šířka komory definuje hlavní pole mostovky v příčném řezu.



Obrázek 40: Rendrovaný model konstrukce

Nosná konstrukce je v příčném řezu symetrická. Model komory je tvořen uzavřeným rámem, s vnějšími konzolami, prostě podepřený. Z konstrukce je vyjmuta část o délce jednoho běžného metru. Výška komory a tloušťka dolní desky je určena průměrnou hodnotou po délce pro rozpětí. Tloušťka desky je konstantní.

17.1.1 Zatížení

Zatížení pro únosnost je sestaveno pro rovnici 6.10b dle ČSN EN 1990 ed. 2 (73 0002) [9]. Zatížení od vlastní tíhy bylo vypočteno automaticky softwarem. Ostatní stálé zatížení se uvažuje dle *10 Ostatní stálé*

zatížení. Proměnné zatížení se uvažuje pouze od dopravy, konkrétně sestava zatížení gr1a. Sestava gr1a byla vybrána jako zastupující zatížení dopravou, protože výpočet spočívá v návrhu základních dimezní (šířka komory, základní tloušťka desky). Při podrobnějším návrhu příčného řezy by konstrukce měla být zatížena možnými sestavami dopravního zatížení, stejně tak zohledněna skutečná geometrie průřezů.

17.2 Hodnocení řešení

Cílem optimalizace je snížení finančních nákladů na mostovku. Vnějšími vstupy je tloušťka mostovky (horní desky) a šířka komory. Cena prvku na jeden metr vychází z množství spotřebovaného množství betonu a betonářské výztuže. Pro určení množství betonářské výztuže je uvažována hlavní ohybová výztuž. Výsledná cena části konstrukce, pro jednotlivé okrajové podmínky, je určena dle Oborový třídění stavebních konstrukcí a prací 2022 [13].

17.2.1 Cenové prvky

Tabulka 15: Položky dle Oborový třídění stavebních konstrukcí a prací 2022 [13]

Kód položky	Název položky	MJ	Cena
423326	Mostní nosné komorové konstr ze železobet do C40/50	M3	16,400.00 Kč
423365	Výztuž mostní komorové konstrukce z oceli 10505, B500B	T	33,600.00 Kč

Přepočet měrné jednotky výztuže z tun na metry krychlové.

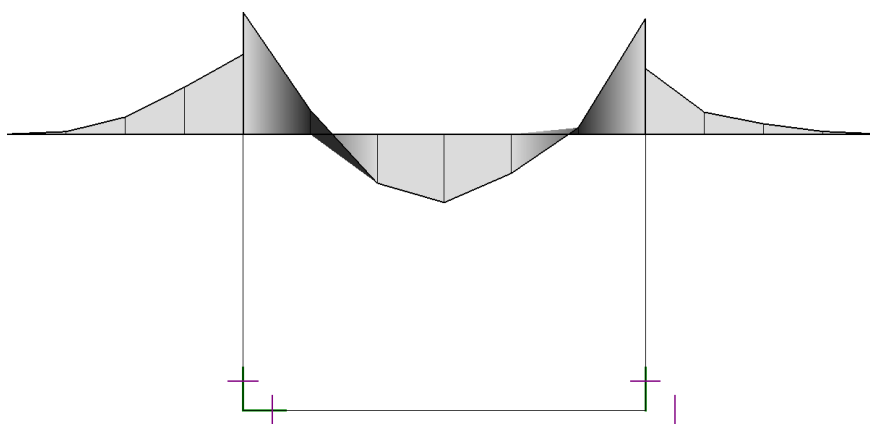
$$33600 \left[\frac{\text{Kč}}{t} \right] \cdot 7,850 \left[\frac{t}{m^3} \right] = 263,760.00 \left[\frac{\text{Kč}}{m^3} \right]$$

Tabulka 16: Položky vyjádřené v kubických metrech

Kód položky	Název položky	MJ	Cena
423326	Mostní nosné komorové konstr ze železobet do C40/50	M3	16,400.00 Kč
423365	Výztuž mostní komorové konstrukce z oceli 10505, B500B	M3	263,760.00 Kč

17.3 Výpočet

Návrh ohybové výztuže vychází z průběhů momentů po šířce desky.



Obrázek 41: Průběh momentů po šířce komory

Ohybový moment lze definovat v pěti průřezech. Nebylo by vhodné sčítat množství výztuže pouze na úrovni průřezu. Délka jednotlivých prutů vychází ze vzdálenosti inflexních bodů od uvažovaného průřezu.

1. konzolová část v líci vetknutí do stěny
délka výztuže je rovna délce konzoly
2. horní výztuž středního pole v líci vetknutí do stěny
délka výztuže odpovídá vzdálenosti vetknutí a inflexního bodu momentu
3. dolní výztuž středního pole
délka je mezi inflexními body
4. horní výztuž středního pole v líci vetknutí do stěny
délka výztuže odpovídá vzdálenosti vetknutí a inflexního bodu momentu
5. konzolová část v líci vetknutí do stěny
délka výztuže je rovna délce konzoly

17.3.1 Moment únosnosti

Na základě ohybových momentů byla určena minimální plocha betonářské výztuže. Výztuž byla určena pro jednostranně vyztužený železobetonový průřez.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 0,9 \cdot \frac{50}{1,5} = 28,3 \text{ MPa} \quad \text{návrhová pevnost betonu}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa} \quad \text{návrhová pevnost výztuže}$$

$$c = 55 \text{ mm} \quad \text{uvažovaná hodnota krytí}$$

$$\phi = 25 \text{ mm} \quad \text{uvažovaný průměr výztuže}$$

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} = h - 55 - \frac{25}{2} = h - 67,5 \text{ mm} \quad \text{účinná výška}$$

$$A_{s,req} = \frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \quad \text{požadovaná plocha výztuže}$$

17.3.2 Postup výpočtu

1. výběr tloušťky mostovky
2. výběr šířky komory
3. definice modelu
4. výpočet vnitřních sil pro vybrané uspořádání
5. určení minimální plochy výztuže pro jednostranně ohýbané průřezy
6. převedení na objemy (beton a výztuž) podle uvažovaných statických délek
7. určení nákladů na mostovku při konkrétních hodnotách tloušťky mostovky a šířky komory
8. výběr následující šířky komory (zpět do kroku 2.)
9. výběr ekonomicky nejvýhodnější varianty (šířky komory) z množiny konstantní tloušťky mostovky
10. výběr následující tloušťky mostovky (zpět do kroku 1.)
11. výběr ekonomicky nejvýhodnější varianty (tloušťky mostovky) z množiny rozdílných šířek komory
12. vynesení výsledků optimálního řešení
13. vykreslení závislosti mezi vybranými veličinami

Tím je dokončen proces optimalizace. Navržené průřezy jsou vyztuženy a je posouzena momentová a smyková únosnost.

18 Konzolový model

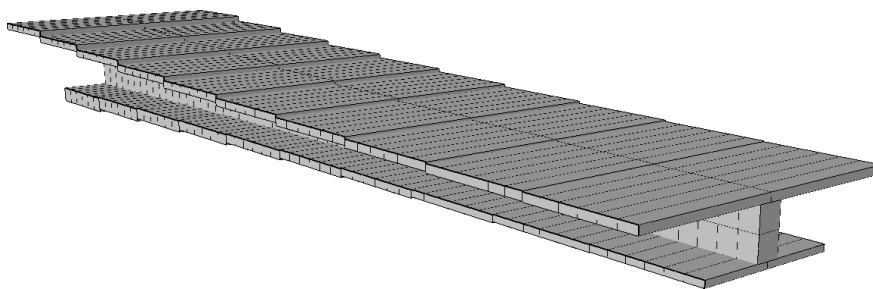
18.1 Definice modelu

Konzolový model odpovídá výstavbovému stádiu části vahadla. Výsledky výpočetního modelu jsou kompozicí několika dílčích. Pro mostní praxi je běžné a výhodné pracovat s prutovými modely. Prutový model svými deformačními charakteristikami zcela neodpovídá deformacím na komorovém průřezu. O shodné geometrii je vedle prutového modelu vytvořen i model deskostěnový. Prutový model je tuhostně naladěný podle deskostěnového. Není tak použitý postup efektivních šířek.

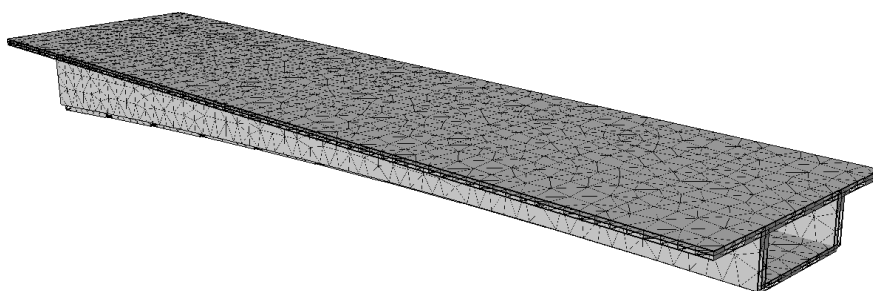
Rozdíl deformací mezi prutovým a deskostěnovým modelem je dvojnásobný. První je deformace vznikající od smykového ochabnutí. Komorové konstrukce jsou k tomuto jevu náchylné. Prutové prvky tento jev nepostihují, na rozdíl od deskostěnových, které jsou lépe schopny převést prostorové působení příčného řezu. Druhým rozdílem mezi modely je zohlednění náběhu. Především dolní deska vlivem náklonu zvyšuje tuhost příčného řezu svým částečně svislým působením.

Přístup dvojice modelů je použitý pro každé zatížení zvlášť (vlastní tíha, předpětí, staveništní zatížení). Jelikož každé z těchto zatížení má jiný charakter působení na konstrukci. To vychází i z analogie efektivních šířek, kdy prutový model předpětí se neshoduje s modelem pro stálé zatížení.

Příčný řez deskostěnového modelu je modelován jednoduchými styčníky, tj. mezi částmi mostovky a stěnou je vytvořen jeden tuhý styčník. Pro práci s prutovým modelem je použit analogický I průřez ke komoře. I průřez je zvolen s ohledem na vyšetřované silové a deformační charakteristiky, jednoduchost zadávání a možnosti přehledných grafických výstupů.



Obrázek 42: Pohled na konzolu vahadla prutového modelu



Obrázek 43: Pohled na konzolu vahadla deskostěnového modelu

18.1.1 Zatížení

- vlastní tíha – výpočtena automaticky softwarem
- předpětí – zohledněna odchylka předpětí při dodatečném napínání dle [7]
- staveništní – zatížení jsou definována v kapitole 11.3.4 *Staveništní zatížení*

Ve výpočtu se pracuje s charakteristickými hodnotami zatížení.

18.2 Hodnocení řešení

Cílem je minimální spotřeba materiálu při maximálních využitích průřezů na konci vahadlového stádia. Položky jsou celkový objem betonu a spotřeba předpínací výztuže.

Tabulka 17: Položky dle Oborový třídění stavebních konstrukcí a prací 2022 [13]

Kód položky	Název položky	MJ	Cena
423326	Mostní nosné komorové konstr ze železobet do C40/50	M3	16,400.00 Kč
423373	Výztuž most nos komor konstr předp z lan pro vnitř předpj	T	128,000.00 Kč

Přepočítání měrné jednotky výztuže z tun na metry krychlové.

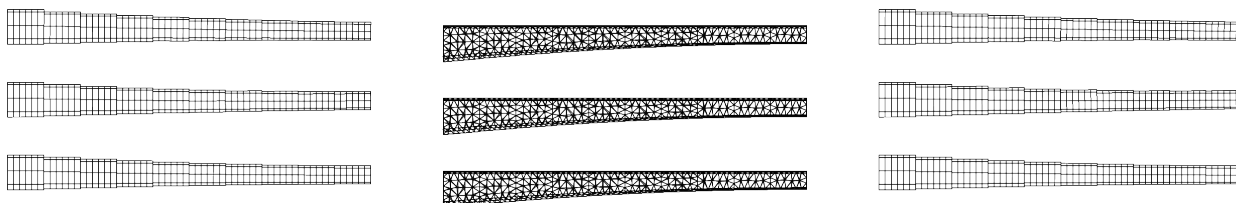
$$128000 \left[\frac{\text{Kč}}{\text{t}} \right] \cdot 7,850 \left[\frac{\text{t}}{\text{m}^3} \right] = 1,004,800.00 \left[\frac{\text{Kč}}{\text{m}^3} \right]$$

Tabulka 18: Položky vyjádřené v kubických metrech

Kód položky	Název položky	MJ	Cena
423326	Mostní nosné komorové konstr ze železobet do C40/50	M3	16,400.00 Kč
423373	Výztuž most nos komor konstr předp z lan pro vnitř předpj	M3	1,004,800.00 Kč

18.3 Výpočet

Z deformací deskostěnového modelu je prutový model tuhostně naladěný, aby měl odpovídající deformační charakteristiky včetně vlivu smykového ochabnutí a zvýšené tuhosti náběhů. Tuhost je laděna pomocí modulu pružnosti. Pro každé zatížení byl vytvořen prutový model a deskostěnový model, ze kterých vychází výsledný prutový model. Celkem je vytvořeno 9 modelů (3 pro každé zatížení). Výpočet všech 9 modelů probíhá paralelně.



Obrázek 44: Zobrazení výpočetních modelů (prutový, deskostěnový, naladěný prutový)

Parametry modelu jsou exponent funkce náběhu n (z rovnice $a \cdot x^n$, poměr výšky k rozpětí ve vetknutí a uprostřed rozpětí, počet předpínacích párů konzolových kabelů výztuže a míra předpětí, podle pevnosti předpínací výztuže.

18.3.1 Časově závislý model

Tuhost konstrukce se vlivem dotvarování mění. Do konstrukce je tento vliv vnesen pomocí funkce poddajnosti $J(t, t_0)$, resp. efektivním modulem pružnosti E_{eff} . Funkce poddajnosti je uvažována dle ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8], blíže popsána v kapitole 10 *Reologické charakteristiky*.

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{cm}(t_0)} \quad \text{funkce poddajnosti}$$

$$E_{eff} = \frac{1}{J(t, t_0)} \quad \text{efektivní modul pružnosti}$$

Ztráty předpětí jsou uvažovány pouze zjednodušeně. Pro krátkodobé ztráty se uvažuje 10%, pro dlouhodobé 10%. Dlouhodobé ztráty jsou uvažovány od přibližného okamžiku dokončení konzoly (100 dní).

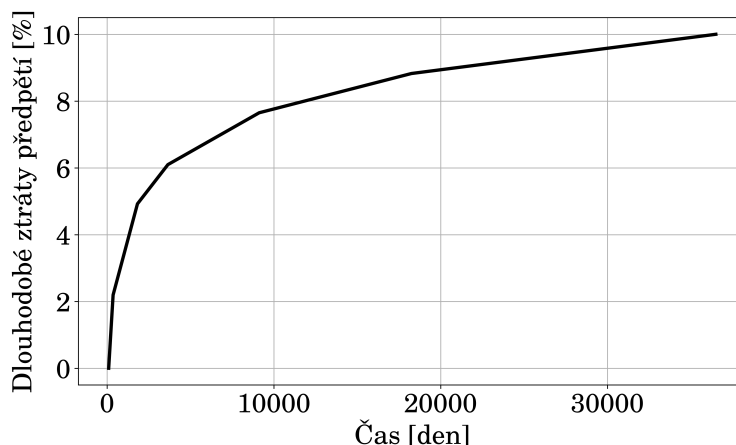
Zohlednění nelineárního průběhu dlouhodobých ztrát je provedeno logaritmickou regresí. Náhrada přirozeným logaritmem odpovídá funkci dotvarování a smršťování i relaxaci předpínací výztuže.

$$f(t) = A + B \ln(t)$$

logaritmická regrese

$$f(t) = -7.8055 + 1.6949 \ln(t)$$

$$t = [100, 36500], f(t) = [0, 10]$$



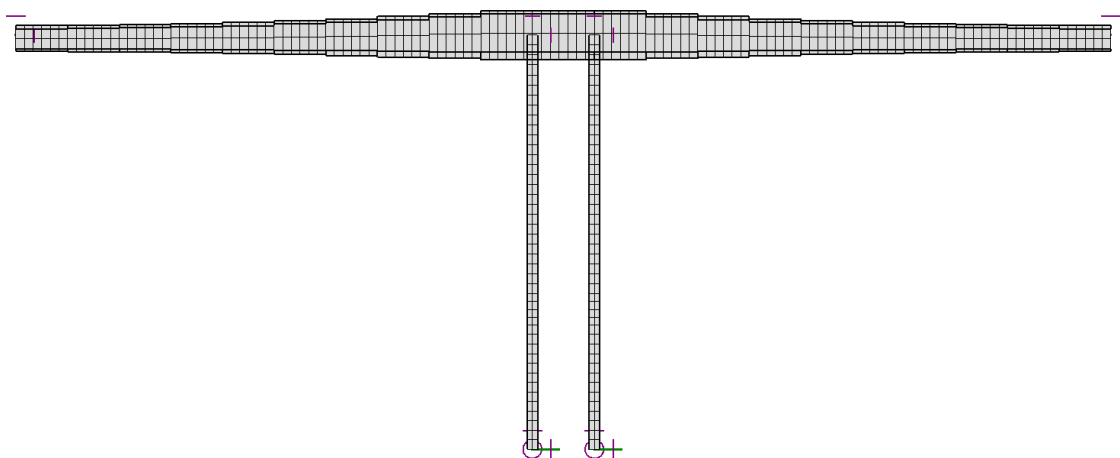
Obrázek 45: Uvažovaný průběh dlouhodobých ztrát předpětí

Změna tuhosti nemá vliv na vnitřní síly, pouze na deformaci. Přes deformace v jednotlivých časových okamžicích a principu relaxační metody (viz kapitola 14 *Relaxační metoda*) jsou určeny součinitele κ , tedy míra redistribuce mezi konzolovým a nosníkovým způsobem.

19 Model vahadla a návrh pilířů

19.1 Definice modelu

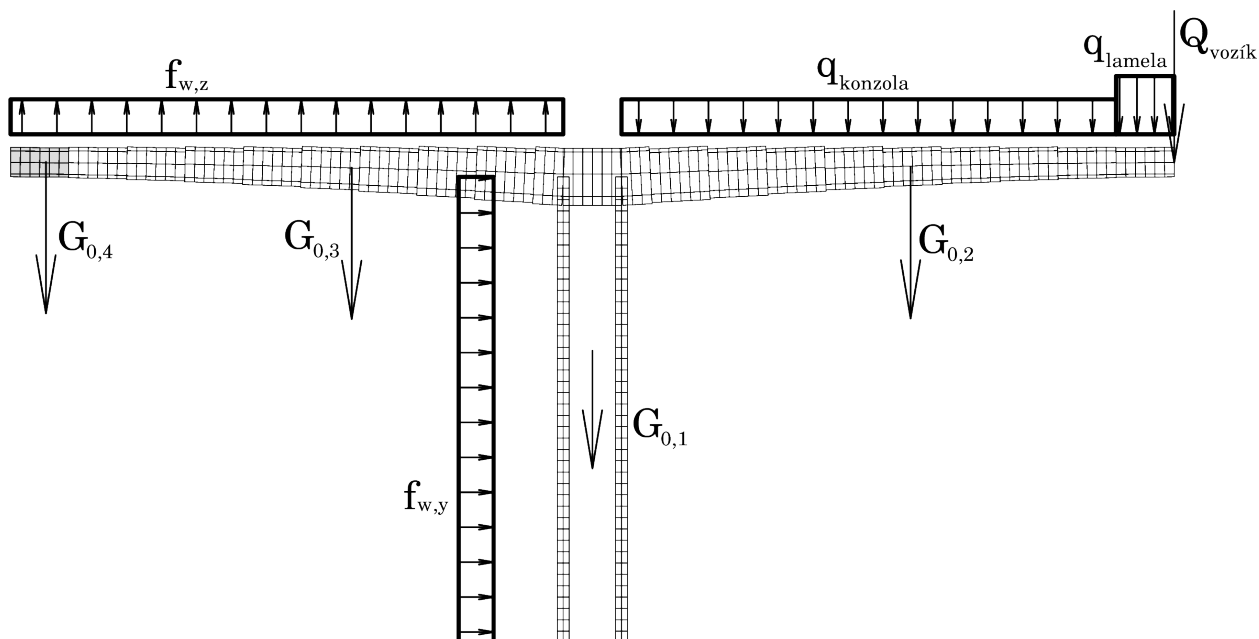
Tvorba modelu vychází z pořadavku nepříznivého působení konečného vahadla na návrhu pilířů. Model je tvořen jedním vahadlem složeným z prutových prvků. Pilíře jsou konstantního obdélníhového průřezu o šířce rovné šířce komory. Pilíře jsou v patě vetknuty. Cílem modelu je vytvoření nejméně příznivého působení zatížení, resp. interakce vnitřní sil $N + M_y$, po výšce pilířů.



Obrázek 46: Model dokončeného vahadla

19.1.1 Zatížení

- vlastní tíha $G_{0,i}$
- zatížení větrem $f_{w,z}, f_{w,y}$
- staveništní zatížení – betonážní vozíkk $Q_{vozík}$
- staveništní zatížení – ostatní $q_{konzola}, q_{lamela}$



Obrázek 47: Schéma působících zatížení na vahadlo

Vlastní tíha. Uvažuje se nesymetrická betonáž vahadla. Tíha poslední lamely levé konzoly $G_{0,4}$ se uvažuje nulová. Ostatní vlastní tíha je vypočtena automaticky pro objemovou tíhu 25 kN/m^3 (odpovídající ČSN EN 1991-1-1 (73 0035) [3]).

Velikosti zatížení pro vítr a staveništní zatížení jsou definovány v kapitole 11.3 *Zatížení*.

Kombinace zatížení. Po návrhové vnitřní síly se použije posouzení dle ČSN EN 1990 ed. 2 (73 0002) [9] na ztrátu statické rovnováhy EQU (výraz 6.10). Zároveň se použije kombinované posouzení statické rovnováhy EQU a odolnosti nosných prvků STR (poznámka 2, soubor A, příloha A2, [9]). Do interakčních diagramů jsou návrhové hodnoty uvedeny společně pro obě kombinace.

Pro zatížení vlastní tíhou se oddělí součinitele zatížení $G_{0,2}$ a $G_{0,3}$, aby bylo dosaženo maximálního ohybového momentu M_y .

19.2 Výpočet

19.2.1 Štíhlost

Pro betonové tlačené prvky je důležitá jejich štíhlost. Překročení limitní meze prvky přestávají být masivní a stávají se štíhlými. Pro štíhlé prvky je nutné uvažovat výpočet podle druhého řádu. Vliv druhého řádu znamená zvýšené namáhání vlivem deformace ve vodorovném směru (pro svislý prvek). Jednou z limitních podmínek štíhlosti podle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] je 75, pro takové prvky není nutné uvažovat vliv druhého řádu (prvek je masivní). Pokud štíhlost dosáhne přibližně hodnoty

140, je nutné použít pokročilejší nástroje řešení. Fyzikální řešení vzpěru je popsáno Eulerovým kritickým břemenem.

Pro navrhování podle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] a národní přílohy se pro výpočet zvětšeného momentového namáhání prvku použije metoda založená na založená na jmenovité křivosti. V rámci tohoto výpočtu jsou účinky druhého řádu spočteny pomocí softwaru Karamba3D [64]. Pro kontrolu výsledků jsou uvedeny vnitřní síly pro I. a pro II. řád analýzy.

U listových pilířů vysokou štíhlost lze očekávat. Na mostě Hačka dosahovaly pilíře štíhlosti 220 v průběhu výstavby, proto bylo zvoleno opatření vložením dvou dočasných ztužidel, štíhlost pak dosahovala 81 [42].

Štíhlost závisí na délce prvku, podepření a deformačních parametrech pro osově a ohybové namáhání. Společnou veličinou pro délku prvku a jeho podepření je vzpěrná délka L_0 . Osově deformaci vzdoruje plocha průřezu A a ohybově vzdoruje moment setrvačnosti I . Společnou deformační veličinou je poloměr setrvačnosti i .

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{L_0}{i} && \text{štíhlost prvku} \\ I &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 6,0 \cdot 1,0^3 = 0,5 \text{ m}^4 && \text{poloměr setrvačnosti} \\ A &= b \cdot h = 6,0 \cdot 1,0 = 6,0 \text{ m}^2 && \text{plocha průřezu} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,5}{6,0}} = 0,289 \text{ m} && \text{poloměr setrvačnosti} \end{aligned}$$

19.2.2 Vzpěrná délka

Vzpěrná délka vychází z délky prvku a jeho podepření. Vzpěrnou délku definuje vzdálenost inflexních bodů průhybové čáry prvního vlastního tvaru. Tomu odpovídají kořeny druhé derivace. Vahadlo letmé betonáže tvořené dvěma rámovými stojkami se svými vzpěrnými vlastnostmi bude pohybovat mezi konzolovým prvkem a oboustranně vetknutému prutu na jedné straně posuvně. Vzpěrná délka konzoly je $2L$. Inflexní bod na takové křivce není a maximální křivost (první derivace průhybu) je dosaženo na konci prutu. Druhý takový bod je teoretický, umístěný symetricky podle roviny uložení prutu.

Druhý blízký případ uložení je na jedné straně tuze vetknutý prut a na druhé vetknutý s volným vodorovným posunem. Vzdálenost inflexních bodů je $1,0L_0$. Vzdálenost inflexních bodů řešené konstrukce se bude pohybovat v rozsahu 1,0 až 2,0 délky prvku. Nutno poznamenat, že tento rozsah bude platit pouze bez ztužujících prvků.

Pro vahadlo nenastane v hlavně pilíře inflexní bod, ale jeden z inflexních bodů na pilíři vznikne. Analogicky ke konzole a k posuvnému vetknutí bude vzpěrná vzdálenost dvojnásobkem ke kořenu první derivace. Pro nalezení kořenu první derivace "nad" konstrukcí jsou hodnoty extrapolovány.

19.2.3 Ztužení

Pro redukci štíhlosti (zkrácením vzpěrné délky) se do konstrukce umístí ztužení. Ztužení je vloženo jako prutové prvky s klouby na koncích a průřezu HEB200. Poloha ztužení vyjadřuje polohu dolního prutu, od kterého je horní vzdálený 3 m.

1. bez ztužení – pilíře nejsou vzájemně nijak propojeny
2. se ztužením – pilíře jsou vzájemně propojeny ve výšce 17 m (43% výšky) od paty pilíře

20 Spojitá konstrukce

20.1 Definice modelu

Cílem konstrukce je získání vnitřních sil od vnějšího zatížení, na které bude dimenzováno předpětí kabely spojitosti. Postup určení velikosti předpínací síly vychází z ekvivalentního zatížení předpětí. Konstrukce je modelována jako celý sdružený rám.

Konstrukce je opět modelována pruty a deskostěnami, na základě kterých byl vytvořen prutový model zohledňující deformační charakteristiky



Obrázek 48: Pohled na modely – 2 prutové a 1 deskostěnový

20.1.1 Zatížení

- vlastní tíha
- vahadlové předpětí
- předpětí spojitosti
- teplota
- doprava

20.2 Výpočet

Výpočet je proveden jako časově závislý podle relaxační metody. Je kontrolováno napětí u horních a dolních vláken.

20.3 Návrh předpětí

Prvotně bude konstrukce předepnuta kabely spojitosti. Definice předpětí byla určena ekvivalentním zatížením

$$\bar{p} = \frac{8 \cdot P \cdot e_p}{L^2}$$

21 Vyjádření k rozsahu a podrobnosti modelu

Návrh trámových mostů letmé betonáže je velice komplexní záležitostí. V rámci přípravy skutečné konstrukce mostu letmé betonáže bych upozornil na některé aspekty, kterým se tato práce nevěnuje, nebo problémy, které je potřeba řešit důkladněji.

V této práci bylo přijato zjednodušení ztrát předpětí. Na tomto typu mostní konstrukce se vyskytují tři typy předpínacích kabelů, umístěvaných v jiný časový okamžik a plnící jinou funkci. Jejich ztráty krátkodobé i dlouhodobé budou mít jiný charakter.

S tím souvisí i fázování postupu výstavby, které bylo charakterizováno finální konzolou, na které byly určeny všechny předpínací kabely. Reologické vlastnosti jednotlivých lamel jsou modelovány funkcí

poddajnosti, ale reologie vzhledem k nehomogenitě průřezu nebo ranému zatežování betonu je složitá a vyžaduje průběžné měření vlastností betonu na stavbě a komunikaci s projektantem.

Pro komorové konstrukce obecně platí jejich podrobná analýza příčného řezu. Jsou to například účinky kroucení, které souvisejí s tenkostěnou konstrukcí komory. V publikaci *Betonové mosty* [25] lze nalézt pět úrovní řešení průřezu v příčném směru. První z nich odpovídá modelu příčného řezu v tomto výpočtu (viz *17 Návrh mostovky a šířky komory*).

Dalším vlivem tenkostěnného průřezu je normálové napětí po výšce stěny. Tento jev nastává u mostů v půdorysném oblouku o malém poloměru. Předpínací výztuž působí jako prut, ale odezva konstrukce je stěnového charakteru. V řezu konstrukce působí předpínací síla jako osamělé břemeno a odezva konstrukce působí jako spojité zatížení, tím vzniká rozdílná napjatost účinků.

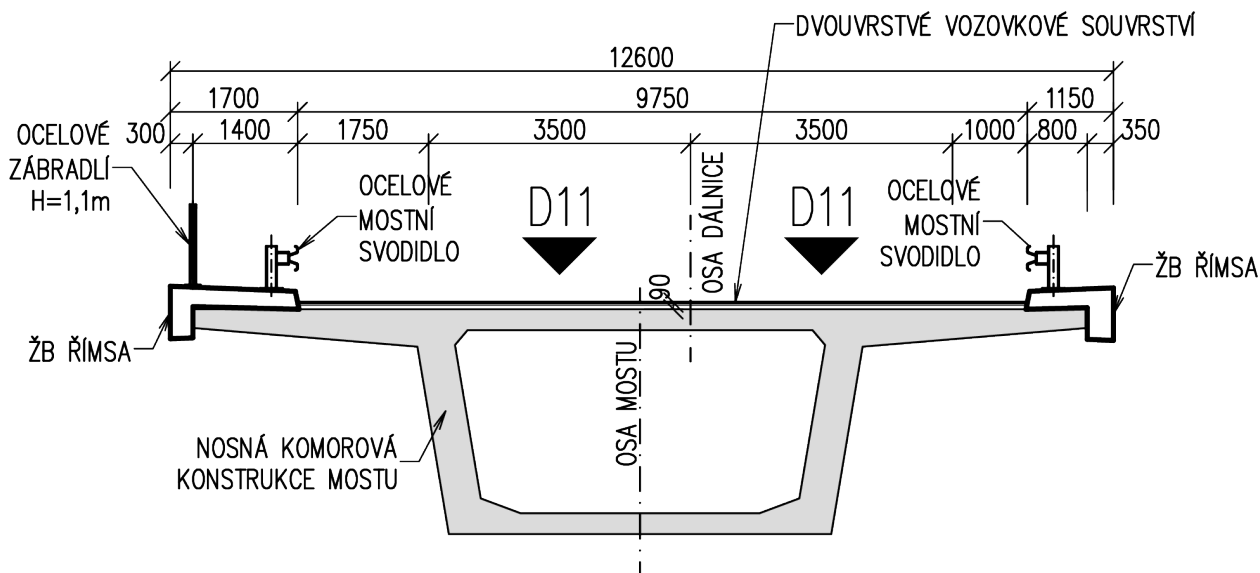
Problémům, které řeší jednotlivé modely v tomto výpočtu, byla dána přednost pro jejich větší vypočítací vlastnosti. Tímto souhrnem bylo pouze vyjádřeno, že dalších problematik návrhu mostu letmé betonáže jsem si vědom, pouze se jejich řešení nestalo předmětem této práce.

Část V

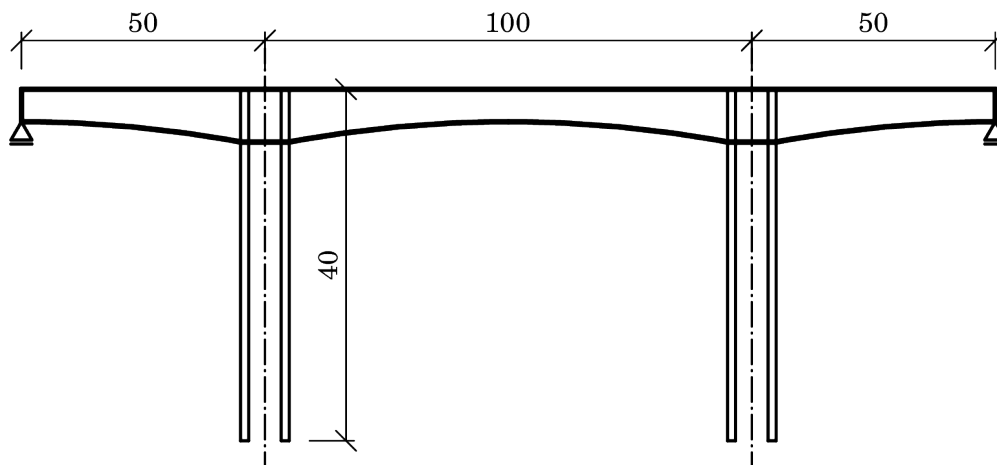
Aplikace výpočetního postupu pro mostní konstrukci

Pro aplikaci výpočetního postupu byly použity některé okrajové podmínky výchozí konstrukce mostu na plánovaném úseku dálnice D11. Uspořádání v příčném řezu bylo převzato v plném rozsahu, pro podélný řez byla vytvořena konstrukce jejíž definice pouze z mostu na D11 vyplývá. Most na D11 je několikapólový, pouze by docházelo k aplikaci téhož postupu, proto byla uvažovaná konstrukce zkrácena.

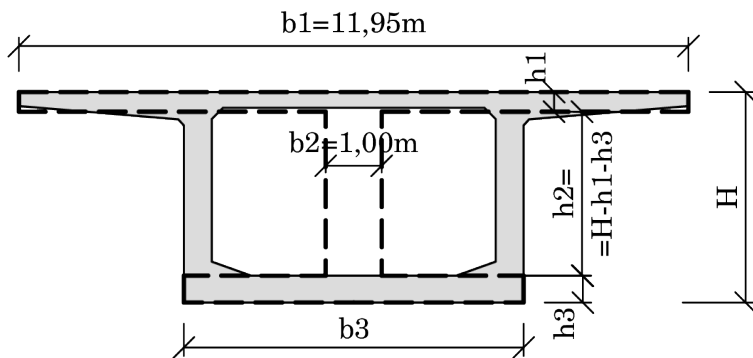
22 Okrajové podmínky



Obrázek 49: Příčný řez



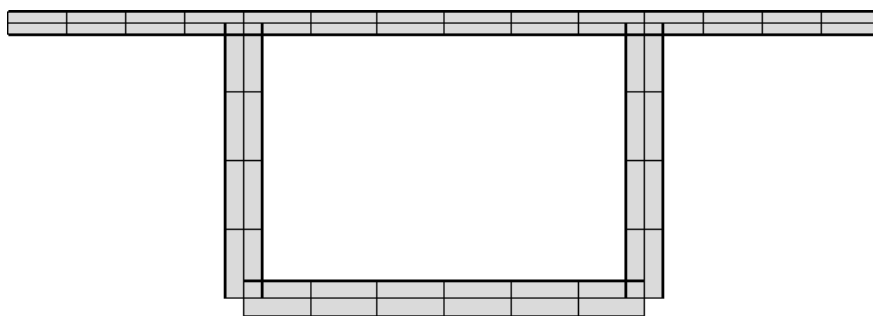
Obrázek 50: Podélný řez



Obrázek 51: Příčný řez

23 Příčný řez

Příčný řez pro v sestaveném parametrickém modelu byl vytvořen pro stejné okrajové podmínky jako na mostu na D11.



Obrázek 52: tvar

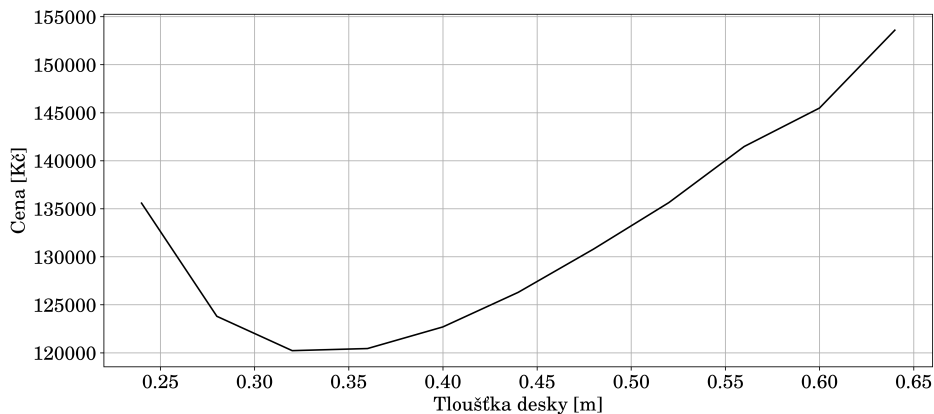
23.1 Výsledky optimalizace

*** VYSLEDKY NAVRHU MOSTOVKY ***

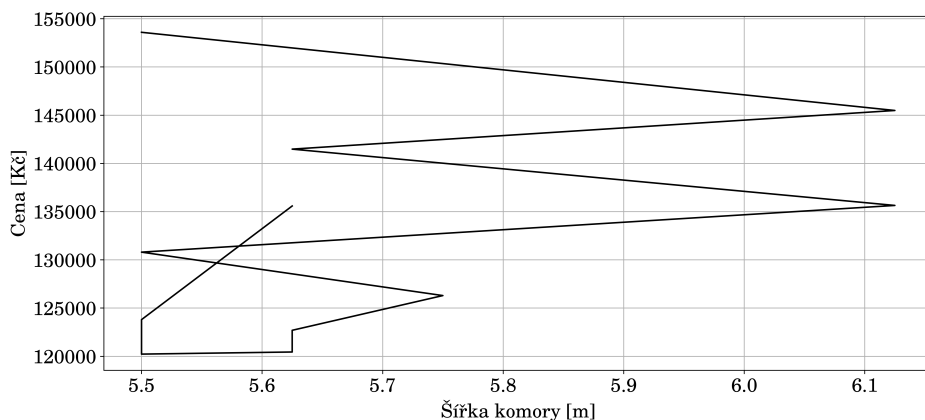
Optimalni tloušťka mostovky: 0.32 m (krok řešení 0.040)

Optimalni sirka komory: 5.50 m (krok řešení 0.125)

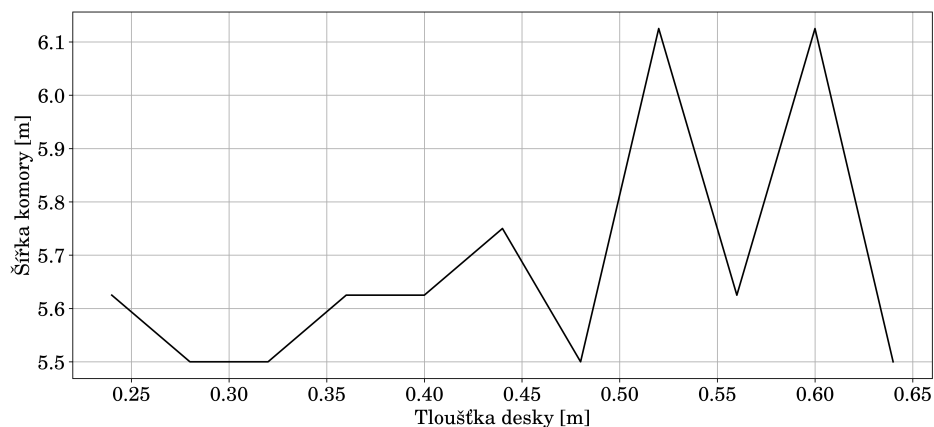
Níže jsou uvedené vztahy jednotlivých proměnných paramterů této části návrhu.



Obrázek 53: Optimalizace: tloušťka desky — cena za materiál



Obrázek 54: *Optimalizace*: šířka komory – cena za materiál

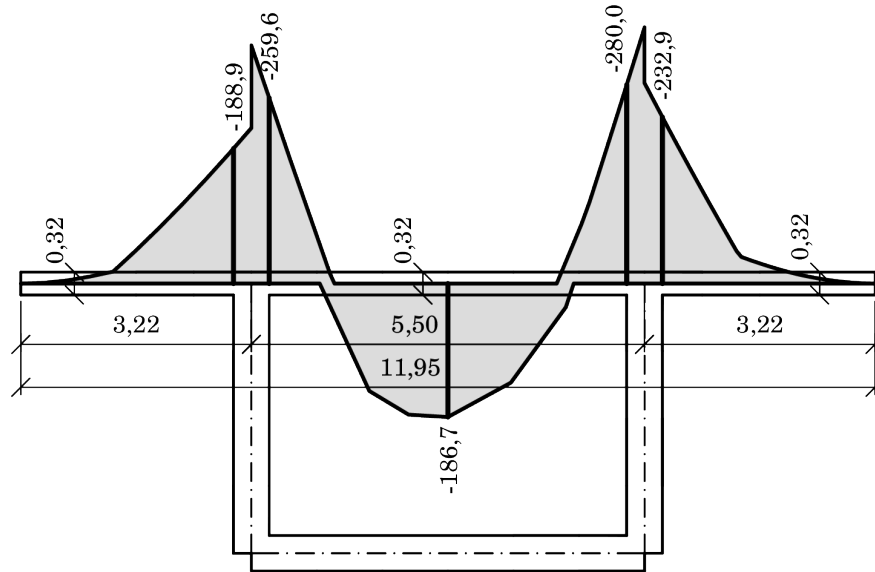


Obrázek 55: *Optimalizace*: tloušťka desky - šířka komory

Optimální šířka komory je 5,5 m, při tloušťce desky 0,32 m. Vhodná šířka komory je v rozpětí 5,5 – 5,75 m. Vhodná tloušťka desky je 0,27 – 0,42 m. Nutno připomenout, že zvolená optimalizace byla provedena na výseku konstrukce délky jednoho metru, při hledání optima geometrie s okrajovou podmínkou momentové únosnosti.

23.2 Posouzení průřezů

23.2.1 Ohybová únosnost



Obrázek 56: Průběh ohybového momentu M_y po šířce horní desky

Ohybová únosnost v mezním stavu únosnosti byla ověřena pro jednostranně vyztužený železobetonový průřez. Průřez v oblasti kladných i záporných momentů bude shodně vyztužen $\text{Ø}25 / 150 \text{ mm}$.

6, 67 ϕ 25

$$A_s = 3272 \text{ mm}^2$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 320 \text{ mm}$$

$$c = 55 \text{ mm}$$

plocha výztuže

šířka prvku

výška prvku

nominální krytí

beton C50/60 ($f_{ck} = 50 \text{ MPa}$)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 \cdot \frac{50}{1,5} = 30,00 \text{ MPa}$$

návrhová pevnost v tlaku

betonářská výztuž B500B ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

návrhová pevnost oceli v tahu

$$F_c = F_s$$

rovnováha sil

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} = 3272 \cdot 10^{-6} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 1422,82 \text{ kN}$$

síla ve výztuži

$$x = \frac{F_s}{\lambda \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{1422,82 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1000 \cdot 30,00} = 59,28 \text{ mm}$$

výška tlačené oblasti

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} = 320 - 55 - \frac{25}{2} = 252,50 \text{ mm}$$

účinná výška

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{59,28}{252,50} = 0,23 < \xi_{bal,1} = 0,45 \quad \text{VYHOVUJE}$$

omezení tlačené oblasti

$$z = d - 0,4 \cdot x = 252,50 - 0,4 \cdot 59,28 = 228,79 \text{ mm}$$

rameno vnitřních sil

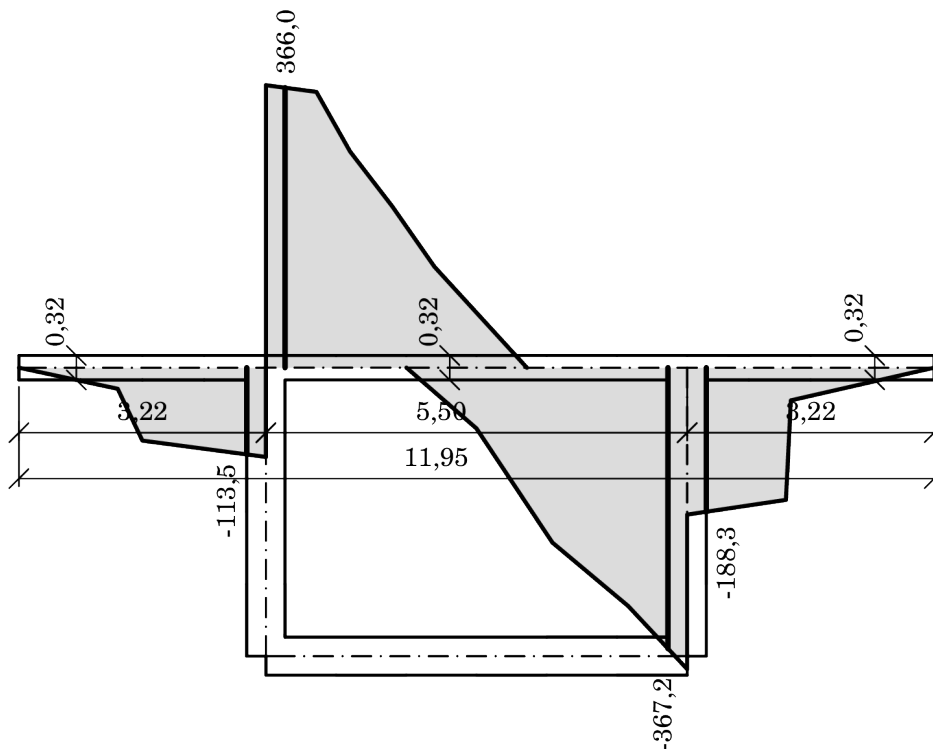
$$M_{Rd} = F_s \cdot z = 1422,82 \cdot 0,23 = 325,52 \text{ kNm}$$

moment únosnosti

$$M_{Rd} = 325,52 \text{ kNm} > M_{Ed,max} = 280,00 \text{ kNm}$$

VYHOVUJE

23.2.2 Smyková únosnost



Obrázek 57: Průběh posouvající síly V_z po šířce horní desky

Smyková únosnost dle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7]. Hodnoty převzaté z momentové únosnosti ($A_{s1} = 3272 \text{ mm}^2$; $d = 252,50 \text{ mm}$; $z = 228,79 \text{ mm}$).

$$V_{Rd,max} = \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad \text{ověření tlačené diagonály}$$

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{200}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{50}{200}\right) = 0,45$$

$$V_{Rd,max} = 0,45 \cdot 50 \cdot 1000 \cdot 228,79 \cdot \frac{2,5}{1 + 2,5^2} = 1775 \cdot 10^3 \text{ N} = 1775 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 1775 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 367,2 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq \nu_{min} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c,min} = \nu_{min} \cdot b_w \cdot d = (0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{3272}{1000 \cdot 252,50} = 0,013 \leq 0,02$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{252,50}} = 1,89 \leq 2,0$$

$$V_{Rd,c,min} = (0,035 \cdot 1,89^{3/2} \cdot 50^{1/2}) \cdot 1000 \cdot 252,50 = 162,4 \cdot 10^3 \text{ N} = 162,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,89 \cdot (100 \cdot 0,013 \cdot 50)^{1/3}] \cdot 1000 \cdot 252,50 = 230,3 \cdot 10^3 \text{ N} = 230,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 230,3 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 188,3 \text{ kN}$$

konzola, VYHOVUJE

$$V_{Rd,c} = 230,3 \text{ kN} < V_{Ed,max} = 367,2 \text{ kN}$$

komora, NEVYHOVUJE

$$A_{sw} = 235,5 \text{ mm}^2 \quad \text{spony } \text{Ø}10 / 9 \text{ ks/m}^2$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot \theta = \frac{235,5 \cdot 435}{300} \cdot 228,79 \cdot 2,5 = 195,3 \cdot 10^3 \text{ N} = 195,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 195,3 \text{ kN} < V_{Ed,max} = 367,2 \text{ kN} \quad \text{NEVYHOVUJE}$$

Posouzení smykové únosnosti nevyhovělo mezi stěnami komory při posouzení betonu, ani posouzení výztuže, při standardním vyztužení sponami 9ks/m^2 . Pro posouzení byla zvětšena šířka průřezu na tzv. vzdorující šířku dle ČSN 73 6214 [12].

$$V_{Ed} = 2 \cdot V_{Ed} = 2 \cdot 367,2 = 734,4 \text{ kN} \quad \text{zatížení pro dvě nápravy}$$

$$b = b_1 + \frac{2}{3} \cdot x \quad \text{vzdorující šířka}$$

$$b_1 = \text{rozvor} + \text{šířka kola} + \text{roznos po výšce} = 1,2 + 2 \cdot \frac{0,4}{2} + 2 \cdot 0,32 = 2,24 \quad \text{roznášecí šířka}$$

$$x = \frac{3,66}{2} = 1,83 \text{ kN} \quad \text{poloha přemene z derivace posouvající síly}$$

$$b = 2,24 + \frac{2}{3} \cdot 1,83 = 3,46 \text{ m} \quad \text{vzdorující šířka}$$

$$V_{Rd,c,min} = (0,035 \cdot 1,89^{3/2} \cdot 50^{1/2}) \cdot 3460 \cdot 252,50 = 561,8 \cdot 10^3 \text{ N} = 561,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,89 \cdot (100 \cdot 0,013 \cdot 50)^{1/3}] \cdot 3460 \cdot 252,50 = 796,7 \cdot 10^3 \text{ N} = 796,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 796,7 \text{ kN} > V_{Ed} = 734,4 \text{ kN} \quad \text{VYHOVUJE}$$

23.2.3 Ověření napjatosti

V mezním stavu použitelnosti jsou ověřeny pouze předpoklady výpočtu na tlačný beton. Tenká konstrukce mostovky vede na malý průřezový modul W , a tím na vyšší hodnoty napětí.

$$|\sigma_c| \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 50 = 30 \text{ MPa} \quad \text{charakteristická kombinace}$$

$$M_{Ek} = 270 \text{ kN} \quad \text{maximální moment při charakteristické kombinaci}$$

$$W = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 1,0 \cdot 0,32^2 = 0,017 \text{ m}^3$$

$$\sigma_k = \frac{M_{Ek}}{W} = \frac{270}{0,017} = 15882 \text{ kPa}$$

$$\sigma_k = 15,9 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$

nebudou vznikat příčné trhliny na mostovce

$$|\sigma_c| \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 50 = 22,5 \text{ MPa} \quad \text{kvazistálá kombinace}$$

$$M_{Eq} = 79 \text{ kN} \quad \text{maximální moment při kvazistálé kombinaci}$$

$$\sigma_q = \frac{M_{Eq}}{W} = \frac{79}{0,017} = 4647 \text{ kPa}$$

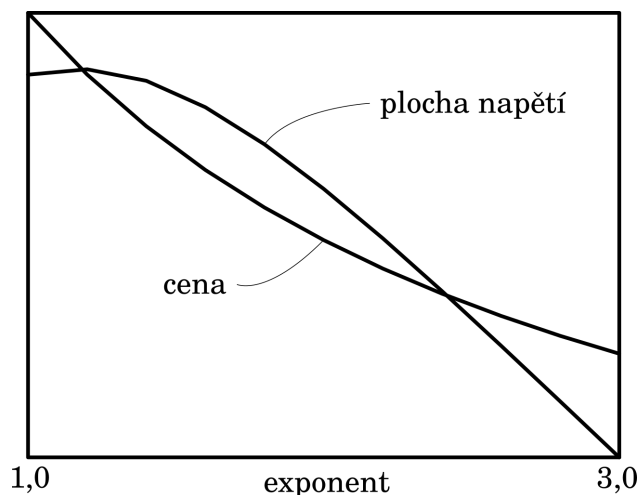
$$\sigma_q = 4,6 \text{ MPa} < 22,5 \text{ MPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$

lineární dotvarování

24 Konzola

24.1 Hledání optima

Primárním proměnným prvkem je exponent předpětí. Rozsah exponentu je $\langle 1,3 \rangle$. Primární závislou hodnotou je cena konstrukce. Jako doplňující závislý parametr je *plocha předpětí*, která vyjadřuje rezervu v tlaku u horních vláken.



Obrázek 58: Vztah mezi exponentem, výslednou cenou a plochou napětí

Cena i plocha napětí klesá s rostoucím exponentem. Lze přibližně uvažovat, že pokles plochy napětí se v polovině intervalu ustaluje a zůstává konstantní. Poměrně velkou rezervu si zachovává do přibližné hodnoty exponentu 1,5. Derivace ceny klesá a v polovině intervalu poklesne přibližně o 2/3.

Pro zajištění velké tuhosti konstrukce (nebo další snížení množství předpínací výztuže) bude vhodná konstrukce náběhu s exponentem 1,6. Hodnota odpovídá výsledku z předběžného výpočtu a nyní byla potvrzena, jako dostatečně robustní, při snížení nákladů. Zároveň je dle Betonové mosty [25] doporučena z estetického hlediska. Optimální hodnota náběhu, z hlediska snížení nákladů, se ukazuje jako vyšší, přibližně v polovině vybraného intervalu. Cena konstrukce je výrazně snížena, zároveň rezerva napětí při dalším zvýšení rychle lineárně klesá.

24.1.1 Optimální křivka

Výsledky opět naznačují, že existuje křivka, jejíž předpis je optimální pro definici tvaru. Takový tvar bude nejlépe přenášet vnitřní síly do uložení. Úloha je obrácená předchozím úvahám o hledání tvaru, kdy byl hledán exponent funkce, kterým je křivka definována. Nyní je hledána křivka, která má určitou matematickou definici.

Hledaná křivka bude přenášet vnitřní síly s minimální energetickou náročností. Při řešení pohybové rovnice bude mít nejkratší interval řešení. Takovou křivkou je *brachistochrona* [26, 59]. Brachistochrona řeší problém nejkratší doby pádu po křivce mezi dvěma body. Řešení vychází ze zákona zachování energie. Maximální potenciální energie v bodě o x-ové souřadnici $n \cdot 2\pi a$ (y-ová souřadnice je nulová). Z toho vyplývá, že v počátečním bodě bude derivace křivky nekonečná. Zajímavostí je, že není nutné aby byla derivace stejného znaménka po celé délce intervalu, ale i při změně znaménka bude čas nejmenší (tj.: pohybující se hmotný prvek bude na části intervalu stoupat).

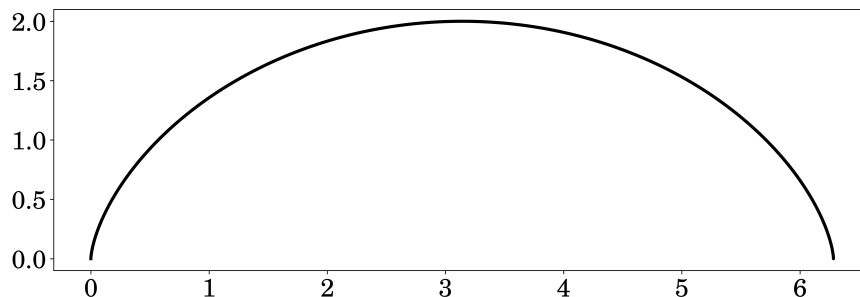
To je vhodné pro obloukové konstrukce. Pro trámové konstrukce je použitelná křivka *tautochona* [26, 62]. Tautochona je souměrná, jejíž řešení pohybové rovnice je nezávislé na počáteční amplitudě (tj.: čas pro dosažení vrcholu nezávisí na počátečním umístění na křivce). Derivace ve středu křivky (vrcholu, ose souměrnosti) je rovna nule.

Obě křivky *brachistochrona* i *tautochona* jsou části *cykloidy* [26, 60], které řeší jiný fyzikální problém. Cykloida je křivka, která vznikne záznamem bodu na kružnici při valivém pohybu po přímce.

Parametrická rovnice cykloidy

$$x = a(\varphi - \sin \varphi)$$

$$y = a(1 - \cos \varphi)$$

Obrázek 59: Jedna perioda cykloidy pro $a = 1$

Část cykloidy potřebná pro definici tvaru vychází z derivace krajních bodů (vetknutí a středu rozpětí).

L rozpětí
 Δh rozdíl výšek krajních bodů náběhu

$$\Delta h = h_1 - h_2 = \frac{1}{20}L - \frac{1}{40}L = \left(\frac{1}{20} - \frac{1}{40}\right)L = \frac{1}{20}L$$

$$k_{most} = \frac{d}{dx}\Delta h = \frac{\frac{1}{20}L}{L} = \frac{1}{20} \quad \text{směrnice krajních bodů náběhu}$$

Otázka zní, pro jaký exponent n funkce náběhu $a \cdot x^n$ bude odpovídat právě cykloidě.

$$y_{most} = a \cdot x^n \quad \text{rovnice náběhu mostu}$$

$$y'_{most} = a \cdot n \cdot x^{n-1} \quad \text{derivace náběhu mostu}$$

$$y_{cykloida} = a(1 - \cos \varphi) \quad \text{rovnice průběhu výšky cykloidy}$$

$$y'_{cykloida} = a \cdot \sin \varphi \quad \text{derivace cykloidy}$$

$$k_{most} = \frac{1}{20} = 0,05 \wedge \varphi = \arctan(k_{most}) = 0,04996 \approx 0,05 \Rightarrow k_{most} \equiv \varphi$$

$$\Rightarrow \cos \varphi = \cos\left(\frac{1}{20}\right) = 0,99875 \approx 1$$

$$\Rightarrow \tan \varphi = \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{\sin \varphi}{1} \rightarrow \tan \varphi \equiv \sin \varphi$$

$$y'_{cykloida,approx} = a \cdot \tan \varphi \quad \text{aproximace malého úhlu}$$

$$\varphi = \frac{1}{20} = 0,05 \wedge \tan \varphi = \tan\left(\frac{1}{20}\right) \approx 0,05004 \rightarrow \varphi \equiv \tan \varphi$$

$$y'_{cykloida,approx} = a \cdot \varphi \quad \text{aproximace malého úhlu}$$

$$y_{cykloida,approx} = a \cdot \varphi^2 \quad n = 2, \text{ hledaným řešením je parabola druhého stupně}$$

Při uvážení aproximace tangenty malých úhlů, rovná právě tomu úhlu [50], získáme, že optimální řešení části cykloidy odpovídá parabole druhého stupně. S průběhem paraboly druhého stupně je navržen i most „Most přes Darga river v Jeruzalémě“ [35].

Při použití stejného postupu na x-ovou souřadnici cykloidy dostaneme

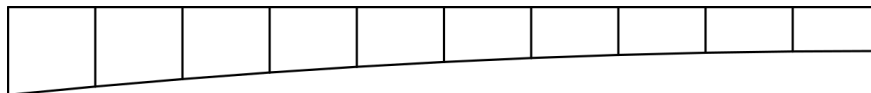
$$x_{cykloida} = a(\varphi - \sin \varphi) \quad \text{rovnice cykloidy}$$

$$x'_{cykloida} = a(1 - \cos \varphi) \quad \text{první derivace}$$

$$x'_{cykloida,approx} = a(1 - \cos 0) = a \cdot 0 = 0 \quad \text{aproximace malého úhlu}$$

Z toho vyplývá, že pro malé úhly se kružnice, definující tvar cykloidy, nepohybuje. Kružnici lze sestavit pomocí tří tečen (vetknutí - střed rozpětí (vrchol) - vetknutí), taková kružnice je *oskulační* [61].

24.2 Výsledky



Obrázek 60: Výsledný tvar konzoly vahadla

Výsledný exponent funkce náběhu je 2, 0. Poměr v poli vůči rozpětí je 1/40. Hodnota není optimální z hlediska průběhu vnitřních sil (hodnota 1/50 je lepší), ale respektuje minimální výšku uvnitř komory pro pohyb osob (prohlídka, údržba). Ve vetknutí je hodnota 1/20. To je hodnota optimální, pro menší poměr velmi prudce rostou tahová napětí ve vetknutí.

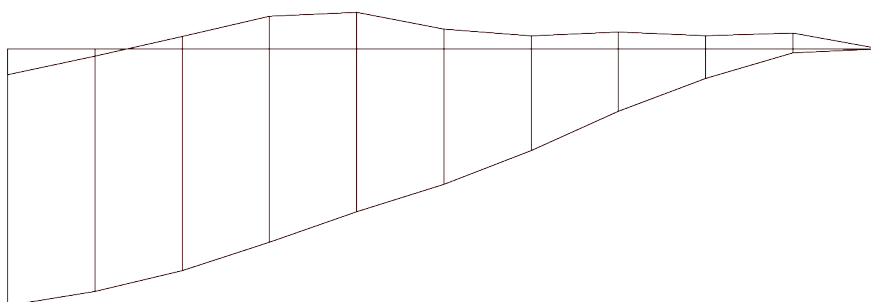
Poslední lamela je předepnuta na 50% tahové výztuže. Je to z důvodu vyloučení tahu u spodních vláken mezi posledními dvěma lamelami. Ostatní lamely jsou napntu na 70% pevnosti, pro redukci relaxace předpínací výztuže (viz 10.3.1 Relaxace předpínací výztuže). Střední dvě lamely (5. a 6. lamela) jsou předepnuty dvěma páry předpínacích kabelů. Umístění vychází z řešení příčinkovými čarami (viz kapitola 13 Optimalizace předpětí příčinkovými čarami).

24.2.1 Napětí

Uvedené výstupy napětí zohledňují odchylky při dodatečném předpínání dle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7]. Křivka nad osou konstrukce vyjadřuje tlakové napětí u horních vláken. Křivka pod osou konstrukce vyjadřuje tlakové napětí u dolních vláken. Pro maximální dosažení tahového napětí u dolních vláken mezi posledními lamelami nebylo uvažováno staveništní zatížení a nepříznivá odchylka předpětí.

Odchylka předpětí $r=1$; Staveništní zatížení: True

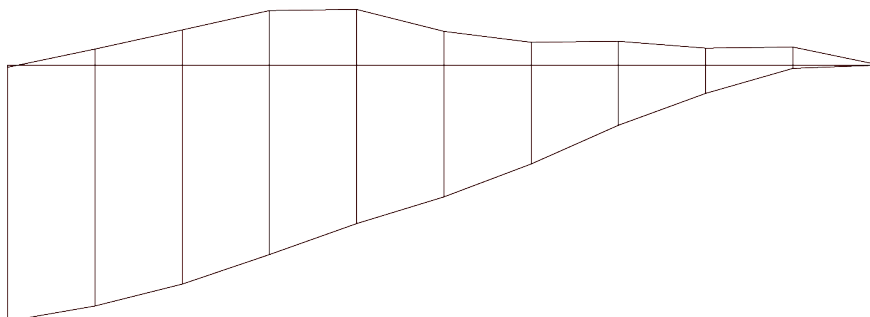
sig_h-max = 1.48 MPa
sig_d-max = 0.00 MPa
sig_d-min = -14.69 MPa



Obrázek 61: Průběh napětí pro odchylku $r = 1,00$

Odchylka předpětí $r=1.1$; Staveništní zatížení: True

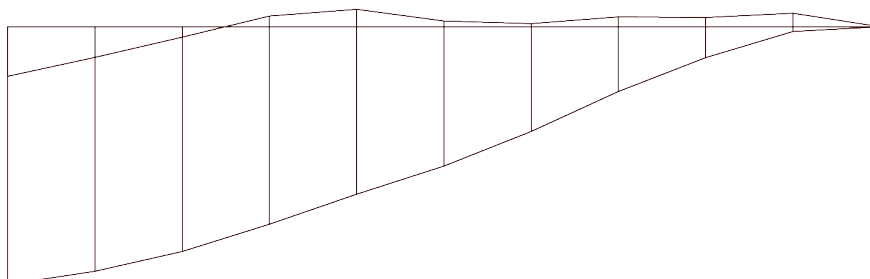
sig_h-max = 0.12 MPa
 sig_d-max = 0.00 MPa
 sig_d-min = -14.63 MPa



Obrázek 62: Průběh napětí pro odchylku $r_{sup} = 1,10$

Odchylka předpětí $r=0.9$; Staveništní zatížení: True

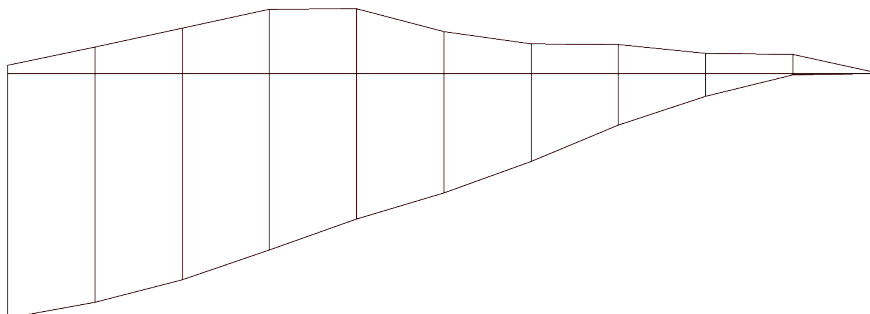
sig_h-max = 2.84 MPa
 sig_d-max = 0.00 MPa
 sig_d-min = -14.76 MPa



Obrázek 63: Průběh napětí pro odchylku $r_{inf} = 0,90$

Odchylka předpětí $r=1.1$; Staveništní zatížení: False

sig_h-max = 0.00 MPa
 sig_d-max = 0.00 MPa
 sig_d-min = -14.02 MPa



Obrázek 64: Průběh napětí pro maximální tahové napětí u dolních vláken

$$|\sigma_c| \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 50 = 22,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cc} = 14,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cc} = 14,76 \text{ MPa} < 22,5 \text{ MPa}$$

kvazistálá kombinace
 maximální tlakové napětí

VYHOVUJE

lineární dotvarování

$$f_{ctk0,05} = 2,9 \text{ MPa} > \sigma_{ct} = 2,84 \text{ MPa}$$

tahové napětí, VYHOVUJE

24.2.2 Součinitel κ

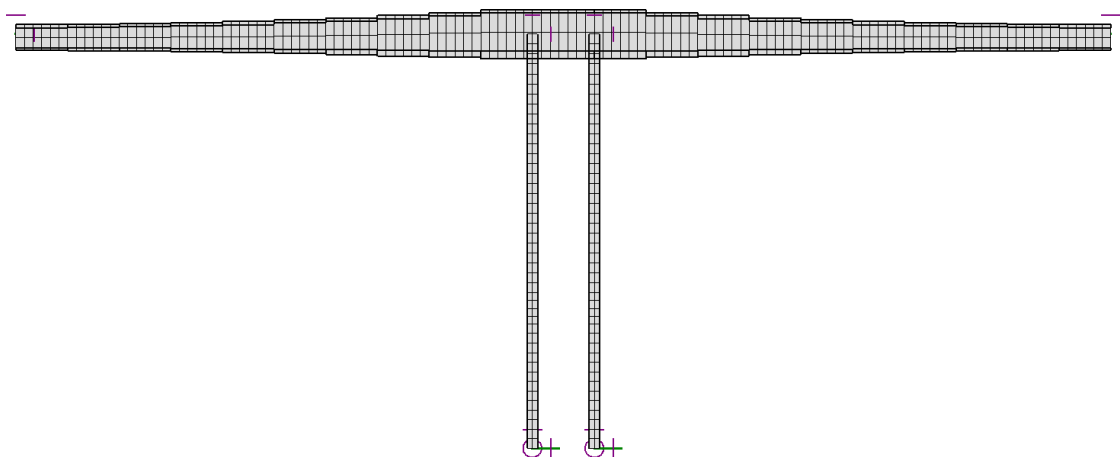
Relaxační metodou byly určeny hodnoty zohledňující rozdíl mezi působením konzoly a spojitého nosníku. Hodnota $1 - \kappa$ odpovídá hodnotám působení na spojitém nosníku.

Tabulka 19: Hodnota κ

t	κ	$1 - \kappa$
100	1.0000	0.0000
365	0.8676	0.1324
1825	0.7476	0.2524
3650	0.7028	0.2972
9125	0.6583	0.3417
18250	0.6376	0.3624
36500	0.6260	0.3740

Slovně vyjádřeno na konci životnosti bude spojitá rámová konstrukce přenášet 37,40% vlastní tíhy a předpětí od konzolových kabelů, umístěných při výstavbě.

25 Vahadlo



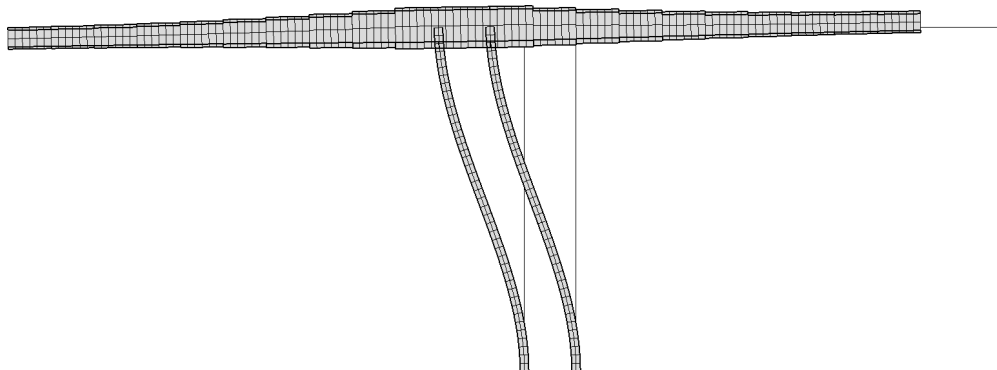
Obrázek 65: Model dokončeného vahadla

Navržená tloušťka pilíře je 1,0 m o osové vzdálenosti jednotlivých listů 6,0 m. Průřez je symetricky vyztužen pruty $\text{Ø}32$ po 150 mm.

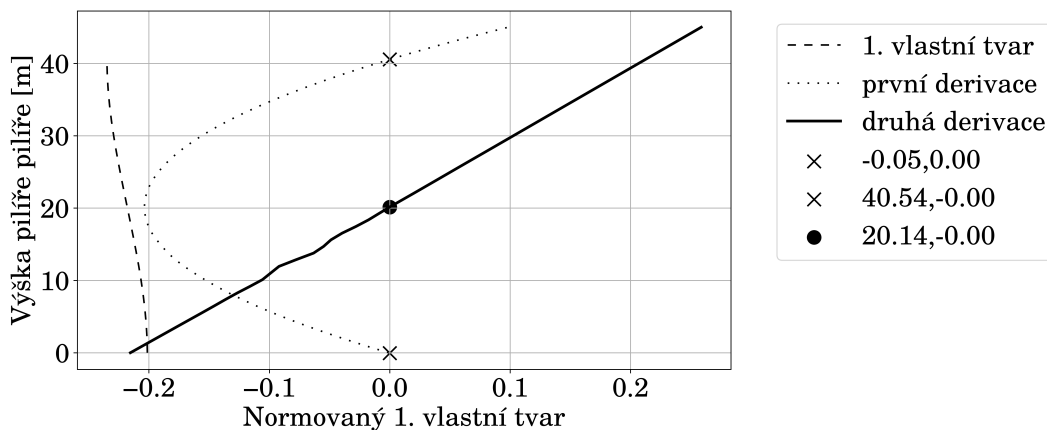
25.1 Výsledky

Výsledky nejsou jednotlivě komentovány. Komentář je uveden samostatně pod výstupy.

25.1.1 Varianta bez ztužení



Obrázek 66: První vlastní tvar – bez ztužení



Obrázek 67: Vzpěrná délka – bez ztužení

$$L_{0,1} = \max\{20, 14 - (-0, 05); 40, 54 - 20, 14\} = \max\{20, 19; 20, 40\} = 20, 40$$

maximální vzpěrná délka konstrukce

$$L_0 = 2 \cdot 20, 40 = 40, 80 \text{ m}$$

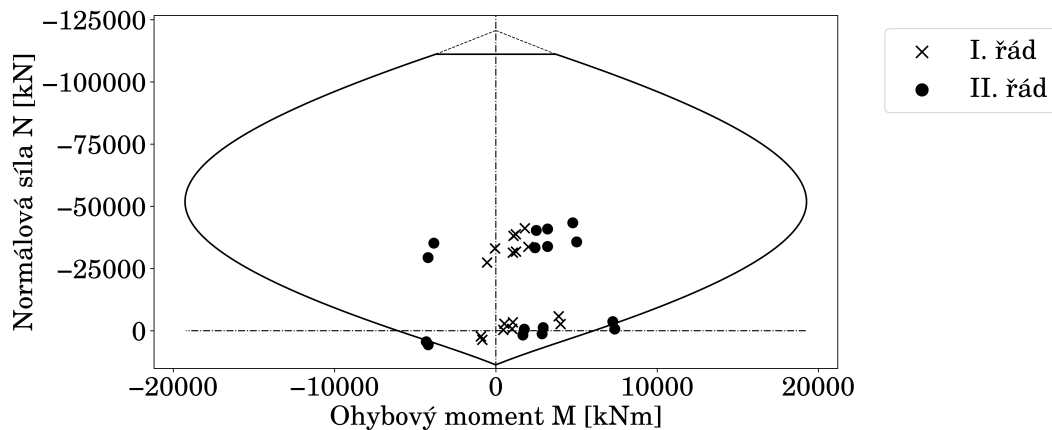
vzpěrná délka

$$\frac{L_0}{L} = \frac{40, 80}{40, 0} = 1, 02$$

poměr vzpěrné délky k délce prutu

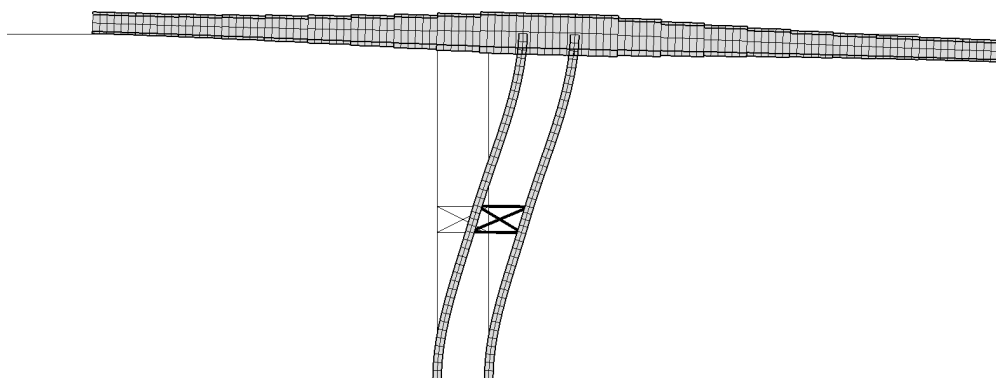
$$\lambda = \frac{40, 80}{0, 289} = 141, 2$$

štíhlost pilíře

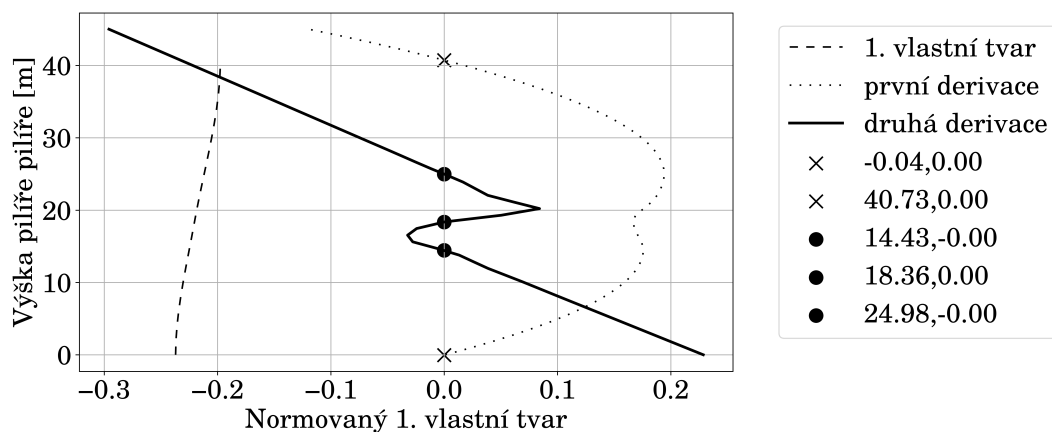


Obrázek 68: Interakční diagram – bez ztužení

25.1.2 Varianta se ztužením



Obrázek 69: První vlastní tvar – se ztužením



Obrázek 70: Vzpěrná délka – se ztužením

$$L_{0,1} = \max\{14,43 - (-0,04); 40,73 - 24,98\} = \max\{14,47; 15,75\} = 15,75$$

maximální vzpěrná délka konstrukce

$$L_0 = 2 \cdot 15,75 = 31,50 \text{ m}$$

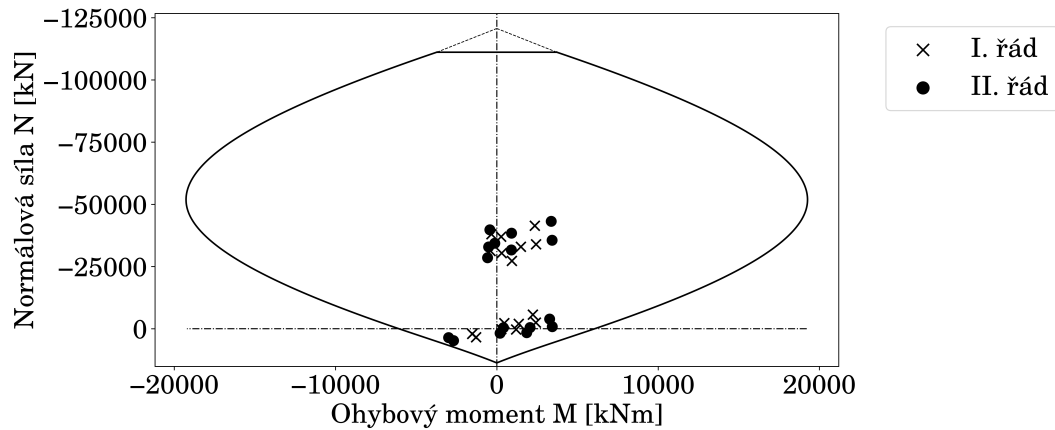
vzpěrná délka

$$\frac{L_0}{L} = \frac{31,50}{40,0} = 0,79$$

poměr vzpěrné délky k délce prutu

$$\lambda = \frac{33,48}{0,289} = 109,0$$

štíhlost pilíře



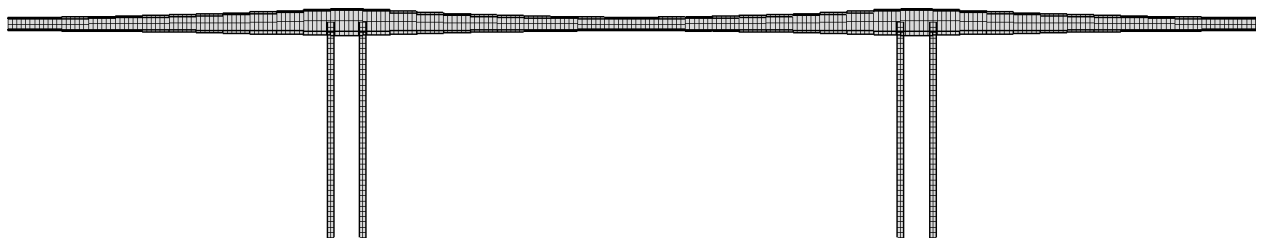
Obrázek 71: Interakční diagram – se ztužením

25.2 Komentář k výsledkům

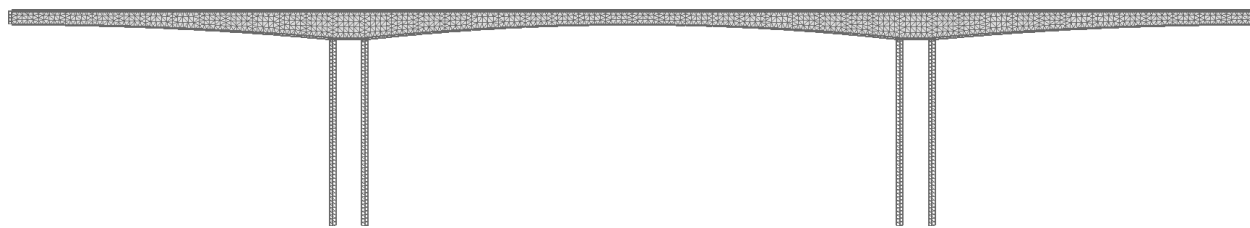
Pilíře vahadla bez ztužení jsou velmi štíhlé. Pro snížení štíhlosti je do konstrukce umístěno ztužení. Pro neztuženou konstrukci nevyhovují průřezy na vnitřní síly pro výpočet podle II. řádu. Pro variantu ztužením průřezy při posouzení interakčním diagramem vyhovují.

Souhrně je pro výstavbové vahadlo nutné umístit ztužující prvek. Ztužení má pozitivní dopad na rozdělení vnitřních sil a vliv účinků druhého řádu.

26 Sdružený rám



Obrázek 72: Prutový model sdruženého rámu



Obrázek 73: Deskostěnový model sruženého rámu

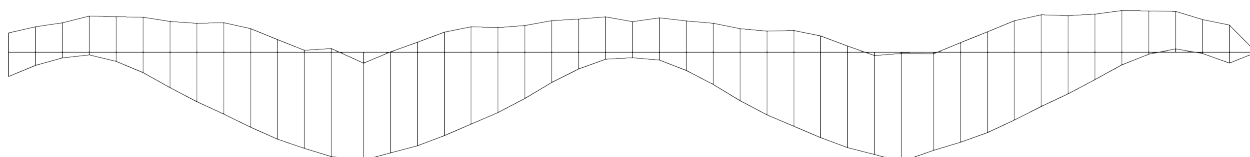
Ve všech polích je navržena předpínací výztuž 10xY1860S7-15,7 o míře předpětí 60%. Je uvažováno 6 kombinací zatížení

- CO0 + CO1 – kvazistálá
- CO2+ CO3 – častá
- CO4 + CO5 – charakteristická

26.1 Výsledky

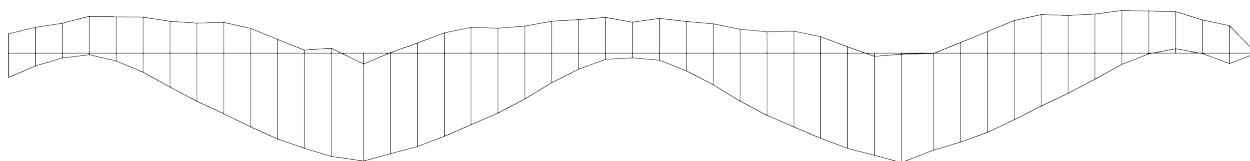
26.1.1 Napětí pro čas 100 dní

Napeti-horni vlakna	Napeti-dolni vlakna
CO0	
t=100 dni	
sig_min=-7.77 MPa	sig_min=-20.32 MPa
sig_max=2 MPa	sig_max=0.65 MPa



Obrázek 74: Kombinace 0, čas 100 dní

Napeti-horni vlakna	Napeti-dolni vlakna
CO1	
t=100 dni	
sig_min=-7.94 MPa	sig_min=-20.3 MPa
sig_max=2 MPa	sig_max=0.84 MPa



Obrázek 75: Kombinace 1, čas 100 dní

Napeti-horni vlakna
CO2

t=100 dni

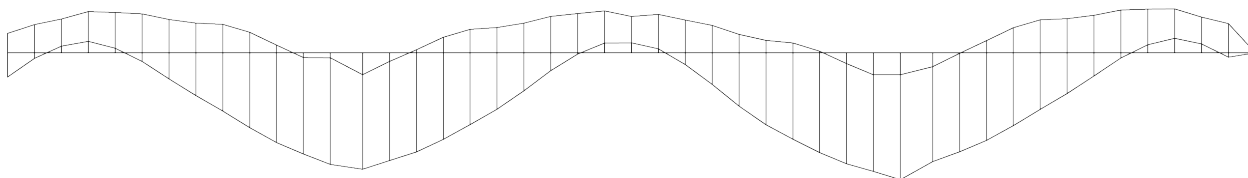
sig_min=-8.16 MPa

sig_max=4.09 MPa

Napeti-dolni vlakna

sig_min=-23.54 MPa

sig_max=2.69 MPa



Obrázek 76: Kombinace 2, čas 100 dní

Napeti-horni vlakna
CO3

t=100 dni

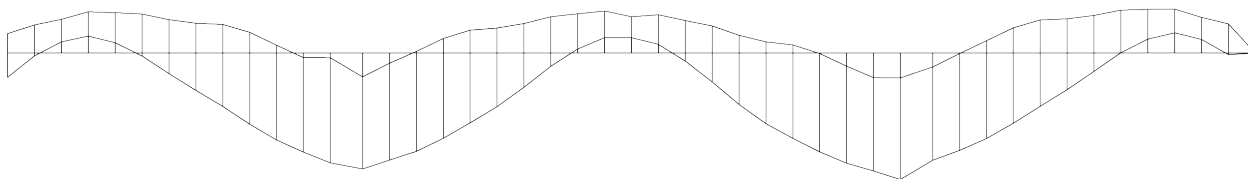
sig_min=-8.19 MPa

sig_max=4.6 MPa

Napeti-dolni vlakna

sig_min=-23.48 MPa

sig_max=3.77 MPa



Obrázek 77: Kombinace 3, čas 100 dní

Napeti-horni vlakna
CO4

t=100 dni

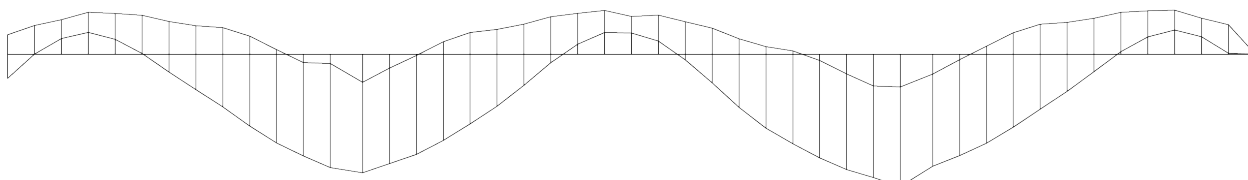
sig_min=-8.19 MPa

sig_max=6.08 MPa

Napeti-dolni vlakna

sig_min=-24.56 MPa

sig_max=4.5 MPa



Obrázek 78: Kombinace 4, čas 100 dní

Napeti-horni vlakna
CO5

t=100 dni

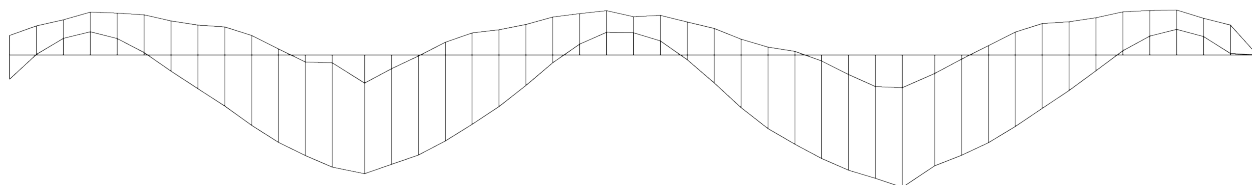
sig_min=-8.33 MPa

sig_max=6.07 MPa

Napeti-dolni vlakna

sig_min=-24.54 MPa

sig_max=4.74 MPa



Obrázek 79: Kombinace 5, čas 100 dní

26.1.2 Napětí pro čas 36500 dní

Napeti-horni vlakna
CO0

t=36500 dni

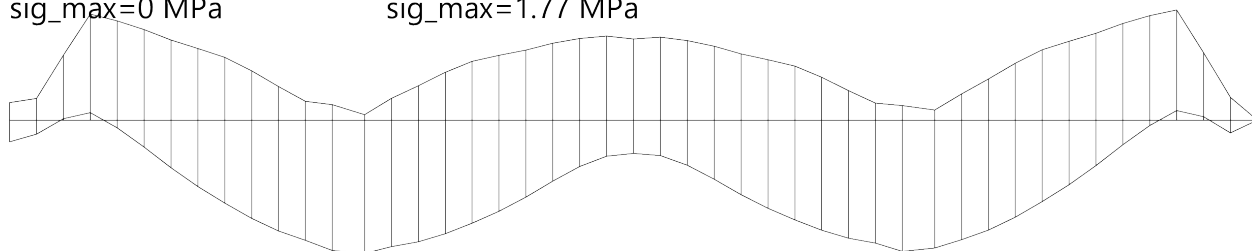
sig_min=-20.48 MPa

sig_max=0 MPa

Napeti-dolni vlakna

sig_min=-24.78 MPa

sig_max=1.77 MPa



Obrázek 80: Kombinace 0, čas 36500 dní

Napeti-horni vlakna
CO1

t=36500 dni

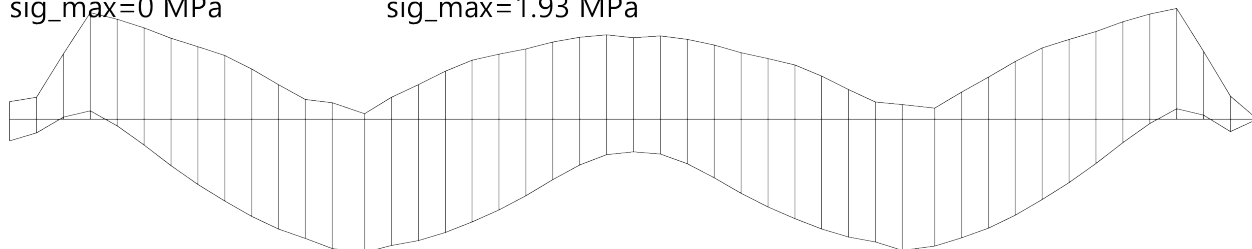
sig_min=-20.57 MPa

sig_max=0 MPa

Napeti-dolni vlakna

sig_min=-24.77 MPa

sig_max=1.93 MPa



Obrázek 81: Kombinace 1, čas 36500 dní

Napeti-horni vlakna
 CO2

Napeti-dolni vlakna

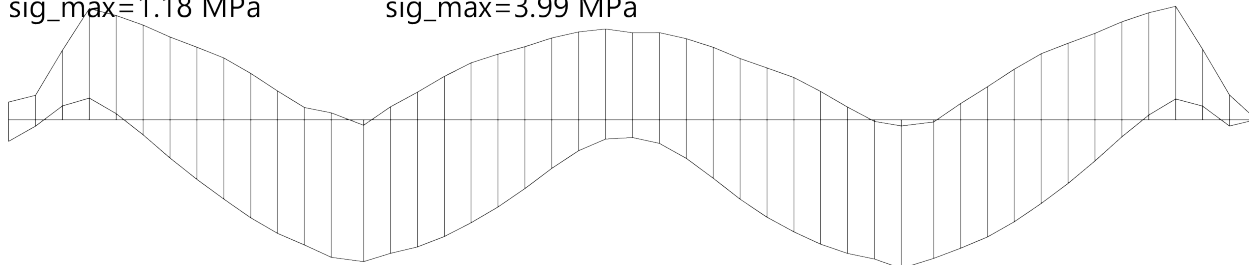
t=36500 dni

sig_min=-21.02 MPa

sig_min=-27.63 MPa

sig_max=1.18 MPa

sig_max=3.99 MPa



Obrázek 82: Kombinace 2, čas 36500 dní

Napeti-horni vlakna
 CO3

Napeti-dolni vlakna

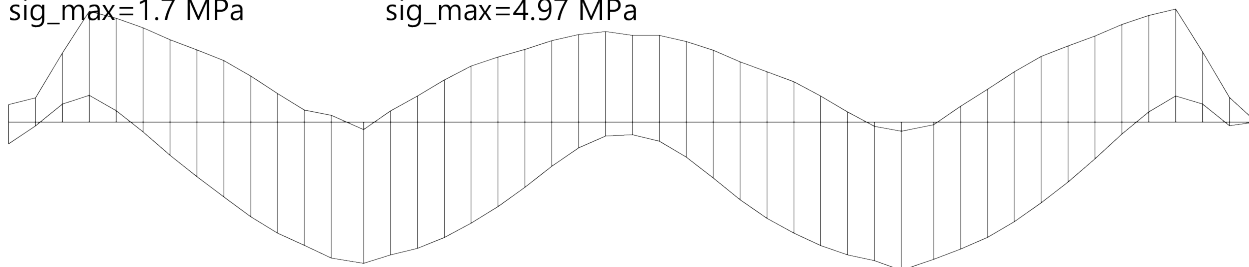
t=36500 dni

sig_min=-21.02 MPa

sig_min=-27.57 MPa

sig_max=1.7 MPa

sig_max=4.97 MPa



Obrázek 83: Kombinace 3, čas 36500 dní

Napeti-horni vlakna
 CO4

Napeti-dolni vlakna

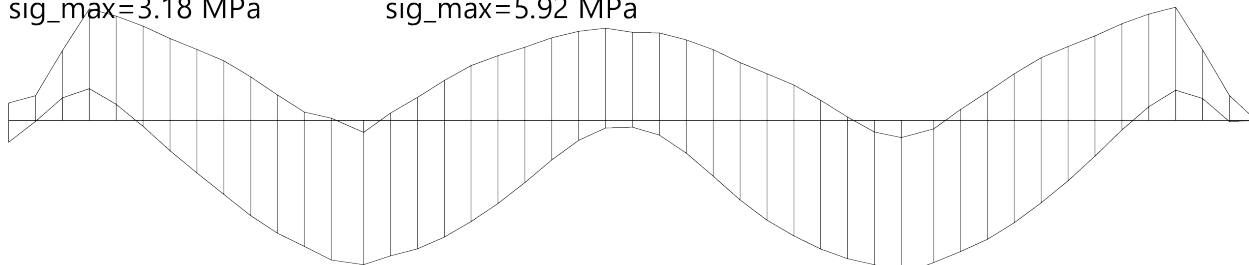
t=36500 dni

sig_min=-21.05 MPa

sig_min=-28.65 MPa

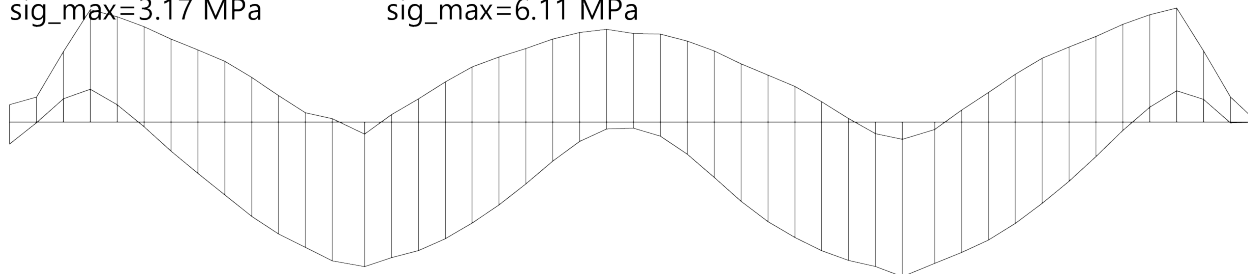
sig_max=3.18 MPa

sig_max=5.92 MPa



Obrázek 84: Kombinace 4, čas 36500 dní

Napeti-horni vlakna Napeti-dolni vlakna
 CO5
 t=36500 dni
 sig_min=-21.17 MPa sig_min=-28.63 MPa
 sig_max=3.17 MPa sig_max=6.11 MPa



Obrázek 85: Kombinace 5, čas 36500 dní

26.2 Komentář k výsledkům

Model neuvažoval s dolními příložkami, což se ukázalo jako chyba. Konstrukce prokázala své výrazné časově závislé chování. Model již není tak izolovaný, jako předchozí a možnost zásahu projektant je nižší. Vysoká pracnost modelu s velkým množstvím vstupních vlivů a možností dává enormní nároky na sestavu modelu v prostředí Grasshopper. Podle průběhů napětí lze dobře usuzovat, že doplněním dolních příložek by konstrukce mohla vhodně fungovat.

Část, která naopak byla ve smyslu výběru softwaru velmi vhodná byl výpočet ekvivalentního napětí, které díky možnosti sériového výpočtu bylo snadné zadat a kontrolovat.

27 Shrnutí navržených parametrů

Tabulka 20: Navržené geometrické parametry

šířka komory	6,0 m
tloušťka horní desky (mostovky)	0,32 m
vyztužení desky	Ø25 / 150 mm
exponent funkce náběhu	2,0
výška komory – vetknutí	5,0 m
výška komory – střed rozpětí	2,5 m
ztužení pilíře vahadla při výstavbě	ano
umístění ztužení od paty pilíře	17 m
vyztužení pilíře	Ø32 / 150 mm

Tabulka 21: Předpětí lamel

Lamela	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Počet vahadlových kabelů	2	2	2	4	4	2	2	2	2	2
Předpínací napětí $k \cdot f_{pk}$	0,5	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7

28 Porovnání s PDPS

Obecně lze říci, že v rámci obdobných okrajových podmínek se navržená geometrie blíží k výchozí konstrukci na plánovaném úseku D11. Na D11 jsou uvažovány náběhy ve sklonu, ale jinak se šířka komory přibližně shoduje. Tloušťka desky se v tomto výpočtu uvažuje konstantní. V zadávací dokumentaci je tloušťka proměnná, ale ve své průměrné hodnotě se také shodují.

Pro kabely spojitosti je v tomto návrhu uvažovaný větší počet kabelů. Je to způsobeno snahou dosáhnout snížení tahového napětí. Umístění a počet vahadlových kabelů se přibližně shoduje a odpovídají i optimalizaci pomocí příčinkových čar.

Část VI

Závěr

V rámci práce byla určena optimální geometrie mostu, která vyplývá z řady modelů. Výsledné optimální křivce náběhu byl nalezen exponent 2,0. Optimální hodnota byla určena na základě nákladů na spotřebovaný materiál.

Byly určeny hodnoty κ , definují redistribuci vnitřních sil mezi jednotlivými statickými schémata v rámci životnosti konstrukce. V rámci modelu sdruženého rámu byly tyto hodnoty úspěšně aplikovány.

Cílem práce nebylo sestavení nekonešně podrobného nástroje pro návrh mostu lemé betonáže, ale vybráním určitých problémů optimalizace základní geometrie.

Konstrukce letmé betonáže vyžaduje rozsáhlé znalosti, ale tato práce dala dobrý základ o fungování a různých částech návrhu.

Seznam použité literatury

Normy a předpisy

1. *Katalog mostů*. Praha: Ředitelství silnic a dálnic ČR, 2020.
2. *TP 144*. Doporučení pro navrhování, posuzování a sledování betonových mostů PK: Technické podmínky. 2. revidované a doplněné vydání. Praha: Ministerstvo dopravy, Odbor silniční infrastruktury, 2010.
3. 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.
4. 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.
5. ČSN EN 1991-1-6 (73 0035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění*. Praha: Český normalizační institut, 2006. vč. ZMĚNY Z4.
6. 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.
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 1992-2 (73 6208). *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.
9. ČSN EN 1990 ed. 2 (73 0002). *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021.
10. FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. *FIB model code for concrete structures 2010*. Berlin: Ernst, 2013. ISBN 9783433030615;3433030618;
11. Metodika 1. *Metodika pro návrh UHPC a pro materiálové zkoušky: výstup projektu TAČR TA 010110269*. Praha: Kloknerův ústav ČVUT v Praze, 2015.
12. ČSN 73 6214. *Navrhování betonových mostních konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.
13. STÁTNÍ FOND DOPRAVNÍ INFRASTRUKTURY. *Oborový třídník stavebních konstrukcí a prací 2022: OTSKP* [online]. 2022. Dostupné také z: <https://www.sfdi.cz>. Ministerstvo dopravy.

Odborné knihy a skripta

14. BLOCKLEY, D. I. *The new Penguin dictionary of civil engineering*. London: Penguin Books, 2005. ISBN 0-14-051526-7.
15. ČÍTEK, David; DEJMEK, Tomáš; DRAHORÁD, Michal; HOLÝ, Milan; KOLÍSKO, Jiří; KOMANEK, Petr; KRAMOLIŠ, Filip; LITOŠ, Jiří; RYJÁČEK, Pavel; ŘEHÁČEK, Stanislav; ŠAFÁŘ, Roman. *Železniční mosty s předpjatou nosnou konstrukcí v síti Správy železnic*. Pořadí vydání: 1. V Praze: České vysoké učení technické, [2022]. ISBN 978-80-01-06923-3.
16. *Guidance for good bridge design: guide to good practice prepared by fib Task Group 1.2 Bridges*. 1st pub. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2000. ISBN 2-88394-049-5.
17. 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.

18. JOSEF, Dušan. *Encyklopedie mostů v Čechách, na Moravě a ve Slezsku*. Třetí vydání. Praha: Libri, 2019. ISBN 9788072775804;8072775804;
19. KRAUS, Jiří; ČESKÉ REPUBLIKY, Akademie věd. *Nový akademický slovník cizích slov: A-Ž : studentské vydání*. Vyd. 1., dotisk [i.e. 1. brož. vyd.] Praha: Academia, 2006. ISBN 9788020014153; 8020014152; slovo: *optimalizace*.
20. KRÍSTEK, Vladimír. *Aktuální otázky navrhování mostních konstrukcí*. 1. vyd. Praha: Sekurkon, 1998.
21. KRÍSTEK, Vladimír. *Teoretické problémy betonových konstrukcí a mostů*. Praha, 1980.
22. KRÍSTEK, Vladimír. *Teorie výpočtu komůrkových nosníků*. 1. vyd. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1974.
23. NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.
24. OTTO, Jan; TILŠER, František. *Ottův slovník naučný: Ch-Sv. Jan illustrovaná encyklopaedie obecných vědomostí*. V Praze: J. Otto, 1897. slovo: *Inženýrství*.
25. STRÁSKÝ, Jiří; Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě. *Betonové mosty*. 1. vyd. Praha: Český svaz stavebních inženýrů, 2001. ISBN 808642605X;9788086426051;
26. TRKAL, Viktor. *Mechanika hmotných bodů a tuhého tělesa: celostátní vysokoškolská učebnice*. 1. vyd. Praha: Československá akademie věd, 1956.
27. VÍTEK, Jan. *Historie předpjátého betonu*. 1. vydání. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, s r.o., 2016. ISBN 978-80-87438-84-8.
28. ZŮDA, Karel. *Výpočet staticky neurčitých mostních konstrukcí z předpjátého betonu*. 1. vyd. Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1971.

Konference a odborné časopisy

29. BAZANT, Zdenek; BAWEJA, Sandeep. Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures: Model B3. *Materials and Structures*. 1995, roč. 28. Dostupné z DOI: 10.1007/BF02473152.
30. BOHUMIL, Ing. Rohn. Stavba dálnice D3 – stavby 307A, B, C – úsek Planá nad Lužnicí – Soběslav. *SILNICE ŽELEZNICE* [online]. 2013, č. 4. ISSN 1803-8441. Dostupné také z: <http://old.silnicezeleznice.cz/clanek/stavba-dalnice-d3-stavby-307a-b-c-usek-plana-nad-luznici-sobeslav/>.
31. DOC. ING. VLADISLAV HRDOUŠEK, CSC. Letmo betonované mosty. *LAFARGE CEMENT JOURNAL*. 2011, č. 2, s. 20–21.
32. GAWEL, Leszek; GRODZICKI, Remigiusz. The construction of a new bridge over the Warta river in Rogalinek. *MOSTY 2022, 27. MEZINÁRODNÍ SYMPOZIUM*. 2022, s. 67–75. ISBN 978-80-86604-84-8.
33. HOLÝ, Milan; VRÁBLÍK, Lukáš. Numerické modelování predikce vývoje průhybu letmo betonovaného mostu přes Labe v Mělníku. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2015, č. 4, s. 48–51. ISSN 1213-3116.
34. HRDOUŠEK, Vladislav; VČELOVÁ, Helena. Letmé betonování mostů. *LAFARGE CEMENT JOURNAL*. 2018, č. 1, s. 16.
35. ING. MICHAEL ZÖRKLER; ING. JINDŘICH POTŮČEK P.E. Most přes Darga river v Jeruzalémě. *MOSTY 2022, 27. MEZINÁRODNÍ SYMPOZIUM*. 2022, s. 76–80. ISBN 978-80-86604-84-8.
36. KOTAS, Patrik; ŠAFRÁNEK, Petr; HANUŠ, František; ŠÍSTEK, Milan. Silniční okruh kolem Prahy, stavba 514. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2009, č. 4, s. 3–9. ISSN 1213-3116.

37. KŘÍSTEK, V.; VRÁBLÍK, L.; HRDOUŠEK, V. Causes of long-term deflections of large-span prestressed concrete box girders and recommendations on how to avoid these. *Transactions on Transport Sciences*. 2008, č. 3, s. 97–102. ISSN 1802-9876.
38. KŘÍSTEK, Vladimír; VRÁBLÍK, Lukáš. Transport & infrastructure: Optimisation of tendon layout to avoid excessive deflections of long-span prestressed concrete bridges. 2007, roč. 11, s. 30–33.
39. MATOUŠ, Zdeněk; ŠTRONER, Martin; URBAN, Rudolf; VRÁBLÍK, Lukáš. Měření a vyhodnocení dlouhodobých deformací letmo betonovaného mostu přes Labe v Litoměřicích. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2012, č. 4, s. 74–79. ISSN 1213-3116.
40. PREISINGER, Clemens. Linking Structure and Parametric Geometry. *Architectural design*. 2013, roč. 83, č. 2, s. 110–113. ISBN 0003-8504.
41. SOUČEK, Ing. Petr. Mosty s autogramem: SO 215. *časopis Stavebnictví*. 2009, s. 12. ISSN 1802-2030.
42. SOUČEK, Petr; RICHTR, Josef; ACHS, Robert. Letmo betonovaný most přes údolí Hačky na silnici I/7 u Chomutova. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2007, č. 4, s. 6–12. ISSN 1213-3116.
43. ŠÍSTEK, Ing. Milan. Návrh letmo betonované části mostu přes údolí Berounky na SOKP Stavba 514. *časopis Stavebnictví*. 2011, s. 64–68. ISSN 1802-2030.
44. VÍTEK, Jan. České počátky mostů z předpjatého betonu. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2015, č. 4, s. 54–61. ISSN 1213-3116.
45. VÍTEK, Jan. Nuselský most v Praze – významná stavba 20. století. *časopis Stavebnictví*. 2015, s. 38–47. ISSN 1802-2030.
46. VORSCHNEIDER, Robert; MATOUŠEK, Ondřej. Estakáda přes řeku Mži na městském okruhu Plzně. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2022, č. 3, s. 20–23. ISSN 1213-3116.
47. VRÁBLÍK, Lukáš. Průběžné výsledky geodetického sledování mostu přes údolí Chomutovky na silnici I/27 u obce Velemyšleves. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2018, č. 4, s. 52–55. ISSN 1213-3116.
48. VRÁBLÍK, Lukáš; HEŘMAN, Jakub; HARAZIM, Petr. I/27 Velemyšleves – most přes údolí Chomutovky. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2016, č. 4, s. 4–13. ISSN 1213-3116.
49. ZICH, Miloš; NAVRÁTIL, Jaroslav. Vliv diferenčního smršťování a dotvarování na deformace letmo betonovaného mostu přes Vltavu u Vepřeku. *BETON - technologie, konstrukce, sanace*. 2011, č. 2, s. 62–68. ISSN 1213-3116.

Media a webové zdroje

50. DECROSS, Matt; , ; ROSS, Eli; KHIM, Jimin. *Small-Angle Approximation* [online]. Brilliant Worldwide, Inc., [b.r.]. Brilliant. Dostupné také z: <https://brilliant.org/wiki/small-angle-approximation/>.
51. FREYSSINET. *Předpínací systém FREYSSINET: Podklady pro projektování*. FREYSSINET CS, 2011. Dostupné také z: www.freyssinet.cz.
52. *Most přes rybník Koberný v km 87,500 na dálnici D3 Tábor – Veselí nad Lužnicí* [online]. Stavební portál TVstav.cz, 2020. Realizace staveb. Dostupné také z: <https://tvstav.cz/clanek/1837-most-pres-rybnik-koberny-v-km-87500-na-dalnici-d3-tabor-veseli-nad-luznici>.
53. PINTÉR, János. *Operations Research* [online]. Wolfram Research, Inc., 2020. MathWorld. Dostupné také z: <https://mathworld.wolfram.com/OperationsResearch.html>.
54. PINTÉR, János. *West-Link Bridge* [online]. Dublin City Council, [b.r.]. Bridges of Dublin. Dostupné také z: <http://www.bridgesofdublin.ie/bridges/west-link-bridge>.

55. POLLIO”, ”M. Vitruvius. *De architectura* [online]. The Latin Library, 80/70–25 př. n. l. Dostupné také z: <https://www.thelatinlibrary.com/vitruvius/>.
56. ŘSD ČR - *Dálnice D11 1109 Trutnov - státní hranice* [online]. Ředitelství silnic a dálnic ČR, 2020. Video–Stavby plánované. Dostupné také z: <https://rsd.cz/web/guest/videoa>.
57. *V Plzni roste mostní estakáda. Je to nejnáročnější část stavby západního obchvatu* [rozhlasové vysílání]. Český rozhlas Plzeň, 2021. Zprávy. Dostupné také z: <https://plzen.rozhlas.cz/v-plzni-roste-mostni-estakada-je-nejnarocnejsi-cast-stavby-zapadniho-obchvatu-8637273>.
58. VITRUVIUS. *The Ten Book on Architecture: Translated by Morris Hicky Morgan, Ph.D., LL.D.* [Online]. Wikimedia Foundation, 80/70–25 př. n. l. Wikisource. Dostupné také z: https://en.wikisource.org/wiki/Ten_Books_on_Architecture.
59. WEISSTEIN, Eric W. *Brachistochrone Problem* [online]. Wolfram Research, Inc., [b.r.]. MathWorld. Dostupné také z: <https://mathworld.wolfram.com/BrachistochroneProblem.html>.
60. WEISSTEIN, Eric W. *Cycloid* [online]. Wolfram Research, Inc., [b.r.]. MathWorld. Dostupné také z: <https://mathworld.wolfram.com/Cycloid.html>.
61. WEISSTEIN, Eric W. *Osculating Circle* [online]. Wolfram Research, Inc., [b.r.]. MathWorld. Dostupné také z: <https://mathworld.wolfram.com/OsculatingCircle.html>.
62. WEISSTEIN, Eric W. *Tautochrone Problem* [online]. Wolfram Research, Inc., [b.r.]. MathWorld. Dostupné také z: <https://mathworld.wolfram.com/TautochroneProblem.html>.

Seznam použitého softwaru

63. *Grasshopper*. Robert McNeel & Associates, [b.r.]. Ver. 1.0.0007. Dostupné také z: <https://www.grasshopper3d.com/>.
64. *Karamba3D: for RHINO 7*. [B.r.]. 2.2.0.15-220706. Dostupné také z: <https://www.karamba3d.com>.
65. *Rhinoceros: Rhino 7*. Robert McNeel & Associates, [b.r.]. 7 SR24, 7.7.24.223008. Dostupné také z: <https://www.rhino3d.com/>.

Související projekty

66. ENGLER, Ing. Vladimír. *Most na D11 přes údolí řeky Ličná v km 148,055: D11 1109 Trutnov – státní hranice*. 12/2020. Dokumentace pro stavební povolení (DSP). Valbek, spol. s r.o.
67. ENGLER, Ing. Vladimír. *Most na D11 přes údolí řeky Ličná v km 148,055: D11 1109 Trutnov – státní hranice*. 12/2022. Projektová dokumentace pro provádění stavb (PDPS). Valbek, spol. s r.o.
68. MAREŠ, Ing. Tomáš. *SO 1202 – Estakáda přes inundační území řeky Mže v km 2,723-3,939, SO 1202C - dilatační úsek C: Městský okruh, Křimická (Chebská) – Karlovarská v Plzni*. 03/2019. Projektová dokumentace pro provádění stavb (PDPS). Valbek, spol. s r.o.
69. NOSEK, Ing. František. *Most přes Vltavu v Týně n. / Vltavou: náhrada za most Pha 11-581*. 09/1964. Prováděcí projekt mostu. Stavby silnic a železnic, národní podnik. vč. realizačních dokumentů.

Seznam obrázků

1	Podélný řez	3
2	<i>Myšlenková mapa</i> : Statické působení	9
3	Statické schéma kloubové konstrukce	9
4	Statické schéma spojitého nosníku	9
5	Statické schéma sdruženého rámu	10
6	Statické schéma jednostranných vahadel	10

7	Myšlenková mapa: Základní tvar příčného řezu	11
8	Myšlenková mapa: Geometrické parametry komory	11
9	Myšlenková mapa: Kably předpětí	12
10	Porovnání norem ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] a ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8], pro cement N, logaritmické měřítko	23
11	Porovnání norem ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7] a ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8], pro cement R, logaritmické měřítko	23
12	Vliv cementu pro ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7], logaritmické měřítko	24
13	Vliv cementu pro ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8], logaritmické měřítko	24
14	Vliv mikrosiliky dle ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8], logaritmické měřítko	25
15	Vliv f_{ck} dle ČSN EN 1992-2 (73 6208) [8], lineární měřítko	25
16	Složky smršťování, lineární měřítko	26
17	Vliv použití mikrosiliky, lineární měřítko	26
18	Vliv f_{ck} , lineární měřítko	27
19	Relaxace předpínací výztuže podle míry využití tahové pevnosti	28
20	Uspořádání v příčného řezu	30
21	Schéma uvažovaného průřezu	33
22	Poloha těžiště z_t [m]	33
23	Průřezový modul – horní W_y^h [m ³]	34
24	Ohybový moment M_y [kNm]	34
25	Napětí u horních vláken σ_x^h [kPa]	34
26	Plocha průřezových veličin podle exponentu náběhu	35
27	Plocha napětí podle exponentu náběhu	35
28	Vykreslení výsledného momentu na konci životnosti	36
29	Vykreslení výsledného momentu na konci životnosti	37
30	Vyhodnocení kotvení.	37
31	Vyhodnocení kotvení.	38
32	Vyhodnocení kotvení.	38
33	Vykreslení výsledného momentu na konci životnosti	39
34	Zatížení odpovídající čase zmonolitnění a konci životnosti	41
35	Odpovídající nosník se změnou tuhosti a konstantním zatížením	42
36	Vykreslení výsledného momentu na konci životnosti	43
37	Algoritmus parametrického modelu	45
38	Podélný řez	46
39	Příčný řez	46
40	Rendrovaný model konstrukce	47
41	Průběh momentů po šířce komory	48
42	Pohled na konzolu vahadla prutového modelu	50
43	Pohled na konzolu vahadla deskostěnového modelu	50
44	Zobrazení výpočetních modelů (prutový, deskostěnový, naladěný prutový)	51
45	Uvažovaný průběh dlouhodobých ztrát předpětí	52
46	Model dokončeného vahadla	52
47	Schéma působících zatížení na vahadlo	53
48	Pohled na modely – 2 prutové a 1 deskostěnový	55
49	Příčný řez	58
50	Podélný řez	58
51	Příčný řez	59
52	tvar	59
53	Optimalizace: tloušťka desky — cena za materiál	59
54	Optimalizace: šířka komory – cena za materiál	60
55	Optimalizace: tloušťka desky - šířka komory	60
56	Průběh ohybového momentu M_y po šířce horní desky	61

57	Průběh posouvající síly V_z po šířce horní desky	62
58	Vztah mezi exponentem, výslednou cenou a plochou napětí	64
59	Jedna perioda cykloidy pro $a = 1$	65
60	Výsledný tvar konzoly vahadla	66
61	Průběh napětí pro odchylku $r = 1,00$	66
62	Průběh napětí pro odchylku $r_{sup} = 1,10$	67
63	Průběh napětí pro odchylku $r_{inf} = 0,90$	67
64	Průběh napětí pro maximální tahové napětí u dolních vláken	67
65	Model dokončeného vahadla	68
66	První vlastní tvar – bez ztužení	69
67	Vzpěrná délka – bez ztužení	69
68	Interakční diagram – bez ztužení	70
69	První vlastní tvar – se ztužením	70
70	Vzpěrná délka – se ztužením	70
71	Interakční diagram – se ztužením	71
72	Prutový model sdruženého rámu	71
73	Deskostěnový model sdruženého rámu	72
74	Kombinace 0, čas 100 dní	72
75	Kombinace 1, čas 100 dní	72
76	Kombinace 2, čas 100 dní	73
77	Kombinace 3, čas 100 dní	73
78	Kombinace 4, čas 100 dní	73
79	Kombinace 5, čas 100 dní	74
80	Kombinace 0, čas 36500 dní	74
81	Kombinace 1, čas 36500 dní	74
82	Kombinace 2, čas 36500 dní	75
83	Kombinace 3, čas 36500 dní	75
84	Kombinace 4, čas 36500 dní	75
85	Kombinace 5, čas 36500 dní	76

Seznam tabulek

1	Okrajové podmínky	3
3	Metody výstavby dle [16]	13
4	Časová osa výstavby nosné konstrukce	14
5	Seznam dohledaných mostů na území ČR	15
6	Realizace v ČR po roce 2000	16
7	Kapitoly časové analýzy v Eurokódech	19
8	Hodnota k_h	21
9	Pevnostní a deformační charakteristiky dle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201) [7]	30
10	Ostatní stálé zatížení	31
11	Časová osa [den]	40
12	Součinitele dotvarování	41
13	Přehled zatížení na jednotlivé modely	46
14	Přehled charakteristik jednotlivých modelů	47
15	Položky dle Oborový třídník stavebních konstrukcí a prací 2022 [13]	48
16	Položky vyjádřené v kubických metrech	48
17	Položky dle Oborový třídník stavebních konstrukcí a prací 2022 [13]	51
18	Položky vyjádřené v kubických metrech	51
19	Hodnota κ	68
20	Navržené geometrické parametry	76
21	Předpětí lamel	76

Bc. Adam Froněk
Diplomová práce
Parametrická optimalizace letmo betonovaného mostu
Fakulta stavební ČVUT v Praze
Praha, leden 2023