České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Návrh konstrukčního řešení dálničního nadjezdu s nevýhodným poměrem délek polí

Autor: Michael Nedvěd

Vedoucí práce: doc. Ing. Lukáš Vráblík, PhD.

Rok obhajoby: 2017

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Nedvěd** Jméno: **Michael** Osobní číslo: **424415**

Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**

Zadávající katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**

Studijní program: **Stavební inženýrství**

Studijní obor: **Konstrukce a dopravní stavby**

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce:

Návrh konstrukčního řešení dálničního nadjezdu s nevýhodným poměrem délek polí

Název bakalářské práce anglicky:

The structure design of highway overpass with unfavourable span length ratio

Pokyny pro vypracování:

Seznam doporučené literatury:

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) bakalářské práce:

doc. Ing. Lukáš Vráblík Ph.D., katedra betonových a zděných konstrukcí FSv

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) bakalářské práce:

Datum zadání bakalářské práce: **23.02.2017** Termín odevzdání bakalářské práce: **28.05.2017**

Platnost zadání bakalářské práce: _____

Podpis vedoucí(ho) práce	Podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry	Podpis děkana(ky)

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Student bere na vědomí, že je povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v bakalářské práci.

Datum převzetí zadání	Podpis studenta

© ČVUT v Praze, Design: ČVUT v Praze, VIC

Čestné prohlášení:

Prohlašuji, že bakalářskou práci na téma „Návrh konstrukčního řešení dálničního nadjezdu s nevýhodným poměrem délek polí“ jsem vypracoval samostatně a veškerou použitou literaturu a další prameny jsem řádně označil a uvedl v přiloženém seznamu.

V Praze dne: … … … … … … … … … … … … … …podpis

Poděkování:

Touto cestou bych velice rád poděkoval panu doc. Ing. Lukáši Vráblíkovi, PhD. za jeho ochotu, připomínky, praktické poznatky a cenné rady, které mi během vedení mé práce poskytoval.

Také bych rád poděkoval Prof. Ing. Ivanu Vaníčkovi, DrSc. za jeho rady a připomínky v oblasti zakládání.

Dále bych chtěl poděkovat rodině za podporu během psaní práce a v neposlední řadě Lucii Pivoňkové za schovívavost, trpělivost a inspiraci při psaní práce.

Abstrakt:

Tato bakalářská práce s názvem „Návrh konstrukčního řešení dálničního nadjezdu s nevýhodným poměrem délek polí“ se zabývá analýzou problémů vznikajících při návrhu dálničních nadjezdů s nevýhodným poměrem polí. Práce se skládá ze dvou hlavních částí. Obsahem první z nich je teoretická část a vymezení pojmů, které s problematikou úzce souvisí. Druhou částí práce je část praktická, která je řeší 4 varianty poměru polí.

Klíčová slova: most, dálniční nadjezd, integrovaný most, parametrická studie

Abstract:

This Bachelor’s thesis „The structure design of highway overpass with unfavourable span length ratio“ deals with analysis of highway overpass problems due to unfavourable span length ratio. The thesis consists of two main parts. The contain of the first part is theoretical work and definition of terms, which closely relate to the problem. The second part is a practical, which is aimed at problems arising from span length ratio.

Keywords: bridge, highway overpass, integral bridge, parametric study

Obsah

1 Úvod 9
1.1 Historická souvislost 9
2 Použité pojmy a parametry 10
2.1 Mostní názvosloví 10
2.1.1 Mostní objekt 10
2.1.2 Most 10
2.1.3 Mostní konstrukce 10
2.1.4 Spodní stavba 10
2.1.5 Základ mostu 10
2.1.6 Podpěra 10
2.1.7 Opěra (pilíř) 10
2.1.8 Úložný práh 10
2.1.9 Závěrná zídka 11
2.1.10 Přechodová deska 11
2.1.11 Mostní křídlo 11
2.1.12 Nosná konstrukce mostu 11
2.1.13 Hlavní nosná konstrukce 11
2.1.14 Mostovka 11
2.1.15 Ložisko 11
2.1.16 Mostní závěr 11
2.1.17 Integrovaný most (A) 12
2.1.18 Semi-integrovaný most (B) 12
2.1.19 Neintegrovaný most (C) 13
2.2 Parametry 13
2.2.1 Poměr polí – k 13

2.2.2 Úhel křížení – α 13
3 Teoretická část 14
3.1 Problematika malého poměru krajních polí 14
3.2 Velký poměr krajního pole 14
3.3 Možnosti řešení nadjezdů 14
3.4 Konstrukční řešení stávajících nadjezdů 16
3.5 Stav mostů v ČR 19
3.6 Náklady životního cyklu stavby 20
3.7 Analýza modelu stárnutí mostu 21
3.8 Zakládání nadjezdů 24
3.8.1 Plošné zakládání 24
3.8.2 Hlubinné zakládání 24
3.9 Řešení spodní stavby 25
3.9.1 Pilíře a stěny 25
3.9.2 Tenkostěnné přesypané oblouky 26
3.10 Integrované mosty 26
3.10.1 Model konstrukce a jeho pružné uložení 27
3.10.2 Zvýšené namáhání konstrukce vlivem interakce se zeminou 28
3.10.3 Řešení přechodu vozovky z tělesa mostu na zemní těleso 29
4 Praktická část 29
4.1 Volba referenčního konstrukčního systému 29
4.1.1 Materiálové charakteristiky 30
4.1.2 Příčný řez 30
4.2 Model 31
4.2.1 Zatížení dopravou 32
4.2.2 Předpětí 32
4.2.3 Řešení problému nadpodporového momentu 34

4.2.4 Vlastní výpočet 35
4.2.5 Vybrané výsledky výpočtu a jejich interpretace 35
4.3 Zjednodušený model pro parametrickou analýzu 37
4.3.1 Analýza případu k=1,0 37
4.3.2 Analýza případu k=0,7 38
4.3.3 Analýza modelu k=0,5 38
4.3.4 Analýza modelu k=0,4 38
4.3.5 Závěr analýzy 38
4.4 Možná řešení problému tahu v krajním ložisku 39
4.4.2 Mohutnější průřez v krajním poli 40
4.4.3 Vzpěradlový rám 40
4.4.4 Změna konstrukce 41
4.4.5 Umístění těžiště kotev mimo normálovou osu 41
4.4.6 Semi-integrovaný nadjezd 41
4.4.7 Integrovaný nadjezd 41
5 Závěr 42
6 Citovaná literatura 43
7 Seznam obrázků 45
8 Seznam příloh 46
8.1 Výsledky výpočtů ze softwaru SCIA 46
8.2 Výsledky vlastních výpočtu z excelových tabulek 46
8.3 Výkres – příčný řez, společný pro všechny varianty 46
8.4 Výkres – dráhy předpětí zvlášť pro 4 varianty 46
8.5 Výkres – podélný řez zvlášť pro 4 varianty 46
8.6 Výkres – půdorys zvlášť pro 4 varianty 46

1 Úvod

Tato bakalářská práce nese název „Návrh konstrukčního řešení dálničního nadjezdu s nevýhodným poměrem délek polí“. Důvodů pro zvolení tohoto názvu bylo několik. Hlavním důvodem byla má práce na předmětu Projekt K, kde jsem si zvolil rekonstrukci dálničního nadjezdu „K Výtopně“. Na tomto mostu jsem poznal jedno z hlavních úskalí dálničních nadjezdů, často nevýhodný poměr krajních polí. V této oblasti mě zaujala různorodost řešení, které můžeme na mostech v ČR i v Evropě vidět.

Hlavním cílem této práce je zanalyzovat problémy, vznikající při návrzích zmíněných dálničních nadjezdů a popsat vhodné řešení problému.

Práce se skládá ze dvou hlavních částí. V první teoretické části je provedena rešerše na dané téma a vymezí základních pojmů spojených s problematikou. Druhou části je část praktická, jejíž náplní je zejména analýza mostů při různém poměru polí.

1.1 Historická souvislost

Dálniční nadjezdy se v České republice začaly stavět v 70. letech minulého století, kdy se po částech uváděla do provozu první dálnice D1. Konstrukčních řešení bylo vícero, pro potřeby mé práce se zaměřím na řešení při nevýhodném poměru polí. Jednalo se o použití 3 prostých polí s velkým množstvím ložisek a dilatačních zařízení, která v budoucnu znamenala předčasnou degradaci materiálů, drahou údržbu a v neposlední řadě i nevyhovující vzhled. Moderním trendem je tedy logicky snižovat množství poruchových oblastí, náklady na údržbu a celkové zjednodušovat konstrukci.

2 Použité pojmy a parametry

2.1 Mostní názvosloví

2.1.1 Mostní objekt

Nahrazuje zemní těleso v místě, ve kterém je třeba překonat překážku. Je tvořen jedním nebo několika vedle sebe postavenými mosty, propustky nebo lávkami včetně stavebních děl a úprav k zajištění jeho funkce a životnosti. Podle druhu přemostění se mostní objekty dělí na mosty, propustky a lávky. [1]

2.1.2 Most

Je mostní objekt nebo jeho část s kolmou světlostí mostního otvoru min. 2,01 m. Je tvořen spodní stavbou a jednou nebo několika nosnými konstrukcemi, mostním svrškem, mostním vybavením a přidruženými díly. [1]

2.1.3 Mostní konstrukce

Je část mostu tvořená spodní stavbou a nosnou konstrukcí. Tento termín se používá hlavně v případě, kdy oddělení hlavní nosné konstrukce od spodní stavby není konstrukčně zřetelné (rámové nebo klenbové konstrukce). [1]

2.1.4 Spodní stavba

Je souhrnné označení pro část mostu zahrnující základy, podpěry, mostní křídla, závěrné zdi a přechodové desky (pokud je jimi most vybaven). [1]

2.1.5 Základ mostu

Je souhrn základů jednotlivých podpěr, případně souvislý základ celého mostu. [1]

2.1.6 Podpěra

Je svislá nebo nakloněná část mostu, přenášející tlaky nosné konstrukce na základ. [1]

2.1.7 Opěra (pilíř)

Je krajní (mezilehlá) mostní podpěra. [1]

2.1.8 Úložný práh

Je část podpěry, přenášející podporové tlaky do dříku podpěry. [1]

2.1.9 Závěrná zídka

Je část opěry, uzavírající zemní těleso proti nosné konstrukci. [1]

2.1.10 Přechodová deska

Je prvek, který plní funkci vyrovnání sedání za rubem opěry. Eliminuje skokovou změnu tuhosti podloží, která by jinak nastala na vozovce za rubem opěry. [1]

2.1.11 Mostní křídlo

Je zeď nebo stěna navazující na mostní opěru a uzavírající zemní těleso komunikace po stranách opěry. [1]

2.1.12 Nosná konstrukce mostu

Slouží k přenosu zatížení z mostního svršku na spodní stavbu. Skládá se z: hlavní nosné konstrukce, mostovky a dále ložisek a mostních závěrů, pokud je jimi most vybaven. Nosné konstrukce můžeme dělit na přesypané, ve kterých se pod mostním svrškem nachází vrstva zeminy a nepřesypané, tj. s přímým uložením mostního svršku. [1]

2.1.13 Hlavní nosná konstrukce

Je hlavní složkou nosné konstrukce, ukládanou na mostní podpěry buď přímo nebo prostřednictvím ložisek anebo kloubů, případně je do podpěr vetknuta. (...) [1]

2.1.14 Mostovka

Slouží k uložení mostního svršku a k přenosu zatížení na hlavní nosnou konstrukci. Podle své polohy vzhledem k hlavní nosné konstrukci rozeznáváme mostovku horní, dolní, mezilehlou a zapuštěnou. [1]

2.1.15 Ložisko

Slouží k přenosu podporových tlaků z nosné konstrukce na spodní stavbu, dle typu umožňuje nebo naopak znemožňuje volnost dilatace.

2.1.16 Mostní závěr

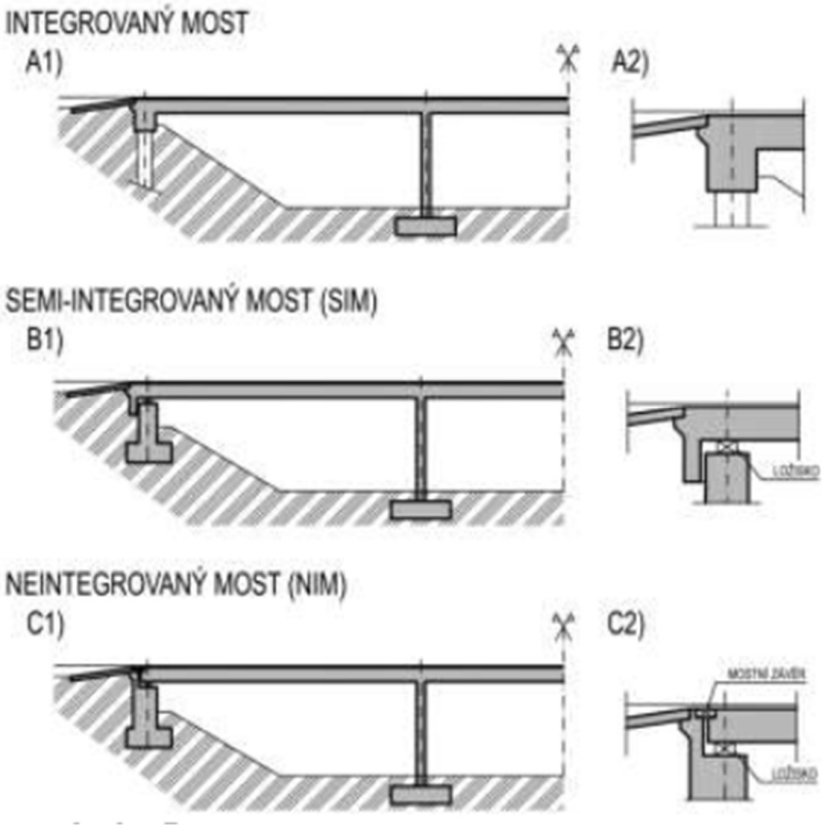
Ukončuje dilatační celek nosné konstrukce a překrývá její dilatační spáry.

2.1.17 Integrovaný most (A)

Nebo také označovaný jako „**integrální**“ most, je most beze spár a ložisek. V angličtině označován jako FIAB (Fully integral abutment bridges). Podle této definice probíhá nosná konstrukce beze spár přes celou délku mostu a není ani spárami ani ložisky oddělena od pilířů nebo opěr. To znamená, že všechny stavební části jsou navzájem spojeny monoliticky, přitom se betonové klouby považují za monolitické spojení. [2]

2.1.18 Semi-integrovaný most (B)

Nebo také „**semi-integrální**“ most, je podle rakouské a švýcarské normy označován most s ložisky nebo závěry, ale ne obojím. V Německu je definován jako rámová konstrukce, která není integrální a u níž jsou minimálně dva pilíře monoliticky připojeny k vrchní stavbě. Dále bude uvažováno s německou definicí. [2]



Obr. 2.1 Základní rozdělení mostů z hlediska uložení a zachycení dilatačních pohybů
Zdroj: [12] s.8

2.1.19 Neintegrovaný most (C)

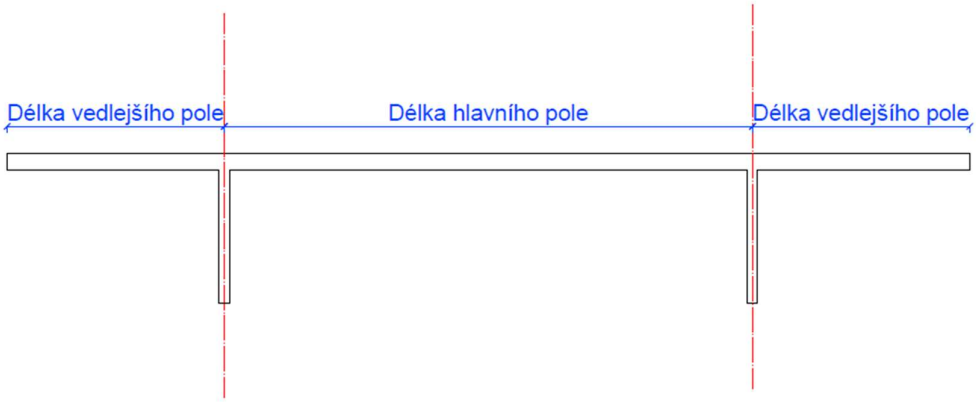
Běžný most, který má spodní stavbu oddělenou od nosné konstrukce pomocí ložisek a mostních závěrů. Používá se pro označení všech mostů, které nespadají do skupiny integrovaných. [3]

2.2 Parametry

2.2.1 Poměr polí – k

Jedná se o poměr hlavního a vedlejšího pole vyjádřený jako

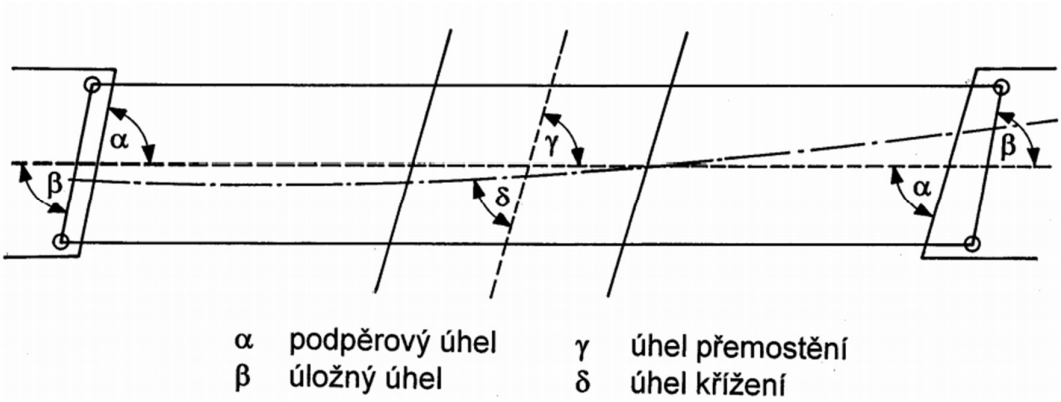
$$k = \frac{Délka\ hlavního\ pole}{Délka\ vedlejšího\ pole}$$



Obr. 2.2 Délky polí 3 polového nadjezdu

2.2.2 Úhel křížení – α

Je půdorysný úhel, ostrý nebo nejvýše pravý, který svírá osa mostu (komunikace) s osou přemosťované překážky v místě křížení. [1]



Obr. 2.3 Charakteristické úhly
Zdroj: [1], s.14

3 Teoretická část

Cílem této kapitoly je literární analýza tématu a témat příbuzných a shrnutí nejdůležitějších informací potřebných pro parametrickou studii.

3.1 Problematika malého poměru krajních polí

Tento typ konstrukce se na dálničních nadjezdech v ČR vyskytuje v nejvyšší míře. Je to způsobeno šířkovými požadavky dálnic a jejich rozhledovými poměry.

V této problematice dochází při snaze o optimální konstrukční řešení k několika úskalím.

Prvním z nich je **dimenzace nadpodporové (pilířové) oblasti**, ve které vznikají velké momentové reakce ať už od vlastní tíhy, proměnného zatížení nebo předpětí. Současně zde vzniká velká svislá reakce působící v místě ložiska.

Nejzásadnějším problémem je bezesporu možná **záporná reakce v krajním ložisku**, a tudíž možnost nadzdvihávání konstrukce z ložisek. Právě řešení tohoto problému bude vymezena stěžejní část práce.

3.2 Velký poměr krajního pole

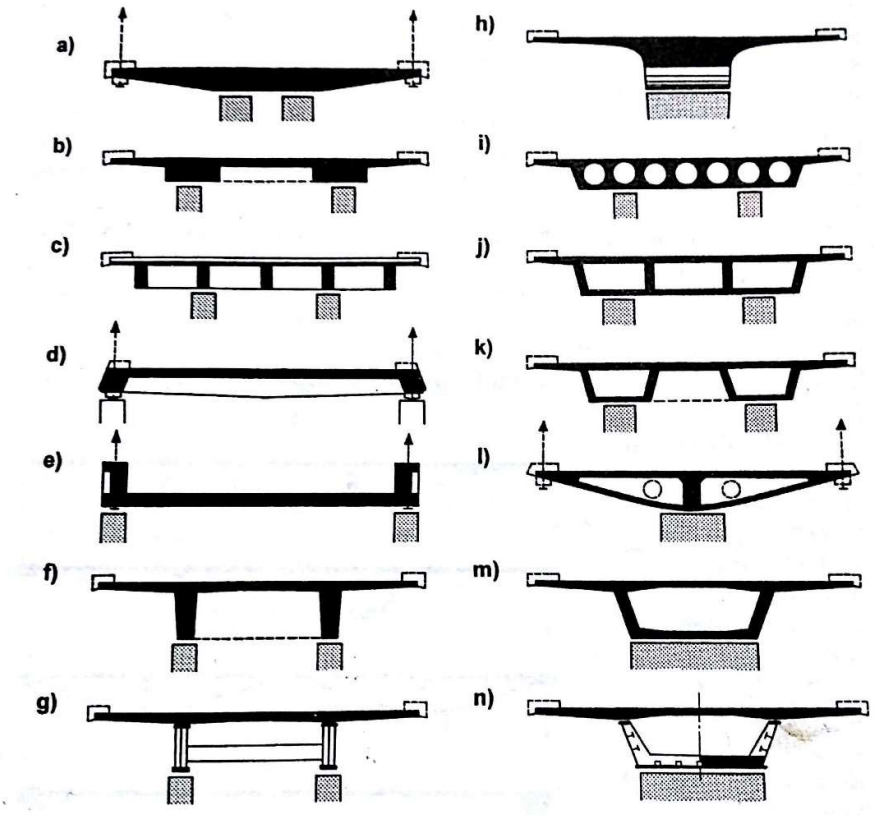
Tento typ konstrukce není na nadjezdech obvyklý, je zde proto uveden pouze jako školní případ.

Zde odpadá problém nadzdvihávání z ložisek, ale více se projevuje kombinace ještě většího momentu a reakce v pilíři. Problém nastává zejména u tenkých prvků a mostů s konstantním průřezem, kde je obtížné prvek vyztužit na momentové účinky.

3.3 Možnosti řešení nadjezdů

Obecně je řešení nadjezdů závislé na charakteru převáděné komunikace, zejména na jejím šířkovém uspořádání a úhlu křížení.

Počet polí na nadjezdech se volí s ohledem na místní podmínky. Závisí na požadované délce přemostění, stavební výšce a dalších faktorech. U rekonstrukcí stávajících mostů je často limitním faktorem ve střední části vedení inženýrských sítí jako odvodnění komunikace, optické sítě, elektrické sítě apod. Naopak v případě symetrických tří a čtyř-polových nadjezdů, u pilířů či stěn na okraji komunikace jsou často problémem rozhledové poměry.



Obr. 3.1 Příklady příčných řezů mostovek
Zdroj: [4], s.11

Obecně se dá říci, že **lichoběžníkové desky (Obr. 2.1 a)** je ekonomické navrhovat pro rozpětí nejdelšího pole kolem do 21 m. Pro větší rozpětí (do 30 m) je vhodný deskový **trám (Obr. 2.1 b)**. Množství trámů závisí na šířkovém uspořádání. Dříve používané řešení desky vylehčené kruhovými otvory se dnes již nevyužívá vzhledem ke špatné kontrolovatelnosti otvorů. [4]

Mezi další méně časté řešení patří **dvoutrám s okrajovými nosníky (Obr. 2.1 d)** vhodný na převádění lesních a polních cest, **jednokomorový** a **vícekomorový (Obr. 2.1j, k, l, m)** průřez výhodný pro velká rozpětí, šikmé a zakřivené mosty (velká

tuhost v kroucení). Pro křížení s velkým rozdílem nivelet komunikací a zároveň kvalitním skalním podložím je vhodné zvážit i **obloukovou** konstrukci s horní mostovkou.

Křížení komunikací s větší šířkou, kde by se uplatnily průřezy se vzpěrami se již nenazývá nadjezdy a není tak předmětem práce.

Zmíněné konstrukce mohou být navíc monoliticky spojeny se spodní stavbou a tvořit tak integrovanou konstrukci.

3.4 Konstrukční řešení stávajících nadjezdů

Pro popis konstrukčních řešení dálničních nadjezdů zde uvedu několik nadjezdů s typickým řešením.

Konkrétně se jedná o konstrukční systémy těchto nadjezdů:

- 5 Polové mosty

Lichoběžníková monolitická deska – např. 11513-1

- 4 Polové mosty

Lichoběžníková monolitická deska – např. 570-004 (D35), mosty na nové části D1

- 3 Polové mosty

Starý typ nízkých uzavřených prefabrikátů – např. objekty 11418-2, K Výtopně x D4

Monolitický nosník dvoutrámové konstrukce – např. objekt Jílovišťská x D4

- 2 Polové mosty

Starý typ nízkých uzavřených prefabrikátů – např. 11628-2

Asymetrické vzpěradlo – např. 42811-1 (D1) – ocelové, 182,7 km D1 - „orlí pero“ – betonové

- 1 Polové mosty

Tenkostěnné betonové přesypané mosty – např. ekodukty na obchvatu D0, obchvatu Plzně, 38-029 (Chvalovice)

Obloukový ocelobetonový most – např. Ledce 39528 x D52

Integrovaný most – např. 1/11 Opava – Ostrava, Prodloužená místecká D48

Při rozhodování o systému výstavby je důležitým parametrem **čas**. Pro rekonstrukce stávajících nadjezdů nad vytíženými dálnicemi je proto vhodné volit výstavbu pomocí **prefabrikátů**, která zkracuje nutné uzavírky na minimum. Naopak při novostavbách dálnic, kde nezáleží na době uzavření prostoru pod nadjezdem, je výhodnější volit **monolitickou** výstavbu která vychází ekonomičtěji.

Vzhledem k délce a charakteru nadjezdů se většinou neobjevují případy s malým úhlem křížení a zakřivením nosné konstrukce. U lesních a polních cest se poloha komunikace upravuje pro nejkratší možné přímé křížení (kolmé). Při nutném zakřivení nosné konstrukce je vhodné posoudit variantu rozšíření z důvodu eliminace problému s nadzdvihávajícími rohy. U šikmých posouzení varianty s delším, avšak přímým mostem. Pokud není možné tato opatření provést, je nutné z důvodu vznikajících torzních momentů navrhnout konstrukci tuhou v kroucení (např. komorový průřez).

Stávající nadjezdy z dob konce 20. století (stavba 1969-1989) jsou často vybaveny velkým množstvím závěrů a ložisek a jsou provedeny buďto jako spojitý nosník nebo dokonce jako soustava 3 prostých nosníků (nadjezd K Výtopně x D4). Tyto nosníky jsou provedeny jako prefabrikované, mostovka je dobetonovaná monolitická (historicky může být dlážděná). V příčném řezu se jedná o uzavřené nosníky tvaru I, konkrétně prefabrikáty série KA a MPD. Z tohoto faktu plynou hlavní výhody a nevýhody těchto konstrukcí. Tyto konstrukce patří ve většině případů do kategorie mostů s **nízkým parametrem *k***.

Obr. 3.2 Nadjezd K Výtopně x D4, ukázka rozdílných výšek nosníků
Zdroj: [15] D4

Mezi nejvýznamnější výhody řešení prostými nosníky patří staticky jednoduché řešení problému nadzdvihávání z ložisek, odolnost vůči poklesům podpor a teplotním účinkům. Za další výhodu by se dalo označit přesun extrémní hodnoty momentu doprostřed polí a odpadající problém vyztužení nadpilířové oblasti.

Mezi hlavní nevýhody naopak patří zatékání srážkové vody v místě závěrů do konstrukce a dále do spodní stavby a s tím související snížená životnost konstrukce, nutná vyšší stavební výška a vysoké náklady na údržbu. Další nevýhodou těchto konstrukcí je estetika. Vzhledem k působení mostů jako prostých nosníků nebylo nutné krátká pole navrhovat ve stejné konstrukční výšce jako dlouhá pole. Proměnná výška nosníků by zde byla pouze z estetických důvodů, z finančního hlediska by byla pro konstrukci nevýhodná, a tak tvoří svým vzhledem esteticky nevyhovující „uskákanou" konstrukci.

Vzhledem k životnosti mostů 100 let je estetika nezanedbatelný parametr a měla by být jedním z podstatných kritérií při výběru konstrukčního systému investorem.

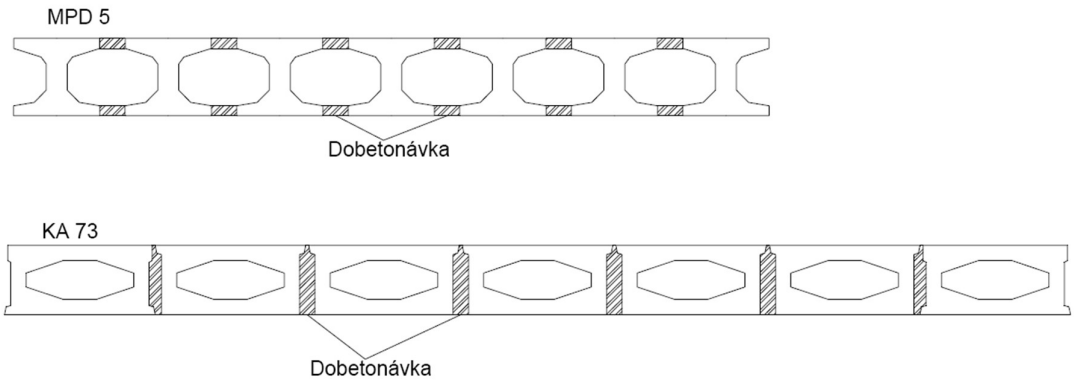
Dalším problémem volby těchto konstrukčních systémů dálničních nadjezdů z minulého století, je volba uzavřených prefabrikátů (KA, MPD a další), které se ukázaly být jako nevyhovující z mnoha důvodů.

Obr. 3.4 Nevyhovující stav konstrukce K Výtopně x D4

Obr. 3.3 Nevyhovující stav konstrukce K Výtopně x D4

Tím hlavním je bezesporu obtížná až **nemožná kontrolovatelnost** uzavřeného prostoru mezi nosníky, resp. dutiny nosníku. Do tohoto prostoru často zatéká voda a dochází zde k jejímu hromadění. Důsledkem toho dochází ke korozi betonu, výztuže,

a dokonce i výztuže předem předepnuté. Dalším problémem těchto konstrukcí je nevalná **kvalita dobetonávky**, která způsobuje průtoky vody do meziprostor a další degradaci. Pokud se ignorují průvodní jevy jako je protékající voda, odprýskávání betonu nebo obnažená výztuž může dojít k náhlému porušení a kolapsu konstrukce. Tuto konstrukční vadu není možné z pohledu ekonomiky ani provádění rozumně odstranit a jediným řešením tak zůstává most zbourat a postavit nový.



Obr. 3.5 Příklad příčného řezu z prefabrikátů MPD 5 a KA 73

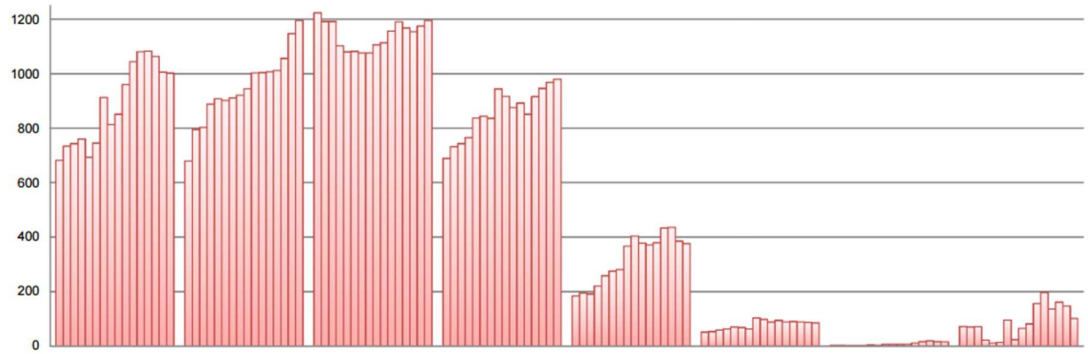
3.5 Stav mostů v ČR

Již v roce 1996 docházelo vlivem špatného stavu mostů k omezení provozu, někdy dokonce k omezení zatížitelnosti či uzavření. Finanční náročnost oprav oddalovala údržbu do pozdějšího období a vlivem jejího **zanedbání**, agresivního prostředí, **zvýšené intenzity provozu** a dalším faktorům devastace objektů rychle postupovala. Pokud se vyskytl další faktor jako např. nedostatečný projekt nebo špatně provedené stavební práce, pak některé mosty z hlediska dopravních staveb zanedbatelného stáří degradovaly předčasně. [5]

V tomto roce byl zpracován program, který měl zaručit zlepšení stavu zejména mostů v kategorii 5-7. Jak můžeme bohužel vidět ve statistikách nebyla tato ani budoucí opatření dostatečně účinná. Pro dodržení kvality stavebních prací bylo doporučeno zvýšit kvalitu prováděných prací a zvýšit kontrolní činnost. [5]

V roce 2004 snahy o zlepšení situace pokračovaly. Byl kritizován zejména nezájem správců mostů, v jehož důsledku se dále zhoršoval jejich stav. Jako východisko bylo navrhnuto zlepšení možností údržby na nově budovaných mostech. [6]

Od té doby se situace rapidně nezlepšila, neustálé naléhání na nutnost údržby mostů nezměnilo přístup správců ani nezvýšilo rozpočet vyhrazený na údržbu. Počet mostů v ČR stoupá, stoupá však i počet mostů v nevyhovujícím stavu. Po pokusech z let minulých se stále nedaří snížit počet mostů v kategoriích 5,6,7.(Obr. 2.6) [7]



	bezvadný	velmi dobrý	dobrý	uspokojivý	špatný	velmi špatný	havarijní	neurčeno
2001	682	679	1224	689	184	51	3	72
2002	734	795	1192	732	194	53	3	70
2003	743	803	1192	743	191	59	2	71
2004	760	888	1102	765	220	63	2	22
2005	693	908	1080	837	258	70	2	11
2006	745	902	1082	844	275	68	4	13
2007	913	911	1076	836	281	63	3	95
2008	813	921	1076	944	367	103	6	23
2009	851	945	1106	917	403	98	6	65
2010	960	1003	1114	876	378	88	6	81
2011	1044	1004	1156	892	371	94	7	156
2012	1081	1007	1191	851	379	89	11	196
2013	1083	1012	1168	916	433	90	16	136
2014	1064	1056	1154	946	436	89	19	161
2015	1006	1147	1175	968	385	87	16	147
2016	1002	1195	1195	980	376	85	15	101

Obr. 3.6 Mosty dle stavu nosné konstrukce nebo spodní stavby (bere se u úvahu horší stav) na dálnicích a silnicích I. Třídy v letech 2001-2016, data k 1.1.2016
Zdroj: [7]

3.6 Náklady životního cyklu stavby

Při návrhu stavby je nutné, aby se projektant zabýval komplexní ekonomickou stránkou projektu, a to nejen pořizovacími náklady. Celkové náklady, které se vynaloží za celou dobu užívání díla se nazývají náklady životního cyklu stavby neboli **Life cycle cost** (Obr. 2.7) (dále jen LCC). Mezi ně patří náklady na: údržbu, opravy stavby, rekonstrukci, modernizaci, likvidaci, energie, úklid a administrativní náklady. [8]

U dopravních staveb je při rozhodování o výběru konstrukčního systému nutné posuzovat již zmíněné náklady na údržbu. Jako příklad lze uvést volbu izolace, mostních ložisek a závěrů, kde se řešení s nižšími pořizovacími náklady může v LCC analýze promítnout jako řešení nejdražší. Proto musí být každé rozhodování ze strany projektanta i investora řešeno i s ohledem na LCC. [8]

Životní cyklus projektu stavby					
Fáze předinvestiční		Fáze investiční		Fáze provozní	Fáze likvidační
Iniciace	Definování	Plánování	Realizace	Provoz	Likvidace

Životní cyklus stavebního díla		
Fáze investiční	Fáze provozní	Fáze likvidační

Obr. 3.7 Životní cyklus projektu stavby a stavebního díla
Zdroj: [8], s.10

V současné době je snaha spíše opačná. V naprosté většině není při zadávání zakázek brán ohled na LCC, vyhrává často projekt s nejnižší pořizovací cenou, což vede ke kontraproduktivnímu efektu, a to enormním nákladům na údržbu, což v kombinaci s nedostatečným rozpočtem na údržbu mostů vede ke zhoršujícímu se stavu. U betonových konstrukcí je známo pravidlo pětinásobku, 1€ věnované při výstavbě na kvalitu se rovná 5€ vynaložených na údržbu (nebo dokonce 25€ při zanedbané údržbě vynaložených na rekonstrukci). Snahou **projektanta** by tedy mělo být **snížení LCC**, a to prostřednictvím snížení nákladů na údržbu. [9]

3.7 Analýza modelu stárnutí mostu

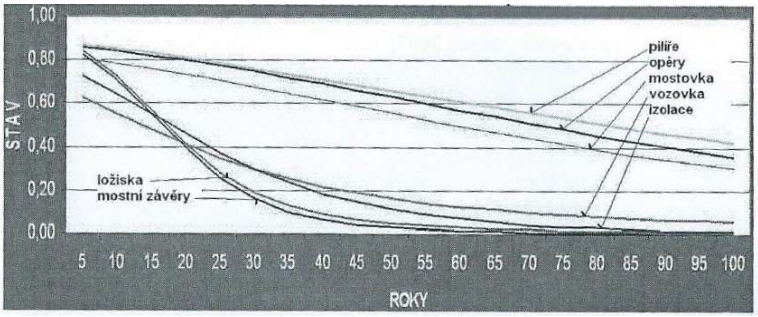
Model byl původně sestaven pro železobetonový předpjatý most, pro potřeby práce plně dostačuje. Objekt mostu byl zjednodušen na základní prvky:

- Opěry
- Mostovka
- Pilíře
- Vozovka
- Izolace
- Mostní závěr
- Ložiska

Tyto prvky byly sledovány a jejich stav v průběhu času se vynesl do grafů, kde 1 značí nejlepší možný stav a 0 naprosto nevyhovující. Stav pod 0,3 se již uvažuje jako nevyhovující, vyžadující opravu. [8]

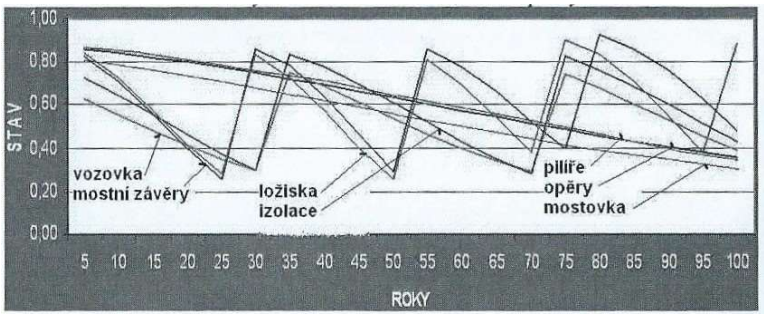
Opěry, mostovka a pilíře jsou základními prvky mostu, které není možné jednoduše opravit a musí být po dobu životnosti ve vyhovujícím stavu, v grafu tedy vždy nad hodnotou 0,3. Proto se u těchto prvků musí dbát na perfektní počáteční provedení. [8]

U ložisek a mostních závěrů předepisuje životnost výrobce, obvykle se pohybuje kolem 20 let. U vozovky a izolací se životnost pohybuje kolem 25 let. Přibližně po této době je tedy uvažována nutná výměna. V grafu je dále zanesen technologický pokrok, a proto se po výměně ložisek a závěrů uvažuje jejich delší životnost. [8]



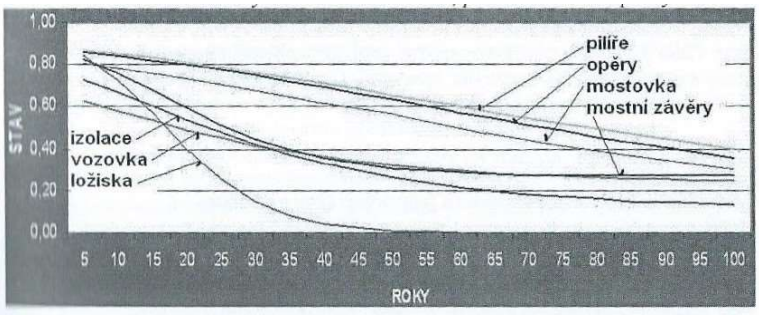
Obr. 3.8 Chování sledovaných částí mostu v čase bez oprav
Zdroj: [8] s.50

V prvním grafu je ukázán proces stárnutí bez oprav a údržby. Již po 25 letech je stav mostu nevyhovující. Prvními nevyhovujícími součástmi mostu jsou závěry a ložiska. [8]



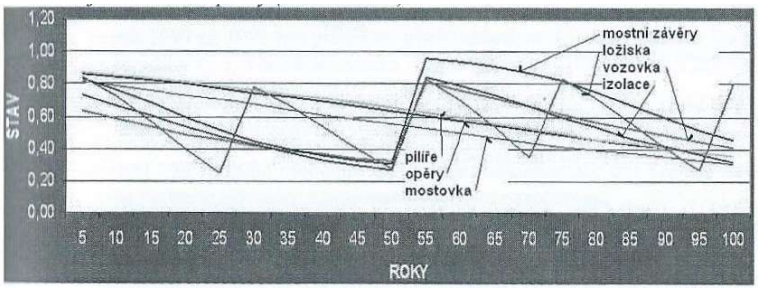
Obr. 3.9 Chování sledovaných částí mostu v čase, velké opravy
Zdroj: [8] s.50

Druhý graf ukazuje proces při provádění velkých oprav, tzn. jednotlivé části mostu se mění až když je to nutné. [8]



Obr. 3.11 Chování sledovaných částí mostu v čase, průběžné menší opravy
Zdroj: [8] s.51

Třetí graf znázorňuje proces při pouze malých průběžných opravách a průběžné údržbě. Ukazuje zlepšení stavu a prodloužení životnosti u vozovky, mostního závěru a izolace. Naproti tomu ložiskům se životnost nezlepšila. [8]



Obr. 3.10 Chování sledovaných částí mostu v čase, průběžné opravy a potřebné jednorázové opravy (rekonstrukce)
Zdroj: [8] s.51

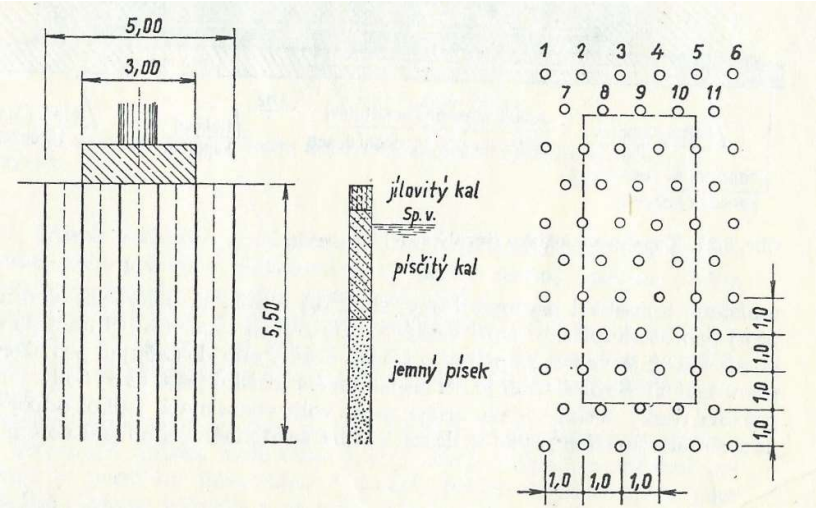
Poslední graf ukazuje proces při provádění malých oprav a údržby a zároveň nutných rekonstrukcí. Potvrzuje graf předchozí, ložiska se stále musí měnit 4x za životnost konstrukce. Mostní závěry ale stačí vyměnit již jen 2x a dochází tak k finanční úspoře. [8]

Z modelu stárnutí můžeme vypozorovat slabé místo mostů z hlediska údržby, a to zejména ložiska a při zanedbané údržbě i mostní závěry. Pro správný výběr konstrukčního systému by měl tedy projektant zohlednit proveditelnost kontroly a údržby těchto rizikových součástí, ale především se snažit o jejich eliminaci v konstrukci. [8]

3.8 Zakládání nadjezdů

3.8.1 Plošné zakládání

Při použití plošných základů (bloky, pásy, patky, desky) se nachází únosná základová spára v malé hloubce. Pokud nastanou problémy s odvodněním či únosností, lze v určitých případech spáru zlepšit použitím štěrkových pilot o průměru orientačně 500 mm po vzdálenosti 1 m. (Obr. 2.12) Pokud ani poté základ nevyhoví je nutné přistoupit na hlubinné zakládání. [10]



Obr. 3.12 Zakládání na štěrkových pilotách
Zdroj: [10] s.122

3.8.2 Hlubinné zakládání

3.8.2.1 Zakládání na pilotách

Zakládání na pilotách se navrhuje zejména pokud:

- Není v základové spáře únosná zemina, té lze dosáhnout ve větší hloubce
- Je hladina podzemní vody mělce pod základovou spárou
- Chceme zmenšit sedání stavby
- Hrozí nebezpečí podemletí nadjezdu

Piloty jsou hospodárným řešením, pokud jsou delší než 5 m. Do průměru 500 mm mají malou ohybovou tuhost a nelze je dostatečně vyztužit. Uvažují se proto pouze jako osově namáhané, nejsou schopny přenášet ohybové momenty. Naopak piloty o průměru větším, než je 900 mm se již mohou navrhovat jako ohýbané, pokud se na tento účinek náležitě vyztuží. Piloty se navrhují do rozměru cca 1300 mm,

zvětšování rozměru nad tuto hodnotu je již nehospodárné a je výhodnější použít větší skupinu pilot. [10]

V českých podmínkách se piloty provádějí většinou jako vrtané, které mají sice menší únosnost, avšak značně menší hlučnost při provádění než piloty beraněné. U beraněných pilot je navíc omezení pro typ půdy, která nesmí obsahovat balvany, takže musí být předem známy geologické poměry. [10]

3.8.2.2 Zakládání na studních, kesonech a podzemních stěnách

Zakládání na studních a kesonech se u nadjezdů běžně neuplatňuje, hodí se pro velmi těžké mosty a mosty generující velkou vodorovnou sílu (obloukové na velké rozpětí). [10]

Zakládání na podzemních stěnách je výhodné v centrech měst, kde není prostor pro zhotovení plošných nebo hlubinných základů. Lze je využít ve speciálních případech pro zvýšení ohybové tuhosti základu tam, kde nejsou ani piloty dostatečným řešením (nestabilní svahy D8). [10]

3.9 Řešení spodní stavby

3.9.1 Pilíře a stěny

Řešení pilíři či stěnami je na našich nadjezdech stále nejčastějším řešením spodní stavby. Mohou být navrženy s ložiskem, jsou potom namáhány osovou silou a ohýbány vodorovnou silou která nezahrnuje účinky teplot. Nebo bez ložiska, potom jsou namáhány navíc i vodorovnou silou od účinků teploty.

Obr. 3.13 Ukázka použití pilířů s roznášecími příčníky. Mostní objekt: 11418-1
Zdroj: [15] D4, Dlouhá Lhota

3.9.2 Tenkostěnné přesypané oblouky

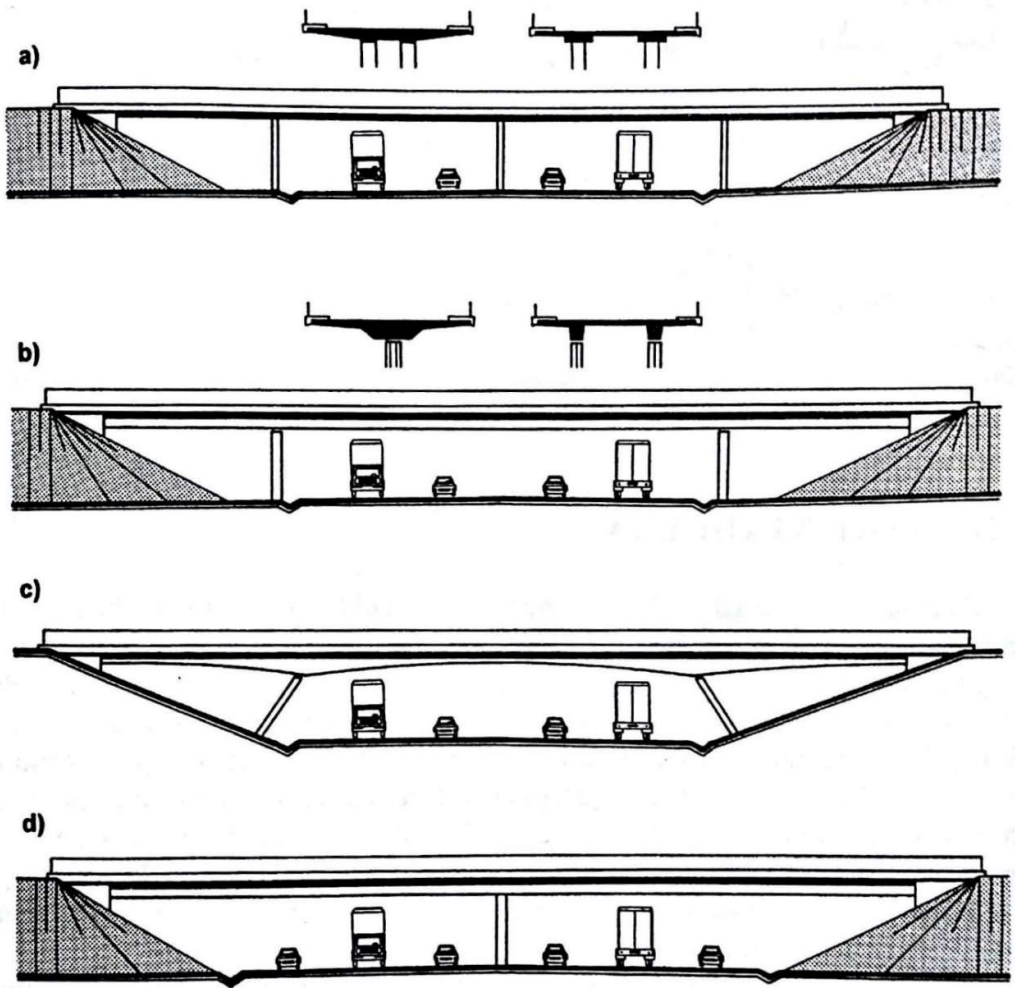
Konstrukce, která se v určitých speciálních případech (přímé úseky komunikace bez zakřivení půdorysného a výškového) dnes navrhuje především na ekodukty (obchvat D0 – Písnice, obchvat Plzně). Předností jsou nízké až nulové náklady na údržbu a nízká hlučnost. Konstrukce jsou provedeny jako integrované, snižuje se tedy nutnost výměny prvků během životnosti na minimum. U těchto konstrukcí jsou nevýhodami vysoké pořizovací náklady, nutnost znát dobře geologické poměry a nutnost přísné technologické kázně při výstavbě (symetrické a řádné hutnění při zasypávání klenby). Limitním faktorem konstrukcí je často jejich prostorová náročnost; jejich půdorysné nároky jsou vzhledem k provedení svahování značné.

Obr. 3.14 Ukázka betonové klenbové přesypané konstrukce, Obchvat Prahy D0 km 6,1
Zdroj: [15] D0

3.10 Integrované mosty

V této kapitole jsou shrnuty a zobecněny základní poznatky týkající se složité problematiky integrovaných mostů. Tato oblast mostního inženýrství je v ČR stále neúplně shrnuta a přístupy projektantů k výběru ideálního řešení se v některých ohledech značně liší.

Integrované mosty představují v ČR stále ne příliš vyzkoušenou a důvěryhodnou konstrukci, naproti tomu zahraniční zkušenosti s mosty s celkovou délkou do 60 m jsou velmi dobré. Problémy se objevují v detailech napojení na spodní stavbu a zemní těleso. Jejich princip, kdy se z konstrukce odstraní nejvíce poruchové součásti mostu (ložiska a mostní závěry) je spolehlivé řešení již zmíněných poruch a problémů (životnost těchto prvků a související zanedbaná údržba). Eliminací problémových součástí však vznikají dále popsané problémy specifické pro integrované mosty.



Obr. 3.15 Příklady rámových dálničních nadjezdů, a) rámová konstrukce o čtyřech polích, b) rámová konstrukce o třech polích, c) vzpěradlová rámová konstrukce, d) rámová konstrukce o dvou polích. Zdroj: [4] s.19

3.10.1 Model konstrukce a jeho pružné uložení

Model integrovaného mostu se od běžného liší mimo jiné nutností zavedení pružného uložení spodní stavby. Pro vyjádření tuhosti okolní zeminy se používá modul reakce podloží.

- k_{ax} *je modul reakce podloží na opěrách ve vodorovném směru vyjadřující odpor zeminy zásypového klínu při zatlačování opěr do zeminy* [11]
- k_{fz} *je modul reakce podloží pod základem ve svislém směru vycházející ze stlačitelnosti zeminy v podloží* [11]
- k_{fx} *je modul reakce podloží pod základem ve vodorovném směru vyjadřující odpor zeminy/základové spáry proti vodorovným posunům* [11]

Tyto moduly podloží závisí na typu zeminy, geometriích spodní stavby. Dále závisí také na velikosti zatížení v daném směru, které ovlivňuje vodorovné moduly lineárně a modul k_{fz} nelineárně, což vnáší nutnost užití nelineárních pružin. [11]

3.10.2 Zvýšené namáhání konstrukce vlivem interakce se zeminou

U integrovaných mostů dochází vlivem absence dilatačních zařízení a vlivem opření konstrukce o zeminové těleso k přídavným namáháním plynoucím zejména z teplotní roztažnosti a reologických změn betonu (smršťování a dotvarování). Velikost vzniklého napětí v konstrukci závisí na mnoha parametrech: [11] [12] [3]

- Délka mostu
- Parametry okolních zemin, zejména **E, ϕ, c**
- Geometrie opěr
- Tuhost konstrukce
- Kvalita hutnění zeminy za opěrou
- Způsob založení mostu

Při návrhu konstrukce vzniká problém zemních tlaků a jejich velikostí za dobu životnosti stavby. U nadjezdů, které jsou stavěny v zářezu (a tudíž již předem zhutněné zemině) nastává na počátku životnosti zemní tlak v klidu, který se dále vlivem teploty a dalších zatížení mění v tlak aktivní nebo pasivní, přičemž je nutné při návrhu uvažovat všechny stavy. U nadjezdů v násypu je situace obdobná vyjma počátečního stavu, kdy při hutnění vzniká aktivní zemní tlak.

Z experimentálních zkoušek dále vyplývá nutnost uvažování zvýšeného zemního tlaku vlivem dohutňování zeminy po cyklickém zkracování a prodlužování konstrukce vlivem již zmíněných zatížení. Tento jev také způsobuje propady zeminy v blízkosti opěry. [12]

3.10.3 Řešení přechodu vozovky z tělesa mostu na zemní těleso

Vlivem rozdílných tuhostí mostu a zeminy za tělesem mostu je nutné řešit skokový pokles tuhosti pod skladbou vozovky. Standardně se používají řešení:

- Betonová přechodová deska
- Vyztužení zeminy za opěrou geomříží
- Kombinace zmíněného

U integrovaných mostů se jedná o velmi diskutovanou poruchovou oblast, kde je řešení přechodu namáháno i dalšími specifickými efekty jako je např. efekt dohutňování nebo roztahování a zkracování konstrukce. Z empirie vyplývá, že betonová deska pouze odsouvá problémy dál za konstrukci a způsobuje v průběhu životnosti poruchy, které se projevují porušením povrchu vozovky.

4 Praktická část

4.1 Volba referenčního konstrukčního systému

Pevně dané parametry

Rozpětí hlavního pole: **34 m**

Počet polí: **3**

Typ příčného řezu: **Dvoutrámová konstrukce**

Typ mostu dle výstavby: **Monolitický**

Pro zjednodušení práce na rozsáhlém tématu jsem si zvolil jako referenční předpjatý betonový most s horní mostovkou. Bude se jednat o spojitou, dvoutrámovou konstrukci, která je z empirie ekonomicky nejvýhodnější pro rozpětí do 45 m. Pro zjednodušení bude uvažován most přímý, a to bez zakřivení jak půdorysného, tak výškového. Životnost konstrukce bude uvažována standardně 100 let. Tento referenční most jsem si zvolil s cílem pokrýt svou prací co největší část v budoucnu stavěných nadjezdů a nastínit tak možná konstrukční řešení. Třípolovou konstrukci jsem zvolil z důvodu řešeného problému nadzdvihávajících se ložisek.

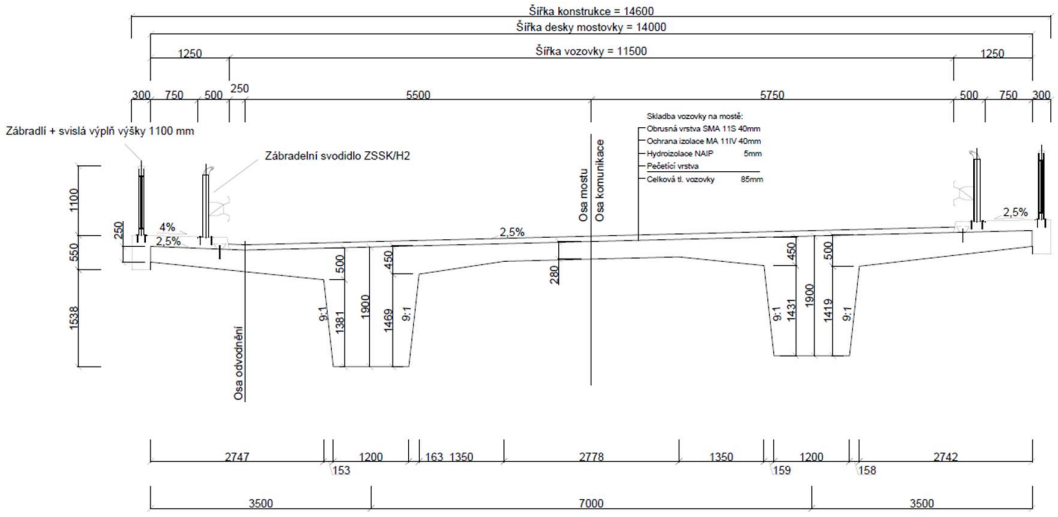
4.1.1 Materiálové charakteristiky

- Beton: C35/45
- Betonářská výztuž: B500B
- Předpínací výztuž: Y1860S7-15,7

Jako materiál byl zvolen beton C35/45 a to zejména z důvodu trvanlivosti a odolávání agresivnímu prostředí (karbonatace, chloridy, rozmrazovací prostředky, ostatní agresivita) a nepříliš velkému finančnímu rozdílu oproti C30/37 v řádu procent. U monolitických mostních konstrukcí je navíc cena betonu ovlivněna z velké části jeho transportem.

4.1.2 Příčný řez

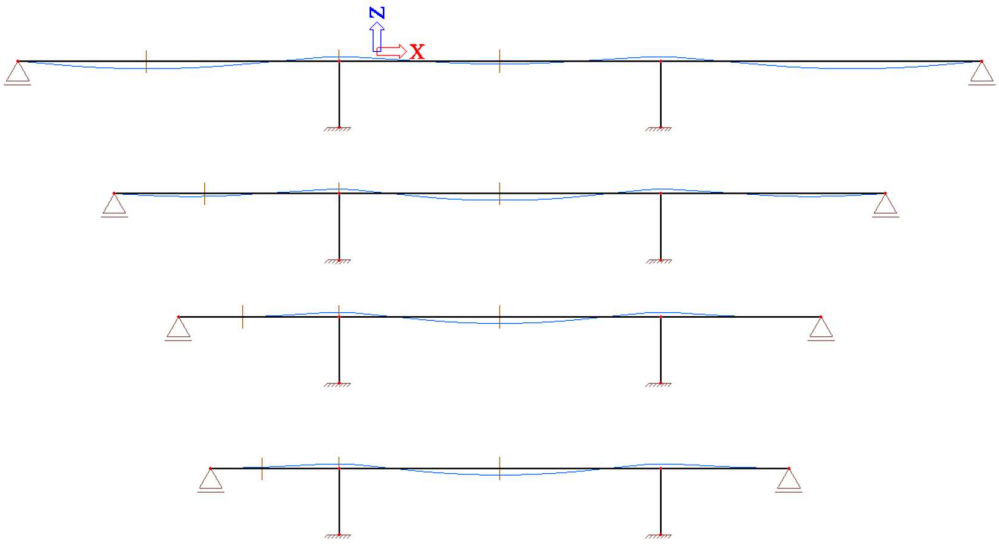
Šířkové uspořádání referenčního mostu se odvíjí od použité komunikace S11,5. Volná šířka je tedy 11,5m, je navržen oboustranný nouzový chodník šíře 0,75m, zábradelní svodidlo s vyhrazenou šířkou 0,5m a vnější zábradlí o vyhrazené šířce 0,3m. Příčný řez je v jednostranném sklonu 2,5%, který se láme do opačného sklonu 4% v ose odvodnění. Teoretická výška nosné konstrukce je 1,9m. Příčný řez je vzhledem k relativně malému rozpětí konstantní.



Obr. 4.1 Příčný řez

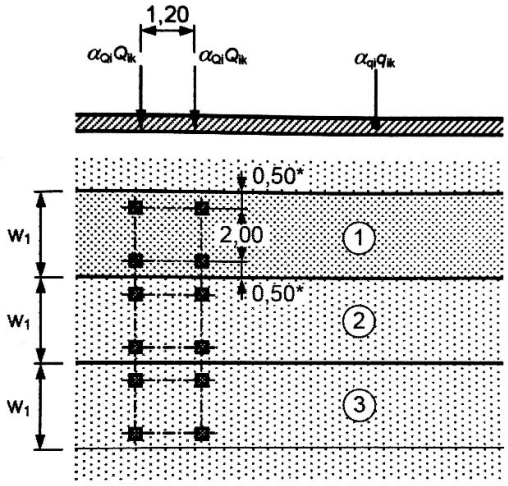
4.2 Model

Pro modelování byl využit software SCIA Engineer. Střední podpory byly modelovány jako pilíře vetknuté do podloží, krajní podpory jako posuvné klouby. Model byl zatížen vlastní tíhou, ostatním stálým zatížením, které zahrnuje zatížení tíhou vozovky, izolace, svodidel, zábradlí a římsy. Dále bylo uvažováno s poklesem jednotlivých podpor o 5 mm, kde se pro výsledky uvažovaly extrémy vnitřních sil vycházející z obálky. Zatížení teplotou bylo stanoveno jako oteplení horního povrchu o 15 °C a ochlazení o 8 °C oproti povrchu dolnímu. Staveništní zatížení bylo uvažováno v hodnotě 1kN/m^2 mostovky.



Obr. 4.2 Modely variant parametru k

4.2.1 Zatížení dopravou



1 pruh č. 1: $Q_{1k} = 300$ kN; $q_{1k} = 9{,}0$ kN/m^2
2 pruh č. 2: $Q_{2k} = 200$ kN; $q_{2k} = 2{,}5$ kN/m^2
3 pruh č. 3: $Q_{3k} = 100$ kN; $q_{3k} = 2{,}5$ kN/m^2
* pro $w_l = 3{,}0$ m

Obr. 4.3 Model LM1
Zdroj: [13] s.17

Pro zatížení dopravou byl uvažován pouze model zatížení LM1, ostatní modely nejsou vzhledem k povaze nadjezdů (rozpětí nad 7 m, běžná vozidla, extravilán) uvažovány. Příčný roznos zatížení dopravou byl uvažován jako + 20 % k zatížení dopravou od LM1. Vodorovné zatížení bylo uvažováno ze zátěžového modelu LM1 – pruh 1, jeho účinky mají však vliv pouze na vnitřní pilíře jejichž vyztužení a dimenze nejsou předmětem této práce.

Nejnepříznivější poloha spojitého zatížení byla stanovena kinematickou metodou příčinkových čar. Nejnepříznivější poloha bodového zatížení byla zjištěna z obálky při působení v 9 polohách s konstantním rozdílem vzdáleností na každé 1 pole.

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly Q_{ik} [kN]	q_{ik} (nebo q_{rk}) [kN/m^2]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha (q_{rk})	0	2,5

Obr. 4.4 Tabulka hodnot zatížení modelu LM1
Zdroj: [13] s.16

4.2.2 Předpětí

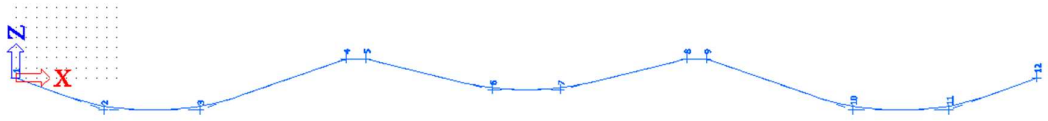
Předpětí bylo navrženo zvlášť pro 4 případy.

1. *k=1,0*
2. *k=0,7*
3. *k=0,5*
4. *k=0,4*

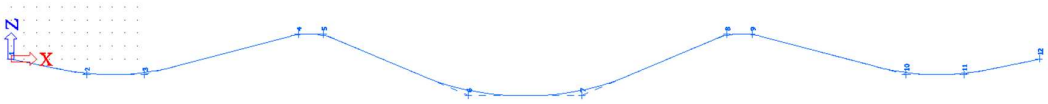
Kabely jsou navrženy jako dodatečně předpínané s vedením uvnitř průřezu. Je použit typ předpínacího lana Y1860S7-15,7, vedený po 15 (k=1,0) resp. 12 (k=0,7; k=0,5; k=0,4) kusech ve 14 kabelech o průměru 90 mm. Předpětí bylo navrženo na nejnepříznivější kombinaci zatížení pro mezní stav použitelnosti. Následně byl ověřen mezní stav únosnosti a mezní stavy omezení napětí kde bylo napětí v tahu omezeno ve všech kritických průřezech na $\sigma_{lim} = 0{,}6 * f_{ctm}(t)$, tzn. střední hodnotu tahové pevnosti betonu ve vyšetřovaném čase. Omezení tlakového napětí při charakteristické kombinaci zatížení bylo stanoveno na $\sigma_{lim} = 0{,}6 * f_{ck}(t)$, při kvazistálé kombinaci jako $\sigma_{lim} = 0{,}45 * f_{ck}(t)$, kde $f_{ck}(t)$ je charakteristická hodnota tlakové pevnosti ve vyšetřovaném čase.

Účinky předpětí byli stanoveny ze softwarového modelu s návrhem vedení metodou vyrovnání momentů.

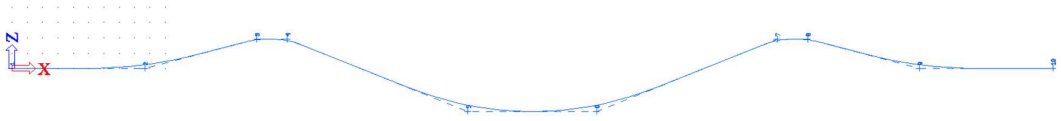
Z předpínacích drah je patrný vztah mezi poměrem polí a excentricitami v kritických průřezech. Čím nižší je parametr k, tím nižší je excentricita v krajním poli a vyšší v poli středním.



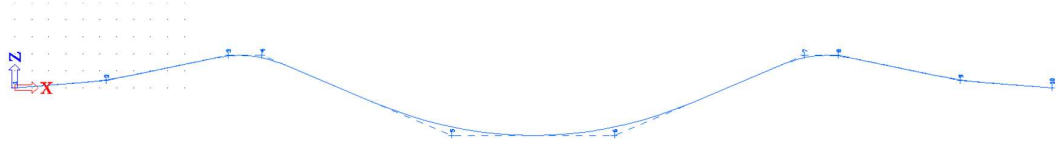
Obr. 4.6 Dráha předpětí pro variantu k=1,0



Obr. 4.5 Dráha předpětí pro variantu k=0,7



Obr. 4.8 Dráha předpětí pro variantu k=0,5

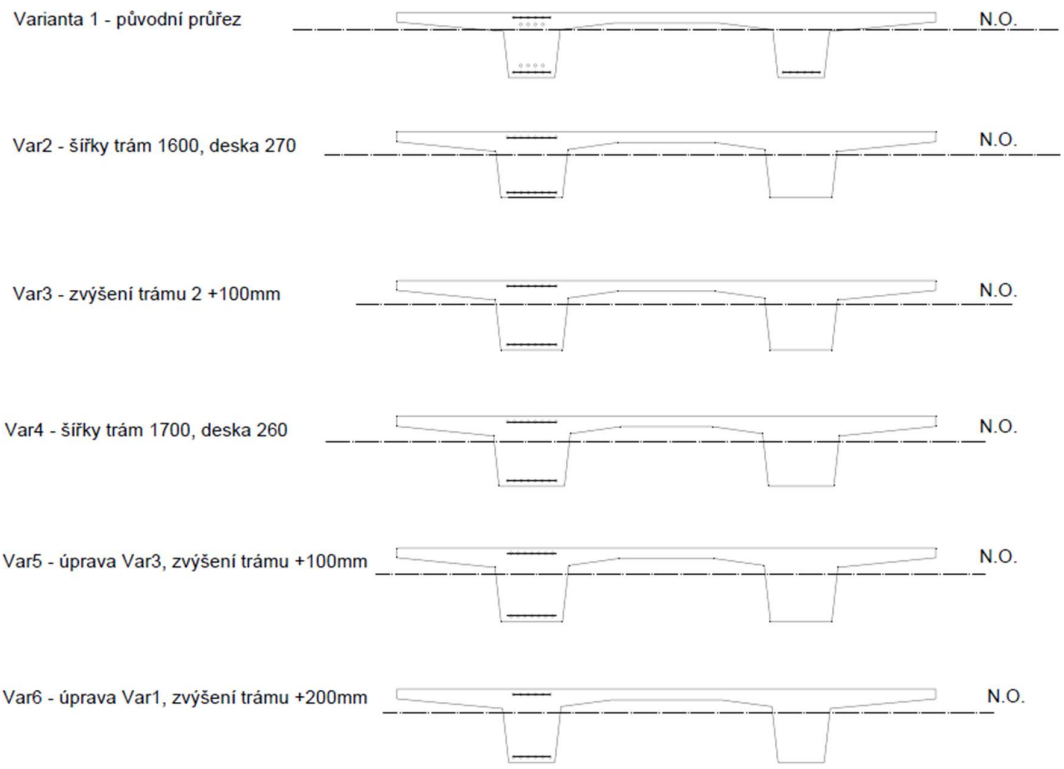


Obr. 4.7 Dráha předpětí pro variantu k=0,4

4.2.3 Řešení problému nadpodporového momentu

Tento problém nastává zejména u *k=1,0,* ale vzhledem k povaze práce byly příčné řezy sjednoceny dle nejméně příznivé varianty. Při řešení nadpodporového momentu bylo provedeno mnoho výpočtů s různými variantami příčných řezů. Při standardním návrhu příčného řezu na šířku trámu 1200 mm a konstrukční výšku 1700 mm byla excentricita předpětí příliš malá a z výpočtu vycházelo nepřiměřené velké množství předpínacích lan (19 x 18 lan). Pro zvýšení ekonomičnosti návrhu byly zpracovány varianty jejichž cílem bylo změnit polohy neutrální osy směrem ke spodnímu povrchu.

Výpočty se prokázalo, že rozšiřování trámů (Varianty 2-5) nemá dostatečný efekt vzhledem ke značnému navýšení plochy příčného řezu. Vedlejším efektem rozšiřování trámu je zvýšení plochy příčného řezu, což má za následek nutnost zvýšení předpínací síly pro vyvození stejného napětí v průřezu. Stejně tak snižování výšky desky spojující trámy nepřineslo téměř žádné zlepšení. Ušetřená plocha vzhledem k náběhům byla minimální a posun normálové osy zanedbatelný. Tloušťka desky byla po úpravě posouzena na účinek nejtěžšího vozidla LM1 z pruhu 1.



Obr. 4.9 Varianty příčných řezů

Nejpříznivějšího působení bylo dosaženo zvýšením konstrukční výšky o 200 mm až na 1900 mm (Varianta 6). Plocha byla zvýšena jen minimálně, maximální nadpodporová excentricita byla zvýšena až na 470 mm. Počet předpínacích lan byl, jak už bylo zmíněno, snížen až na konečných 14 kabelů po 15 lanech (k=1,0) resp. po 12 lanech (k=0,7; k=0,5; k=0,4).

4.2.4 Vlastní výpočet

Výpočet a posouzení daných případů bylo provedeno vzhledem k mnoha řešením v programu Excel, kde byly vypočteny kombinace zatížení, posouzeny účinky předpětí a poté ve spolupráci s MKP softwarem SCIA posouzeny mezní stavy.

Výpočet byl proveden dle eurokódu [13] a skript [14] se zanedbáním některých nevýznamných a nepravděpodobných kombinací a posudků nesouvisejících s prací.

4.2.5 Vybrané výsledky výpočtu a jejich interpretace

Vzhledem k velkému počtu zatěžovacích stavů a kombinací jsou uvedeny pouze vybrané výsledné vnitřní síly související s tématem. Kompletní rozpis účinků zatížení a kombinací je v příloze.

Vybrané vnitřní síly jsou:

- Moment v průřezu 4 (ve 40 % krajního pole) od zatížení vlastní tíhou
- Moment v průřezu 10 (nad podporou) od zatížení vlastní tíhou
- Moment v průřezu 15 (v polovině středního pole) od zatížení vlastní tíhou
- Reakce v krajní podpoře od vlastní tíhy, ostatního stálého zatížení působícího na 80 % a nejnepříznivější kombinace bodové síly a spojitého zatížení od dopravy

4.2.5.1 Varianta k=1,0

- M4 = 20,98 MNm
- M10 = -26,00 MNm
- M15 = 6,68 MNm
- Rz = 3,37 MN

Výsledky pro tuto variantu ukazují velký nepoměr mezi maximálním kladným momentem v krajním a středním poli. Dále se ukazuje velká hodnota nadpodporového momentu a velká rezerva z hlediska nadzdvihávání ložiska.

4.2.5.2 Varianta k=0,7

- M4 = 7,46 MNm
- M10 = -19,71 MNm
- M15 = 12,91 MNm
- Rz = 1,83 MN

Tyto výsledky ukazují přibližně vyrovnané momenty v poli a nad podporou, Tato varianta tedy dobře slouží jako kontrolní s přibližně ideálním parametrem *k*. Rezerva v krajním ložisku proti nadzdvihávání je stále dostatečně vysoká.

4.2.5.3 Varianta k=0,5

- M4 = 0,60 MNm
- M10 = -18,06 MNm
- M15 = 14,56 MNm
- Rz = 0,49 MN

Již u tohoto poměru polí se ukazuje velký nepoměr v momentech v průřezech 4 a 15. Hodnota nadpodporového momentu již příliš neklesá. Naproti tomu hodnota reakce v krajním ložisku se nebezpečně blíží nule.

4.2.5.4 Varianta k=0,4

- M4 = -2,15 MNm
- M10 = -17,90 MNm
- M15 = 14,72 MNm
- Rz = -0,41 MN

Tato varianta vznikla jako extrémní případ poměru polí, čemuž odpovídají vnitřní síly. V krajním poli je moment dokonce záporný, momenty M10 a M15 jsou přibližně stejné jako u varianty *k=0,5.* Reakce v krajním ložisku je záporná, v tomto případě je bezpodmínečně nutné spolehlivé opatření proti působení tahových sil.

4.3 Zjednodušený model pro parametrickou analýzu

Zjednodušení modelu proběhlo vypuštěním středních pilířů a jejich nahrazením posuvným a pevným kloubem. Při využití symetrie je možné tento model řešit jednoduchou zjednodušenou deformační metodou s jednou neznámou (pootočení ve střední podpoře). Pro přesnější znázornění účinků změn parametrů byl případ zpracován v programu Excel, kde byla vlastní tíha, ostatní stálé zatížení a zatížení dopravou převedeno na spojité zatížení. Proměnným zatížením je nejprve zatížena spojitě celá konstrukce a v druhém případě zatížena pouze nepříznivě. Zatížení dopravou bylo provedeno modelem LM1, kde bodové zatížení od náprav bylo převedeno na spojité zatížení s ekvivalentním maximálním momentem. Limitní hodnota reakce, při níž hrozí možnost zdvihu z ložisek byla stanovena na 200 kN.

Zatěžovací stavy:

1) Spojité zatížení 61,5 kN/m (UDL) na celé délce mostu + ekvivalentní od náprav (TS) ve středním poli
2) Spojité zatížení 61,5 kN/m (UDL) i ekvivalentní zatížení od náprav (TS) působící pouze v nepříznivé poloze (střední pole)

Výsledky výpočtu s nejnepříznivějším uspořádáním jsou vždy uvedeny v příloze.

4.3.1 Analýza případu k=1,0

Ekvivalentní spojité zatížení dopravou je v tomto případě 61,5 kN/m (UDL) + 83 kN/m (TS). Při zatížení dle 1) nemají šanci vzniknout v ložiskách tahy, při nepříznivém zatížení dle 2) je účinek vlastní tíhy konstrukce vůči dopravě značný a ani v tomto případě nehrozí nebezpečí tahů v ložiskách. Vzniká zde ovšem relativně vůči ostatním případům velký nadpodporový moment, na který je obtížnější navrhnout předpětí a tuto oblast náležitě vyztužit.

Tento případ se na dálničních nadjezdech ukázal jako méně častý, k vidění je zejména u nadjezdů s vícerem fyzicky oddělených odbočovacích pruhů.

4.3.2 Analýza případu k=0,7

Ekvivalentní spojité zatížení dopravou je v tomto případě 61,5 kN/m (UDL) + 85 kN/m (TS). Ani v tomto případě nehrozí tah v ložiskách v žádném z možných uspořádání zatížení.

Tento případ byl vybrán jako kontrolní, blížící se ideálnímu poměru polí vzhledem k rovnoměrnému rozložení maximálních momentů.

4.3.3 Analýza modelu k=0,5

Ekvivalentní spojité zatížení dopravou je v tomto případě 61,5 kN/m (UDL) + 87 kN/m (TS). Při zatížení spojitým zatížením dle 1) vyhoví konstrukce na ověření tahu v ložiskách s rezervou, ale při zatížení dle 2) se reakce nebezpečně přibližuje limitní hodnotě. Působící reakce je v tomto případě 304 kN.

Tento poměr polí je na dálničních nadjezdech běžný, dle analýzy se ukázal jako hraniční z pohledu záporných reakcí v krajním ložisku.

4.3.4 Analýza modelu k=0,4

Ekvivalentní spojité zatížení dopravou je v tomto případě 61,5 kN/m (UDL) + 89 kN/m (TS). Při tomto poměru polí vzniká tahová reakce 214 kN již při zatížení dle 1). Při zatížení dle 2) vzniká tah 587 kN.

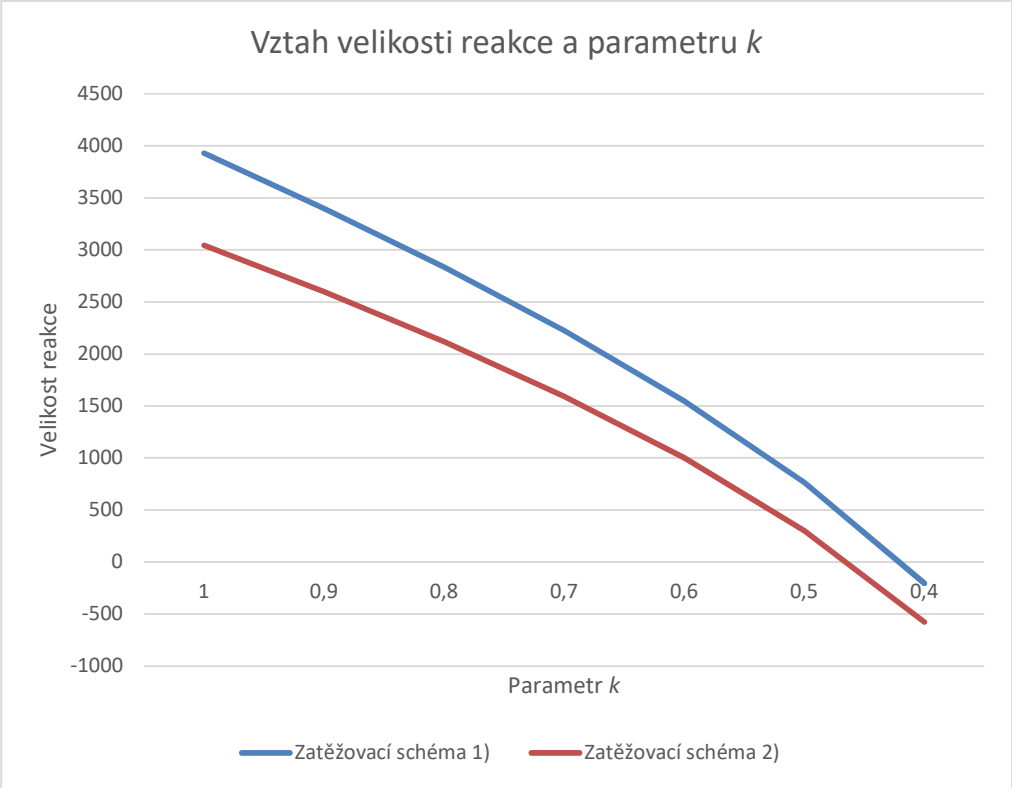
U tohoto případu by bylo nutné kotvení ložisek nebo jiná opatření, zabraňující účinkům tahových sil.

4.3.5 Závěr analýzy

Z analýzy vyplývá kritický poměr polí, který byl vypočten citlivostní analýzou pro oba případy zatížení.

1) Pro první případ je k_{krit}=0,439
2) Pro druhý případ je k_{krit}=0,487

Závislost reakce na poměru polí je v oblasti <1;0,8> přibližně lineární, poté dochází k progresivnímu poklesu hodnoty reakce. (Graf 3.1)



Graf 4.1 Vztah reakce a parametru k

4.4 Možná řešení problému tahu v krajním ložisku

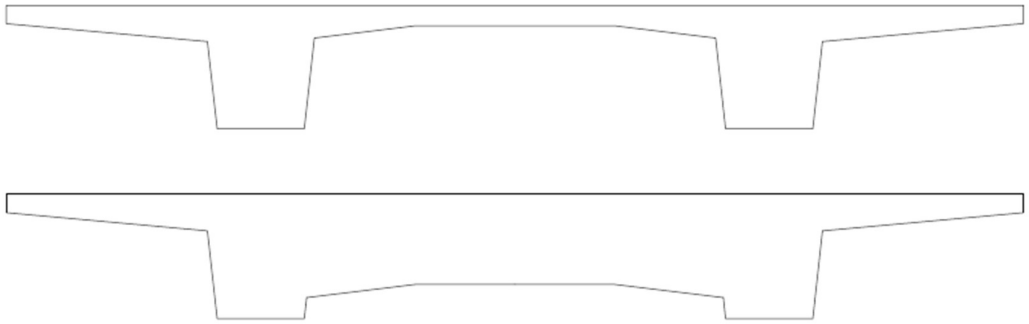
- Kotvení ložisek
- Mohutný průřez v krajním poli
- Vzpěradlový rám
- Změna konstrukce (více polí, méně polí, jiný poměr polí)
- Umístění těžiště kotev mimo normálovou osu
- Semi-integrovaný most
- Integrovaný most

4.4.1.1 Kotvení ložisek

Se používá jako krajní řešení, které pro nadjezdy není příliš vhodné. Nevýhodou je především údržba, cena, životnost a proveditelnost.

4.4.2 Mohutnější průřez v krajním poli

Řešení často používané, kdy se využije velké objemové tíhy betonu. U vylehčených konstrukcí se opatření provede jako vyplnění dutin a vylehčení betonem při zachování konstrukční výšky. (Obr. 3.10)



Obr. 4.10 Klasický příčný řez a mohutný příčný řez

4.4.3 Vzpěradlový rám

Elegantním řešení problému, kde vzpěradlo zvyšuje parametr *k*. K jistým problémům dochází při průjezdu vysokých kamionů, kde hrozí náraz do mostu těch vozidel, která výškově vyhovují pouze při průjezdu levým pruhem (Obr. 3.11).

Obr. 4.11 Branický most, problém u nestejných průjezdných výšek pruhů
Zdroj: [15] Strakonická

4.4.4 Změna konstrukce

Dobré řešení, ne vždy lze však použít. Omezujícími faktory jsou např.:

- Rozhledové poměry
- Vedení sítí a odvodnění uprostřed dálnice
- Ekonomika alternativního návrhu
- Stavební výška
- Uspořádání pruhů (odbočovacích i průběžných)

4.4.5 Umístění těžiště kotev mimo normálovou osu

Levné a jednoduché řešení, které je vhodné pro zvýšení bezpečnosti vyhovující konstrukce. Efekt zvětšení kladné reakce je malý.

4.4.6 Semi-integrovaný nadjezd

Ve své variantě bez ložisek a s mostními závěry je kompromisní řešení mezi integrovanou a neintegrovanou konstrukcí. Reakci v krajní podpoře bezpečně zajišťuje velká tíha opěry.

4.4.7 Integrovaný nadjezd

Řešení, které se dle posledních poznatků jeví jako ideální. Ve větším rozšíření mu brání malá vyzkoušenost konstrukce, neexistující pomůcka či předpis pro navrhování a problémy spojené obecně s integrovanými konstrukcemi. K výhodám semi-integrovaného mostu přidává odstraněním mostních závěrů další výhody jako např.:

- Snížení nákladů na údržbu
- Jednodušší opravy poruchové oblasti
- Zvýšení komfortu jízdy

Integrované mosty jsou poslední dobou diskutovaným tématem. Jsou vyvíjeny snahy na prosazení této konstrukce i v ČR, což je vidět i na předběžném návrhu TP. [12]

Detailní analýza integrovaného mostu by převyšovala rozsah bakalářské práce jakožto i vědomosti nabyté během bakalářského studia. Z tohoto důvodu je zde toto řešení uvedeno pouze jako jedna z variant.

5 Závěr

Bakalářská práce pojednává o druhu mostů zvaných **dálniční nadjezdy**. Tyto mosty charakterizuje zejména typ komunikace pod mostem (dálnice). Konstrukční řešení těchto nadjezdů je závislé na počtu polí, rozpětí jednotlivých polí, jejich poměru a celkové délce nadjezdu.

Vzhledem k rozsahu problematiky se bakalářská práce omezuje na řešení **3 polových symetrických nadjezdů**. Byla stanovena konstantní délka hlavního (středního) pole pro všechny varianty 34 m a délka vedlejších polí, která je proměnná dle parametru *k*. Rozsah parametru *k* byl stanoven na <0,4; 1,0>.

V průběhu tvorby praktické části se ukázal důležitý problém nadjezdů, a to výběr konstrukčního systému investorem pouze dle **pořizovací ceny**, což má za následek nákladnou údržbu, která je proto často zanedbána. Byla popsána metoda výběru dle LCC (nákladů po dobu životnosti stavby).

Hlavní problémy nadjezdů s nevýhodným poměrem polí se liší dle parametru *k*. Na jedné straně je zde **velký poměr polí** *k≈1,0*. U tohoto typu byl popsán problém **velkého nadpodporového momentu**. Na straně druhé je příliš **malý poměr polí** k≈*0,5*. Tento typ byl podrobněji analyzován a vyšel najevo hlavní problém možnosti **tahové reakce v krajním ložisku**.

Při řešení nadjezdů s nízkým parametrem k byla od počátku uvažována ideální varianta řešení **integrovaný most.** Vzhledem ke složitosti problematiky přesahující znalosti z bakalářského studia, množství proměnných při návrhu a jedinečnosti každého návrhu bylo od modelování a konkrétního výpočtu upuštěno. Toto rozšíření o verzi integrovaných mostů autor navrhuje jako vhodné téma pro diplomovou práci.

Pro výpočty v bakalářské práci byl použit software SCIA Engineer ve verzi 16.1. Pro posouzení průřezů vlastní výpočet dle eurokódu v programu Microsoft Excel.

6 Citovaná literatura

[1] STRÁNSKÝ, Jiří a Radim NEČAS. *Betonové mosty I* [online]. Brno: VUT v Brně, 2006 [cit. 2017-05-12]. Dostupné z: http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BL12-Betonove_mosty/BL12-Betonove_mosty_I--M01-Zakladni_principy_navrhovani.pdf

[2] GRAUBNER, Carl-Alexander a Jaroslav KOHOUTEK. *22. Betonářské dny 2015 - sborník příspěvků konference*. Litomyšl: Česká betonářská společnost ČSSI, 2015. ISBN 978-80-906097-0-9.

[3] ROLLER, Filip. *Ocelobetonové integrované mosty*. Praha, 2006. Disertační práce. ČVUT v Praze, Fakulta stavební. Vedoucí práce Jiří Studnička.

[4] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty*. 1. vyd. Praha: ŠEL, 2001. Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika. ISBN 80-864-2605-X.

[5] *Mosty na silnicích a dálnicích v České republice: sborník přednášek*. První. Brno: Sekurkon, 1996, 155 s. ISBN Není uvedeno. ISSN Není uvedeno.

[6] *Mosty 2004: 9. mezinárodní sympozium, sborník příspěvků*. První. Brno: Sekurkon, 2004. ISBN 80-866-0410-1.

[7] Přehledy z informačního systému o silniční a dálniční síti v ČR. *ŘSD.cz* [online]. Praha: ŘSD ČR, 2016 [cit. 2017-04-17]. Dostupné z: https://www.rsd.cz/wps/wcm/connect/d4f00eed-e6d7-4488-bac4-233113763473/prehledy_2016_7_cr.pdf?MOD=AJPERES

[8] MĚŠŤANOVÁ, Dana. *Ocenění mostních objektů na dálničních stavbách z pohledu udržitelného rozvoje*. Vyd. 1. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2010. ISBN 978-80-01-04727-9.

[9] *Mosty 2012: 17. mezinárodní sympozium, sborník příspěvků*. První. Brno: Sekurkon, 2012. ISBN 978-80-86604-56-5.

[10] JANDA, Lubor, Jozef ZVARA a Zdeněk KLEISNER. *Betonové mosty*. 1. vyd. Praha: SNTL, 1988. ISBN Neuvedeno.

[11] KŘÍŽEK, Jaromír. *Integrované mosty*. Praha, 2009. Disertační práce. ČVUT v Praze, Fakulta stavební. Vedoucí práce Jiří Studnička.

[12] DRAHORÁD, Michal, Marek FOGLAR a Vladislav HRDOUŠEK. *TP - Integrované mosty*. Pracovní verze k projednání. Praha, 2016.

[13] ČAMBULA, Jaroslav. *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů*. Praha: Pro Ministerstvo dopravy a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87093-90-0.

[14] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*. V Praze: ČVUT, 2015. ISBN 978-80-01-05690-5.

[15] *Mapy Google* [online]. Google, 2017 [cit. 2017-05-11]. Dostupné z: https://www.google.cz/maps/

7 Seznam obrázků

Obr. 1.1 Základní rozdělení mostů z hlediska uložení a zachycení dilatačních pohybů 12

Obr. 1.2 Délky polí 3 polového nadjezdu 13

Obr. 1.3 Charakteristické úhly 13

Obr. 2.1 Příklady příčných řezů mostovek 15

Obr. 2.2 Nadjezd K Výtopně x D4, ukázka rozdílných výšek nosníků 17

Obr. 2.3 Nevyhovující stav konstrukce K Výtopně x D4 18

Obr. 2.4 Nevyhovující stav konstrukce K Výtopně x D4 18

Obr. 2.5 Příklad příčného řezu z prefabrikátů MPD 5 a KA 73 19

Obr. 2.6 Mosty dle stavu nosné konstrukce nebo spodní stavby (bere se u úvahu horší stav) na dálnicích a silnicích I. Třídy v letech 2001-2016, data k 1.1.2016 20

Obr. 2.7 Životní cyklus projektu stavby a stavebního díla 21

Obr. 2.8 Chování sledovaných částí mostu v čase bez oprav 22

Obr. 2.9 Chování sledovaných částí mostu v čase, velké opravy 22

Obr. 2.10 Chování sledovaných částí mostu v čase, průběžné opravy a potřebné jednorázové opravy (rekonstrukce) 23

Obr. 2.11 Chování sledovaných částí mostu v čase, průběžné menší opravy 23

Obr. 2.12 Zakládání na štěrkových pilotách 24

Obr. 2.13 Ukázka použití pilířů s roznášecími příčníky. Mostní objekt: 11418-1 25

Obr. 2.14 Ukázka betonové klenbové přesypané konstrukce, Obchvat Prahy D0 km 6,1 26

Obr. 2.15 Příklady rámových dálničních nadjezdů, a) rámová konstrukce o čtyřech polích, b) rámová konstrukce o třech polích, c) vzpěradlová rámová konstrukce, d) rámová konstrukce o dvou polích. 27

Obr. 3.1 Příčný řez 30

Obr. 3.2 Modely variant parametru k 31

Obr. 3.4 Model LM1 32

Obr. 3.3 Tabulka hodnot zatížení modelu LM1 32

Obr. 3.5 Dráha předpětí pro variantu k=0,7 33

Obr. 3.6 Dráha předpětí pro variantu k=1,0 33

Obr. 3.8 Dráha předpětí pro variantu k=0,4 33

Obr. 3.7 Dráha předpětí pro variantu k=0,5 33

Obr. 3.9 Varianty příčných řezů 34

Obr. 3.10 Klasický příčný řez a mohutný příčný řez 40

Obr. 3.11 Branický most, problém u nestejných průjezdných výšek pruhů 40

8 Seznam příloh

8.1 Výsledky výpočtů ze softwaru SCIA

8.2 Výsledky vlastních výpočtu z excelových tabulek

8.3 Výkres – příčný řez, společný pro všechny varianty

8.4 Výkres – dráhy předpětí zvlášť pro 4 varianty

8.5 Výkres – podélný řez zvlášť pro 4 varianty

8.6 Výkres – půdorys zvlášť pro 4 varianty