

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

ZESILOVÁNÍ BETONOVÝCH MOSTŮ PŘEDPÍNACÍMI KABELY S VYUŽITÍM INŽENÝRSKÉ OPTIMALIZACE

STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE BRIDGES WITH PRESTRESSING CABLES USING ENGINEERING OPTIMIZATION

DISERTAČNÍ PRÁCE
PHD THESIS

AUTOR PRÁCE **Ing. ADAM SVOBODA**
AUTHOR

ŠKOLITEL **doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.**
SUPERVISOR

BRNO 2024

Abstrakt

Disertační práce se zabývá zesilováním železobetonových mostů vybudovaných mezi lety 1900-1940, které jsou stále důležitou součástí silniční dopravní infrastruktury České republiky. Zesilování stávajících mostů představuje efektivní alternativu k úplnému nahrazení mostní konstrukce, a to jak z technického, tak zejména z ekonomického hlediska, které v rozhodovacím procesu v rámci hospodaření s mosty hraje významnou roli. Vhodnou volbou metody zesílení lze dosáhnout efektivního využití stávající konstrukce, která splňuje veškeré požadavky na ni kladené z pohledu požadované zatížitelnosti. Hlavním cílem disertační práce je zavedení inženýrských optimalizačních přístupů pro navrhování systému zesílení železobetonových mostů metodou dodatečného předepnutí předpínacími lany typu monostrand vedenými v náhradních kabelových kanálcích (metoda náhradních kabelových kanálků) zhotovených v původních strukturách zesilovaných mostů. Dílčím cílem disertační práce je ověření konstrukčního utváření deviátorů v původním betonu mostních konstrukcí s různými poloměry zakřivení a jejich vliv na spolehlivost předpínacích lan typu monostrand.

Abstract

This dissertation deals with the strengthening of reinforced concrete bridges built between 1900-1940, which still represent an important part of the road infrastructure of the Czech Republic. The strengthening of the existing bridges represents an efficient alternative to a complete replacement of the bridge structure, both from the technical and especially from the economic point of view, which plays a significant role in the decision-making process in bridge management. By choosing an appropriate strengthening method, the existing reinforced structure can be used efficiently while meeting all the requirements. The main objective of this dissertation is to introduce engineering optimization approaches to the design of strengthening system for reinforced concrete bridges using the method of post-tensioning with prestressing cables led in substitute cable ducts (substitute cable duct method) drilled in the original structures of the strengthened bridges. The sub-objective of this dissertation lies in verification of the structural formation of deviators in the original concrete of the bridge structures with varying radii of curvature and their effect on the reliability of prestressing cables.

Klíčová slova

Zesilování, železobetonové mosty, dodatečné předpětí, inženýrská optimalizace.

Keywords

Strengthening, reinforced concrete bridges, post-tensioning, engineering optimization.

Citace

SVOBODA, Adam. *Zesilování betonových mostů předpínacími kabely s využitím inženýrské optimalizace*. Brno, 2024. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební. Školitel doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

Zesilování betonových mostů předpínacími kabely s využitím inženýrské optimalizace

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem závěrečnou práci s názvem Zesilování betonových mostů předpínacími kabely s využitím inženýrské optimalizace zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

.....
Adam Svoboda
26. března 2024

Poděkování

Rád bych touto cestou poděkoval mému školiteli doc. Ing. Ladislavu Klusáčkovi, CSc. za vedení disertační práce, cenné odborné rady, ochotu, vstřícnost a v neposlední řadě za neustálé předávání pozitivního tvůrčího nadšení.

Poděkování také patří mé rodině, která mě za všech okolností podporovala v mém úsilí a vytvářela tak příznivé podmínky pro můj rozvoj, čehož si nesmírně vážím.

Obsah

1 Úvod **3**
- 1.1 Cíl disertační práce . . . 4
- 1.2 Omezení disertační práce . . . 5

2 Historické železobetonové mosty v ČR **6**
- 2.1 Současný stav železobetonových mostů v ČR . . . 16
- 2.2 Životní cyklus mostní konstrukce . . . 22
- 2.3 Materiálové charakteristiky . . . 24
  - 2.3.1 Beton . . . 24
  - 2.3.2 Betonářská výztuž . . . 26
- 2.4 Vývoj návrhového zatížení od dopravy . . . 31
  - 2.4.1 Nový mostní řád (1904) . . . 32
  - 2.4.2 Návrh čs. mostního řádu pro silnicové mosty (1923) . . . 34
  - 2.4.3 ČSN 1230 Jednotný mostní řád (1937) . . . 37
  - 2.4.4 Zatímní směrnice pro stavby mostů (1945) . . . 40
  - 2.4.5 Směrnice pro navrhování mostů (1950) . . . 42
  - 2.4.6 ČSN 73 6202 Jednotný mostní řád. Zatížení a statický výpočet mostů (1953) . . . 45
  - 2.4.7 ČSN 73 6203 Zatížení mostů . . . 47
  - 2.4.8 Zatížení mostů podle ČSN EN 1991-2 . . . 56
  - 2.4.9 Porovnání návrhových zatížení od dopravy . . . 62
- 2.5 Metody výpočtu železobetonových prvků . . . 64
  - 2.5.1 Metoda dovolených namáhání . . . 65
  - 2.5.2 Metoda stupně bezpečnosti . . . 67
  - 2.5.3 Metoda mezních stavů . . . 67
- 2.6 Zatížitelnost mostů pozemních komunikací dle ČSN 73 6222 . . . 69
  - 2.6.1 Normální zatížitelnost . . . 70
  - 2.6.2 Výhradní zatížitelnost . . . 72
  - 2.6.3 Výjimečná zatížitelnost . . . 73
  - 2.6.4 Sestavy zatížení dopravou pro stanovení zatížitelnosti mostů . . . 74
  - 2.6.5 Dynamické účinky . . . 75

3 Současné přístupy k zesilování mostů **78**
- 3.1 Zesílení spřaženou deskou . . . 79
- 3.2 Zesílení dodatečnou výztuží . . . 80
- 3.3 Dodatečné předepnutí . . . 82
- 3.4 Kombinace metod . . . 84
- 3.5 Porovnání metod . . . 84

4 Zesilování mostů dodatečným předpětím **87**
4.1 Metoda náhradních kabelových kanálků . . . 87
4.2 Náhradní kabelové kanálky . . . 87
4.3 Ocelové deviátory . . . 89
4.4 Předpínací kabely . . . 92
4.5 Kotevní oblasti . . . 93
4.6 Kotvená krycí vrstva . . . 95
4.7 Statické působení dodatečné předpínací soustavy . . . 95
4.8 Dodatečné předpínání ve světě . . . 98

5 Inženýrská optimalizace metody dodatečného předpínání **104**
5.1 Návrhová inženýrská optimalizace . . . 104
5.1.1 Poznání podmínek návrhu předpínacího systému . . . 109
5.1.2 Formulace cílové funkce . . . 129
5.1.3 Volba návrhových proměnných . . . 130
5.1.4 Formulace vedlejších podmínek . . . 130
5.1.5 Sestavení optimalizační úlohy . . . 138
5.1.6 Výběr optimalizační metody . . . 139
5.1.7 Interpretace výsledků optimalizační úlohy . . . 141
5.2 Konstrukční inženýrská optimalizace . . . 154
5.2.1 Experimentální ověření chování lan v deviátorech . . . 154
5.2.2 Popis experimentálního dílce . . . 155
5.2.3 Popis měření . . . 157
5.2.4 Vyhodnocení experimentu . . . 161

6 Aplikace metody dodatečného předpínání **171**
6.1 Zesílení mostu ev. č. Vír II . . . 171
6.1.1 Popis navrženého zesílení . . . 174
6.2 Zesílení mostu ev. č. 233-031 v Plzni . . . 179
6.2.1 Popis navrženého zesílení . . . 180
6.2.2 Ověřovací statické zatěžovací zkoušky . . . 187

7 Závěr **198**
7.1 Naplnění cílů disertační práce . . . 198
7.2 Možné další směry výzkumu . . . 199

Seznam obrázků **200**

Seznam tabulek **206**

Literatura **209**

A Publikační činnost autora **215**

Kapitola 1

Úvod

Disertační práce se zabývá aktuální problematikou dopravního stavitelství a konstrukčního inženýrství, a to zesilováním železobetonových mostů vybudovaných mezi lety 1900-1940, které jsou důležitou součástí silniční dopravní infrastruktury České republiky.

Zesilování stávajících mostů představuje efektivní alternativu k nahrazení celé mostní konstrukce, a to jak z technického, tak zejména z ekonomického hlediska, které v rozhodovacím procesu v rámci hospodaření s mosty hraje významnou roli.

V posledních dvou až třech dekádách jsou inženýři v oblasti mostního stavitelství svědky zhoršení stavu mostních konstrukcí, které nyní představuje vážný technický a také ekonomický problém nejen v ČR, ale také v mnoha zemích světa. Otázka údržby a hospodaření s mosty se tak stala jednou z největších výzev jednak mostních inženýrů (z technického hlediska), ale také zejména mostních správců, kteří musí zajistit bezpečnou provozuschopnost spravovaných mostů a musí si často vystačit pouze s omezenými finančními prostředky. Termín hospodaření s mosty je obvykle definován jako soubor systematických činností zajišťovaných správcem mostní konstrukce, které mají zajistit řádnou a bezpečnou provozuschopnost mostu. Tyto činnosti obvykle zahrnují prohlídky, diagnostické průzkumy, opravy, zesilování příp. výměnu celé konstrukce nebo její součást. V technicky vyspělých zemích je zesilování a opravy mostů často preferovanou variantou oproti náročné výměně celé konstrukce. Vhodnou volbou metody zesílení lze dosáhnout efektivního využití stávající konstrukce, která splňuje veškeré požadavky na ni kladené z dnešního pohledu bezpečnosti (požadované zatížitelnosti) a provozuschopnosti za současného minimálního dopravního omezení během realizace v daných podmínkách. Rekonstrukce mostu oproti výstavbě nového mostu je také mnohonásobně šetrnější k životnímu prostředí, neboť nedochází k tak velkému přesunu stavebních hmot, ale dochází z velké části ke znovu využití původních stavebních materiálů [19].

Důvody, které vedou k rozhodnutí o zesilování mostů, lze shrnout do několika bodů:

- nevyhovující zatížitelnost plynoucí ze zvýšení intenzity dopravního zatížení oproti době, ve které byly konstrukce navrženy;
- omezené nebo nedostatečné provádění údržby po dobu provozování mostu (použití rozmrazovacích solí zejména v oblastech s chladným podnebím);
- nízká kvalita stavebních materiálů;
- nové bezpečnostní a technické standardy;
- snížení škodlivého vlivu na životní prostředí.

Pro výběr vhodné metody zesilování nebo opravy mostu jsou pro správce mostů nejdůležitější následující požadavky:

- finanční náklady;
- minimalizace narušení provozu během realizace.

Z ekonomického hlediska lze finanční náklady na zesílení a opravu mostu rozdělit do dvou kategorií - přímé a nepřímé. Přímé náklady v sobě zahrnují práci a materiál na provedení záměru. Nepřímé náklady pak představují náklady plynoucí z dočasného vyřazení mostu z jeho funkce, jako je např. přerušení dopravního provozu, náklady na objízdné trasy a ušlý zisk plynoucí z čekání v dopravní zácpě. V závislosti na rozsahu mostní konstrukce jsou tyto náklady často několikanásobně vyšší než přímé náklady na opravu mostu a proto mají pro vlastníky vysokou prioritu. Vhodně navrženou rekonstrukcí vč. zesílení mostu lze tyto nepřímé náklady významně snížit oproti alternativně, kterou je výstavba mostu nového.

Zcela zásadní vliv na stav mostu, a tedy také na rozhodnutí o rekonstrukci, má pravidelná mostní údržba. Termín údržba je obecně definována jako soubor činností, které mají zajistit provozuschopný stav technického systému (nebo jeho součásti) a v případě poruchy musí zajistit rychlou obnovu zpět do provozuschopného stavu. Zjednodušeně lze údržbu obecně rozdělit do čtyř oblastí - dohled, inspekce, údržba a vylepšení. Dle technické normy pro prohlídky mostů pozemních komunikací je údržba mostů definována jako souhrn prací neinvestičního charakteru, kterými se mosty udržují v řádném technickém a pojízdném stavu za všech povětrnostních a běžných dopravních podmínek, náležitý dozor nad stavem mostů a opatření chránící mosty před poškozením. Zahrnuje také drobné úpravy směřující k uvedení mostu do řádného technického stavu. K údržbě patří také péče o mostní vybavení. Správně nastavený systém údržby zajišťuje její průběžné provádění po celý rok (letní i zimní). Do údržby se zahrnují oba úseky silnice před a za mostem do vzdálenosti stanovené podle potřeby místních poměrů (až 100 m od mostního závěru) [17].

Problematiku zesilování a opravy mostů je třeba chápat jako multidisciplinární činnost, která zahrnuje nejen aspekty mostního inženýrství, ale také územní plánování, řízení dopravy a výstavby. Specifické problémy dané geografickou polohou, místními podmínkami a demografickými potřebami území mohou zcela ovlivnit výběr metody pro zesílení, materiálovou podstatu řešení a celkový přístup. Proto je důležité zajistit systematickou interakci mezi jednotlivými obory a tím minimalizovat nejen náklady, ale také narušení plynoucí z rekonstrukce v okolí stavby.

1.1 Cíl disertační práce

Hlavním cílem disertační práce je zavedení inženýrských optimalizačních přístupů pro navrhování systémů zesílení železobetonových mostů metodou dodatečného předepnutí předpínacími lany typu monostrand vedenými v náhradních kabelových kanálcích (metoda náhradních kabelových kanálků) vybudovaných v původních strukturách zesilovaných mostů.

Dílčím cílem disertační práce je ověření konstrukčního utváření deviátorů v původním betonu mostních konstrukcí s malým poloměrem zakřivení ($R = 1,50\ m$) a jejich vliv na spolehlivost předpínacích lan typu monostrand. Vlivem dispozičních omezení je u těchto aplikací nutné navrhovat minimální poloměry zakřivení, ale prozatím neexistuje ucelená metodika popisující dostatečně podrobným způsobem aplikaci zesílení mostů dodatečnými volnými předpínacími kabely spolu s ověřením tohoto klíčového detailu.

Závěrečnou část disertační práce tvoří tzv. case studies neboli případové studie, na kterých je prezentována jednak vysoká efektivita metody dodatečného předpínání, ale také ukazují aplikace metody náhradních kabelových kanálků vč. ověření pomocí provedených zatěžovacích zkoušek.

1.2 Omezení disertační práce

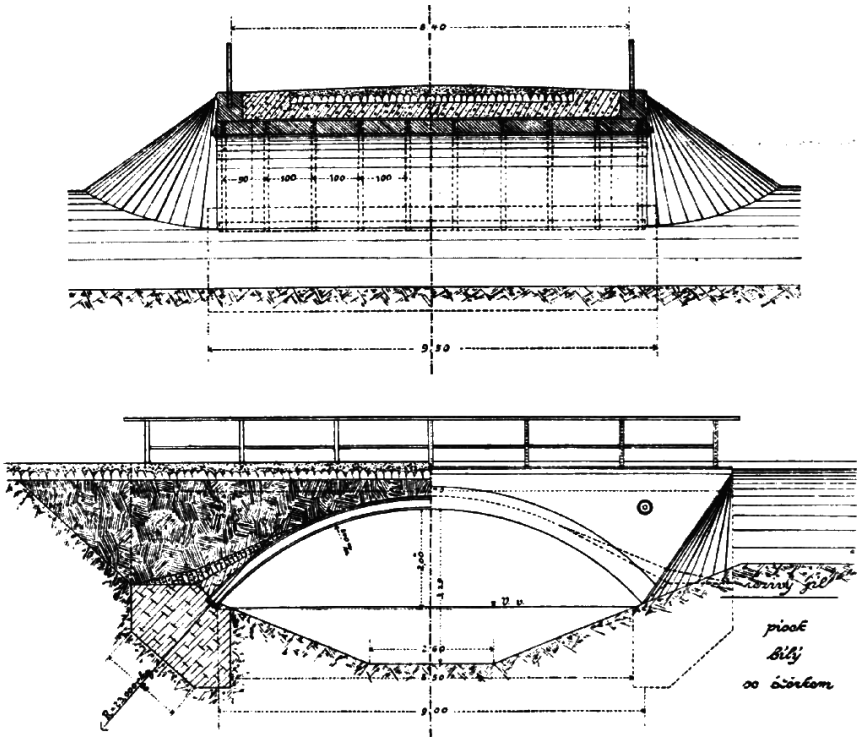
První omezení disertační práce spočívá v zaměření se pouze na zesilování železobetonových (zkr. žb) silničních mostů, které byly budovány mezi lety 1900-1940 v České republice. V tomto období, kdy se v českých zemích pohybujeme na počátku železobetonu v mostním stavitelství, se zpravidla konstruovaly a navrhovaly mosty deskové či trámové prosté (klasické trámové nebo parapetní; s horní nebo s dolní mostovkou). Disertační práce tak bude zaměřena výhradně na tyto konstrukční typy. Toto omezení disertační práce má svůj logický původ ve faktu, že právě tyto nejstarší mosty zpravidla již nevyhovují dnešním potřebám dopravní infrastruktury a jsou nejčastěji předmětem rozhodnutí o zbourání nebo provedení rekonstrukce.

Dalším omezením disertační práce je výhradní využívání evropských technických standardů a normativních předpisů dle Eurokódu 2 [13], [9] ve všech výpočtových částech práce. Aktuálně platné evropské normativní předpisy využívají pro návrh a posouzení konstrukcí tzv. metodu mezních stavů (metoda dílčích/parciálních součinitelů), která posudky vztahuje ke dvěma základním mezním stavům - mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti.

Kapitola 2

Historické železobetonové mosty v ČR

Rozvoj železobetonových mostů završil v posledních desetiletích 19. století vývoj betonového stavitelství.



Obrázek 2.1: Melanův železobetonový oblouk s tuhou výztuží - příčný a podélný řez, pohled [1].

Centrem vývoje a zájmu o betonové mosty se stalo v druhé polovině 19. století Německo a Rakousko-Uhersko. Mosty velmi malých rozpětí z dusaného prostého betonu se zde začaly objevovat již v 60. letech 19. století. Avšak Rakousko-Uhersko bylo mocností železných mostů a tudíž rozvoj betonového stavitelství byl negativním smyslem ovlivněn zájmy tradičních a tehdy zavedených železných mostáren, zejména vlivem největších pražských mostáren (např. Ruston). Výrobci tradičních železných mostů poukazovali na štíhlost

a údajnou nebezpečnost betonových konstrukcí a zasévali tak nedůvěru v tyto inovativní konstrukce napříč obyvatelstvem. Svou roli ve vztahu k nedůvěře v betonové konstrukce v našich zemích také sehrála i nešťastná událost, kterou ve své učebnici Betonové stavitelství popisuje Stanislav Bechyně následovně: *"Zájem o nové stavivo u nás ochladilo roku 1892 zřejmě také zřícením zkušebního oblouku u Prahy, při kterém zahynul jeho autor Ing. Diss"*. Tehdejší inženýři o betonových konstrukcích prohlašovali *"že si nejprve musíme zvyknout, abychom při pohledu na ni měli pocit jistoty"* [36].

Ovšem ani železné mosty nebyly na konci 19. století bez poskvrny důvěry. Jak konstrukce postupně stárly, ukázalo se, že vyžadují mnohem větší a nákladnější údržbu, než se původně předpokládalo a také docházelo k vážným poruchám i k úplným zřícením s tragickými následky. V letech 1886-1888 pod tíhou těchto skutečností byla nařízena povinná revize všech železných mostů. Do popředí se dostával názor, že oproti "nespolehlivému kovu"prokázaly stovky let staré kamenné mosty své nesporné kvality. Ve společnosti převládal názor, že pouze masivní mosty mají požadovanou bezpečnost a trvanlivost. Klasický kvádrový most byl však velmi drahý a proto odborná společnost hledala možné řešení této situace v inovativním použití tzv. "umělého kamene"neboli konstrukčního betonu [36].

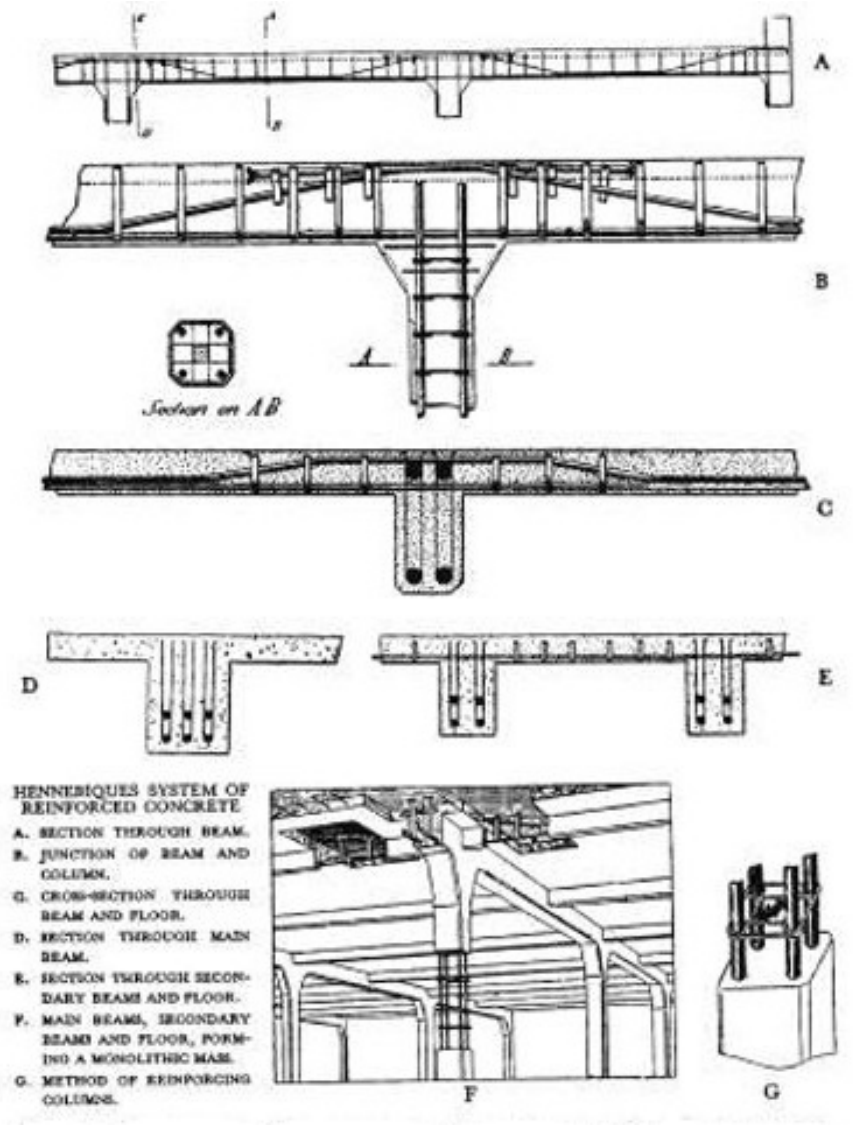


Obrázek 2.2: Nejstarší dochovaný železobetonový most v ČR - obloukový most na hradě Veveří u Brna z roku 1898 *(zdroj: https://www.pamatkovykatalog.cz/most-15678581)*.

První železobetonové mostní konstrukce byly konstruovány jako obloukové podle vzoru kamenných mostů, které byly po výpočtové stránce dostatečně popsány. Jako příklad takové konstrukce lze uvést tzv. Melanovy betonové klenbové mosty s výztužnými žebry, které byly stavěny od roku 1892, kdy si Josef Melan (brněnský profesor) patentoval teoreticky i experimentálně propracovanou nosnou soustavu. Podle dobových záznamů bylo těchto mostů do roku 1904 u nás uskutečněno 18. Pro výztužná žebra kleneb s výškou cca 2 m a o rozpětí kolem 10 m byly použity železné I profily výšky 220 až 280 mm s osovou vzdáleností 1 m. V případě větších rozpětí byly jako výztuhy použity příhradové nosníky výšky 500 až 700 mm. Největší dochovaný Melanův most z 19. století u nás s rozpětím 17,55 m a vzepětím 6 m je most na vnitřní komunikaci hradu Veveří u Brna. Stavba byla dokončena v roce 1898 a doposud se zachovala v původním stavu, viz Obr. 2.2 [36].

Poměrně velkého úspěchu dosáhl tzv. systém Melan v USA, kdy do roku 1900 bylo postaveno celkem 32 silničních a železničních mostů. Zkouškami těchto mostů byla prokázána více než desetinásobná rezerva v únosnosti dle dovolených namáhání, inženýři tak brzy došli ke zjištění, že železobeton umožňuje stavět štíhlejší a také finančně úspornější konstrukce [1].

Významný průkopník železobetonových staveb byl francouzský inženýr François Hennebique, který dále rozvíjel použití oceli a betonu. Jako první přišel s myšlenkou, že by bylo ještě hospodárnější, kdyby se ocel používala pouze v místech, kde je konstrukce v tahu. Již v roce 1892 si nechal svůj způsob vyztužování betonu patentovat (Obr. 2.3) a podle jeho systému byly nejprve budovány stropní deskové a trámové konstrukce podporované sloupy a později i mosty [1].



Obrázek 2.3: Systém vyztužování podle patentu François Hennebiqua [1].

Trámové uspořádání nosné soustavy, které bylo kolem roku 1900 aplikováno téměř výhradně na stropy a podobné stavby, se již kolem roku 1904 ukázalo jako výhodné i pro použití u mostů. Zkoušením byla prokázána vysoká únosnost a stabilita i pro pohyblivé

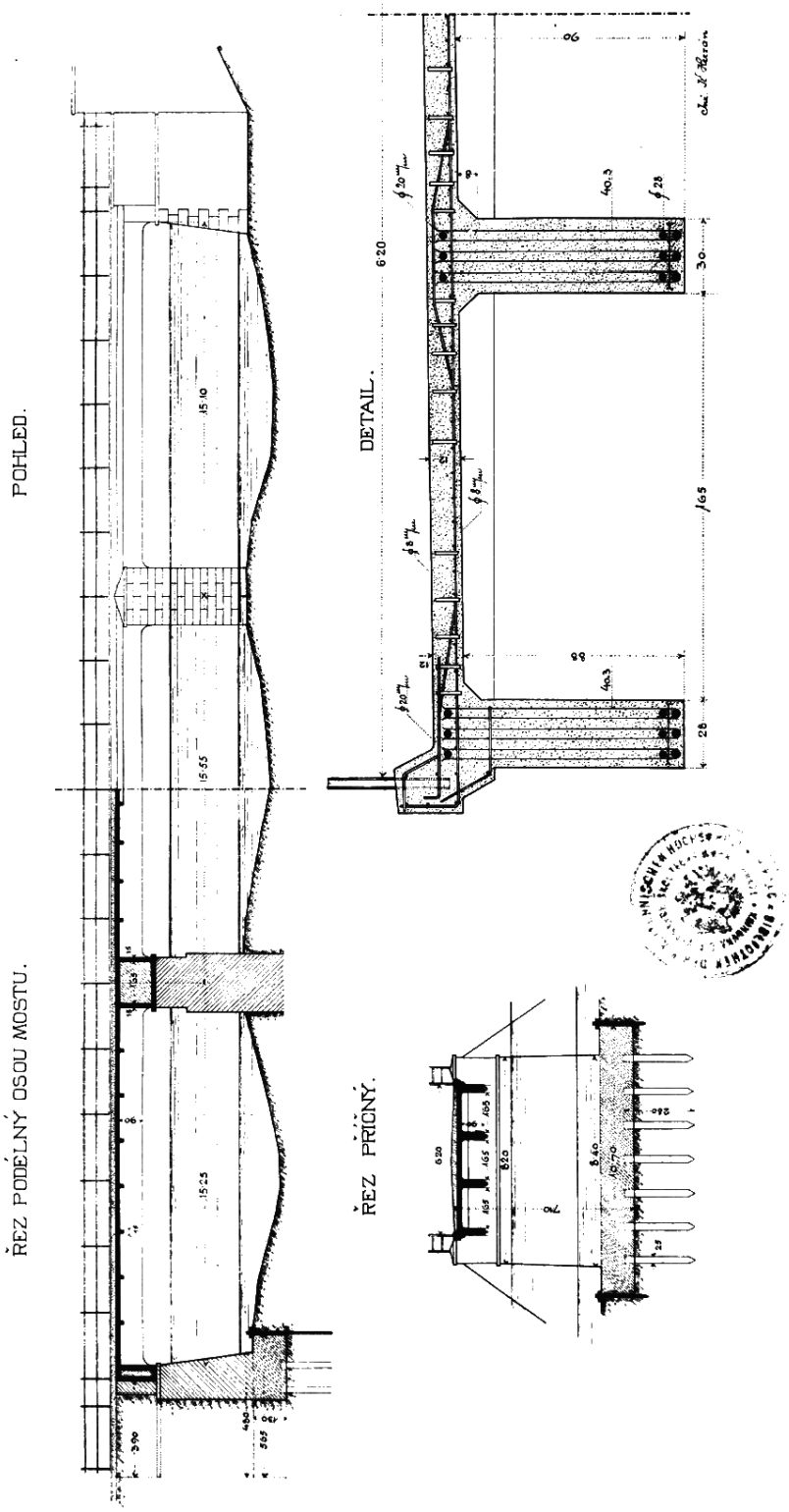
zatížení vyvolávající vibrace a rázy. Trámové uspořádání přinášelo i další výhody oproti obloukovým konstrukcím, a sice menší konstrukční výšku, jednodušší řešení spodní stavby (svislé podporové tlaky), rychlejší zhotovení a značně menší finanční náklady na výstavbu. Stavební náklady byly příznivější i oproti ocelovým mostům, kdy podle [1] byla finanční zátěž na výstavbu trámového mostu v průměru o 10 až 35 % menší. První trámové mosty byly vyztuženy podle již zmíněného inženýra Hennebiqua, jehož systém pro vyztužování využíval výhradně ocelové pruty kruhového průřezu, viz Obr. 2.3. Některé pruty byly uloženy po celé délce konstrukce při spodním okraji. Tyto přímé pruty byly poté doplněny zvedanými pruty, které byly pro jedno pole ohnuty na čtyřech místech (cca ve třetinách rozpětí). V případě spojitých trámových konstrukcí byla armatura doplněna horními přímými pruty, které probíhaly po celé délce horního okraje konstrukce a nebo byly uloženy jen nad mezilehlými podporami. V místech zakotvení byly všechny pruty ohnuty do pravého úhlu. Kromě hlavních podélných prutů používal Hennebique i armaturu příčnou (svislou), která byla charakteristickým znakem jeho systému. Příčnou výztuž tvořili tzv. spojky z ploché oceli tloušťky 1 až 3 mm, které byly uloženy v nejmenší osové vzájemné vzdálenosti u podpor a ke středu rozpětí se tato vzdálenost zvětšovala.

Výška hlavních trámů prvních železobetonových mostů byla navrhována v rozmezí 1/12 až 1/16 rozpětí s osovou vzdáleností 1,5 až 2,0 m. Větší osová vzdálenost byla navrhována velmi zřídka. Šířka trámu byla určena podle velikosti profilu armatury tak, aby byly pruty dokonale obaleny betonem. Příčnou konstrukci trámových mostů tvoří železobetonová deska tloušťky cca 125 mm podporovaná příčníky tak, že deska je rozdělena do několika obdélníkových či čtvercových polí. V případě malých osových vzdáleností hlavních trámů se příčníky nenavrhovaly. Deska spolu s trámy byla uvažována jako dokonale tuhý celek a toho se docílilo i tím, že výztuž trámů byla zatažena až do desky a betonáž celé konstrukce byla zásadně prováděna současně [1].

Jako příklad dobové trámové mostní konstrukce lze uvést např. silniční most přes řeku Otavu v Katovicích u Strakonic z roku 1904, jehož základní geometrie vč. vyztužení je ukázána na Obr. 2.4 [1]. Nosnou konstrukci tvořily čtyři hlavní trámy se světlou vzdáleností 1,65 m. Střední trámy měly rozměry 30/90 cm a krajní 28/88 cm (cca 1/16 rozpětí). Armaturu každého trámu tvořilo 9 ks hladké betonářské výztuže kruhového průřezu - horní výztuž byla složena ze 3 ks profilu 20 mm, dolní výztuž ze 6 ks profilu 28 mm. Nad podporami byla podélná výztuž ještě doplněna o dalších 6 ks prutů profilu 20 mm. Pro zachycení posouvajících sil byly armokoše trámů doplněny o smykovou výztuž z ploché oceli profilu 40/3 mm, dříve nazývanou jako spojky. Trámy společně s příčníky o rozměrech 15/15 cm vynášely betonovou desku tloušťky 125 mm armovanou pruty profilu 8 mm, které byly uloženy kolmo na osy trámů [1].

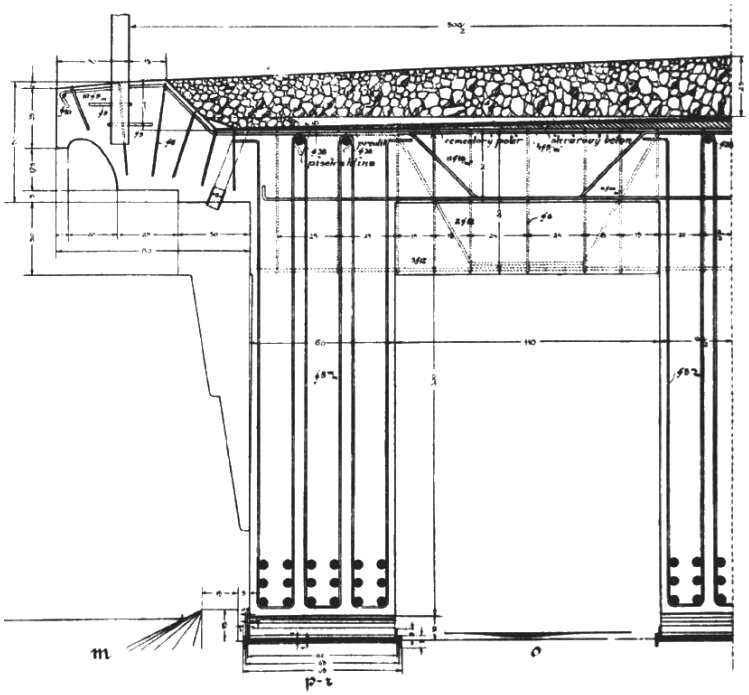
Konstrukce železobetonových trámových či deskových mostů, které byly realizovány v první půlce 20. století, obsahují konstrukční specifika stran zejména vyztužování průřezů, která lze výhodně využít pro řešení zesílení volnými předpínacími kabely metodou náhradních kabelových kanálků, která bude blíže představena v kap. 3.3.

Na Obr. 2.4 a Obr. 2.5 je zobrazeno typické vyztužení trámů betonářskou výztuží. Betonářská výztuž je zpravidla u těchto konstrukcí uložena ve více vrstvách nad sebou, často ve třech (viz také Obr. 2.21). Pro vyztužení byly voleny pruty profilu 28 mm a více (běžně i 32-36 mm), které byly uloženy s relativně velkými vzájemnými osovými vzdálenostmi, které lze využít pro vedení dodatečně vyvrtaných kabelových kanálků. Zároveň toto poměrně masivní vyztužení vedlo projektanty k návrhům širokých mostních trámů, u kterých lokální oslabení kabelovým kanálkem není problematické, viz kap. 3.3.



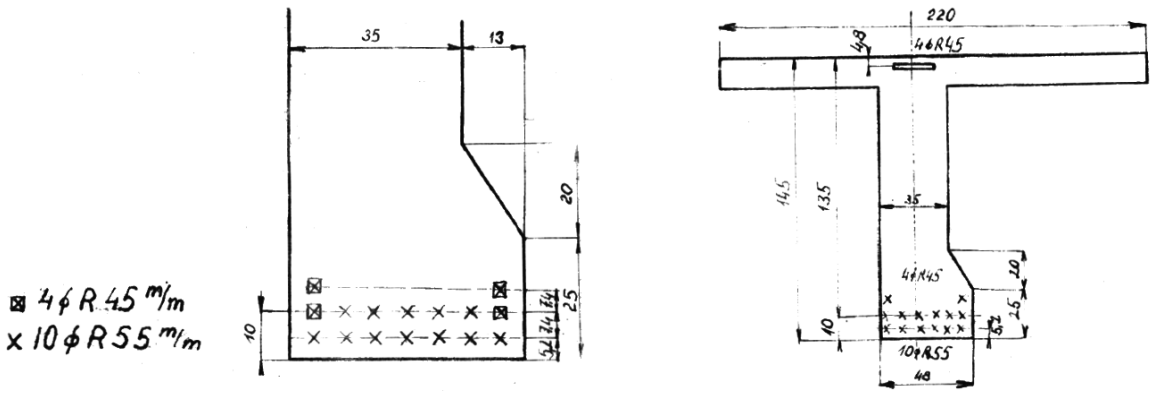
Obrázek 2.4: Silniční most přes řeku Otavu v Katovicích u Strakonic (1904) [1].

Na Obr. 2.6 je ukázán příklad vyztužení trámů příjezdného mostu k vodní elektrárně vyrovnávací nádrže na Svratce u Víru (cca 1940). Na tomto příkladu, který je vyňat z do-



Obrázek 2.5: Silniční most přes Jizeru v Sojovicích (1910) [1].

bové projektové dokumentace, lze vidět vyztužení hlavního trámu s použitím dvou různých profilů výztuže typu Roxor. První vrstva je tvořena 6 ks výztuže profilu 55 mm, zatímco ve druhé vrstvě jsou na krajích uloženy výztuže profilu 45 mm, ale střední 4 ks výztuže jsou stále profilu 55 mm. Třetí vrstvu tvoří pouze krajní pruty profilu 45 mm. Toto vyztužení je netypické a z pohledu diagnostického průzkumu je velmi náročné takové vyztužení identifikovat. V tomto případě projektant nerespektoval tehdejší doporučení, které zakazovalo použití různých profilů výztuže v nosných prvcích. Nicméně i s takovými výjimkovými případy se praxe setkává a o to více musí být kladen důraz na diagnostické průzkumy a sběr informací o dobových konstrukcí.



Obrázek 2.6: Příjezdný most k vodní elektrárně vyrovnávací nádrže na Svratce u Víru - vyztužení trámu.

Z pohledu konstrukčních typů železobetonových mostů se z období mezi lety 1900-1940 dochovaly v největším počtu mosty prosté deskové a trámové, viz Tab. 2.4 a Obr. 2.17. Oba dva tyto typy mají své přednosti (+) i některé nevýhody (-), které jsou uvedeny níže.

Deskové mosty
Desky jsou plošné, rovinné konstrukce, u nichž jeden z rozměrů (tloušťka) je řádově menší než ostatní rozměry (délka, šířka). Zatížení přenáší jak v podélném , tak i v příčném směru za vzniku tzv. ohybové plochy. Na podpory působí pouze svislými reakcemi [65].

+ jasné statické působení v ohybu i smyku
+ výztuž rozdělena po celé šířce desky rovnoměrně a zpravidla v jedné vrstvě
+ malá konstrukční výška
+ malá napětí ve smyku od posouvajících sil
+ jednoduché stavební práce a výstavba;
- nehospodárná konstrukce a velká hmotnost (velká spotřeba betonu i betonářské výztuže)
- malá rozpětí konstrukcí



Obrázek 2.7: Deskový železobetonový most v obci Velká Losenice.

Trámové mosty
Trámové mosty jsou nejhospodárnějším typem pro přímé mosty. Nosnou konstrukci tvoří plné trámové nosníky spolupůsobící s mostovkovou deskou. Na podpory působí pouze svislými reakcemi [65].

+ hospodárná konstrukce
+ relativně velká tuhost v kroucení
+ roštové působení nosné konstrukce
+ malá i střední rozpětí konstrukcí (10-30 m)



Obrázek 2.8: Deskový železobetonový most z roku 1940 v obci Mostkovice.

+ tvarově variabilnější konstrukce

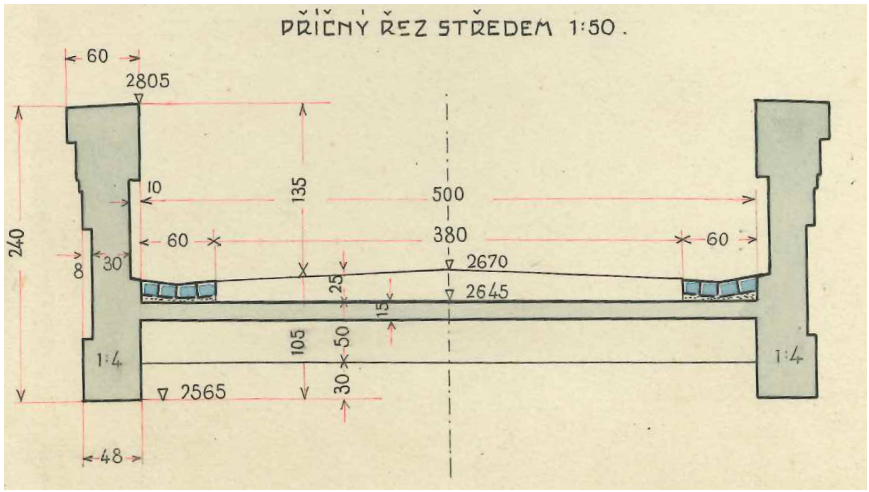
- složitější stavební práce a výstavba

- větší konstrukční výška

Velmi oblíbeným typem železobetonového trámového mostu, který byl v relativně velkém počtu stavěn na území ČR na počátku 20. století, je most parapetní neboli zábradelní (angl. U-shape bridge, camel bridge, trough bridge) - trámový most s mezilehlou mostovkou. V době výstavby se jednalo o velmi vhodnou konstrukční variantu s malou stavební výškou zejména pro prosté konstrukce (Obr. 2.9), ojediněle i pro konstrukce spojité (Obr. 2.11). Podle historických záznamů tyto konstrukce byly vyvinuty v USA v oblasti kolem Michiganu a záhy se rozšířily i v Evropě. Na silniční síti v České republice je dosud několik set těchto konstrukcí. Nosnou konstrukci parapetního mostu tvoří dvojice hlavních nosníků, které společně s mostovkou deskou podporovanou příčníky tvoří v příčném směru tuhý polorám (viz obrázek z dobové dokumentace Obr. 2.10).



Obrázek 2.9: Parapetní most v Mírovce (1925).



Obrázek 2.10: Příčný řez typického parapetního mostu - most v Mírovce (dobová projektová dokumentace).



Obrázek 2.11: Parapetní spojitý most v Holýšově (1924).

Pro překlenutí větších rozpětí byly v první polovině 20. století budovány "klasické"trámové mosty s horní mostovkou (viz Obr. 2.4) a to ve variantě prostých nebo spojitých konstrukcí (Obr. 2.12 a Obr. 2.13). Příčný řez byl tvořen zpravidla 2 až 6 trámy s mostovkovou deskou tloušťky cca 150 mm. V příčném směru byla mostovková deska vnášena příčníky.

Zavedení železobetonu, coby nového stavebního materiálu, vyžadovalo z povahy mostních konstrukcí od tehdejších inženýrů takřka úplné ovládání teoretických a také praktických disciplín nosných konstrukcí ve spojení s výbornou znalostí výroby a vlastností použitých stavebních hmot. Zároveň každé nové použití bylo podrobně testováno a zkoušeno. Z tohoto důvodu byl pokrok ve stavebnictví vždy úzce spjat s oborem mostního stavitelství. Železobetonové mosty prokázaly své technické a estetické přednosti, které žádný jiný materiál nemohl poskytnout. Stejně tak se ukázaly jako ekonomicky velmi výhodné. Skrze betonové mosty se také nový materiál, železobeton, dostal do povědomí širokého okruhu společnosti, neboť mostní stavby svými parametry vždy přitahovaly pozornost obyvatelstva oproti použití betonu v pozemním stavitelství [36].



Obrázek 2.12: Trámový prostý most v Šerkovicích (1935).



Obrázek 2.13: Trámový spojitý most v Plzni (1934).

V případě hodnocení stávající železobetonové mostní konstrukce je prvním krokem v prvé řadě snaha o získání co nejvíce informací o samotné konstrukci. V ideálním případě je hlavním podkladem dobová projektová dokumentace, která ale v naprosté většině případů již neexistuje nebo není dohledatelná. Dalším zdrojem dobových informací o prvních železobetonových mostech v ČR může být periodikum Časopis československých inženýrů TECHNICKÝ OBZOR (vydávaný od roku 1893) nebo periodikum Zprávy veřejné služby technické (od roku 1919), ve kterých byly uváděny informativní popisné články o budovaných železobetonových mostech vč. schematických vyobrazení. Dalším zdrojem informací mohou být i pamětníci, kteří žijí v okolí hodnocené konstrukce.

Podkapitoly níže se zabývají stručným popisem současného stavu železobetonových mostů v ČR, životního cyklu konstrukce a také rozborem používaných materiálů železobetonu v době výstavby historických mostů, vývojem návrhových pohyblivých zatížení od dopravy, podle kterých byly tyto mosty navrhovány a v krátkosti jsou také popsány metody výpočtu železobetonových konstrukcí. Poslední podkapitola je věnována stanovení zatížitelnosti mostů podle aktuální technické normy ČSN 73 6222 [21].

2.1 Současný stav železobetonových mostů v ČR

Jaký je skutečný stav železobetonových mostů v ČR? Tato otázka zaznívá v technické odborné společnosti čím dál častěji. Po nedávných haváriích mostů (zejména z předpjatého betonu, jejichž riziko náhlého zřízení je vyšší) tato otázka rezonuje i v laické veřejnosti. Vzhledem k omezenému rozsahu pojednání o tématu disertační práce se tato kapitola bude věnovat zejména stavu mostů z let 1900-1940, neboť právě na tyto mosty je disertační práce zaměřena.

Pro zajištění bezpečné provozuschopnosti mostů na pozemních komunikacích byl v ČR definován systém pravidelných prohlídek podle technické normy ČSN 73 6221 [17]. Každý vlastník mostu nebo jeho správce je povinen vykonávat mostní prohlídky resp. jejich vykonávání zajistit. Mosty na dálnicích a silnicích jsou ve správě Ředitelství silnic a dálnic České republiky (dále ŘSD ČR). Mosty na silnicích II. a III. třídy jsou ve vlastnictví krajů. Mosty na místních komunikacích jsou ve vlastnictví měst a obcí. Ostatní zbývající mosty mají soukromé vlastníky.

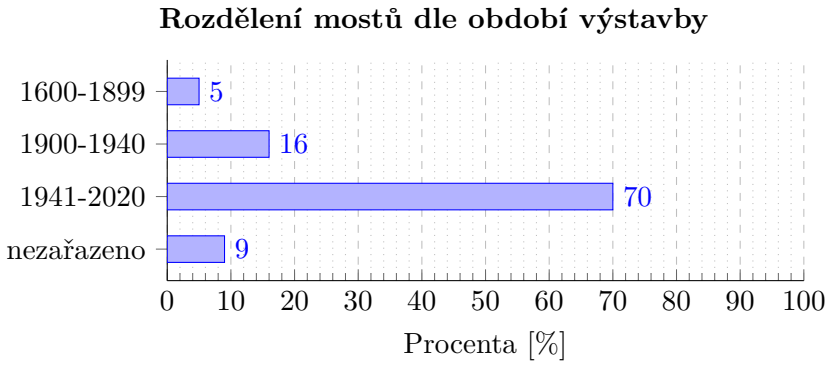
V ČR neexistuje žádná instituce, která by sledovala povinnost vlastníků mít evidenci mostů, které spravují, podle technické normy ČSN 73 6220 [16] a ani provádění mostních prohlídek podle ČSN 73 6221 [17], jejichž výsledky by byly uchovány právě v evidenci. Nejrozsáhlejší společnou evidenci mostů má ŘSD ČR a krajské správy. V této evidenci je k lednu 1. 1. 2021 v České republice evidováno celkem 17 889 mostů na dálnicích a silnicích I. až III. třídy. Počet mostů na místních komunikacích ve městech a obcích se odhaduje na dalších 18 000 až 20 000. Některá velká města evidenci mají (např. Praha, Brno, Ostrava atd.), některá města mají evidenci pouze částečnou, ale většina měst a obcí žádnou evidenci nemají. [60] Dále budou uváděna statistická data pouze z databáze ŘSD ČR a krajských správ, která byla pro potřeby disertační práce získána od Odboru silniční databanky a NDIC.

období	**jiný**	**zdivo**	**dřevo**	**ocel**	**prostý bet.**	**ŽB**	**PB**	**spřaž. kce**	**celk.**
1600-1899	4	698	0	61	6	81	6	4	**860**
1900-1940	17	464	0	241	52	1986	28	6	**2794**
1941-2020	204	267	1	1016	75	6442	4473	75	**12553**
nezařazeno	178	623	0	107	22	693	53	6	**1682**
celkem	**403**	**2052**	**1**	**1425**	**155**	**9202**	**4560**	**91**	**17889**

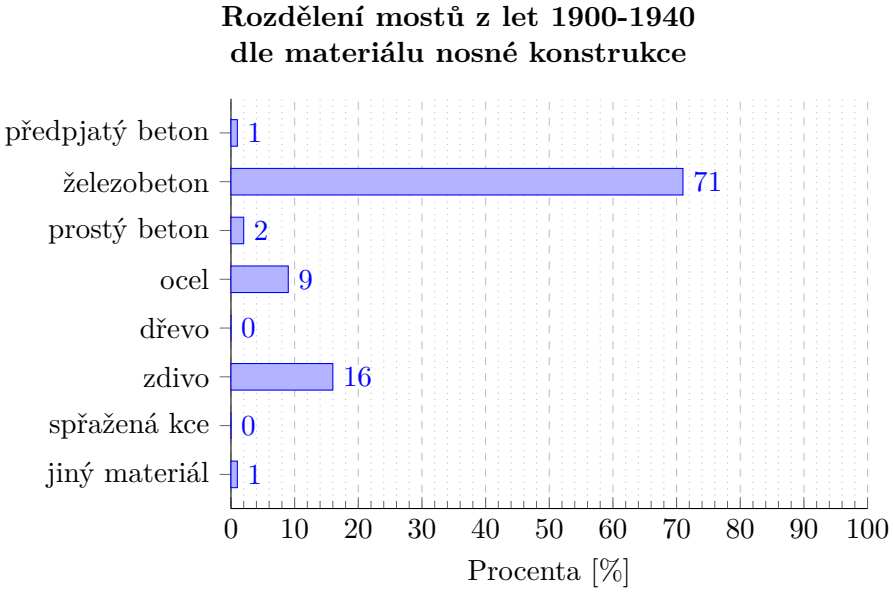
Tabulka 2.1: Celkový počet mostů v evidenci ŘSD ČR a krajských správ k 1. 1. 2021.

V Tab. 2.1 je uveden celkový počet mostů v evidenci. Pro potřeby disertační práce a pro větší přehlednost jsou počty mostů v této tabulce roztříděny dle období jejich výstavby, a také dle převládajícího materiálu nosné konstrukce. Z evidence je zřejmé, že z celkového počtu mostů 17 889 bylo v období mezi lety 1900-1940 postaveno celkem 2 794 mostů. V procentuálním vyjádření, které je graficky zobrazeno na Obr. 2.14, tato skupina představuje 16 % z celkového počtu mostů. Z uvedených dat také vyplývá, že naprostá většina těchto mostů jsou právě mosty železobetonové (celkem 1 986 mostů), které jsou předmětem zkoumání v rámci tématu disertační práce. Procentuálně je to 71 % mostů z celkového počtu mostů, které byly vystavěny v tomto období. Je obecně známo, že železobeton, jako konstrukční materiál, se nejprve uplatnil v mostním stavitelství a až poté pronikl i do dalších odvětví stavební výroby. Díky železobetonu bylo na přelomu 20. století umožněno mostním inženýrům navrhovat mosty větších rozpětí pro překlenutí překážek a vytváření elegantněj-

ších, lehčích mostních konstrukcí oproti konstrukcím z kamenného zdiva, které byly v té době považovány za tradičnější a známé konstrukce. V období 1900-1940 již mosty ze zdiva tvořily pouze 16 % z celkového počtu vybudovaných mostů. Zbývajících 13 % mostů byly mosty nejčastěji ocelové a betonové prosté, viz Obr. 2.15.



Obrázek 2.14: Rozdělení mostů dle období jejich výstavby.



Obrázek 2.15: Rozdělení mostů postavených v letech 1900-1940 dle převažujícího materiálu nosné konstrukce.

Fakt, že v ČR neexistuje centrální evidence mostů významně ovlivňuje vyhodnocení dostupných dat o stavebním stavu mostů a zejména vypovídací schopnost získaných výsledků, protože v ČR existují tisíce mostů (až polovina všech mostů), o kterých nejsou známy žádné informace.

Stanovení stavebního stavu mostu je výsledkem činností prováděných během mostní prohlídky, jejíž četnost je dána normou [17] v závislosti na aktuálním klasifikačním stupni

stavu mostu - jednou za 2 až 6 let. V rámci těchto prohlídek se mosty zatřiďují do 7 skupin z hlediska jejich tzv. stavebního stavu (I - stav bezvadný až VII - stav havarijní). [60]

Popis jednotlivých stavebních stavů podle [17] je uveden níže:

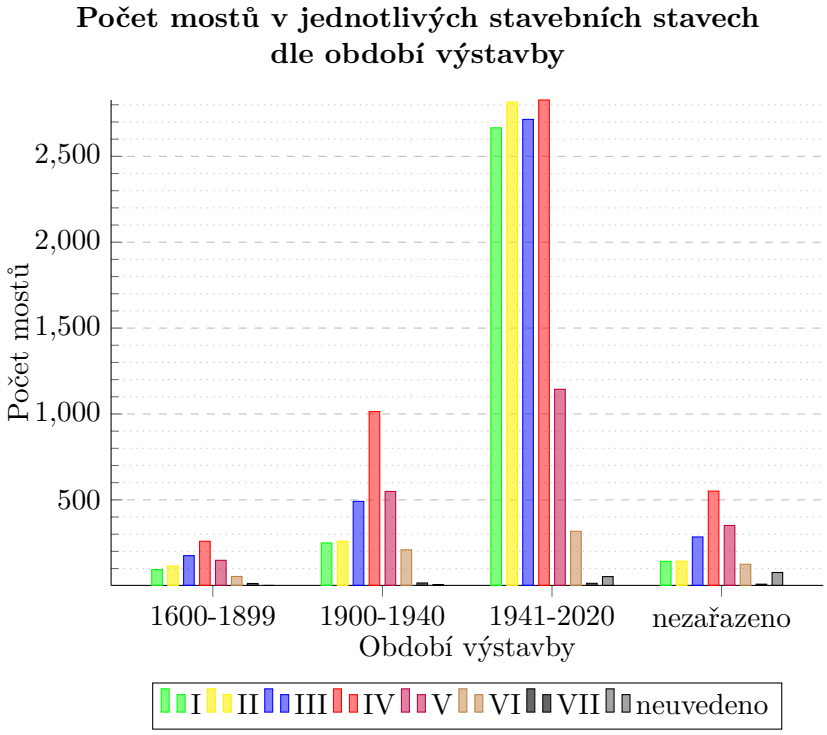
- **Stav I - Bezvadný** - Bez zjevných závad, poruch a/nebo nedodělků.
- **Stav II - Velmi dobrý** - Lokální vzhledové závady a poruchy, které nepředstavují zvýšené riziko z hlediska zajištění dlouhodobé spolehlivosti mostu (nad 10 let).
- **Stav III - Dobrý** - Závady a poruchy většího rozsahu, které neovlivňují spolehlivost konstrukce, avšak představují zvýšené riziko z hlediska jejího zajištění v časovém horizontu do 10 let.
- **Stav IV - Uspokojivý** - Závady a poruchy, které nemají významný vliv na spolehlivost konstrukce, avšak představují zvýšené riziko z hlediska jejího zajištění v časovém horizontu do 5 let.
- **Stav V - Špatný** - Závady a poruchy, které mají významný vliv na spolehlivost konstrukce, avšak jsou odstranitelné bez významnějších zásahů do nosné konstrukce mostu.
- **Stav VI - Velmi špatný** - Závady a poruchy, které mají zásadní vliv na spolehlivost konstrukce a jsou odstranitelné pouze významnými zásahy do nosné konstrukce mostu.
- **Stav VII - Havarijní** - Závady a poruchy ovlivňující spolehlivost konstrukce takovou měrou, že vyžadují okamžitá opatření pro odvrácení havárie (např. uzavření nebo podepření mostu).

V Tab. 2.2 jsou přehledně uvedeny počty mostů v jednotlivých stavebních stavech k 1. 1. 2021. Pro účely pojednání o tématu disertační práce jsou opět mosty rozděleny do tří skupin podle období jejich výstavby (1600-1899, 1900-1940, 1941-2020). Z uvedených dat lze konstatovat, že:

- 56,7 % mostů, je ve stavebním stavu I až II (bezvadný, velmi dobrý, dobrý);
- 26,0 % mostů je ve stavu IV (uspokojivý);
- 16,5 % mostů je ve stavu V až VII (špatný, velmi špatný, havarijní);
- 0,8 % mostů nelze zařadit.

období	**neuv.**	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**	**VI**	**VII**	**celk.**
1600-1899	2	94	115	175	259	148	54	13	**860**
1900-1940	7	249	259	491	1014	549	209	16	**2794**
1941-2020	53	2666	2816	2715	2828	1144	317	14	**12553**
nezařazeno	77	142	143	284	551	351	125	9	**1682**
celkem	**139**	**3151**	**3333**	**3665**	**4652**	**2192**	**705**	**52**	**17889**

Tabulka 2.2: Počet mostů v evidenci ŘSD ČR a krajských správ v jednotlivých stavebních stavech k 1. 1. 2021.



Obrázek 2.16: Počet mostů v jednotlivých stavebních stavech v závislosti na období výstavby.

Graficky jsou informace o stavebních stavech vyobrazeny na sloupcovém grafu na Obr. 2.16. Při pohledu na skupinu mostů z let 1900-1940 je ovšem patrné, že předchozí procentuální rozdělení, které bylo vztaženo na všechny mosty v evidenci, této skupině neodpovídá. Pro skupinu mostů z let 1900-1940 je procentuální zastoupení stavebních stavů následující:

- 35,8 % mostů z let 1900-1940 je ve stavu I až III;
- 36,3 % mostů z let 1900-1940 je ve stavu IV;
- 27,7 % mostů z let 1900-1940 je ve stavu V až VII;
- 0,3 % mostů z let 1900-1940 nelze zařadit.

neuv.	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**	**VI**	**VII**	**celk.**
4	180	185	366	742	384	120	5	**1986**

Tabulka 2.3: Počty železobetonových mostů z let 1900-1940 v jednotlivých stavebních stavech k 1. 1. 2021.

V Tab. 2.3 jsou uvedeny počty pouze železobetonových mostů z let 1900-1940 v jednotlivých stavebních stavech I až VII. Procentuální zastoupení žb mostů v jednotlivých stavebních stavech odpovídá procentuálnímu zastoupení stavebních stavů celé skupiny mostů z let 1900-1940, a sice:

- 36,8 % žb mostů z let 1900-1940 je ve stavu I až III;

- 37,4 % žb mostů z let 1900-1940 je ve stavu IV;
- 25,6 % žb mostů z let 1900-1940 je ve stavu V až VII;
- 0,2 % žb mostů z let 1900-1940 nelze zařadit.

Ze získaných dat k 1. 1. 2021 lze konstatovat, že pouze 36,8 % železobetonových mostů z let 1900-1940 je v takovém stavebním stavu (bezvadný, velmi dobrý, dobrý), který z pohledu technické stránky věci nevyžaduje větší sanační zásah a pro jejich další provozování je nutné pokračovat v běžné pravidelné údržbě. Rekonstrukce a zesílení těchto mostů může být vyvoláno potřebou vyšší zatížitelnosti či z dispozičních důvodů (např. rozšíření dopravního prostoru apod.).

neuv.	**deska prostá**	**deska spojitá**	**klenba**	**oblouk**	**rám**	**trám prostý**	**trám spojitý**	**celk.**
84	805	24	63	56	83	784	87	**1986**

Tabulka 2.4: Rozdělení železobetonových mostů z let 1900-1940 dle konstrukčního typu.

Většina železobetonových mostů z let 1900-1940, celkem 63,0 %, je ale v takovém stavebním stavu (uspokojivý, špatný, velmi špatný, havarijní), který již vyžaduje v rámci zachování bezpečného provozu na pozemních komunikací zásah v podobě celkové rekonstrukce, kterou je velmi vhodné doplnit i o část zesílení nosné konstrukce. Zesílení nosné konstrukce umožní tyto mosty využívat pro dnešní zvýšené intenzity dopravních zatížení a také lze prodloužit jejich provozuschopnost o desítky let aniž by došlo ke snížení jejich bezpečnosti. Dalším benefitem provádění rekonstrukcí vč. zesílení je úspora finančních prostředků, které lze dále investovat do prvků dopravní infrastruktury. Alternativně lze u těchto mostů uvažovat s jejich úplnou náhradou konstrukcemi novými. Toto řešení, které může být v konkrétních případech opodstatněné, ale vyžaduje zpravidla větší omezení provozu během stavby a také je tato varianta řešení řádově dražší.

Druh údržby, opravy nebo opatření	**Klasifikační stupeň stavebního stavu**						
	I	**II**	**III**	**IV**	**V**	**VI**	**VII**
Nestavební údržba	•	•	•	•	•	•	•
Stavební údržba	•	•	•	•	•	•	•
Oprava				•	•	•	•
Rekonstrukce					•	•	•

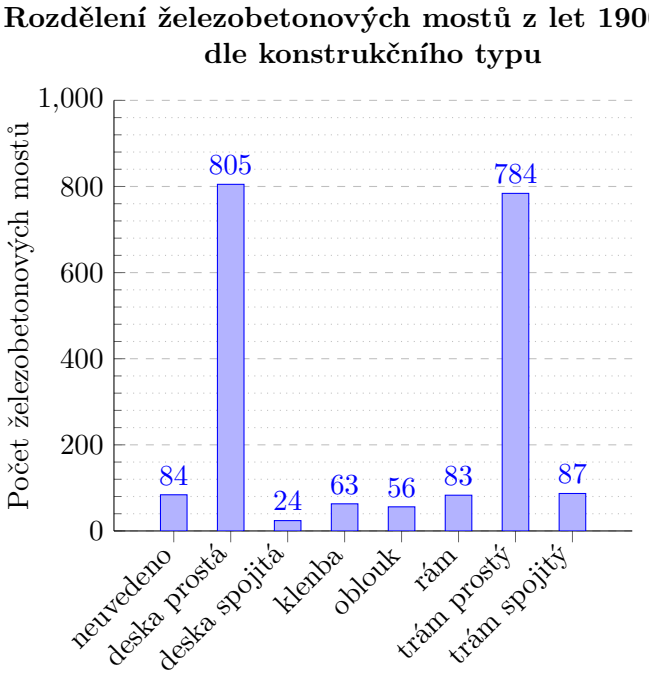
Provádění příslušného druhu údržby označeno symbolem " • ".

Tabulka 2.5: Druhy údržby, oprav a opatření k zajištění bezpečnosti dopravy podle stavebního stavu mostu nebo jeho části [17].

V Tab. 2.4 a na Obr. 2.17 jsou pro další ilustraci současné situace železobetonových mostů velkého stáří zobrazeny jejich počty dle použitého konstrukčního typu. Naprostá většina těchto mostů je tvořena prostou deskou či prostým trámem. Toto není nijak překvapivé vzhledem k výpočtovým možnostem doby, ve které tyto mosty byly navrhovány. Nicméně právě tyto konstrukční typy jsou nejvhodnější pro zesílení metodou dodatečného předpínání, kterou se toto pojednání zabývá.

V závěru této kapitoly můžeme shrnout, že na silniční síti v ČR se k 1. 1. 2021 dle evidence ŘSD ČR nachází 1986 železobetonových mostů, jejichž stáří je cca 80-120 let.

Nejčastěji se jedná o mosty malých až středních rozpětí konstrukčního typu deska prostá nebo trám prostý. Na základě vyhodnocení dat evidence (stavební stav mostů) až 63 % z nich (1251 mostů) nutně vyžaduje ve velmi blízké době provedení celkové rekonstrukce (ideálně vč. zesílení) tak, jak to udává Tab. 2.5 podle [17], a nebo budou nahrazeny mosty novými.



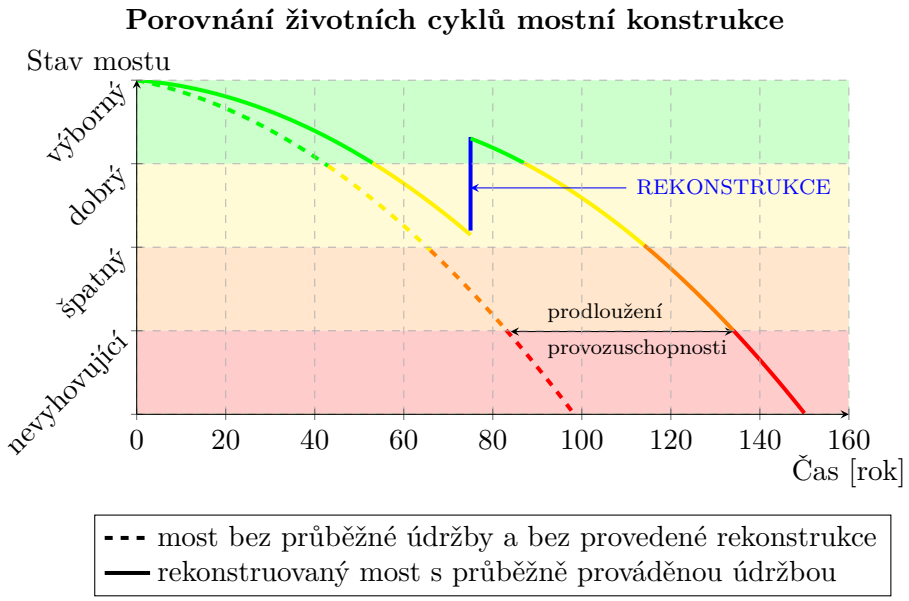
Obrázek 2.17: Rozdělení železobetonových mostů z let 1900-1940 dle konstrukčního typu.

2.2 Životní cyklus mostní konstrukce

Provozuschopnost existujících mostních konstrukcí je velmi důležitá pro zajištění bezpečné a udržitelné dopravy. Zástavba jako taková má navíc i každoročně vzrůstající ekonomický a politický přínos. Z těchto důvodů je hodnocení existujících konstrukcí velmi významným technickým úkolem a stavební inženýři jsou stále častěji vyzýváni k tomu, aby navrhovali způsoby, jak prodloužit životnost mostních konstrukcí (často s přihlédnutím k omezeným nákladům) [12].

Most zpravidla plní svoji funkci několik desítek let a stává se tak trvalou součástí okolního prostředí s velkým společenským významem, který klade mimořádné nároky na jeho spolehlivost a také životnost. S pojmy spolehlivost a životnost je velmi spjat celý životní cyklus mostní konstrukce - od vybudování mostu, přes jeho provozování, údržbu, opravu (příp. rekonstrukci/zesílení) až po vyřazení mostu z provozu a jeho demolici. Spolehlivost je schopnost plnění požadované funkce při dodržení provozních požadavků. Životnost je vlastnost konstrukce, která zabezpečuje efektivnost při zadaných provozních podmínkách [64].

Vztah mezi stavem mostu a jeho zbytkovou životností je základní charakteristikou hodnocení technického stavu mostu po určitém časovém období jeho provozování, ale současně je velmi obtížné (až nemožné) tento vztah přesně explicitně určit. Otázka životnosti mostu, resp. jeho životního cyklu, je velmi komplexní a je třeba ji řešit s přihlédnutím k ostatním souvislostem a teoretickým poznáním spolehlivostních problémů. Pro její zodpovězení je také třeba kontinuálně získávat a shromažďovat relevantní data o reálném stavebním stavu mostních objektů v závislosti na čase. Vzhledem k velkému množství okrajových podmínek prakticky doposud neexistuje ověřený postup na objektivní určení průběhu životního cyklu mostu v čase.



Obrázek 2.18: Porovnání životního cyklu mostu bez pravidelně prováděné údržby a identického rekonstruovaného mostu s pravidelně prováděnou údržbou [23].

Pro ilustraci je na Obr. 2.18 zobrazeno teoretické porovnání životních cyklů železobetonové mostní konstrukce. Křivky grafu nereprezentují zcela přesné průběhy poklesu

stavebního stavu (spolehlivosti) v závislosti na čase (životnosti), nicméně předpokládaný vliv provedení rekonstrukce/zesílení je z grafu zřejmý. Čárkovaná křivka představuje pokles stavebního stavu železobetonového mostu v čase bez prováděné údržby mostu (teoretická navrhovaná životnost 100 let). Oproti tomu plná křivka představuje ten samý most, ale tentokrát v případě, kdy je na mostě prováděna pravidelná údržba, která by sama o sobě zajistila prodloužení životnosti až o desítky let oproti mostu bez údržby. Zároveň byl most kolem stáří 80 let rekonstruován/zesílen (modrá křivka), což prodloužilo jeho provozuschopnost o další desítky let. Tímto grafem je ilustrována podstata udržitelného přístupu k hospodaření s mosty.

Pro zajištění provozuschopnosti a udržitelnosti dopravy je velmi účelné mostní objekty rekonstruovat/zesilovat, neboť tímto zásahem se konstrukce dostává do téměř výchozího projektovaného bezvadného stavu, často je konstrukce schopna splnit i zvýšené požadavky plynoucí z nových dopravních potřeb a její životní cyklus je tak prodloužen o desítky let za současné minimalizace finančních a dalších nákladů (sociální, ekologické atd.).

Nesmíme také zapomenout, že stavební činnosti mohou mít značný dopad na životní prostředí, ve kterém žijeme. Výstavba nové konstrukce obvykle vyžaduje větší množství energie a materiálů než rekonstrukce (zesílení), což v konečném důsledku způsobuje řádově vyšší emise skleníkových plynů (zejména CO_2) a více tak přispívá k negativnímu ekologickému otisku.

Nová výstavba často vyžaduje těžbu surovin a materiálů oproti zesílení původní konstrukce, které využívají v mnohem větší míře již existující materiály. Neustálá potřeba těžby nových surovin má negativní vliv na životní prostředí včetně degradace půdy a ohrožení biodiverzity.

V případech, kdy je rozhodnuto o nahrazení původní konstrukce dochází k významnému množství stavebního odpadu (z demolice apod.), který poté končí na skládkách. Správná likvidace a recyklace těchto materiálů je klíčová pro minimalizaci environmentálního dopadu. Například betonové díly lze recyklovat a použít znovu v jiných projektech. Rekonstrukce účinně minimalizují již samotný vznik stavebního odpadu.

Celkově lze říci, že z hlediska životního prostředí je rekonstrukce obvykle příznivější než nová výstavba, pokud jsou provedeny s ohledem na udržitelnost a efektivitu zdrojů. Nicméně, správné rozhodnutí závisí na konkrétní situaci a mělo by zohledňovat mnoho faktorů včetně životnosti a stavu stávající konstrukce, potřeb uživatelů a cílů investiční akce. Environmentální aspekt rekonstrukcí železobetonových konstrukcí je zásadní pro snižování negativního dopadu na životní prostředí a podporu udržitelného rozvoje v oblasti stavebnictví.

2.3 Materiálové charakteristiky

V případě existujících železobetonových mostů je nutné stanovit materiálové charakteristiky betonu a výztuže na základě vyhodnocení materiálových zkoušek vzorků odebraných z konstrukce nebo z materiálových zkoušek provedených přímo na posuzované konstrukci během podrobného diagnostického průzkumu. Doporučení pro provádění diagnostických průzkumů mostů na pozemních komunikacích jsou uvedena v [14] a kvůli omezenému rozsahu disertační práce nebudou uvedeny podrobnosti provádění diagnostických průzkumů.

Současně je během vyhodnocení průzkumu stávajících konstrukcí doporučeno přihlédnout k předpisům, které byly platné v době návrhu konstrukce či v době realizace. V těchto předpisech jsou uvedeny návrhové materiálové vlastnosti tak, jak byly uvažovány na počátku železobetonového stavitelství. Charakteristiky materiálů podle dříve platných norem a předpisů vč. návaznosti na současně platné technické předpisy pro výpočet a posouzení mostů jsou pak uvedeny v technických normách ČSN ISO 13822 [12] a ČSN 73 0038 [25].

Již v počátcích železobetonového stavitelství byly ustanoveny 2 základní pravidla pro návrh a výstavbu prvních železobetonových mostů, které z dnešního pohledu velmi usnadňují vyhodnocení podrobných diagnostických průzkumů konstrukcí z let 1900-1940, a sice:

- betonování všech nosných prvků konstrukce probíhalo současně tak, aby parametry betonu byly na celé konstrukci stejné;
- zakazovalo se použití dvou nebo více druhů betonářské výztuže na téže stavbě pro nebezpečí záměny během výstavby.

Jsou-li na základě diagnostického průzkumu splněny kvalitativní předpoklady dalšího využití materiálů konstrukce je dalším krokem návrhu výběr vhodné metody pro zesílení.

2.3.1 Beton

Stavební materiál na bázi hydraulického pojiva (pojivo, které tuhne a tvrdne pod vodou) byl znám již ve starověku. Použití hydraulických malt mimořádně rozvinuli Římané, kteří zavedli tzv. "římské lité zdivo", které obsahovalo drcený kámen nebo štěrk s maximálním zrnem obvykle do 70 mm, který byl důkladně promíchán s maltou skládající se z hydraulického pojiva, které bylo tvořeno směsí vápna a cihelné moučky, nebo sopečného tufu (římský cement). Tento materiál umožnil realizovat celou řadu velkolepých staveb. Následovalo úsilí několika generací ve výrobě "umělého kamene". Další zvyšující se nároky na stavební činnost a rozvoj průmyslové výroby přispěl ke zvýšení zájmu o přírodní hydraulická pojiva. Až teprve v polovině 19. století dovršil toto úsilí I. CH. Johnson, který došel k poznatku o nutnosti pálení suroviny až na mez slinutí v šachtových pecích. Tento významný pokrok bývá označen jako počátky výroby cementu, který je již srovnatelný s cementy dnešní doby. V 50. letech 19. století se tak rozeběhla výroba portlandského cementu v Německu a Rakousku [36].

Pro nosné konstrukce mostů v letech 1900 až 1940 se používal tzv. hutný cementový beton, tj. umělé stavivo ze směsi kameniva a portlandského cementu, z níž přidáním vody a promísením vznikala betonová směs, která se dále zpracovávala zhutňováním v bednění (ve formách). Tím vznikl tzv. čerstvý beton, který nejprve procházel procesem tuhnutí a následně tvrdnutím, až získal potřebnou pevnost [39]. První technické normy [3] pro navrhování železobetonových mostů uvažovaly nejmenší pevnost v tlaku konstrukčního betonu hodnotou 15 MPa.

V počátcích železobetonového mostního stavitelství v našich zemích nebyl stanoven zvláštní předpis pro kamenivo použité do betonové směsi. Jako plnivo bylo obvykle použito kamenivo z blízkých místních zdrojů v okolí stavby v podobě říčního či těženého kamene různých velikostí (frakcí) a písek. Stejně tak i vodní součinitel nebyl v počátcích normově doporučen a záměsová voda tak byla na stavbě přidávána dle zkušenosti stavebníka. Společně s nedostatečným technickým vybavením pro zhutňování betonu je toto období betonového stavitelství typické spíše nižší kvalitou betonu s nízkými mechanickými parametry pevnosti, viz Obr. 2.19. Tato doba je také známa použitím tzv. předsádkového betonu. Jedná se o kvalitnější jemnozrnější beton, který býval lépe zpracován, zhutněn a zhotovován p5i vnějších pohledových plochách konstrukce do hloubky 20 až 100 mm, viz Obr. 2.19. Konstrukce s předsádkovým betonem tak na první pohled budí dojem kvalitnějšího zpracování betonu lepších vlastností a to může vést k falešně pozitivním výsledkům mechanických parametrů betonu.



Obrázek 2.19: Odebrané vzorky betonu (jádrové vývrty) železobetonového mostu z roku 1925 - mezerovitý beton s velkými zrny kameniva a s tzv. předsádkovým betonem.

Základním předpokladem pro návrh rekonstrukce/zesílení jsou uspokojující mechanické parametry betonu. V praxi to znamená splnění alespoň minimální charakteristické pevnosti betonu v tlaku cca 12 MPa. Beton existující konstrukce je testován přímo na stavbě tvrdoměrnými zkouškami (Schmidtův tvrdoměr), odtrhovými zkouškami a také laboratorně na odebraných vzorcích betonu (jádrové vývrty průměru cca 100 mm, ze kterých lze koncováním vyrobit zkušební tělesa), viz Obr. 2.19. Součástí diagnostického průzkumu betonu je také zpravidla i zjištění hloubky karbonatace betonu, která významně ovlivňuje celkovou trvanlivost konstrukce a také výslednou pevnost betonu.

Karbonatace je chemický proces, kdy oxid uhličitý CO_2 z okolního prostředí (ovzduší) reaguje s hydroxidem vápenatým $Ca(OH)_2$ obsaženým v betonu. Touto reakcí vzniká uhličitan vápenatý $CaCO_3$ a voda H_2O. Touto reakcí ubývá $Ca(OH)_2$, který zajišťuje vysoké pH betonu a pasivaci výztuže. Tím jak postupuje CO_2 do struktury konstrukce tak beton postupně ztrácí pasivační funkci, pH klesá a jakmile karbonatace dosáhne úrovně beto-

nářské výztuže, je uhlíkatá ocel aktivována a začíná proces koroze výztuže. Ze zkušenosti lze říci, že u historických železobetonových mostů dosahuje hloubka karbonatace desítky milimetrů, běžně 25-35 mm. Určení hloubky karbonatace je také důležité z hlediska stanovení pevnosti betonu zejména u nedestruktivních metod, které usuzují na pevnost betonu z tvrdosti. Zkarbonatovaný beton totiž vykazuje vyšší tvrdosti a tím tvrdoměrné metody ukazují falešně pozitivní výsledky pevnosti betonu v tlaku, které se od skutečné pevnosti liší až o dvě pevnostní třídy. Z tohoto důvodu je u starých konstrukcí doporučeno provádět tzv. upřesněné vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku, kdy hodnoty pevnosti z nedestruktivního testování je upraveno upřesňujícím součinitelem, který je získán z laboratorního testování odebraných vzorků zkoumaného betonu.



Obrázek 2.20: Důsledek karbonatace betonu - koroze betonářské výztuže typu Roxor (most z roku 1947).

Pro převod mechanických charakteristik betonu podle různých dobových označení slouží Tab. 2.6 uvedená v [25]. Dílčí součinitele pro beton se ve statických výpočtech stávajících konstrukcí podle EN uvažují podle platných ustanovení norem pro navrhování [13].

2.3.2 Betonářská výztuž

U mostů z let 1900 až 1940 se nejčastěji setkáváme s hladkou výztuží kruhového průřezu (Obr. 2.22) z tzv. svářkové nebo plávkové oceli. Použití těchto ocelí umožnil významný posun ve zpracování železných rud na konci 18. století, kdy bylo díky koksu dosahováno vyšších teplot ve výrobních pecích. Objevení postupu výroby svářkové oceli je přisuzováno angličanovi Henrymu Cortovi, který zpracovával surové železo mícháním (pudlováním) v tzv. pudlovacích pecích a následně ze vzniklých ocelových čoček (těstovitý stav) se vykovaly tyče, které se dále zpracovávaly válcováním. Nevýhodou svářkové oceli byla její vrstevnatost a z toho plynoucí rozdílné mechanické vlastnosti v podélném a příčném směru. Tento nedostatek téměř odstranila tzv. plávková ocel, která se vyráběla ze surového železa při vyšších teplotách, 1600 - 1800°, v konvektorech (první metalurgická zařízení pro velkový-

Beton				
ČSN 1090:1931 ČSN 1230:1937	**ČSN 73 2001:1956 ČSN 73 6206:1971**	**ČSN 73 1201:1967**	**ČSN 73 1201:1986**	**ČSN EN 206**
druh	**značka**	**třída**	**třída**	**pevnostní třída**
a	60	1		(C 3/3,5)
b	80		B 5	(C 4/5)
c	105	0	B 7,5	(C 6/7,5)
d	135	I	B 10	C 8/10
			B 12,5	(C 9/12,5)
e	170			(C 10/13,5)
			B 15	C 12/15
f	250	III	B 20	C 16/20
			B 25	C 20/25
g	330	IV		(C 23/28)
			B 30	C 25/30
	400		B 35	(C 28/35)
				C 30/37
		V	B 40	(C 30/40)
	500		B 45	C 35/45
		VI	B 50	C 40/50
	600		B 55	C 45/55
			B 60	C 50/60

Tabulka 2.6: Druhy, značky, třídy betonů a převod značení dle [25]

robu) v tekutém stavu, tj. při překročení teploty tavení oceli. Tím se dosáhlo izotropních mechanických vlastností [66].

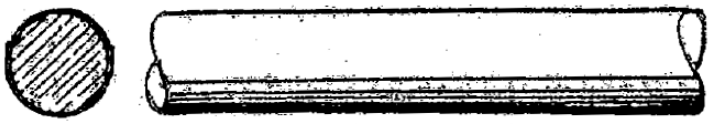
V případě betonářské výztuže je nutné diagnostickým průzkumem určit množství a umístění výztuže v kritických příčných řezech konstrukce a také druh použité oceli [14]. Lokalizaci výztuže lze provést na stavbě nedestruktivně za pomoci např. elektroindukčnostních (dříve elektromagnetických) nebo radarových lokátorů výztuže. Pro určení konkrétního typu výztuže a druhu použité oceli je nutné provést vizuální prohlídku výztuže v otevřené sekané/vrtané semidestruktivní sondě (viz Obr. 2.21) s následným zapravením. Zatřídění výztuže je pak provedeno na základě povrchových znaků výztužných prutů s přihlédnutím k roku výstavby a k tehdy platným předpisům. Ve výjimečných případech je povoleno odebrat vzorky výztuže pro laboratorní testování z vhodných míst na konstrukci.

Vlastnosti betonářské výztuže železobetonových konstrukcí navržených podle dříve platných norem lze uvažovat podle příslušných ustanovení v normě [25], která uvádí již návrhové hodnoty pevnosti různých ocelí, které jsou odvozeny z charakteristických hodnot meze kluzu, příp. meze 0,2 a tudíž se již neredukují dílčími součiniteli.

Výpočtově se podle normy [25], která obsahuje obrazová data pro porovnání jednotlivých druhů výztuže a podle Tab. 2.7, jedná o výztuže typu Cc, Cb (C 34, C37, C38, C52), 10 002, 10 370 nebo 10 372. Z pohledu mechanických vlastností jsou to nejméně kvalitní betonářské výztuže a protože odběr dostatečného množství vzorků výztuže z existující konstrukce pro trhací zkoušky není často reálný, uvažujeme ve statických výpočtech bezpečnou návrhovou hodnotu pevnosti podle Tab. 2.7 180 MPa.



Obrázek 2.21: Diagnostika výztuže parapetního mostu z roku 1924 - hladká výztuž kruhového průřezu ve třech vrstvách.



Obrázek 2.22: Hladká výztuž kruhového průřezu typu Cc, Cb, C, 10 00x, 10 37x [25].

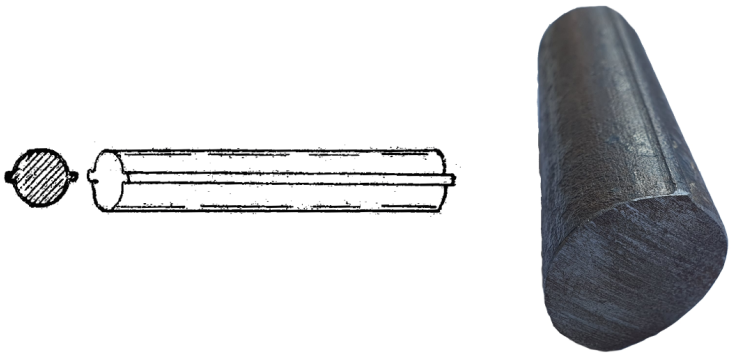
S dalším vývojem kvalitnějších betonů bylo nutné upravit zejména povrch betonářské výztuže, protože kruhové typy výztuží s hladkým povrchem nebyly schopny zajistit dostatečnou míru soudržnosti s betonem. Z toho důvodu se začaly vyrábět výztuže s žebry. První takovou výztuží byla výztuž typu 10 452, 10 453 s nejmenší mezí průtažnosti 270 MPa, která se vyznačovala podélnými nezkroucenými žebry (Obr. 2.23). Výsledkem další snahy, jak zlepšit soudržnost s betonem, byla výztuž typu 10 472 (Isteg), jejíž příčný řez je tvořen dvojicí drátů, které jsou vzájemně zkrouceny kolem podélné osy do šroubovice (Obr. 2.24). V mostním stavitelství byla používána spíše výjimečně a i její výroba byla brzy ukončena.

Výztuž typu 10 492 (Toros) se zaručenou mezí průtažnosti 400 MPa, se vyráběla z tyčí kruhového průřezu s podélnými žebry, podobně jako výztuž 10 45x, avšak výsledného tvaru se dosahovalo zkroucením tyče za studena kolem podélné osy (Obr. 2.25) [41].

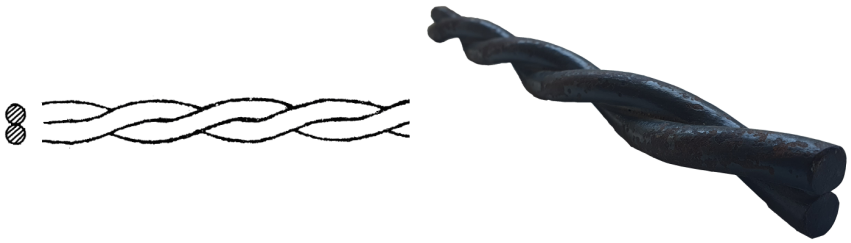
Betonářská výztuž 1920 - 1965					
Druh výztuže	**Vlastnosti výztužných ocelí [MPa]**				
	Návrhová hodnota pevnosti oceli*		Char. hodnota oceli		Svařitelnost
	tah	tlak	mez kluzu/mez 0,2	mez pevnosti	
Cc, C 34	180	180	neuvádí se	min. 340	neuvádí se
Cb	180	180	neuvádí se	min. 350	neuvádí se
C37, C38	180	180	neuvádí se	min. 370	neuvádí se
C52	250	250	min. 340	min. 520	neuvádí se
10 002	180	180	210	320 až 500	neuvádí se
10 370	180	180	210	370 až 450	dobrá
10 372	190	190	230	370 až 450	dobrá
10 452	230	230	270	neuvádí se	obtížná
10 472 (Isteg)	320	0	360	min. 400	nesvařitelná
10 492 (Toros)	340	340	400	min. 440	nesvařitelná
10 512 (Roxor)	340	340	400	min. 500	dobrá

* Platí pro výztuže uložené v betonu pevnostní třídy C 12/15 a vyšší.

Tabulka 2.7: Vlastnosti běžných výztužných ocelí používaných v období 1920 až 1965 [25]

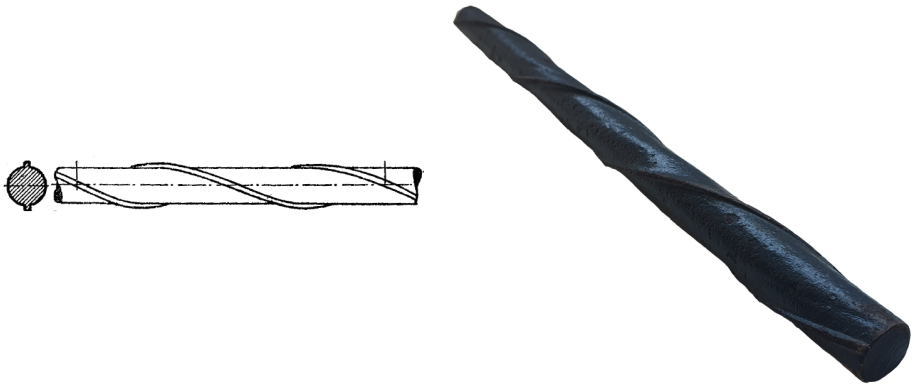


Obrázek 2.23: Výztuž kruhového průřezu s podélnými nezkroucenými žebry typu 10 45x [25].

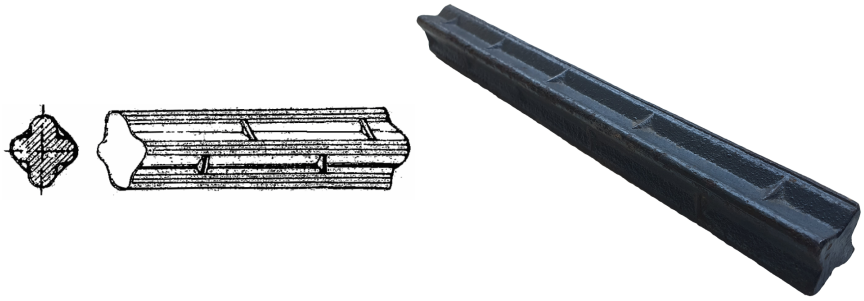


Obrázek 2.24: Výztuž typu 10 472 (Isteg) [25].

Od třicátých let se v mostním stavitelství hojně používala výztuž typu Roxor s charakteristickým čtvercovým průřezem, zaoblenými rohy a příčnými žebírky. Roxor měl podle ČSN (viz Tab. 2.7) označení 10 512 (později 10 513), kde druhé dvojčíslí znamenalo min.



Obrázek 2.25: Výztuž typu 10 492 (Toros) [25].



Obrázek 2.26: Výztuž typu 10 51x (Roxor) [25].

mez pevnosti v MPa a poslední číslice určovala svařitelnost 2-dobrou a 3-zaručenou. Příčná žebírka u této výztuže zajišťovala dobrou soudržnost s betonem. Díky svému typickému průřezu ve tvaru zaobleného kříže s příčnými výstupky byla na svou dobu velmi progresivní a oblíbená, takže se pro celou generaci stala obecným názvem pro jakoukoliv výztuž do betonu [31].

2.4 Vývoj návrhového zatížení od dopravy

Obrovský vliv na zvyšující se celospolečenské požadavky na dopravní infrastrukturu měl masový nástup automobilové dopravy se vznikem sériové výroby automobilů na počátku 20. století. První sériově vyrobený automobil vyjel z továrny v roce 1913. Sériová výroba umožnila zlevnění a tím i dostupnost automobilu pro širší společnost (tzv. éra fordismu). Tento trend byl také spojen s urbanizací, industrializací a ekonomickým růstem, což automaticky vedlo k rostoucí poptávce po efektivním způsobu dopravy zboží a osob. Postupně se rozvíjela veřejná autobusové i nákladní automobilová doprava.

S rozvojem průmyslu se zvětšovala i hmotnost a objem nákladních vozidel. Tyto těžší a větší nákladní vozidla vyžadovala pevnější a odolnější mostní konstrukce. Mnoho existujících mostů bylo však postaveno před nástupem automobilové dopravy nebo v jejích počátcích a nemohly tak reagovat na nové požadavky na zatížení.

Postupné zvyšování nároků zatížitelnosti mostů je pozorovatelné od roku 1900 až do současnosti a tak jsou na silniční síti stále mosty, které byly navrženy podle dobových již neaktuálních předpisů normových zatížení, jejichž intenzity jsou výrazně nižší, než intenzity zatížení, které se pohybují na silnicích dnes.

Pro komplexnost celé problematiky vývoje návrhových zatížení pro silniční mosty a pro zachycení vzrůstajících požadavků kladených na silniční mosty z pohledu dopravního zatížení nejsou informace v této podkapitole zaměřeny pouze na období mezi lety 1900 až 1940, ale je zde uveden přehled zatěžovacích normových návrhových schémat od roku 1904 až po aktuálně používané zatěžovací modely podle Eurokódu (2005). Zatěžovací schémata nejsou pro silniční mosty zcela jednoznačná, jako je tomu v případě železničních mostů, kdy osa koleje zcela určuje polohu zatížení na mostě. Velká variabilita plyne zejména z charakteru působení zatížení na silničních mostech, kdy dopravní proud působí na konstrukci v rámci zatěžovací plochy do jisté míry náhodně.

Níže v následujících podkapitolách 2.4.1 až 2.4.8 je uveden přehled nejvýznamnějších technických norem a jejich návrhových zatěžovacích schémat pohyblivých zatížení, které upravovaly nebo upravují návrh železobetonových mostů od roku 1904 až po současnost:

- Nový mostní řád (1904)
- Návrh čs. mostního řádu pro silnicové mosty (1923)
- ČSN 1230 Jednotný mostní řád (1937)
- Zatímní směrnice pro stavbu mostů (1945)
- Směrnice pro navrhování mostů (1950)
- ČSN 73 6202 Jednotný mostní řád. Zatížení a statický výpočet mostů (1953)
- ČSN 73 6203 Zatížení mostů (1968)
- ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou (2005)

Zvyšující se dopravní požadavky ve 20. století výrazně ovlivnily potřebu zesilování mostů, což také vedlo k inovacím ve stavebních technologiích a postupech, které nebyly dříve tolik rozvíjeny.

2.4.1 Nový mostní řád (1904)

"Nový mostní řád mostů železnicových, nadželeznicových, mostů silnic příjezdných se železnými neb dřevěnými konstrukcemi nosnými"vydaný rakouským ministrem železnic roku 1904 byl prvním technickým předpisem v Rakousko-Uherské monarchii, jejíž byly české země součástí, pro navrhování mostních konstrukcí.

Níže jsou uvedeny pasáže z Nového mostního řádu [2] týkající se pohyblivého zatížení pro návrh silničních mostů:

"Největší působící síly, pochodící od pohyblivého břemene, sluší všeobecně vyšetřiti na základě následujících nahodilých zatížení, a to:

a) za předpokladu největšího nakupení vozů a současné tlačenice lidí na chodnících, jakož i vybývajících částech vozovky;

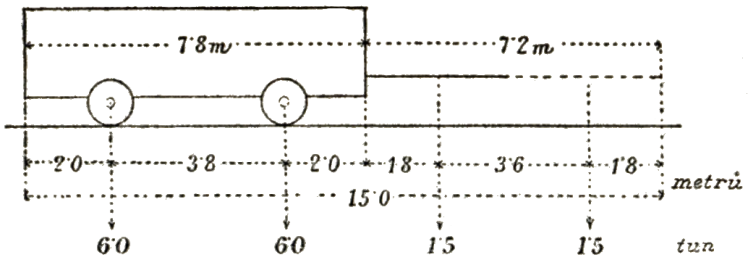
b) pro domnělou tlačenici lidí jak na chodnících, tak i na vozovce;

c) při mostových třídách normovaných v následujících odstavcích za předpokladu parního válce silnicového a současného zatížení ostatní plochy dle odst. a) [2]."

"Veškeré mosty silnicové a cestové i chodníky a konstrukce chodníkové na mostech železnicových jsou rozděleny ve tři třídy, pro něž, není-li výjimečně zvláštního předpisu, platí zatěžovací normy vytyčené v následujících odstavcích [2]:

1. Mosty první třídy:

   (a) Čtyřkolové nákladní vozy po 12 t celkové váhy, o délce 7,8 m (bez voje), šířce 2,5 m, rozporu (vzdálenosti náprav) 3,8 m, rozchodu (vzdálenosti kol na téže nápravě) 1,6 m a spřežení o čtyřech koních v úhrnné váze 3 t na délku 7,2 m dle Obr. 2.27;



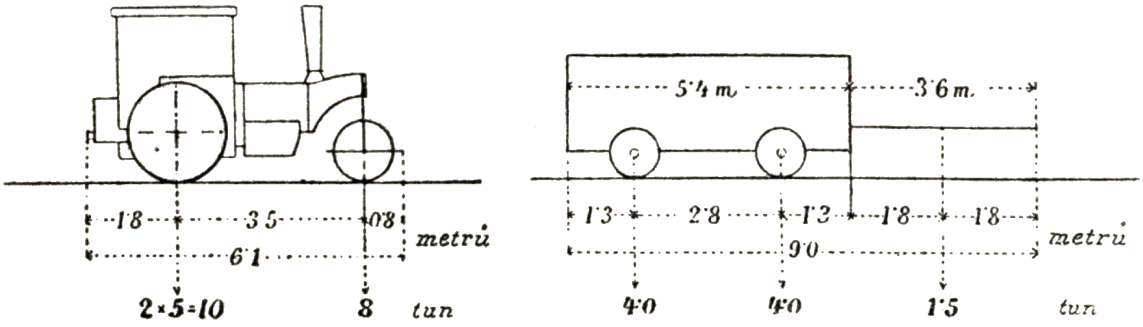
Obrázek 2.27: Čtyřkolový nákladní vůz po 12 t celkové váhy se spřežením o čtyřech koních o váze 3 t [2].

   (b) tlačenice lidí 460 kg na m^2;

   (c) parní válec silnicový o celkové váze 18 t (z čehož připadá 8 t na přední a po 5 t na každý z obou zadních válců), délce 6,1 m, úhrnné šířce 2,5 m, vzdálenosti náprav 3,5 m, světlém rozchodu zadních válců 1,3 m, šířce předního válce 1,4 m a šířce každého zadního válce 0,5 m dle Obr. 2.28.

2. Mosty druhé třídy:

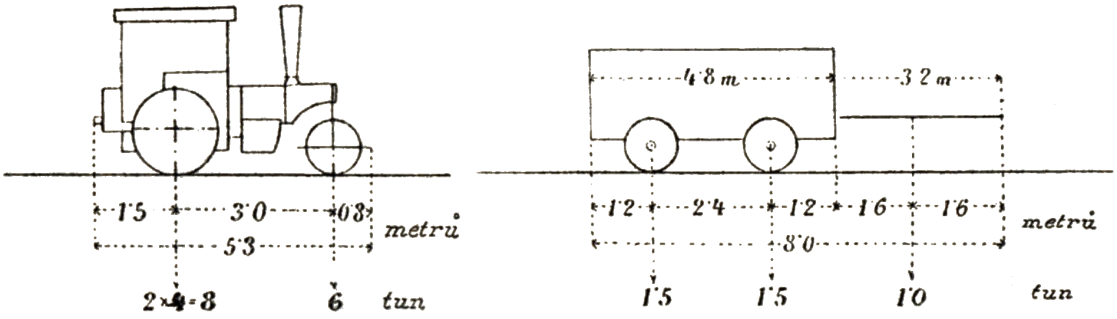
   (a) Čtyřkolové nákladní vozy po 8 t celkové váhy, o délce 5,4 m (bez voje), šířce 2,4 m, rozporu 2,8 m, rozchodu 1,5 m a spřežení o dvou koních v úhrnné váze 1,5 t na délku 3,6 m dle Obr. 2.28;



Obrázek 2.28: Parní válec silnicový o celkové váze 18 t a čtyřkolový nákladní vůz po 8 t celkové váhy se spřežením o dvou koních o váze 1,5 t [2].

(b) tlačenice lidí 400 kg na m^2;

(c) parní válec silnicový o celkové váze 14 t (z čehož připadá 6 t na přední a po 4 t na každý z obou zadních válců), délce 5,3 m, úhrnné šířce 2,4 m, vzdálenosti náprav 3,0 m, světlém rozchodu zadních válců 1,1 m, šířce předního válce 1,2 m a šířce každého zadního válce 0,4 m dle Obr. 2.29.



Obrázek 2.29: Parní válec silnicový o celkové váze 14 t [2].

3. Mosty třetí třídy:

(a) Čtyřkolové nákladní vozy po 3 t celkové váhy, o délce 4,8 m (bez voje), šířce 2,3 m, rozporu 2,4 m, rozchodu 1,4 m a spřežení o dvou koních v úhrnné váze 1 t na délku 3,2 m dle Obr. 2.29;

(b) tlačenice lidí 340 kg na m^2 [2]."

Dynamické účinky zatížení se dle normy [2] neuvažovali.

2.4.2 Návrh čs. mostního řádu pro silnicové mosty (1923)

Návrh československého mostního řádu pro silnicové mosty, který byl vydán v roce 1923, byl výsledkem několikaleté práce Ing. G. Hermanna. Šlo o předpis, který se zabýval navrhováním, zkoušením a udržováním silničních mostních konstrukcí. V této normě také byly zavedeny základy pro evidenci mostů a provádění pravidelných prohlídek železobetonových mostních konstrukcí (do té doby existoval pouze předpis pro železné silniční mosty, podle kterého měly být prováděny i prohlídky dřevěných, kamenných i betonových mostů). Cílem autora návrhu čs. mostního řádu tak bylo vytvoření uceleného souhrnu přizpůsobeného aktuálním poměrům, který vycházel z celé řady vydaných předpisů týkajících se navrhování a údržby mostů [4].

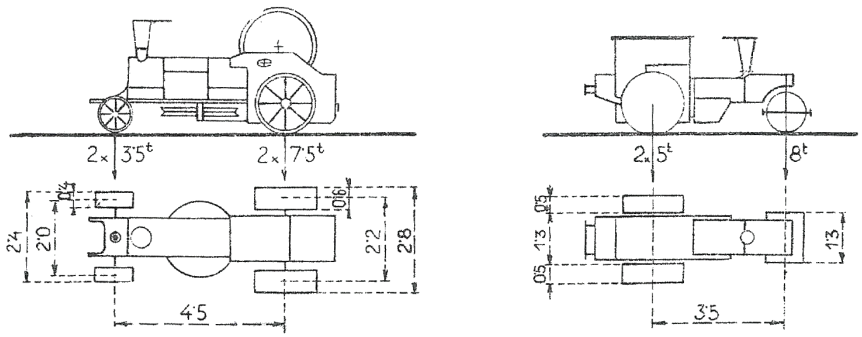
Hlavní motivací pro sestavení nového souhrnného předpisu pro navrhování mostů byla jednak aktualizace zatěžovacích schémat předchozí Rakousko-Uherské normy z roku 1904, která ve výpočtu uvažovala pouze zatížení silničním válcem a nákladními vozy taženými koňmi, ale neuvažovala zatížení těžkými hospodářskými stroji (např. parní oračky) a novodobými automobily. Druhým důvodem pro vydání nového mostního řádu byla skutečnost, že tehdejší technická norma byla určena pro mosty s nosnou konstrukcí tvořenou železnými či dřevěnými prvky. Pro betonové konstrukce byl v platnosti pouze výnos ministerstva veřejných prací z roku 1911 "o zřizování nosných konstrukcí ze železového nebo prostého betonu při silnicových mostech", který nebyl dostačující.

Zatížení dopravou dle návrhu čs. mostního řádu z roku 1923 [4]:

A) Mosty I. třídy

a) Strojní oračka o váze 22 t (Obr. 2.30); nebo

b) strojní válec silniční o váze 18 t (Obr. 2.30); nebo



Obrázek 2.30: Strojní oračka - 22 t (vlevo) a strojní válec silniční - 18 t (vpravo) [4].

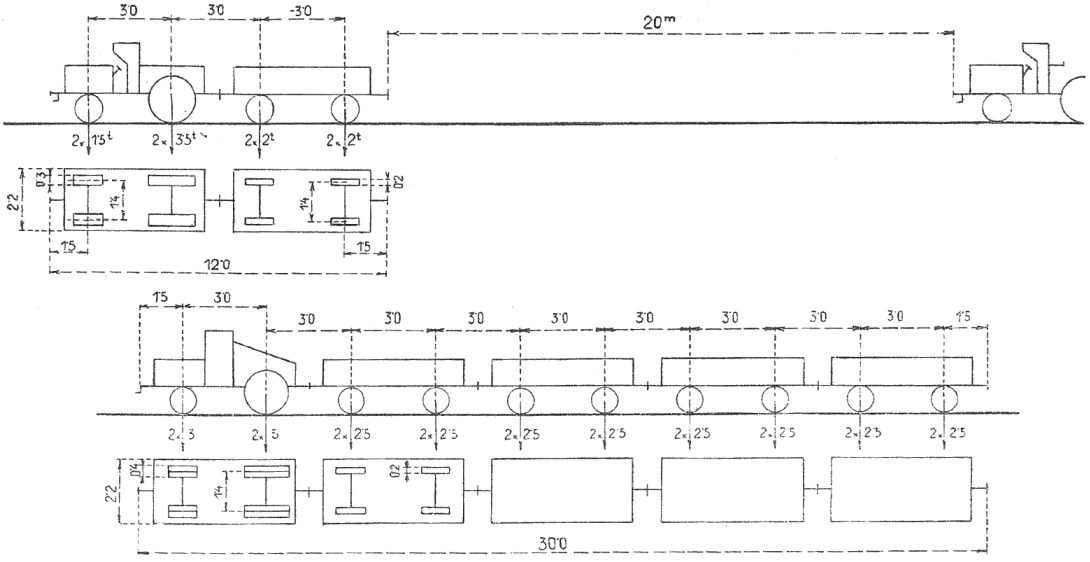
c) dvě řady vedle sebe jedoucích nákladních automobilů těžkých i s nákladem vždy 10 t a vlekoucích vždy jeden vůz těžký i s nákladem 8 t, jednotlivé vlaky ve vzdálenostech po 20 m (Obr. 2.31); nebo

d) nákladní vlak složený z jednoho motorového vozu těžkého i s nákladem 16 t a ze čtyř vlečených vozů těžkých i s nákladem vždy 10 t (Obr. 2.31); nebo

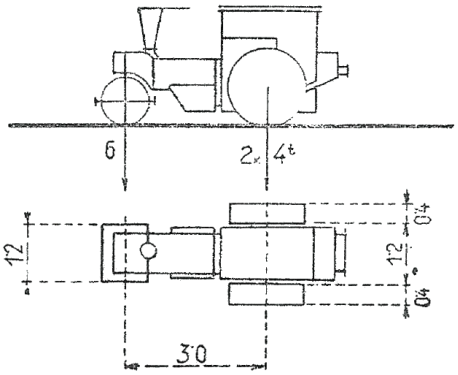
e) rovnoměrné obtížení 500 kg na m^2 volné plochy půdorysné.

B) Mosty II. třídy

a) Strojní válec silniční těžký 14 t (Obr. 2.32); nebo



Obrázek 2.31: Nákladní automobily jedoucí za sebou - 18 t (nahoře) a nákladní vlak - 56 t (dole) [4].



Obrázek 2.32: Strojní válec silniční - 14 t [4].

b) dvě řady vedle sebe jedoucích nákladních automobilů těžkých i s nákladem vždy 7 t a vlekoucích vždy jeden vůz těžký i s nákladem 4 t, jednotlivé vlaky ve vzdálenostech po 20 m (Obr. 2.33); nebo

c) nákladní vlak složený z jednoho motorového vozu těžkého i s nákladem 8 t a ze tří vlečených vozů těžkých i s nákladem vždy 6 t (Obr. 2.33); nebo

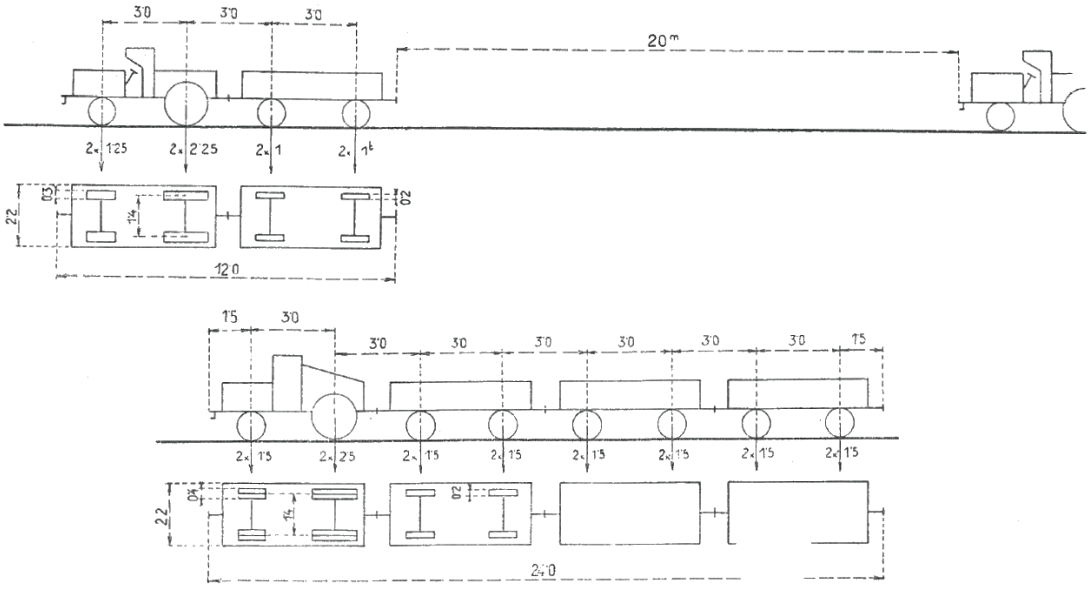
d) rovnoměrné obtížení 400 kg na m^2 volné plochy půdorysné.

C) Mosty III. třídy

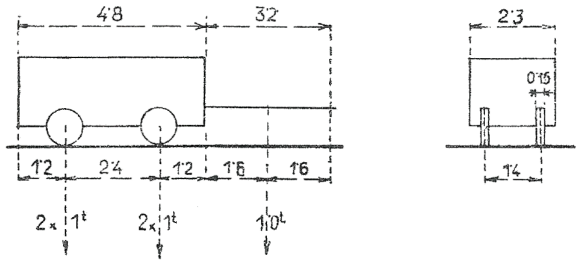
a) Dva buď za sebou nebo vedle sebe jedoucí vozy, každý těžký i s nákladem 4 t a tažený párem koní o váze 1 t (Obr. 2.34); nebo

b) rovnoměrné obtížení 340 kg na m^2 volné plochy půdorysné.

"Z břemen uvedených v předchozím odstavci nutno dbáti toho, které v nejúčinější poloze vyvozuje největší napětí v uvažované části konstrukce. Při zatížení strojní oračkou



Obrázek 2.33: Nákladní automobily jedoucí za sebou - 11 t (nahoře) a nákladní vlak - 26 t (dole) [4].



Obrázek 2.34: Vozy tažené párem koní - 5 t [4].

(Obr. 2.30) nebo nákladním vlakem motorovým (Obr. 2.31 a 2.33) smí však dovolené namáhání býti přestoupeno až o 20 %"[4].

"Současné zatížení vozovky a různými břemeny (na př. současné zatížení vozidly a rovnoměrným zatížením na zbývající ploše vozovky) budiž uvažováno jen tehdy, bylo-li to zvláště předepsáno. Na chodnících, jsou-li širší než 0,4 m, nutno však vždy uvažovati současné rovnoměrné obtížení příslušné třídy"[4].

Dynamické účinky zatížení se dle normy [4] neuvažovaly.

2.4.3 ČSN 1230 Jednotný mostní řád (1937)

Odborná stavební veřejnost kolem roku 1930 opakovaně vyjadřovala potřebu novelizace předpisů o navrhování mostních staveb a také navrhovala sloučení metodických postupů jak pro silniční mosty, tak i pro ty železniční. V té době se totiž pro návrh silničních mostů používal "Návrh čs. řádu pro silniční mosty"od odborový přednosty Ing. G Hermanna, zatímco železniční mosty se stále navrhovali podle původní rakousko-uherské technické normy z roku 1904 (s některými dílčími dodatky) [5].

V květnu roku 1932 byla po dohodě s ministerským radou ministerstva železnic Ing. Dr. E. Bartoněm a ministerským radou ministerstva veřejných prací Ing. Dr. V. Janákem Československou normalizační společností svolána porada o jednotném mostním řádu. Na poradě byli přítomni zástupci úřadů, podnikatelů, průmyslu i vysokých škol technických. Výsledkem porady bylo rozhodnutí o zpracování jednotného mostního řádu, ustanovení odborné komise (Ing. Dr. V. Janák, Ing. Dr. E. Bartoň, Ing. A. Brebera a Ing. Dr. J. Sekla) a následné vytvoření 11 pracovních skupin pod koordinací Československé normalizační společnosti. Pracovní skupiny, které se zabývaly zpracováním jednotlivých samostatných částí (např. stavební návrh, statický výpočet, prostorová úprava, dovolená namáhání atd.) zahájily činnosti v listopadu 1933 [5].

Výsledky prací jednotlivých pracovních skupin byly poté sloučeny a jednotně zpracovány v organický celek jako technická norma ČSN 1230 Jednotný mostní řád, Část I. Navrhování mostů vydaná v květnu 1937 [5].

Podle důležitosti a šířkového uspořádání mostů rozeznával jednotný mostní řád tyto mosty:

a) mosty ve městech;

b) mosty na silnicích typu A a B (hlavní státní silnice);

c) mosty na silnicích typu I (státní a zemské silnice);

d) mosty na silnicích typu II (zemské a okresní silnice);

e) mosty na silnicích typu III (okresní a obecní silnice);

f) mosty na silnicích typu IV (obecní silnice);

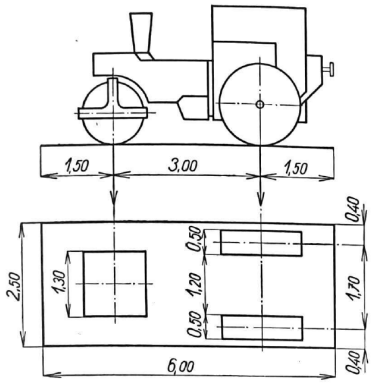
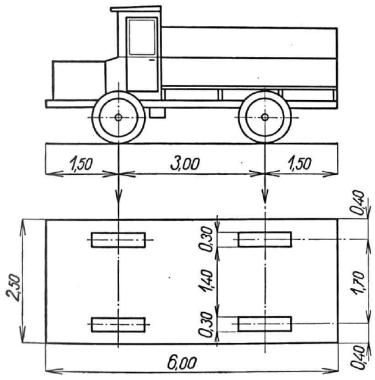
g) mosty pro chodce (lávky);

f) mosty průplavové [5].

Dle nosnosti norma [5] dále rozlišovala mosty I., II. a III. třídy. Tato třída byla mostu přiřazena podle dosavadní a v budoucnosti očekávané dopravy. Zároveň byla také třída mostu určena podle typu převáděné silnice:

- mosty I. třídy byly navrhovány na silnicích typu A, B a I;
- mosty II. třídy byly navrhovány na silnicích typu II;
- mosty III. třídy byly navrhovány na silnicích typu III a IV [5].

Tlaky kol návrhových vozidel a intenzity rovnoměrného zatížení pro jednotlivé třídy mostů jsou uvedeny v Tab. 2.8

Tlaky kol vozidel v tunách		**Pro třídu mostu:**		
		I	**II**	**III**
Strojní válec 	celá váha strojního válce	24	15	9
	tlak předního kola	9	5	3
	tlak zadního kola	7,50	5,00	3,00
Nákladní automobil 	celá váha jednoho automobilu	12,00	7,50	4,50
	tlak předního kola	2,00	1,25	0,75
	tlak zadního kola	4,00	2,50	1,50

Rovnoměrné rozdělené zatížení (lidmi) v kg na 1 m^2		**Pro třídu mostu:**		
		I	**II**	**III**
Pro rozpětí l hlavních nosníků	0 až 30 m	500	450	400
	30 až 130 *) m	530-l	480-l	430-l
	nad 130 m	400	350	300

Tabulka 2.8: Návrhová pohyblivá zatížení dle [5].

*) U mostů o několika polích (spojité konstrukce, kloubové konstrukce) se do rovnice pro zmenšení intenzity rovnoměrného zatížení dosadí rozpětí l největšího pole v metrech a touto intenzitou je poté zatížen celý most [5]. Technická norma ČSN 1230 [5] jako první zaváděla do výpočtu vliv dynamických účinků pohyblivého zatížení a to dynamickým součinitelem

dle rovnice 2.1, kterým se násobili veškeré účinky zatížení (ohybové momenty, posouvající a normálové síly, síly v prutech, podporové tlaky).

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2l} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{g}{p}}, \tag{2.1}$$

kde

- l je rozpětí vyšetřované části konstrukce (hlavních nosníků, příčníků, podélníků, podkladu vozovky a chodníku) v m,
- g je celkové stálé zatížení na toto rozpětí,
- p je celkové nahodilé zatížení, které lze umístit na vyšetřovanou část konstrukce.

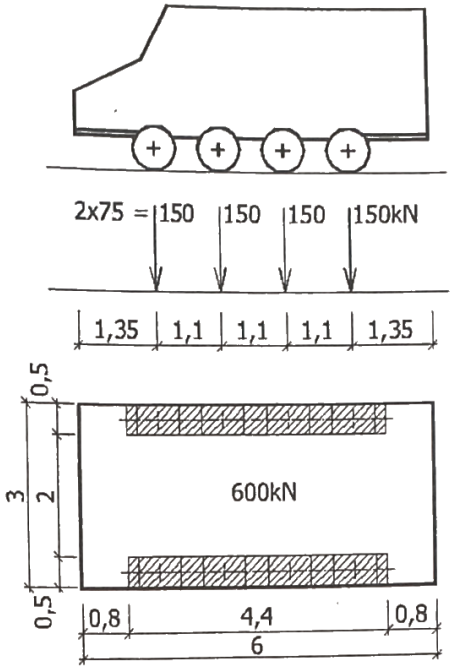
U spojitých konstrukcí s klouby i bez kloubů lze uvažovat ve výpočtu jeden dynamický součinitel pro celou konstrukci podle největšího pole [5].

2.4.4 Zatímní směrnice pro stavby mostů (1945)

V Československu platila od roku 1937 pro navrhování a statické výpočty mostů norma Československé normalizační společnosti ČSN 1230-1937 Jednotný mostní řád. Následně Ministerstvo techniky vydalo zatímní směrnici pro navrhování mostů, která reflektovala zvyšující se požadavky na dopravní infrastrukturu. Podle dopravního významu zatímní směrnice uvažuje nahodilé zatížení na silnicích a dálnicích odstupňované do dvou tříd podle dopravního významu příslušné pozemní komunikace.

Zatížení třídy A

a) Vozidlo váhy 60 t (Obr. 2.35) působící v nejúčinnější poloze bez jiného současného nahodilého zatížení na vozovce. Na chodnících širších než 0,5 m se přitom uvažuje rovnoměrné zatížení 500 kg/m^2, případně (530-l) kg/m^2 podle [5] [44].



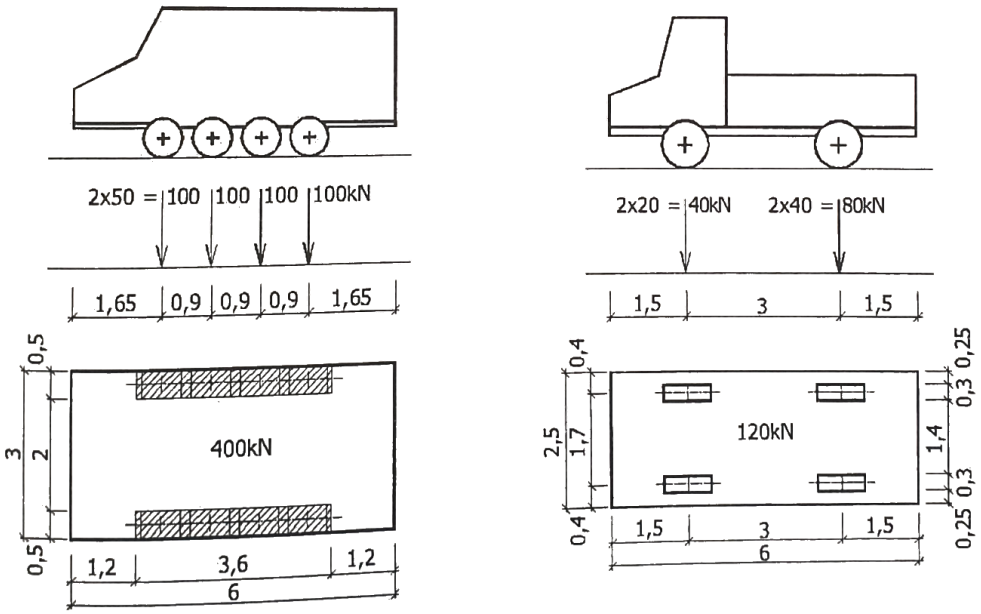
Obrázek 2.35: Zatěžovací vozidlo váhy 60 t podle zatímní směrnice z roku 1945 [44].

b) Vozidlo váhy 40 t (Obr. 2.36) zároveň s nákladními automobily váhy 12 t a rovnoměrným zatížením 500 kg/m^2, případně (530-l) kg/m^2 podle [5]. Přitom se na mostě předpokládá v nejúčinnějším seskupení jedno vozidlo váhy 40 t, vedle toho v každém dalším pruhu šířky 2,5 m po jednom nákladním automobilu a na zbývající ploše vozovky a chodnících rovnoměrné zatížení [44].

c) U dálničních mostů se uvažuje shluk nákladních automobilů váhy 12 t (Obr. 2.36), které jsou umístěny těsně vedle sebe i za sebou v nejúčinnější poloze, nejvýše však ve třech podélných řadách pro každý dopravní směr. Zbylá plocha se nezatěžuje [44].

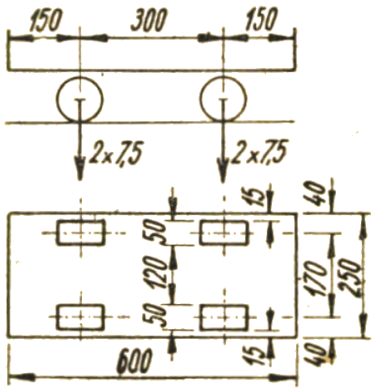
Zatížení třídy B

a) Vozidlo váhy 30 t (Obr. 2.37) působící v nejúčinnější poloze bez jiného současného nahodilého zatížení na vozovce. Na chodnících širších než 0,5 m se přitom uvažuje rovnoměrné zatížení 500 kg/m^2, případně (530-l) kg/m^2 podle [5] [44].



Obrázek 2.36: Zatěžovací vozidla váhy 40 t a 12 t podle zatímní směrnice z roku 1945 [44].

b) Nákladní automobily váhy 12 t (Obr. 2.36) a rovnoměrné zatížení 500 kg/m^2, případně (530-l) kg/m^2 podle [5]. Uvažuje se v každém proudu šířky 2,5 m po jednom nákladním automobilu v nejúčinnější poloze a na celé zbývající ploše rovnoměrné zatížení [44].



Obrázek 2.37: Zatěžovací vozidlo váhy 30 t podle zatímní směrnice z roku 1945 [44].

2.4.5 Směrnice pro navrhování mostů (1950)

Směrnice pro navrhování mostů z roku 1950 plně nahrazovaly ČSN 1230 Jednotný mostní řád z roku 1937. Důvodem pro zavedení těchto směrnic byla nutnost reagovat na neustále se zvyšující potřeby novodobé dopravy, pokrok v mostní technice, optimalizace spotřeby stavebních hmot a pracovních sil. Dalším důvodem byla snaha o zpřehlednění systému navrhování mostů, neboť původní norma ČSN 1230 byla v minulosti aktualizována celou řadou úředních výnosů (zejména mezi lety 1945 až 1949) a tím bylo navrhování mostů velmi neorganizované. Ministerstvo dopravy a ministerstvo techniky sice dalo podnět k přípravě nového mostního řádu, avšak vypracování nového řádu by si vyžádalo neúměrné množství času. Proto bylo v roce 1950 přikročeno k vydání souborných směrnic pro navrhování mostů jako prozatímní rychlé řešení potřeb projekční a stavební praxe. Závaznost vydaných směrnic byla vyhlášena v červnu roku 1950 ministerstvem dopravy (Ing. Zahrádka) a ministerstvem techniky (Prof. Ing. Dr. techn. Emanuel Šlechta) [6].

Směrnice pro navrhování mostů [6] zavedla z pohledu dopravního zatížení do výpočtu pojem "ideální pohyblivé zatížení"s rozdílnou intenzitou v závislosti na třídě zatížení A, B nebo C:

- třída zatížení A - trvalé mosty na silnicích I. a II. třídy;
- třída zatížení B - trvalé mosty na silnicích III. třídy a trvalé mosty na obecních silnicích v zastavěném obvodu velkých obcí;
- třída zatížení C - ostatní mosty [6].

Každá z konstrukčních částí mostu se poté navrhovala na nejúčinnější z níže uvedených druhů zatížení (viz Tab. 2.9):

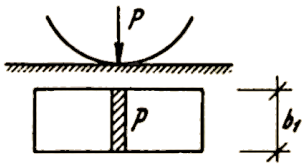
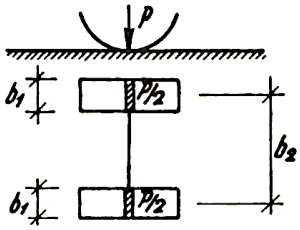
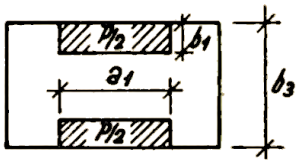
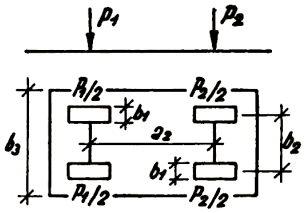
a) ideální kolové zatížení podle řádku 1 Tab. 2.9, působící jako jediné nahodilé zatížení kdekoliv mezi zvýšenými obrubami; na chodnících širších než 0,50 m se při tom uvažuje rovnoměrné zatížení podle řádku 4 Tab. 2.9;

b) ideální nápravové zatížení podle řádku 2 Tab. 2.9, působící jako jediné nahodilé zatížení kdekoliv mezi zvýšenými obrubami; na chodnících širších než 0,50 m se při tom uvažuje rovnoměrné zatížení podle řádku 4 Tab. 2.9;

c) ideální vozidlo podle řádku 3 Tab. 2.9, působící jako jediné nahodilé zatížení kdekoliv mezi zvýšenými obrubami; na chodnících širších než 0,50 m se přitom uvažuje rovnoměrné zatížení podle řádku 4 Tab. 2.9; u zatěžovací třídy A, B je ideální vozidlo pásové, při němž se váha předpokládá roznesena rovnoměrně po půdorysné ploše obou pásů, u zatěžovací třídy C je ideální vozidlo dvounápravové;

d) současně působící rovnoměrné a přímkové zatížení podle řádku 4 a 5 Tab. 2.9; rovnoměrné zatížení se uvažuje na ploše mezi zvýšenými obrubami a na chodnících širších než 0,50 m, vždy v nejúčinnějším rozsahu; přímkové zatížení se uvažuje mezi zvýšenými obrubami, v nejúčinnější poloze a rozsahu, v každém podélném pruhu mostu však jen jednou [6].

Rovnoměrné zatížení podle řádku 4 Tab. 2.9 se dle normy určí pro každou mostní část zvlášť podle rozpětí l. U spojitých konstrukcí je rozhodující rozpětí nejmenšího pole [6].

Řádek	Druh zatížení		Zatěžovací třída		
			A	B	C
1	Ideální kolové zatížení 	P (v t)	9		6
		b_1 (v m)	0,50		0,35
2	Ideální nápravové zatížení 	P (v t)	18		12
		b_1 (v m)	0,50		0,35
		b_2 (v m)	$\geq 1,50$		$\geq 1,50$
3	Ideální pásové vozidlo 	P (v t)	60	30	-
		b_1 (v m)	0,50	0,50	-
		b_3 (v m)	3,00	2,50	-
		a_1 (v m)	4,50	3,50	-
	Ideální dvounápravové vozidlo 	$P = P_1 + P_2$ (v t)	-	-	15
		P_1 (v t)	-	-	5
		P_2 (v t)	-	-	10
		b_1 (v m)	-	-	0,35
		b_2 (v m)	-	-	1,70
		b_3 (v m)	-	-	2,50
		a_2 (v m)	-	-	3,00
4	Rovnoměrné zatížení (kg na 1 m^2 půdorysu)	$l \leq 30\ m$	600	500	400
		$30\ m \leq l \leq 130\ m$	660-2l	530-l	430-l
		$l \geq 130\ m$	400		300
5	Přímkové zatížení (v t na 1 m kolmé šířky mostu)		3		2

Tabulka 2.9: Návrhová pohyblivá zatížení dle [6].

Dynamické účinky pohyblivého zatížení byly ve statickém výpočtu zahrnuty znásobením statických účinků (ohybové momenty, posouvající a normálové síly, síly v prutech, podporové tlaky) pohyblivého zatížení dynamickým součinitelem závislým na rozpětí vyšetřované části konstrukce (hlavní nosníky, příčníky, podélníky, nosné podklady vozovek apod.) a na

materiálu podle Tab. 2.10. U spojitých konstrukcí se uvažoval jednotný dynamický součinitel pro celou konstrukci odvozený od nejmenšího pole [6].

Rozpětí *) [m]	**Dynamický součinitel konstrukce**				
	ocelové, lehké ocelobetonové spřažené	železobetonové, ocelobetonové nespřažené, z předpjatého betonu	klenbové s nadnásypem při tloušťce nadnásypu ve vrcholu**)		dřevěné
			do 0,50 m***)	nad 1,50 m***)	
0 až 5	1,45	1,40	1,30	1,00	1,00
10	1,35	1,30	1,20	1,00	1,00
15	1,30	1,25	1,15	1,00	1,00
20	1,25	1,20	1,10	1,00	1,00
25	1,20	1,15	1,05	1,00	1,00
40	1,15	1,10	1,00	1,00	1,00
60	1,10	1,05	1,00	1,00	1,00
100	1,05	1,00	1,00	1,00	1,00
150	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

*) Pro mezilehlá rozpětí se interpoluje po přímce.

**) Rozhoduje menší hodnota; tloušťka vozovky se připočítává k nadnásypu.

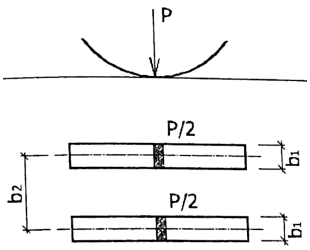
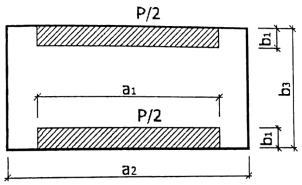
***) Pro hodnoty od 0,50 m do 1,50 m se interpoluje po přímce.

Tabulka 2.10: Dynamický součinitel pro silniční mosty dle [6].

2.4.6 ČSN 73 6202 Jednotný mostní řád. Zatížení a statický výpočet mostů (1953)

Nově vydaný jednotný mostní řád navazoval na prozatímně vydané směrnice pro navrhování mostů z roku 1950. Pro tři třídy mostu navrhoval pouze 3 alternativní zatěžovací stavy podle Tab. 2.11, kdy pro návrh byl rozhodující ten zatěžovací stav, který pro danou část konstrukce vyvolával největší účinky [45].

1. Ideální náprava mezi zvýšenými obrubami a současně rovnoměrné zatížení chodníků širších než 0,5 m.
2. Ideální pásové vozidlo a současně rovnoměrné zatížení chodníků.
3. Rovnoměrné zatížení mezi zvýšenými obrubami, avšak jen jednou v každém podélném pruhu mostu [45].

Alternativy zatížení		**Pro třídu mostu**		
		A	**B**	**C**
	P $[t]$	15		10
	b_1 $[m]$	0,50		0,35
	b_2 $[m]$	$\geq 1,50$		$\geq 1,50$
	P $[t]$	60	30	15
	b_1 $[m]$	0,50	0,50	0,35
	b_3 $[m]$	3,00	2,50	2,0
	a_1 $[m]$	4,50	3,50	2,5
	a_2 $[m]$	7	6	5
Rovnoměrné zatížení $[kg/m^2]$	0 až 30 m	600	500	400
	30 až 130 m	660-2l	530-l	430-l
	nad 130 m	400		300
Přímkové zatížení napříč mostu $[t/m]$		3		2

Tabulka 2.11: Alternativy zatížení dle [7].

Dynamický součinitel se uvažoval podle Tab. 2.12.

Rozpětí [m]	**Dynamický součinitel pro konstrukce**				
	ocelové, lehké ocelobetonové spřažené	železobetonové, ocelobetonové nespřažené, z předpjatého betonu	klenbové s nadnásypem při tloušťce nadnásypu ve vrcholu		dřevěné
			do 0,50 m	nad 1,50 m	
0 až 5	1,40	1,40	1,30	1,00	1,00
10	1,35	1,30	1,20		
15	1,30	1,25	1,15		
20	1,25	1,20	1,10		
25	1,20	1,15	1,05		
40	1,15	1,10	1,00		
60	1,10	1,05	1,00		
100	1,05	1,00	1,00		
150	1,00	1,00	1,00		

Tabulka 2.12: Dynamický součinitel pro silniční mosty dle [7].

2.4.7 ČSN 73 6203 Zatížení mostů

Základní znění normy ČSN 6203
Roku 1968 byly mosty podle nově vydané technické normy ČSN 73 6203 [8] rozděleny do dvou návrhových zatěžovacích tříd A a B:

a) zatěžovací třída A - pro veškeré mosty převádějící

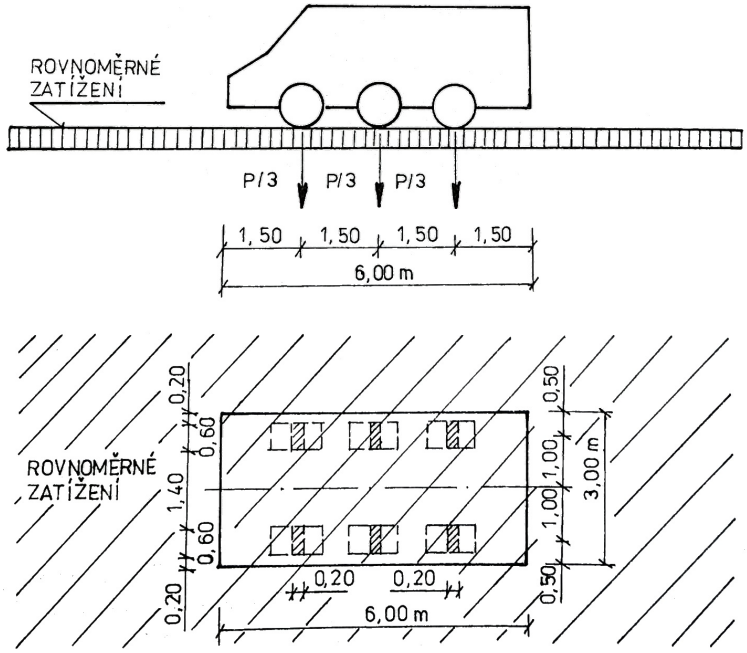
   aa) dálnice a silnice I., II., a III. třídy podle ČSN 73 6110,

   ab) místní komunikace funkční třídy A a B podle ČSN 73 6110,

b) zatěžovací třída B - pro veškeré mosty převádějící

   ba) místní komunikace funkční třídy C podle ČSN 73 6110.

Norma ČSN 73 6203 z roku 1968 uvažovala z pohledu dopravního pohyblivého svislého zatížení pouze jednu alternativu, a sice jediné třínápravové kolové vozidlo umístěné mezi zvýšené obruby za současného působení rovnoměrného zatížení všech dopravních pásů (případně i chodníků). Rozměry normového vozidla jsou uvedeny na Obr. 2.38. V závislosti na zatěžovací třídě pak byly voleny intenzity zatížení, viz Tab. 2.13. Rovnoměrné zatížení dopravních pásů bylo stanoveno v závislosti na rozpětí mostu, viz Tab. 2.14.



Obrázek 2.38: Třínápravové normové vozidlo z roku 1968 [8].

Dynamický součinitel svislého pohyblivého zatížení od dopravy byl stanoven ze vztahu:

$$\delta = 1 + \frac{0,35}{1 + 0,2L} + \frac{0,5}{1 + 4\frac{g}{p}}, \tag{2.2}$$

kde L je rozpětí vyšetřované části konstrukce (u spojitých konstrukcí se jedná o rozpětí největšího pole); g je celkové stálé zatížení vyšetřované části konstrukce a p je celkové zatížení nahodilé, které lze umístit na vyšetřované části konstrukce.

Třída	Celková tíha vozidla $[Mp]$	Nápravový tlak $[Mp]$	Kolový tlak $[Mp]$	Tlak v dosedací ploše kola $[Mp/m^2]$	Náhradní rovnoměrné zatížení rozdělené na půdorysnou plochu vozidla $[Mp/m^2]$
A	60	20	10	83,33	60/3,6=3,33
B	30	10	5	41,66	30/3,6=1,66

Tabulka 2.13: Třínápravové normové vozidlo z roku 1968 [15].

Třída A	L	$[m]$	≤ 20	30	40	50	60	70	80	90	100	110
	p	$[kp/m^2]$	600	580	560	540	520	500	490	480	470	460
	L	$[m]$	120	130	140	150	160	170	180	200	250	300
	p	$[kp/m^2]$	450	440	440	430	430	430	420	420	410	400
Třída B	L	$[m]$	≤ 20	30	40	50	60	70	80	90	100	110
	p	$[kp/m^2]$	300	290	280	270	260	250	245	240	235	230
	L	$[m]$	120	130	140	150	160	170	180	200	250	300
	p	$[kp/m^2]$	225	220	220	215	215	215	210	210	205	200

Tabulka 2.14: Nahodilé rovnoměrné spojité zatížení z roku 1968 [15].

Mezi lety 1968 až 1987 byla norma [8] několikrát novelizována, a to v letech 1976 a 1987. Níže jsou postupně uvedena používaná zatěžovací schémata návrhového zatížení od dopravy.

Změna normy ČSN 73 6203 z roku 1976

Změna z roku 1976 přinesla uvažování dvou alternativ zatížení:

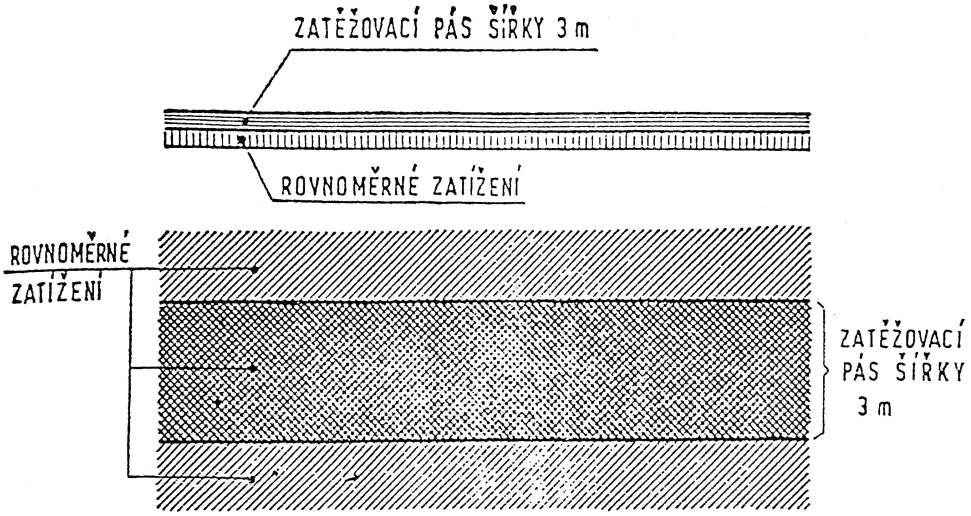
1) Základní rovnoměrné zatížení na půdorysné ploše mostu vč. chodníků a současně třínápravové vozidlo mezi zvýšenými obrubami.

2) Základní rovnoměrné zatížení na půdorysné ploše mostu vč. chodníků a současně jeden zatěžovací pás šířky 3 m mezi zvýšenými obrubami.

Dynamický součinitel a tlaky třínápravového vozidla se po změně stále určovaly podle základní normy z roku 1968, ale změna přinesla úpravu rovnoměrného spojitého zatížení dle součinitelů k_s a k_d v závislosti na šířce a délce zatěžovací plochy podle Tab. 2.15.

šířka zatěžovací plochy	k_s	délka zatěžovací plochy	k_d
do 10 m	1,0	do 60 m	1,25
		nad 60 m a do 100 m	1,0
nad 10 m	0,65		
		nad 100 m	0,8

Tabulka 2.15: Součinitelé nahodilého rovnoměrného spojité zatížení podle změny z roku 1976 [15].



Obrázek 2.39: Zatěžovací pás šířky 3 m podle změny z roku 1976 [8].

Změna z roku 1976 také přinesla nové kombinace zatížení, které jsou uvedeny v Tab. 2.16.

Třída	Kombinace 1)	Kombinace 2)
A	základní rovnoměrné zatížení 400 kp/m^2 a současně tříná-pravové vozidlo 60 Mp	základní rovnoměrné zatížení 400 kp/m^2 a současně zatěžo-vací pás šířky 3 m 400 kp/m^2
B	základní rovnoměrné zatížení 200 kp/m^2 a současně tříná-pravové vozidlo 30 Mp	základní rovnoměrné zatížení 200 kp/m^2 a současně zatěžo-vací pás šířky 3 m 200 kp/m^2

Tabulka 2.16: Kombinace zatížení podle změny z roku 1976 [15].

Novelizace normy ČSN 73 6203 z roku 1987

Pro návrh mostů byla podle novelizace normy [8] od roku 1987 použita níže uvedená zatěžovací schémata svislého pohyblivého zatížení:

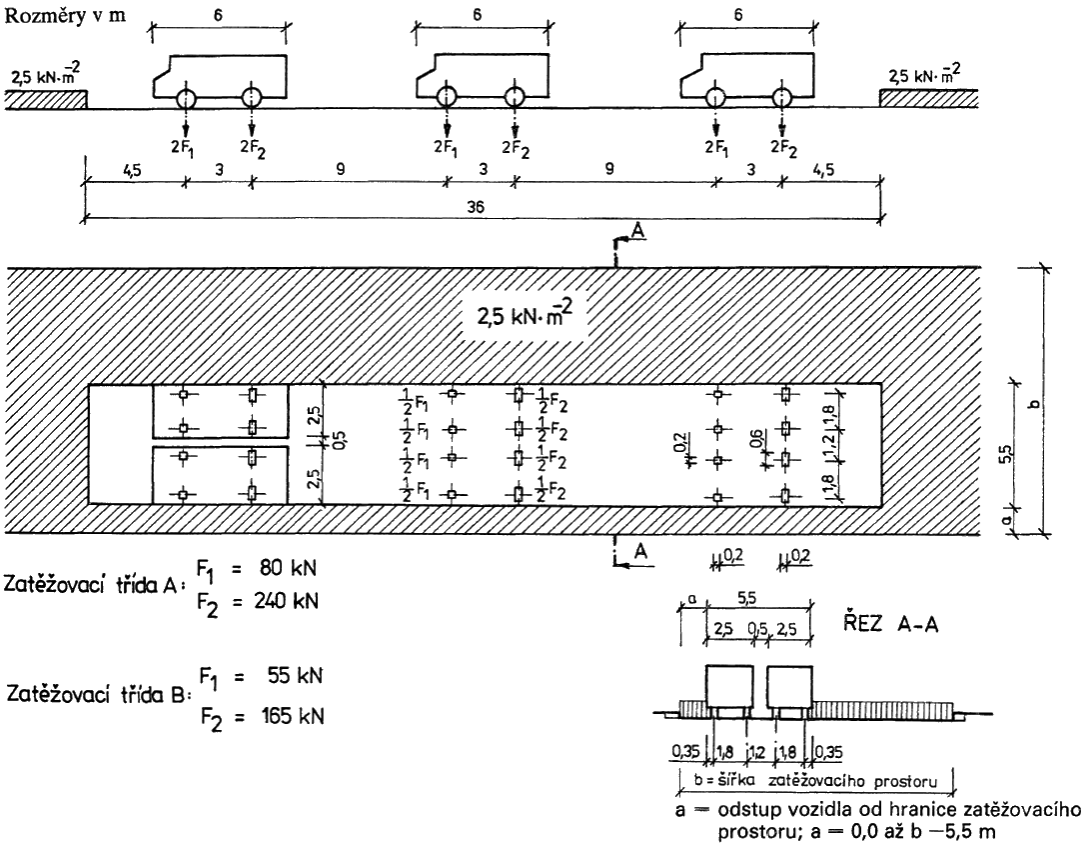
A) Konstrukce mostů pozemních komunikací zatěžovací třídy A musí vyhovět každému z těchto zatížení:

   a) seskupení zatížení I, zahrnujícím na ploše 5,5 x 36 m tři dvojice dvounápravových vozidel hmotnosti po 32 tunách, o nápravových silách 80 kN a 240 kN, které při vzájemně konstantní vzdálenosti působí v nejúčinnější poloze a základní rovnoměrné zatížení 2,5 kN/m^2 na zbývající půdorysné ploše zatěžovacího prostoru v neomezené délce (Obr. 2.40),

   b) seskupení zatížení II, které zahrnuje zatěžovací pás šířky 3 m o zatížení 9 kN/m^2 umístěný v nejúčinnější poloze a základní rovnoměrné zatížení 3,5 kN/m^2 na zbývající půdorysné ploše zatěžovacího prostoru; délka zatížení je 96 m (Obr. 2.41),

   c) zatížení čtyřnápravovým vozidlem hmotnosti 80 tun s nápravovými silami 4 x 200 kN v nejúčinnější poloze na půdorysné ploše zatěžovacího prostoru (Obr. 2.42),

   d) výjimečné zatížení zvláštní soupravou (viz Obr. 2.43 nebo Obr. 2.44.



Obrázek 2.40: Seskupení zatížení I [8].

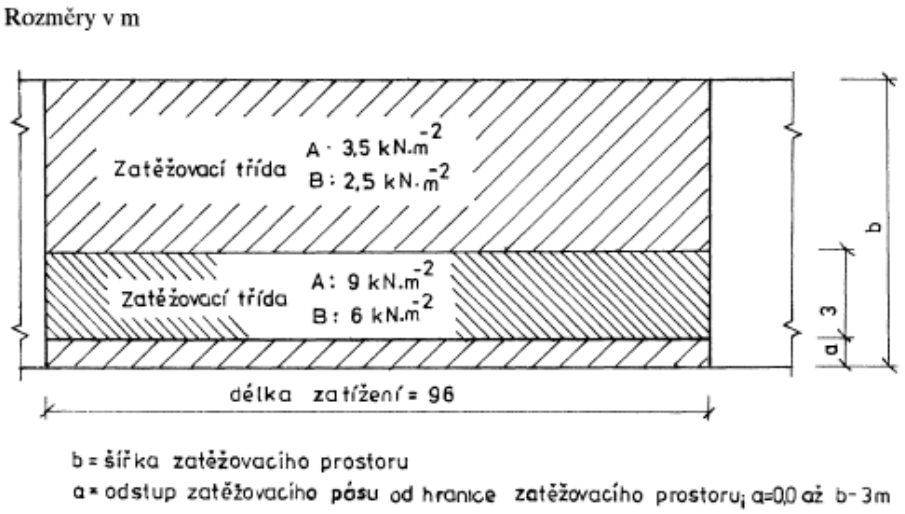
B) Konstrukce mostů pozemních komunikací zatěžovací třídy B musí vyhovět každému z těchto zatížení:

   a) seskupení zatížení I, zahrnujícím na ploše 5,5 x 36 m tři dvojice dvounápravových vozidel hmotnosti po 22 tunách, o nápravových silách 55 kN a 165 kN, které při vzájemně konstantní vzdálenosti působí v nejúčinnější poloze a základní rovnoměrné zatížení 2,5 kN/m^2 na zbývající půdorysné ploše zatěžovacího prostoru v neomezené délce,

   b) seskupení zatížení II, které zahrnuje zatěžovací pás šířky 3 m o zatížení 6 kN/m^2 umístěný v nejúčinnější poloze a základní rovnoměrné zatížení 2,5 kN/m^2 na zbývající půdorysné ploše zatěžovacího prostoru; délka zatížení je 96 m,

   c) zatížení čtyřnápravovým vozidlem hmotnosti 40 tun s nápravovými silami 4 x 100 kN v nejúčinnější poloze na půdorysné ploše zatěžovacího prostoru,

Zatěžovací prostor u mostů se svodidly byl totožný s průjezdním prostorem a jeho šířku vymezovaly svodidla (popř. zábradelní svodidla). U mostů, u nichž nebyla osazena svodidla, byla šířka zatěžovacího prostoru vymezena zvýšenými obrubami. Do takto definovaného zatěžovacího prostoru byla umisťována "vozidla"ve směru jízdy v definovaných sestavách tak, aby pro každý vyšetřovaný případ bylo zatížení umístěno v nejúčinnější poloze v podélném i příčném směru na půdorysné ploše zatěžovacího prostoru. odlehčovací účinky nebyly uvažovány.



Obrázek 2.41: Seskupení zatížení II [8].

Třída mostu	Vozidlo				Nápravové síly				Zatížení na dosedací plochu kola kN/m^2
	počet náprav	celková tíha kN	půdorysná plocha m^2	náhradní rovnoměrné zatížení na půdorysnou plochu kN/m^2	F_1	F_2	F_3	F_4	
					kN				
A	2	320	15	21,33	80	240	-	-	1000,0
	4	800	21	38,10	200	200	200	200	833,3
B	2	220	15	14,67	55	165	-	-	687,5
	4	400	21	19,05	100	100	100	100	416,7

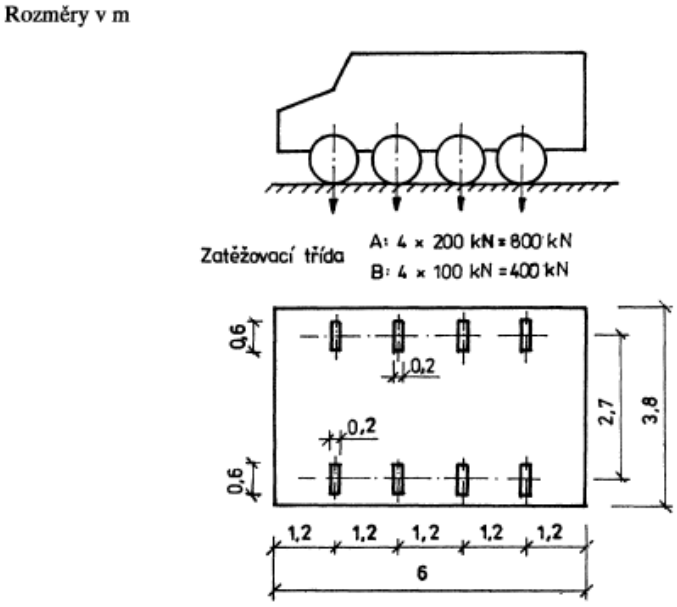
Tabulka 2.17: Nápravové síly normových vozidel [8].

Na jedné mostní konstrukci se uvažovalo vždy jen jedno seskupení zatížení I nebo II nebo jediné čtyřnápravové vozidlo. U rovnoměrných zatížení se počítalo s přímým působením na nosnou konstrukci (bez roznosu); u kolových sil bylo počítáno s roznosem zatížení. Přehled základních sestav zatěžovacích stavů je uveden v Tab. 2.18. Každá sestava zatížení podle Tab. 2.18 se považovala ve smyslu kombinací zatížení za jediné zatížení [8].

Dynamické účinky pohyblivého zatížení byly ve statickém výpočtu zohledněny přenásobením statických účinků od svislého pohyblivého zatížení dynamickým součinitelem podle rovnice 2.3. U velkých mostů (s rozpětím větším než 100 m) nebo u složitých soustav se dynamické chování konstrukce analyzovalo speciálním dynamickým výpočtem [8].

$$\delta_r = \frac{1}{0,95 - (1,4L)^{-}0,6} \leq 1,50, \tag{2.3}$$

kde



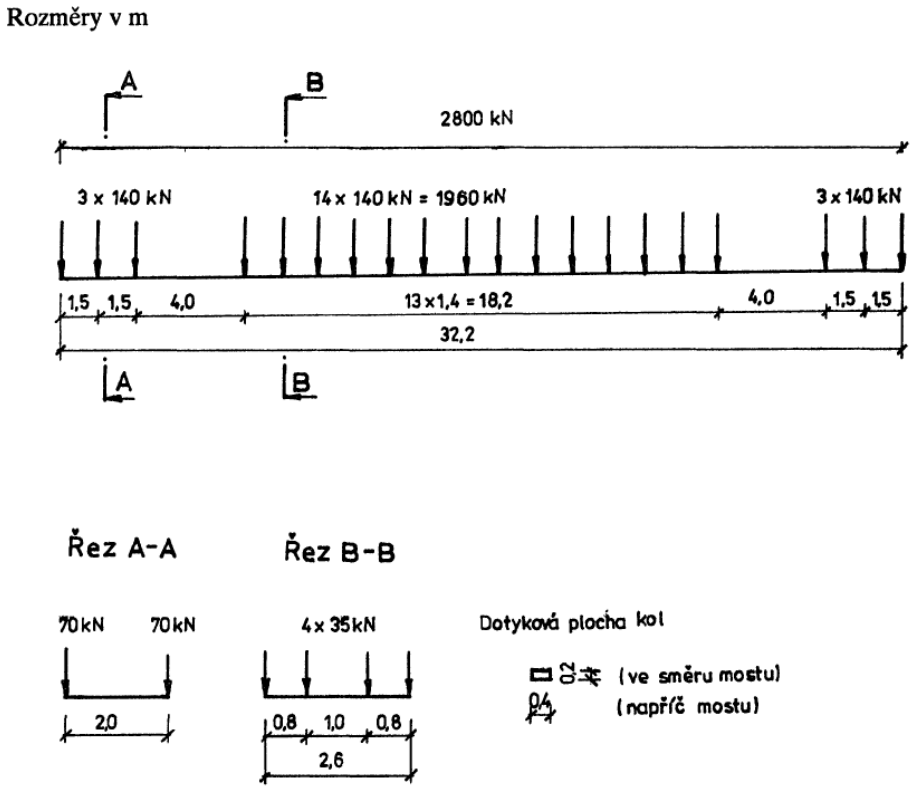
Obrázek 2.42: Zatížení čtyřnápravovým vozidlem [8].

Číslo	Zatěžovací sestava			Dynamický součinitel	Možnost současného působení
	Název	Druh	Působiště		
1	Seskupení I	Normální	Zatěžovací prostor mostů tř. A, B	δ_r	1 + 7
2	Seskupení II				2 + 7
3	Čtyřnápravové vozidlo	Výhradní			3 + 7
4	Zvláštní souprava podle Obr. 2.43	Výjimečné	Zatěžovací prostor mostů tř. A	1,05	4 + 0
5	Zvláštní souprava podle Obr. 2.44A		Zatěžovací prostor mostů tř. A na vybraných trasách		5 + 0
6	Zvláštní souprava podle Obr. 2.44B				6 + 0
7	Svislé zatížení chodníků	Normální	Chodníky všech mostů	Bez dynamického součinitele	7 + 1 7 + 2 7 + 3

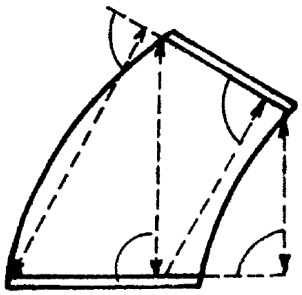
Tabulka 2.18: Přehled základních zatěžovacích sestav mostů pozemních komunikací [8].

L je rozpětí vyšetřované nosné konstrukce nebo její části v m. V případech, kdy velikost rozpětí L neplyne jednoznačně z mostní konstrukce, uvažují se náhradní délky rozpětí L_d uvedené v Tab. 2.19.

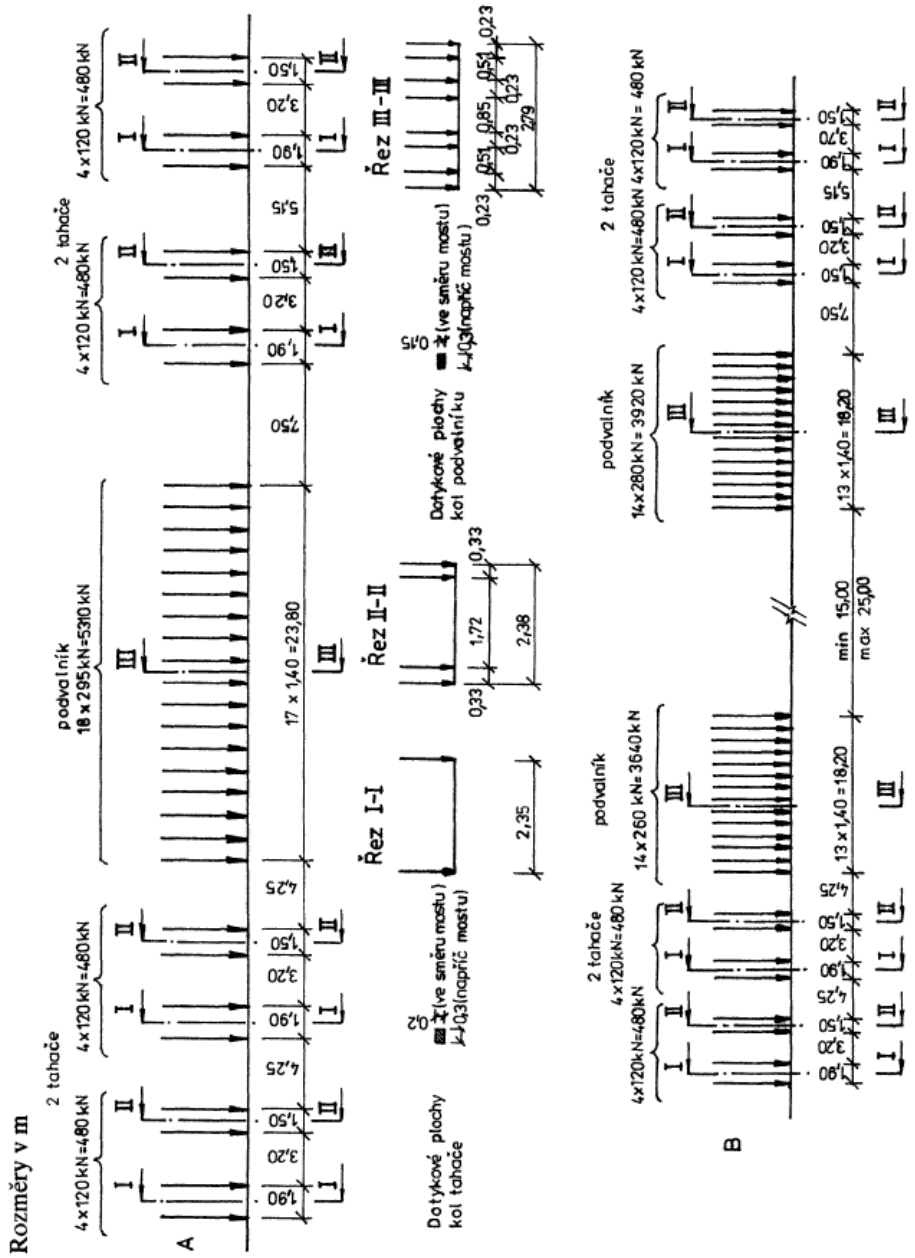
Mosty navržené podle [8] na zatěžovací třídu A musely také vyhovět návrhovému výjimečnému zatížení tzv. zvláštní soupravou - zatěžovací schéma je zobrazeno na Obr. 2.43. Zvláštní souprava se předpokládala jako jediné svislé pohyblivé zatížení na mostě pohybující se konstantní rychlostí $v \leq 5\ km/h$ v nejvýhodnější stopě stanovené projektantem s ohledem na charakter mostní konstrukce (obvykle v ose mostu) s přípustnou odchylkou od nejvýhodnější stopy $\pm\ 0,3\ m$. Dynamický součinitel pro zatížení zvláštní soupravou byl stanoven hodnotou $\delta_r = 1,05$ [8]. Na vybraných důležitých trasách byly mosty zatěžovací třídy A navrhovány pomocí zatěžovacích schémat zvláštních souprav podle Obr. 2.44 [8].



Obrázek 2.43: Sestava nápravových sil zvláštní soupravy [8].

Řádek	Konstrukce, popř. její část	Náhradní délka L_d
1	Plech mostovky	Vzdálenost podélných výztuh; při nestejných vzdálenostech její střední hodnota
2	Prosté nosníky	Rozpětí
3	Konstrukce o jednom poli, na obou koncích uložené nebo vetknuté, kolmé i šikmé, též nepravidelného, popř. zakřiveného půdorysu (desky, trámy, rámy)	Kolmá vzdálenost uložení nebo vetknutí, popř. střední hodnota všech kolmých vzdáleností uložení nebo vetknutí 
4	Deskové konstrukce uložené nebo vetknuté po obvodě, též šikmé nebo nepravidelného půdorysu	Střední hodnota všech kolmých vzdáleností uložení nebo vetknutí, obdobně jako u řádku 3
5	Oblouky	Polovina rozpětí
6	Vetknuté konzoly	Dvojnásobná délka vyložení
7	Spojité konstrukce kloubové	Rozpětí polí (tj. vzdálenost středů podepření) jak u částí s převislými konci, tak u částí vložených
8	Spojité konstrukce (deskové, trámové, rámové)	Aritmetický průměr rozpětí všech polí
9	Spojité oblouky	Aritmetický průměr polovin rozpětí všech polí
10	Konstrukce zavěšené a visuté	Individuálně (provede se dynamický výpočet)
11	Členěné podpěry, ocelové a betonové sloupy, rámové stojky, průvlaky, klouby, ložiska, kotvy, úložné kvádry (lavice); tlaky pod ložisky i mezi úložnými kvádry a zdivem	L_d podporovaných mostních polí

Tabulka 2.19: Náhradní délky L_d pro výpočet dynamického součinitele δ_r dle [8].



Obrázek 2.44: Sestava nápravových sil zvláštních souprav pro vybrané trasy [8].

2.4.8 Zatížení mostů podle ČSN EN 1991-2

Již v roce 1975 rozhodla Komise evropského společenství o harmonizaci technických specifikací v oblasti stavebnictví s hlavním cílem odstranit technické překážky obchodu napříč Evropou. Komise iniciovala vytvoření souboru technických pravidel pro navrhování stavebních konstrukcí, které měly být zpočátku alternativním řešením k národním pravidlům. Postupně však tato evropská pravidla nahradila původní národní pravidla členských států evropského společenství. První generace evropských norem, tzv. Eurokódů, byla zveřejněna již v 80. letech.

Program Eurokódů tvoří soubor několika technických norem, které obvykle sestávají z dílčích částí. V oblasti zesilování betonových mostů se tak jedná zejména o:

- EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí [27],
- EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí [10],
- EN 1992 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí [9] a [13].

Eurokódy ponechávají jednotlivým členským státům právo stanovit hodnoty tzv. otevřených parametrů pro národní výběr, tudíž se v jednotlivých evropských státech mohou některé dílčí části norem mírně odlišovat.

V technické normě ČSN EN 1991-2 [10] jsou stanoveny návrhové modely dopravního zatížení LM1 a LM2 (LM = load model), které reprezentují největší dopravní zatížení, se kterým se lze v praxi aktuálně setkat nebo které lze očekávat. Dále [10] uvádí model zatížení LM3, který reprezentuje zatížení sestavami zvláštních vozidel, které vyžadují povolení k pohybu na hlavních trasách evropských zemí. Jednotlivé členské státy mají možnost stanovit si vlastní regulační součinitele zatížení α a β podle kategorie pozemní komunikace a tímto způsobem lze maximální hodnoty zatížení podle Eurokódu upravovat, viz Tab. 2.20. Poslední model zatížení podle [10] je model LM4, který představuje zatížení davem lidí.

Výše uvedené modely zatížení vycházejí ze statistického vyhodnocení měření prováděných v několika evropských zemích mezi lety 1977 a 1990, kdy základní informace o vozidlech pocházejí z Francie, Německa, Itálie, UK a Španělska.

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

Tabulka 2.20: Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR [10]

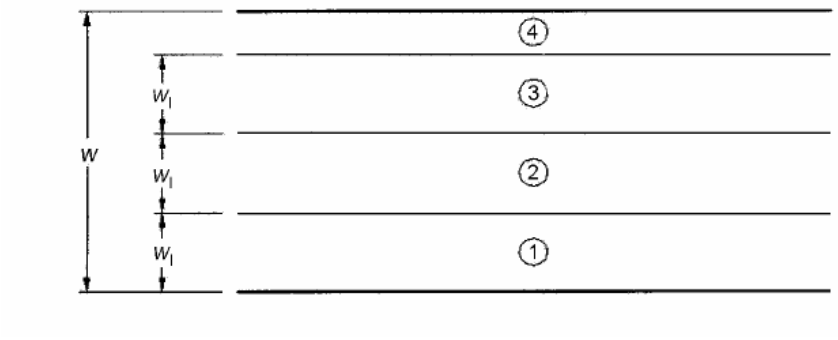
Pozemní komunikace v ČR se z hlediska zatížení dělí do dvou skupin:

skupina 1	všechny pozemní komunikace s výjimkou komunikací uvedených ve skupině 2
skupina 2	silnice III. třídy předem stanovené příslušným úřadem, obslužné místní komunikace a účelové komunikace

Tabulka 2.21: Skupiny pozemních komunikací [10]

Modely zatížení definované v [10] nepopisují skutečné zatížení, ale byly sestaveny tak, aby vyjadřovaly účinek skutečné dopravy v evropských zemích v roce 2000 [10].

Modely zatížení se umisťují do zatěžovacích pruhů, jejichž počet a šířky jsou definovány podle Tab. 2.22. Umístění zatěžovacích pruhů na nosné konstrukci nemusí nutně souviset s jejich číslováním a také pro jednotlivá posouzení mezních stavů může být umístění různé tak, aby účinek zatěžovacího modelu byl co nejnepříznivější. Pruh, který vykazuje nejméně příznivý účinek je označen jako pruh č. 1, pruh, který vykazuje druhý nejméně příznivý účinek, je označen jako pruh č. 2 (Obr. 2.45).



Legenda

w	šířka vozovky	w_l	šířka zatěžovacího pruhu
1	zatěžovací pruh č. 1	2	zatěžovací pruh č. 2
3	zatěžovací pruh č. 3	4	zbývající plocha

Obrázek 2.45: Ukázka číslování pruhů v obecném případě [10].

Šířka vozovky w	**Počet zatěžovacích pruhů**	**Šířka zatěžovacích pruhů** w_i	**Šířka zbývající plochy**
$w < 5,4\ m$	$n_i = 1$	$3\ m$	$w - 3\ m$
$5,4\ m \leq w < 6\ m$	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6\ m \leq w$	$n_i = Int(\frac{w}{3})$	$3\ m$	$w - 3 \cdot n_i$

Tabulka 2.22: Počet a šířka zatěžovacích pruhů [10].

Model zatížení 1

Model zatížení 1 (LM1) představuje soustředěná a rovnoměrná zatížení, která zahrnují většinu účinků běžné dopravy osobními a nákladními vozidly na pozemních komunikacích [10]. Působí v každém zatěžovacím pruhu a je složen ze dvou dílčích částí:

a) soustředěné zatížení od dvojnápravy (tandem systém - TS), kdy každá náprava má tíhu:

$$\alpha_Q \cdot Q_k \tag{2.4}$$

TS se pohybuje v ose pruhu. Kontaktní plocha kola se uvažuje čtvercová o straně $0,40\ m$.

b) rovnoměrné zatížení (uniformly distributed load - UDL) o tíze na m^2 zatěžovacího pruhu:

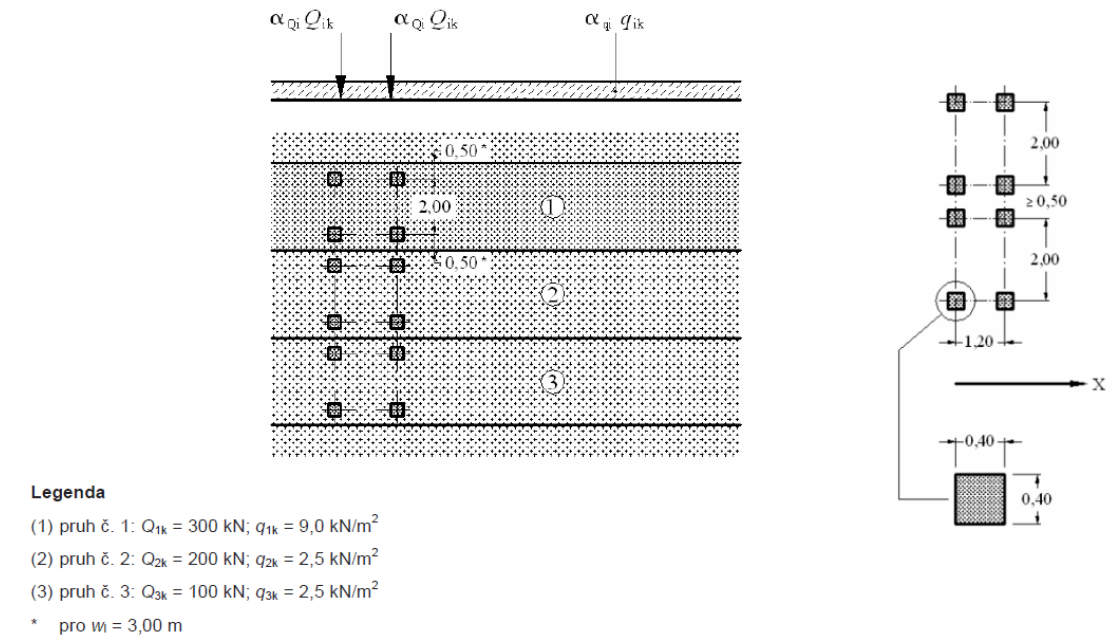
$$\alpha_q \cdot q_k \tag{2.5}$$

UDL působí pouze v nepříznivých částech konstrukce podle příčinkových ploch [10].

Charakteristické hodnoty Q_ik a q_ik vč. dynamického součnitele jsou uvedeny v Tab. 2.23

Umístění	**Dvojnáprava (TS)**	**Rovnoměrné zatížení (UDL)**
	nápravové síly Q_ik $[kN]$	q_ik $[kN/m^2]$
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha	0	2,5

Tabulka 2.23: Model zatížení 1 - charakteristické hodnoty [10].



Obrázek 2.46: Použití modelu LM1 [10].

Model zatížení 2

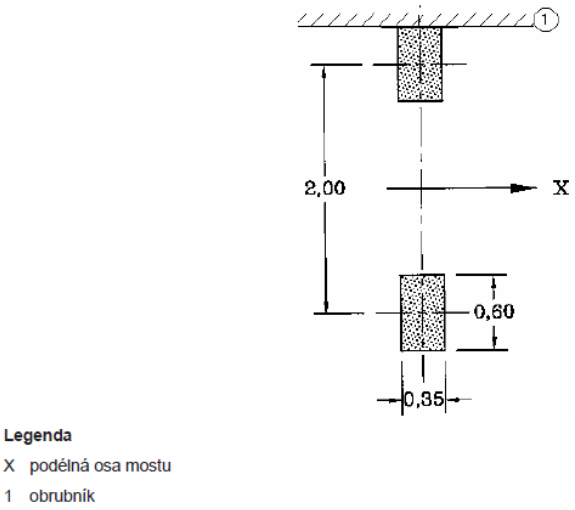
Model zatížení 2 (LM2) tvoří pouze jedna dvojnáprava o působící síle $\beta \cdot Q_{ak}$, kde Q_{ak} je rovno 400 kN vč. dynamických účinků. Dotyková plocha každého kola je v tomto modelu uvažována jako obdélník o stranách $0,35$ m a $0,60$ m (viz 2.47. Tento model se používá zejména pro lokální ověření [10].

Model zatížení 3

Model zatížení 3 (LM3) představuje zatížení od zvláštních vozidel (např. průmyslová vozi-

skupina pozemních komunikací	β_Q
1	0,8
2	0,65

Tabulka 2.24: Hodnoty součinitelů β_Q pro ČR [10]



Obrázek 2.47: Model zatížení 2 [10].

dla, nadměrná doprava), která mohou jezdit po trasách, kde je povoleno výjimečné zatížení. Tento model zatížení se používá jak pro celkové posouzení, tak i pro lokální ověření. LM3 sestává z různých uspořádání nápravových sil, které jsou definovány v národních přílohách normy [10]. Modely zvláštních vozidel LM3 se uvažují pouze u mostů, kde je to potřebné, např. u mostů, které jsou umístěny na pozemních komunikacích vybraných tras pro přepravu nadrozměrných nákladů [10]. Níže v Tab. 2.25, 2.26 a 2.27 jsou uvedeny sestavy zvláštních vozidel podle české národní přílohy pro použití na dálnicích, rychlostních silnicích a silnicích I., II. a III. třídy.

Model zatížení 4

Model zatížení 4 (LM4) reprezentuje zatížení davem lidí. Používá se pouze pro lokální ověření a zatížení se umisťuje pouze v příslušných částech konstrukce. Normová hodnota zatížení davem lidí je uvažována jako rovnoměrné zatížení o velikost 5 kN/m^2 vč. dynamického součinitele [10].

Různá zatížení dopravou, která lze uvažovat na konstrukci současně, jsou stanovena sestavami zatížení, které se dále ve výpočtu řídí kombinačními pravidly podle [27].

Celková tíha	1800 kN	3000 kN
Označení	1800/200	3000/240
Nápravy	$n = 9 \times 200\ kN$, $e = 1,50\ m$	$n = 1 \times 120 + 12 \times 240\ kN$, $e = 1,50\ m$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v jednom jízdním pruhu (číslo 1), v tomto pruhu se nesmí umístit současně působící model zatížení LM1 po celé délce mostu.	Zvláštní vozidlo šířky do 4,5 m se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů, přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm\ 0,50\ m$.
Kombinace zatížení	Model zatížení LM1 se uvažuje v pruhu 2 (a dalších) hodnotami pro pruh 2 (a další) bez soustředěných zatížení od dvojnápravy, tj. pouze char. hodnotami pro rovnoměrné zatížení $\alpha_{qi} \cdot q_{ki}$, resp. $\alpha_{qr} \cdot q_{kr}$.	Po celé délce nosné konstrukce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ($\leq\ 70\ km/hod$)	Nízká ($\leq\ 5\ km/hod$)
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25$	Ano, $\varphi = 1,05$
Poznámka	Při přejezdu zvláštního vozidla nebude povolen souběžný provoz pro vozidla nad 5 t.	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

Tabulka 2.25: Zvláštní vozidla pro dálnice, rychlostní silnice a vybrané trasy určené MD ČR [10].

Celková tíha	1800 kN
Označení	1800/200
Nápravy	$n = 9 \times 200\ kN$, $e = 1,50\ m$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů, přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm\ 0,50\ m$.
Kombinace zatížení	Po celé délce nosné konstrukce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ($\leq\ 70\ km/hod$)
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25$
Poznámka	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

Tabulka 2.26: Zvláštní vozidlo pro silnice I. a II. třídy [10].

Celková tíha	900 kN
Označení	900/150
Nápravy	$n = 6 \times 150\ kN$, $e = 1,50\ m$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v prostoru zatěžovacích pruhů.
Kombinace zatížení	Po celé délce nosné konstrukce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ($\leq$ 70 km/hod)
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25$
Poznámka	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

Tabulka 2.27: Zvláštní vozidlo pro silnice III. třídy v pozemních komunikacích skupiny 1 [10].

Typ zatížení		**Svislé síly na vozovce**			
Zatěžovací model		LM1	LM2	LM3	LM4
Sestavy zatížení	gr1a	char. hodnoty			
	gr1b		char. hodnota		
	gr2	časté hodnoty			
	gr4				char. hodnota
	gr5	viz Tab. 2.25		char. hodnota	

Tabulka 2.28: Stanovení sestav zatížení dopravou (svislé zatížení na vozovce) [10].

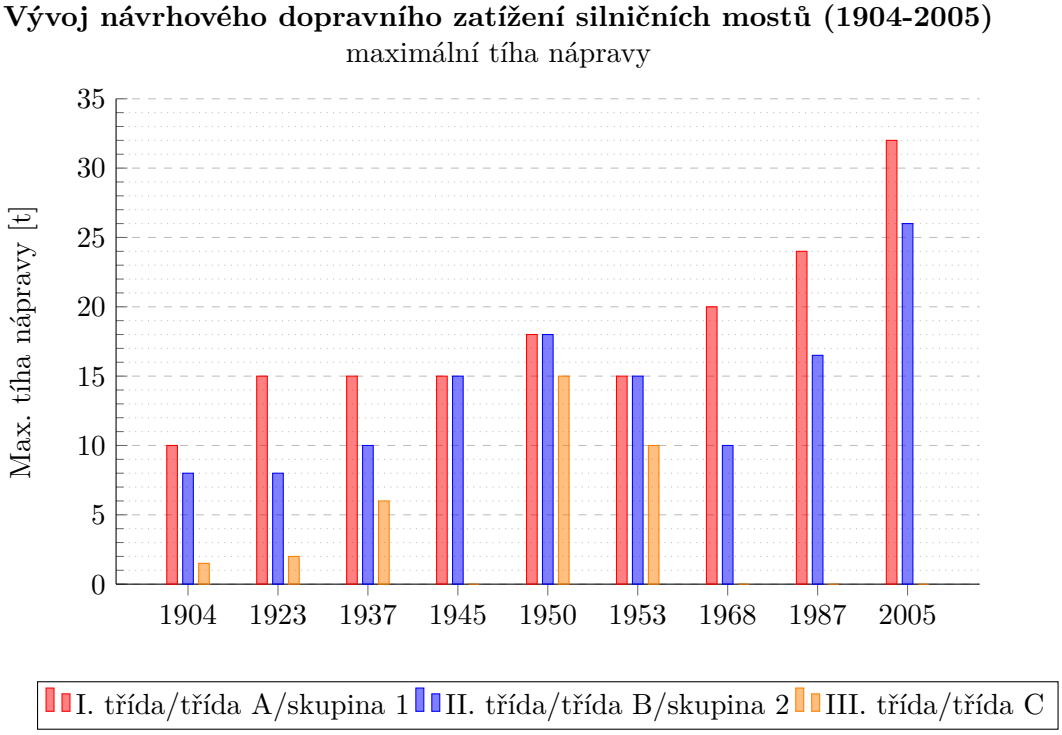
Typ zatížení		**Vodorovné síly na vozovce**		**Zatížení chodníků**
Zatěžovací model		brzdné síly	odstředivé síly	rovnoměrné svislé zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	viz NA	viz NA	kombinační hodnota
	gr2	char. hodnota	char. hodnota	
	gr3			char. hodnota
	gr4			char. hodnota
	gr5	viz NA	viz NA	

Tabulka 2.29: Stanovení sestav zatížení dopravou (ostatní zatížení) [10].

2.4.9 Porovnání návrhových zatížení od dopravy

V kap. 2.4 byly stručně představeny návrhové normy pro betonové silniční mosty od roku 1904 (Nový mostní řád [2]) až po aktuální ČSN EN technickou normu (ČSN EN 1991-2 [10]), podle které se posuzují a navrhují železobetonové mosty dnes. Z důvodu rozsahu disertační práce byla kap. 2.4 zaměřena pouze na návrhové sestavy zatížení silničních mostů, které byly používány pro návrh mostů v dobách jejich platností.

Návrhové sestavy zatížení jsou odrazem dopravních nároků, ve kterých byly historické železobetonové mosty projektovány. Mohutný rozvoj silniční dopravy ve 20. století zapříčinil i neustále zvyšující se nároky na mostní konstrukce, které byly promítány do zatěžovacích schémat nově vydaných směrnic nebo technických norem pro navrhování mostů. Zvyšující se nároky dopravy se dotýkají i již vybudovaných mostních konstrukcí, které musí splňovat aktuální požadavky na zatížitelnost mostů, mají-li být bezpečně provozovány na silniční síti. To vede na potřebu tyto mosty zesilovat.



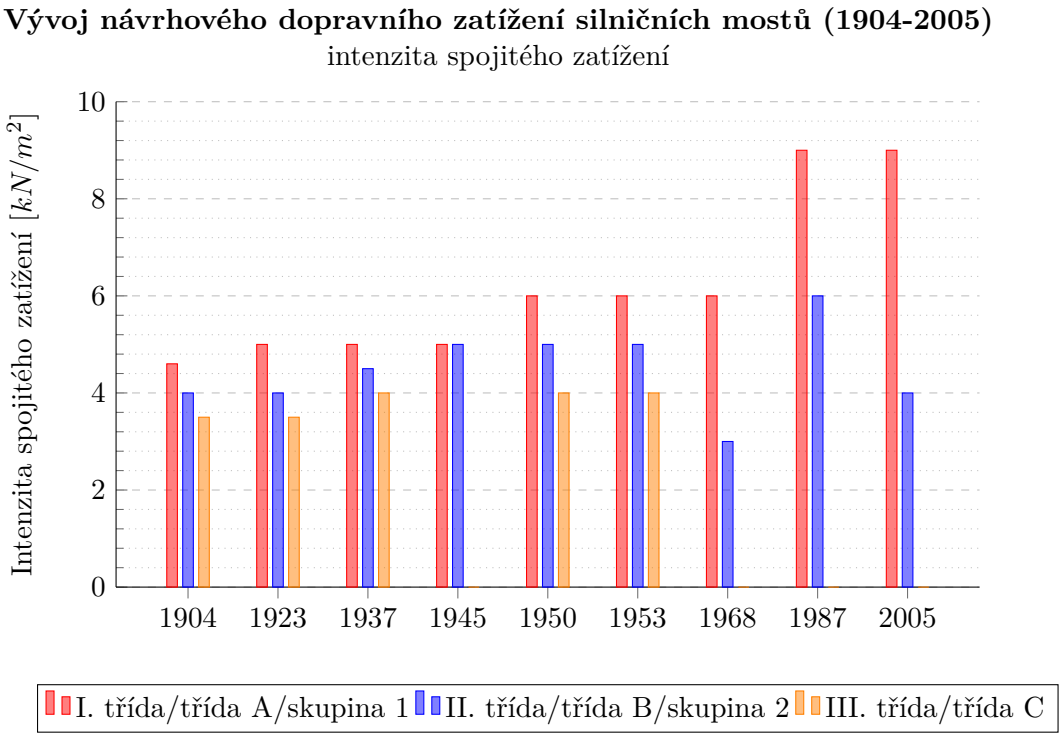
Obrázek 2.48: Vývoj návrhového zatížení silničních mostů od dopravy mezi lety 1904 a 2005 - maximální zatížení na nápravu.

Na Obr. 2.48 a Obr. 2.49 je graficky znázorněn vývoj návrhového dopravního zatížení silničních mostů mezi lety 1904-2005. V grafech jsou pro porovnání vyneseny hodnoty návrhových zatížení podle uvedených norem v kap. 2.4.1 až 2.4.8. Důležité je také poznamenat, že starší normy pro navrhování rozlišovaly různé intenzity dopravních zatížení pro různé třídy pozemních komunikací - I. třída, II. třída a III. třída, zatímco jiné normy pracovaly s tzv. zatěžovacími třídami, které nejsou totožné s třídami pozemních komunikací. Např. podle ČSN 73 6203 [15], se mostní konstrukce navrhovaly podle zatěžovacích tříd - třída A a třída B. Podle požadavků zatěžovací třídy A se navrhovaly mosty na všech třídách pozemních komunikací, tedy I., II. i III. třídy. Podle požadavků zatěžovací třídy B se navr-

hovaly pouze mosty na místních komunikacích. S příchodem Eurokódů byly zatěžovací třídy A a B zrušeny a nově byly zavedeny dvě skupiny pozemních komunikací - skupina pozemních komunikací 1 a 2. Skupina 1 zahrnuje z hlediska zatížení všechny pozemní komunikace s výjimkou silnic III. třídy a místních komunikací. Další příklady lze nalézt i u starších předpisů. Z těchto důvodů nelze přímo porovnávat veškeré uvedené hodnoty zatížení, ale pouze hodnoty zatížení pro I. třídu pozemních komunikací, zatěžovací třídu A a pro skupinu 1 pozemních komunikací (v grafech zobrazeny červenou barvou), jedná se tedy o maximální hodnoty zatížení podle jednotlivých norem.

Návrhové dopravní zatížení silničních mostů na Obr. 2.48 je pro srovnání uvedeno podle maximální uvažované hmotnosti jedné nápravy teoretického zatěžovacího vozidla v tunách. Při porovnání hodnot zatížení na nápravu z roku 1904 (10 t) a z roku 2005 (32 t) se jedná o nárůst zatížení o 320 % a lze formulovat následující závěr. Z pohledu dnešních standardů pro navrhování mostů byly první železobetonové mosty navrhovány na dopravní zatížení odpovídající pouze 31,25 % hodnoty aktuáně požadovaného nápravového zatížení dle ČSN EN.

Obr. 2.49 znázorňuje porovnání uvažované intenzity návrhového rovnoměrného spojitého zatížení v kN/m^2, kdy výchozí hodnota zatížení z roku 1904 byla uvažována intenzitou 4,6 kN/m^2. Nyní, pode Eurokódu, je max. uvažovaná intenzita 9 kN/m^2. V případě spojitého zatížení se tak jedná o nárůst intenzity o 196 %, neboli mosty z roku 1904 byly navrhovány s uvažováním 51,11 % hodnoty rovnoměrného spojitého zatížení při porovnání oproti dnešním standardů dle ČSN EN.

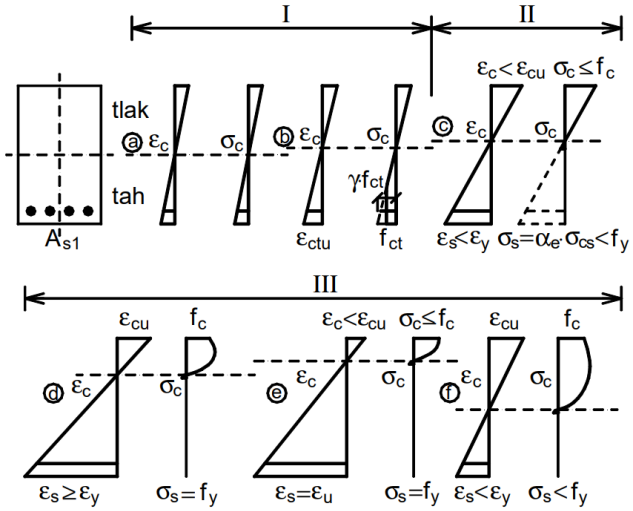


Obrázek 2.49: Vývoj návrhového zatížení silničních mostů od dopravy mezi lety 1904 a 2005 - spojité zatížení.

2.5 Metody výpočtu železobetonových prvků

Ve 20. století se pro návrh železobetonových konstrukčních prvků postupně využívaly různé metody. Dnes tak rozeznáváme tři odlišné teorie pro dimenzování, a to: klasický způsob výpočtu (metoda dovolených namáhání), výpočet podle stupně bezpečnosti a výpočet podle mezních stavů. V oboru mostního stavitelství se pro výpočet konstrukcí využívala až do roku 2010 metoda dovolených namáhání a poté (se zavedením Eurokódů) metoda mezních stavů s dílčími součiniteli, proto se autor disertační práce budě věnovat především těmto v mostní praxi používaným metodám výpočtu.

Dříve než budou představeny jednotlivé metody pro dimenzování železobetonových průřezů, je vhodné uvést základní zjednodušující předpoklady výpočtu. Prvním zjednodušujícím předpokladem používaným již od počátku betonového stavitelství až dodnes je předpoklad, že vyztužený beton se chová jako dokonale pružný materiál. Dalším předpokladem je tzv. Bernoulliho–Navierova hypotéza, která uvádí, že průřez, který je před deformací rovinný, zůstává rovinný i po deformaci, resp. průřezy po deformaci zůstávají kolmé na deformovanou střednici prutu. Měření tuto hypotézu potvrdilo u ohýbaných prvků, jejichž průřezové rozměry jsou malé oproti jejich délce. To znamená, že poměrné stlačení nebo roztažení je přímo (lineárně) úměrné vzdálenosti bodu průřezu od neutrální osy [42]. Studiem průběhu normálových napětí bylo zjištěno, že nerostou vždy úměrně vzdálenosti od neutrální osy, ale změny napjatosti v průřezu lze charakterizovat třemi základními stádii, které jsou popsány níže (Obr. 2.50).



Obrázek 2.50: Stádia napjatosti železobetonového průřezu [53].

- **Stádium I - působí celý průřez**
  V tomto stádiu působí celý betonový průřez jak v tlačené tak i v tažené oblasti. Výztuž plně spolupůsobí s betonem a její poměrné přetvoření ϵ_s je rovno poměrnému přetvoření betonu ve stejné úrovni ϵ_c. Při menších intenzitách zatížení je normálové napětí na průřezu přímo úměrné poměrnému přetvoření a lze jej stanovit podle teorie pružnosti (Hookův zákon, $\sigma = E \cdot \epsilon$). Výpočet napětí ve stádiu I lze provádět na tzv. ideálním průřezu, kdy je myšlený teoretický průřez tvořen základním materiálem (zpravidla betonem) a charakteristiky druhého materiálu (zpravidla oceli) jsou uva-

žována α_e násobně, kde $\alpha_e = E_s/E_c$. Napětí ve výztuži je tedy α_e násobně větší, než napětí v přilehlém vlákně betonu [53].

Stádium I železobetonového průřezu přechází do stádia II při větších intenzitách zatížení, při kterých je dosaženo tzv. meze vzniku trhlin. To je stav, kdy poměrné přetvoření v krajních tažených vláknech betonu vyvozuje napětí, které je rovno pevnosti betonu v tahu, tedy $\sigma_{ct} = f_{ct}$ [53].

Stádium I železobetonového průřezu se zpravidla využívá pro výpočet mezních stavů použitelnosti (výpočet napětí, průhybů, šířky trhlin apod.), ale i ke stanovení minimálního vyztužení průřezu pro zamezení křehkého porušení při překročení napětí na mezi vzniku trhlin [53].

- **Stádium II - beton v tahu nepůsobí, v tlaku bez využití plasticity**

  Při dalším navyšování intenzity zatížení nad mez vzniku trhlin se v tažené oblasti postupně začínají rozvíjet trhliny. V místě každé trhliny je beton prakticky vyloučen ze spolupůsobení a větší část tahové síly je přenášena výztuží. To má za následek, že neutrální osa (osa nulových poměrných přetvoření) se přesouvá blíže k tlačenému okraji průřezu. Spolupůsobení betonu a výztuže je zajištěno pouze v místech neporušeného betonu mezi trhlinami. Napětí betonu v tlačené části průřezu lze přibližně považovat za lineární (platí přibližně do $\sigma_c = 0,4 \cdot f_c$, kde f_c je pevnost betonu v tlaku). Výpočet napětí lze provádět podobně jako ve stádiu I, jen průřezové charakteristiky je nutné uvažovat bez tažené oblasti betonu [53].

  Tento stav průřezu se využívá u metody dovolených namáhání a také v případě metody mezních stavů pro výpočet mezních stavů použitelnosti [53].

- **Stádium III - beton v tahu nepůsobí, v tlaku s využitím plasticity**

  Při dalším navýšení intenzity zatížení se průřez dostane do stádia III, do tzv. mezního stavu, kdy rozdělení napětí v tlačeném betonu již není lineární a je využito plastického chování. Výztuž může být v pružném nebo v plastickém stavu (podle míry vyztužení průřezu). K porušení průřezu v mezním stavu dojde buď z důvodů přetržení tažené výztuže nebo drcením tlačeného betonu [53].

  Z napjatostního stádia III vychází výpočet mezní únosnosti podle metody stupně bezpečnosti a také podle metody mezních stavů, kde místo skutečných hodnot sil, pevností a poměrných přetvoření se pracuje s hodnotami návrhovými.

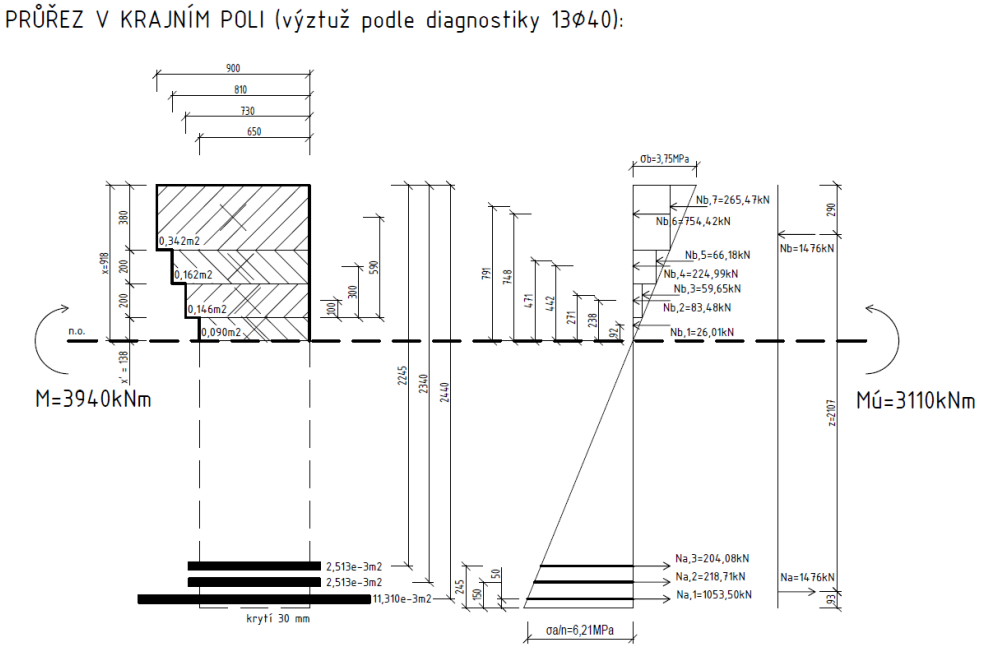
2.5.1 Metoda dovolených namáhání

První celosvětově rozšířená metoda pro navrhování nejen železobetonových stavebních konstrukcí byla metoda dovolených namáhání označovaná také jako "klasická metoda".

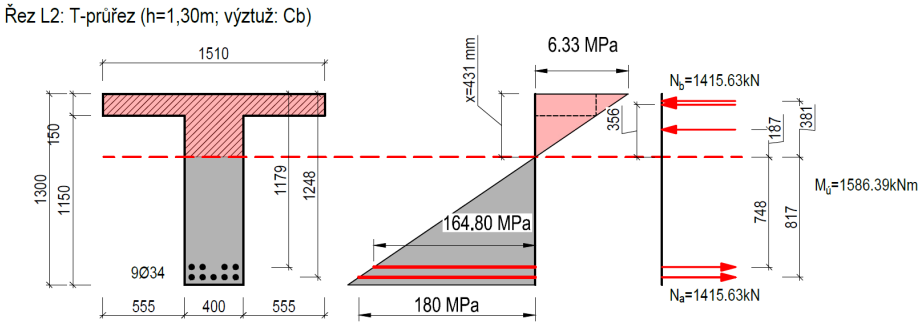
I když použitím klasické metody docházelo vlivem zavedených zjednodušujících předpokladů k odchylkám oproti skutečnému chování průřezu, poskytovala tato metoda jako jediná z uvedených metod poměrně relevantní obraz o statickém působení a namáhání jednotlivých vláken dimenzovaného průřezu při daném uvažovaném zatížení. Z tohoto důvodu se metoda dovolených namáhání využívala pro návrh mostních a inženýrských konstrukcí (tedy zpravidla složitějších konstrukcí vysoké celospolečenské důležitosti) i po zavedení nových metod v pozemním stavitelství. Podle metody dovolených namáhání se navrhovaly konstrukce železobetonové, předpjaté, konstrukce spřažené i kombinované z prefabrikátů s dobetonávkou [40].

Metoda dovolených namáhání vycházela z předpokladu, že v definovaném oboru namáhání průřezu se beton v tlaku a tažená betonářská výztuž společně chovají jako dokonale pružné materiály (pro poměrná přetvoření platí Hookův zákon). To v praxi znamenalo, že přetvárné vlastnosti materiálů lze vyjádřit pomocí jejich modulů pružnosti (E_b pro beton, E_s pro ocel). S působením tažené části betonového průřezu se zpravidla nepočítalo (zavádělo se $E_b' = 0$), protože platil obecný předpoklad, že v posuzovaném kritickém řezu je tažený beton porušen trhlinou. Pro dimenzování železobetonového průřezu bylo třeba stanovit velikost tzv. pracovního součinitele výztuže $n = E_s/E_b$ ideálního průřezu, který byl z důvodu proměnlivosti modulu pružnosti betonu E_b stanoven předpisem a do výpočtu vstupoval jako konstanta, např. $n = 15$. [40].

Na obrázcích Obr. 2.51 a Obr. 2.52 jsou ilustračně ukázány mezní ohybové únosnosti podle metody dovolených namáhání průřezů mostu v Holýšově a v Plzni.



Obrázek 2.51: Výpočet únosnosti průřezu podle metody dovolených namáhání (most za obcí Holýšov).



Obrázek 2.52: Výpočet únosnosti průřezu podle metody dovolených namáhání (most v Plzni).

2.5.2 Metoda stupně bezpečnosti

Metoda stupně bezpečnosti byla druhá všeobecně rozšířená metoda pro navrhování železobetonových konstrukcí v oboru pozemního stavitelství, která byla do praxe zaváděna po II. světové válce.

Výpočet podle stupně bezpečnosti vycházel z rozdělení napětí po průřezu na mezi únosnosti. Pouze v oblasti, kde se tažená oblast průřezu teoreticky porušila široce otevřenými trhlinami, které by ohrožovaly trvanlivost konstrukce, bylo třeba za mez únosnosti považovat již mez použitelnosti konstrukce. Předpokládalo se tedy využití betonářské výztuže do meze průtažnosti. Při dimenzování železobetonového prvku podle stupně bezpečnosti muselo být maximální přípustné namáhání průřezu (výslednice vnějších sil) nejvýše $1/s$ násobkem jeho mezní únosnosti. Potom stupeň bezpečnosti s byl vlastně mírou bezpečnosti, která byla předepsaná různými hodnotami pro jednotlivé způsoby namáhání. U vyztužených prvků se stupeň bezpečnosti s pohyboval okolo 2, u nevyztužených okolo 3 až 6 [40].

Podmínka, aby přípustné zatížení průřezu nepřestoupilo $1/s$ (nejčastěji $1/2$) násobek jeho mezní únosnosti zajišťoval, že i když se při výrobě prvku seskupilo v jednom nebezpečném průřezu několik nepříznivých odchylek v oboru přípustných tolerancích a při provozu došlo k nepatrnému možnému zvětšení zatížení oproti předpokladu, průřez se neporušil [40].

Nevýhodou metody stupně bezpečnosti je, že neposkytuje odpovídající představu o chování průřezu při zatížení, pro které je konstrukce navržena, a proto se tato metoda nehodila pro posuzování vlivu postupného zatěžování prvku v různých stavebních stádiích a pro konstrukce předpjaté či spřažené [40].

2.5.3 Metoda mezních stavů

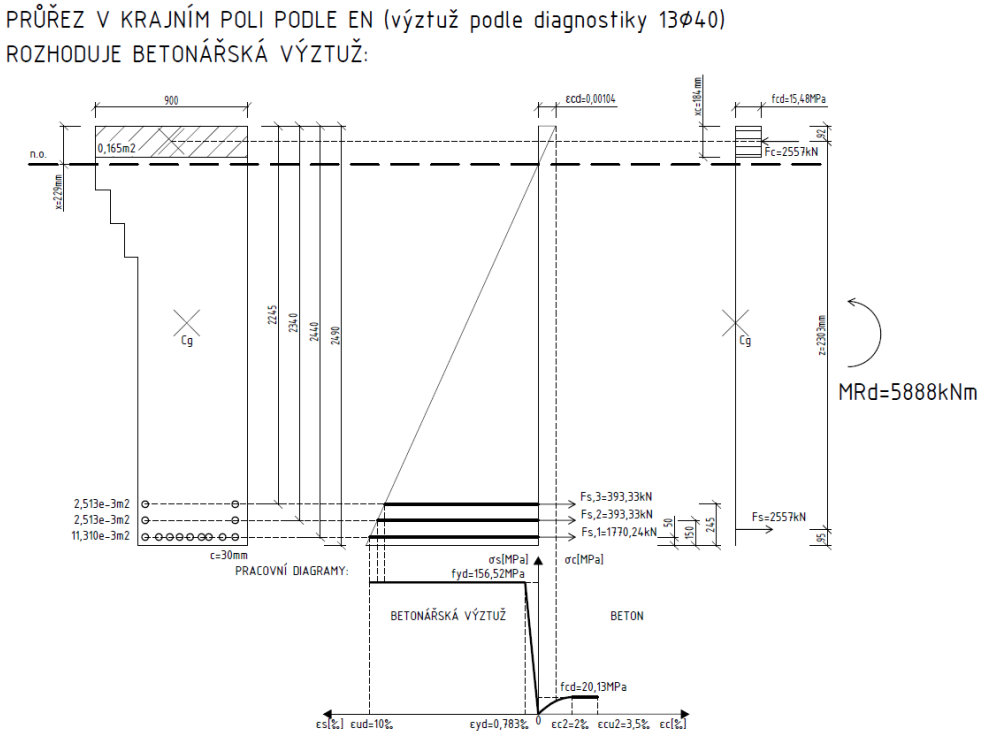
Do praxe byla zaváděna přibližně v polovině 20. století, v ČR se metodě mezních stavů věnoval od počátku 60. let prof. Hruban. Jedná se o aktuálně používanou metodu v tzv. Eurokódech, kdy se spolehlivost konstrukce ověřuje pomocí dílčích součinitelů spolehlivosti (metoda dílčích součinitelů spolehlivosti - polopravděpodobnostní metoda).

Výpočet železobetonových prvků podle mezních stavů také předpokládá rozdělení napětí po výšce průřezu na mezi únosnosti, ovšem místo průměrné únosnosti se zaměřuje na předpokládanou minimální hodnotu. Výslednice vnitřních sil přibližně odpovídá statisticky odvozeným nejmenším velikostem mezních napětí u obou spolupůsobících materiálů při zvolené pravděpodobnosti výskytu vyšších pevností, a tím je zajištěna statistická záruka únosnosti. Součinitele odolnosti snižují vlastnosti materiálu, aby zohlednily jejich možné zhoršení nebo nedokonalost. Naopak pro výpočet výslednice vnějších sil působících na průřez, metoda mezních stavů uvažuje maximální statisticky určené zatížení. Součinitelé zatížení zvyšují zatížení, aby nedošlo k možnému podhodnocení. Toto návrhové zatížení zpravidla není na konstrukci přípustné, ale mohlo by se za určitých zcela výjimečných podmínek na konstrukci vyskytnout [40].

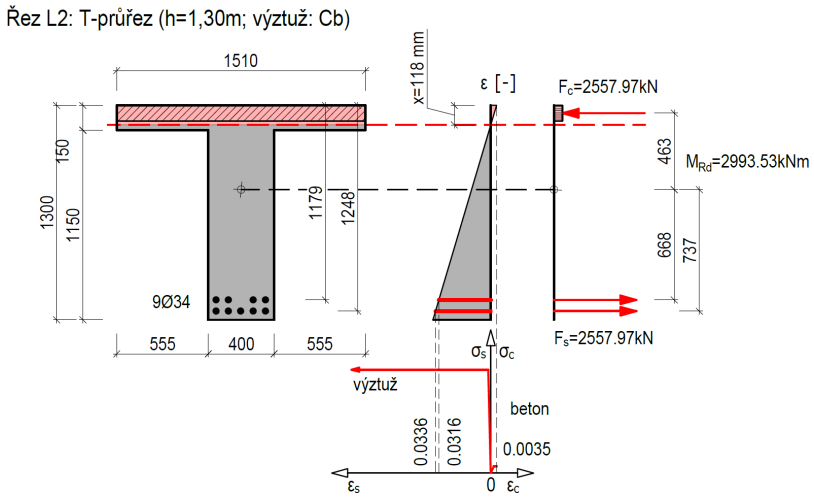
Takto získané extrémní hodnoty obou výslednic se poté navzájem porovnávají v upravených hodnotách pomocí dílčích součinitelů, které vystihují všechny ostatní možné činitele ovlivňující bezpečnost konstrukce [40].

Na obrázcích níže (Obr. 2.53 a Obr. 2.54 jsou pro porovnání ukázány ohybové únosnosti podle metody mezních stavů. Jedná o stejné průřezy mostu v Holýšově a v Plzni, jako na obrázcích Obr. 2.51 a Obr. 2.52.

Výpočtová část disertační práce je zpracována v souladu s aktuálně platnými normami (normy EN), které využívají pro posouzení konstrukcí metodu mezních stavů.



Obrázek 2.53: Výpočet únosnosti průřezu podle metody mezních stavů (most za obcí Holýšov).



Obrázek 2.54: Výpočet únosnosti průřezu podle metody mezních stavů (most v Plzni).

2.6 Zatížitelnost mostů pozemních komunikací dle ČSN 73 6222

Zatížitelnost mostní konstrukce definuje největší okamžitou celkovou hmotnost každého z vozidel, jejichž jízdu lze na mostě dovolit za daných podmínek a zároveň platí, že aktuální zatížitelnost mostu musí být vždy stanovena před uvedením mostu do provozu. Zásady stanovení jednotlivých druhů zatížitelností nových i existujících mostních konstrukcí na pozemních komunikacích v ČR jsou uvedeny v technické normě ČSN 76 6222 [21]. Podle typu uvažované dopravní situace rozlišujeme podle [21] tři druhy zatížitelnosti, a sice:

- **normální zatížitelnost** V_n - největší okamžitá hmotnost jednoho vozidla, které může přejíždět most bez dopravních omezení, v libovolném počtu a bez omezení provozu chodců a cyklistů,
- **výhradní zatížitelnost** V_r - největší okamžitá celková hmotnost vozidla, které smí přejíždět přes most jako jediné, tj. za vyloučení ostatních silničních vozidel, avšak bez dalších dopravních omezení za podmínky že provoz chodců a cyklistů ve vyhrazených pásech je zachován,
- **výjimečná zatížitelnost** V_e - největší okamžitá celková hmotnost vozidla nebo zvláštní soupravy, které smí přejet přes most pouze za vyloučení veškeré ostatní dopravy, včetně chodců a cyklistů, a za dodržení dalších omezujících opatření jako předepsané rozdělení nápravových tlaků, přejezd předepsanou rychlostí, dodržení stanovené stopy apod. [21].

Technická norma [21] dále rozlišuje dva základní způsoby stanovení zatížitelnosti:

1. **Podrobný statický výpočet zatížitelnosti** se provádí podle platných norem pro zatížení, navrhování a ověřování existujících mostních konstrukcí, doplněných o ustanovení normy [21]. Vstupní veličiny se zjišťují podrobným diagnostickým průzkumem s využitím informací z původní projektové dokumentace, pokud je k dispozici.
2. **Kombinovaný statický výpočet zatížitelnosti** se provádí také podle platných norem pro zatížení, navrhování a ověřování existujících mostních konstrukcí, doplněných o ustanovení normy [21] s využitím norem a předpisů platných v době návrhu řešeného mostu. Tento postup se používá zejména v případech, kdy ke stávajícímu mostu není k dispozici původní projektová dokumentace a je nutné základní vstupní parametry výpočtu (nejčastěji vyztužení železobetonových průřezů) určit za pomoci ověřovacího statického výpočtu s využitím technických norem a předpisů pro zatížení a navrhování mostů, které byly platné v předpokládané době vypracování původního projektu mostu. Dalšími vstupními parametry výpočtu jsou výsledky z podrobného diagnostického průzkumu (geometrické a materiálové charakteristiky).

Uvedení hodnot zatížitelnosti vč. způsobu stanovení je nedílnou součástí mostního listu [21].

Při určení zatížitelnosti existujícího mostu se musí přihlédnout k jeho skutečnému stavu v době určení zatížitelnosti. Skutečný stav prvku konstrukci nebo části mostu se určuje buď prohlídkou podle ČSN 73 6221 [17], nebo podrobným diagnostickým průzkumem.

V případě existujících mostních konstrukcí musí být znovu stanovena zatížitelnost v případech, kdy dochází vlivem modernizace nebo rekonstrukce k ovlivnění dříve stanovené

zatížitelnosti (např. při rozšíření mostu, při zesílení mostu, při výměně části existující konstrukce, při změně statického schématu apod.). Zatížitelnost existujícího mostu po obnově se stanoví na základě návrhu rekonstrukce a projektové dokumentace skutečného provedení rekonstrukce podrobným statickým výpočtem se zohledněním skutečných materiálových a geometrických charakteristik konstrukce na základě závěrů z podrobného diagnostického průzkumu, případně s využitím závěrů z ověřovacího přepočtu podle platných norem v době návrhu konstrukce.

Minimální doporučené hodnoty zatížitelnosti [21] pro mosty po obnově jsou uvedeny v Tab. 2.30. V praxi požadované minimální hodnoty zatížitelnosti mostu po obnově určuje správce mostu (objednatel investiční akce) se souhlasem příslušného úřadu a s přihlédnutím k doporučeným hodnotám (Tab. 2.30), a také s ohledem na zatížitelnosti mostů na stejné trase tak, aby po rekonstrukci nebyl řešený most překážkou provozu na dané pozemní komunikaci. Požadované hodnoty zatížitelnosti jsou tak základním parametrem pro návrh zesílení mostní konstrukce.

Skupina pozemních komunikací podle [10]	**Druh zatížitelnosti**		
	Normální (V_n)	**Výhradní** (V_r)	**Výjimečná** (V_e)
1	32 t	80 t	180 t
2	22 t	40 t	-

Tabulka 2.30: Minimální doporučené hodnoty zatížitelnosti pro mosty po obnově [21]

2.6.1 Normální zatížitelnost

Zatěžovací schéma normální zatížitelnosti V_n, které je uvedeno na Obr. 2.55, vychází z modelu zatížení 1 (LM1), který je definován v [10] vč. šířky a číslování zatěžovacích pruhů w_i s uvažováním dynamického součinitele podle kap. 2.6.5 [21].

Počet a šířka zatěžovacích pruhů w_i je určena podle volné šířky mostu (zatěžovací prostor w) podle následujících vztahů:

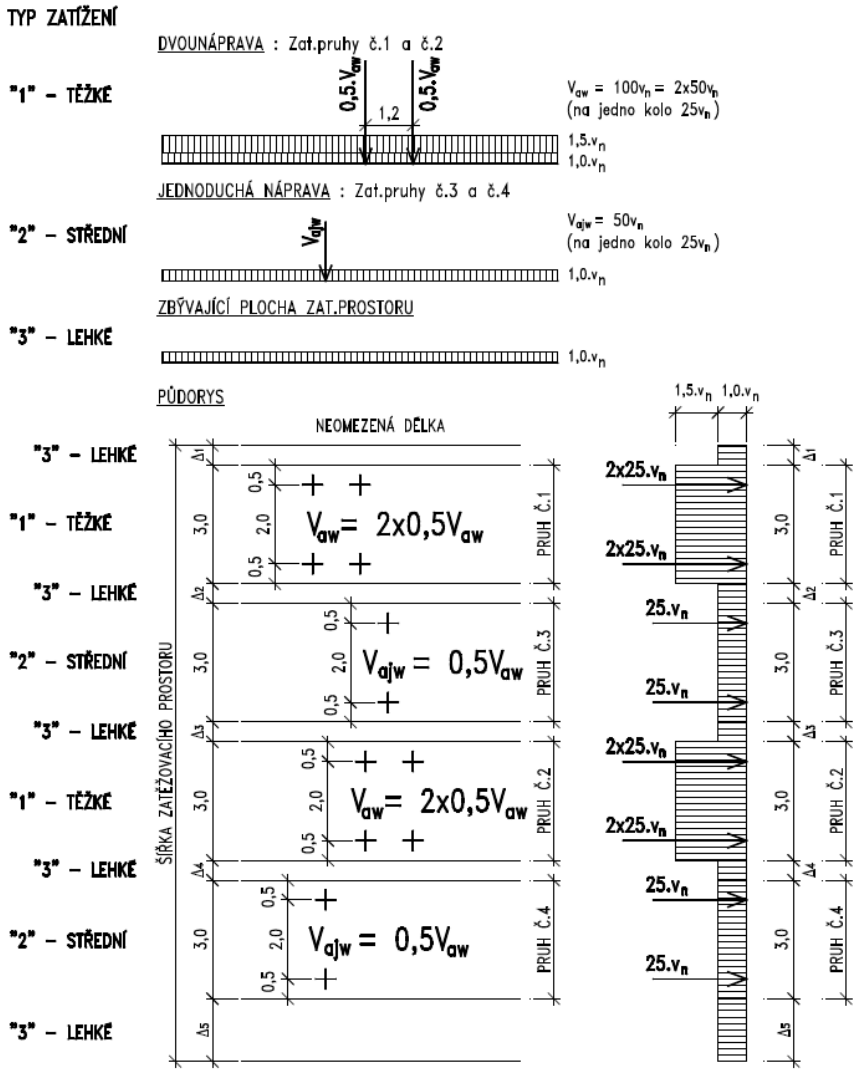
$w \leq 5,4\ m$ jeden zatěžovací pruh šířky $3,0\ m$;
$5,4\ m < w \leq 6,0\ m$ dva zatěžovací pruhy šířky $0,5 \cdot w$;
$w < 6,0\ m$ $w/3$ zatěžovacích pruhů šířky $3,0\ m$.

Zatížení dle Obr. 2.55 se umisťuje do zatěžovacích pruhů nezávisle na sobě tak, aby bylo dosaženo extrémních účinků v kritických řezech mostní konstrukce. V příčném směru lze zatěžovací pruhy libovolně přemisťovat a taktéž je možné ponechat část zatěžovací plochy bez zatížení, pokud tento stav na konstrukci vyvodí extrémní účinky [21].

Normální zatížitelnost je definována tíhou V_a zadních náprav vozidla, které je uvedeno na Obr. 2.56a). Zatížení přední nápravou vozidla je nahrazeno rovnoměrným zatížením v příslušném zatěžovacím pruhu ($2,5 \cdot v_n$ v zatěžovacím pruhu č. 1 a 2, resp. v_n v zatěžovacím pruhu č. 3 a 4). Pokud je zjištěná normální zatížitelnost menší než 16 t, je podle normy doporučeno nahradit zatížení dvounápravou ("1") zatížením jednoduchou nápravou ("2") v pruzích č. 1 a 2 (Obr. 2.56b)) [21].

Technická norma [21] pro stanovení normální zatížitelnosti uvádí definované jednotkové zatížení $v_n = 1kN/m^2$, ze kterého lze při výpočtu V_n vycházet. Konstrukce se zatíží podle schématu, které je uvedeno na Obr. 2.55, to znamená:

- zadními nápravami - dvounápravami $V_{aw,1} = 2 \cdot 50kN$ (kolo $25kN$), nebo náhradní nápravou $V_{aw,1} = 100kN$ (kolo $50kN$) v zatěžovacích pruzích č. 1 a 2;



Obrázek 2.55: Char. normová sestava zatížené pro stanovení normální zatížitelnosti V_n [21].

- jednoduchou nápravou $V_{ajw,1} = 50kN$ (kolo $25kN$) v zatěžovacích pruzích č. 3 a 4;
- rovnoměrným zatížením $2,5v_{n,1} = 2,5kN/m^2$ neomezené délky v zatěžovacích pruzích č. 1 a č.2;
- rovnoměrným zatížením $v_{n,1} = 1kN/m^2$ neomezené délky na zbývající ploše zatěžovacího prostoru [21].

Pro konstrukci s výše zmíněným zatížením se určí rozhodující účinek v kritických místech mostu a podle rozhodného mezního stavu se následně určí odpovídající odolnost prvku v daném místě, ze kterého se stanoví výsledná hodnota v_n. Ve výpočtu se musí přihlédnout k dynamickým účinkům dopravního zatížení podle kap. 2.6.5 a k dílčím součinitelům spolehlivosti podle [10].

Číselná hodnota normální zatížitelnosti V_n je dána následujícími vztahy, které vycházejí ze zjištěné hodnoty v_n a z tíhy zadní dvounápravy V_{aw}, resp. jednoduché nápravy, podle použitého zatěžovacího schématu:

$$V_{aw} = 100 \cdot v_n \ [kN] \tag{2.6}$$

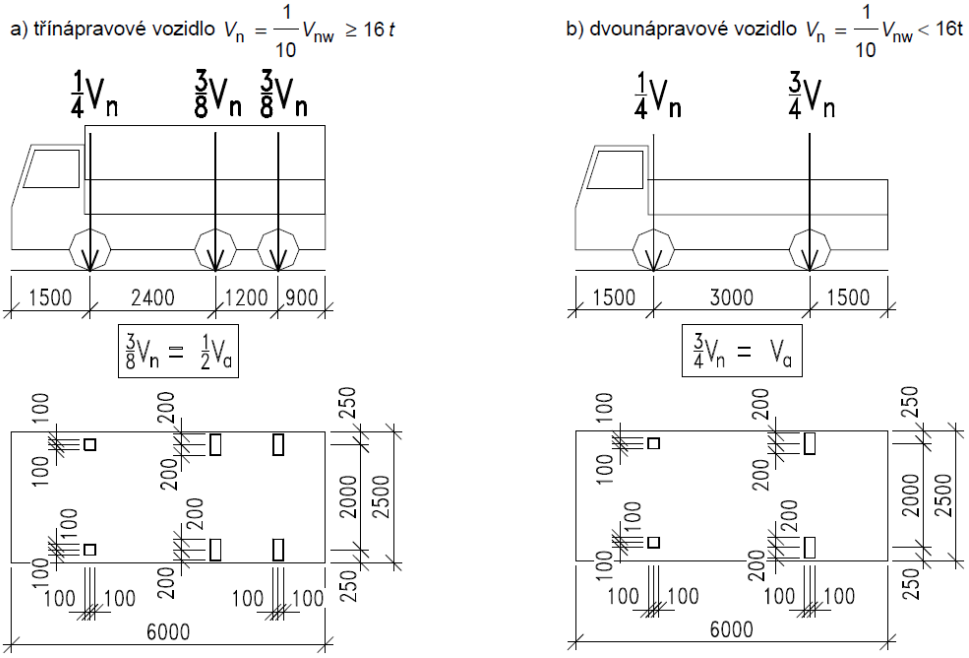
Tíha vozidla V_{nw}, které odpovídá normální zatížitelnosti, je potom:

$$V_{nw} = \frac{4}{3} \cdot V_{aw} \ [kN] \tag{2.7}$$

Konečná hodnota normální zatížitelnosti V_n v tunách je potom:

$$V_n = \frac{1}{10} \cdot V_{nw} \ [t] \tag{2.8}$$

Z výše uvedených vzorců pro výpočet normální zatížitelnosti lze zpětným postupem přímo určit nutnou velikost koeficientu zatížení v_n pro splnění dané podmínky velikosti normální zatížitelnosti. Např. pro danou podmínku $V_n = 32\ t$ musí být $V_{nw} = 320\ kN$, $V_{aw} = 240\ kN$ a $v_n = 2,4\ kN/m^2$. Tohoto lze využít při sestavování optimalizační úlohy návrhu zesílení mostu (viz kap. 5.1).



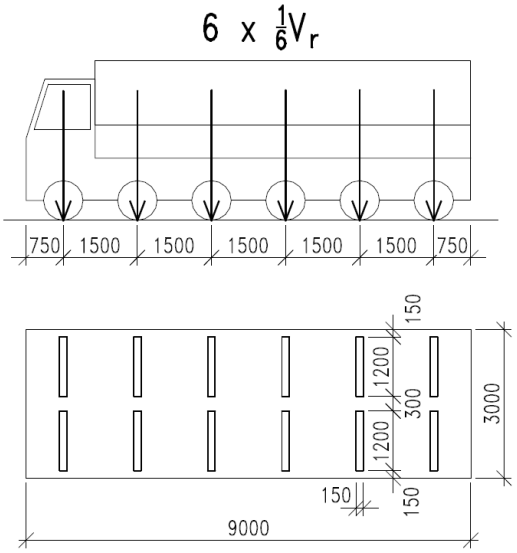
Obrázek 2.56: Schémata vozidel pro stanovení normální zatížitelnosti V_n [21].

U každého mostu, jehož normální zatížitelnost je nižší než 26 t, je nutné osadit příslušnou dopravní značku, která omezuje okamžitou celkovou hmotnost vozidel. Zásady pro osazování značek jsou uvedeny v TP 65 [20].

2.6.2 Výhradní zatížitelnost

Výhradní zatížitelnost je podle normy [21] definována jako největší přípustná hmotnost V_r jediného šestinápravového vozidla při zatížení podle Obr. 2.57 v případě, že stanovená hmotnost V_r jediného šestinápravového vozidla je větší než 50 t. V ostatních případech je výhradní zatížitelnost určena jako největší přípustná hmotnost jediného dvounápravového vozidla podle Obr. 2.58a). Pokud V_r dvounápravového vozidla vyjde větší než 16 t, pak lze

pro stanovení výhradní zatížitelnosti využít zatížení jediného třínápravového vozidla podle Obr. 2.58b) [21].



Obrázek 2.57: Schéma šestinápravového vozidla pro stanovení výhradní zatížitelnosti V_r [21].

Pro stanovení výhradní zatížitelnosti V_r lze postupovat podle níže uvedených kroků [21]:

- konstrukce mostu se zatíží šestinápravovým, popř. dvounápravovým nebo třínápravovým vozidlem jednotkové tíhy 1 kN;
- pro rozhodující průřez konstrukce se určí rozhodné účinky jednotkového zatížení;
- pro rozhodující průřez konstrukce se stanoví odpovídající odolnost podle posuzovaného mezního stavu, ze které je následně určena hmotnost vozidla V_{rw} a jí odpovídající výhradní zatížitelnost V_r. Ve výpočtu se musí uvažovat dynamické účinky dopravního zatížení podle kap. 2.6.5 a také dílčí součinitele spolehlivosti podle [10].

Číselná hodnota výhradní zatížitelnosti V_r je potom:

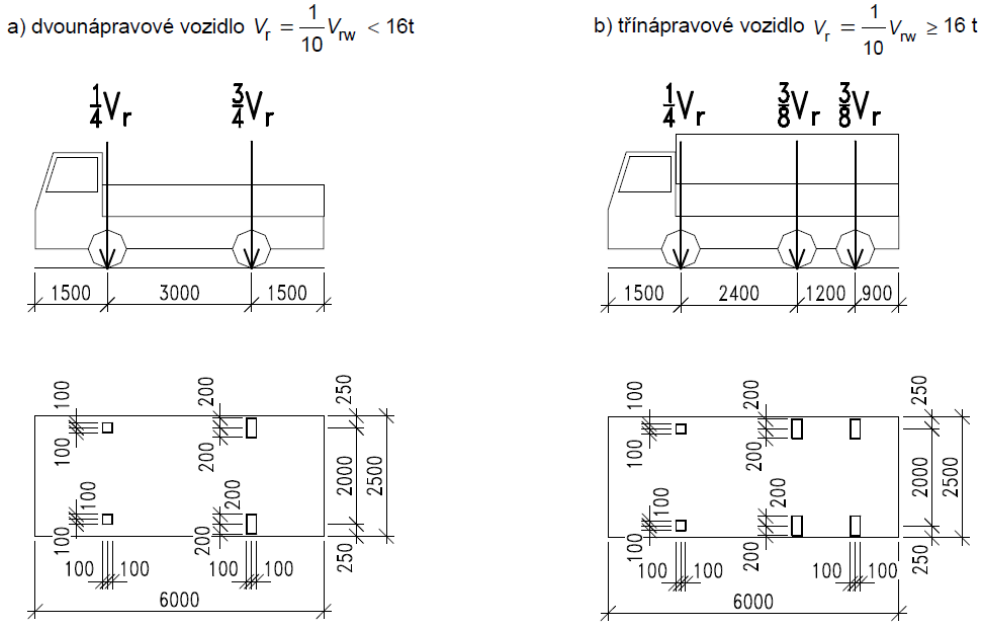
$$V_r = \frac{1}{10} \cdot V_{rw} \ [t] \tag{2.9}$$

U každého mostu, jehož výhradní zatížitelnost je nižší než 48 t, je nutné osadit příslušnou dodatkovou tabulku s nápisem "Jediné vozidlo: ... t", která omezuje okamžitou celkovou hmotnost vozidel. Zásady pro osazování značek jsou uvedeny v TP 65 [20].

2.6.3 Výjimečná zatížitelnost

Výjimečná zatížitelnost se podle [21] stanoví jako největší přípustná hmotnost devítinápravového vozidla podle Obr. 2.59, které se po mostě pohybuje v předem definované stopě (s největší přípustnou odchylkou $\pm 0,5$ m) a předepsanou rychlostí.

Při výpočtu výjimečné zatížitelnosti V_e se postupuje obdobně, jako v případě výhradní zatížitelnosti V_r, a sice:



Obrázek 2.58: Schéma dvounápravového a třínápravového vozidla pro stanovení výhradní zatížitelnosti V_r [21].

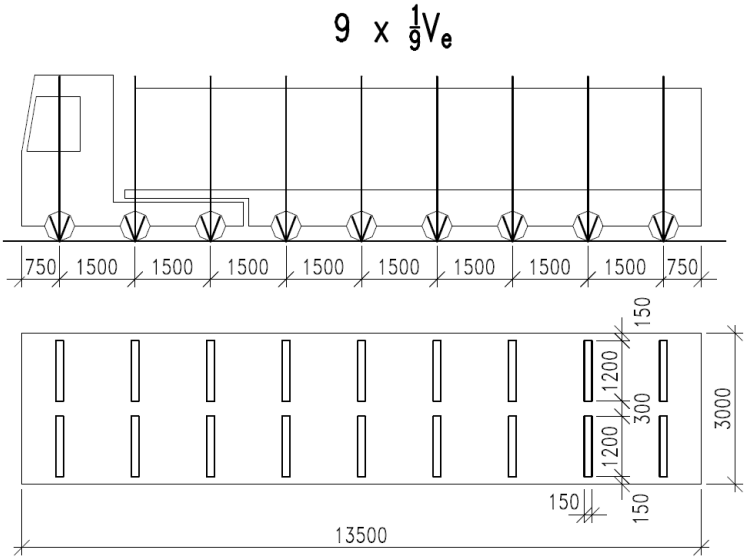
- konstrukce mostu se zatíží devítinápravovým vozidlem jednotkové tíhy $V_{ew,1} = 1\ kN$;
- pro rozhodující průřez konstrukce se určí rozhodné účinky jednotkového zatížení;
- pro rozhodující průřez konstrukce se stanoví odpovídající odolnost podle posuzovaného mezního stavu, ze které je následně určena tíha devítinápravového vozidla V_{ew} a jí odpovídající výjimečná zatížitelnost V_e. Ve výpočtu se musí uvažovat dynamické účinky dopravního zatížení podle kap. 2.6.5 a také dílčí součinitele spolehlivosti podle [10].

Číselná hodnota výjimečné zatížitelnosti V_e je potom:

$$V_e = \frac{1}{10} \cdot V_{ew}\ [t] \tag{2.10}$$

2.6.4 Sestavy zatížení dopravou pro stanovení zatížitelnosti mostů

Dříve uvedená schémata zatížení se dále ve výpočtu uvažují podle příslušné sestavy dopravního zatížení, která určují současné působení různých zatížení v definovaných návrhových situacích [21]. Každá definovaná sestava zatížení pro stanovení zatížitelnosti pak představuje jedno charakteristické zatížení, které je dále kombinováno s případným nedopravním zatížením podle ČSN EN 1990 [27]. Součinitel kombinace pro stanovení příslušné zatížitelnosti je zaveden hodnotou $\psi_{0,1} = 0,75$ a $\psi_{1,1} = 0,75$. Sestavy zatížení pro normální zatížitelnost a výhradní zatížitelnost jsou uvedeny v Tab. 2.31 a Tab. 2.32. Pro stanovení výjimečné zatížitelnosti nejsou definovány žádné sestavy zatížení.



Obrázek 2.59: Schéma zvláštní soupravy pro stanovení výjimečné zatížitelnosti V_e [21].

Sestava zatížení	**Normální zatížení**	**Vodorovné síly**	**Zatížení chodníků a cyklistických pruhů**
n_1	Charakteristická hodnota podle kap. 2.6.1	-	Redukovaná hodnota $w_f = 2,5\ kN/m^2$
n_2	Častá hodnota ($\psi_{1,1}$) podle kap. 2.6.1	Charakteristická hodnota podle [21]	-
n_3	Častá hodnota ($\psi_{1,1}$) podle kap. 2.6.1	-	-

Tabulka 2.31: Sestavy zatížení dopravou pro stanovení normální zatížitelnosti [21].

2.6.5 Dynamické účinky

Dynamické účinky zatížení od dopravy nejsou implicitně zahrnuty v zatěžovacích schématech zatížitelnosti, ale ve výpočtu jsou zohledněny pomocí dynamického součinitele δ_i závisejícího na vlastní frekvenci mostní konstrukce podle Obr. 2.60, kterým se násobí statické účinky od příslušného zatěžovacího schématu [21].

Vlastní frekvenci mostu za účelem stanovení dynamického součinitele lze uvažovat zjednodušeně podle vztahu (2.11):

$$f = 90,6 \cdot L_d^{-0,923}, \tag{2.11}$$

kde f je výsledná vlastní frekvence mostu (Hz) a L_d je náhradní délka mostní konstrukce určena podle Tab. 2.33.

Při stanovení normální zatížitelnosti se dynamický součinitel uvažuje takto:

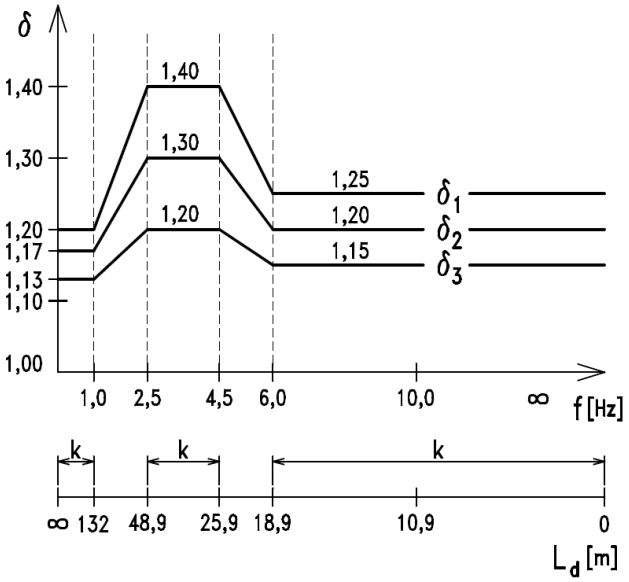
a) Zatížení jedním kolem, jednou nápravou $\delta = 1,40$

b) Zatížení jedním zatěžovacím pruhem a pruhy Δi $\delta = \delta_1$

c) Zatížení dvěma zatěžovacími pruhy a pruhy Δi $\delta = \delta_2$

Sestava zatížení	**Výhradní zatížení**	**Vodorovné síly**	**Zatížení chodníků a cyklistických pruhů**
r_1	Charakteristická hodnota podle kap. 2.6.2	-	Redukovaná hodnota $w_f = 2,5\ kN/m^2$
r_2	Častá hodnota ($\psi_{1,1}$) podle kap. 2.6.2	Charakteristická hodnota podle [21]	-

Tabulka 2.32: Sestavy zatížení dopravou pro stanovení výhradní zatížitelnosti [21].



Obrázek 2.60: Dynamické součinitele δ_1, δ_2, δ_3 v závislosti na vlastní frekvenci f [Hz] [21].

d) Zatížení třemi a více zatěžovacími pruhy šířky 3 m a pruhy Δi $\delta = \delta_3$

Při stanovení výhradní zatížitelnosti se dynamický součinitel uvažuje takto:

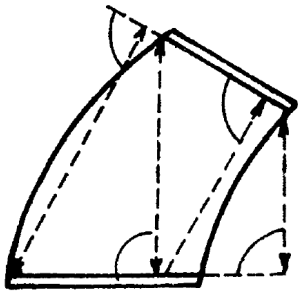
a) Zatížení jedním kolem, jednou nápravou $\delta = 1,40$

b) Zatížení dvěma, třemi nebo čtyřmi nápravami; zatížení celým vozidlem $\delta = \delta_1$

Při stanovení výjimečné zatížitelnosti se dynamický součinitel uvažuje takto:

a) Zatížení jedním kolem, jednou nápravou $\delta = 1,05$

b) Zatížení více nápravami; zatížení celou soupravou $\delta = 1,05$

Řádek	**Konstrukce, popř. její část**	**Náhradní délka L_d**
1	Plech mostovky	Vzdálenost podélných výztuh; při nestejných vzdálenostech její střední hodnota
2	Prosté nosníky	Rozpětí
3	Konstrukce o jednom poli, na obou koncích uložené nebo vetknuté, kolmé i šikmé, též nepravidelného, popř. zakřiveného půdorysu (desky, trámy, rámy)	Kolmá vzdálenost uložení nebo vetknutí, popř. střední hodnota všech kolmých vzdáleností uložení nebo vetknutí 
4	Deskové konstrukce uložené nebo vetknuté po obvodě, též šikmé nebo nepravidelného půdorysu	Střední hodnota všech kolmých vzdáleností uložení nebo vetknutí, obdobně jako u řádku 3
5	Oblouky	Polovina rozpětí
6	Vetknuté konzoly	Dvojnásobná délka vyložení
7	Spojité konstrukce kloubové	Rozpětí polí (tj. vzdálenost středů podepření jak u částí s převislými konci, tak u částí vložených)
8	Spojité konstrukce (deskové, trámové, rámové)	Aritmetický průměr rozpětí všech polí
9	Spojité oblouky	Aritmetický průměr polovin rozpětí všech polí
10	Konstrukce zavěšené a visuté	Individuálně (provede se dynamický výpočet)
11	Členěné podpěry, ocelové a betonové sloupy, rámové stojky, průvlaky, klouby, ložiska, kotvy, úložné kvádry (lavice); oblasti pod ložisky i mezi úložnými kvádry a zdivem	Průměrná hodnota rozpětí podporovaných mostních polí

Tabulka 2.33: Náhradní délky L_d pro výpočet dynamického součinitele δ dle [21].

Kapitola 3

Současné přístupy k zesilování mostů

V této kapitole jsou uvedeny základní přístupy k zesilování železobetonových mostních konstrukcí, které se uplatňují jak u nás, tak i ve světě. V rámci rešerše bylo také provedeno porovnání jednotlivých metod a jejich aplikovatelnost.

V případech, kdy se rozhoduje o možnosti zesílení mostu, je nanejvýše důležité zodpovědně určit následující:

1. Aktuální stav, ve kterém se daná mostní konstrukce nachází.
2. Základní požadavky a objektivní důvody pro zesilování.
3. Vhodnou metodu pro zesílení.

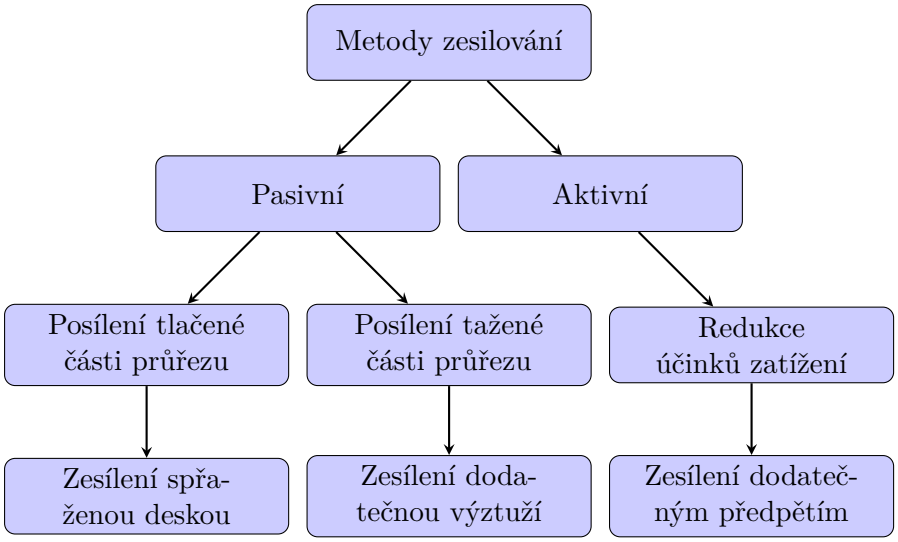
Existuje několik metod zesilování, které se v inženýrské praxi aktuálně používají, a proto je důležité, aby před vlastní aplikací byly provedeny studie za účelem zjištění, která metoda je pro danou konstrukci a pro splnění daných požadavků nejvhodnější. Vhodná metoda musí být také vybrána s ohledem na další související podmínky, ve kterých se předmětný most nachází, neboť ne všechny metody lze aplikovat za jakýchkoliv okolností.

Zesilování mostů může být provedeno jako součást celkové rekonstrukce mostu (velmi vhodné) a nebo v rámci dílčího vylepšení vlastností konstrukce. Vždy je ale hlavním cílem zesilování zlepšení a zabezpečení bezpečné provozuschopnosti mostu jako celku.

Obecně lze metody zesilování konstrukcí rozdělit do dvou skupin podle způsobu působení na zesilovanou konstrukci.

1. **Pasivní zesílení** - Jedná se o takové systémy zesilování konstrukcí, které se spolupodílí na přenosu zatížení s existující konstrukcí pouze v momentě, kdy dojde k namáhání konstrukce od vnějšího zatížení (typicky u silničních mostních konstrukcí až při přejezdu vozidla). Pokud není konstrukce zatížena, není v pasivním systému zesílení žádné napětí. Pasivní metody lze dále rozdělit na metody, které pod zatížením posilují tlačené části průřezu a na metody, které posilují tažené části průřezu.
2. **Aktivní zesílení** - Aktivní systémy zesílení působí na konstrukci již v momentě jejich aplikace. Zpravidla jsou navrženy tak, aby svým působením významně redukovaly účinky namáhání od vlastní tíhy a ostatních stálých složek zatížení (často se označují jako LBM metody - "load-balancing methods", metody vyrovnávající zatížení). Tyto systémy jsou pod neustálým napětím, aktivně se podílejí na přenosu zatížení po celou dobu provozování konstrukce a celkově přispívají k příznivému působení konstrukce.

Rozdělení základních metod pro zesilování mostních železobetonových konstrukcí je uvedeno na Obr. 3.1.



Obrázek 3.1: Rozdělení základních metod zesilování

Jak je z diagramu na Obr. 3.1 patrné, tak mezi základní přístupy pro zvýšení únosnosti mostních průřezů patří:

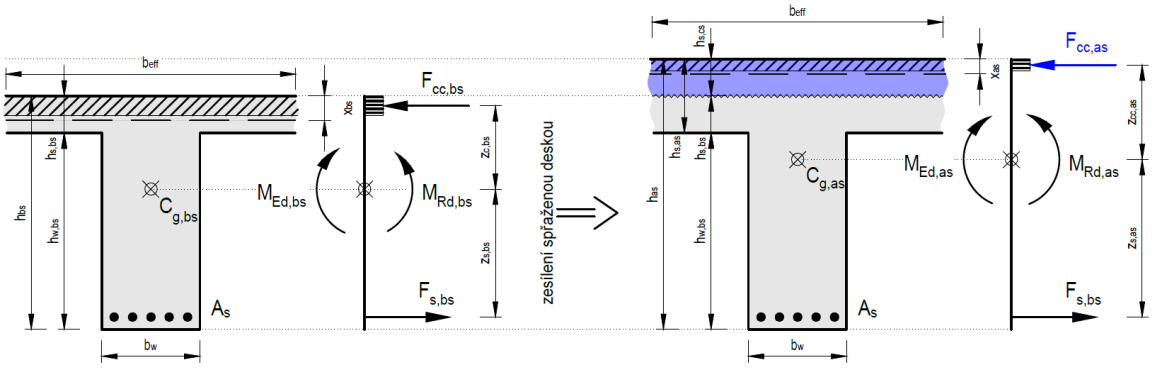
- zesílení spřaženou deskou;
- zesílení dodatečnou výztuží;
- zesílení dodatečným předpětím.

Další v literatuře diskutovanou možností pro zesilování mostů je změna statického systému zesilované nosné konstrukce. Tento přístup k zesilování historických železobetonových mostních konstrukcí je ale spíše ojedinělý.

3.1 Zesílení spřaženou deskou

Zesílení mostní konstrukce pomocí nabetonované spřažené desky je nejjednodušší metodou pro zesílení mostu a zvýšení parametrů zatížitelnosti. Jednoduchost této metody je dána zejména relativně snadnou realizací, kdy stávající mostovka tvoří bednění pro novou železobetonovou desku. Náležitou pozornost je třeba věnovat návrhu a realizaci spřahující výztuže pro vyztužení styčné spáry mezi betony různého stáří.

Nevýhodou tohoto způsobu zesílení je přitížení stávající konstrukce tíhou nové spřažené desky, která je nabetonovaná na původní mostovku. Nabetonování nové desky také zvětšuje konstrukční výšku mostovky a má tak vliv na výšku nivelety převáděné komunikace, která po rekonstrukci musí plynule navazovat na nivelety přilehlých komunikací, což může výrazně ovlivnit využití této metody. Další nevýhoda této metody souvisí s nutností odhalení původní železobetonové desky mostní konstrukce a sejmutí všech konstrukčních vrstev vozovky. Je tedy zřejmé, že tato metoda vyžaduje během realizace omezení provozu úplnou uzavírkou a nebo částečnou uzavírkou s ponecháním jednoho pruhu pro kyvadlový provoz.



Obrázek 3.2: Zesílení spřaženou deskou - silové schéma.

Spřažené desky se nejčastěji volí v tloušťkách 100 až 250 mm a jedná se tedy o relativně velké množství mladého betonu, které je přidáno do existujícího statického systému. Do výpočtu by tak měly být zahrnuty i vlivy reologických jevů (smršťování a dotvarování betonu), které nejsou v tomto případě zanedbatelné.

Princip zvýšení ohybové únosnosti po zesílení $M_{Rd,as}$ je vyobrazen na Obr. 3.2. Vlastní efekt zesílení je založen na zvětšení ramene vnitřních sil. Zvětšením tloušťky průřezu o nabetonovanou desku dojde k přesunu tlakové síly v betonu nahoru do nové spřažené desky a tím dojde ke zvětšení ramene vnitřních sil mezi původní výztuží $F_{s,bs}$ a silou v tlačeném betonu $F_{cc,as}$. Velikosti sil ve výztuži a v betonu jsou stejné před i po zesílení, ale po aplikaci spřažené desky se mění výška tlačeného betonu x_{as} v závislosti na zvolené pevnostní třídě betonu spřažené desky (obvykle C 30/37). Vlivem zvýšení výšky průřezu z h_{bs} na h_{as} dochází i k posunu těžiště průřezu. Nová poloha těžiště $c_{g,as}$ musí být zahrnuta do výpočtu zejména v případech, kdy na konstrukci bude působit normálová síla (např. v případě kombinace této metody např. s dodatečným předpětím). Po zesílení je rameno vnitřních sil $z_{s,as} + z_{cc,as}$ větší, než rameno vnitřních sil před zesílením $z_{s,bs} + z_{cc,bs}$, tím pádem je také moment na mezi únosnosti po zesílení $M_{Rd,as}$ větší, než moment únosnosti před zesílením $M_{Rd,bs}$, viz rovnice (3.1).

$$\begin{aligned} &M_{Ed,bs} < M_{Ed,as} \quad \wedge \quad z_{cc,bs} + z_{s,bs} < z_{cc,as} + z_{s,as} \\ &\wedge \quad F_{cc,bs} = F_{cc,as} \quad \wedge \quad M_{Ed,as} < M_{Rd,as} = F_{cc,as} \cdot z_{cc,as} + F_{s,bs} \cdot z_{s,as} \end{aligned} \tag{3.1}$$

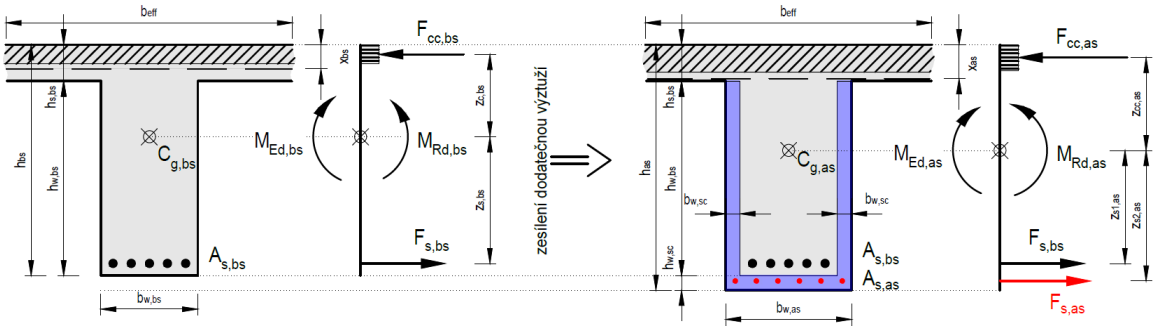
3.2 Zesílení dodatečnou výztuží

Další, již ne tak masivně používanou pasivní metodou zesílení, je metoda zesílení mostní konstrukce dodatečnou výztuží pro zachycení tahových sil v tažených částech průřezů konstrukce. Pro posílení kritických řezů lze využít standardní betonářskou výztuž nebo moderní kompozitní výztuž.

Princip zvýšení ohybové únosnosti po zesílení dodatečnou výztuží $M_{Rd,as}$ je vyobrazen na Obr. 3.3. Oproti předchozí metodě, kdy byla zachována velikost působících sil na průřezu a zvýšení ohybové únosnosti bylo dosaženo primárně zvětšením ramene vnitřních sil, u metody dodatečné výztuže dochází v mezním stavu ke zvětšení síly v tažené části průřezu. Před zesílením působí na průřezu jako tahová síla pouze síla v původní výztuži $F_{s,bs}$, ale po zesílení již v tažené části průřezu působí síla $F_{s,bs}$ společně s novou silou $F_{s,as}$, která závisí na navržené ploše dodatečné výztuže $A_{s,as}$. Pro zachování rovnováhy sil na průřezu

musí také dojít ke zvětšení síly v tlačeném betonu z $F_{cc,bs}$ na $F_{cc,as}$ a dochází tak k posunu neutrální osy betonu a ke zvětšení výšky tlačené části betonu z x_{bs} na x_{as}. Rameno síly $F_{cc,as}$ $z_{cc,as}$ je tedy menší, než rameno síly $F_{cc,bs}$ $z_{cc,bs}$ před zesílením, nicméně síla $F_{cc,as}$ je mnohem větší, než síla $F_{cc,bs}$, protože musí také vyvažovat dodatečně vnesenou sílu $F_{s,as}$ nové výztuže, která také působí na svém rameni $z_{s2,as}$. Výsledný moment na mezi únosnosti $M_{Rd,as}$ je tak větší, než moment na mezi únosnosti před zesílením $M_{Rd,bs}$, viz (3.2).

$$\begin{aligned} M_{Ed,bs} < M_{Ed,as} \quad \wedge \quad F_{s,bs} < F_{s,bs} + F_{s,as} \quad \wedge \quad F_{cc,bs} < F_{cc,as} \\ \wedge \quad M_{Ed,as} < M_{Rd,as} = F_{cc,as} \cdot z_{cc,as} + F_{s,bs} \cdot z_{s1,as} + F_{s,as} \cdot z_{s2,as} \end{aligned} \tag{3.2}$$



Obrázek 3.3: Zesílení dodatečnou výztuží - silové schéma.

I u této metody dochází vlivem obetonování průřezu k mírnému posunu těžiště průřezu $c_{g,bs}$ na pozici po zesílení $c_{g,as}$. Ovšem tento posun není tak markantní, jako v předchozím případě, a proto se často ve statických výpočtech zanedbává.

Nevýhodou této metody je její relativní pracnost a vlivem obetonování příčného řezu dochází jednak k přitížení nosné konstrukce, které ale není zpravidla velké, ale také dochází ke zvětšení zesilovaného průřezu, které může být problematické s ohledem na průjezdné nebo průtokové profily či z pohledu estetiky. K výhodám metody dodatečné betonářské výztuže patří možnost účinného zesílení průřezu vůči smykovému namáhání v případě trámové konstrukce. V obetonávce trámu lze umístit novou smykovou vyztuž, kterou je možné pomocí vrtů skrze mostovku účinně zatáhnout až do tlačené části průřezu.

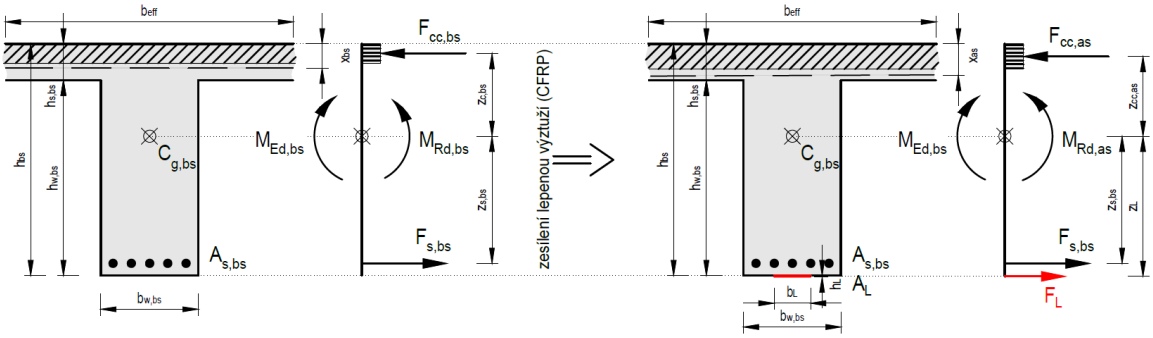
Zesílení dodatečnou kompozitní výztuží

K zesílení tažené části průřezu lze také využít oproti standardní betonářské výztuže výztuž kompozitní. Jako kompozitní výztuž se označuje výztuž, která je vyrobena z vysokopevnostních vláknových kompozitů obalených polymerní matricí. Pro zesilování konstrukcí se nejčastěji používají kompozitní výztuže ve formě tzv. lamel - označovány jako FRP lamely (FRP - Fibre Reinforced Polymer) či uhlíkové lamely (CFRP - Carbon Fibre Reinforced Polymer) apod.

Oproti standardní betonářské výztuži, která je se zesilovanou konstrukci pevně spojena obetonováním a kotvením, výztuž ve formě lamel se k povrchu původní konstrukce lepí (nejčastěji epoxidovými lepidly). Spolehlivost těchto systémů je tak dána kvalitou povrchu zesilované konstrukce a schopností přenést zatížení z původní konstrukce do zesilujícího prvku skrze lepený spoj. Právě lepený spoj je největší slabinou tohoto přístupu, obzvláště pokud se jedná o zesilování betonových konstrukcí stáří okolo 100 let, kdy povrchové vrstvy

betonu jsou již velmi zdegradovány a pevnosti betonu v tahu jsou prakticky nulové. Na takovou konstrukci nelze lepenou výztuž aplikovat.

Zesílení pomocí lamel je možné aplikovat pouze na konstrukce, které splňují následující parametry: rovinatý, čistý povrch pro aplikaci lamel bez nesoudržných a prachových částic, dostatečná pevnost povrchových vrstev původního betonu v tahu (střední hodnota 2 $N/mm^2, min. 1,5\ N/mm^2$), dodržení podmínek pro aplikaci lepidla.



Obrázek 3.4: Zesílení dodatečnou lepenou kompozitní výztuží (např. CFRP lamely) - silové schéma.

Silové schéma principu zvýšení mezního momentu únosnosti je uvedeno na Obr. 3.4. V principu je mechanismus zesílení konstrukce stejný, jako v případě zesílení konstrukce dodatečně vloženou betonářskou (tradiční) výztuží (viz Obr. 3.3, kap. 3.2). V mezním stavu dochází k aktivování dodatečně vložené lamely do soustavy sil na průřezu F_L, která přispívá k posílení tažené části průřezu (zvýšení síly v tažené části průřezu z $F_{s,bs}$ na $F_{s,bs} + F_L$). Tím dochází k posunu neutrálné osy a ke zvětšení výšky tlačeného betonu na hodnotu x_{as}, které je spojené s nárůstem síly v betonu $F_{cc,as}$, kdy po zesílení musí beton v tlačené části průřezu v mezním stavu vzdorovat zvýšené síle u taženého okraje průřezu. Výsledný moment na mezi únosnosti $M_{Rd,as}$, který je výsledkem součtu jednotlivých momentů (působení sil v průřezu na ramenech) je tak větší, než moment na mezi únosnosti před zesílením $M_{Rd,bs}$. Ačkoliv rameno síly působící v tlačením betonu $z_{cc,as}$ je menší, oproti stavu před zesílením $z_{cc,bs}$. Nová síla v lamele F_L, která působí na rameni z_L, způsobí zvýšení momentu únosnosti průřezu v mezním stavu únosnosti, viz (3.3).

$$\begin{aligned} &F_{cc,bs} < F_{cc,as} \quad \wedge \quad F_{s,bs} < F_{s,bs} + F_L \\ &\wedge \quad M_{Ed,bs} < M_{Rd,as} = F_{cc,as} \cdot z_{cc,as} + F_{s,bs} \cdot z_{s,bs} + F_L \cdot z_L \end{aligned} \tag{3.3}$$

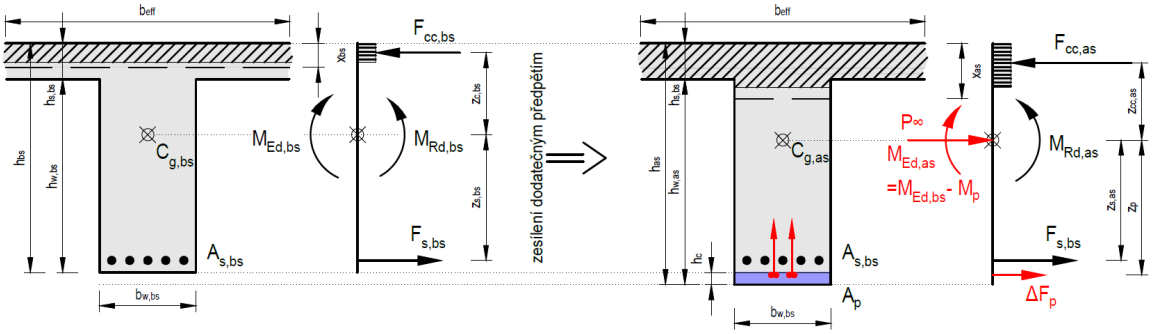
Výhodou této metody je, že konstrukce není tímto systémem nijak přitěžována. Další výhodou kompozitní výztuže je, že nepodléhají korozi a vyrábějí se v neomezených délkách. Kromě nevýhod, které jsou spojeny s aplikací, lze mezi nevýhody také zařadit estetické změny konstrukce.

3.3 Dodatečné předepnutí

Metoda dodatečného předepnutí mostní železobetonové konstrukce je jediná metoda, která patří do skupiny aktivních metod (viz Obr. 3.1). To znamená, že oproti ostatním přístupům, se zesilující systém podílí na přenosu zatížení po celou dobu provozování konstrukce, tedy i v případech, kdy most není zatížen nahodilým zatížením (dopravou). Metoda dodatečného

předpětí je také prakticky jediná metoda, která zvyšuje užitkovou hodnotu konstrukce nejen z pohledu mezních stavů únosnosti (zvýšení momentové únosnosti, redukce posouvajících sil), ale také z pohledu mezních stavů použitelnosti (redukce průhybů, uzavírání trhlin) a únavy.

Předpětí svým působením redukuje účinky od zatížení a zpravidla bývá navrženo tak, aby byly zmenšeny zejména účinky vlastní tíhy (jak momentové účinky, tak i účinky posouvajících sil), resp. stálého zatížení (aplikace LBM). Působení předpětí celkově přispívá k příznivému chování konstrukce a také k prodloužení její životnosti. Normálová síla v zesilovaném průřezu, kromě vytvoření tlakové rezervy pro přenos účinků vnějšího zatížení, také způsobuje uzavření trhlin v betonu, a tím zabraňuje přístupu agresivních látek z okolního prostředí k betonářské výztuži. Dochází tak ke zpomalení procesu degradace výztuže a ke zvýšení odolnosti průřezu. Normálová tlaková síla v průřezu také způsobuje příznivější chování mostní železobetonové konstrukce, která je vystavena pravidelnému opakovanému zatěžování, z hlediska posouzení únavy, kdy v průřezu nedochází k nežádoucímu rozkmitu napětí (změna tlak/tah) nebo je tento rozkmit účinně redukován.



Obrázek 3.5: Zesílení metodou dodatečného předpětí - silové schéma.

Na zesílení průřezu se v případě dodatečného předpínání konstrukce podílejí dva efekty:

1. Redukce účinků na straně vnějšího zatížení.
2. Zvýšení únosnosti průřezu - kombinace M+N.

Redukce účinků vnějšího zatížení spočívá ve vhodně navrženém systému předpětí, který předpínací silou spolu s radiálními silami působícími v místech změny trajektorie předpínací výztuže, vyvozuje v konstrukci ohybový moment M_P. Moment od předpětí působí proti účinkům zatížení $M_{Ed,bs}$, a tím konstrukci odlehčuje (viz (3.4)). Tento efekt odlehčení je velmi významný, neboť již při relativně malém odlehčení vzniká v konstrukci momentová rezerva pro přenos nahodilých zatížení (zatížení od dopravy). To je důvodem vysoké efektivnosti metody dodatečného předpínání. Společně s redukcí ohybových momentů dochází také vlivem radiálních sil k účinné redukci sil posouvajících. Princip zvýšení únosnosti průřezu je graficky ukázán na Obr. 3.5. Původně čistě ohýbaný průřez po zesílení působí jako průřez mimostředně tlačený v kombinaci s ohybem (M+N). Vlivem působící předpínací síly P_∞ dochází v průřezu k posunu neutrálné osy a zvětšení výšky tlačeného betonu x_{as} resp. zvětšení síly v tlačeném betonu $F_{cc,as}$. Tím roste i momentová únosnost v mezním stavu $M_{Rd,as}$. Zároveň lze do momentové únosnosti započítat i sílu ΔF_P (na rameni z_P) vznikající v mezním stavu vlivem protažení předpínací výztuže ($\Delta F_P = \Delta\sigma_P \cdot A_P$, kde pro předpínací výztuž bez soudržnosti platí, že $\Delta\sigma_P = 100MPa$), viz (3.5).

$$M_{Ed,bs} > M_{Ed,as} = M_{Ed,bs} - M_P \tag{3.4}$$

$$\begin{aligned} F_{cc,bs} < F_{cc,as} \quad \wedge \quad F_{s,bs} < F_{s,bs} + \Delta F_P \\ \wedge \quad M_{Ed,as} < M_{Rd,as} = F_{cc,as} \cdot z_{cc,as} + F_{s,bs} \cdot z_{s,as} + \Delta F_P \cdot z_P \end{aligned} \tag{3.5}$$

Výhodou metody dodatečného předpínání je možnost aplikace na spojitých konstrukcích, kdy průběžným kabelem jsou účinně zesíleny i nadpodporové průřezy. Nevýhodou metody dodatečného předpínání je její relativní pracnost během realizace a s tím i související vyšší nároky na odbornost pracovníků, kteří dodatečné předpínání na konstrukci aplikují. Stejně tak i návrh vhodného systému dodatečného předpětí je podmíněno vyšší kvalifikací a zkušeností projektanta zesílení.

3.4 Kombinace metod

V praxi se často inženýři dostávají do situace, kdy použitím pouze jedné z výše zmíněných metod nelze zajistit řádné zesílení ve všech částech konstrukce anebo použití pouze jedné metody není ekonomické. Výhodnější může být použití více metod v účinné kombinaci.

Velmi vhodnou kombinací metod pro zesílení mostních konstrukcí je použití dodatečného předpětí společně se spřaženou deskou mostovky. Radiální síly od předpětí vytváří silové podmínky pro nabetonování nové spřažené desky. Spřažená deska svojí hmotností původní konstrukci značně přitěžuje, ale právě toto přitížení lze účinně eliminovat vhodným návrhem dodatečné předpínací soustavy. Zároveň spřažená deska umožňuje vytvoření kotevních sklípků předpínacích lan dle dnešních standardů a není tak nutné kotevní oblasti vyřezávat do betonu původní konstrukce. Po vytvrzení nové betonové spřažené desky přispívá deska ke zvýšení ohybové únosnosti průřezu mostovky a také průřezu podporujících trámů. Dodatečné předpětí konstrukci "odlehčuje"od složek stálých zatížení a tím vytváří rezervu v únosnosti, která může být využita pro přenos nahodilých zatížení a také normálovou silou přispívá ke zvýšení mezní únosnosti dodatečně předpjatých průřezů.

Další vhodnou a efektivní kombinací může být kombinace dodatečného předpětí společně s dodatečnou kompozitní výztuží. Například v případě zesilování železobetonové desky mohou nastat případy, kdy je nutné aplikovat zesílení jak v podélném, tak i v příčném směru. Pro podélný, více namáhaný směr konstrukce, lze navrhnout dodatečné předpětí, zatímco pro posílení příčného směru lze aplikovat na spodní povrch desky lepenou kompozitní výztuž. Dosáhne se tak efektivního a ekonomického řešení zesílení mostu.

3.5 Porovnání metod

V Tab. 3.1 a Tab. 3.2 je přehledně zobrazeno porovnání aplikovatelnosti jednotlivých metod pro zesilování historických železobetonových mostů z pohledu účinného zesílení (MSÚ - mezní stav únosnosti) nebo příznivého ovlivnění chování konstrukce (MSP - mezní stav použitelnosti). V Tab. 3.1 je uvedeno porovnání vhodnosti jednotlivých metod pro zesílení železobetonových trámových mostů, v Tab. 3.2 je uvedeno porovnání pro železobetonové deskové mosty.

Pro porovnání jsou v tabulce uvedena následující kritéria:

- **MSÚ - ohyb**: aplikovatelnost metody z pohledu účinného ohybového zesílení mostu;

- **MSÚ - smyk**: aplikovatelnost metody z pohledu účinného smykového zesílení mostu;
- **MSÚ - únava**: aplikovatelnost metody z pohledu příznivého únavového chování zesíleného mostu;
- **MSP - napětí**: aplikovatelnost metody z pohledu příznivého rozložení napětí zesíleného mostu;
- **MSP - trhliny**: aplikovatelnost metody z pohledu omezení (uzavření) trhlin zesíleného mostu;
- **MSP - průhyb**: aplikovatelnost metody z pohledu omezení přetvoření (průhybu) zesíleného mostu.

Metoda zesílení trámové nosné konstrukce	**Kritéria pro porovnání**					
	MSÚ-ohyb	**MSÚ-smyk**	**MSÚ-únava**	**MSP-napětí**	**MSP-trhliny**	**MSP-průhyb**
Spřažená deska	• •	• •	•			
Dodatečná bet. výztuž	• •	• •	•	•	• •	
Dodatečná lepená výztuž	• •	• •				
Dodatečné předpětí	• •	• •	• •	• •	• •	• •

Podmíněně vhodné použití označeno "•".

Vhodné použití označeno "• •".

Tabulka 3.1: Porovnání základních metod pro zesílení historických trámových železobetonových mostů.

Metoda zesílení deskové nosné konstrukce	**Kritéria pro porovnání**					
	MSÚ-ohyb	**MSÚ-smyk**	**MSÚ-únava**	**MSP-napětí**	**MSP-trhliny**	**MSP-průhyb**
Spřažená deska	• •	•	•			
Dodatečná bet. výztuž	•					
Dodatečná lepená výztuž	•					
Dodatečné předpětí	• •	• •	• •	• •	• •	• •

Podmíněně vhodné použití označeno "•".

Vhodné použití označeno "• •".

Tabulka 3.2: Porovnání základních metod pro zesílení historických deskových železobetonových mostů.

Porovnání metod zesilování bylo provedeno pro dva nejčastější typy historických železobetonových mostů, které se objevují na silniční síti v ČR (viz kap. 2.1). V případě

trámových mostů lze pro zvýšení ohybové a smykové únosnosti využít všechny uvedené metody, ale z pohledu mezních stavů použitelnosti se jako nejvhodnější metoda jeví metoda dodatečného předpínání, která účinně ovlivňuje jak přerozdělení normálového napětí, tak i omezuje průhyby a vznik trhlin (případně dochází k uzavírání již existujících trhlin).

V případě deskových železobetonových konstrukcí je prakticky jedinou efektivní metodou pro zesílení nosné konstrukce metoda dodatečného předpínání. Případně lze využít kombinaci spřažené desky s dodatečným předpětím nebo dodatečné předpětí společně s lepenou výztuží pro méně namáhaný směr deskové konstrukce.

Dodatečné předpínání konstrukcí je nejefektivnější metodou pro zesilování historických železobetonových mostů z let 1900-1940.

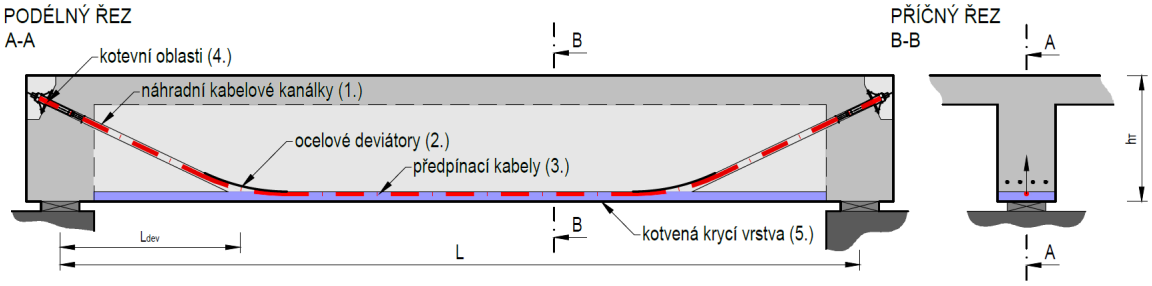
Kapitola 4

Zesilování mostů dodatečným předpětím

4.1 Metoda náhradních kabelových kanálků

Metoda dodatečného předpínání je vhodná a v minulosti již byla inženýrsky aplikována na historických železobetonových mostech prostých i spojitých s rozpětím polí od 8 do 30 m.

Základní konstrukční uspořádání předpínacích kabelů při zesilování železobetonových mostů metodou náhradních kabelových kanálků je pro ilustraci uvedeno na Obr. 4.1. Na obrázku jsou schematicky na příkladu prostě uloženého trámového mostu uvedeny a popsány základní konstrukční prvky metody - náhradní kabelové kanálky, ocelové deviátory, předpínací kabely, kotevní oblasti a kotvená krycí vrstva. Jednotlivé konstrukční prvky jsou uvedeny v pořadí, v jakém se postupně realizují během aplikace zesílení a níže jsou blíže popsány.

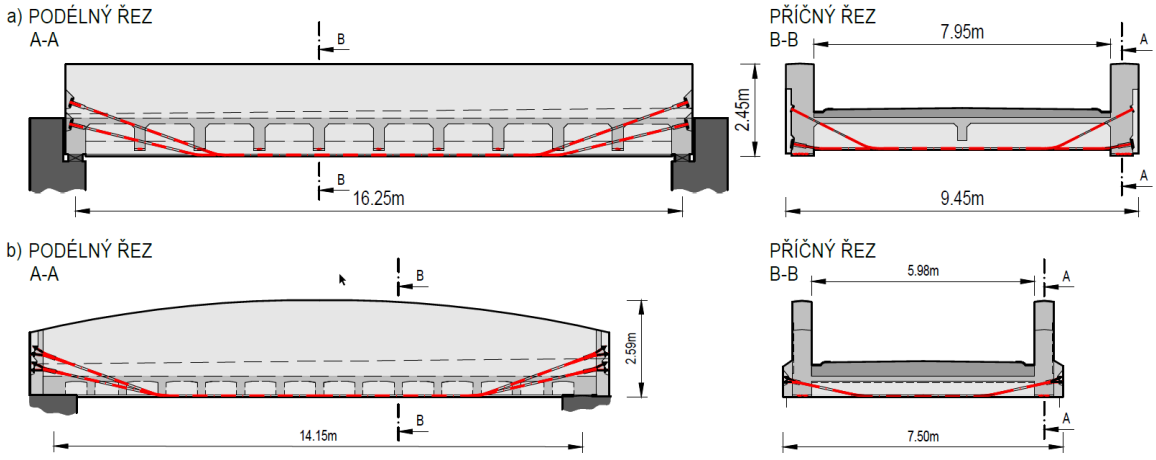


Obrázek 4.1: Konstrukční uspořádání dodatečného předpětí metody náhradních kabelových kanálků pro zesílení trámového prostě uloženého mostu. Číslo v závorce určuje pořadí během realizace zesílení.

V případě konstrukcí prostých (jde většinou o prostě uložené trámové rošty nebo monolitické desky) se kanálky a předpínací výztuž zpravidla uspořádá podle Obr. 4.2.

4.2 Náhradní kabelové kanálky

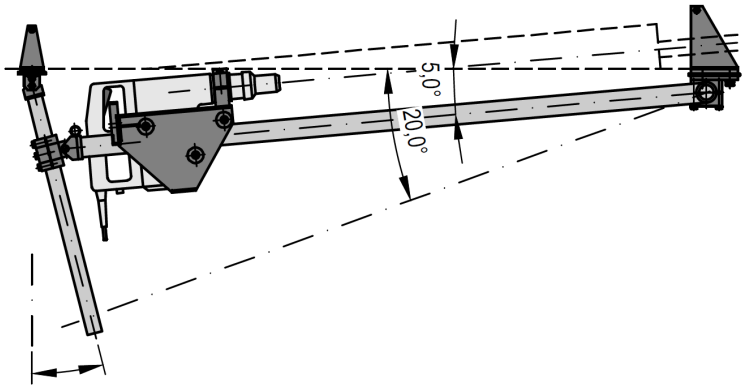
Využití metody náhradních kabelových kanálků vede na umístění předpínacích kabelů dodatečného předpětí přímo do betonu původních trámů, což je klíčová myšlenka a zároveň největší výhoda této metody. Radiální síly, které vznikají od zakřivených předpínacích ka-



Obrázek 4.2: Uspořádání dodatečného předpětí pro zesílení trámových prostě uložených mostů - předpětí v podélném i příčném směru konstrukce.

belů tak působí přímo na beton zesilované konstrukce a odpadá tak složitá transformace sil z pomocných konstrukčních prvků (nejčastěji svařence), které se kotví pomocí kotevních šroubů na bočních lících trámů.

Před vlastní realizací náhradních kabelových kanálků je vždy nutné provést podrobný diagnostický průzkum betonářské výztuže (počet a umístění), na jehož základě se stanoví využitelné mezery mezi stávající výztuží železobetonových mostních trámů. U konstrukcí z počátku 20. století je z pohledu mezer zpravidla betonářská výztuž příznivě rozmístěna, což je dáno konstrukčními zvyklostmi z doby výstavby, viz kap. 2 (použití relativně velkých profilů v několika řadách nad sebou s velkými roztečemi). V těchto mezerách je následně možné provrtat skrze trámy náhradní kabelové kanálky aniž by došlo k přerušení nebo oslabení původní betonářské výztuže. Ve výjimečných případech, kdy jsou mezi výztuží nalezeny malé mezery a nebo je nutné aplikovat větší profily kanálků (je nutné navrhnout větší počet předpínacích kabelů), je v rámci vrtání kanálků umožněno částečné oslabení původní výztuže. Takovéto oslabení lze započítat již v návrhu zesílení a také lze účinně kompenzovat účinky dodatečného předpětí.



Obrázek 4.3: Vrtací support pro uchycení vrtacího zařízení.

Směrové vedení a uspořádání náhradních kabelových kanálků se obvykle volí tak, aby se kotevní oblasti dodatečných kabelů realizovaly nad nebo až za osou uložení a umístění

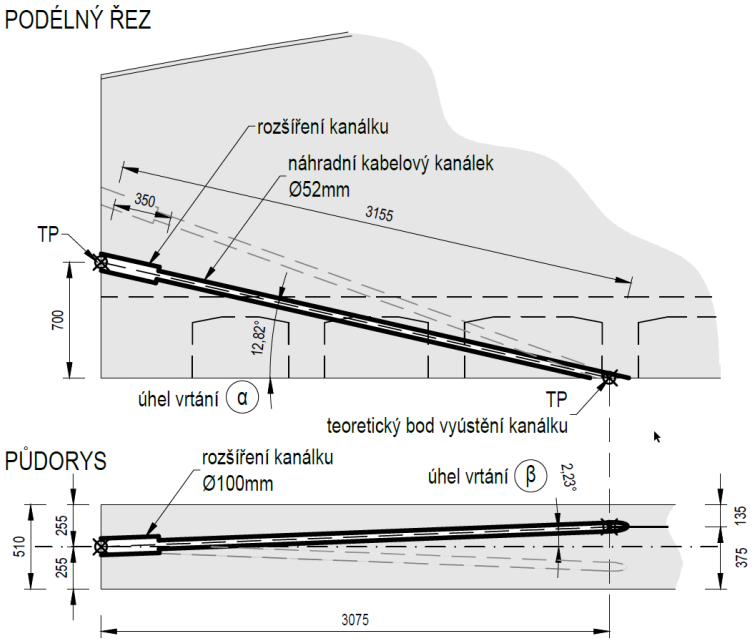


Obrázek 4.4: Realizace zesílení mostu v Plzni - vrtací support.

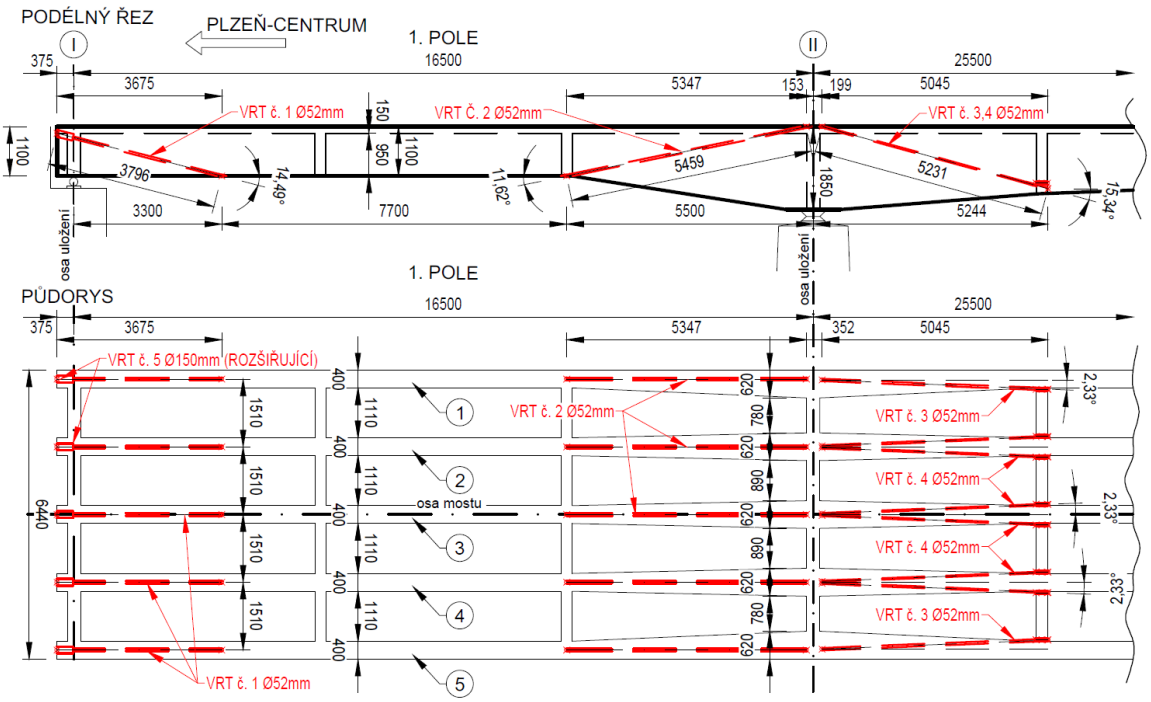
deviátorů bylo v souladu s podrobným statickým výpočtem. Podkladem pro vrtání kanálků je výkres vrtání kabelových kanálků, který definuje polohy a vzdálenosti teoretických bodů pro vrtané kanálky a také další geometrické parametry (úhly odklonu os vrtů ve svislé rovině vzhledem k vodorovné a v půdoryse vzhledem k ose trámů) vč. dovolených tolerancí odchylek od projektovaných os kanálků. Do úvahy je také potřeba vzít možnosti vlastního vrtacího supportu, který má omezený rozsah vedení vrtacího zařízení. Standardní rozsah lze uvažovat v podélném směru 5° až 20°, viz Obr. 4.3.Velikost vrtaných profilů kabelových kanálků závisí jednak na počtu lan, které tvoří předpínací kabel a také na dostupném technickém a technologickém vybavení - pro 1 a 2 lanové kabely se doporučuje profil kabelového kanálku 35 mm, pro 3 až 4 lanové kabely pak 52 mm. Vrtání lze provádět technologií příklepového vrtání za použití tvrdokovových vrtáků a nebo technologií jádrového vrtání s vodním výplachem za použití vrtáku s diamantovou korunkou.

4.3 Ocelové deviátory

Ocelové deviátory jsou pomocné části dodatečné předpínací soustavy, ve kterých dochází ke změně směru trajektorie předpínacích kabelů, a tedy k přenosu příznivých radiálních sil přímo do betonu zesilované konstrukce. Při zesilování stávajících konstrukcí musí být konstrukce deviátoru přizpůsobena charakteru prováděných prací (vrtání, sekání, řezání apod.) a také dispozičním možnostem, které jsou v případě rekonstrukcí neměnné. Jako nejvhodnější konstrukce se na základě výše uvedených omezení doposud jeví ocelový deviátor z pásové konstrukční oceli, který vede předpínací kabel v požadovaném poloměru zakřivení. Deviátor z pásové konstrukční oceli, který je umístěn přímo v průřezu zesilovaného trámu, kromě směrového vedení kabelu také zajišťuje rovnoměrný roznos radiálních sil do betonu. Oproti konvenčnímu přístupu k externímu předpětí tak odpadá komplikovaná transformace radiálních sil skrze externí deviátory z ocelových svařenců, které jsou umístěny vně průřezu a kotveny do bočních ploch nosných konstrukcí.

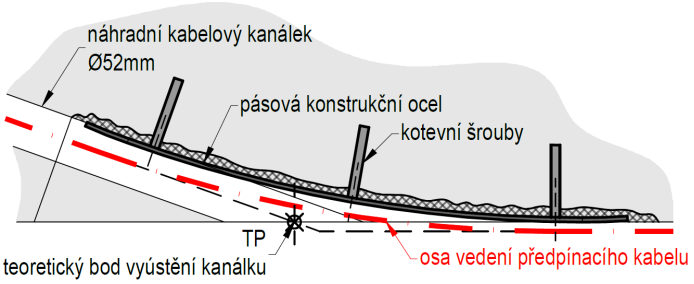


Obrázek 4.5: Detailní schéma vrtání kabelového kanálku.



Obrázek 4.6: Ukázka části výkresu vrtání kabelových kanálků.

Deviátor se vytváří technologií diamantového řezání a dílčího sekání. Nejprve jsou provedeny lemující řezy po stranách budoucího deviátoru. Poté je vytvořena opěrná plocha, která je vyrovnána a zahlazena vysokopevnostní tixotropní kotevní maltou (vysokopevnostní mikrobeton), do které je následně osazena a přikotvena výztuž deviátoru. Samotné deviátory je možné provádět velmi jednoduše jako pouhé ocelové plechy (pásoviny z kon-



Obrázek 4.7: Schéma deviátoru z konstrukční oceli.



Obrázek 4.8: Realizace zesílení mostu v Plzni - ocelový deviátor.

strukční oceli) ohnuté do předepsaného poloměru 1,2 až 1,5 m. Deviátor je ke stávající konstrukci přikotven v požadované pozici pomocí kotevních šroubů se zápustnou hlavou a po osazení předpínací výztuže je celá oblast reprofilována.

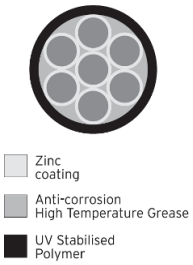
Rozhodujícím parametrem pro návrh deviátorů je jejich poloměr zakřivení. V současné době neexistuje technická norma, která by předepisovala zásady návrhu poloměru zakřivení při projektování rekonstrukcí stávajících objektů, kde se inženýři často setkávají s dispozičními nebo stavebními problémy, které velmi často prakticky znemožňují dodržení minimální hodnoty poloměru zakřivení 2,5 m předepsané pro novostavby. V praxi se tak setkáváme s poloměry menšími, které nejsou dostatečně prozkoumány z hlediska krátkodobé i dlouhodobé spolehlivosti.

Další podmínky pro návrh deviátorů předpínacích systémů lze nalézt v [18] [22].

4.4 Předpínací kabely

Po osazení ocelových deviátorů lze skrze vyvrtané dráhy náhradních kabelových kanálků protáhnout předpínací kabely, které jsou složeny z jednotlivých lan předpínacího systému bez soudržnosti. Pro zesílení historických mostních železobetonových konstrukcí obvykle stačí relativně malá předpínací síla a tím i relativně malý počet lan v předpínacích kabelech - zpravidla postačují jednolanové až čtyřlanové předpínací kabely.

V metodě dodatečného předpínání pomocí náhradních kabelových kanálků se jako předpínací výztuž používají standardně dodávaná ocelová sedmi-drátová stabilizovaná lana (dle [11]) v HDPE chráničkách, tzv. monostrandy, někdy jsou též nazývány jako obalovaná předpínací lana či jednolanový systém bez soudržnosti (nejčastěji Y1860-S7-15,7 jmenovitého průměru 15,7 mm). Tato předpínací lana jsou složena ze sedmi předpínacích ocelových drátů splétaných do šroubovice, kdy jádro lana tvoří jeden centrální drát (cca ϕ 4,5 mm) a zbylých šest drátů (cca ϕ 4 mm) tento centrální drát obtáčí ve šroubovici se stoupáním cca 200 mm. Sedmi-drátové lano je poté obaleno v chráničce z vysokohustotního polyethylenu (angl. HDPE - high density polyethylene) a veškeré mezery mezi lanem a chráničkou jsou vyplněny pasivačním mazivem. Celkový průměr jednoho lana vč. chráničky je pak cca 20 mm. Mechanické vlastnosti předpínací výztuže jsou uvedeny v tabulce na Obr. 4.9.



Označení oceli	Číslo oceli	Průměr ϕ [mm]	Průřezová plocha $A_{p,1}$ [mm^2]	Hmotnost na 1 bm [g/m]	Charakteristická pevnost v tahu f_{pk} [MPa]	Charakteristická smluvní mez kluzu 0,1% $f_{p0,1k}$ [MPa]
Y1770S7	1.1365	15,3	140	1093	1770	1560
		15,7	150	1172	1770	1560
Y1860S7	1.1366	15,3	140	1093	1860	1640
		15,7	150	1172	1860	1640

Obrázek 4.9: Mechanické vlastnosti předpínací výztuže typu monostrand [11] (*zdroj obrázku: www.ushamartin.com*).

Chránička společně s mazivem tvoří tzv. primární ochranu lana proti korozi (sekundární ochranu proti korozi pak tvoří dodatečně kotvená krycí vrstva a injektáž). Předpínací výztuž je obecně známo citlivá na korozi, a proto se klade velký důraz na protikorozní ochranu předpínacích systémů. Na základě podmínek definovaných v [24] lze uvažovat neomezenou životnost a ochranu proti korozi monostrandů tehdy, jsou-li uzavřeny v betonovém průřezu, což právě metoda náhradních kabelových kanálků umožňuje i v případě zesilování stávajících železobetonových mostů.

Mazivo uvnitř HDPE chráničky monostrandu také velmi významně snižuje tření (součinitel tření μ má hodnotu 0,09-0,15 dle měření (viz kap. 5.2.1), dle výrobce lan až 0,05) a tak umožňuje napnutí lana i po zainjektování/zabetonování lana do průřezu a zároveň umožňuje konstrukci oblouků s menšími poloměry zakřivení v deviátorech než je běžné u standardních systémů se soudržností.

Přepínací výztuž je po následném vyplnění kanálků injektáží dokonale chráněna proti mechanickému poškození. Doplní-li se tato ochrana ještě dodatečně kotveným krytím kabelů v přímém úseku mezi sedly na spodním povrchu konstrukce, potom se dosáhne ukrytí celé přepínací soustavy do původního betonu a do nově provedeného krytí. Tím jsou splněny podmínky pro dokonalou mechanickou ochranu plastových chrániček jednotlivých lan. Do-

držením stabilních podmínek pro primární i sekundární ochranu přepínací výztuže je tedy zaručena vysoká životnost, a tedy i dlouhodobá spolehlivost tohoto způsobu zesílení.

Spojité konstrukce lze efektivně předpínat průběžnými zvedanými kabely napínanými z obou konců. Průběžné kabely je také možné doplnit podle statické potřeby i kabely neprůběžnými.

4.5 Kotevní oblasti

Kotevní oblasti předpínacího systému lze vytvořit přímo v betonu původní konstrukce nebo je také možné kotevní oblasti zhotovit dodatečně a k původní konstrukci je přibetonovat. U železobetonových mostů vyššího stáří je původní beton konstrukce často degradovaný a z pohledu pevnostních charakteristik je původní beton spíše na spodní hranici pevnosti konstrukčních betonů (kolem pevnostní třídy C16/20). Proto se v metodě náhradních kabelových kanálků pro zakotvení nesoudržných předpínacích lan využívá zpravidla jednolanový kotevní systém. To znamená, že každé předpínací lano je samostatně zakotveno jednolanovou kotvou s integrovanou roznášecí deskou a tím je minimalizováno tlakové namáhání betonu v kotevní oblasti. Pro zakotvení vícelanových kabelů se před kotevní oblastí navrhuje tzv. rozplet lan tak, aby byly dodrženy minimální vzdálenosti mezi jednotlivými kotvami.



Obrázek 4.10: Realizace zesílení mostu Vír - kotevní oblast v armokoši výztuže.

Rovinné dosedací plochy pod kotvami, které jsou kolmé k trajektorii vyústění kanálků, mohou být zhotoveny přímo v betonu stávající konstrukce. Rovinatost ploch je zpravidla zajištěna technologií diamantového řezání pro předchozím odsekání betonu do požadovaného tvaru kotevních sklípků. Alternativou k vytváření kotevních sklípků v původním betonu je vytvoření nových dodatečných kotevních oblastí, které jsou ke konstrukci přibetonovány. Výhodou tohoto způsobu je možnost vyztužení oblasti přímo pod kotvami dle výpočtu

štěpných sil a také lze tento způsob použít v případech, kdy původní beton nedokáže odolávat ani minimalizovaným tlakům pod jednolanovými kotvami. Určitým omezením v návrhu dodatečné kotevní oblasti mohou být problémy dispoziční.



Obrázek 4.11: Realizace zesílení mostu Vír - kotevní oblast před betonáží.



Obrázek 4.12: Realizace zesílení mostu Vír - finální podoba kotevní oblasti.

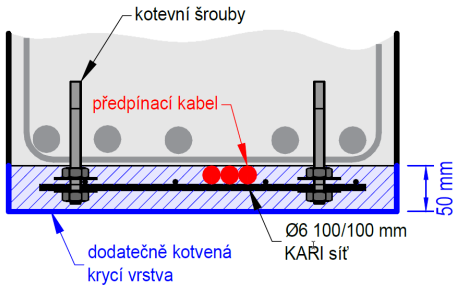
Z pohledu trvanlivosti a životnosti předpínacích systémů se používají prakticky výhradně tzv. zapouzdřené kotevní systémy. Kdy jednolanové kotvy jsou poplastovány a pro-

stor okolo kotevních kuželíků je vyplněn pasivačním mazivem. Poplastované jednolanové kotvy také umožňují bezešvé napojení HDPE chráničky monostrandů.

4.6 Kotvená krycí vrstva

Přepínací výztuž je po vyplnění kanálků injektáží takřka dokonale chráněna proti mechanickému poškození po délce dodatečně vyvrtaných kanálků. V přímých úsecích vedení předpínacích lan mezi deviátory při spodních lících zesilovaných průřezů je nutné doplnit mechanickou ochranu předpínacích lan dodatečně zbudovanou kotvenou krycí betonovou vrstvou (Obr. 4.13). Tím se dosáhne ukrytí celé předpínací soustavy do betonu (do původního betonu a do nově provedeného krytí) a jsou splněny podmínky pro mechanickou ochranu plastových HDPE chrániček jednotlivých monostrandů.

Dodržením těchto konstrukčních zásad z hlediska sekundární ochrany předpínací výztuže je zaručena vysoká životnost a dlouhodobá spolehlivost dodatečného předpínacího systému pro zesílení mostní konstrukce.



Obrázek 4.13: Konstrukční schéma dodatečně kotvené krycí vrstvy.

Ukrytím systému dodatečného předpětí jsou mimo jiné také splněny požadavky požární bezpečnosti celého dodatečně instalovaného předpínacího systému. Z pohledu estetiky zůstává zachován betonový charakter mostu, což může být výhodné zejména v případě záchrany památkově chráněných mostních konstrukcí, kdy je kladen velký důraz právě na materiálovou podstatu sanačních prací z pohledu vnímání pocitů a dojmů z technických výtvorů (viz Obr. 4.14, Obr. 4.15 a Obr. 4.16).

4.7 Statické působení dodatečné předpínací soustavy

Statické působení předpínacích kabelů dodatečně zabudovaných do původních železobetonových konstrukcí je v zásadě shodné s působením přepínací nesoudržné výztuže v běžném předpjatém betonu. To je dosaženo tím, že kabely dodatečného předpětí jsou s pomocí náhradních kanálků zabudovány do průřezu zesilovaných konstrukcí podobně, jako je tomu u nových předpjatých konstrukcí. Rozdíly v provozním stádiu nejsou prakticky žádné, zde se projevují příznivě především radiální účinky vložené předpínací soustavy, zatímco účinek příznivého působení samotné předpínací síly se sice projevuje v nárůstu mezního momentu únosnosti, ale tento efekt není tolik výrazný. To je dáno malými, ale zcela postačujícími stupni předpětí $\lambda = 0{,}10$ až $0{,}25$ dle [29]. Mezní momenty únosnosti po zesílení mírně rostou, a to právě díky dodatečně působícím předpínacím silám, které převedou původní čistě ohýbané průřezy na průřezy mimostředně tlačené v kombinaci s ohybem (kombinace M+N, viz kap. 3.3).



Obrázek 4.14: Realizace zesílení mostu v Plzni - bednění kotvené krycí vrstvy.



Obrázek 4.15: Realizace zesílení mostu v Plzni - detail bednění kotvené krycí vrstvy.

Základní statické schéma takto koncipovaného zesílení železobetonových mostů je uvedeno na Obr. 4.17, kde je statický efekt znázorněn na prosté konstrukci. Použitý přístup lze analogicky rozšířit i na konstrukce spojité. Radiálním působením kabelů se dosahuje zmenšení účinků vlastní tíhy. Dodatečně se tak aplikuje metoda LBM [48].

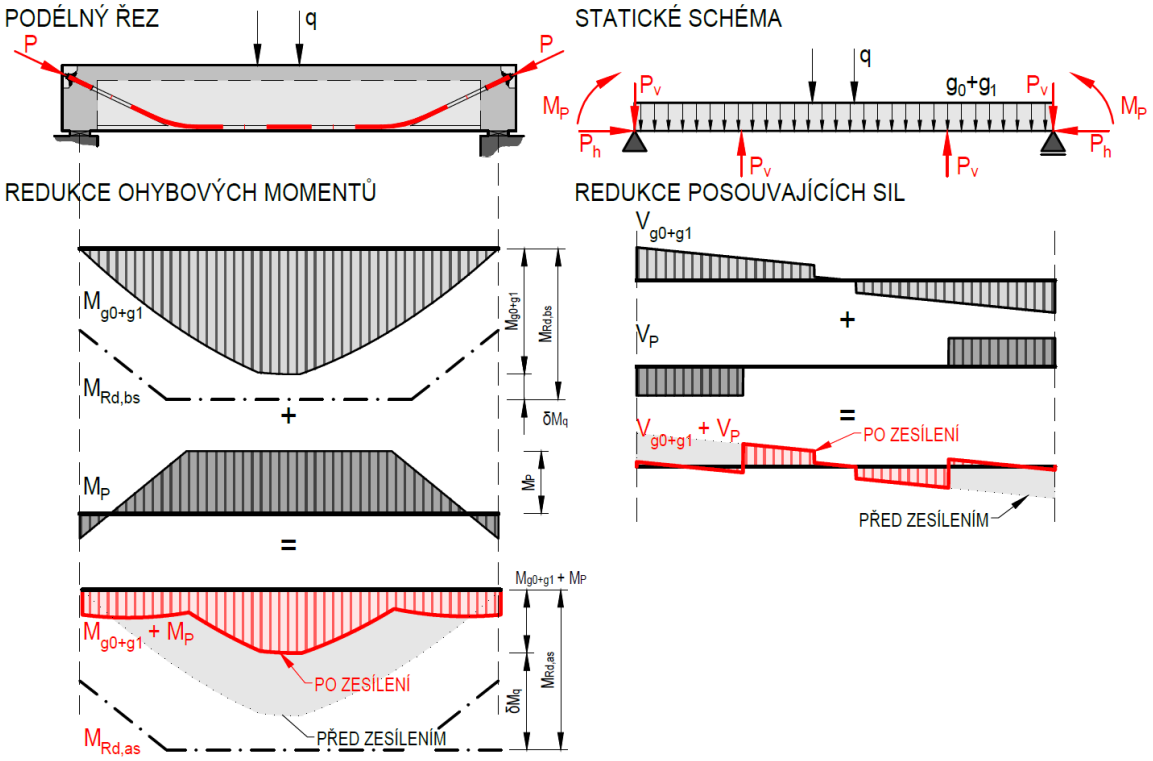


Obrázek 4.16: Realizace zesílení mostu v Plzni - finální podoba kotvené krycí vrstvy.

Na Obr. 4.17 je znázorněno, jakou část momentu únosnosti lze využít pro moment určující zatížitelnost mostu dle technické normy ČSN 73 6222 [21]. Podle podrobných statických výpočtů a studií několika desítek železobetonových historických mostů z let 1900 až 1940, vycházejí zatížitelnosti těchto mostů velmi nízké. To je dáno zejména dobou výstavby, kdy tehdejší normové největší zatížení bylo řádově nižší, než dopravní zatížení dle dnešních platných technických norem pro zatěžování mostů [10]. Například ještě v roce 1937 bylo jako největší hlavní zatížení uvažováno zatížení strojním válcem o hmotnosti 24 t [5]. Pro splnění dnešních dopravních požadavků a zachování těchto mostů na silniční síti je zapotřebí mosty zesílit.

Zatížitelnosti normální V_n se pohybují od 8 do 15 t, zatížitelnosti výhradní V_r jsou zpravidla 15 až 30 t [21]. Pro určení zatížitelnosti lze před zesílením využít často méně než 1/4 původního momentu únosnosti průřezu $M_{Rd,bs}$. Rezerva v momentové únosnosti nezesílených průřezů je nedostatečná. Jak je ukázáno na Obr. 4.17, momentové účinky vhodně navrženého dodatečného předpětí výhodně snižují momenty od stálých zatížení. Pro momentové namáhání určující zatížitelnosti mostu po zesílení lze pak využít o tolik větší část celkového momentu únosnosti $M_{Rd,as}$, o kolik jsou momentové účinky stálých zatížení sníženy momenty od předpětí. Již při malých stupních předpětí je momentový zisk u takto zesílených konstrukcí značný a pro momenty určující zatížitelnosti lze po předepnutí konstrukce využít až několikanásobně větší část momentu únosnosti než před zesílením.

Vliv na skutečné zesílení průřezu, tedy na zvýšení momentu únosnosti, má také normálová složka předpínací síly (viz Obr. 4.18). Původně čistě ohýbaný průřez, např. podle Obr. 3.5, se mění na excentricky tlačený průřez v kombinaci s ohybem, a to je doprovázeno zvětšením tlačené oblasti betonu průřezu, viz kap. 3.3. Tato skutečnost způsobuje mírný nárůst momentu únosnosti z $M_{Rd,bs}$ na $M_{Rd,as}$.



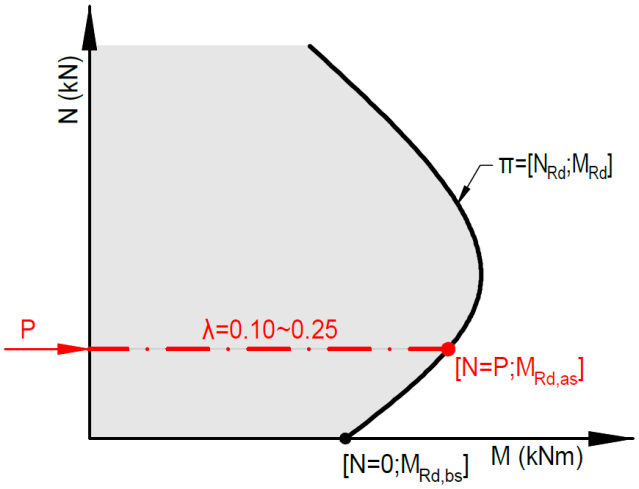
Obrázek 4.17: Schéma statického působení dodatečně vložené předpínací soustavy - redukce ohybových momentů a posouvajících sil.

Podobně jako ohybové momenty jsou předpětím účinně redukovány i posouvající síly. Redukce je znázorněna na Obr. 4.17. Na obrázku je ukázán typický průběh posouvajících sil od stálých složek zatížení a od vybrané sestavy dopravního zatížení. V další části obrázku je vyobrazen průběh posouvajících sil od předpětí a na závěr je uveden výsledný redukovaný průběh posouvající sil. Čím je vzdálenost deviátoru od podpory větší, tím menší je úhel kabelu vůči ose trámu a tím menšími posouvajícími silami je schopný redukovat původní posouvající síly. Z hlediska posouvajících sil by bylo lépe provádět deviátory blíž k podpoře a z hlediska momentového, co nejdále od podpory.

4.8 Dodatečné předpínání ve světě

Dodatečné předpínání jako účinný a efektivní systém zesílení mostních konstrukcí byl diskutován v několika zveřejněných studiích. V článcích vědecké skupiny, kterou vede Antonino Recupero [58] a [59] jsou prezentovány výsledky numerických simulací a také reálná aplikace dodatečného předpětí pro zesílení jednopólového trámového železničního mostu Terdoppio v Itálii. Pro zesílení byl zvolen systém externího předpětí, které bylo vedeno vně průřezů trámů a pro vedení nesoudržných lan tak tento systém využívá mezery mezi trámy. Pro vnesení radiálních sil byly použity speciální svařence umístěné a kotvené vně průřezu. Kotevní oblast byla navržena nově společně s novou spřaženou mostovkovou deskou.

Autorský kolektiv Nilimaa et al. [52] ve svém článku ukazuje efektivní využití dodatečného předpětí pomocí předpínacích tyčí vedených v příčném směru, které jsou umístěny v dodatečně vyvrtaných kanálcích stávajícího mostu. Ve studii je vyobrazena aplikace to-



Obrázek 4.18: Zvýšení momentové únosnosti průřezu vlivem normálové předpínací síly (stupeň předpětí $\lambda = 0{,}10$ až $0{,}25$).



Obrázek 4.19: Zesílení mostu Terdoppio v Itálii [58].

hoto systému na železničním deskovém mostě ve Švédsku. Tento systém byl také nadále zkoumán a ověřen pomocí zatěžovacích zkoušek.

Petrangeli et al. [55] publikoval článek o zesílení spojitého železobetonového mostu z roku 1976 v Etiopii. Jako vhodný konstrukční systém zesílení, i vzhledem k zjištěným poruchám mostu (smykové trhliny), bylo zvoleno externí předpětí s kabely vedenými vně stávajících průřezů mostu v prostoru mezi trámy. Dodatečné předpínací kabely byly navrženy ve dvou oddělených na sobě nezávislých osnovách.

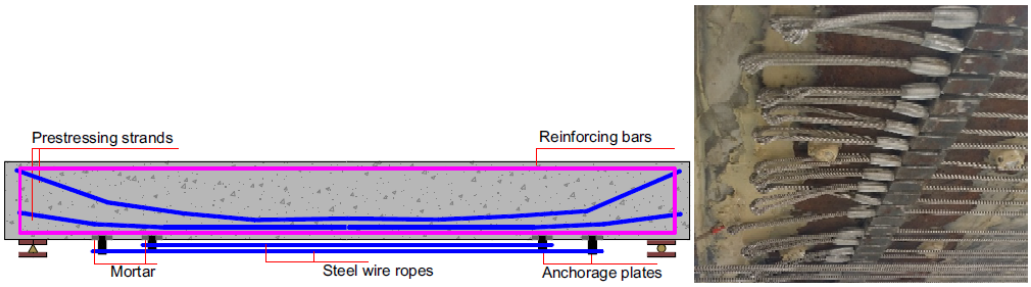
Daly et al. se ve svých článcích [34] a [33] zabývá aplikací externího předpětí pro zesílení stávajících spřažených mostních konstrukcí ocel-beton (ocelová konstrukce s betonovou mostovkou). Kromě zesílení skutečných mostních konstrukcí v Indonésii jsou v jeho studiích také prezentovány výsledky z experimentálně zesílených modelů mostů. Ve svých článcích se také poměrně podrobně zabývá výhodami a nevýhodami externího předpětí.

Další, kdo se zabýval experimentálními studiemi metody externího předpětí, byl Woodward et al. [67], který zkoumal efekt dodatečného předpínání na modelu mostu v měřítku 1:4. Vyhodnocení zatěžovacích zkoušek prokázalo dlouhodobou spolehlivost těchto systémů.



Obrázek 4.20: Zesílení mostu přes řeku Gibe v Etiopii [55].

Dai et al. [32] experimentálně zkoumal inovativní techniku pro zesílení stávajících předpjatých mostů z tyčových komorových prefabrikátů, která spočívá v umístění dodatečné předpjaté výztuže ve formě tenkých drátových lan průměru 5,5 mm při spodním líci konstrukce ve dvou řadách nad sebou. Systém podrobil polním zkouškám, které prokázaly příznivý efekt metody PSWR (z angl. Prestressed Steel Wire Ropes) - redukce napětí a uzavření trhlin.

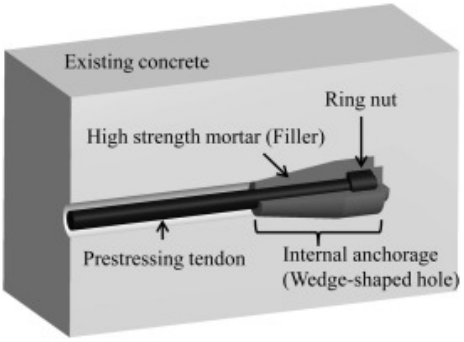


Obrázek 4.21: Zesílení mostu metodou PSWR [32].

Miyamoto et al. [51] ve svém článku studuje chování zesílených nosníků dodatečným předpětím pod dynamickým zatěžováním. Ve studii se zabýval umístěním dodatečného předpětí různých vlastností do různých úrovní (působení na různých excentricitách). Dále jsou jako praktický příklad diskutovány výsledky dynamické zkoušky, při níž byla metoda zesílení aplikována na skutečný most.

Mimoto et al. [50] vynalezl systém dodatečného interního pasivního zakotvení předpínací výztuže. Prostor kotevního sklípku je ve stávající konstrukci vytvořen pomocí speciální vrtací techniky, která umožňuje zhotovení vrtu s kónicky rozšířeným tvarem pro umístěné kotvy. Vlastní pasivní kotva je pak v tomto prostoru dodatečně zabetonována vysokopevnostní kotevní maltou. Vynalezený systém kotvení také zajišťuje spolehlivé spojení betonů různého stáří, tj. spojení původního betonu s novým betonem.

Další velká skupina výzkumných pracovníků se zabývá dodatečným předpínáním konstrukcí pomocí kompozitních FRP prvků (z angl. fiber reinforced polymer). Například Lee et al. [47] společně s Jung et al. [38] prezentovali systém dodatečného předpínání pomocí FRP výztuže, která je vedena v drážkách při spodním povrchu zesilovaného prvku. Nedochází tak ke změně dimenzí původních prvků a po zapravení drážek nedochází ani k estetickým změnám konstrukce. Součástí systému je také způsob kotvení FRP výztuže v dodatečně zbudovaných kotevních rozšířených drážkách, což je nejslabší místo navrhovaného řešení, kde



Obrázek 4.22: Systém interního dodatečného zakotvení předpínací výztuže [50].

během experimentů docházelo k selhání celého předpínacího systému. Systém byl podroben zkouškám čtyřbodovým ohybem a také numerickým simulacím.

Aravinthan et al. [28] ve své studii popisuje inovativní metodu pro smykové zesilování rozšířených úložných prahů pilířů za použití dodatečně předepnutého ovinutí z FRP kompozitů jako alternativu k použití externě vedené ocelové předpínací výztuže. Pokud je potřeba smykově zesílit úložný práh pilíře, který je již porušen velkými trhlinami, je jediným účinným řešením pro uzavření takových trhlin vnesení předpínací síly pomocí vnějšího dodatečného předpínání. Inovativní systém využívá kompozitní vláknové omotávky, která vytváří nekonečnou smyčku kolem hlavic pilířů. Vnesení normálové síly probíhá vytlačením kotevních bloků, které jsou omotány a vzniklá mezera se vyplní vhodnou distanční vložkou. Australská studie pojednává o výzkumu, vývoji a konstrukci tohoto inovativního systému dodatečného předpínání vláknových kompozitů a o testování na modelových mostních opěrách na mostě Tenthill Creek Bridge.



Obrázek 4.23: Smykové zesílení úložného prahu pilíře pomocí externího předpětí [28].

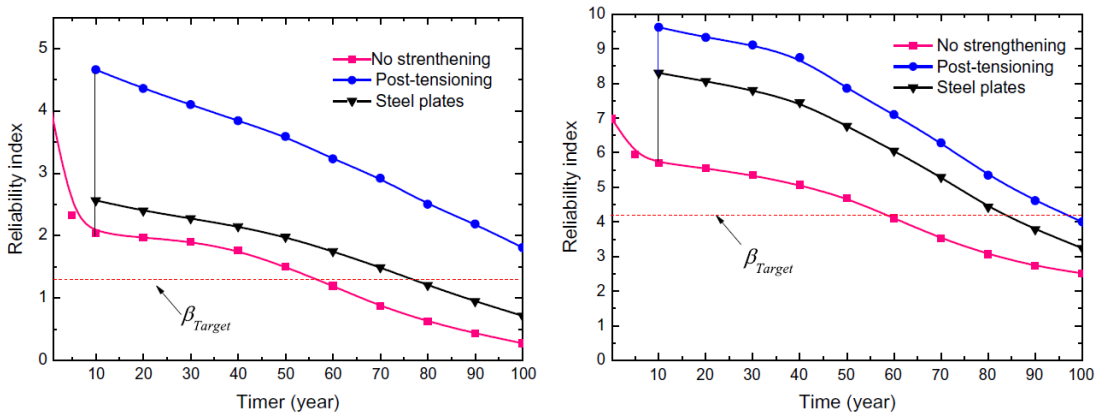
Někteří výzkumníci se ve svých článcích zabývají srovnáním různých metod zesilování, např. Choi et al. [30] zkoumal únosnost betonových prvků, které byly zesíleny za použití kompozitní výztuže CFRP (z angl. Carbon Fiber Reinforced Polymer) nebo externě vedenou předpínací výztuží. Z výsledků experimentů, které ve svém článku uvádí, je zřejmé, že zesilující efekt metody dodatečného předpětí je řádově větší ve srovnání s metodou CFRP. Železobetonové nosníky zesílené externím předpětím také vykazovaly velkou míru shody mezi výsledky experimentů a hodnotami z numerických simulací metodou MKP oproti nosníkům, které byly zesíleny metodou CFRP. Těmito experiemtny bylo ověřeno, že chování

prvků zesílených dodatečným předpětím lze lépe a přesněji predikovat za použití metody konečných prvků.



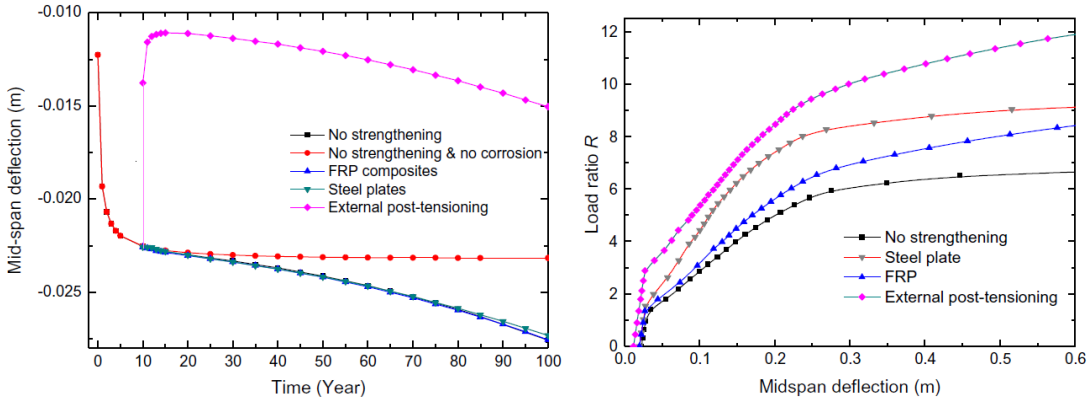
Obrázek 4.24: Experimentální studie pro porovnání účinků zesílení externím předpětím a CFRP lamelami - a) nezesílený nosník, b) nosník zesílený CFRP, c) nosník zesílený dodatečným předpětím [30].

Velmi zajímavou studii na téma dlouhodobé spolehlivosti mostních konstrukcí po rekonstrukci za použití různých metod zesílení publikoval v roce 2016 Guo et al. [37]. Ve studii je porovnána účinnost v závislosti na čase tří metod zesílení - dodatečná ocelová výztuž, FRP lamely a vnější dodatečné předpínání. Z uvedených výsledků studie je zřejmé, že dodatečné předpínání je účinné při zvyšování ukazatelů spolehlivosti, pokud jde o použitelnost, mezní stavy únosnosti (Obr. 4.25) a kontrolu průhybu (Obr. 4.26). Dodatečné předpínání je tak v tomto porovnání nejefektivnější a nejspolehlivější metodou.



(a) Serviceability limit state (b) Ultimate limit state

Obrázek 4.25: Index spolehlivosti konstrukce v závislosti na čase s uvažováním různých metod zesílení. Spolehlivost v a) mezním stavu použitelnosti b) mezním stavu únosnosti [37].



(a) Time-variant mid-span deflections (b) Load-deflection relationships

Obrázek 4.26: Srovnání účinnosti tří zesilujících metod. a) časová závislost průhybu uprostřed rozpětí, b) závislost průhybu na zatížení [37].

Kapitola 5

Inženýrská optimalizace metody dodatečného předpínání

Metoda dodatečného předpínání, která je oproti celosvětově známému a rozšířenému externímu vedení kabelů na Ústavu betonových a zděných konstrukcí FAST VUT v Brně rozšířena o systém náhradních kabelových kanálků, je z několika hledisek nejefektivnější metoda pro zesílení historických železobetonových trámových nebo deskových mostů malých až středních rozpětí. Zesilované konstrukci přináší kromě posílení ohybové a smykové únosnosti (mezní stavy únosnosti) také mnoho dalších benefitů (mezní stavy použitelnosti), které jiné metody nejsou schopny zajistit.

V této kapitole disertační práce se autor zabývá nalezením optimálního řešení návrhu dodatečného předpínacího systému pro zesilování železobetonových mostů z let 1900-1940. Obecně lze směry výzkumu, které si kladou za cíl nalezení optimálního návrhu, rozdělit do dvou vzájemně se doplňujících větví:

- návrhová inženýrská optimalizace;
- konstrukční inženýrská optimalizace.

5.1 Návrhová inženýrská optimalizace

Optimalizace je proces, systematický postup, který se používá k získání nejlepšího možného řešení např. inženýrského problému za daných podmínek. Z matematického pohledu je optimalizační proces hledání nejlepšího (optimálního) řešení z množiny možných variant za určitých omezení a podmínek. Tato matematická disciplína zahrnuje hledání minima a maxima cílové funkce k definovaným proměnným. Matematická definice optimalizace poskytuje rámec pro systematické řešení různých problémů (např. právě inženýrských), a to prostřednictvím použití matematických metod a algoritmů, které pomáhají nalézt optimální řešení pro daný problém. Mezi základní matematické metody optimalizace patří například gradientní metoda, metoda simplex nebo genetické algoritmy a další.

V minulosti již byla metoda náhradních kabelových kanálků inženýrsky aplikována na železobetonových mostech prostých i spojitých s rozpětím polí od 8 do 30 m, které byly vybudovány na počátku 20. století. Takzvaný inženýrský způsob návrhu systému dodatečného předpětí vychází pouze ze zkušeností autora a jeho citu pro danou konstrukci. Tento postup lze také nazvat jako "inženýrsky konstrukčně-statický", který se opírá pouze o konstrukční možnosti uspořádání předpínací soustavy a redukci zejména momentových

účinků vlastní tíhy zesilované konstrukce, přičemž až následně se posuzují další návrhové podmínky, kterými jsou zejména ověření dostatečné únosnosti pro působení posouvajících sil (posouzení smykové únosnosti), splnění podmínek omezující napětí v průřezu, napjatost vyvolaná lokálně působícími silami v kotevních oblastech a v místech deviátorů.

Jednotlivé kroky inženýrského konstrukčně-statického přístupu návrhu dodatečného předpětí jsou:

1. **stanovení aktuální zatížitelnosti** mostu na základě výsledků podrobného diagnostického průzkumu konstrukce a rozhodnutí o nutnosti konstrukci zesilovat (nejčastěji z důvodu nízké ohybové únosnosti);

2. **odhad a návrh uspořádání dodatečné předpínací soustavy** (trajektorie a počet předpínacích kabelů) s přihlédnutím ke konstrukčním omezením, které vyplývají z geometrie zesilované konstrukce, přičemž se předpokládají maximální napínací síly předpínacích lan dle technických certifikací, atestů a normových požadavků;

3. **stanovení zatížitelnosti mostu po zesílení** se započítáním příznivých účinků předpínací soustavy (v případě nevyhovující zatížitelnosti je nutné postup opakovat od bodu 2.);

4. **ověření dalších podmínek návrhu** dle aktuálních technických norem - posouzení smykové únosnosti, omezení napětí, omezení průhybu atd. (v případě jakékoliv nevyhovující podmínky je nutné postup opakovat od bodu 2.);

5. **řešení a ověření detailů předpínacího systému**, kterými jsou místa s koncentrací bodových sil od předpínací soustavy (kotevní oblasti, deviátory) a nebo také pomocné konstrukční prvky kterými jsou např. vkládané pomocné příčníky (jsou-li zapotřebí) a dodatečně kotvená krycí vrstva předpínacího systému apod.

V inženýrském konstrukčně-statickém přístupu se projektant často dostává do situace, kdy nějaká z nutných podmínek (zatížitelnost, mezní stavy únosnosti, mezní stavy použitelnosti apod.) nevyhovuje a to vede na opakování návrhu. Ve druhém projekčním pokusu se zpravidla přistupuje ke změně počtu kabelů (lan), případně se upravuje celková trajektorie vedení předpínací výztuže. V některých případech, zejména u spojitých konstrukcí s relativně velkými rozdíly mezi rozpětími jednotlivých polí, tento postup vede i na rozdělení předpětí do několika na sobě nezávislých fází a nebo také vede k návrhu dodatečného předpětí v kombinaci se spřaženou mostovkovou deskou. Celý tento časově velmi náročný proces lze ve své podstatě z pohledu projektanta označit za přirozené hledání tzv. optimálního řešení pomocí jednotlivých iterací (implicitní optimalizace), kterými se projektant blíží k vyhovujícímu řešení. Ovšem bez hlubší znalosti příčinných souvislostí ovlivnění jednotlivých výstupů návrhovými proměnnými.

Výzkum v oblasti návrhové optimalizace byl zaměřen v prvé řadě na algoritmizaci výpočtového návrhu dodatečné předpínací soustavy resp. algoritmizaci vztahů vstupních parametrů navrhované a dodatečně aplikované předpínací soustavy.

- trajektorie předpínacích kabelů (umístění deviátorů po délce konstrukce);
- počet předpínacích lan v kabelech (velikost předpínací síly).

Uvažujeme-li v inženýrské úloze vstupující návrhové proměnné jako osy n-dimensionálního prostoru, potom každý bod v tomto tzv. návrhovém prostoru představuje v úvahu přicházející návrh. Takový návrhový bod je přijatelným, pokud při daných kritériích definovaných

vnějšími podmínkami nenastane některý z nepřijatelných scénářů (nesplnění vedlejších podmínek) [57].

Základnu pro porovnání návrhů tvoří právě zvolená kritéria, která definují míru kvality, a tím nám umožňují rozhodnout se mezi různými návrhovými uspořádáními. Stanovení kritérií je obvykle výsledkem vyhodnocení požadavků a cílů kladených na daný systém. Optimální uspořádání systému je pak takové uspořádání, které je dle zavedeného hlediska nejlepší z možných řešení,a které je také přijatelné při daných vedlejších podmínkách [54].

V případě zesilování železobetonových mostů metodou dodatečného předpětí mohou být těmito kritérii následující efektivity systému:

- redukce ohybových momentů;
- redukce posouvajících sil;
- zatížitelnost stanovená z momentové únosnosti;
- zatížitelnost stanovená ze smykové únosnosti;
- zatížitelnost stanovená z normálových napětí na průřezu;
- zatížitelnost stanovená z výpočtu max. šířky trhlin.

Jednotlivá kritéria podléhají vedlejším podmínkám návrhu, kterými jsou limitní návrhové hodnoty, které musí být pro přijatelný návrhový bod dodrženy (např. normové podmínky, materiálové podmínky, okrajové podmínky).

Předpokladem úspěšného návrhu je stav, ve kterém je dosaženo limitní hodnoty účelové funkce (zpravidla nalezení minima nebo maxima), která je závislá na navrhovaných charakteristikách systému. Termín optimalizace pak označuje proces výběru návrhové varianty, který minimalizuje nebo maximalizuje zvolenou cílovou funkci.

V prostředí zesilování železobetonových mostů dodatečným předpětím může být zvolenou cílovou funkcí např.:

- minimalizace ceny (např. minimalizace objemů materiálů apod.);
- minimalizace realizační náročnosti (např. minimalizace vrtacích prací).

Tento postup může být vhodný pro projektanty, kteří teprve vstupují do problematiky zesilování konstrukcí a nemají možnost opírat se o již řadu podobně zesílených konstrukcí. Rovněž rychlost řešení se předpokládá významně vyšší, než u předchozí metody založené z velké části na zkušenosti řešitele. Optimalizační přístupy v návrhu také umožňují zapracovat současné posouzení podle mezních stavů únosnosti i použitelnosti.

Výše uvedený způsob navrhování zesílení existujících mostů metodou dodatečného předpínání můžeme nazvat „optimalizovaným víceparametrickým návrhem zesílení“.

V současné době se čím dál častěji setkáváme s tématem konstrukční optimalizace, jejíž matematické metody se za posledních 40 let významně vyvíjely a nyní pronikají do všech oborů inženýrského návrhu.

Podstatou navrhovaného výzkumu je rozvíjení metody zesilování mostů pomocí volných předpínacích kabelů v dodatečně vrtaných kabelových kanálcích s využitím dostupných metod optimalizace.

Proces nalezení optimálního (nejvíce vhodného) inženýrského návrhu se nazývá optimalizace. V oblasti stavebních konstrukcí se nejedná o optimalizaci z hlediska matematického operačního výzkumu, ale spíše o využití těchto postupů k dosažení efektivnějšího návrhu.

Úkolem projektanta, který navrhuje zesílení stávající mostní konstrukce metodou dodatečného předpínání, je navrhnout takový přídavný systém předpětí, aby konstrukce vyhověla všem požadavkům na ni kladených z hlediska prodloužení provozuschopnosti, životnosti a spolehlivosti [43] [62]. Inženýr tímto prochází skrze náročný proces uvažování všech faktorů, které mohou ovlivnit užitnou hodnotu stavby. V případě, že dosáhneme nejefektivnějšího návrhu vyhovujícím všem daným požadavkům, dostáváme konstrukci optimální.

Často je v praxi inženýrská optimalizace prováděna implicitně a to kombinací zkušenosti a odborného úsudku inženýra, tedy na základě jeho dostatečného vhledu do problematiky. Někdy se takový postup také nazývá "metoda pokus-omyl", což může, ale nemusí vést k optimálnímu řešení. Metodou pokusu a omylu se ve velké míře konstruuje dodnes, je však obtížné o takovém návrhu prohlásit, je-li nejlepší (podle zvoleného hlediska) ze všech možných řešení [49].

Předpokladem úspěšného návrhu je dosáhnout limitní hodnoty hodnotícího kritéria (účelové funkce). Účelová funkce je závislá na navrhovaných charakteristikách systému (rozměry, maximální využití pevnostních a stabilitních vlastností, či vlastnosti spojené s dynamickým namáháním konstrukce) [56]. V případě navrhování novostaveb jsou účelové funkce nejčastěji: minimalizace finančních nákladů, minimální hmotnost konstrukce či maximální tuhost. V oboru rekonstrukcí mostů je velmi problematické formulovat podmínky, které musí návrh zesílení splňovat. Jako nejvhodnější účelová funkce se jeví výsledná zatížitelnosti nebo prodloužení životnosti konstrukce.

Princip konstrukční optimalizace spočívá v takové volbě návrhových proměnných (tedy těch, které lze měnit - navrhovat) faktorů, aby efektivita systému byla maximální, při současném splnění požadavku účelovosti vyjádřeného ve formě vedlejší podmínky [49].

Podle [56] se nejčastěji optimalizační problém matematicky formuluje:

$$min\{f(\mathbf{x})|\mathbf{x}_l \leq \mathbf{x} \leq \mathbf{x}_u; h(\mathbf{x}) = 0; g(\mathbf{x}) \leq 0\} \tag{5.1}$$

Obecný systematický postup návrhu konstrukce nebo její části s využitím optimalizačního přístupu a metod lze podle [49] rozdělit do osmi na sebe navazujících kroků:

1. **Poznání vnějších podmínek.** Vnějšími podmínkami rozumíme takové podmínky, za nichž bude daná mostní konstrukce existovat a plnit svůj účel, tím se definuje tzv. návrhové prostředí. V této první fázi návrhu je úkolem projektanta co nejpřesněji formulovat a popsat soubor požadavků a parametrů, kterým má daný navrhovaný konstrukční systém v daném návrhovém prostředí vyhovět. Součástí této fáze je také popis výchozích geometrických a dispozičních omezení za současného poznání výchozího stavu konstrukčního systému.

2. **Stanovení kritérií určení optima.** V této fázi návrhu hledá projektant kritéria, dle kterých lze objektivně hodnotit tzv. efektivitu systému neboli kvalitu navržené konstrukce nebo její části. Dosáhne-li tento faktor konstrukce svého extrému, znamená to, že bylo dosaženo optimálního stavu z pohledu zvoleného kritéria. Optimální návrh konstrukce je takové uspořádání, které je dle zavedeného kritéria ovlivňující výsledný návrh nejlepší z možných řešení a zároveň je toto řešení přijatelné pro dané vedlejší podmínky návrhového prostředí.

   Zvolená kritéria tvoří základnu pro porovnání návrhů a definují míru kvality. Umožňují projektantovi rozhodnout se mezi různými návrhovými uspořádáními. Stanovení kritérií je obvykle výsledkem vyhodnocení požadavků a cílů kladených na daný systém.

3. **Volba návrhových proměnných.** Obecně se definují tři typy návrhových proměnných označené jako soubory proměnných $\mathbf{x}_r$, $\mathbf{x}_t$ a $\mathbf{x}_m$, které jsou nazývány postupně jako rozměrové proměnné, tvarové proměnné a materiálové proměnné. Tyto návrhové proměnné lze souhrnně zapsat sloupcovým vektorem:

$$\mathbf{x}_N = \begin{pmatrix} \mathbf{x}_m \\ \mathbf{x}_t \\ \mathbf{x}_r \end{pmatrix} x \in \mathbb{E}^n. \tag{5.2}$$

   Rozměrové proměnné definují jednotlivé rozměry, tvarové proměnné definují prostorové uspořádání systému prvků a materiálové proměnné definují mechanické vlastnosti použitých materiálů.

4. **Stanovení vedlejších podmínek.** Uvažujeme-li návrhové proměnné v úloze vystupující jako osy n-dimensionálního návrhového prostoru, potom každý bod v tomto tzv. návrhovém prostoru představuje v úvahu přicházející návrh.

   Návrhový bod je přijatelným, pokud při daných vnějších podmínkách nenastane některý ze základních mezních stavů. Proto je základní úlohou této fáze detailní poznání mezních stavů či jinak uvažovaných omezení, analytického popisu chování konstrukce a jejich matematické vyjádření. Úplnost závisí na dokonalosti analýzy konstrukce. Za vedlejší podmínky je nutno uvažovat pevnostní podmínky a také vztahy popisující chování konstrukce, jako jsou rovnice rovnováhy, deformační podmínky a konstitutivní vztahy.

$$\bar{h}_l(\mathbf{x}_N) = 0, \quad (l = 1, 2, ..., K) \tag{5.3}$$

$$\bar{g}_l(\mathbf{x}_N) \leq 0, \quad (l = 1, 2, ..., k) \tag{5.4}$$

   Omezení, aby přijatelné návrhové body neobsahovaly souřadnice, které porušují zvolené hodnotové limity proměnných, je vyjádřeno vedlejšími podmínkami.

$$\mathbf{x}_l \leq \mathbf{x} \leq \mathbf{x}_u \tag{5.5}$$

   kde $\mathbf{x}$ představuje vektor těch proměnných, jejichž žádaná hodnota je omezena dolní $\mathbf{x}_l$ a horní $\mathbf{x}_u$ mezí.

5. **Sestavení matematického modelu technické úlohy.** V průběhu řešení úlohy vychází najevo, že vystupujících proměnných je více nežli jen námi zvolené návrhové proměnné $\mathbf{x}_N$. Proměnné, které se v úloze vyskytly mimo vůli projektanta, nazýváme analytickými proměnnými jelikož je získáváme na základě analytického rozboru navržené konstrukce (např. napětí, deformace, vlastní frekvence, atd.). Spolu s vektorem návrhových proměnných $\mathbf{x}_N$ pak vektor analytických proměnných tvoří vektor proměnných úlohy

$$\mathbf{x} = \begin{pmatrix} \mathbf{x}_N \\ \mathbf{x}_A \end{pmatrix} \mathbf{x} \in \mathbb{E}^p. \tag{5.6}$$

6. **Výběr vhodné matematické optimalizační metody.** Optimalizačních metod je celá řada a liší se od sebe mnoha způsoby. Konstruktér může použít pouze tu metodu, ke které má dostatečné matematické a programové zázemí a která k řešení vyžaduje takové množství času a námahy, aby řešení problému zvolenou metodou bylo přínosné.

7. **Vlastní optimalizace.** Tato fáze obsahuje rozřešení matematické formulace dané úlohy. Termín optimalizace označuje rozličné matematické metody, které minimalizují (resp. maximalizují) cílovou funkci. Říkáme, že pro známe prostředí a zadaná specifika bude mít návrhový vektor $\mathbf{x}$ optimální nastavení $\hat{\mathbf{x}}$, pokud (v případě hledání maxima)

$$f(\hat{\mathbf{x}}) = \max_{\mathbf{x}\in\wp} f(\mathbf{x}), \tag{5.7}$$

kde množina $\wp$ je množina všech přípustných návrhových bodů, která vyhovují formulovaným vedlejším podmínkám.

$$h_l(\mathbf{x}) = 0, \qquad (l = 1, 2, ..., K) \tag{5.8}$$

$$g_l(\mathbf{x}) \leq 0, \qquad (l = 1, 2, ..., k) \tag{5.9}$$

V této fázi návrhu dochází k matematickému zpracování výše uvedené optimalizační úlohy.

8. **Technická interpretace získaného řešení.** Výsledné řešení optimalizační úlohy je třeba "přeložit do jazyka techniků"a případně upravit pro praktické použití.

V dalších podkapitolách je uveden postup řešení optimalizační inženýrské úlohy pro návrh zesílení železobetonové deskové prosté mostní konstrukce, které byly navrhovány v letech 1900-1940. Podle databáze mostních konstrukcí je na české silniční síti z tohoto období těchto mostů nejvíce (viz Tab. 2.4 v kap. 2.1). Typické rozpětí těchto konstrukcí je v rozmezí 8-16 m.

5.1.1 Poznání podmínek návrhu předpínacího systému

V první části návrhu zesílení konstrukce metodou dodatečného předpětí je nutné definovat tzv. návrhové prostředí, ve kterém má konstrukce působit. Tato část výpočtu je nejrozsáhlejší a obsahuje matematický popis jednotlivých podmínek návrhu, které se skládají z těchto hlavních součástí:

a) popis stávajícího stavu mostu (materiálové a dispoziční charakteristiky);

b) definování průřezových charakteristik nosné konstrukce (geometrie a vyztužení železobetonového průřezu);

c) popis podmínek návrhu z pohledu zatížení (požadované dopravní zatížení - zatížitelnost normální, výhradní);

d) popis podmínek předpokládané trajektorie předpínacího systému;

e) popis podmínek mezního stavu únosnosti;

f) popis podmínek mezního stavu použitelnosti.

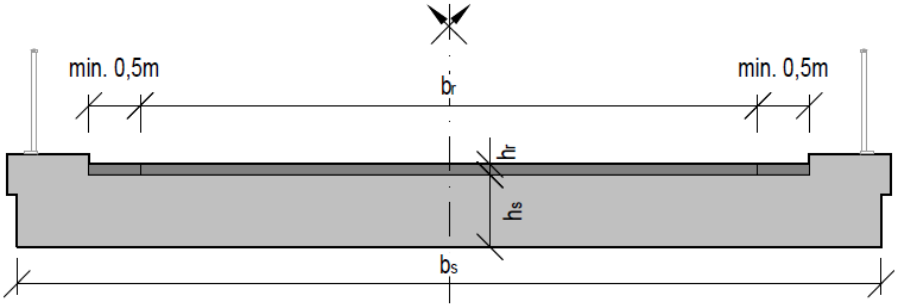
Níže jsou podrobně rozebrány jednotlivé kroky poznání podmínek návrhu.

a) Popis stávajícího stavu mostu

Cílem poznání podmínek návrhu je popsat stávající dispoziční a materiálové charakteristiky mostní konstrukce, které omezují návrh zesilujícího systému, neboť ten se musí

přizpůsobit danému mostu. Parametry mostní konstrukce jsou zpravidla získány z podrobného diagnostického průzkumu konstrukce (vzhledem k rozsahu disertační práce nebude problematika diagnostických průzkumů dále rozváděna).

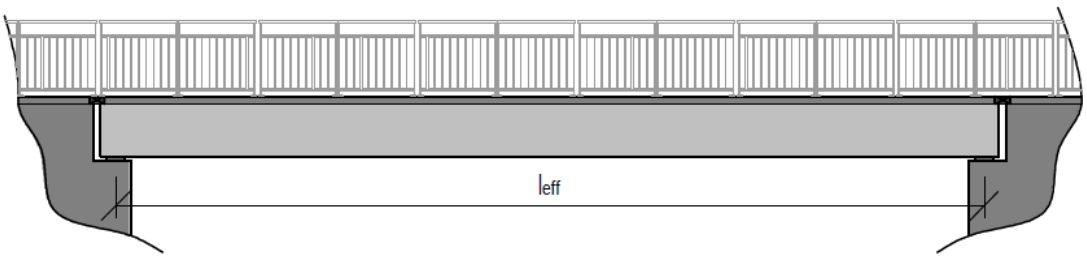
Nejdříve jsou stanoveny základní rozměry nosné konstrukce. U deskových mostních konstrukcí je to šířka desky b_s a tloušťka desky h_s, tak jak je to ukázáno na schematickém příčném řezu konstrukcí z počátku 20. století na Obr. 5.1. V podélném směru je nejdůležitějším parametrem vzájemná vzdálenost podpor deskové konstrukce, ze které je následně stanoveno teoretické rozpětí statického výpočtového modelu l_{eff} (viz Obr. 5.2). Nejčastějším typem deskové mostní konstrukce z let 1900-1940 jsou deskové konstrukce prosté, jejichž zjednodušeným statických schématem je prostý nosník. Prostý nosník má z pohledu namáhání dva kritické řezy, ve kterých musí být konstrukce posuzována - řez nad podporou a řez uprostřed rozpětí. Statický výpočet inženýrské optimalizační úlohy se tak bude zaměřovat na tyto kritické řezy konstrukce.



Obrázek 5.1: Schéma příčného řezu deskové mostní konstrukce pro formulaci podmínek návrhu.

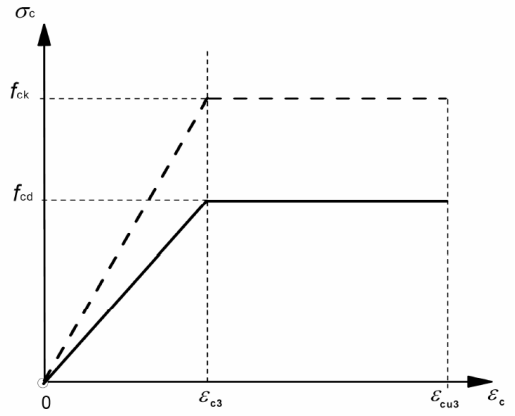
Kromě základních rozměrů nosné konstrukce je také potřeba stanovit mechanické parametry použitých materiálů. Na základě vyhodnocení provedeného podrobného diagnostického průzkumu je získána pevnostní třída betonu, z níž je stanovena návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd}, a druh použité oceli betonářské výztuže, z níž je stanovena návrhová mez kluzu výztuže f_{yd} podle [13]. U betonářské výztuže je nutné také znát její profil ϕ_s a umístění v nosné konstrukci, stejně tak jako její krytí c. Pro zatřídění materiálů dle aktuálně platných norem se postupuje podle [25] (viz kap. 2.3).

Pro každý použitý materiál musí být sestaven návrhový pracovní diagram (závislost napětí na poměrném přetvoření) pro následný výpočet odolnosti konstrukce (Obr. 5.3 a Obr. 5.4).

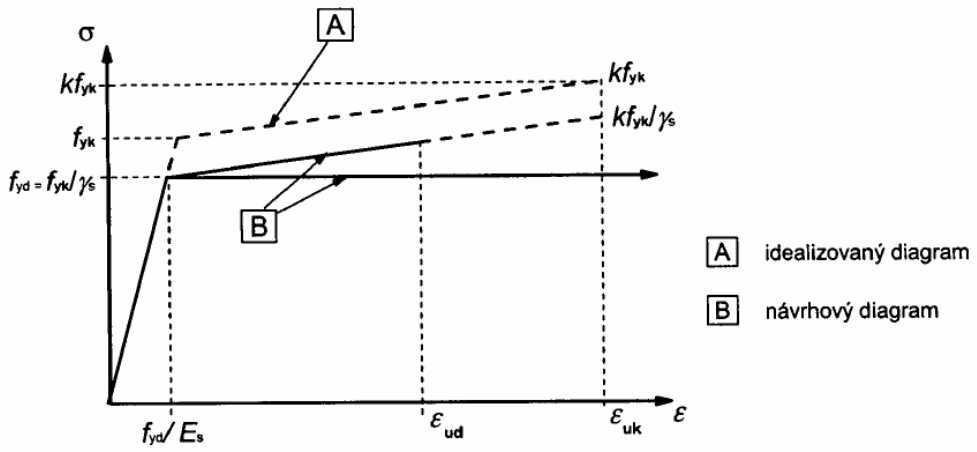


Obrázek 5.2: Schéma podélného řezu deskové mostní konstrukce pro formulaci podmínek návrhu.

b) Definování průřezových charakteristik nosné konstrukce



Obrázek 5.3: Schéma bilineárního pracovního diagramu betonu [13].



Obrázek 5.4: Schéma bilineárního pracovního diagramu betonářské výztuže [13].

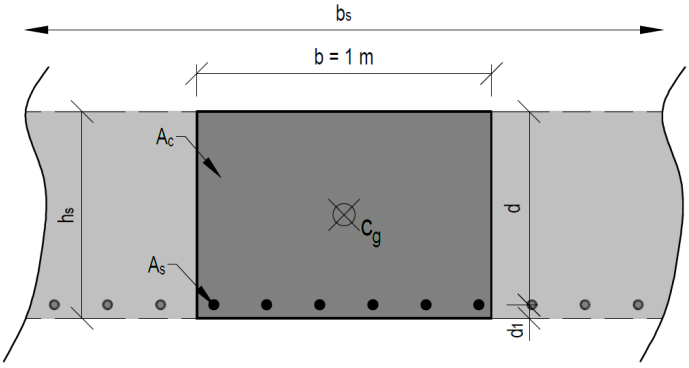
Na základě získaných dat o mostní konstrukci lze stanovit charakteristiky železobetonového výpočtového nosného průřezu deskové konstrukce, které budou využity v rámci optimalizačního procesu ke stanovení odolnosti mostní konstrukce z pohledu mezního stavu únosnosti i použitelnosti. V případě deskové konstrukce se nejčastěji pro výpočet volí výsek deskové konstrukce šířky 1 m (Obr. 5.5). Veškerá namáhání od zatížení tak jsou přepočítána na ekvivalentní zatížení tohoto výseku a stejně tak výpočet odolnosti probíhá taktéž na takto stanoveném efektivním průřezu.

Železobetonový průřez (Obr. 5.5) je vyztužen podélnou betonářskou výztuží celkové plochy A_s podle závěrů diagnostického průzkumu:

$$A_s = n_s \cdot \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4}, \tag{5.10}$$

kde n_s je počet kusů betonářské výztuže v průřezu a ϕ_s je průměr betonářské výztuže v průřezu.

Mostní konstrukci je také nutné popsat z ohledem na vyztužení smykovou výztuží o ploše A_{sw} ať už ve formě spon, smykových třmínků (svislá smyková výztuž) či tzv. ohybů (šikmá smyková výztuž).



Obrázek 5.5: Schéma výpočtového nosného průřezu desky.

$$A_{sw} = n_{sw} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{sw}^2}{4}, \tag{5.11}$$

kde n_{sw} je počet kusů smykové výztuže v průřezu a ϕ_{sw} je průměr smykové výztuže.

Stupeň vyztužení podélnou výztuží ρ_s obdélníkového průřezu je dán rovnicí 5.12:

$$\rho_s = \frac{A_s}{b \cdot h_s}, \tag{5.12}$$

kde b je šířka výpočtového průřezu (u desek 1 m) a h_s je výška železobetonové průřezu.

Stupeň vyztužení smykovou výztuží ρ_{sw} obdélníkového průřezu je potom dán rovnicí:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s_{wl} \cdot s_{wt}}, \tag{5.13}$$

kde s_{wl} je vzdálenost smykové výztuže v podélném směru a s_{wt} je vzdálenost smykové výztuže v příčném směru konstrukce.

Betonářská výztuže je v průřezu umístěna na účinné výšce d, což je vzdálenost těžiště výztuže od tlačeného okraje průřezu. Vzdálenost výztuže d_1 od taženého (spodního) okraje je dána tloušťkou betonové krycí vrstvy c. Účinná výška výztuže je pak určena z rovnic:

$$d_1 = c + \frac{\phi_s}{2}, \tag{5.14}$$

$$d = h_s - d_1. \tag{5.15}$$

Základní průřezové charakteristiky betonového průřezu podle Obr. 5.5:

- Plocha průřezu A_c:

$$A_c = h_s \cdot b \tag{5.16}$$

- Vzdálenost těžiště průřezu od krajních vláken průřezu z_{cg}:

$$z_{cg} = \frac{h_s}{2} \tag{5.17}$$

- Moment setrvačnosti I_c:

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_s^3 \tag{5.18}$$

- Modul průřezu W_c:

$$W_c = \frac{I_c}{z_{cg}} = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h_s^2 \tag{5.19}$$

c) Popis podmínek zatížení

V této části návrhu je nutné definovat podmínky, za kterých má konstrukce plnit svůj účel a to zejména z pohledu namáhání od zatížení působící na konstrukci. Častým důvodem pro zesílení těchto konstrukcí je jejich nevyhovující zatížitelnost. To znamená, že musí být definovány požadavky jednotlivých zatížitelností podle 2.6, které má po zesílení mostní konstrukce spolehlivě přenést. Z jednotlivých intenzit zatížení jsou stanovena namáhání kritických řezů ohybovým momentem a posouvající silou připadající na 1 bm řešené konstrukce.

Jako stálé složky zatížení jsou ve výpočtu uvažovány:

I. Vlastní tíha nosné konstrukce g_{0k}.

   Intenzita zatížení od vlastní tíhy je dána vztahem:

$$g_{0k} = A_c \cdot \gamma_c, \tag{5.20}$$

   kde A_c je plocha betonového průřezu výseku šířky 1 m, γ_c je objemová tíha železobetonu uvažovaná hodnotou 25 kN/m^3.

   Ohybový moment M_{g0k} a posouvající síla V_{g0k} v kritických řezech nosné konstrukce od vlastní tíhy jsou spočítány podle následujících rovnic:

$$M_{g0k} = \frac{1}{8} \cdot g_{0k} \cdot l_{eff}^2, \tag{5.21}$$

$$V_{g0k} = \frac{1}{2} \cdot g_{0k} \cdot l_{eff}. \tag{5.22}$$

II. Ostatní stálé zatížení g_{1k} (tíha říms, vozovky a mostního vybavení) a případně tíha navržené spřažené desky. Ohybové a smykové namáhání kritických řezů od ostatních stálých zatížení lze vyjádřit rovnicemi:

$$M_{g1k} = \frac{1}{8} \cdot g_{1k} \cdot l_{eff}^2, \tag{5.23}$$

$$V_{g1k} = \frac{1}{2} \cdot g_{1k} \cdot l_{eff}, \tag{5.24}$$

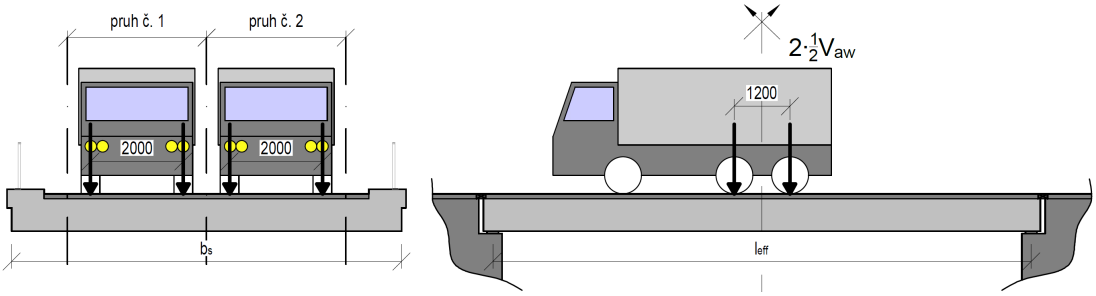
   kde intenzity zatížení od ostatních stálých složek zatížení g_{1k} jsou uvažovány na 1 bm nosné konstrukce (hodnoty jsou přepočítány s využitím šířky desky nosné konstrukce b_s).

III. Ekvivalentní síly od dodatečně navrženého předpínacího systému P_i, které jsou podrobně popsány v části d).

Proměnné složky zatížení od dopravy jsou ve výpočtu reprezentovány schématy dopravního zatížení zatížitelností podle kap. 2.6 [21]:

A. Normální zatížitelnost v_n.

Zatěžovací schémata normální zatížitelnosti dle [21] jsou podrobně uvedena v kap. 2.6. V případě normální zatížitelnosti je konstrukce zatěžována normovými třínápravovými vozidly v zatěžovacích pruzích v nejméně příznivých pozicích z hlediska ohybových momentů a posouvajících sil. Pro stanovení normální zatížitelnosti je rozhodující tíha zadní dvounápravy $V_{aw,1}$ (Obr. 5.6) (tíha přední nápravy je nahrazena rovnoměrným spojitým zatížením $v_{n,1}$).



Obrázek 5.6: Schéma deskové mostní konstrukce zatížené zatěžovacími vozidly normální zatížitelnosti podle [21].

$$M_{vnk} = V_{aw,1} \cdot \left(\frac{l_{eff}}{4} - 0,3 \right) + \frac{1}{8} \cdot v_{n,1} \cdot l_{eff}^2, \tag{5.25}$$

kde M_{vnk} je charakteristická hodnota ohybového momentu od sestavy zatížení pro výpočet normální zatížitelnosti v kritickém řezu konstrukce, $V_{aw,1}$ je jednotková tíha zadní dvounápravy normového vozidla, $v_{n,1}$ je jednotkové rovnoměrné zatížení neomezené délky sestavy normového zatížení [21]:

$$v_{n,1} = v_{n,p} \cdot b_p + v_{n,z} \cdot b_z, \tag{5.26}$$

kde $v_{n,p}$ je intenzita rovnoměrného spojitého zatížení v zatěžovacích pruzích (dle [21] $2,5\ kN/m^2$), $v_{n,z}$ je intenzita rovnoměrného spojitého zatížení ve zbývající zatěžovací ploše (dle [21] $1,0\ kN/m^2$), b_p je celková šířka zatěžovacích pruhů a b_z je celková šířka zbývající zatěžovací plochy mostovky mimo zatěžovací pruhy.

Pro posouzení smykového namáhání musí být mostní konstrukce vyšetřena z pohledu posouvajících sil od dopravního zatížení. Pro kritický řez mostní konstrukce je maximální intenzita posouvajících sil od sestavy normální zatížitelnosti, která je v podélném směru umístěna v nejméně příznivé pozici na mostě:

$$V_{vnk} = V_{aw,1} - \left(\frac{0,6 \cdot V_{aw,1}}{l_{eff}} \right) + \frac{1}{2} \cdot v_n \cdot l_{eff}. \tag{5.27}$$

Výsledný charakteristický ohybový moment M_{vnk} a charakteristická hodnota posouvající síly V_{vnk} jsou poté upraveny s využitím šířky nosné konstrukce b_s pro určení namáhání připadající na 1 bm.

Jsou-li na mostě přítomny chodníky nebo cyklistické pruhy, jsou ve výpočtu normální zatížitelnosti zatíženy redukovanou kombinační hodnotou rovnoměrného spojitého plošného zatížení $w_f = 2,5\ kN/m^2$ [21].

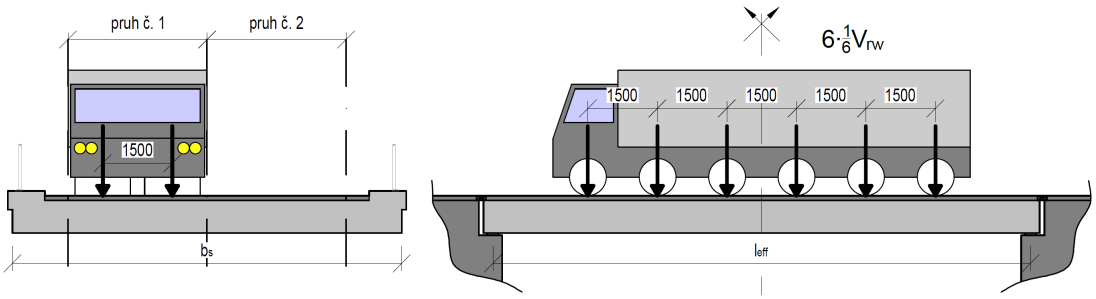
Dynamický součinitel pro výpočet normální zatížitelnosti je ve výpočtu uvažován dle kap. 2.6.

B. Výhradní zatížitelnost v_r;

Zatěžovací schémata výhradní zatížitelnosti dle [21] jsou podrobně uvedena v kap. 2.6. Výhradní zatížitelnost je určena z normového zatížení od jediného základního šestinápravového vozidla, které je umístěno v zatěžovacím pruhu v nejméně příznivé poloze na mostě z pohledu ohybových momentů a posouvajících sil (Obr. 5.7).

V případě podmínek definovaných v [21] je možné v určitých situacích základní normové vozidlo nahradit dvounápravovým nebo třínápravovým vozidlem.

Výhradní zatížitelnost od základního sestavy je odvozena z jednotkové tíhy vozidla $V_{rw,1} = 1\ kN$, kdy jednotlivé nápravy vždy představují zatížení $\frac{1}{6} \cdot V_{rw,1}$ [21].



Obrázek 5.7: Schéma deskové mostní konstrukce zatížené zatěžovacími vozidly výhradní zatížitelnosti podle [21].

Maximální ohybový moment M_{vrk} vyvozený normovým vozidlem lze poté odvodit ze vztahu:

$$M_{vrk} = \frac{1}{4} \cdot V_{rw,1} \cdot (l_{eff} - 3 \cdot l_r), \tag{5.28}$$

kde M_{vrk} je charakteristická hodnota ohybového momentu od sestavy zatížení pro výpočet výhradní zatížitelnosti v kritickém řezu konstrukce a l_r je rozvor náprav normového šestinápravového vozidla ($l_r = 1,5\ m$).

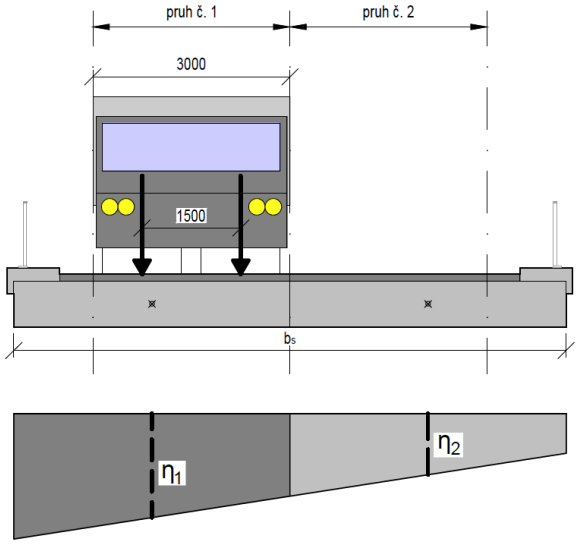
Maximální hodnota posouvající síly V_{vrk} od normového šestinápravového vozidla:

$$V_{vrk} = \frac{V_{rw,1} \cdot (l_{eff} - 2,5 \cdot l_r)}{l_{eff}}. \tag{5.29}$$

Jsou-li na mostě přítomny chodníky nebo cyklistické pruhy, jsou ve výpočtu normální zatížitelnosti zatíženy redukovanou kombinační hodnotou rovnoměrného spojitého plošného zatížení $w_f = 2,5\ kN/m^2$ [21].

Pro dosažení maximálních účinků je sestava výhradní zatížitelnosti umístěna excentricky vůči ose mostu - v příčném směru je vozidlo umisťováno do krajního zatěžovací pruhu. Pomocí čáry příčného roznosu zatížení je tak určen podíl (η_1) zatížení připadající na nejvíce zatížený 1 bm zatěžované mostní konstrukce podle Obr. 5.8.

Dynamický součinitel pro výpočet výhradní zatížitelnosti je ve výpočtu uvažován dle kap. 2.6.



Obrázek 5.8: Řešení roznosu zatížení pomocí čáry příčného roznosu deskového mostu.

Kombinace zatížení pro stanovení zatížitelnosti mostu s ohledem na mezní stavy únosnosti a použitelnosti se stanoví podle [27] vč. dílčích součinitelů $\gamma_{G,j} = \gamma_{Q,1} = 1,35$, $\gamma_P = 1,00$ a redukčních součinitelů $\xi = 0,85$, $\psi_{0,i} = \psi_{1,i} = 0,75$ a $\psi_{2,i} = 0$. V těchto kombinacích je $G_{k,j}$ charakteristická hodnota stálého zatížení, P je charakteristická hodnota účinků předpětí a $Q_{k,1}$ je charakteristická hodnota proměnného zatížení pro nejúčinnější sestavu zatížení dopravou stanovená pro příslušnou zatížitelnost V_n a V_r.

Kombinace účinků pro mezní stavy únosnosti vychází z rovnice 5.30:

$$E_d = E\{\gamma_{G,j}G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1}Q_{k,1}\} \qquad j \geq 1. \tag{5.30}$$

Kombinace účinků pro mezní stavy použitelnosti vychází z rovnic 5.31, 5.32 a 5.33.

Charakteristická kombinace:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}\} \qquad j \geq 1. \tag{5.31}$$

Častá kombinace:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1}Q_{k,1}\} \qquad j \geq 1. \tag{5.32}$$

Kvazistálá kombinace:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{2,i}Q_{k,i}\} \qquad j \geq 1. \tag{5.33}$$

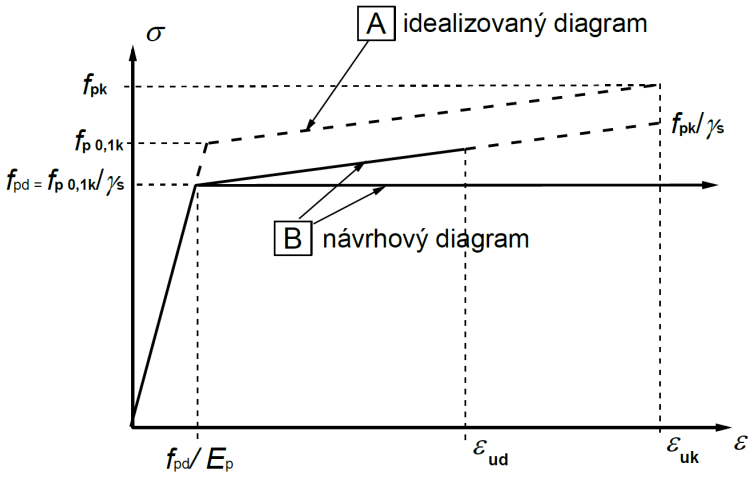
d) Popis podmínek předpínacího systému

Nedílnou součástí optimalizační úlohy je také popis podmínek dodatečného předpínacího systému za využití metody náhradních kabelových kanálků podle kap. 4.1, ve které jsou popsány všechny rozhodující součásti této metody vč. popisu statického působení.

Pro sestavení inženýrské optimalizační úlohy je nutné dodatečný předpínací systém a jeho působení na mostní konstrukci matematicky popsat pro řešené kritické řezy konstrukce.

Tlaková síla je do betonu původní konstrukce vnášena pomocí napnuté předpínací výztuže bez soudržnosti. Nejčastěji jsou využívána sedmi-drátová předpínací lana typu monostrand (stabilizovaná předpínací výztuž s nízkou relaxací v HDPE chráničce) s označením Y1860-S7-15,7, která mají následující mechanické charakteristiky. Pro ilustraci bude dále ve výpočtu uvažováno s touto předpínací výztuží (optimalizační algoritmus umožňuje uživatelsky změnit typ předpínací výztuže).

Materiálové charakteristiky předpínací výztuže Y1860-S7-15,7: charakteristická pevnost v tahu $f_{pk} = 1860\ MPa$, charakteristická smluvní mez kluzu $f_{p0,1k} = 1640\ MPa$, návrhová hodnota modulu pružnosti $E_p = 195\ GPa$, návrhová pevnost v tahu $f_{pd} = f_{p0,1k}/\gamma_s = f_{pk}/1,15$, návrhové mezní přetvoření $\epsilon_{ud} = 0,02$. Ve výpočtu je uvažováno chování předpínací výztuže podle bilineárního návrhového pracovního diagramu uvedeného na Obr. 5.9.



Obrázek 5.9: Schéma bilineárního pracovního diagramu předpínací výztuže [13].

Průřezové charakteristiky předpínací výztuže Y1860-S7-15,7: jmenovitý průměr předpínacího lana $\phi_p = 15,7\ mm$, průřezová plocha jednoho předpínacího lana $A_{p,1} = 150\ mm^2$.

Maximální napětí v předpínací výztuži $\sigma_{p,max}$ v průběhu napínání je odvozeno z rovnice:

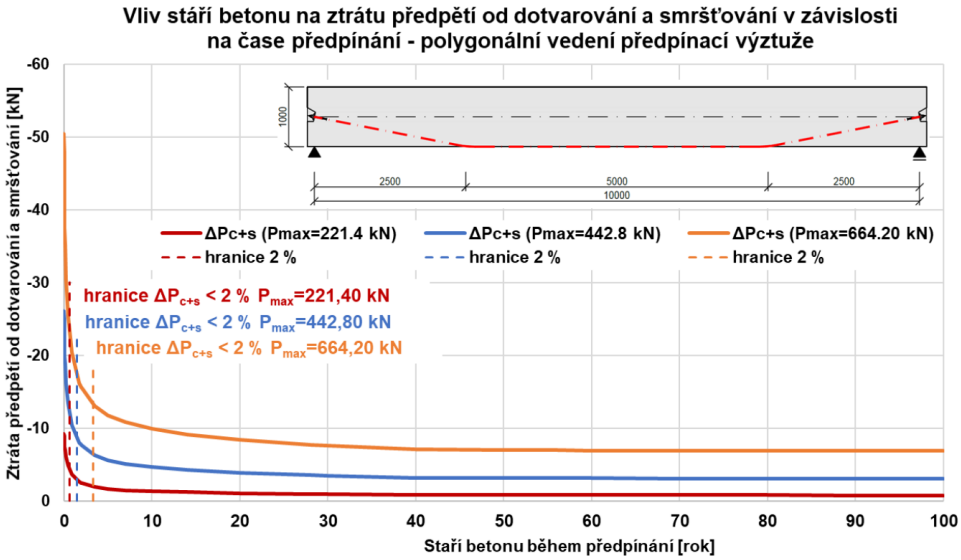
$$\sigma_{p,max} = min\ \{0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\}. \tag{5.34}$$

Maximální napětí v předpínací výztuži $\sigma_{pm0,max}$ v čase transferu předpínací síly do betonu (po okamžitých ztrátách):

$$\sigma_{pm0,max} = min\ \{0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0,1k}\}. \tag{5.35}$$

Ztráty předpětí (nebo také ztráty předpínací síly) představují snížení napětí ve výztuži v čase, které je nutné v případě návrhu předpjatého prvku adekvátně ve výpočtu uvažovat. V případě předpínání již reologicky vyzrálého betonu (stáří betonu větší než 50 let) je úloha určení ztrát předpětí významně ulehčena, neboť prakticky nedochází k dlouhodobým ztrátám od smršťování a dotvarování betonu, resp. ztráta předpětí od těchto vlivů je menší než 1 % z původní síly. Na provedených numerických experimentech bylo prokázáno, že již při předpínání betonu ve stáří 4 let je ztráta předpětí od reologických jevů betonu

menší než 2 % a v případě betonu, který je starší než 30 let je tato ztráta na úrovni 1 % (viz Obr. 5.10 [61]. Z pohledu dlouhodobých ztrát se tak ve výpočtu uplatňuje pouze vliv relaxace předpínací výztuže, který je odhadnut procentuálním poklesem předpínací síly o 5 %. Tento odhad je tzv. na stranu bezpečnou, neboť lana Y1860-S7-15,7 jsou stabilizovaná s nízkou relaxací.



Obrázek 5.10: Závislost velikosti ztráty předpětí od reologických jevů betonu na stáří betonu v čase předpínání [61].

Pro návrh zesílení mostu je využita technologie nesoudržných lan typu monostrand a z pohledu okamžitých ztrát předpětí je nutné do výpočtu zahrnout vliv tření výztuže v deviátorech a pokluz čelistí kotevního kuželíku.

Ztrátu předpětí třením monostrandu v deviátoru $\Delta\sigma_{p,\mu}(x)$ lze vyčíslit:

$$\Delta\sigma_{p,\mu}(x) = \sigma_{p,max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\Theta + k \cdot x)}), \tag{5.36}$$

kde μ je součinitel tření monostrandu (viz kap. 5.2.1), Θ je celková úhlová změna v místě x po délce lana, k je nezamýšlená úhlová změna vedení lana (ve výpočtu je uvažováno $k = 0$, neboť lana jsou vedena a napínána jako volná), e základ přirozeného logaritmu (Eulerovo číslo) a x je řešené místo po délce lana, ve kterém je počítána změna velikosti předpínací síly.

Ztrátu předpětí pokluzem čelistí kotevního kuželíku $\Delta\sigma_{psl}$ lze vyčíslit z Hookova zákona:

$$\Delta\sigma_{psl} = \frac{w}{l_p} \cdot Ep, \tag{5.37}$$

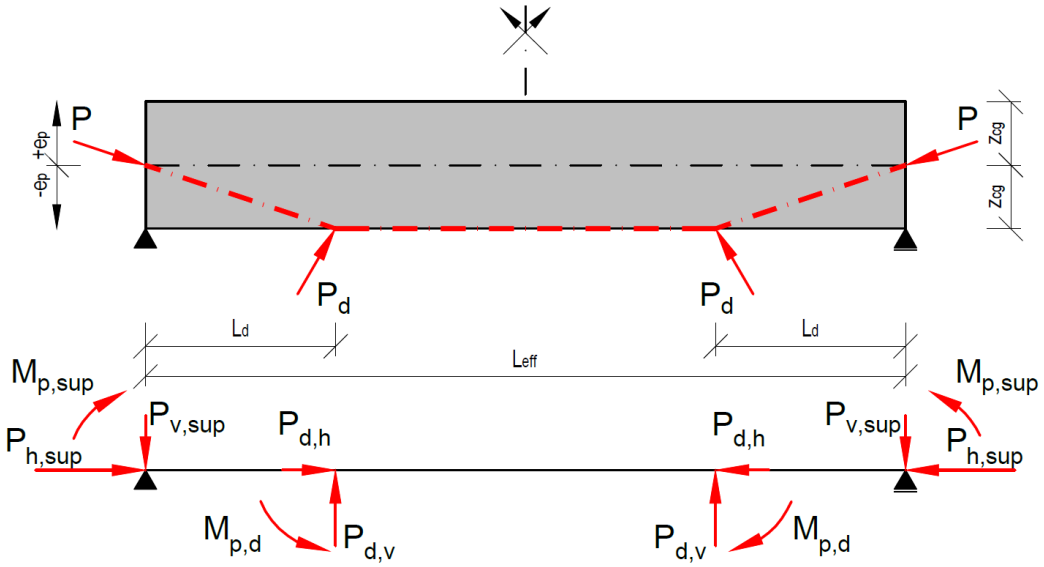
kde w je vlastní pokluz čelistí kotevního kuželíku (dle předpínacího systému $w \approx 3\ mm$), l_p je celková délka napínaného lana.

Odpovídající předpínací síla P_a je vždy určena z příslušného napětí v předpínací výztuži podle vztahu:

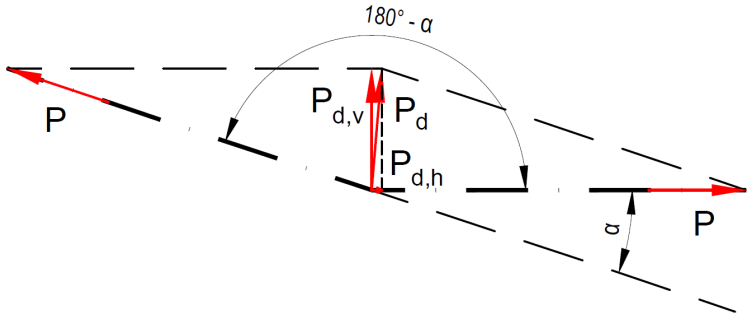
$$P_a = n_p \cdot A_{p,1} \cdot \sigma_{pa}, \tag{5.38}$$

kde n_p je navržený počet předpínacích lan v kabelu a σ_{pa} je uvažované napětí v předpínací výztuži v daném čase.

Statické veličiny od napnutých předpínacích kabelů složených z jednotlivých monostrandů v polygonální trajektorii jsou v optimalizačním algoritmu uvažovány pomocí systému ekvivalentních statických sil, které jsou umístěny v místě kotvení předpínacích lan a v místech deviátorů, kde dochází k úhlové změně vedení předpínací výztuže (podle Obr. 5.11).



Obrázek 5.11: Staticky ekvivalentní síly polygonálního vedení předpínacího kabelu.



Obrázek 5.12: Rozklad sil v deviátoru.

Statické ekvivalentní síly od předpínací síly P:

- Vertikální složka předpínací síly v podpoře $P_{v,sup}$:

$$P_{v,sup} = n_p \cdot A_{p,1} \cdot \sigma_p \cdot \sin\left(\arctan\frac{z_{cg} + e_p}{L_d}\right), \tag{5.39}$$

kde z_{cg} je vzdálenost těžiště průřezu od krajních vláken, e_p je excentricita předpínacího kabelu v místě zakotvení na čele konstrukce a L_d je vzdálenost teoretického bodu umístění deviátoru předpínacího kabelu od nejbližší podpory.

- Horizontální složka předpínací síly v podpoře $P_{h,sup}$:

$$P_{h,sup} = n_p \cdot A_{p,1} \cdot \sigma_p \cdot \cos\left(\arctan\frac{z_{cg} + e_p}{L_d}\right), \tag{5.40}$$

- Výslednice předpínací síly v deviátoru P_d od předpínací síly P je odvozena z kosinové věty o rovinných trojúhelnících (Obr. 5.12):

$$P_d = \sqrt{2 \cdot P^2 + 2 \cdot P^2 \cdot \cos(180° - \alpha)}, \tag{5.41}$$

  kde α je úhel mezi vedením náhradního kabelového kanálku a spodní hrany nosné konstrukce ve svislé rovině (úhel vrtání).

- Vertikální složka výslednice síly v deviátoru $P_{d,v}$ je uvažována po úpravě takto:

$$P_{d,v} = P \cdot sin(180° - \alpha), \tag{5.42}$$

- Horizontální složka výslednice síly v deviátoru $P_{d,h}$ je odvozena následovně:

$$P_{d,h} = \frac{P_d^2}{2 \cdot P}. \tag{5.43}$$

- Přídavek ohybového momentu od horizontální složky výslednice P_d:

$$M_{p,d} = P_{h,d} \cdot z_{cg} = \frac{P_d^2}{2 \cdot P} \cdot z_{cg}. \tag{5.44}$$

- V případě kotvení předpínacího kabelu mimo těžiště betonového průřezu je součástí staticky ekvivalentních sil také koncový ohybový moment, který je odvozen z excentricity působiště předpínací síly na čele konstrukce:

$$M_{p,sup} = P_{h,sup} \cdot e_p = n_p \cdot A_{p,1} \cdot \sigma_p \cdot \cos\left(\arctan\frac{z_{cg} + e_p}{L_d}\right) \cdot e_p. \tag{5.45}$$

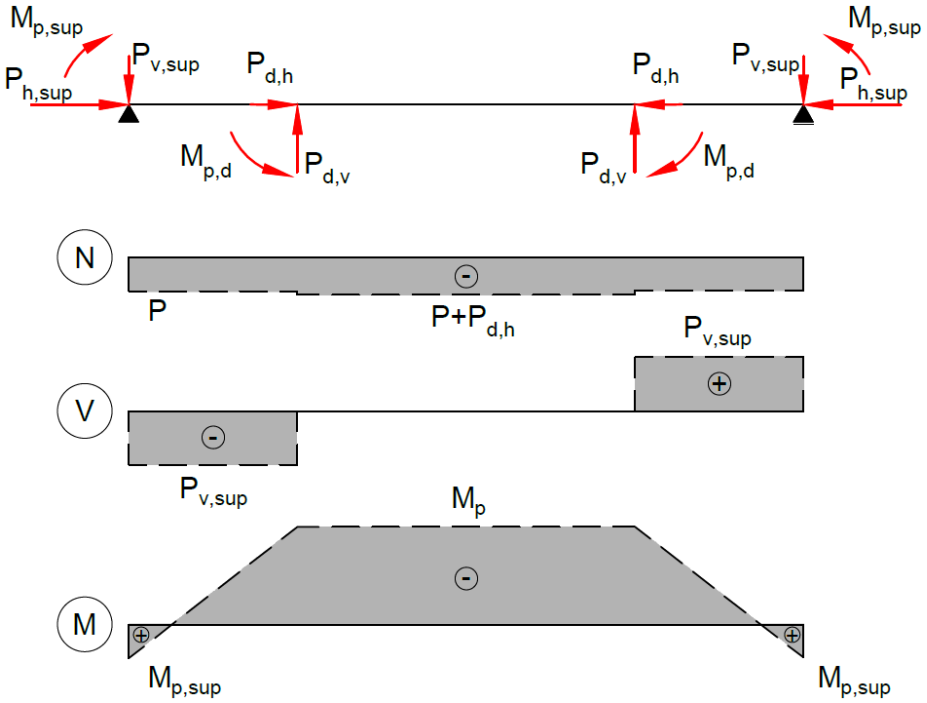
Po sestavení staticky ekvivalentních sil lze podle zásad stavebních mechaniky určit účinky předpínacího systému s využitím odvozených sil a momentu v rovnicích 5.39 až 5.45, které v konstrukci způsobují normálové síly, ohybové momenty a posouvající síly (Obr. 5.13). Statické účinky předpínacího kabelu jsou:

- Ohybový moment od předpětí M_p v kritickém řezu mostu z pohledu ohybového namáhání ($x = L/2$):

$$M_p = M_{p,sup} - P_{v,sup} \cdot L_d - P_{d,h} \cdot z_{cg}, \tag{5.46}$$

  po dosazení vztahů 5.45, 5.39 a 5.43 lze vztah rozepsat do obecnějšího tvaru.

$$M_p = n_p \cdot A_{p,1} \cdot \sigma_p \left[\cdot \cos\left(\arctan\frac{z_{cg} + e_p}{L_d}\right) \cdot e_p - \sin\left(\arctan\frac{z_{cg} + e_p}{L_d}\right) \cdot L_d\right] - \frac{P_d^2}{2 \cdot P} \cdot z_{cg}, \tag{5.47}$$



Obrázek 5.13: Vnitřní síly od dodatečného předpětí.

e) popis podmínek mezního stavu únosnosti

Konstrukce musí po zesílení splňovat podmínky mezních stavů únosnosti (MSÚ), které lze rozdělit na podmínky ohybové únosnosti a smykové únosnosti. Vždy musí platit:

$$E_d \leq R_d, \tag{5.48}$$

kde E_d je návrhová hodnota účinku zatížení (ohybový moment, posouvající síla atd.) a R_d návrhová hodnota příslušné únosnosti.

V disertační práci jsou návrhové účinky E_d odvozeny od namáhání stálých složek zatížení a sestav dopravních zatížení pro určení zatížitelností (normální, výhradní).

Z pohledu ohybových momentů musí podle rovnice 5.48 být splněna následující podmínka pro ohyb:

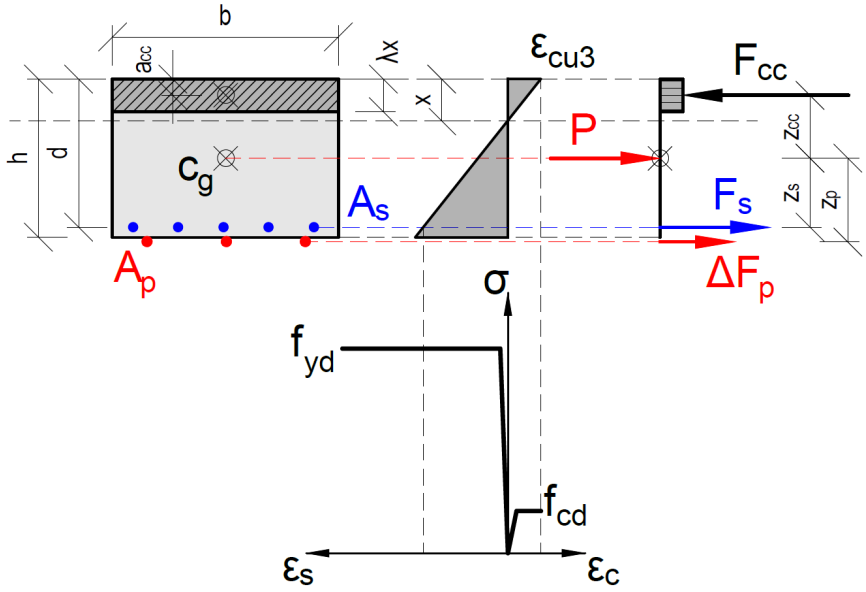
$$M_{Ed} \leq M_{Rd}, \tag{5.49}$$

kde M_{Ed} je návrhová hodnota ohybového momentu od vnějších složek zatížení (stálé, proměnné - zatížitelnost) získaná z kombinační rovnice pro MSÚ (viz vztah 5.30) a M_{Rd} je návrhová hodnota ohybového momentu na mezi únosnosti od vnitřních sil dodatečně předpjatého prvku nesoudržnou předpínací výztuží, který je určen pomocí výpočetní metody mezních přetvoření (MMP).

Předpoklady výpočtu M_{Rd} podle metody mezních přetvoření:

- Mezního stavu je dosaženo v případě, kdy se alespoň jeden materiál nosného průřezu výpočtově nachází ve stavu mezního přetvoření.
- V mezním stavu platí podmínka rovnováhy sil na průřezu.

- Napětí v materiálech jsou určeny z návrhových pracovních diagramů. Předpokládá se, že beton a ocelová výztuž mají lineárně elastické chování a jejich mechanické vlastnosti jsou známy.
- Pevnost betonu v tahu se zanedbává.
- Předpokládá se Bernoulliho-Navierova hypotéza o rovinnosti průřezů. To znamená, že i když je tvar průřezu prvku změněn napětím, před a po deformaci zůstávají přímky v průřezu stále přímé. Jinými slovy, hypotéza tvrdí, že rovinné průřezy zůstávají rovinné a paralelní plochy zůstávají paralelní.
- Platí předpoklad dokonalé soudržnosti betonářské výztuže s okolním betonem a tedy přetvoření betonu se rovná přetvoření betonářské soudržné výztuže ($\epsilon_c = \epsilon_s$).
- Po nesoudržnou předpínací výztuž platí, že přetvoření betonu není rovno přetvoření nesoudržné předpínací výztuže ($\epsilon_c \neq \epsilon_p$).



Obrázek 5.14: Schematické grafické vyjádření metody mezních přetvoření pro výpočet M_{Rd}.

V MSÚ musí platit podmínka rovnováhy sil na průřezu:

$$\begin{aligned} \sum F &= 0 \\ F_{cc} - P - F_s - \Delta F_p &= 0, \end{aligned} \tag{5.50}$$

kde F_{cc} je síla v tlačené části betonu, P je normálová síla od předpětí (horizontální složka předpínací síly), F_s je tahová síla v betonářské výztuži a ΔF_p je doplněk předpínací síly v mezním stavu.

Jednotlivé síly na průřezu v MMP lze vyčíslit následovně:

- Síla v tlačené části betonu F_{cc}:

$$F_{cc} = x \cdot \eta \cdot b \cdot f_{cd}, \tag{5.51}$$

kde x je výška tlačené části betonu, η je součinitel zohledňující tvar tlačené části betonu ($\eta = 1,00$), b je šířka průřezu a f_{cd} je návrhová pevnost betonu.

- Normálová síla od předpětí P působící v těžišti průřezu je uvažována pro nesoudržnou předpínací výztuž podle rovnice 5.38 v daném čase.
- Tahová síla v betonářské výztuži F_s:

$$F_s = A_s \cdot f_{yd}, \tag{5.52}$$

kde A_s je průřezová plocha podélné betonářské výztuže a f_{yd} je návrhová mez kluzu použité betonářské oceli.

- Doplněk předpínací síly v mezním stavu ΔF_p:

$$\Delta F_p = A_p \cdot \Delta\sigma_p, \tag{5.53}$$

kde A_p je celková průřezová plocha předpínací výztuže průřezu a $\Delta\sigma_p$ je normou stanovený přídavek napětí v mezním stavu pro nesoudržnou předpínací výztuž $\Delta\sigma_p = 100\ MPa$.

Výška tlačené části betonu x je stanovena odvozením ze základní podmínky rovnováhy 5.50:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot \sigma_p \cdot \cos\left(\arctan\frac{z_{cg}+e_p}{L_d}\right) + A_p \cdot \Delta\sigma_p}{\lambda \cdot \eta \cdot b \cdot f_{cd}}, \tag{5.54}$$

Moment na mezi únosnosti M_{Rd} dodatečně předpjatého průřezu s využitím předchozích vztahů je pak:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_{cc} \cdot z_{cc} + F_s \cdot z_s + \Delta F_p \cdot z_p = \\ &= (A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot \sigma_p \cdot \cos\left(\arctan\frac{z_{cg}+e_p}{L_d}\right) + A_p \cdot \Delta\sigma_p) \cdot \\ &\cdot \left[\frac{h_s}{2} - \left(\frac{A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot \sigma_p \cdot \cos(\arctan\frac{z_{cg}+e_p}{L_d}) + A_p \cdot \Delta\sigma_p}{2 \cdot \eta \cdot b \cdot f_{cd}}\right)\right] + \\ &+ A_s \cdot f_{fyd} \cdot (d - \frac{h_s}{2}) + A_p \cdot \Delta\sigma_p \cdot (\frac{h_s}{2} + \frac{\phi_p}{2}). \end{aligned} \tag{5.55}$$

Z pohledu smykového namáhání musí být splněna podmínka únosnosti 5.48 ve tvaru:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}, \tag{5.56}$$

kde V_{Ed} je návrhová hodnota posouvající síly od vnějších složek zatížení (stálé, proměnné - zatížitelnost) získaná z kombinační rovnice pro MSÚ (viz vztah 5.30) a V_{Rd} je návrhová hodnota posouvající síly na mezi únosnosti od vnitřních sil dodatečně předpjatého prvku nesoudržnou předpínací výztuží (bez smykové výztuže $V_{Rd,c}$ nebo se smykovou výztuží $V_{Rd,s}$), která je určena dle metodiky náhradní příhradoviny [13].

Únosnost průřezu bez smykové výztuže s vlivem normálové síly $V_{Rd,c}$ dle [13]:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b \cdot d, \tag{5.57}$$

kde $C_{Rd,c}$ je součinitel, který podle [13] je dán vztahem $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$, k je součinitel výšky průřezu daný vztahem $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2,0$, $(100 \cdot \rho_1)^{1/3}$ je součinitel vlivu podélné výztuže, kde ρ_1 je stupeň vyztužení podle rovnice $\rho_1 = A_s/(b \cdot d) \leq 0,02$, b je nejmenší šířka průřezu (v mm) v jeho tažené části a d je účinná výška průřezu (v mm). Vliv normálové síly (vliv předpětí) je pro smykovou únosnost příznivý a je ve vztahu 5.57 zahrnut pomocí σ_{cp}:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0,2 \cdot f_{cd}, \tag{5.58}$$

kde N_{Ed} je působící normálová síla v průřezu a A_c je plocha celého betonového průřezu.

Současně je upravena minimální hodnota smykové únosnosti $V_{RD,c}$ podmínkou:

$$V_{Rd,c} \geq (\nu_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d, \tag{5.59}$$

kde ν_{min} je minimální ekvivalentní smyková pevnost (v MPa) betonového prvku při rovnoměrném rozdělení návrhového mezního smykového napětí po průřezu podle [13] a je dána vztahem $\nu_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$.

Únosnost průřezu se svislou smykovou výztuží $V_{Rd,s}$ dle [13]:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_{wl} \cdot s_{wt}} \cdot \left(d - \frac{\left[A_s \cdot f_{yd} + A_p \left[\sigma_p \cdot \cos \left(\arctan \frac{z_{cg} + e_p}{L_d} \right) + \Delta\sigma_p \right] \right]}{2 \cdot \eta \cdot b \cdot f_{yd}} \right) \cdot \cot \Theta \cdot f_{wyd}, \tag{5.60}$$

kde Θ je proměnný úhel tlačených diagonál příhradové analogie, který odpovídá sklonu smykových trhlin (doporučená hodnota podle [13] je $\Theta = 21,8° \approx 45°$) a f_{wyd} je návrhová pevnost oceli smykové výztuže.

Únosnost průřezu se šikmou smykovou výztuží $V_{Rd,s}$ dle [13]:

$$V_{Rd,s,b} = \frac{A_{sw,b}}{s_{w,bl}} \cdot \sin \alpha_b \cdot \left(d - \frac{\left[A_s \cdot f_{yd} + A_p \left[\sigma_p \cdot \cos \left(\arctan \frac{z_{cg} + e_p}{L_d} \right) + \Delta\sigma_p \right] \right]}{2 \cdot \eta \cdot b \cdot f_{yd}} \right) \cdot \\ \cdot (\cot \Theta + \cot \alpha_b) \cdot f_{yd}, \tag{5.61}$$

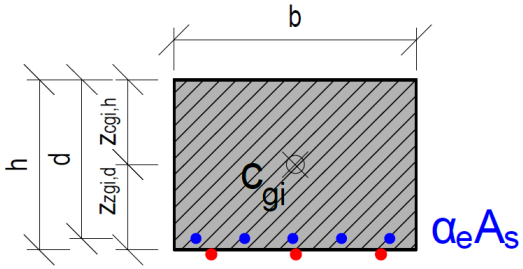
kde α_b je úhel sklonu šikmé smykové výztuže (ohybů).

e) popis podmínek mezního stavu použitelnosti

Mostní konstrukce po zesílení musí také kromě mezních stavů únosnosti vyhovět i mezním stavům použitelnosti (MSP). V případě dodatečně předpjatého prvku je rozhodující posouzení napětí (omezení napětí) a posouzení šířky trhlin.

Podle [13] je posouzení mezních stavů použitelnosti počítáno s využití průřezových charakteristik tzv. ideálního průřezu, který zohledňuje tuhost uložené betonářské oceli, vliv normálové síly na pokles neutrální osy průřezu a také vliv možného porušení průřezu trhlinou.

Průřezové charakteristiky ideálního průřezu bez trhlin (Obr. 5.15):



Obrázek 5.15: Plný ideální průřez.

- Plocha ideálního průřezu A_i:

$$A_i = b \cdot h_s + \frac{E_{cm}}{E_s} \cdot A_s, \tag{5.62}$$

kde E_{cm} je modul pružnosti betonu, E_s je modul pružnosti betonářské oceli. Účinný poměr modulů pružnosti lze nahradit součinitelem α_e ($\alpha_e = E_{cm}/E_s$).

- Souřadnice těžiště ideálního průřezu $z_{cgi,d}$ (k dolním vláknům) a $z_{cgi,h}$ (k horním vláknům):

$$z_{cgi,d} = \frac{(b \cdot h_s^2)/2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot d_1}{A_i}, \tag{5.63}$$

$$z_{cgi,h} = h_s - \frac{(b \cdot h_s^2)/2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot d_1}{A_i}. \tag{5.64}$$

- Moment setrvačnosti ideálního průřezu I_i:

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h_s^3 + b \cdot h_s \cdot (z_{cg} - z_{cgi,d})^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - z_{cgi,h})^2. \tag{5.65}$$

- Modul průřezu ideálního průřezu $W_{i,d}$ a $W_{i,h}$:

$$W_{i,d} = \frac{I_i}{z_{cgi,d}}, \tag{5.66}$$

$$W_{i,h} = \frac{I_i}{z_{cgi,h}}. \tag{5.67}$$

Průřezové charakteristiky ideálního průřezu porušeného trhlinou podle Obr. 5.16:

- Plocha ideálního průřezu A_{ir} porušeného trhlinou:

$$A_{ir} = x_{ir} \cdot b + \alpha_e \cdot A_s, \tag{5.68}$$

kde x_{ir} je výška tlačené části betonu stanovená s ohledem na velikost normálové síly v průřezu, jejímž působením dochází k poklesu neutrální osy průřezu (viz níže rovnice 5.74).

- Souřadnice těžiště ideálního průřezu $z_{cgir,s}$ (k výztuži) a $z_{cgir,c}$ (k tlačeným vláknům betonu) porušeného trhlinou:

$$z_{cgir,s} = \frac{(b \cdot x_{ir}^2)/2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot d}{A_{ir}}, \tag{5.69}$$

$$z_{cgir,c} = d - \frac{(b \cdot x_{ir}^2)/2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot d}{A_{ir}}. \tag{5.70}$$

- Moment setrvačnosti ideálního průřezu I_{ir}:

$$I_{ir} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot x_{ir}^3 + b \cdot x_{ir} \cdot (z_{cgir,c} - x_{ir})^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - z_{cgir,c})^2. \tag{5.71}$$

- Modul průřezu ideálního průřezu $W_{ir,s}$ a $W_{ir,c}$:

$$W_{ir,s} = \frac{I_{ir}}{z_{cgir,s}}, \tag{5.72}$$

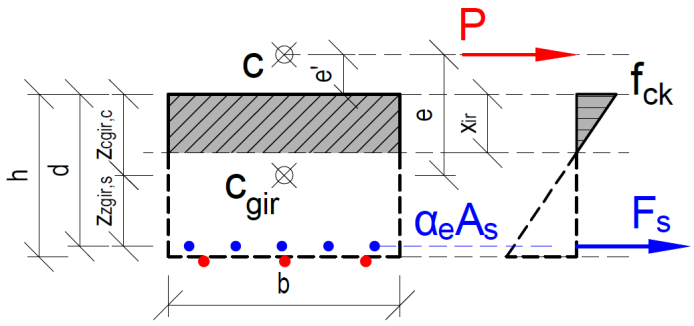
$$W_{ir,c} = \frac{I_{ir}}{z_{cgir,c}}. \tag{5.73}$$

Poloha neutrální osy mimostředně tlačeného ideálního průřezu porušeného trhlinou x_{ir} s vyloučeným tahem, nutná pro výpočet průřezových charakteristik, je reálným kořenem nelineární rovnice (kubické rovnice), která je odvozena ze základního vztahu [41]:

$$x_{ir} + e' = \frac{I_{ir}}{S_{ir}}, \tag{5.74}$$

kde e' je excentricita působící normálové síly na průřez (tlakové působiště předpínací síly) od tlačeného okraje průřezu a S_{ir} je statický moment vzdorující části průřezu. Úpravou rovnice 5.74 dostáváme pro obdélníkový mimostředně tlačený jednostranně vyztužený průřez kubickou rovnici ve tvaru:

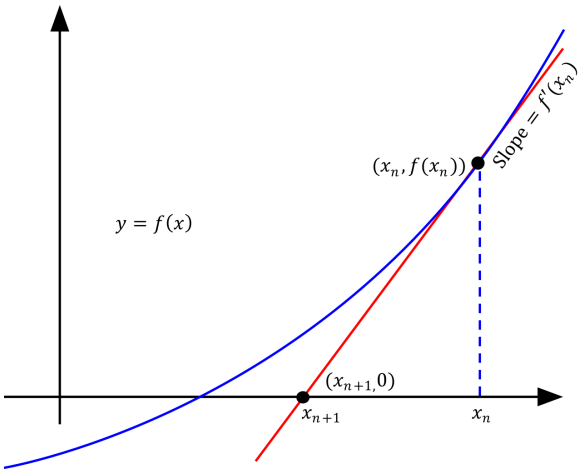
$$x_{ir}^3 + 3 \cdot e' \cdot x_{ir}^2 + \frac{6 \cdot \alpha_e}{b} \cdot A_s \cdot (d + e') \cdot x_{ir} - \frac{6 \cdot \alpha_e}{b} \cdot A_s \cdot d \cdot (d + e'). \tag{5.75}$$



Obrázek 5.16: Mimostředně tlačený obdélníkový průřez s vyloučeným taženým betonem uvažovaný obecně podle Hrubana [41].

Jelikož je výpočet polohy neutrální osy závislý na působišti předpínací síly, která není v optimalizačním procesu známa, je nutné řešit kubickou rovnici 5.75 iteračním způsobem, např. Newton-Raphsonovou metodou.

Newtonova metoda, známá také jako Newton-Raphsonova metoda (N-R), je numerická metoda pro nalezení kořenů nelineárních rovnic. Metoda byla pojmenována po Isaacu Newtonovi a Josephu Raphsonovi. Metoda konverguje k řešení kvadraticky, což znamená, že se rychle přibližuje k řešení, pokud je počáteční odhad dostatečně blízký skutečnému řešení. Podstatou Newtonovy metody je lineární aproximace nelineární funkce kolem aktuálního odhadu řešení (Obr. 5.17) [54].



Obrázek 5.17: Newton-Raphsonova iterační metoda (*zdroj:en.wikipedia.org*).

Postup metody N-R je následující:

- Volba počátečního odhadu řešení $x_{ir,n}$.
- Výpočet derivace nelineární funkce $f(x_{ir})$ v bodě $x_{ir,n}$ →f'(x$_{ir,n}$), což je tangens úhlu tečny k funkci v tomto bodě. V případě hledání kořene nelineární rovnice 5.75 je první derivace funkce:

$$f'(x_{ir,n}) = 3 \cdot x_{ir}^2 + 6 \cdot e' \cdot x_{ir} + \frac{6 \cdot \alpha_e}{b} \cdot A_s \cdot (d + e'). \tag{5.76}$$

- Nový odhad řešení $x_{ir,n+1}$, který je vypočítán pomocí vzorce:

$$x_{ir,n+1} = x_{ir,n} - \frac{f(x_{ir,n})}{f'(x_{ir,n})}. \tag{5.77}$$

- Předchozí kroky 2 a 3 se opakují, dokud není dosaženo požadované přesnosti nebo po dosažení předem stanoveného počtu iterací.

Metoda konverguje velmi rychle, pokud je počáteční odhad blízký k řešení (jako počáteční odhad polohy neutrální osy volíme $x_{ir,n} = h_s/2$). Nicméně, může dojít k nízké konvergenci nebo nesprávným výsledkům, pokud je počáteční odhad daleko od řešení nebo pokud funkce má singularity nebo jiné problémy [54].

Podmínky omezení napětí mezního stavu použitelnosti jsou ve výpočtu uvažovány ve tvaru:

$$\sigma_c \leq \sigma_{c,lim}, \tag{5.78}$$

kde σ_c je maximální napětí v betonovém průřezu v posuzovaném řezu a $\sigma_{c,lim}$ je limitní hodnota maximálního napětí v betonu podle podmínek MSP definovaných v [13].

Vztahy pro výpočet napětí v betonovém průřezu a betonářské výztuži pro posouzení podmínek mezního stavu použitelnosti jsou v optimalizačním výpočtu odvozeny ze základního vzorce pro napětí:

$$\sigma_c = \frac{N_k}{A_i} + \frac{M_k}{I_i} \cdot z_{i,c}, \tag{5.79}$$

kde N_k je normálová síla v průřezu od příslušné kombinační rovnice MSP, M_k je ohybový moment v posuzovaném průřezu od příslušné kombinační rovnice MSP, A_i a I_i jsou průřezového charakteristiky plného ideálního průřezu, jsou-li v průřezu vyloučeny tahy a $z_{i,c}$ je vzdálenost posuzovaných vláken betonu od těžiště ideálního průřezu.

V případě porušení průřezu trhlinami je vzorec 5.79 upraven následovně:

$$\sigma_c = \frac{N_k}{A_{ir}} + \frac{M_k}{I_{ir}} \cdot z_{ir,c}, \tag{5.80}$$

kde A_{ir} a I_{ir} jsou průřezového charakteristiky ideálního průřezu porušeného trhlinou a $z_{ir,c}$ je vzdálenost posuzovaných vláken betonu od těžiště ideálního průřezu porušeného trhlinou.

Analogicky je posuzováno maximální napětí v betonářské výztuži:

$$\sigma_s \leq \sigma_{s,lim}, \tag{5.81}$$

kde σ_s je maximální napětí v betonářské výztuži v posuzovaném řezu a $\sigma_{s,lim}$ je limitní hodnota maximálního napětí v betonářské výztuži podle podmínek MSP definovaných v [13].

Výpočet napětí v betonářské výztuži σ_s ideálního průřezu:

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot \left(\frac{N_k}{A_i} + \frac{M_k}{I_i} \cdot z_{i,s} \right), \tag{5.82}$$

kde α_e je účinný poměr modulů pružnosti oceli a betonu a $z_{i,s}$ je vzdálenost těžiště posuzované betonářské výztuže od těžiště ideálního průřezu.

V případě porušení průřezu trhlinami je vzorec 5.82 upraven následovně:

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot \left(\frac{N_k}{A_{ir}} + \frac{M_k}{I_{ir}} \cdot z_{ir,s} \right), \tag{5.83}$$

kde $z_{ir,s}$ je vzdálenost těžiště posuzované betonářské výztuže od těžiště ideálního průřezu porušeného trhlinou.

Šířku trhliny w_k lze podle [13] stanovit ze vztahu:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}), \tag{5.84}$$

kde $s_{r,max}$ je maximální vzdálenost trhlin, ϵ_{sm} je průměrná hodnota poměrného přetvoření výztuže při časté kombinaci zatížení a ϵ_{cm} je průměrná hodnota poměrného přetvoření betonu mezi trhlinami.

Maximální vzdálenost trhlin $s_{r,max}$:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff}, \tag{5.85}$$

kde ϕ je průměr prutu, c je krycí vrstva podélné výztuže, k_1 je součinitel zohledňující soudržnost mezi betonem výztuží ($k_1 = 0,8$ pro pruty s velkou soudržností, $k_1 = 1,6$ pro pruty s hladkým povrchem), k_2 je součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření ($k_2 = 0,5$ pro ohyb, $k_2 = 1,0$ pro prostý tah), k_3 a k_4 jsou koeficienty dle národní přílohy ($k_3 = 3,4 \cdot (25/c)^{2,3}$, $k_4 = 0,425$) a $\rho_{p,eff}$ je stupeň vyztužení ($\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1 \cdot A'_p)/A_{c,eff}$). Ve vztahu pro stupeň vyztužení je A'_p plocha předem nebo dodatečně napínané výztuže ležící v ploše $A_{c,eff}$, $A_{c,eff}$ je účinná plocha taženého betonu obklopující betonářskou nebo předpínací výztuž a ξ_1 je upravený poměr pevnosti v soudržnosti ($\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot (\phi_s/\phi_p)}$).

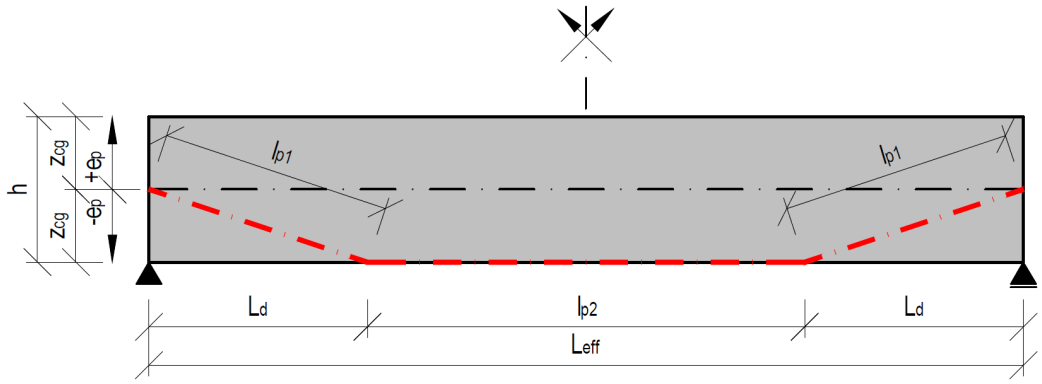
Rozdíl poměrných přetvoření ϵ_{sm} a ϵ_{cm}:

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \dfrac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \tag{5.86}$$

kde σ_s je napětí v tahové výztuži, k_t je součinitel závisící na době trvání zatížení ($k_t = 0,6$ pro krátkodobé zatížení, $k_t = 0,4$ pro dlouhodobé zatížení) a $f_{ct,eff}$ je průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu.

5.1.2 Formulace cílové funkce

Abychom mohli určit, je-li dané řešení optimální, musí být určeno kritérium optima pomocí cílové funkce. Cílová funkce nebo také účelová funkce (angl. objective function) je funkce, u které nalézáme během optimalizačního procesu její extrém (minimální nebo maximální dosaženou hodnotu) za splnění vedlejších podmínek. Jakmile je extrém nalezen, můžeme pro danou konfiguraci vedlejších podmínek hovořit o nalezení optimálního řešení.



Obrázek 5.18: Základní schéma vedení dodatečného předpínacího systému pro formulaci cílové funkce.

V případě návrhu dodatečného předpínacího systému metodou náhradních kabelových kanálků volíme vhodnou cílovou funkci podle konečného výsledku, kterého chceme v praxi dosáhnout. Cílová funkce může například vyjadřovat minimalizaci ceny, která je v případě zesilování pomocí volných lan nejvíce ovlivněna celkovou délkou použité a zabudované předpínací výztuže l_p. Cílem optimalizačního procesu je nalézt minimální délku l_p podle rovnice 5.87 a Obr. 5.18:

$$l_p = n_p \cdot (2 \cdot l_{p1} + l_{p2}), \tag{5.87}$$

kde l_p je délka předpínacího kabelu, n_p je počet předpínacích lan v kabelu (monostrandů), l_{p1} je délka dodatečně vyvrtaného šikmého kabelového kanálku a l_{p2} je délka přímé části kabelové dráhy při spodním líci zesilované konstrukce podle rovnice.

Délku dodatečně vyvrtaného šikmého kabelového kanálku určíme podle vztahu 5.88

$$l_{p1} = \sqrt{(z_{cg} + e_p)^2 + L_d^2}, \tag{5.88}$$

kde z_{cg} je vzdálenost těžiště průřezu od krajních vláken, e_p je excentricita předpínacího kabelu v místě zakotvení na čele konstrukce (znaménko excentricity e_p je uvažováno podle konvence na Obr. 5.18) a L_d je vzdálenost teoretického bodu umístění deviátoru předpínacího kabelu od nejbližší podpory (nejkratší vzdálenost vrcholu zakružovacího oblouku polygonální dráhy kabelu od podpory).

Délka přímé části předpínacího kabelu při spodním líci konstrukce podle Obr. 5.18 je určena rovnicí 5.89

$$l_{p2} = L_{eff} - 2 \cdot L_d, \tag{5.89}$$

kde L_{eff} je efektivní rozpětí prostého pole zesilovaného mostu.

Pokud je naším cílem minimalizovat náročnost provádění dodatečných kabelových kanálků, lze jako vhodnou cílovou funkci volit přímo délku šikmých vrtů, tedy hledáme řešení s minimální délkou dodatečně vrtaných náhradních kanálků l_{p1}, kterou vyjádříme podle rovnice 5.88 a Obr. 5.18.

5.1.3 Volba návrhových proměnných

V popisované optimalizační úloze byly voleny celkem 3 návrhové proměnné:

1. První návrhovou proměnnou optimalizační úlohy je umístění deviátorů předpínacího systému v podélném směru zesilované konstrukce L_d - tvarová proměnná, která optimalizuje navrženou trajektorii předpínacích lan.

2. Druhou návrhovou proměnnou optimalizační úlohy je počet předpínacích lan v kabelu dodatečně navrženého předpínacího systému n_p - tvarová proměnná, která upravuje velikost kabelového svazku a tím úroveň tlakového napětí od předpětí a celkové účinky předpínacího systému.

3. Třetí návrhovou proměnnou optimalizační úlohy je excentricita působiště předpínací síly na čele zesilované konstrukce e_p - tvarová proměnná, která optimalizuje navrženou trajektorii předpínacích lan s ohledem na přístupnost čela zesilované konstrukce.

5.1.4 Formulace vedlejších podmínek

Optimalizační procesy jsou spojeny s různými vedlejšími podmínkami, které ovlivňují průběh a výsledek procesu. Návrhový prostor, ve kterém hledáme optimální řešení, je omezen souborem vedlejších podmínek, které můžeme vyjádřit v podobě soustav algebraických rovnic či nerovnic a které zároveň určují efektivitu systému. Na základě splnění vedlejších podmínek pak můžeme hodnotit, zda výsledný návrh dokáže či nedokáže sloužit svému účelu a zdali je tak splněn požadavek účelovosti, který je smyslem optimalizačního procesu.

Vedlejší podmínky návrhu dodatečného předpínacího systému metodou náhradních kabelových kanálků lze rozdělit do dvou samostatných skupin:

I. Konstrukční podmínky návrhu - splněním těchto podmínek je zajištěna technická a konstrukční správnost návrhu. Takovými podmínkami jsou například nenulový počet lan v kabelu, dodržení úhlového rozsahu vrtacího supportu, návrh deviátorů respektující maximální namáhání předpínacích lan nebo umístění kotev vůči těžišti průřezu.

II. Normové podmínky návrhu - soubor těchto podmínek zavádí do optimalizačního procesu návrhové podmínky z pohledu normových předpisů a posouzení, např. vyhovující zatížitelnost, mezní stavy únosnosti a použitelnosti dle EN.

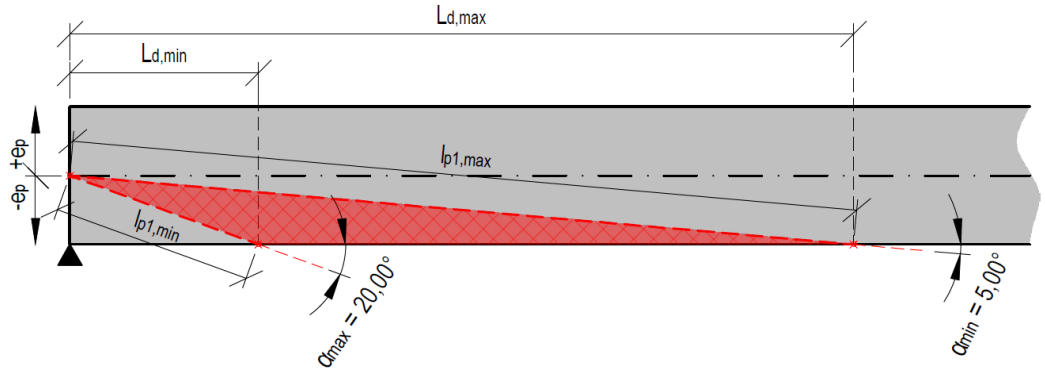
Obě dvě skupiny vedlejších podmínek jsou blíže popsány níže.

I. Konstrukční vedlejší podmínky návrhu

Základní vedlejší podmínka 5.90 návrhu dodatečného předpínacího systému je podmínka nenulového počtu předpínacích lan v kabelu n_p a zároveň musí být počet lan n_p z oboru celých čísel:

$$n_p \geq 1, \qquad n_p \in \mathbb{Z}. \tag{5.90}$$

Z důvodu omezeného rozsahu vrtacího supportu (viz Obr. 4.3) je nutné definovat přípustnou oblast pro vedení vrtu dodatečného kabelového kanálku. Úhlový rozsah vrtacího supportu umožňuje vrtání v rozmezí úhlů $\alpha_{min} = 5°$ až $\alpha_{max} = 20°$ podle Obr. 5.19. Vedlejší podmínky pro vrtání kanálků zohledňující tato omezení jsou pak definovány nerovnicí 5.91:



Obrázek 5.19: Přípustná oblast vedení dodatečně vrtaného kanálku.

$$\alpha_{min} \leq \arctan \frac{z_{cg} + e_p}{L_d} \leq \alpha_{max}, \tag{5.91}$$

Úhlový rozsah vrtání také definuje mezní hodnoty vzdálenosti teoretického bodu umístění deviátoru předpínacího kabelu od nejbližší podpory $L_{d,min}$ a $L_{d,max}$. Hledaná vzdálenost umístění deviátoru v podélném směru L_d pak musím splnit podmínku 5.92, která je totožná s vedlejší podmínkou vyjádřenou úhlovým rozsahem 5.91:

$$L_{d,min} = \frac{z_{cg} + e_p}{\tan \alpha_{max}} \leq L_d \leq L_{d,max} = \frac{z_{cg} + e_p}{\tan \alpha_{min}}. \tag{5.92}$$

Stejně tak lze z Obr. 5.19 vyjádřit vedlejší podmínku délky samotného vrtu l_{p1} 5.93 za využití hodnot $l_{p1,min}$ a $l_{p1,max}$:

$$l_{p1,min} = \sqrt{(z_{cg} + e_p)^2 \cdot \left(1 + \frac{1}{\tan \alpha_{max}^2}\right)} \leq l_{p1} \leq l_{p1,max} = \sqrt{(z_{cg} + e_p)^2 \cdot \left(1 + \frac{1}{\tan \alpha_{min}^2}\right)}. \tag{5.93}$$

Další konstrukční podmínka návrhu představuje omezení přímé délky předpínacího kabelu l_{p2}, aby byla zajištěna přibližná afinita průběhu momentového namáhání od předpětí vůči momentovému účinku od vlastní tíhy M_{g0k}:

$$l_{p2} \geq \frac{L_{eff}}{2}. \tag{5.94}$$

Z konstrukčního pohledu je také nutné zajistit správné fungování předpínacích lan v deviátorech, kdy nesmí docházet ke zvýšenému namáháním předpínací výztuže, které může ohrozit celistvost primární ochrany lan proti korozi a ztrátu tvaru příčného řezu předpínací výztuže. Dle podmínek uvedených v [22] nesmí v deviátoru docházet k vyššímu tlaku na lano než je $p_{d,max} = 130kN/m$. Lze tedy psát podmínku maximálního tlaku lana v deviátoru:

$$\frac{P_d}{n_p \cdot R_d \cdot \frac{\pi}{180°} \cdot \arctan\left(\frac{h_s/2 + e_p}{Ld}\right)} \leq 130kN/m, \tag{5.95}$$

kde R_d je poloměr zakřivení deviátoru (doporučená hodnota je v rozmezí 1,5 m až 2,5 m).

Následující vedlejší podmínka se zabývá umístěním kotev (působiště tlakové síly) na čele konstrukce vůči těžišti průřezu. Čistě z pohledu účinků předpínací soustavy je nejvhodnější umístit působiště předpínací síly přímo do těžiště průřezu (tzn. nulová koncová excentricita kabelu). Z dispozičních důvodů však toto umístění nemusí být realizovatelné. Excentricita předpínacího kabelu tak musí splňovat podmínku:

$$e_{p,min} \leq e_p \leq e_{p,max}, \tag{5.96}$$

kde $e_{p,min}$ je minimální excentricita, která může být uživatelsky nastavena pole dispozičních podmínek přístupnosti čela konstrukce (standardně je uvažováno $e_{p,min} = 0$) a $e_{p,max}$ je maximální excentricita, která je omezena velikostí předpínaného průřezu ($h_s/2$). Vedlejší podmínku 5.96 tak můžeme psát ve tvaru:

$$0 \leq e_p \leq \frac{h_s}{2}. \tag{5.97}$$

V případech, kdy je navržen předpínací systém s excentricitou vůči těžišti, tedy $e_p \neq 0$, je nutné posoudit přenesení koncového momentu od předpětí $M_{p,sup}$ v nadpodporové oblasti konstrukce. Vedlejší podmínka návrhu je potom:

$$n_p \cdot A_{p,1} \cdot \sigma_p \cdot \cos\left(\arctan\frac{z_{cg} + e_p}{L_d}\right) \cdot e_p \leq M_{Rd,sup}, \tag{5.98}$$

kde $M_{Rd,sup}$ je únosnost železobetonového průřezu vyztuženého stávající betonářskou výztuží v oblasti podpory.

Poslední konstrukční podmínkou je omezení velikosti ohybového momentu od dodatečného předpětí, kdy nesmí dojít k tzv. přetlačení konstrukce a ke změně jejího zamýšleného statického chování. To může nastat v případech, kdy je účinek předpínací síly příliš velký

a původně tažená vlákna jsou tlačená a naopak. Na toto působení není existující konstrukce dimenzována a je proto nutné velikost ohybového momentu od předpětí omezit:

$$M_p \leq M_{gk}, \tag{5.99}$$

kde M_{gk} je charakteristický ohybový moment od stálých složek zatížení mostní konstrukce.

II. Normové vedlejší podmínky návrhu

Mezi normové vedlejší podmínky patří taková kritéria, jejichž splněním je dosaženo požadovaných kvalit systému. Mezi tyto podmínky patří kritéria zatížitelnosti podle mezního stavu únosnosti (ohyb, smyk) a mezního stavu použitelnosti (napětí, trhliny).

Podmínky normální zatížitelnosti

Vedlejší podmínka ohybové mezní únosnosti pro zajištění požadované normální zatížitelnosti V_n je odvozena ze vztahů podle kap. 2.6.1, ve které je uvedena minimální velikost koeficientu zatížení $v_{n,min}$ pro splnění normové zatížitelnosti V_n podle [21] v závislosti na skupině pozemní komunikace, na které se mostní objekt nachází (viz Tab. 5.1).

Vedlejší podmínky normální zatížitelnosti V_n jsou určeny z:

- MSÚ mezní únosnosti v ohybu;
- MSÚ mezní únosnosti ve smyku;
- MSP podmínky pro napětí v časté kombinaci zatížení, příp. splnění požadavku max. šířky trhliny;
- MSP podmínky pro napětí v charakteristické kombinaci zatížení;
- MSP podmínky pro napětí v kvazistálé kombinaci zatížení.

Skupina pozemní komunikace	**Koeficient zatížení** $v_{n,min}$ **[-]**	**Zatížitelnost** V_n **[t]**
1	2,40	32
2	1,65	22

Tabulka 5.1: Velikost koeficientu zatížení pro splnění podmínek normální zatížitelnosti [21].

Podmínku normální zatížitelnosti pro namáhání ohybovým momentem pak s využitím podmínek návrhového prostředí (kap. 5.1.1) lze definovat následující nerovnicí (ve zkráceném zápisu):

$$v_{n,min} \leq v_n = \frac{M_{Rd} - M_{Ed}}{M_{vnd}}, \tag{5.100}$$

kde M_{Rd} je moment na mezi únosnosti dodatečně předpjatého průřezu, M_{Ed} je návrhová hodnota ohybového momentu od vnějších složek zatížení vč. předpětí ($M_{Ed} = M_{Fd} + M_{Pd}$) a M_{vnd} je návrhová hodnota ohybového momentu od sestavy dopravního zatížení pro určení normální zatížitelnosti vč. dynamického součinitele δ_i (viz. kap. 2.6.1).

Obdobně ke vztahu 5.100 lze psát podmínku normální zatížitelnosti podle kritéria mezního stavu únosnosti posouvajících sil (ve zkráceném zápisu):

Kritérium MSP	Podmínka	Ideální průřez
Stav dekomprese	$\sigma_{c,cast} \leq 0$	plný $(A_i, I_i, ...)$
Max. šířka trhliny	$\sigma_{c,cast} \geq 0 \wedge w_k \leq w_{k,lim}$	porušený trhlinou $(A_{ir}, I_{ir}, ...)$

Tabulka 5.2: Kritéria mezního stavu použitelnosti.

$$v_{n,min} \leq v_n = \frac{V_{Rd} - V_{Ed}}{V_{vnd}}, \tag{5.101}$$

kde V_{Rd} je návrhová únosnost ve smyku průřezu (v závislosti na návrhovém prostředí a diagnostickém průzkumu $V_{Rd,c}$ nebo $V_{Rd,s}$), V_{Ed} je návrhová hodnota posouvající síly od vnějších složek zatížení vč. předpětí ($V_{Ed} = V_{Fd} + V_{Pd}$) a V_{vnd} je návrhová hodnota posouvající síly od sestavy dopravního zatížení pro určení normální zatížitelnosti vč. dynamického součinitele δ_i (viz. kap. 2.6.1).

Vedlejší podmínky mezního stavu použitelnosti závisí na uživatelsky zvoleném kritériu pro napětí v betonovém průřezu od časté kombinace zatížení (5.32), od kterého se odvíjejí i uvažované průřezové charakteristiky ideálního průřezu ve výpočtu. Předpínací systém lze navrhnout s vyloučením tahů v konstrukci (stav dekomprese), což ale vede na relativně velké předpínací síly. Pro konstrukce tohoto stáří, které jsou již porušeny trhlinami, je účelnější volit systém částečného předpětí, které sice nevyloučí tahy z celého průřezu, ale lze původní trhliny uzavřít na technicky přijatelnou mez z pohledu další životnosti mostu.

V tabulce 5.2 je $\sigma_{c,cast}$ napětí na tažených vláknech betonu od časté kombinace zatížení MSP, w_k je výpočtová šířka trhliny pro častou kombinaci zatížení a $w_{k,lim}$ je limitní hodnota šířky trhliny podle [13] uvažovaná jako $w_{k,lim} = 0,300\ mm$.

Zatížení od normové sestavy normální zatížitelnosti musí splňovat podmínky omezení napětí podle [13], aby se zabránilo vzniku podélných trhlin. Podmínku je možné napsat ve tvaru:

$$\sigma_{c,char} \leq k_1 \cdot f_{ck}, \tag{5.102}$$

kde $\sigma_{c,char}$ je maximální tlakové napětí v betonu od charakteristické kombinace zatížení (5.31), k_1 je součinitel definovaný v normě [13] a národní přílohou (doporučená hodnota je 0,6) a f_{ck} je charakteristická pevnost betonu v tlaku. Podmínku 5.102 můžeme rozepsat pro podmínku zatížitelnosti úpravou vztahu 5.79, případně 5.80:

$$v_{n,min} \leq \frac{\left(0,6 \cdot f_{ck} + \frac{P_{h,sup} + P_{d,h}}{A_i} + \frac{M_p}{W_{i,c}} + \frac{M_{Fk}}{W_{i,c}}\right) \cdot W_{i,c}}{\delta_i \cdot M_{vnk}}, \tag{5.103}$$

kde průřezové charakteristiky ideálního průřezu jsou uvažovány pro plný průřez (A_i, $W_{i,c}$ plocha a modul průřezu plného ideálního průřezu) nebo pro ideální průřez porušený trhlinou (A_{ir}, $W_{ir,c}$ plocha a modul průřezu ideálního průřezu porušeného trhlinou) v závislosti na velikosti tahových napětí v průřezu a $_i$ je příslušný dynamický součinitel.

Další vedlejší podmínkou je omezení napětí v betonářské výztuži podle vztahu [13]:

$$\sigma_{s,char} \leq k_4 \cdot f_{yk}, \tag{5.104}$$

kde $\sigma_{s,char}$ je maximální tahové napětí v betonářské výztuži od charakteristické kombinace zatížení (5.31), k_4 je součinitel definovaný v normě [13] a národní přílohou (doporučená hod-

nota je 0,8) a f_{yk} je charakteristická mez kluzu betonářské oceli. Podmínku 5.104 můžeme rozepsat pro výpočet zatížitelnosti úpravou vztahu 5.82, případně 5.83, následovně:

$$v_{n,min} \leq \frac{\left(\frac{0,8 \cdot f_{yk}}{\alpha_e} + \frac{P_{h,sup} + P_{d,h}}{A_i} + \frac{M_p}{W_{i,s}} + \frac{M_{Fk}}{W_{i,s}}\right) \cdot W_{i,s}}{\delta_i \cdot M_{vnk}}, \tag{5.105}$$

kde průřezové charakteristiky ideálního průřezu jsou uvažovány pro plný průřez (A_i, $W_{i,c}$ plocha a modul průřezu plného ideální průřezu) nebo pro ideální průřez porušený trhlinou (A_{ir}, $W_{ir,c}$ plocha a modul průřezu ideálního průřezu porušeného trhlinou) v závislosti na velikosti tahových napětí v průřezu.

Zároveň konstrukce musí vyhovět podmínce MSP pro napětí v betonu od kvazistálé kombinace zatížení:

$$\sigma_{c,kvaz} \leq k_2 \cdot f_{ck}, \tag{5.106}$$

kde $\sigma_{c,kvaz}$ je maximální tlakové napětí v betonu od kvazistálé kombinace zatížení (5.31), k_2 je součinitel definovány v normě [13] a národní přílohou (doporučená hodnota je 0,45).

$$\frac{P_{h,sup} + P_{d,h}}{A_i} + \frac{M_p}{W_{i,c}} + \frac{M_{Fk}}{W_{i,c}} + \frac{\psi_{2,1} \cdot \delta_i \cdot M_{vnk}}{W_{i,c}} \leq k_2 \cdot f_{ck}, \tag{5.107}$$

kde $\psi_{2,1}$ je kombinační součinitel proměnného zatížení kvazistálé kombinace MSP ($\psi_{2,1} = 0$).

Následující normové vedlejší podmínky, které musí být splněny u optimalizovaného návrhu zesílení, se týkají šířky trhliny, je-li připuštěno tahové namáhání betonu (není požadavek dekomprese). Elementární podoba podmínky je dle [13] uvažována ve tvaru:

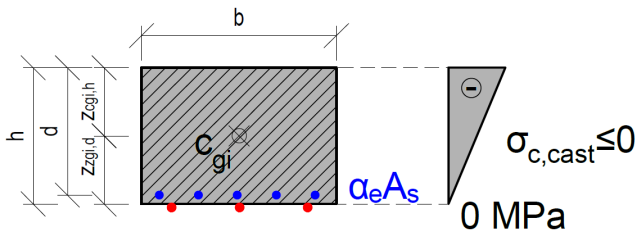
$$w_k \leq w_{k,lim}, \tag{5.108}$$

kde w_k je výpočtová šířka trhliny pro častou kombinaci zatížení a $w_{k,lim}$ je limitní hodnota šířky trhliny podle [13] [21] $w_{k,lim} = 0,200 \sim 0,300\ mm$.

Ze vztahu 5.108, který omezuje maximální šířku trhlin a s využitím rovnic pro normový výpočet šířky trhlin 5.84 až 5.86 je odvozena vedlejší podmínka pro normální zatížitelnost:

$$v_{n,min} \leq \frac{W_{ir,s}}{\alpha_e \cdot \psi_{1,1} \cdot \delta_i \cdot M_{vnk}} \cdot \left[\frac{w_{k,lim} \cdot E_s}{s_{r,max}} + \frac{k_t \cdot f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff}) + \alpha_e \cdot \left(\frac{P_{h,sup} + P_{d,h}}{A_{ir}} + \frac{M_p}{W_{ir,s}} + \frac{M_{Fk}}{W_{ir,s}}\right)\right], \tag{5.109}$$

kde $\psi_{1,1}$ je kombinační součinitel proměnného zatížení časté kombinace MSP ($\psi_{1,1} = 0,75$).



Obrázek 5.20: Stav dekomprese ideálního průřezu.

V případech, kdy uživatel požaduje zachovat podmínku dekomprese dodatečně předpjatého betonového průřezu

$$\sigma_{c,cast} \leq 0, \tag{5.110}$$

je pro výpočet normální zatížitelnosti od časté kombinace zatížení využita místo podmínky 5.117 vedlejší podmínka ve tvaru:

$$v_{n,min} \leq \frac{W_{i,c}}{\psi_{1,1} \cdot \delta_i \cdot M_{vnk}} \cdot \left[\frac{P_{h,sup} + P_{d,h}}{A_i} + \frac{M_p}{W_{i,c}} + \frac{M_{Fk}}{W_{i,c}} \right], \tag{5.111}$$

Podmínky výhradní zatížitelnosti

Analogicky ke vnějším podmínkám normového požadavku normální zatížitelnosti jsou určeny vedlejší podmínky výhradní zatížitelnosti V_r.

Vedlejší podmínky výhradní zatížitelnosti V_r jsou určeny z:

- MSÚ mezní únosnosti v ohybu;
- MSÚ mezní únosnosti ve smyku;
- MSP podmínky pro napětí v časté kombinaci zatížení, příp. splnění požadavku max. šířky trhliny;
- MSP podmínky pro napětí v charakteristické kombinaci zatížení;
- MSP podmínky pro napětí v kvazistálé kombinaci zatížení.

Vedlejší podmínka ohybové mezní únosnosti pro zajištění požadované výhradní zatížitelnosti je odvozena z jednotkové tíhy normového vozidla (kap. 2.6.2). Minimální velikost koeficientu zatížení $v_{r,min}$ pro splnění kritéria výhradní zatížitelnosti V_r podle [21] v závislosti na skupině pozemní komunikace, na které se mostní objekt nachází je uvedena v následující tabulce Tab. 5.3.

Skupina pozemní komunikace	**Koeficient zatížení** $v_{r,min}$ **[-]**	**Zatížitelnost** V_r **[t]**
1	800	80
2	400	40

Tabulka 5.3: Velikost koeficientu zatížení pro splnění podmínek výhradní zatížitelnosti [21].

Vlastní podmínky mezního stavu únosnosti pro výhradní zatížitelnost V_r jsou pak:

$$v_{r,min} \leq v_r = \frac{M_{Rd} - M_{Ed}}{M_{vrd}}, \tag{5.112}$$

kde M_{vrd} je návrhová hodnota ohybového momentu od normového vozidla pro určení výhradní zatížitelnosti vč. dynamického součinitele δ_i (viz. kap. 2.6.2).

$$v_{r,min} \leq v_r = \frac{V_{Rd} - V_{Ed}}{V_{vrd}}, \tag{5.113}$$

kde V_{vrd} je návrhová hodnota posouvající síly od normového vozidla pro určení výhradní zatížitelnosti vč. dynamického součinitele δ_i (viz. kap. 2.6.1).

Stejně jako v případě normální zatížitelnosti, jsou podmínky výhradní zatížitelnosti podle mezního stavu použitelnosti závislé na volbě kritéria podle Tab. 5.2.

Nerovnice 5.102 až 5.118 představující vedlejší podmínky MSP normální zatížitelnosti jsou níže upraveny pro stanovení podmínek výhradní zatížitelnosti V_r.

Zatížení od normové sestavy výhradní zatížitelnosti musí splňovat podmínky omezení napětí podle [13], pro zamezení vzniku podélných trhlin. Úpravou rovnice 5.102 získáváme podmínku výhradní zatížitelnosti V_r:

$$v_{r,min} \leq \frac{\left(0,6 \cdot f_{ck} + \frac{P_{h,sup} + P_{d,h}}{A_i} + \frac{M_p}{W_{i,c}} + \frac{M_{Fk}}{W_{i,c}}\right) \cdot W_{i,c}}{\delta_i \cdot M_{vrk}}, \tag{5.114}$$

kde M_{vrk} je charakteristická hodnota ohybového momentu od normového vozidla pro výpočet výhradní zatížitelnosti.

Další vedlejší podmínkou je omezení napětí v betonářské výztuži podle [13]. Rovnice 5.104 je pro výpočet výhradní zatížitelnosti upravena:

$$v_{r,min} \leq \frac{\left(\frac{0,8 \cdot f_{yk}}{\alpha_e} + \frac{P_{h,sup} + P_{d,h}}{A_i} + \frac{M_p}{W_{i,s}} + \frac{M_{Fk}}{W_{i,s}}\right) \cdot W_{i,s}}{\delta_i \cdot M_{vrk}}. \tag{5.115}$$

Konstrukce také musí vyhovět podmínce MSP pro napětí v betonu od kvazistálé kombinace zatížení podle vztahu 5.106. Pro výhradní zatížitelnost platí (obdobně jako vztah 5.107:

$$\frac{P_{h,sup} + P_{d,h}}{A_i} + \frac{M_p}{W_{i,c}} + \frac{M_{Fk}}{W_{i,c}} + \frac{\psi_{2,1} \cdot \delta_i \cdot M_{vrk}}{W_{i,c}} \leq k_2 \cdot f_{ck}. \tag{5.116}$$

Podmínka MSP omezení šířky trhlin 5.108 a 5.117 je pro výpočet výhradní zatížitelnosti upravena následovně:

$$v_{r,min} \leq \frac{W_{ir,s}}{\alpha_e \cdot \psi_{1,1} \cdot \delta_i \cdot M_{vrk}} \cdot \left[\frac{w_{k,lim} \cdot E_s}{s_{r,max}} + \frac{k_t \cdot f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff}) + \alpha_e \cdot \left(\frac{P_{h,sup} + P_{d,h}}{A_{ir}} + \frac{M_p}{W_{ir,s}} + \frac{M_{Fk}}{W_{ir,s}}\right)\right]. \tag{5.117}$$

V případech, kdy uživatel požaduje zachovat podmínku dekomprese dodatečně předpjatého betonového průřezu 5.110 je pro výpočet výhradní zatížitelnosti využita vedlejší podmínka ve tvaru:

$$v_{r,min} \leq \frac{W_{i,c}}{\psi_{1,1} \cdot \delta_i \cdot M_{vrk}} \cdot \left[\frac{P_{h,sup} + P_{d,h}}{A_i} + \frac{M_p}{W_{i,c}} + \frac{M_{Fk}}{W_{i,c}}\right]. \tag{5.118}$$

5.1.5 Sestavení optimalizační úlohy

Optimalizační úloha je definována cílovou funkcí, návrhovými proměnnými a vedlejšími podmínkami, které jsou ve zkrácené podobě shrnuty níže v Tab. 5.4:

Cílová funkce:	$l_p = n_p \cdot (2 \cdot l_{p1} + l_{p2})$	5.87
Návrhové proměnné:	L_d	
	n_p	
	e_p	
Vedlejší podmínky:	$n_p \geq 1, \qquad n_p \in \mathbb{Z}$	5.90
	$l_{p2} \geq \frac{L_{eff}}{2}$	5.94
	$\alpha_{min} \leq \arctan \frac{z_{cg}+e_p}{L_d} \leq \alpha_{max}$	5.91
	$e_{p,min} \leq e_p \leq e_{p,max}$	5.96
	$p_d \leq 130\ kN/m$	5.95
	$M_p \leq M_{gk}$	5.99
	$M_{p,sup} \leq M_{Rd,sup}$	5.98
	$v_{n,min} \leq v_n = \frac{M_{Rd} - M_{Ed}}{M_{vnd}}$	5.100
	$v_{n,min} \leq v_n = \frac{V_{Rd} - V_{Ed}}{V_{vnd}}$	5.101
	$v_{r,min} \leq v_r = \frac{M_{Rd} - M_{Ed}}{M_{vrd}}$	5.112
	$v_{r,min} \leq v_r = \frac{V_{Rd} - V_{Ed}}{V_{vrd}}$	5.113
	$\sigma_{c,char} \leq k_1 \cdot f_{ck}$	5.102
	$\sigma_{s,char} \leq k_4 \cdot f_{yk}$	5.104
	$\sigma_{c,kvaz} \leq k_2 \cdot f_{ck}$	5.106
	$w_k \leq w_{k,lim}$	5.108
	$\sigma_{c,cast} \leq 0$	5.110

Tabulka 5.4: Shrnutí parametrů optimalizační úlohy.

Výše uvedená optimalizační úloha je sestavena pro nalezení řešení zesílení prosté konstrukce deskové nebo trámové, které představují z celkového souboru mostů mezi lety 1900-1940 80 % (dle evidence ŘSD ČR, Obr. 2.17). Pro optimalizační úlohu trámové konstrukce je nutné oproti optimalizační úloze pro deskové konstrukce (obdélníkový průřez o rozměrech h_s a $b = 1\ m$) upravit účinky zatížení na jednotlivé trámy o rozměrech h a b včetně pořadnice roznosu zatížení a upravit vyztužení původní betonářskou výztuží vč. smykové výztuže (u trámových konstrukcí je smykové namáhání často rozhodující). Ostatní podmínky a cílová funkce podle kap. 5.1 jsou v případě optimalizační úlohy trámové prosté konstrukce zachovány.

Aplikovatelnost optimalizační úlohy pro spojité železobetonové mosty (5,5 % z celkového počtu mostů) by byla podmíněna dílčími úpravami úlohy, a sice:

- úprava cílové funkce, která by reflektovala počet polí spojité konstrukce;

- úprava návrhových proměnných zavedením dalším proměnných upravující jednotlivé vzdálenosti umístění deviátorů od teoretických podpor jednotlivých polí;
- zavedení dalších kritických řezů nosné spojité konstrukce vč. výpočtu účinků od zatížení a předpětí, které musí splňovat všechny definované vedlejší podmínky.

Úprava optimalizační úlohy pro spojité mostní konstrukce je již mimo rozsah zpracovávaný touto disertační prací, ale otevírá se tím možnost dále rozšiřovat optimalizační úlohy i pro tyto dosud neřešené konstrukce.

5.1.6 Výběr optimalizační metody

Cílem disertační práce je návrh zesílení stávajících železobetonových mostů vybudovaných mezi lety 1900-1940 s využitím inženýrské optimalizace tak, aby navrhovaný systém dodatečného zesílení byl optimální podle zvoleného kritéria, kterým je cílová funkce. Podstatou předložené disertační práce tak není podrobný matematický výklad, rozbor a definice jednotlivých optimalizačních metod, avšak některé metody jsou níže alespoň stručně popsány.

Optimalizační metody lze rozdělit do několika kategorií na základě různých charakteristik, jako je typ optimalizační úlohy, používané postupy, chování při hledání optimálního řešení apod. Nejběžnějšími metodami optimalizačních procesů jsou:

- **Gradientní metody**, které využívají ve svém procesu gradient cílové funkce a postupně aktualizují hodnoty návrhových proměnných tak, aby byla minimalizována nebo maximalizována cílová funkce. Mezi příklady patří gradientní sestup, stochastický gradientní sestup, metoda konjugovaných gradientů a další.
- Další skupinou optimalizačních metod, které se často využívají v inženýrské praxi, jsou metody **účelového programování**. Jedná se o matematické metody pro řešení optimalizačních úloh s jedním či více cíli za definovaných omezení. Pro svoji jednoduchost poskytují robustní a flexibilní rámec pro řešení různých úloh. Mezi tyto metody patří simplexová metoda, lineární programování, nelineární programování, stochastické programování a dynamické programování.
- Mezi optimalizační metody se také řadí **evoluční algoritmy**, které hledají inspiraci v procesech evoluce v přírodě. Ve svých algoritmech, pomocí kterých je hledáno optimální řešení, využívají genetické operátory jako jsou mutace, křížení a selekce. Mezi evoluční algoritmy patří genetické algoritmy, evoluční strategie, a diferenciální evoluce.
- **Heuristické metody** jsou založeny na jednoduchých pravidlech nebo strategiích a používají se pro hledání řešení problémů, které jsou příliš složité na to, aby byly řešeny exaktními metodami. Tyto metody poskytují dostatečné a dosti přesné řešení, které se velmi blíží optimu. Patří mezi ně simulované žíhání, tabu search, žebříčkové metody a další.
- Metody **kvadratického programování** se zabývají optimalizací (hledání maximální nebo minimální hodnoty) kvadratických funkcí za přítomnosti lineárních nebo kvadratických omezení. Metody se pak nazývají kvadratické programování s lineárním omezením, kvadratické programování s kvadratickým omezením, konvexní kvadratické programování a nekonvexní kvadratické programování.

- Poslední skupinou jsou metody založené na **vyhledávání**, které systematicky prohledávají daný návrhový prostor s cílem najít optimální řešení nebo alespoň aproximaci optimálního řešení. Používají se zpravidla tam, kde je návrhový prostor příliš rozsáhlý a nebo neexistuje explicitní matematický model. Patří sem např. lineární prohledávání a binární prohledávání.

Optimalizačních metody lze mezi sebou kombinovat nebo různě upravovat v závislosti na konkrétních charakteristikách optimalizační úlohy. Každá metoda má svá omezení a tím pádem je vhodná pro různé typy problémů. K hledání řešení je pak použita taková metoda, pro kterou má uživatel dostatečné programové vybavení za předpokladu, že parametry optimalizační úlohy odpovídají omezením zvolené metody [49].

Stručný postup obecné gradientní metody:

1. Inicializace - počáteční odhad hodnot návrhových proměnných.
2. Výpočet gradientu - k odhadu návrhových proměnných je vypočítán gradient zkoumané funkce, který ukazuje směr největšího růstu funkce.
3. Aktualizace hodnot proměnných - hodnoty proměnných jsou aktualizovány ve směru opačném ke gradientu, aby byla dosažena minimalizace (nebo naopak maximalizace) cílové funkce.
4. Kroky 2 a 3 se neustále opakují, dokud není splněno nastavené kritérium zastavení výpočtu. Tím může být například dosažení stanoveného počtu iterací nebo dostatečně malé změny v parametrech.

Běžně používanou jednoduchou optimalizační technikou je metoda simplex, kterou vyvinul George Dantzig [35] pro řešení optimalizačních problémů s lineárním omezením. Metoda prohledává polyedr definovaný omezeními v prostoru proměnných, aby našla optimální bod tohoto polyedru:

1. Inicializace - výpočet začíná počátečním základním řešením, které představuje jeden vrchol v polyedru.
2. Výběr vstupní proměnné - v každé iteraci je vybrána tzv. vstupní proměnná, která může vstoupit do výpočetní báze a zlepšit tak aktuální řešení. Hledá se největší možný krok, který nevyvolá porušení omezení.
3. Výběr výstupní proměnné - poté se vybírá tzv. výstupní proměnná, která opustí bázi a umožní vstoupit nové vstupní proměnné. Výběr se provádí pomocí tzv. pivotování, které zajišťuje, že se nevyvolá porušení omezení a zároveň se zlepší hodnota cílové funkce.
4. Aktualizace proměnných - sada proměnných, které jsou aktivní v řešení, se aktualizuje podle výběru vstupní a výstupní proměnné.
5. Zlepšení - postup se opakuje, dokud není dosaženo optimálního řešení nebo není zjištěno, že žádné zlepšení není možné.

Obecná gradientní metoda je využívána pro tzv. nevázané úlohy, které nemají omezení. Naopak metoda GRG - Generalized Reduced Gradient (publikována autory L. Lasdon, A. Waren, A. Jain a M. Ratner [46]) je numerická metoda pro řešení nevázaných, ale

i vázaných optimalizačních problémů. Je robustnější a tím i vhodnější pro obecnější třídu optimalizačních problémů s lineárními nebo i nelineárními omezeními. GRG algoritmus navazuje na obecnou gradientní metodu a je také nelineárním rozšířením metody simplex lineárního programování [46].

K nalezení optimálního řešení sestavené optimalizační úlohy zesilování betonových mostů dodatečným předpětím využijeme metodu optimalizace GRG.

Základní princip metody GRG:

1. Inicializace - počáteční odhad hodnot návrhových proměnných.
2. Výpočet gradientu - v každé iteraci se vyhodnocuje gradient cílové funkce a omezení.
3. Reduced gradient - pomocí techniky reduced gradient se vypočte směr hledání, který minimalizuje cílovou funkci vzhledem k omezením.
4. Aktualizace proměnných - návrhové proměnné se aktualizují v závislosti na vypočítaném směru hledání.
5. Opakování procesu, dokud není splněno některé ukončovací kritérium (přesnost, počet iterací).

Základní zápis GRG algoritmu:

$$min\ f(X) \quad g_i(X) = 0 \quad , i = 1, ..., m \quad l_i \leq X_i \leq u_i \quad , i = 1, ..., n \tag{5.119}$$

5.1.7 Interpretace výsledků optimalizační úlohy

Interpretace výsledků získaných řešením optimalizační úlohy v prvé řadě představuje prvotní kontrolu správnosti algoritmu. Interpretace zahrnuje kontrolu proměnných, které reprezentují řešení problému, kontrolu omezení, jsou-li splněny všechny definované podmínky a také kontrolu získané cílové funkce (bylo nalezeno skutečné minimum či maximum?). Pakliže veškeré kontroly potvrdily správnost řešení, lze přistoupit k technické interpretaci výsledků v kontextu původního problému, který byl řešen optimalizační úlohou. Nalezená řešení musí splňovat technický cíl, pro která byla úloha sestavena.

Velmi užitečná je vizuální interpretace výsledků v podobě grafů, které zobrazují nalezená řešení a případně ukazují jednotlivé závislosti proměnných daného systému.

Z důvodu velké variability optimalizačních úloh, které mohou být sestaveny pro různé materiálové charakteristiky (beton, ocel, stupeň vyztužení), odlišné požadavky a také pro rozličné geometrie mostů, byla pro ukázkovou aplikaci metody zvolena desková prostá konstrukce podle Obr. 5.21 a trámová prostá konstrukce (parapetní most) podle Obr. 5.52.

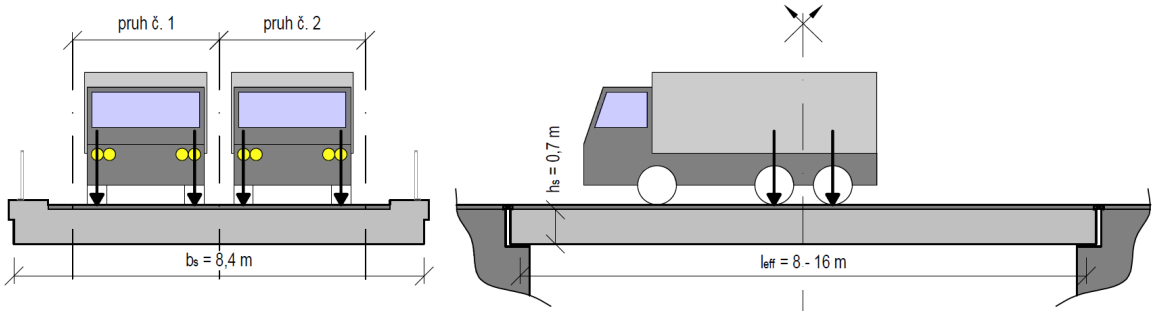
A. Desková prostá konstrukce

Geometrické a materiálové charakteristiky deskového mostu byly navrženy podle předpokládané doby výstavby mezi lety 1900-1940 a jsou uvedeny níže. Pro porovnání jsou v této kapitole uvažovány 2 optimalizační úlohy zesílení identické mostní konstrukce. Úlohy se liší pouze v požadavcích, které mají být splněny (odlišná skupina pozemní komunikace a z toho plynoucí různé nároky na zatížitelnost atd.).

Základní uvažované charakteristiky ukázkové úlohy optimalizace A:

- Skupina pozemní komunikace 1;
- Požadavek zajištění normální V_n a výhradní V_r zatížitelnosti (Tab. 2.30);

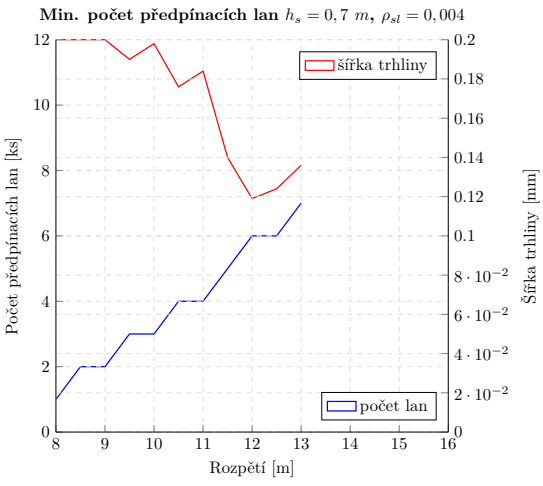
- Požadavek max. šířky trhliny $w_{k,lim} = 0,200\ mm$;
- Materiálové charakteristiky: pevnostní třída betonu dle [25] C 20/25, druh betonářské výztuže dle [25] Cb, předpínací výztuž Y1860-S7-15,7;
- Geometrické charakteristiky: $h_s = 0,7\ m$, $b_s = 8,4\ m$, $L_{eff} = 8 \langle\rangle 16\ m$;
- Stupeň vyztužení stávající betonářskou výztuží: $\rho_{sl} = 0,004 \langle\rangle 0,0101$.



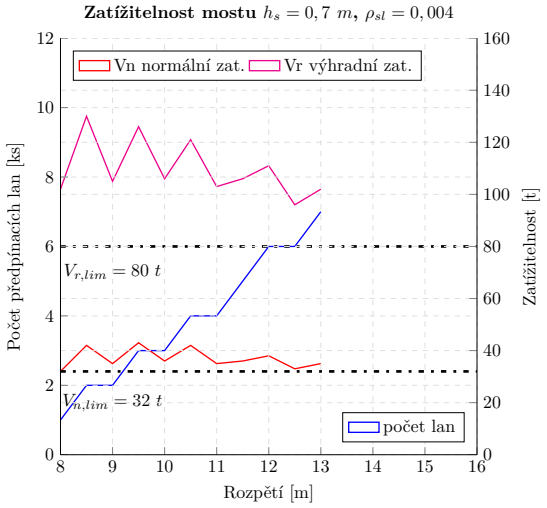
Obrázek 5.21: Deskový most s výškou desky 0,7 m a šířkou desky 8,4 m ukázkové optimalizační úlohy č. 1 a 2.

V rámci optimalizační úlohy bylo voleno proměnné rozpětí deskové konstrukce v rozmezí 8 až 16 m a také proměnné vyztužení železobetonové konstrukce betonářskou výztuží, které je vyjádřeno proměnným stupněm vyztužení podle vztahu 5.12 v rozmezí 0,004 až 0,0101.

Na níže uvedených grafech (Obr. 5.22 až Obr. 5.35) jsou zobrazeny výsledky optimalizace.



Obrázek 5.22: Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,004$, sk. 1.



Obrázek 5.23: Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,004$, sk. 1.

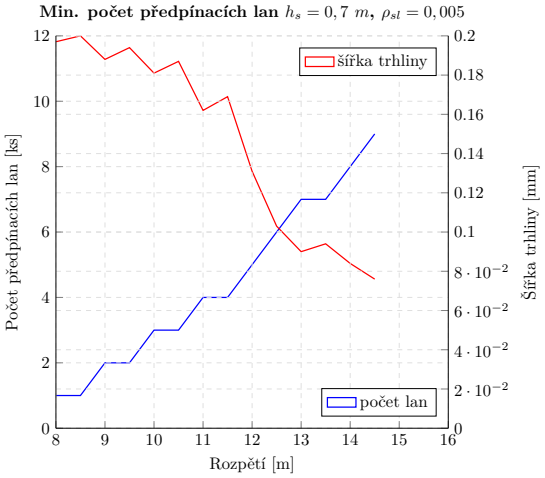
Pro každý stupeň vyztužení deskové konstrukci byly sestaveny 2 grafy:

- Graf závislosti min. počtu předpínacích lan a šířky trhliny na rozpětí deskové konstrukce - graf vlevo.

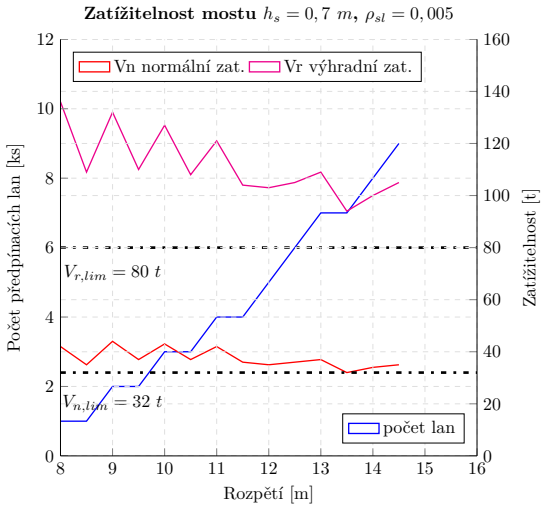
- Graf závislosti min. počtu předpínacích lan a normální/výhradní zatížitelnosti na rozpětí deskové konstrukce s vyznačením limitních hodnot - graf vpravo.

Z předložených grafů je zřejmé, že ne pro všechny konfigurace úlohy bylo nalezeno optimální řešení (Obr. 5.22 až Obr. 5.27). Jedná se o případy, ve kterých pro dané rozpětí a relativně nízký stupeň vyztužení nebylo možné vyhovět všem vedlejším podmínkám návrhu a iterační optimalizační metoda tak nedokonvergovala k řešení.

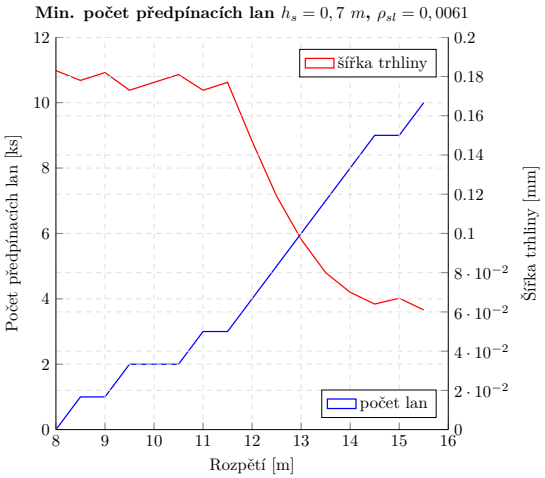
Vykreslovací krok vzhledem k rozpětí byl ve grafech zvolen 0,5 m.



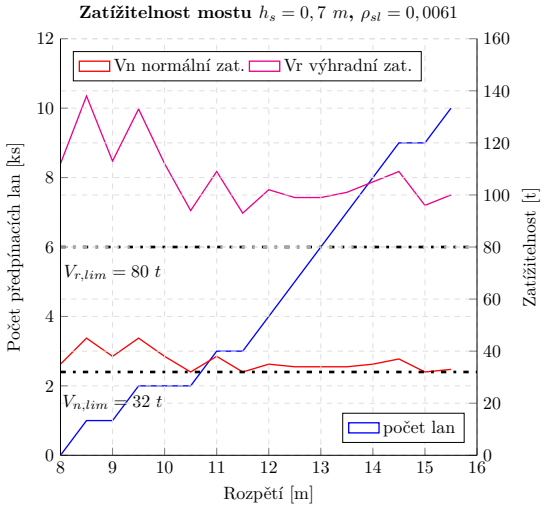
Obrázek 5.24: Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,005$, sk. 1.



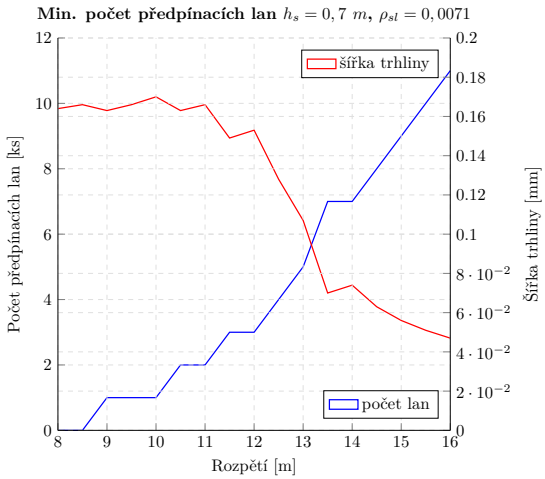
Obrázek 5.25: Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,005$, sk. 1.



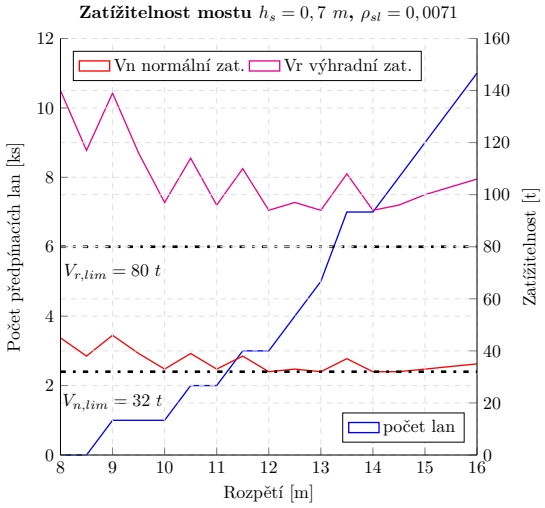
Obrázek 5.26: Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0061$, sk. 1.



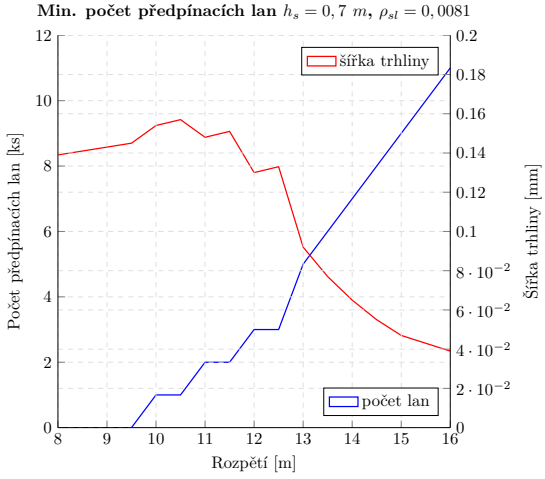
Obrázek 5.27: Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0061$, sk. 1.



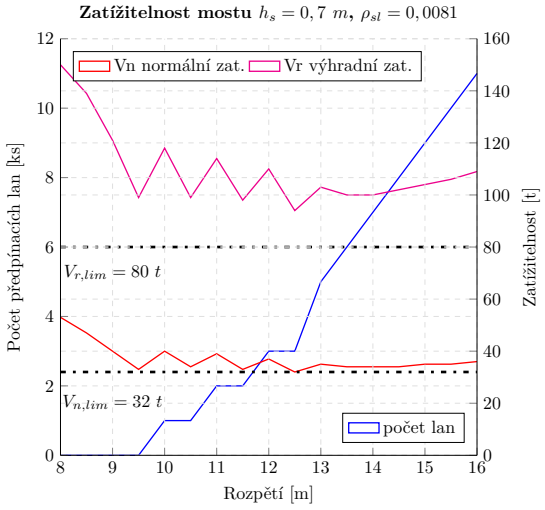
Obrázek 5.28: Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0071$, sk. 1.



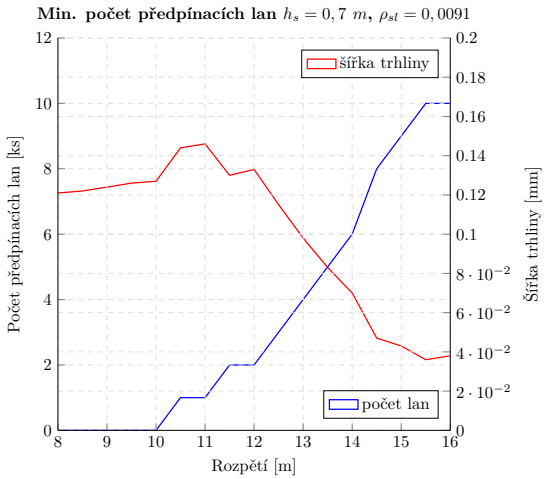
Obrázek 5.29: Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0071$, sk. 1.



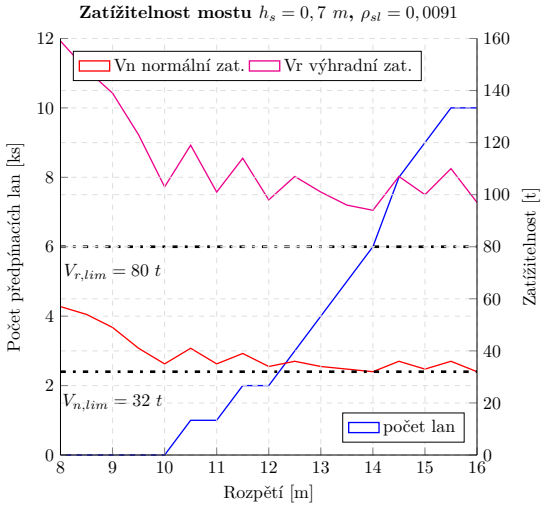
Obrázek 5.30: Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0081$, sk. 1.



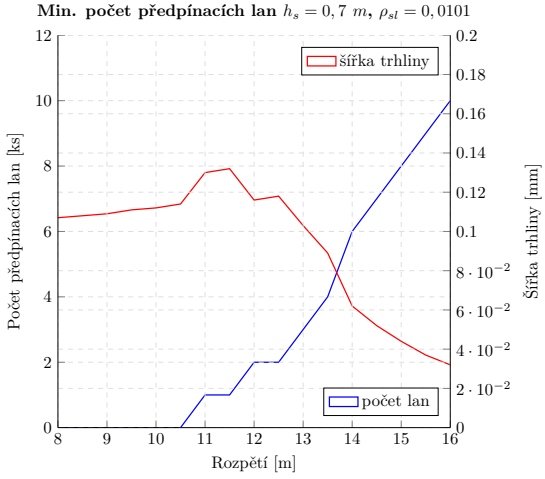
Obrázek 5.31: Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0081$, sk. 1.



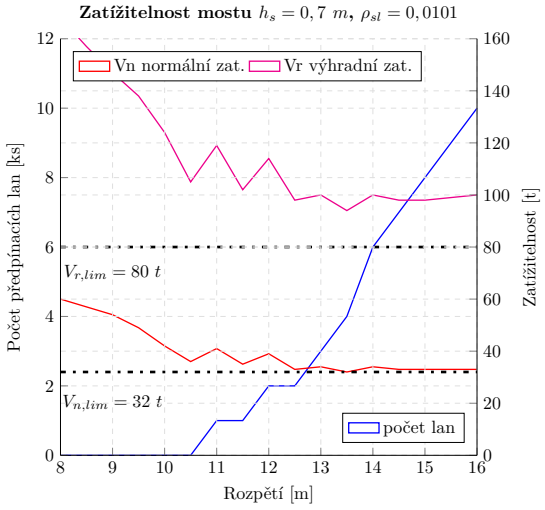
Obrázek 5.32: Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0091$, sk. 1.



Obrázek 5.33: Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0091$, sk. 1.



Obrázek 5.34: Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0101$, sk. 1.



Obrázek 5.35: Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0101$, sk. 1.

B. Desková prostá konstrukce

Optimalizační úloha byla zpracována pro stejnou mostní konstrukci jako v případě optimalizační úlohy A (Obr. 5.21).

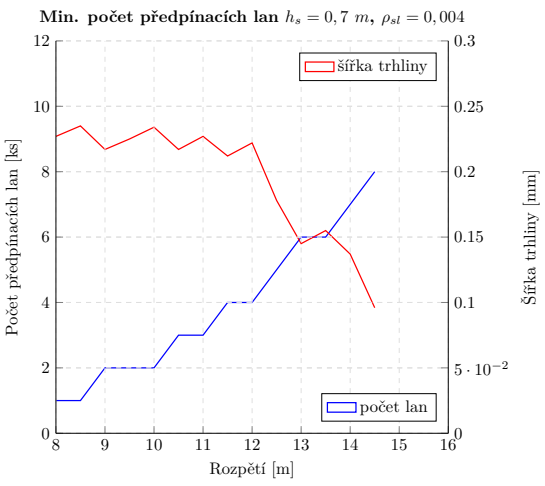
Rozdílnost řešení je dána jinými požadavky na most plynoucí z umístění na nižší třídě komunikace (skupina pozemní komunikace 2, Tab. 2.30) a povolení max. šířky trhliny 0,3 mm (požadavek dekomprese u těchto historických konstrukcí nemá velké opodstatnění).

Základní uvažované charakteristiky ukázkové úlohy optimalizace B:

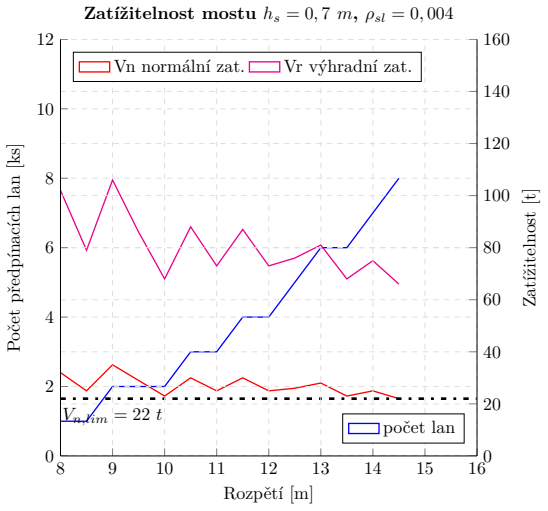
- Skupina pozemní komunikace 2;
- Požadavek zajištění normální V_n zatížitelnosti;
- Požadavek max. šířky trhliny $w_{k,lim} = 0,300\ mm$;
- Materiálové charakteristiky: pevnostní třída betonu dle [25] C 20/25, druh betonářské výztuže dle [25] Cb, předpínací výztuž Y1860-S7-15,7;
- Geometrické charakteristiky: $h_s = 0,7\ m$, $b_s = 8,4\ m$, $L_{eff} = 8 \langle\rangle 16\ m$;
- Stupeň vyztužení stávající betonářskou výztuží: $\rho_{sl} = 0,004 \langle\rangle 0,0101$.

Níže uvedené grafy řešení optimalizační úlohy jsou zpracovány pro stejný interval rozpětí a stupně vyztužení betonářskou výztuží, jako v případě úlohy A.

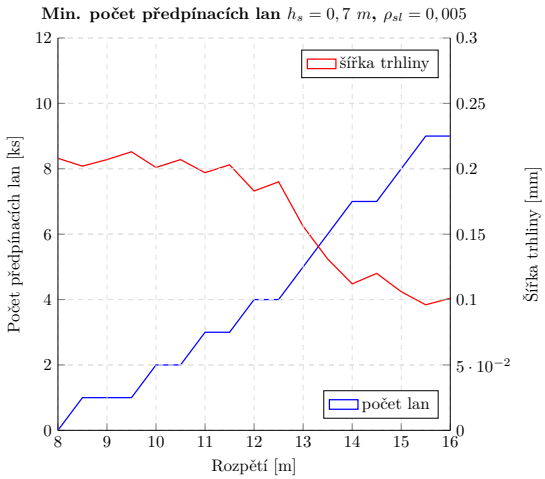
Snížení nároků na limitní zatížitelnost a šířku trhliny umožňuje použití menšího počtu předpínacích lan, než tomu je v případě úlohy A. Řešení nebylo nalezeno (řešič nedokonvergoval) pouze pro větší rozpětí při nejnižším stupni vyztužení 0,004 (Obr. 5.36 a Obr. 5.37). V ostatních případech bylo nalezeno řešení pro celý rozsah rozpětí (Obr. 5.38 až Obr. 5.49).



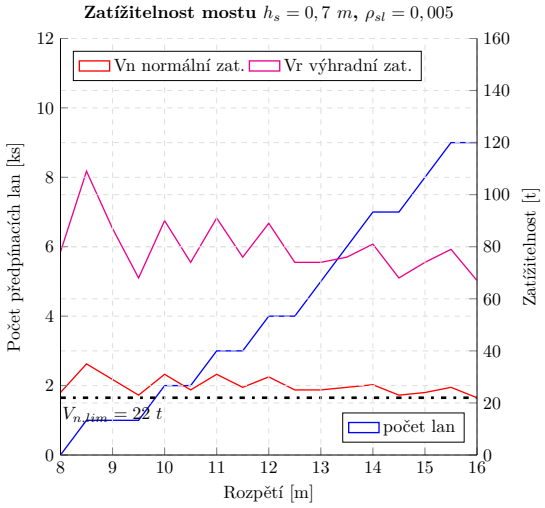
Obrázek 5.36: Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,004$, sk. 2.



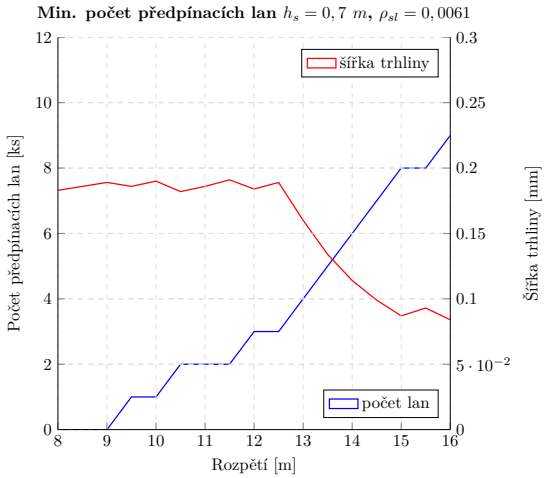
Obrázek 5.37: Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,004$, sk. 2.



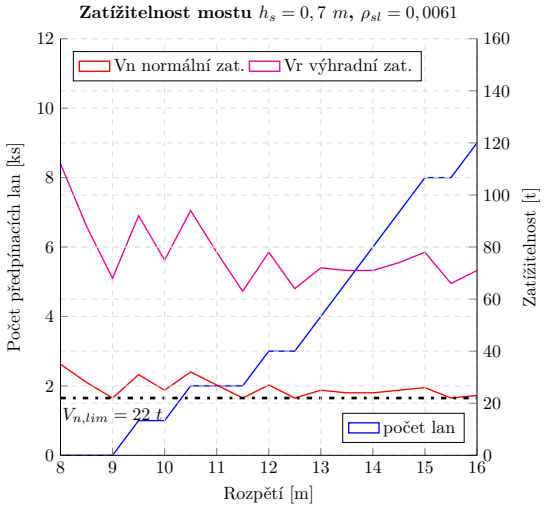
Obrázek 5.38: Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,005$, sk. 2.



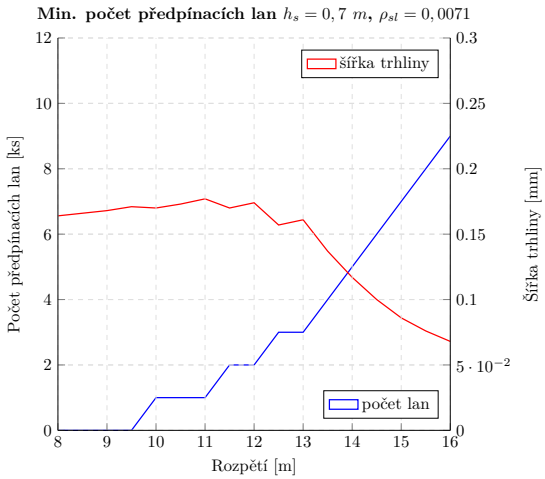
Obrázek 5.39: Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,005$, sk. 2.



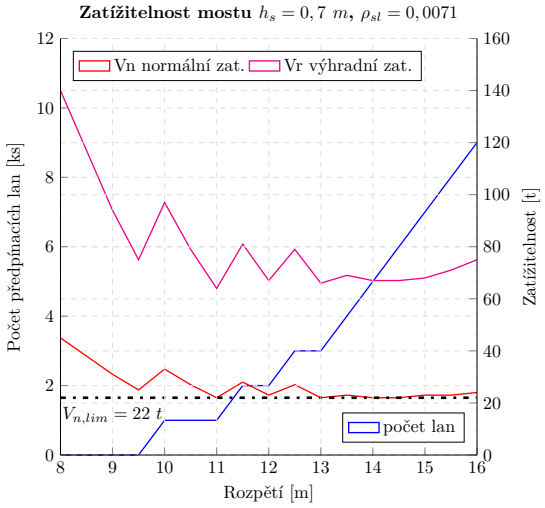
Obrázek 5.40: Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0061$, sk. 2.



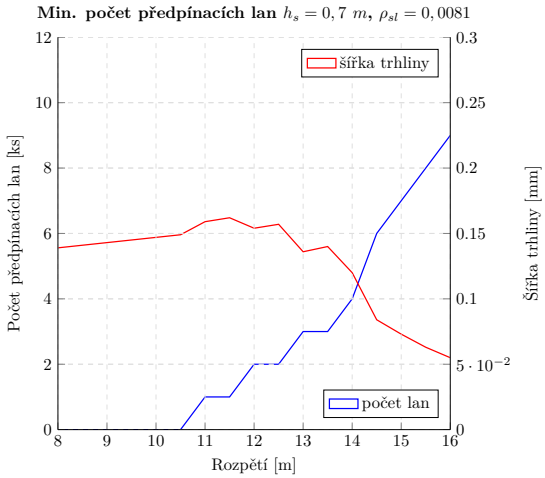
Obrázek 5.41: Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0061$, sk. 2.



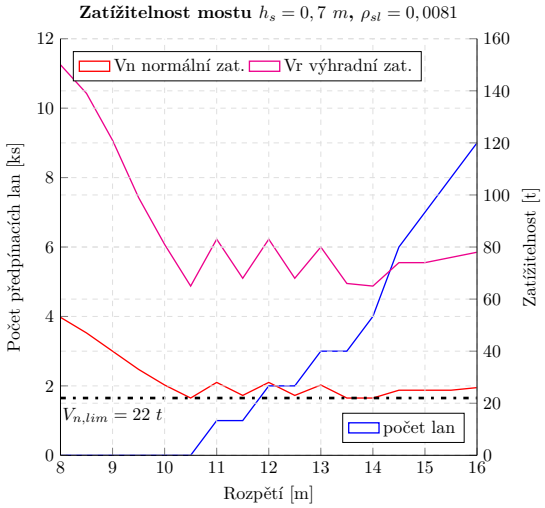
Obrázek 5.42: Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0071$, sk. 2.



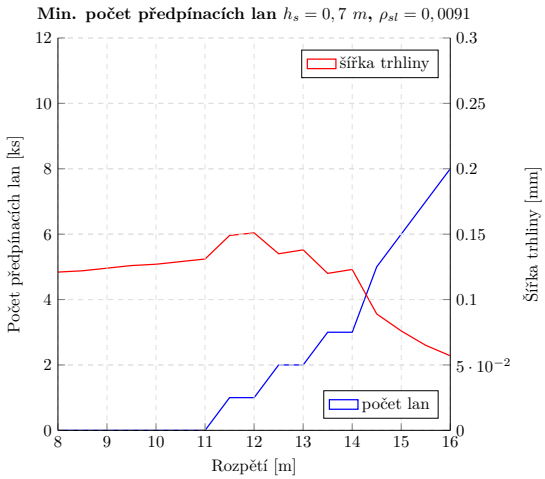
Obrázek 5.43: Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0071$, sk. 2.



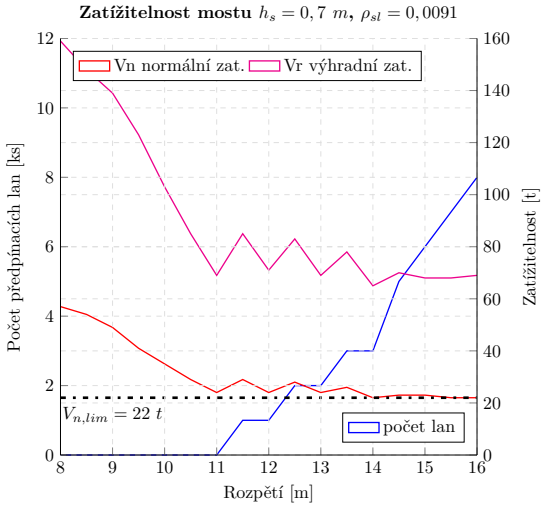
Obrázek 5.44: Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0081$, sk. 2.



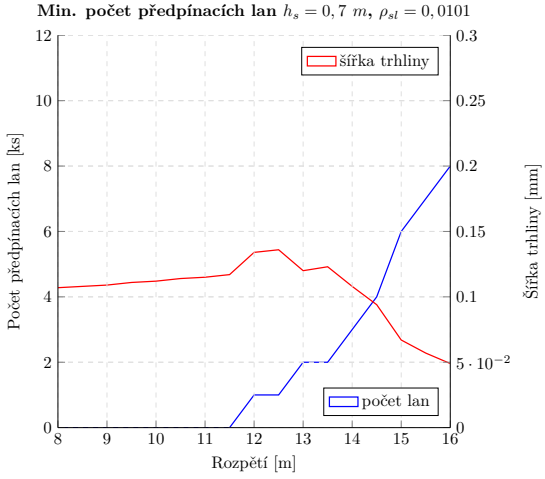
Obrázek 5.45: Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0081$, sk. 2.



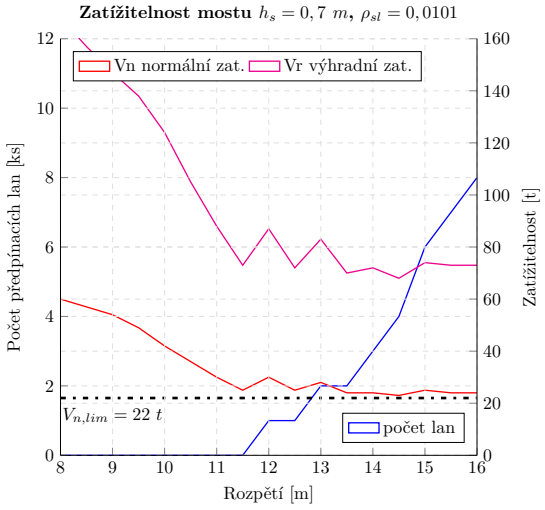
Obrázek 5.46: Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0091$, sk. 2.



Obrázek 5.47: Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0091$, sk. 2.

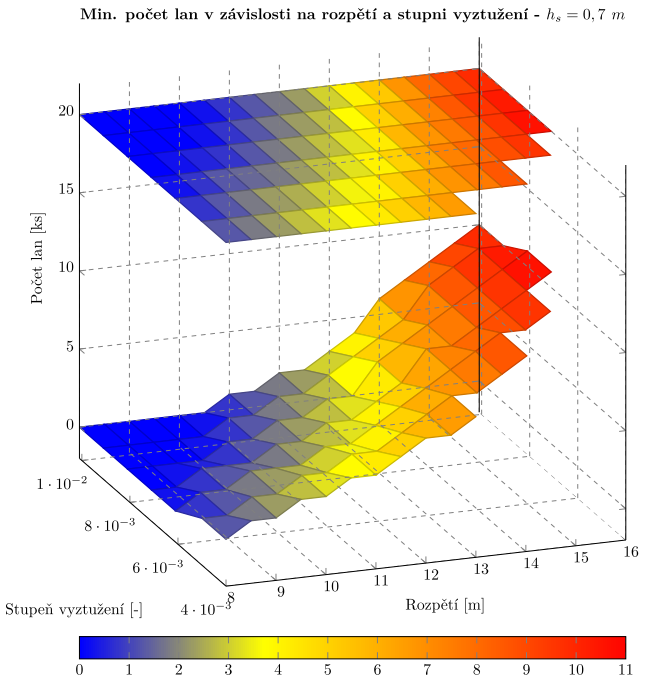


Obrázek 5.48: Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0101$, sk. 2.

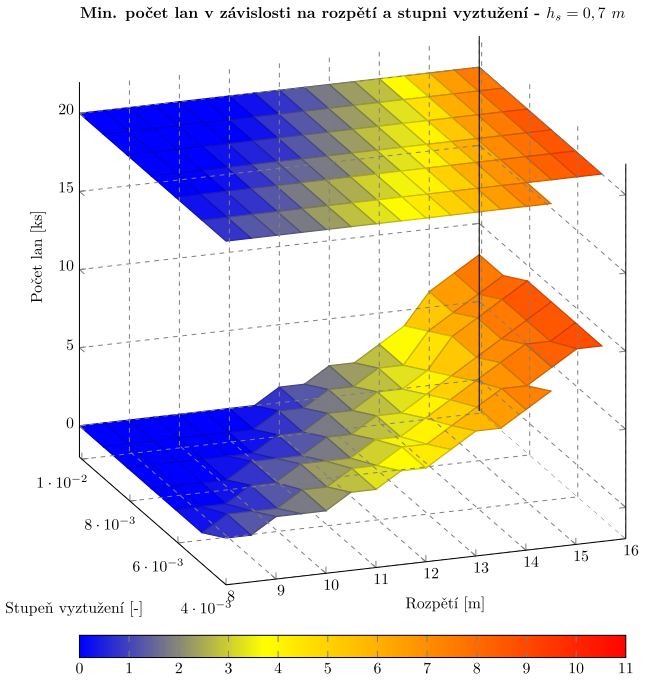


Obrázek 5.49: Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0101$, sk. 2.

Porovnání úlohy A a B deskové mostní konstrukce



Obrázek 5.50: Graf závislosti min. počtu lan na rozpětí a stupni vyztužení deskového mostu A s $h_s = 0,7\ m$ podle Obr. 5.21 (skupina pozemní komunikace 1).



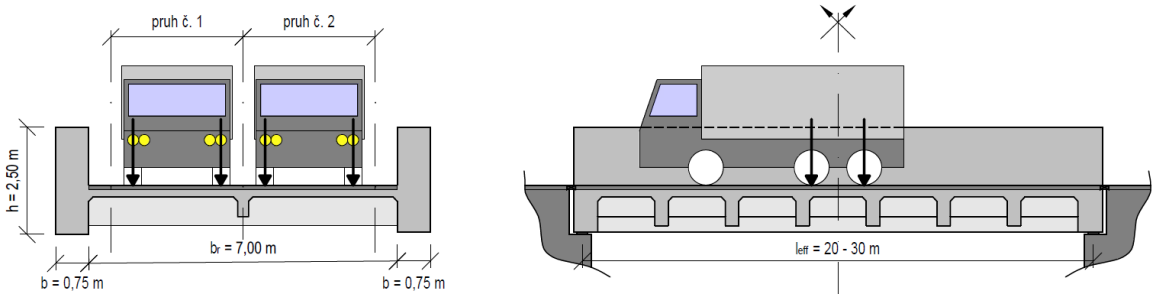
Obrázek 5.51: Graf závislosti min. počtu lan na rozpětí a stupni vyztužení deskového mostu B s $h_s = 0,7\ m$ podle Obr. 5.21 (skupina pozemní komunikace 2).

Porovnání získaných výsledků optimalizační úlohy minimálního počtu předpínacích lan v závislosti na stupni vyztužení a rozpětí deskové prosté mostní konstrukce A a B je zobrazeno na 3D grafech (Obr. 5.50 a Obr. 5.51). Plošné grafy zobrazují výsledné hodnoty min. počtu předpínacích lan pro zesílení mostní konstrukce za současného splnění požadavků zatížitelnosti. Na Obr. 5.50 se jedná o požadavky pro mosty umístěné ve skupině pozemních komunikací 1 (min. hodnoty: $V_n = 32\ t$, $V_r = 80\ t$), na Obr. 5.51 jsou zobrazeny výsledky pro stejný most, který je ale umístěn ve skupině pozemních komunikací 2 (min. hodnoty: $V_n = 22\ t$, $V_r = 40\ t$). Min. počet předpínacích lan je reprezentován barevnou škálou, kdy modrou barvou jsou vyznačeny mosty o malých rozpětí s vyšším stupněm vyztužení podélnou výztuží. V těchto konfiguracích není potřeba most dodatečně předpínat. Naopak červenou barvou jsou vyznačeny konfigurace mostů s největším rozpětím a nejvyšším stupněm vyztužení stávající výztuží, kdy pro zesílení těchto konstrukcí je potřeba největší počet předpínacích lan. V případě mostů, které mají velká rozpětí, ale nízký stupeň vyztužení nebylo možné najít optimální řešení.

C. Trámová prostá konstrukce

V pořadí třetí ukázková optimalizační úloha C se věnuje návrhu zesílení trámové prosté mostní konstrukce podle Obr. 5.52.

Algoritmus pro řešení deskové konstrukce (obdélníkový průřez o šířce 1 m) lze instantně upravit a použít pro řešení úlohy zesílení hlavních nosníků prosté trámové konstrukce změnou rozměrů obdélníkového železobetonového průřezu. Další úprava spočívá v zadání počtu trámů a zavedení pořadnice roznosu nesymetrického zatížení pro získání nejméně příznivých účinků na jeden nosný trám. Další podmínky výpočtu jsou totožné s řešením úloh A a B.



Obrázek 5.52: Trámový most optimalizační úlohy.

Základní uvažované charakteristiky ukázkové úlohy optimalizace C:

- Skupina pozemní komunikace 2;
- Požadavek zajištění normální V_n zatížitelnosti (Tab. 2.30);
- Požadavek max. šířky trhliny $w_{k,lim} = 0,300\ mm$;
- Materiálové charakteristiky: pevnostní třída betonu dle [25] C 20/25, druh betonářské výztuže dle [25] Cb, předpínací výztuž Y1860-S7-15,7;
- Geometrické charakteristiky: $h = 2,5\ m$, $b = 0,75\ m$, $L_{eff} = 20 \langle 30\ m$;
- Stupeň vyztužení stávající podélnou betonářskou výztuží: $\rho_{sl} = 0,0038$;

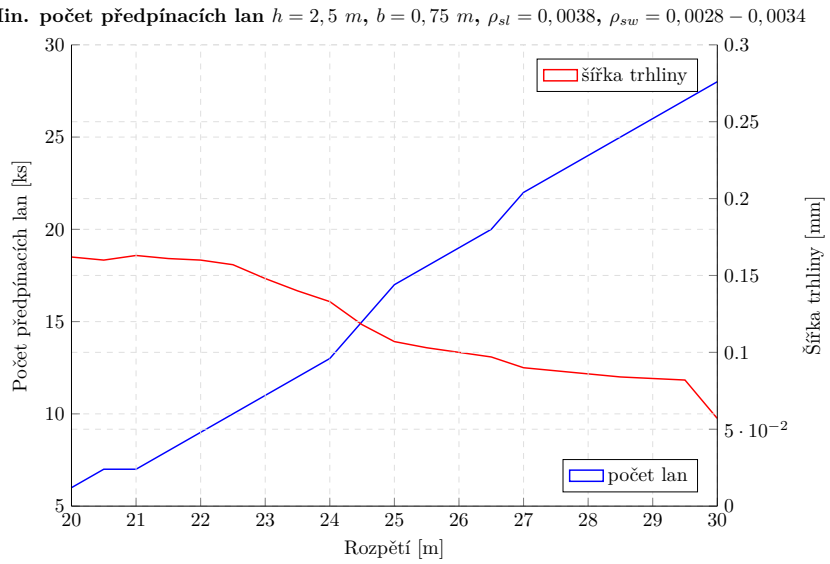
- Stupeň vyztužení stávající smykovou betonářskou výztuží: $\rho_{sw} = 0,0028 \lozenge 0,0034$.

V optimalizační úloze bylo voleno proměnné rozpětí trámové konstrukce v rozmezí 20 až 30 m. Pro vlastní optimalizaci byly zvoleny dvě konfigurace se stejným stupněm vyztužení podélnou výztuží 0,0038, ale s rozdílným stupněm vyztužení smykovou výztuží 0,0028 a 0,0034.

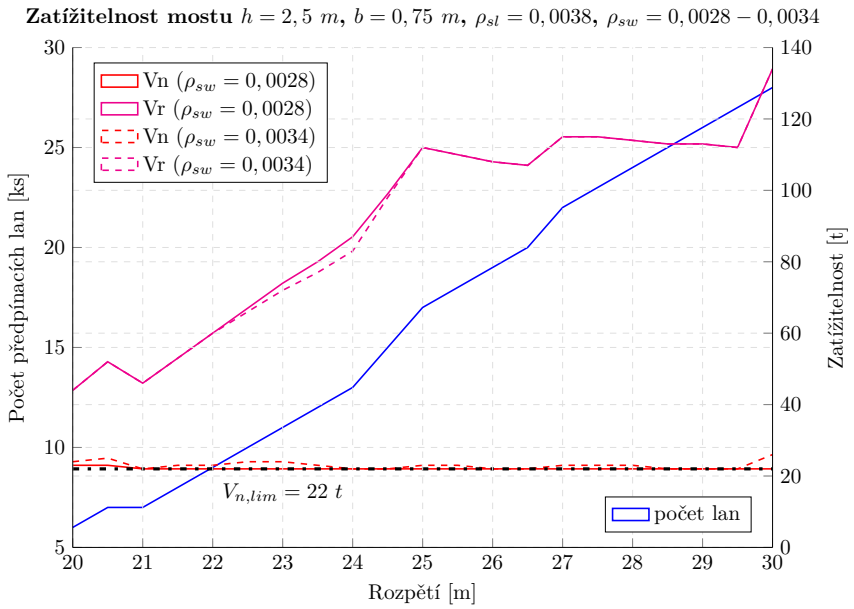
Výsledný minimální počet předpínacích lan zkoumané trámové konstrukce o rozpětí 20 až 30 m je ukázán na Obr. 5.53 vč. posuzované šířky trhliny. Zatížitelnost je pak ukázána na Obr. 5.54.

Na tomto příkladě optimalizační úlohy je prezentován vliv stupně vyztužení smykovou výztuží, neboť v případě zesilování trámových konstrukcí bývá smyková únosnost často rozhodujícím mezním stavem. To je odlišnost oproti deskovým konstrukcím. Z toho také plyne optimalizace umístění deviátorů vůči teoretickým kloubovým podporám (návrhová proměnná L_d viz kap. 5.1.5). Z pohledu ohybového namáhání na prosté konstrukci hledá algoritmus takové umístění deviátoru L_d, které nejvíce vyhovuje vedlejším podmínkám (např. afinitě tvaru momentového obrazce) a cílové funkci minimalizace celkové dráhy předpínacích kabelů. To vede nejčastěji na umístění deviátoru do čtvrtiny rozpětí (L_d/L_{eff}) není-li rozhodujícím mezním stavem smyk. Pokud ano, je nutné posunout deviátory blíže k teoretickým podporám s cílem vetší redukce posouvajících sil v podporových oblastech.

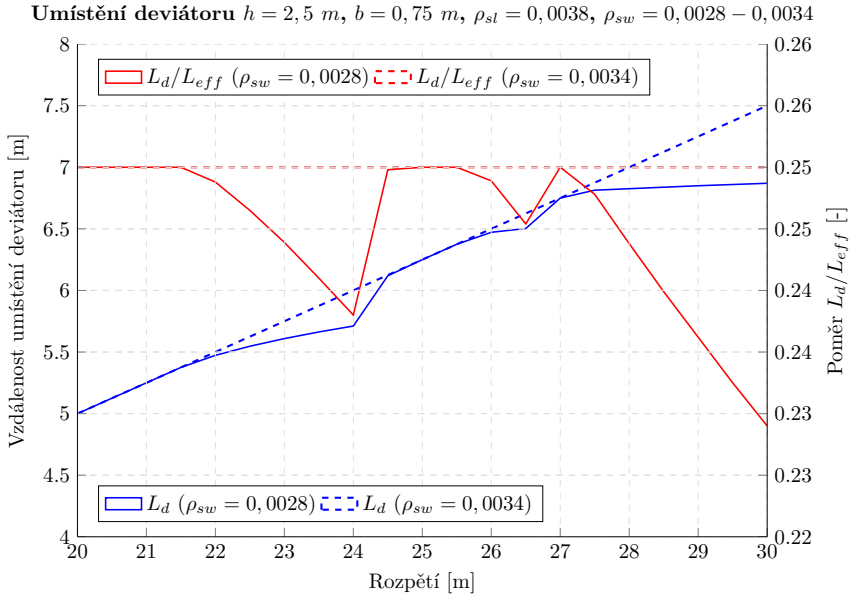
Vliv odsunutí deviátorů blíže k podporám (zkrácení vzdálenosti L_d a vetší redukce smykový sil) pro splnění rozhodujícího mezního stavu namáhání posouvající silou je dokumentováno grafem na Obr. 5.55. Plnou čarou je zobrazeno umístění deviátorů mostu s nižším stupněm smykového vyztužení, čárkovaně jsou zobrazeny výsledky mostu s vyšším stupněm smykového vyztužení. V konfiguracích, ve kterých byl rozhodující mezní stav smyk, došlo u mostu s nižším stupněm smykového vyztužení (plná čára) k odchýlení polohy deviátorů ze čtvrtiny rozpětí blíže k podporám ($L_d < 0,25 \cdot L_{eff}$). Oproti tomu v konfiguracích mostu s vyšším stupněm smykového vyztužení (čárkovaná čára) nebylo smykové namáhání kritické ani v jednom případě, a tak se umístění deviátoru řídilo podmínkou nejkratší dráhy a afinity vnitřních sil ($L_d = 0,25 \cdot L_{eff}$).



Obrázek 5.53: Minimální počet předpínacích lan a šířka trhliny trámového mostu optimalizační úlohy C.



Obrázek 5.54: Zatížitelnost trámového mostu optimalizační úlohy C s různým stupněm smykového vyztužení.



Obrázek 5.55: Umístění deviátorů (vzdálenost L_d) po délce trámové nosné konstrukce.

5.2 Konstrukční inženýrská optimalizace

Optimalizace konstrukční se oproti té návrhové věnuje technickému vývoji konstrukčních detailů jednotlivých prvků metody náhradních kabelových kanálků pro zajištění dlouhodobé spolehlivosti a životnosti celého systému. Klíčovými prvky jsou zejména:

- deviátory v místech změny trajektorie předpínacích lan;
- kotevní oblasti.

Přenos radiálních sil do betonu zesilované konstrukce je v metodě náhradních kabelových kanálků zajištěn ocelovými deviátory, které jsou umístěny přímo ve vyústění dodatečně vrtaných kanálků. Z dispozičních a geometrických důvodů je nutné tyto deviátory navrhovat s relativně malými poloměry zakřivení. Tato kapitola disertační práce se věnuje konstrukční optimalizaci deviátorů ve smyslu ověření chování předpínacích lan v deviátorech o malých poloměrech $R = 1,5\ m$, které jsou využívány pro zesílení mostních konstrukcí metodou dodatečného předpínání s využitím náhradních vrtaných kabelových kanálků.

Poloměr zakřivení 1,5 m nesplňuje standardní podmínky používání podle evropských technických norem, kdy je jako nejmenší poloměr křivosti udávána hodnota $R = 2,5\ m$. Avšak použití menších poloměrů zakřivení je povoleno podle ETA (European Technical Assessment = Evropské technické posouzení) ETA představuje nezávislý celoevropský postup pro posuzování základních užitných vlastností nestandardních stavebních výrobků. Deviátory s poloměrem křivosti, který je menší než 2,5 m, je možné používat za podmínky provedení testování [22].

Deviátory musí podle [13] splňovat následující kritéria:

- musí odolávat podélným a příčným silám, kterými na něj předpínací vložka působí a přenášet tyto síly do konstrukce;
- musí zabezpečit, že poloměr křivosti předpínací vložky nezpůsobí zvýšená napětí ve výztuži nebo její porušení.

Tato obecná kritéria jsou dále upřesněna pro použití deviátorů s předpínací výztuží typu monostrand:

- max. přípustný tlak pod kritickým lanem je omezen hodnotou $p_{R,max} = 130\ kN/m$ [22];
- musí být zachována celistvost primární ochrany lana, tzn. nesmí být protržen HDPE obal lana [13];
- musí být zachována ovalita lana (nesmí dojít ke zploštění), kdy max. příčné přetvoření lana při zatížení musí být menší než 3,0 % [13];

Obecně lze říci, že technické normy nerozlišují podmínky pro deviátory nově budované konstrukce a deviátory dodatečně zhotovené v betonu původní konstrukce.

5.2.1 Experimentální ověření chování lan v deviátorech

Pro ověření skutečného působení předpínacích lan v deviátorech o malém poloměru zakřivení, byl na Ústavu betonových a zděných konstrukcí na VUT FAST v Brně navržen zkušební železobetonový dílec, který simuluje oblast deviátoru sanované konstrukce.

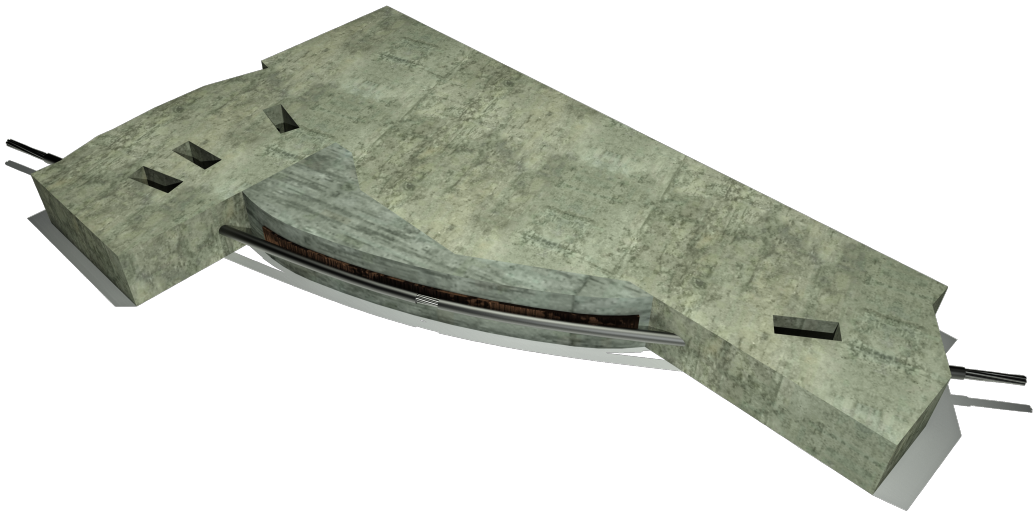
Cílem experimentu je ověření aplikace dodatečného předpínání stávajících konstrukcí za použití předpínacích lan v chráničkách z HDPE (tzv. monostrandů) v deviátorech o poloměru zakřivení $R = 1,5\ m$.

Pro naplnění cíle experimentu je nutné navrženou metodikou zkoumat vliv poloměru zakřivení na tyto měřené veličiny:

- zachování ovality průřezu předpínacího lana v chráničce. Při menších poloměrech zakřivení sedla dochází ke zploštění lana, které může ohrozit celistvost HDPE chráničky monostrandu.
- deformace HDPE chráničky předpínacího lana. U lana vedeného v poloměru zakřivení $R = 1,5\ m$ nesmí dojít k poškození chráničky, tj. primární ochrany lana, a tedy i ke snížení životnosti celého předpínacího systému.
- normálové síly v předpínacím lanu. Síla v laně je měřena před a za zakružovacím obloukem lana, z takto naměřených hodnot lze experimentálně stanovit součinitel tření pro výpočet okamžitých ztrát předpětí při použití deviátorů o malém poloměru zakřivení.

5.2.2 Popis experimentálního dílce

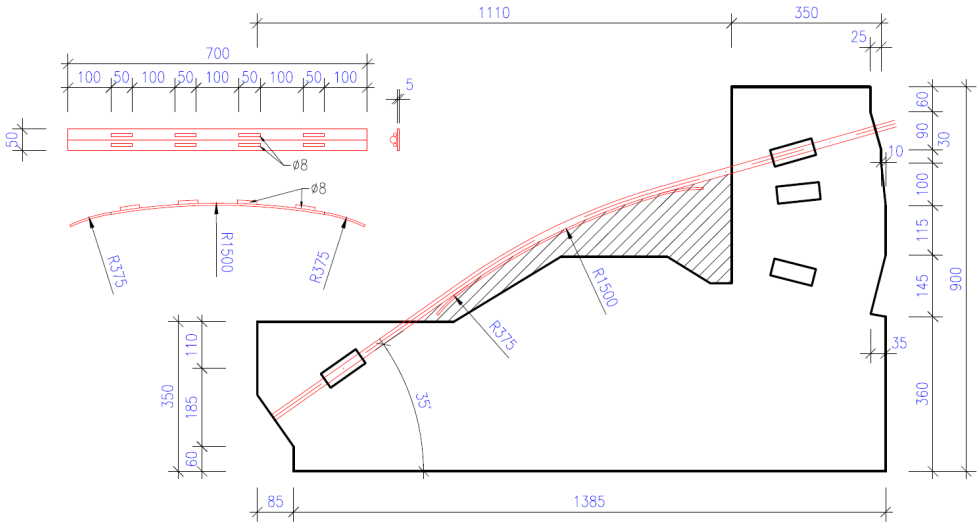
Pro experimentální účely byl navržen betonový stěnový dílec tvaru písmene L o rozměrech $1375 \times 900\ mm$ a tloušťky $120\ mm$. Vlastní deviátor je vytvořen z pásové konstrukční oceli délky $700\ mm$, šířky $50\ mm$ a tloušťky plechu $5\ mm$. Na plech je přivařena pomocná kulatina $\phi 8\ mm$ délky $50\ mm$, která je na plech umístěna po $100\ mm$. Tato pomocná kulatina zajišťuje polohu monostrandu na deviátoru. Plech deviátorů je k dílci osazen do vysokopevnostního mikrobetonu tl. $2-4\ mm$ a jeho poloha je zajištěna šrouby se zapuštěnou hlavou. Vizualizace experimmentálního dílce je zobrazena na Obr. 5.56.



Obrázek 5.56: 3D vizualizace experimentálního betonového dílce.

Primárním cílem navrženého experimentálního dílce je ověření chování předpínacích lan typu mmonostrand (ozn. Y1860-S7-15,7) v deviátoru o poloměru $R = 1,5\ m$ (podle schématu na Obr. 5.57), který je využíván v metodě náhradních kabelových kanálků. Další

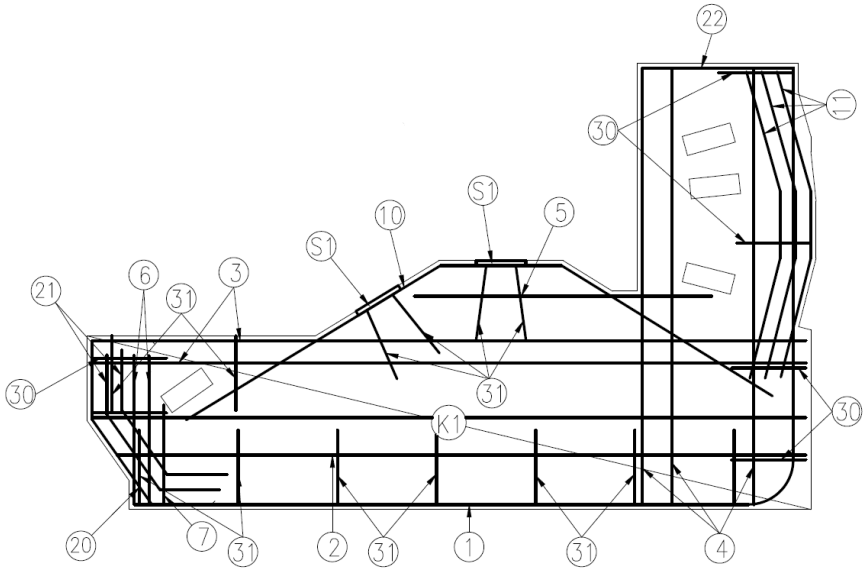
směr výzkumu může být zaměřen na zkoumání ještě menších poloměrů zakřivení deviátorů (600 mm a 1000 mm), které ale nejsou v reálné praxi osazovány, nicméně i tyto poloměry lze pomocí dílce v budoucnosti testovat skrze připravené komory pro umístění snímačů.



Obrázek 5.57: Schéma experimentálního dílce pro měření chování monostrandů v deviátoru o poloměru $R = 1,5\ m$.

Kotvení zkušebních monostrandů je zajištěno standardními tříčelisťovými kotevními objímkami z kalené oceli a roznos tlakové síly do betonu dílce je zajištěn podkotevní ocelovou roznášecí deskou o rozměrech $100 \times 100\ mm$ a tloušťky $25\ mm$. Kotevní roznášecí deska je podmazána vysokopevnostním mikrobetonem tl. $2 - 4\ mm$.

Dílec je vyztužen betonářskou výztuží podle zásad vyztužování rámů a také s ohledem na soustředěné namáhání v oblastech kotvení. Část výrobní dokumentace se schématem vyztužení je ukázána na Obr. 5.58.

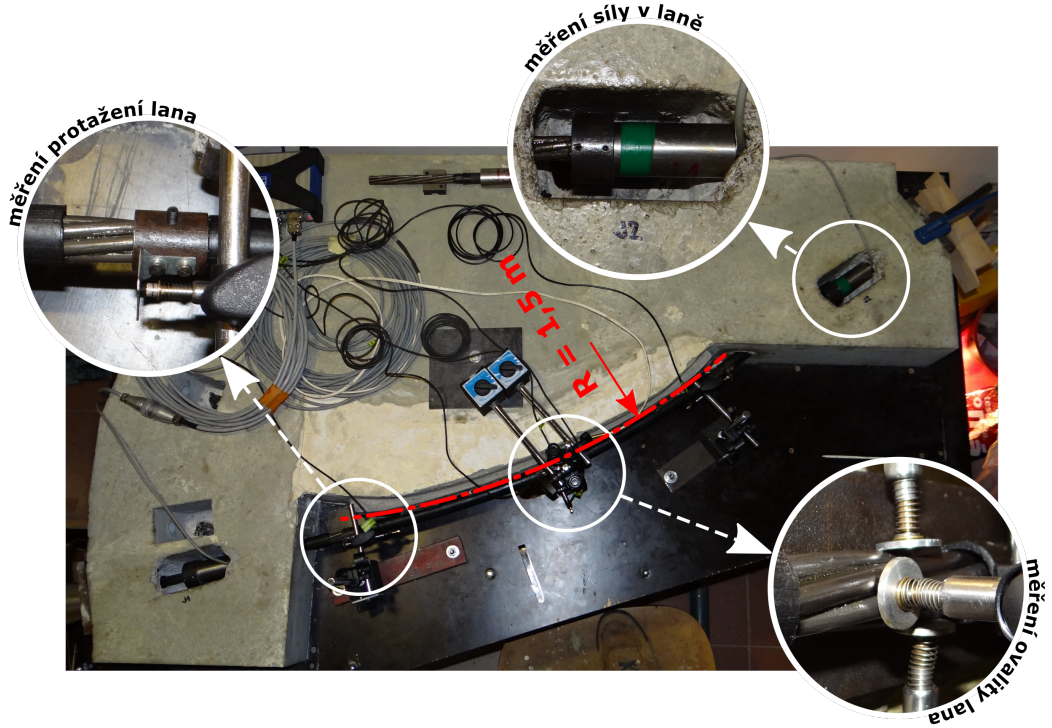


Obrázek 5.58: Část výrobní dokumentace experimentálního dílce.

5.2.3 Popis měření

Navržený měřicí systém experimentu sestává z následujících typů senzorů a měření:

- měření síly v monostrandu pomocí magnetoelastických snímačů DYNAMAG DSCS;
- měření změny ovality monostrandu pomocí indukčnostních snímačů dráhy HBM WI;
- měření deformace chráničky monostrandu pomocí listové spárové měrky.



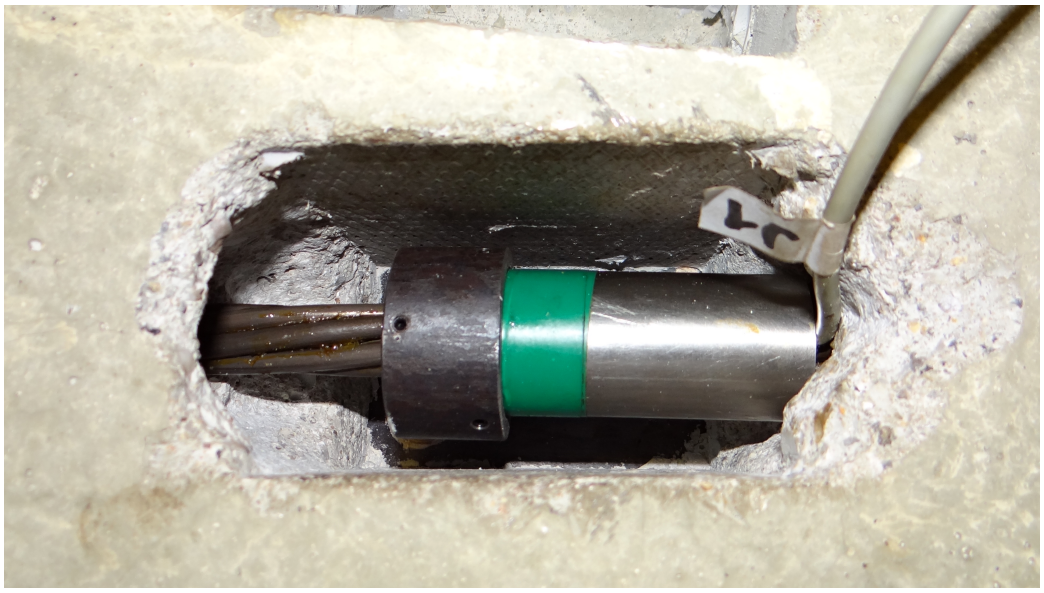
Obrázek 5.59: Experimentální dílec pro ověření chování předpínacích lan v deviátoru o malém poloměru zakřivení.

Magnetoelastické snímače DYNAMAG DSCS

Zjištění aktuálního mechanického napětí, resp. síly, v předpínacím laně je základním předpokladem pro správné vyhodnocení navrženého experimentu. Zkušební dílec je proto opatřen otvory, ve kterých jsou umístěny snímače magnetoelastické metody DYNAMAG DSCS, které jsou určeny pro bezkontaktní měření mechanických sil a napětí v ocelových lanech. Na předpínací lano jsou v místech připravených otvorů neposuvně nainstalovány snímače tvaru dutého válce o vnitřním profilu 20 mm, viz Obr. 5.60. Vlastní snímač je tvořen plastových tělem, elektrickým vinutím a svrchním nerezovým obalem. Přímá měřicí metoda je založena na využití změn fyzikálních vlastností feromagnetických materiálů při jejich mechanickém zatížení. Systém DYNAMAG provádí impulsní magnetizaci materiálu a zjišťuje následnou změnu relativní permeability, která odpovídá příslušné změně mechanického napětí. Válcový snímač, který je nasunut na měřený prvek (předpínací lano), měří změnu

magnetického toku v závislosti na napínací síle. Protože magnetické vlastnosti feromagnetických materiálů jsou závislé i na teplotě, je součástí každého snímače i přesné teplotní čidlo [26].

Pro zajištění polohy snímače na laně byla v rámci výzkumu vyrobena speciální fixační objímka z konstrukční oceli, která pomocí vhodně umístěné dvojice šroubů M4 do mezer mezi dráty monostrandu definuje polohu snímače, u kterého nedochází při pohybu monostrandu ke změně polohy snímače vzhledem k pozici na laně.

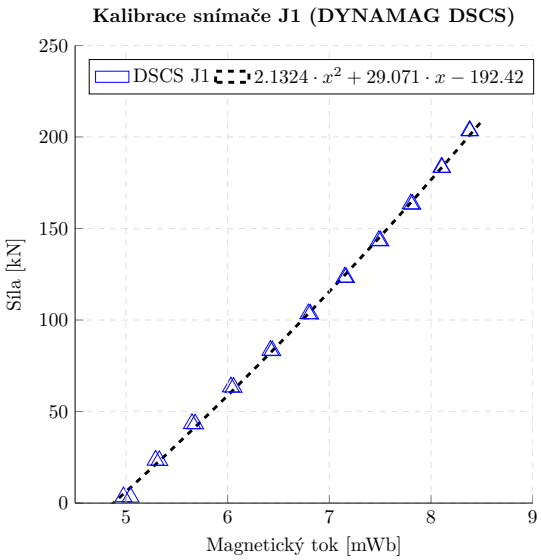


Obrázek 5.60: Snímač magnetoelastické metody DYNAMAG DSCS, který je zajištěn na monostrandu za pomocí fixační objímky.

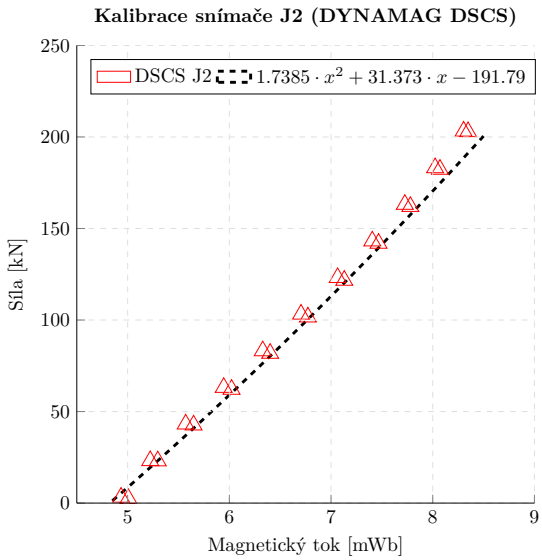
Před vlastním experimentem musela být provedena kalibrace magnetoelastických snímačů DYNAMAG DCSC, neboť změna relativní permeability závisí na složení konkrétního měřeného feromagnetického materiálu. Ze známe síly (měřeno siloměrem) a ze změřeného magnetického toku byla pro každý snímač DSCS sestavena kalibrační křivka (viz Obr. 5.61 a Obr. 5.62), podle které byla následně během experimentu odečítána síla v laně před a po zakružovacím oblouku o $R = 1,5\ m$.

Indukčnostní snímače dráhy HBM WI

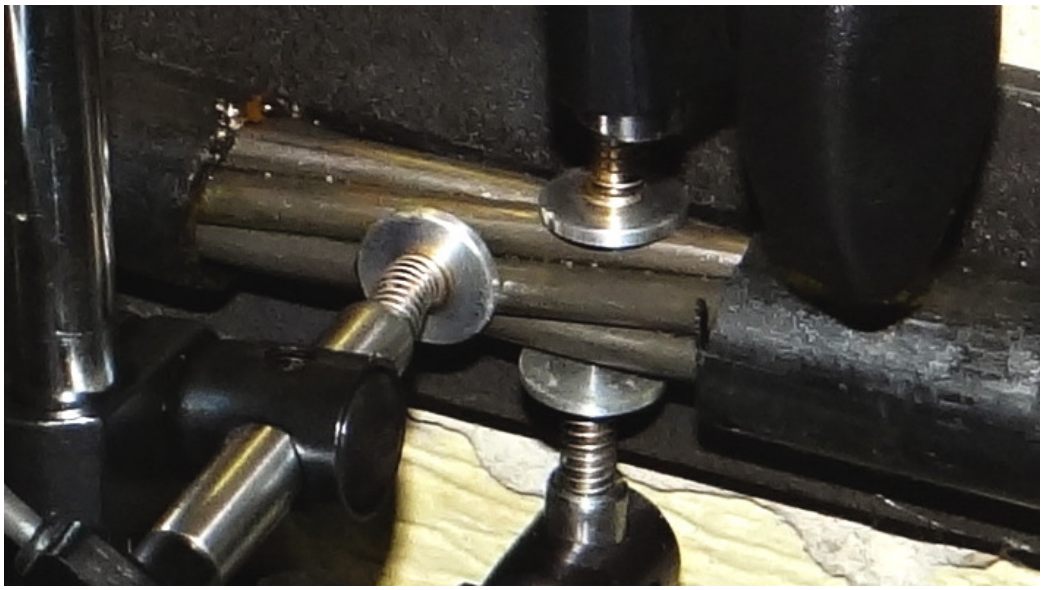
Uprostřed deviátoru je definováno měřicí místo pro měření zploštění lana (ztráty ovality) a deformace HDPE chráničky (popsáno níže). V tomto místě je z lana chránička částečně odstraněna, aby vznikl přístup pro indukčnostní snímače s odpruženým hrotem HBM WI s rozsahem 5 mm, které jsou v neustálém kontaktu s monostrandem (Obr. 5.63). Snímače jsou pro účely výzkumu opatřeny speciální kruhovou dosedací plochou pro použití na lano složené z předpínacích drátů, kdy kolem jednoho centrálního drátu je dalších šest drátů ovinuto ve šroubovici. Snímače HBM WI pracují na principu změny indukčnosti, což spočívá v převodu polohy na změnu vlastní indukčnosti L cívky. Působením neelektrické veličiny (např. mechanické) dochází ke vzájemnému posunutí cívky a feromagnetického jádra snímače za současné změny jeho elektrických vlastností, které jsou převedeny na unifikovaný signál a poté vyhodnoceny ve formě změny dráhy.



Obrázek 5.61: Kalibrace J1.



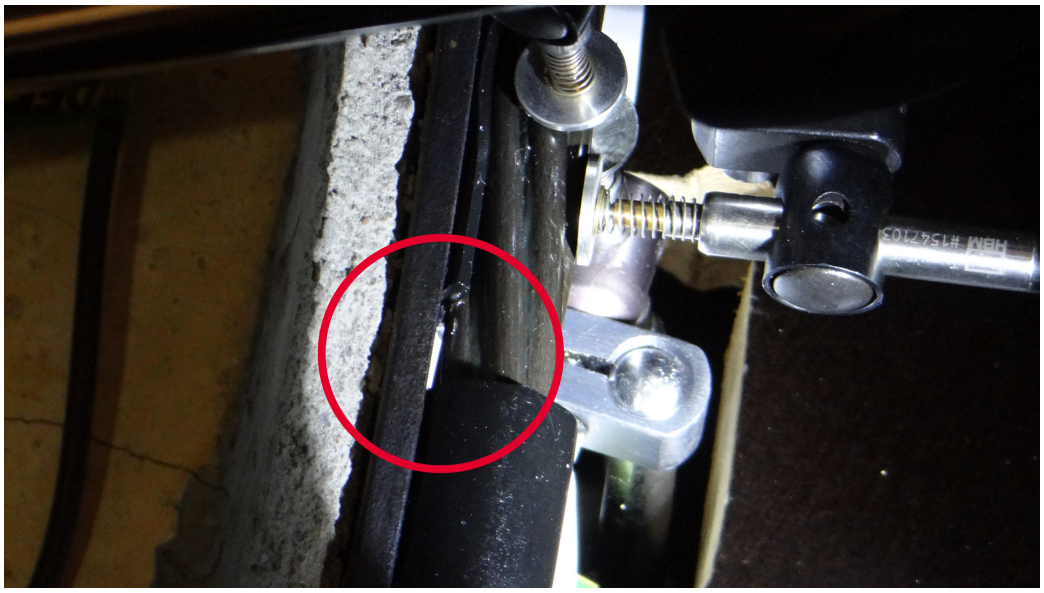
Obrázek 5.62: Kalibrace J2.



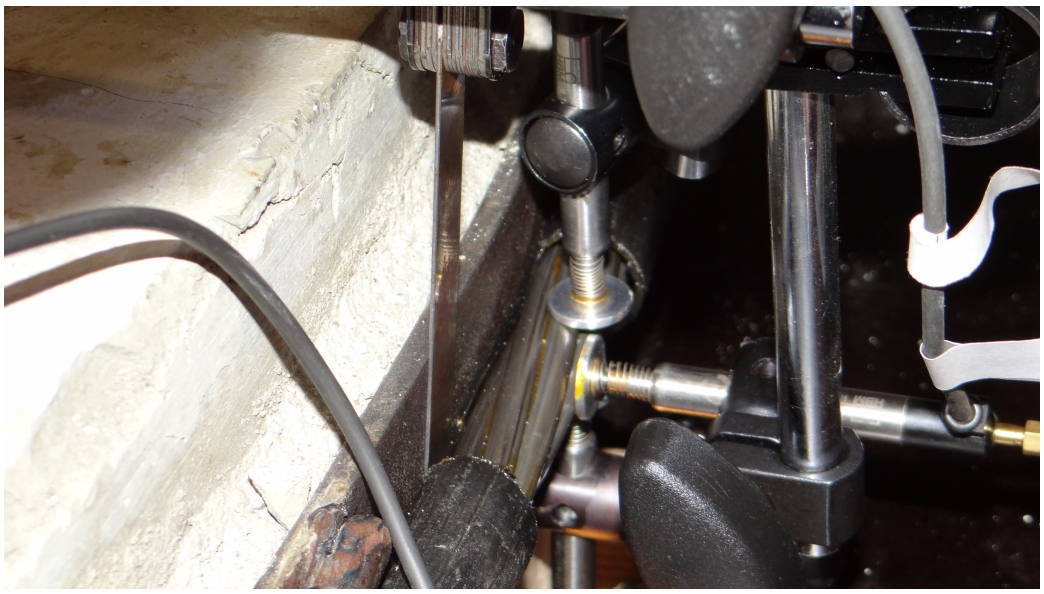
Obrázek 5.63: Indukčnostní snímače se speciální kruhovou dosedací plochou v kontaktu s monostrandem.

Deformace HDPE chráničky

Společně se zkoumáním zploštění lana v polovině poloměru zakřivení sedla se měří i deformace HDPE (polyethylen s vysokou hustotou) chráničky monostrandu. Vlivem radiálních sil od předpětí, jejichž velikost je závislá na poloměru zakřivení sedla, dochází ke ztenčení HDPE chráničky, která tvoří primární ochranu lana proti korozi. Na laně je vymezeno měřické místo velikosti cca 10 mm, ve kterém je HDPE obal lana úplně odstraněn (Obr. 5.64). Vzniklou mezeru mezi lanem a sedlem, která reprezentuje tloušťku obalu, lze poté měřit ocelovou listovou spárovou měrkou s přesností na setiny milimetru (Obr. 5.65).



Obrázek 5.64: Měřicí místo deformace HDPE chráničky (vyznačeno červeně).



Obrázek 5.65: Měření tloušťky HDPE uprostřed deviátoru pomocí ocelové listové spárové měrky.

5.2.4 Vyhodnocení experimentu

Měření bylo provedeno s předpínacími lany od různých dodavatelů (označení monostrandů: 01, 02, 04, 1701, 1702, 1703). Rozdílnost předpínacích lan byla dána hlavně odlišnou tloušťkou ochranného HDPE obalu, kdy některá lana vykazovala počáteční tloušťku HDPE chráničky $t_{HDPE} = 1,40\ mm$, zatímco jiná $t_{HDPE} = 2,00\ mm$.

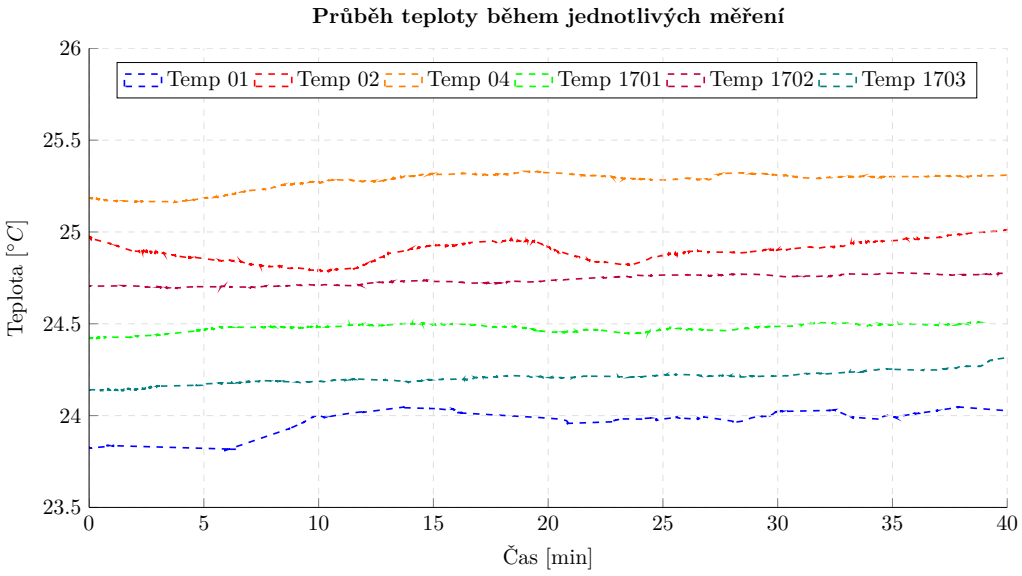
Ztráta ovality předpínacích lan

Z naměřených údajů indukčnostních snímačů dráhy lze číselně odvodit maximální míru zploštění lana (ztrátu ovality průřezu monostrandu). Snímače označené jako Def_1 a Def_2 měřily posun předpínacího lana proti sobě v rovině rovnoběžné s rovinou dosedací plochy deviátoru. Ze známých hodnot posunů lze zploštění lana vyčíslit podle následujícího vzorce:

$$\Delta d \ = | \, d_{Def01} \, | \ - \ | \, d_{Def02} \, |, \tag{5.120}$$

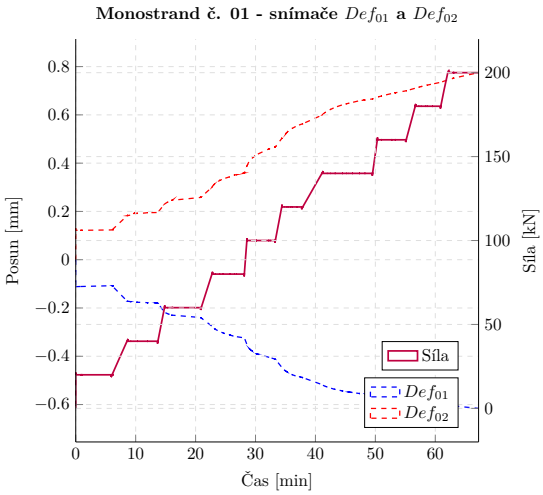
kde Δd je zploštění lana v rovině rovnoběžné s rovinou dosedací plochy deviátoru, d_{Def01} je naměřený posun indukčnostního snímače Def_1 a d_{Def02} je naměřený posun indukčnostního snímače Def_2.

Teplota během jednotlivých měření experimentu byla ustálená a nedocházelo tak k ovlivnění naměřených veličin. Průběh teplot je ukázán na Obr. 5.66.

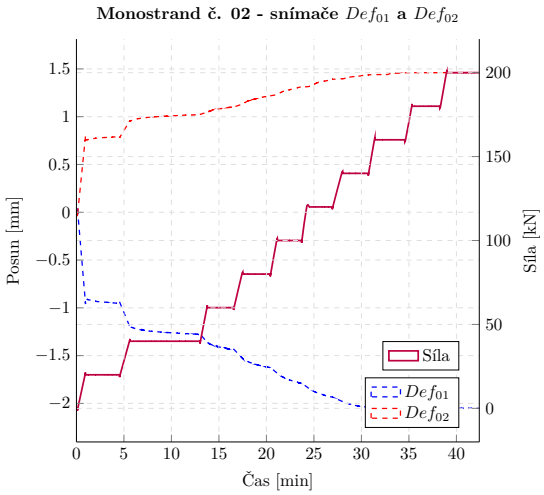


Obrázek 5.66: Průběh teploty během měření chování monostrandů v deviátoru o $R = 1,5\ m$.

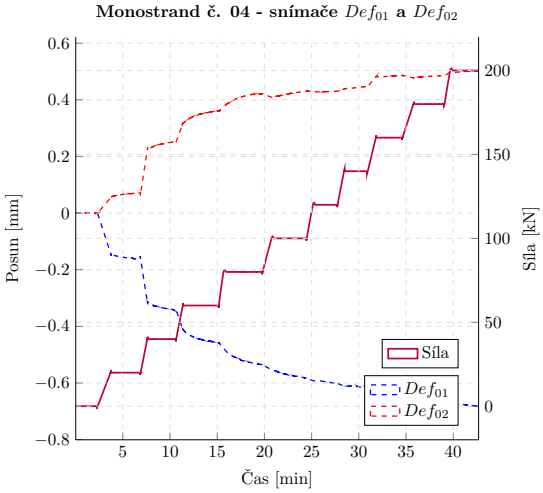
Na Obr. 5.67 až Obr. 5.72 jsou zobrazeny naměřené posuny snímačů (neupravená originální data) Def_1 a Def_2 v závislosti na působící síle, které jsou dále vyhodnoceny z pohledu ztráty ovality předpínacích lan v deviátoru o poloměru zakřivení $R = 1,50\ m$ podle rovnice 5.120.



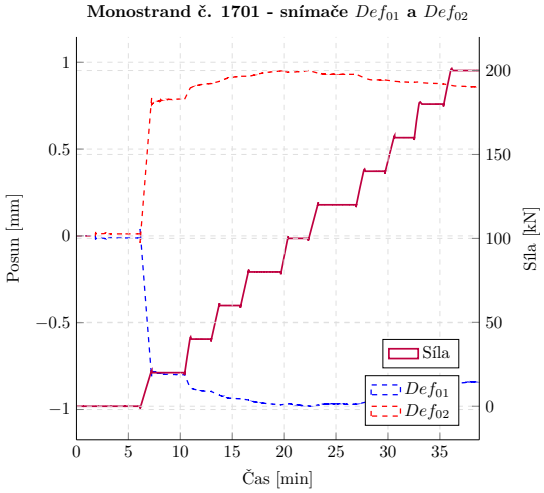
Obrázek 5.67: Lano 01 ($R = 1,5\ m$).



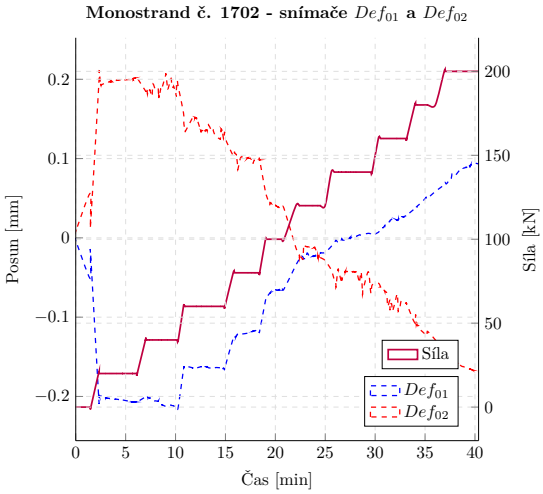
Obrázek 5.68: Lano 02 ($R = 1,5\ m$).



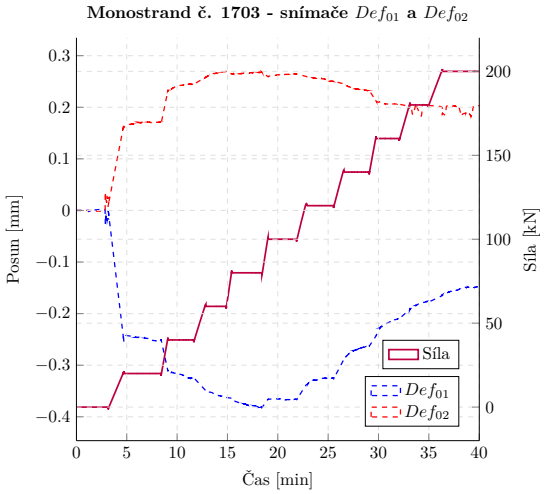
Obrázek 5.69: Lano 04 ($R = 1,5\ m$).



Obrázek 5.70: Lano 1701 ($R = 1,5\ m$).

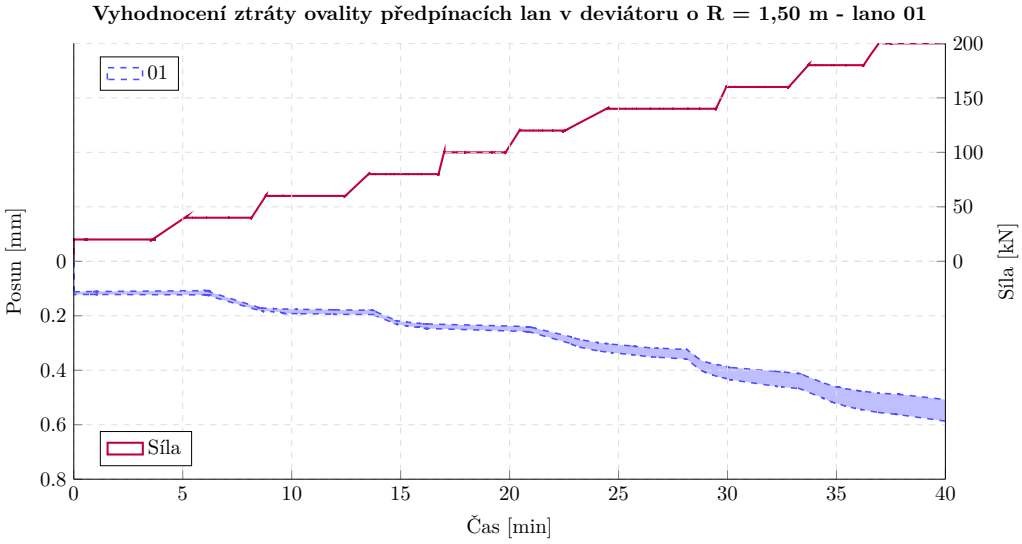


Obrázek 5.71: Lano 1702 ($R = 1,5\ m$).

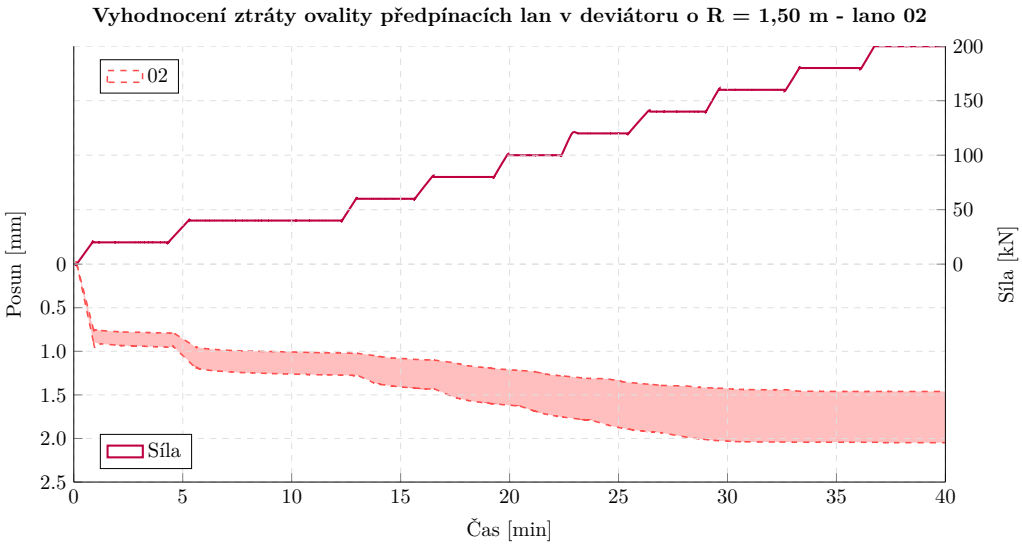


Obrázek 5.72: Lano 1703 ($R = 1,5\ m$).

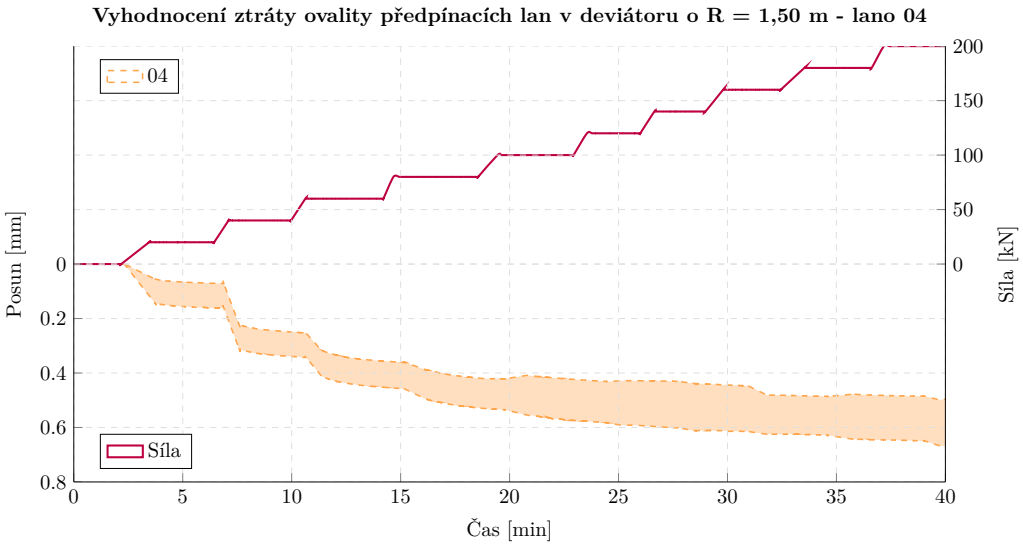
Na Obr. 5.73 až Obr. 5.78 jsou zobrazena naměřená data posunů v absolutních hodnotách pro vyhodnocení zploštění předpínacích lan. Vyšrafovaná část grafů představuje grafické vyjádření rovnice 5.120 a jedná se tak o přímé zobrazení naměřeného zploštění předpínacích lan.



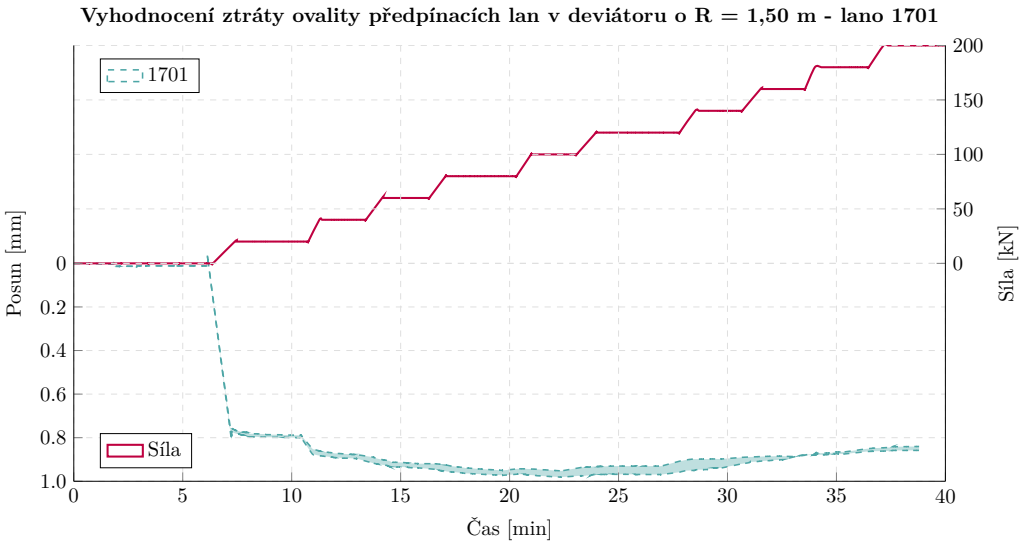
Obrázek 5.73: Ztráta ovality monostrandu 01 ($R = 1,5\ m$).



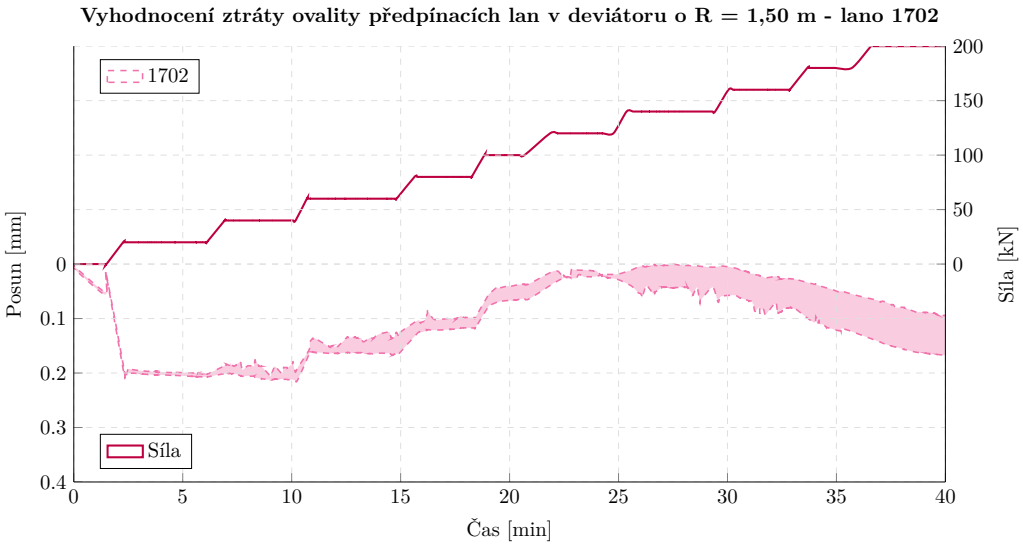
Obrázek 5.74: Ztráta ovality monostrandu 02 ($R = 1,5\ m$).



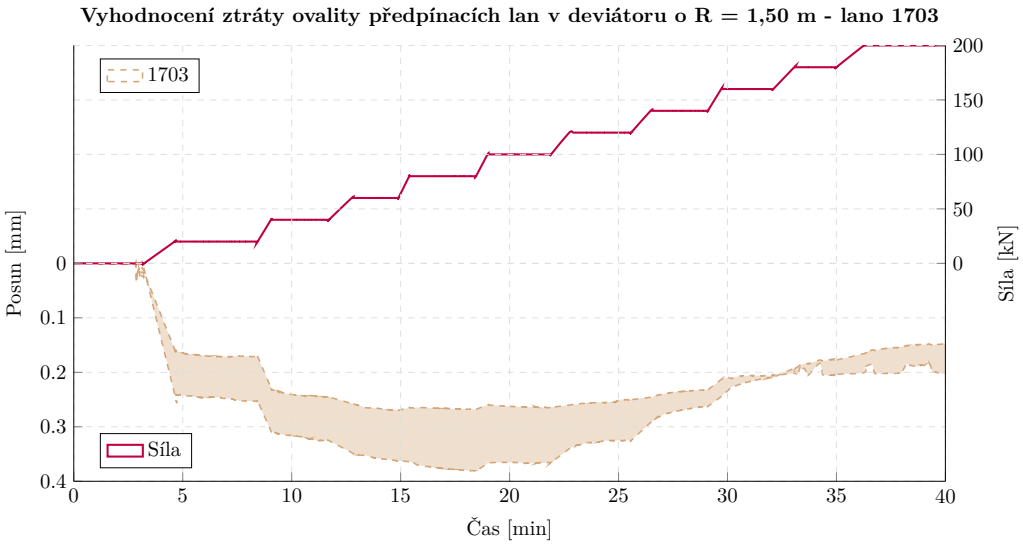
Obrázek 5.75: Ztráta ovality monostrandu 04 ($R = 1,5\ m$).



Obrázek 5.76: Ztráta ovality monostrandu 1701 ($R = 1,5\ m$).



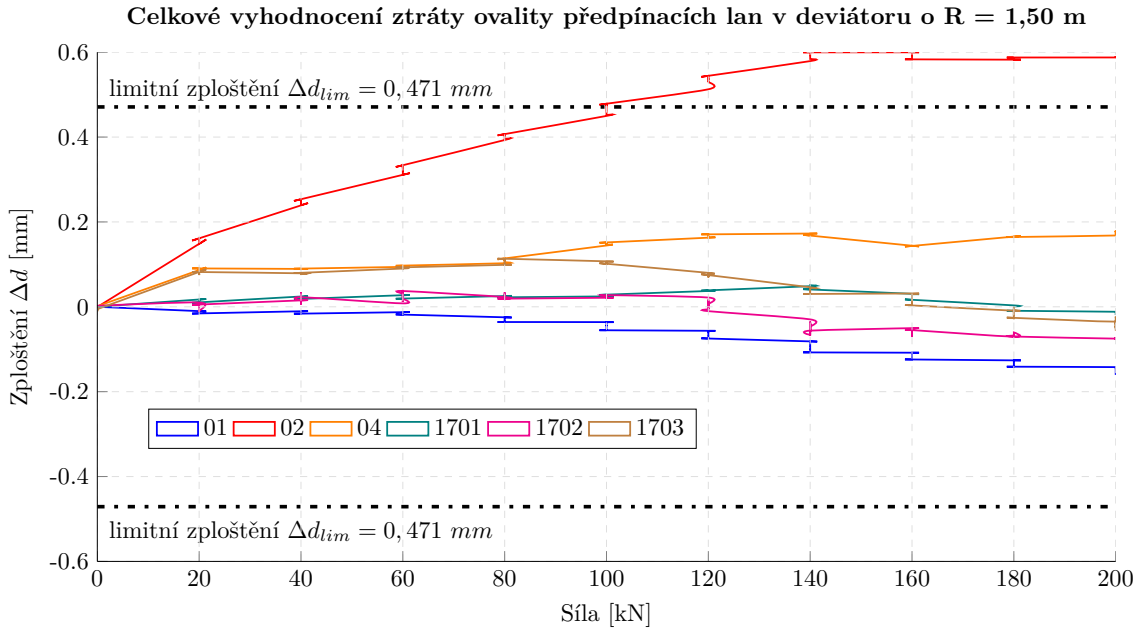
Obrázek 5.77: Ztráta ovality monostrandu 1702 ($R = 1,5\ m$).



Obrázek 5.78: Ztráta ovality monostrandu 1703 ($R = 1,5\ m$).

Celkové vyhodnocení ztráty ovality jednotlivých lan je zobrazeno na grafu Obr. 5.79 (závislost zploštění na působící síle) vč. vyznačené limitní hodnoty zploštění podle podmínek [13].

Na grafu je zobrazeno číselné vyjádření rozdílu absolutních hodnot posunů snímačů Def_1 a Def_2, které lze přímo porovnat s limitní hodnotou zploštění lana pod zatížením.



Obrázek 5.79: Celkové vyhodnocení ztráty ovality měřených monostrandů ($R = 1,5\ m$).

Naměřené hodnoty zploštění (ztráty ovality) sedmidrátových předpínacích lan typu monostrand (Y1860-S7-15,7) splňují požadavek uvedený v [13], kdy max. příčné přetvoření lana při zatížení musí být menší než 3,0 %. Limitní hodnota zploštění pro zkoušená lana je $\Delta d_{lim} = 0,471\ mm$, která byla v naprosté většině případů splněna (viz. vyhodnocení na Obr. 5.79). Pouze v případě předpínacího lana s ozn. 02 došlo k překročení limitní hodnoty zploštění ($\Delta d_{02} = 0,6\ mm > \Delta d_{lim} = 0,471\ mm$). Výraznou odlišnost naměřených hodnot zploštění lana č. 02 lze interpretovat jako měřickou chybu, kterou by šlo vyloučit dalším opakováním experimentů s větším souborem dat.

Ztenčení HDPE chráničky předpínacích lan

Cílem experimentálního měření ztenčení HDPE chráničky předpínacích lan v deviátoru o poloměru zakřivení R = 1,50 m je ověření zachování celistvosti primární ochrany lan proti korozi, která je tvořena HDPE chráničkou.

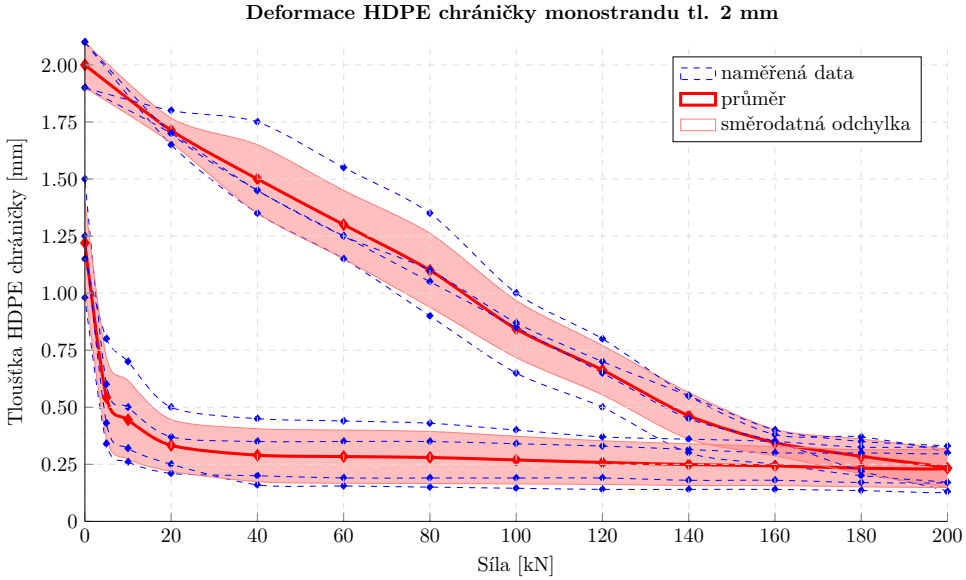
V rámci experimentálního testování bylo zjištěno, že pro měření byly dodány monostrandy s odlišnou tloušťkou chráničky - 4 ks monostrandů měly výchozí tloušťku chráničky $t_{HDPE} = 2,00\ mm$ (lana č. 02, 1701, 1702 a 1703), zatímco 2 ks monostrandů měly výchozí tloušťku $t_{HDPE} = 1,40\ mm$ (lana č. 01 a 04).

Na následujících grafech (Obr. 5.80 a Obr. 5.81) je znázorněn průběh ztenčení HDPE chráničky monostrandu v deviátoru o poloměru zakřivení 1,5 m vlivem radiálních sil v závislosti na napínací síle. Měřením listovou spárovou měrkou bylo stanoveno zatlačení HDPE

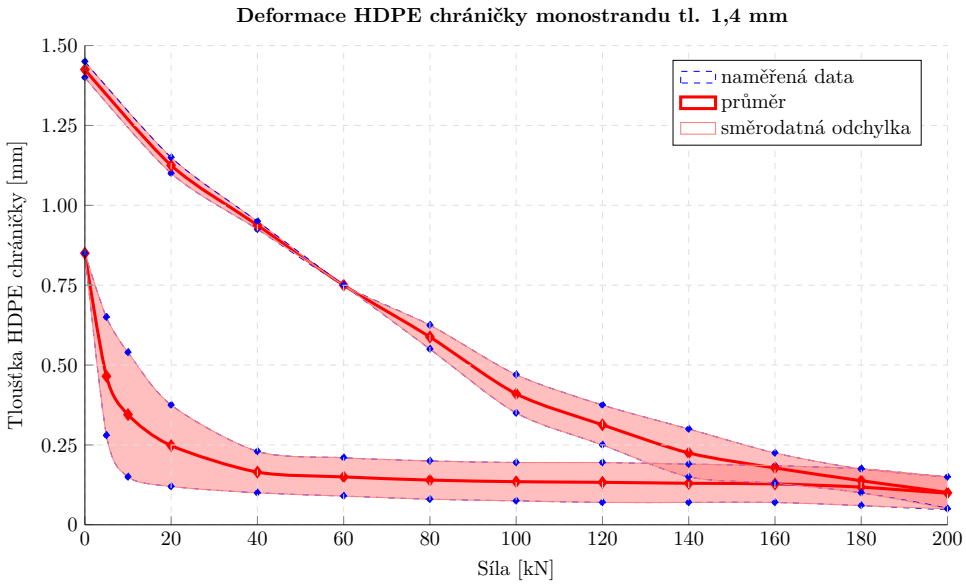
obalu až na hodnotu $t_{HDPE,min} = 0,15\ mm$ ($t_{HDPE,min} = 0,17\ mm$) z původní tloušťky $t_{HDPE} = 1,40\ mm$ ($t_{HDPE} = 2,00\ mm$) primární ochrany lan.

Ze získaných výsledků experimentu lze konstatovat, že nedošlo k porušení celistvosti primární ochrany předpínacích lan ani při maximální předpínací síle u monostrandů typu Y1860/S7-15,7, které jsou vedeny v deviátoru o malém poloměru zakřivení $R = 1,5\ m$.

Po provedených experimentech byla podrobně zkoumána HDPE chránička každého lana, která byla v části přiléhající k deviátoru viditelně zdeformována od vtláčení jednotlivých drátů předpínacího lana do HDPE. U žádné ze zkoumaných chrániček po provedených testech nedošlo ani k lokálnímu protlačení či protržení primární ochrany lana.



Obrázek 5.80: Deformace HDPE chráničky monostrandu tl. 2 mm ($R = 1,5\ m$).



Obrázek 5.81: Deformace HDPE chráničky monostrandu tl. 1,4 mm ($R = 1,5\ m$).

Součinitel tření

Dílčím cílem experimentu bylo také stanovení experimentálně zjištěného součinitele tření monostrandu v deviátoru o malém poloměru zakřivení (R = 1,5 m), který má zásadní vliv na velikost okamžité ztráty předpínací síly vlivem tření. Tabulkové hodnoty součinitele tření od dodavatelů předpínacích lan typu monostrand jsou uvedeny v Tab. 5.5

Dodavatel předpínací výztuže	**Doporučený součinitel tření** μ $[rad^{-1}]$
VSL International Ltd.	0,04 - 0,07
Freyssinet CS	0,05 - 0,10
DYWIDAG-Systems International GmbH	0,06
CCL	0,10
AMSYSCO, Inc.	0,05 - 0,15
VBT Systems	0,06

Tabulka 5.5: Doporučené součinitelé tření předpínacích lan typu monostrand od různých dodavatelů.

Obecný vzorec pro výpočet velikosti ztráty předpínací síly třením:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\Theta + k \cdot x)}), \tag{5.121}$$

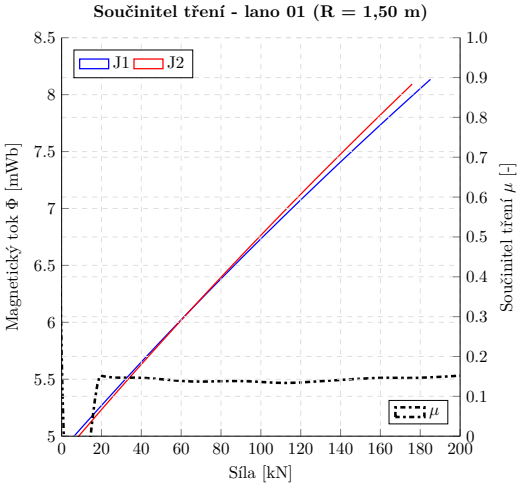
kde $\Delta P_\mu(x)$ je změna velikosti předpínací síly vyvozená třením v řešeném místě x po délce lana, P_{max} je předpínací síla, μ je součinitel tření, Θ je celková úhlová změna v místě x po délce lana, k je nezamýšlená úhlová změna vedení lana, e základ přirozeného logaritmu (Eulerovo číslo) a x je řešené místo po délce lana, ve kterém je počítána změna velikosti předpínací síly.

Upravením rovnice 5.121 získáme vztah pro výpočet součinitele tření (5.122) ze známých hodnot P_{max} a $\Delta P_\mu(x)$, které byly určeny pomocí snímačů DYNAMAG DSCS:

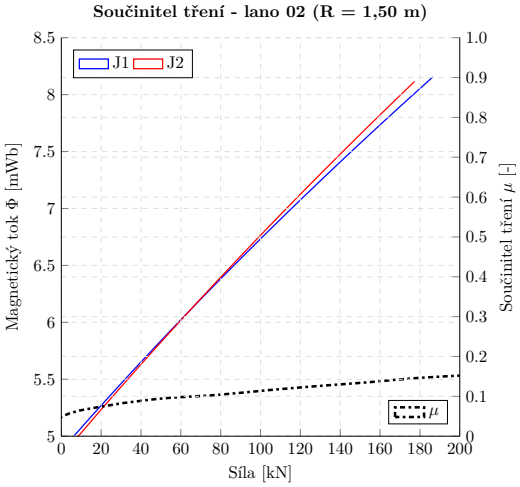
$$\mu = -\frac{\ln(1 - \frac{\Delta P_\mu(x)}{P_{max}})}{\alpha + k \cdot x}. \tag{5.122}$$

Snímače DSCS (Obr. 5.60) byly umístěny těsně před (snímač J1) a za deviátorem (snímač J2) na testovaném předpínacím laně. Naměřené hodnoty změn magnetického toku obou snímačů, které jsou ovlivněny mechanickým namáháním lan, jsou vyobrazeny na grafech Obr. 5.82 až Obr. 5.87. Ze získaných změn magnetických toků byly pomocí kalibračních rovnic (Obr. 5.61 a Obr. 5.62) odvozeny velikosti předpínacích sil v místě před a za deviátorem měřeného předpínacího lana. S využitím rovnice 5.122 byl pak pro každý monostrand stanoven součinitel tření μ, který je pro různé úrovně předpínací síly uveden v následujících grafech.

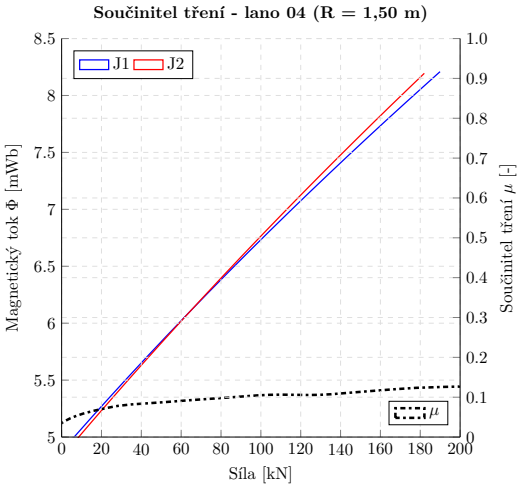
Ze získaných dat je zřejmé, že v případě velmi malých předpínacích sil od 0 kN až cca do 40 kN, je měřická chyba magnetoelastických snímačů DYNAMAG DSCS velmi významná. Při nízkých úrovních napětí, které se v praxi u předpínacích systému nevyužívají, je měřená změna magnetického toku prakticky nevyhodnotitelná a tento interval byl z celkového vyhodnocení součinitele tření vyřazen, viz graf na Obr. 5.88. Z naměřených průběhů součinitele tření je také evidentní, že se zvyšující se předpínací sílou se zmenšuje směrodatná odchylka měření.



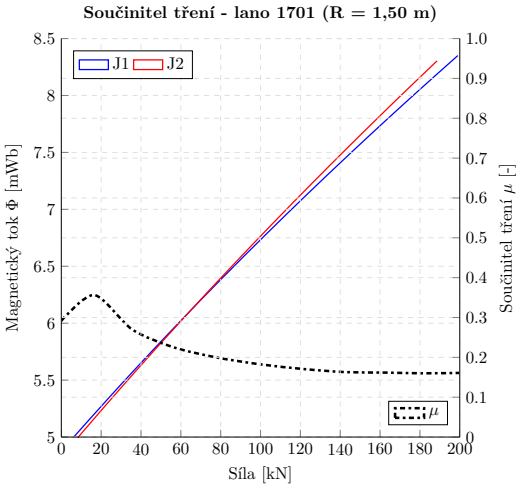
Obrázek 5.82: Lano 01 ($R = 1,5\ m$).



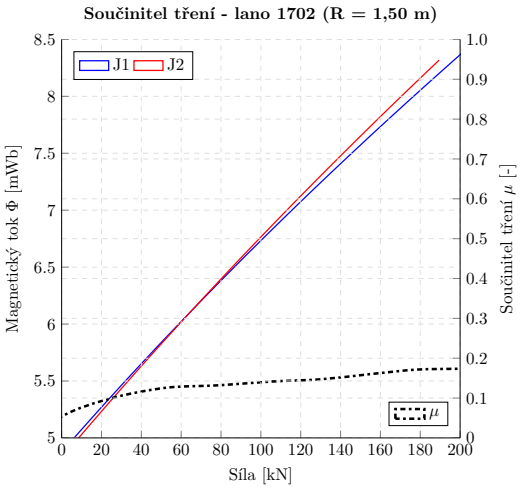
Obrázek 5.83: Lano 02 ($R = 1,5\ m$).



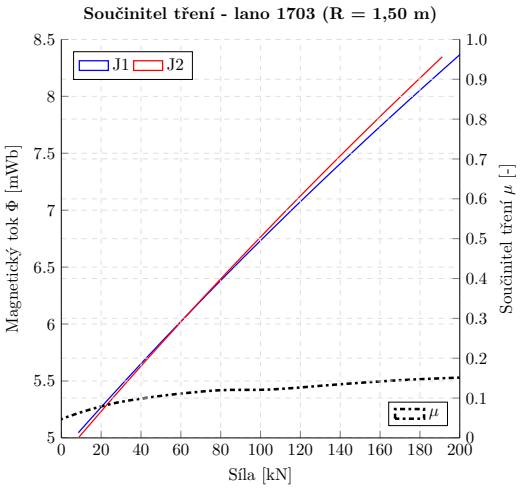
Obrázek 5.84: Lano 04 ($R = 1,5\ m$).



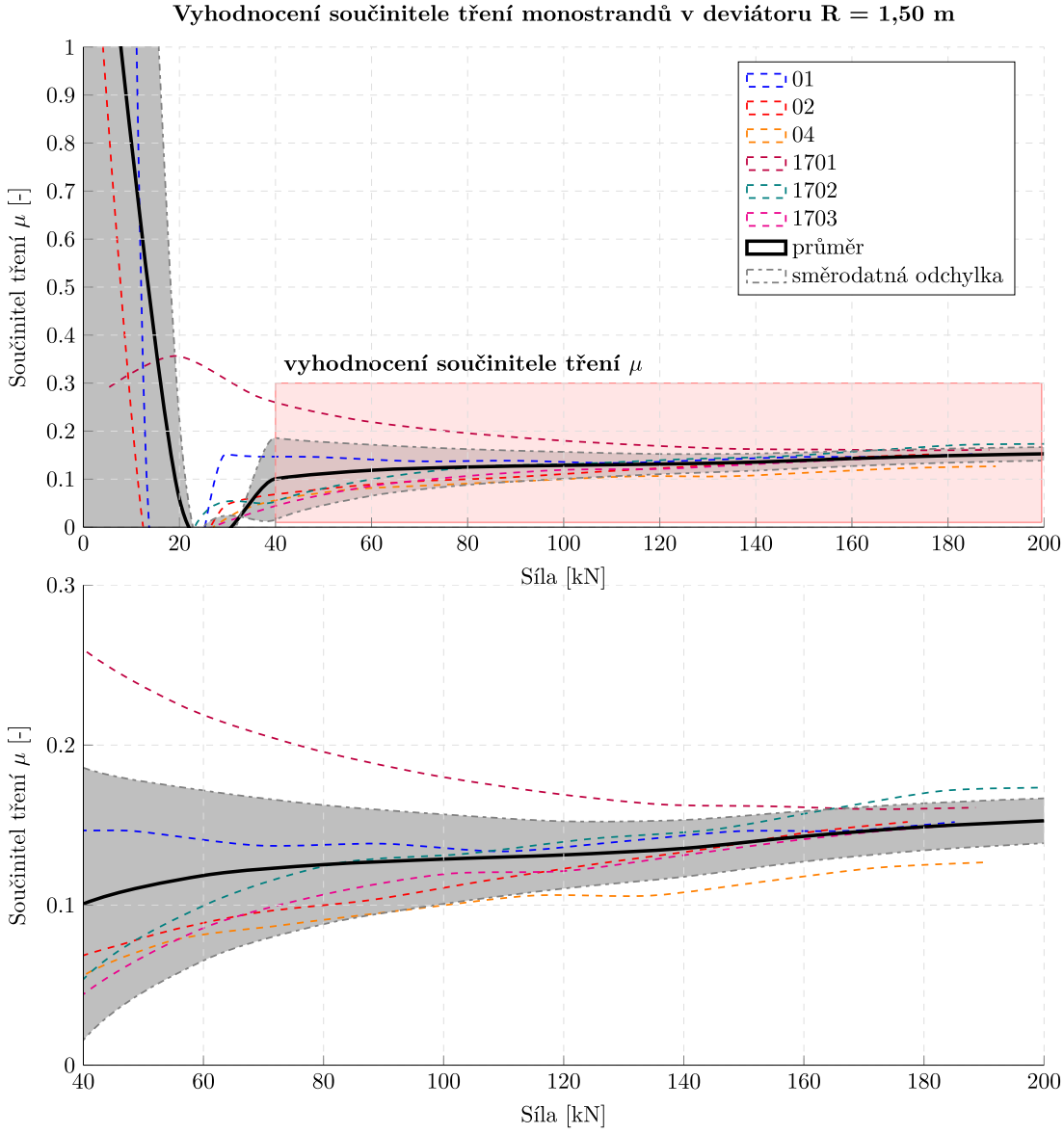
Obrázek 5.85: Lano 1701 ($R = 1,5\ m$).



Obrázek 5.86: Lano 1702 ($R = 1,5\ m$).



Obrázek 5.87: Lano 1703 ($R = 1,5\ m$).



Obrázek 5.88: Celkové vyhodnocení součinitele tření monostrandů v deviátoru R = 1,5 m.

Průměrná hodnota součinitele tření μ lana typu monostrand (Y1860-S7-15,7) vedeného v oblouku o poloměru zakřivení R = 1,50 m dosahuje podle provedeného experimentu hodnoty $\mu = 0,13$ (pro interval síly 40-200 kN). Průměrná hodnota součinitele tření pro max. předpínací sílu 200 kN lana vedeného v deviátoru o malém poloměru zakřivení 1,50 m je $\mu = 0,15$.

Porovnáme-li experimentálně stanovené hodnoty součinitele tření μ s hodnotami součinitelů od dodavatelů předpínací výztuže (Tab. 5.5), nejlepší číselné shody součinitele μ bylo dosaženo s dodavatelem AMSYSCO, Inc., který v technických podkladech uvádí relativně široký interval součinitele $\mu = 0,05 - 0,15$.

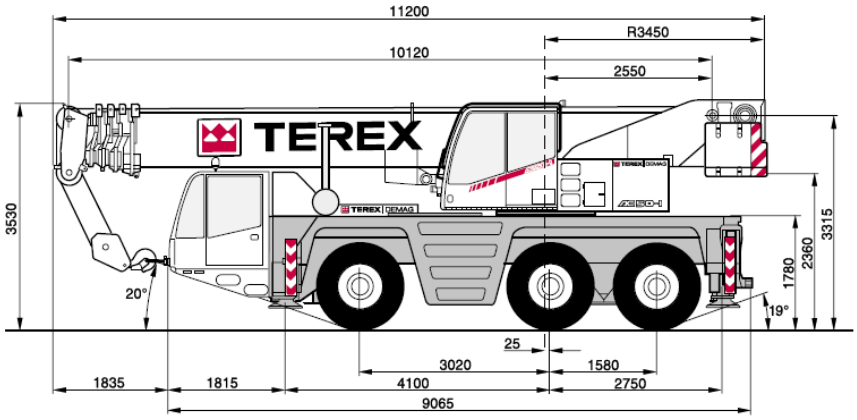
Pro další zpřesnění experimentálně zjištěného součinitele tření μ by bylo vhodné provést opakovaná měření na větším souboru předpínacích lan.

Kapitola 6

Aplikace metody dodatečného předpínání

6.1 Zesílení mostu ev. č. Vír II

Příjezdný most Vír II elektrárny VD Vír II byl vybudován kolem roku 1940 přes řeku Svratku na účelové komunikaci pro potřeby provozu elektrárny (Obr. 6.4). Zesílení mostní konstrukce bylo vyvoláno potřebami investora, který pro zajištění pravidelné obsluhy zařízení elektrárny požadoval přejezd automobilového jeřábu o hmotnosti min. 50 t podle Obr. 6.1 (výhradní zatížitelnost).



Obrázek 6.1: Jeřáb Terex Demag AC 50-1 (*zdroj: www.terex-demag.com*).

Dle předaných podkladů byla původní nosná konstrukce mostu (Obr. 6.2 a Obr. 6.3) klasifikována stavebním stavem 5 - Špatný. Dle závěrečné zprávy z diagnostiky a provedené mostní prohlídky [63] byl popis zjištěných závad nosné konstrukce následující: "Spodní krycí vrstva je zkarbonatovaná, prostoupená podélnými trhlinkami, místy odpadlá, výztuž je povrchově zkorodovaná, třmínky jsou v těchto místech ztrávené. V místech spojení desky s trámem dochází vlivem nefunkční izolace k průsaku vody, vyluhování, povrchovému rozpadu zamáčených trámů a příčníků. V místech aktivního průsaku vody přes mostovku dochází k tvoření krápníků a inkrustací. V oblasti blízko u podpory jsou zaznamenány zvodnělé trhlinky. Mostovková deska odhaluje u spodního povrchu prokopírovanou příčnou výztuž. Většina závad a poruch je vyvolána nedostatečnou údržbou a nefunkční hydroizolací."

Zatížitelnost mostu podle [63] byla následující:

- Normální zatížitelnost: 16 t
- Výhradní zatížitelnost: 20 t
- Výjimečná zatížitelnost: 43 t

Nevyhovující zatížitelnost z pohledu potřeb investora byla rozhodující pro záměr zesílení konstrukce.



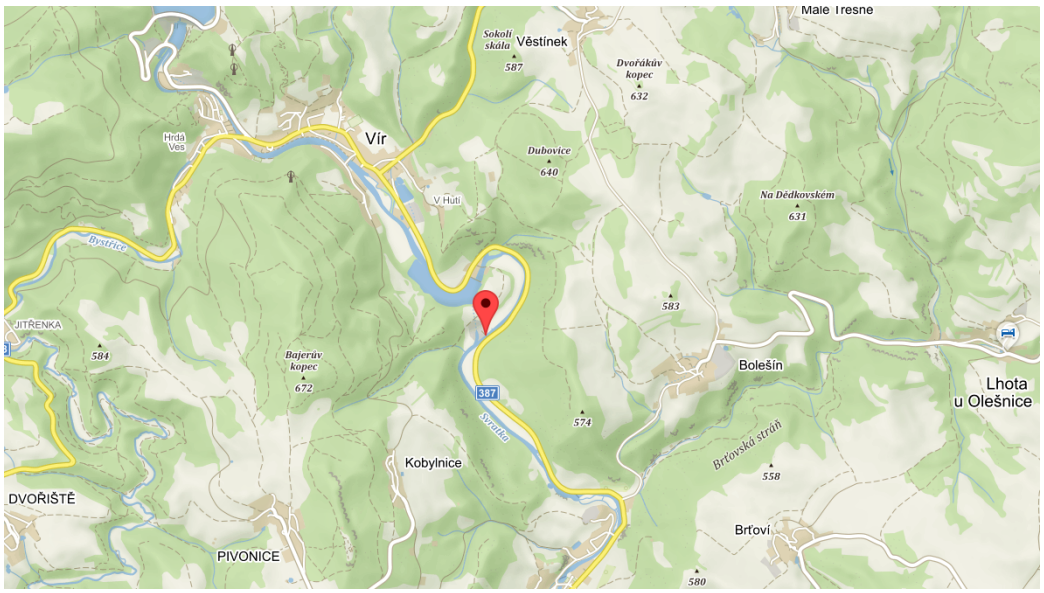
Obrázek 6.2: Pohled na trámový most Vír II (stav k roku 2021).



Obrázek 6.3: Pohled na spodní povrch NK trámového mostu Vír II (stav k roku 2021).

Název:	Příjezdný most Vír II elektrárna VD Vír II
Evidenční číslo:	Vír II
Rok postavení:	cca 1940
Předmět přemostění:	vodoteč (stálý průtok) – řeka Svratka
Komunikace:	účelová komunikace
Kraj:	Vysočina
Okres:	Žďár nad Sázavou
Správce:	Povodí Moravy
Délka přemostění:	24,95 m
Rozpětí:	26,35 m
Stavební výška:	1,65 m
Výška mostu nad terénem:	5,43 m
Výška mostu nad vodou:	5,28 m
Volná šířka:	4,02 m
Šířka mezi obrubami:	3,08 m
Plocha nosné konstrukce:	129,16 m^2
Šikmost:	100g (kolmý)
Stavební dokumentace:	Částečná původní PD
Nosná konstrukce:	Železobetonový prostý 2-trámový rošt s 5 příčníky.
Spodní stavba:	Masivní ŽB + kamenné opěry.

Tabulka 6.1: Základní údaje o mostě Vír II.



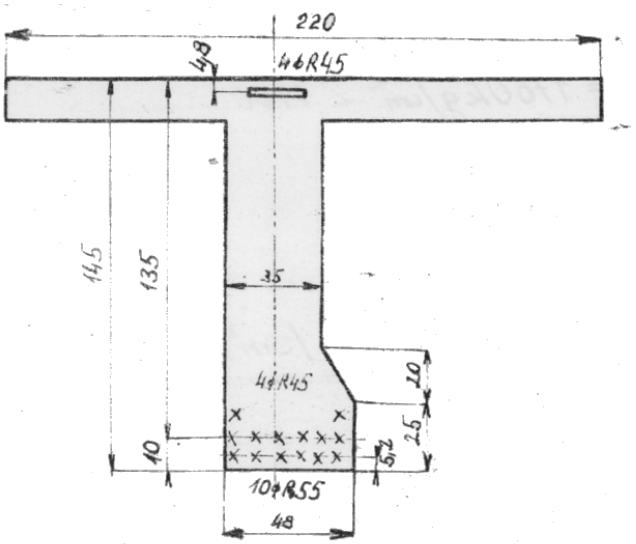
Obrázek 6.4: Geografická poloha mostu ev. č. Vír II (*zdroj: www.mapy.cz*).

Most je prostý nosník o jednom poli s rozpětím 26,35 m. V příčném řezu je nosná konstrukce tvořena dvojtrámem s osovou vzdáleností 2,40 m. Hlavní nosné trámy výšky 1,45 m a šířky 0,35 m mají ve spodní části rozšířenou přírubu 0,48 m. V příčném směru jsou hlavní trámy spojeny pěti mezilehlými kolmými příčníky výšky 1,15 m, šířky 0,35 m a dvěma krajními příčníky výšky 1,45 m, šířky 0,40 m. Mostovka je tvořena železobeto-

novou deskou tloušťky $0,15\ m$ po obvodě vetknutou do trámů a příčníků (ve vetknutí je deska náběhovaná).

6.1.1 Popis navrženého zesílení

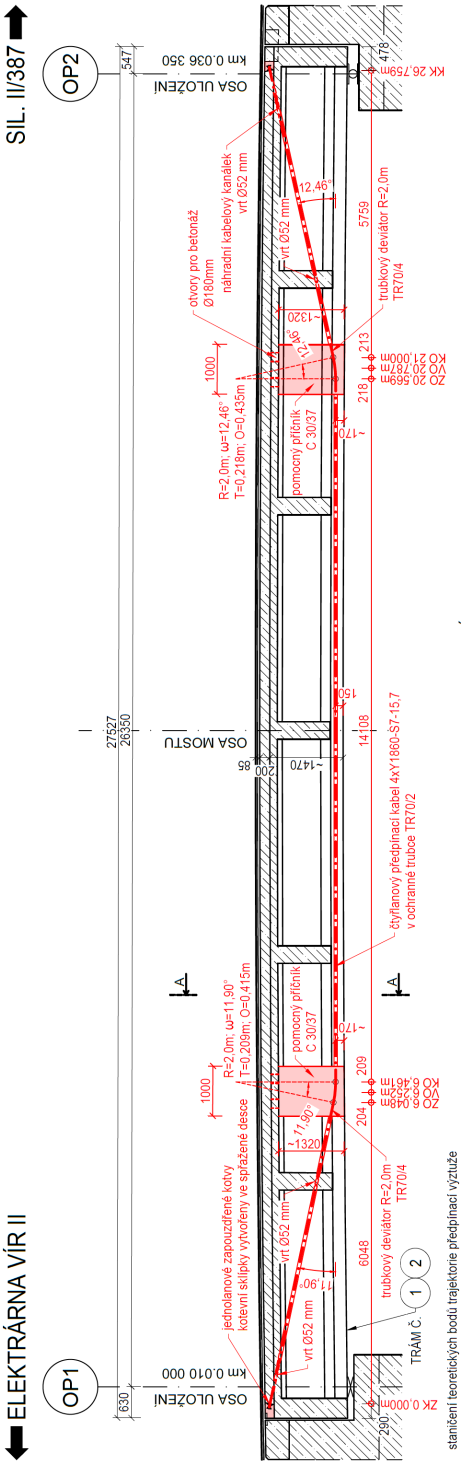
Metoda dodatečného předpínání volnými kabely vedenými v náhradních kabelových kanálcích byla zvolena pro realizaci zesílení z důvodu nevyhovující výhradní zatížitelnosti.



Obrázek 6.5: Vyztužení hlavních trámů podle dochované PD.

Vyztužení konstrukce betonářskou výztuží typu ROXOR bylo převzato z částečně dochované původní projektové dokumentace (Obr. 6.5). Ve výpočtu byla následně betonářská výztuž uvažována vč. oslabení nosného průřezu výztuže korozí, které bylo zjištěno diagnostickým průzkumem. Množství a poloha původní betonářské výztuže znemožňovala provedení náhradních vrtaných kanálků skrze celou výšku hlavních trámů a tak bylo rozhodnuto o vedení dodatečných předpínacích kabelů vně průřezu ve volné mezeře mezi trámy v ochranných trubkách. Návrh zesílení volnými předpínacími kabely složenými z lan typu monostrand Y1860-S7-15,7 (opláštěná lana HDPE chráničkou, chráněná proti korozi) předpokládal vedení čtyřlanových kabelů náhradními kabelovými kanálky zhotovenými skrze původní krajní příčníky a mostovku mostní konstrukce (konstrukce byla předpínána pouze v podélném směru). Po prostupu původní konstrukcí byly kabely vedeny v mezeře mezi hlavními trámy a byly opřeny o dobetonované příčníky. V dobetonovaných příčnících se realizoval pomocí trubkových deviátorů přenos radiálních sil do konstrukce. Záměrem takto navržené volné předpínací výztuže bylo částečné vybalancování tíhy původní konstrukce a nabetonované spřažené desky předpětím a uvolnění namáhání betonu a původní výztuže od přídavných zatížení ve prospěch zatížení proměnných (přejezd jeřábu).

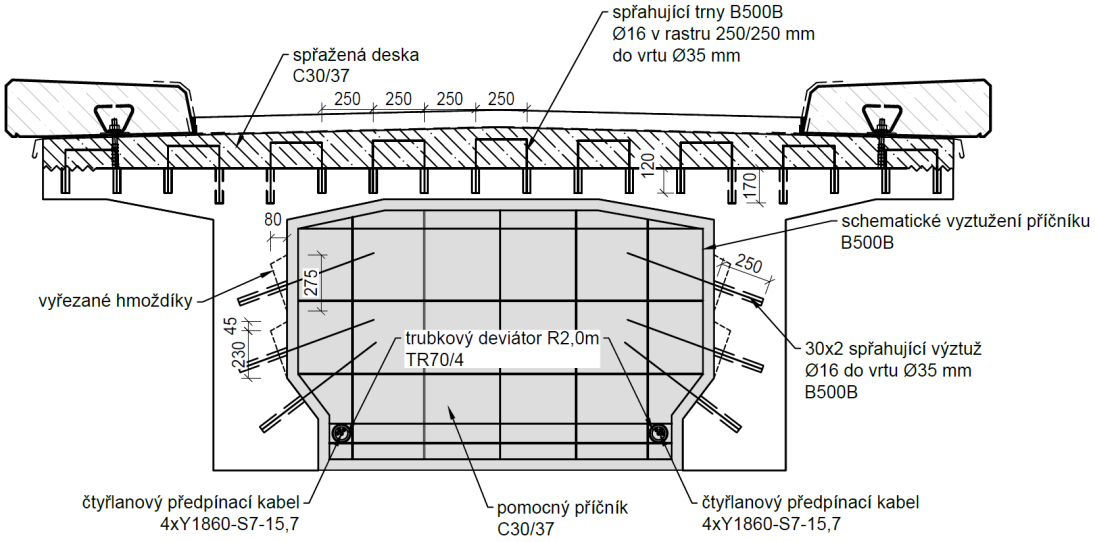
Předpínací kabely byly trasovány v polygonální dráze (Obr. 6.6) a byly napínány z obou konců. Kotvení kabelů bylo realizováno v kotevních sklípcích nové spřažené desky uzavřeným jednolanovým systémem kompaktních zapouzdřených kotev, které zajišťují celistvost primární ochrany předpínacího sytému proti korozivnímu působení. Prostory kotevních sklípků byly po napnutí lan zapraveny vysokopevnostním cementovým mikrobetonem. Po celé dráze jsou kabely chráněny ocelovou trubkou TR70/2. V místech teoretických lomů



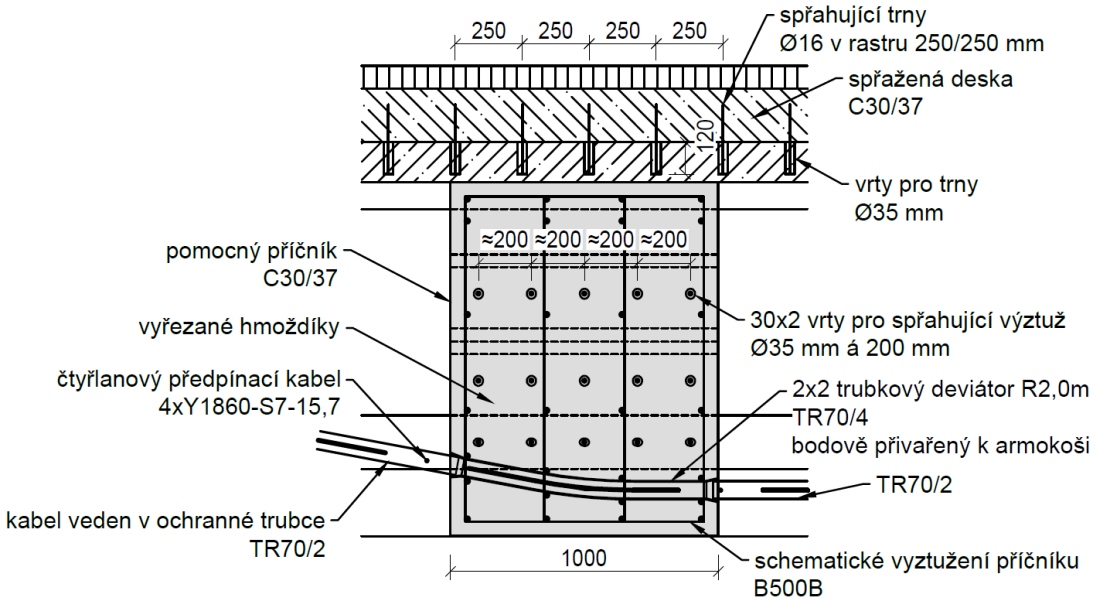
Obrázek 6.6: Trasování dodatečné předpínací výztuže mostu Vír II.

geometrie předpínacích kabelů byly umístěny trubkové deviátory v dodatečně vybetonovaných pomocných příčnících (Obr. 6.7 a Obr. 6.8). Pomocné příčníky šířky $1,00\ m$ byly vybetonovány pomocnými otvory pro betonáž o profilu $180\ mm$, které byly vyvrtány diamantovou technologií skrze mostovku. K tomuto řešení se přistupuje v případech, kdy není

možné provést náhradní kabelové kanálky přímo v betonu hlavní nosné konstrukce a není možné provést standardní deviátory z ploché oceli. Pro zajištění přenosu sil jsou v místech teoretických zlomů navržené trajektorie kabelů vyhotoveny pomocné železobetonové příčníky s deviátory (Obr. 6.9). Spřažení pomocných příčníků s nosnou konstrukcí mostu bylo provedeno pomocí vytvořených smykových hmoždíků, které byly vysekány do bočních ploch hlavních trámů. Smykové hmoždíky byly dále doplněny spřahující výztuží, která prochází styčnou plochou a je zakotvena do šikmých vrtů hlavních trámů pomocí vysokopevnostní kotevní zálivky.



Obrázek 6.7: Pomocný příčník mostu Vír II .



Obrázek 6.8: Řez pomocným příčníkem mostu Vír II.

Před zahájením vrtacích prací bylo nutné provést podrobnou staveništní diagnostiku. Náhradní kabelové kanálky skrze mostovku a krajní příčníky byly zhotoveny diamantovou vrtací technikou s vodním výplachem ze spodní strany konstrukce. K přesnému vrtání sloužilo vrtací polohovací zařízení, které umožnilo nastavení směrů vrtání ve svislé i ve vodorovné rovině s přesností ± 2 mm na délce vlastního polohovacího zařízení. Odchylky os zhotovených kanálků na horním povrchu desky byly během realizace připuštěny max. do 20 mm od teoretického průběhu os. Kabelové kanálky byly vrtány s vnitřním průměrem 52 mm. V nutných případech bylo povoleno přerušit jednu původní výztuž v příčníku nebo jednu původní výztuž v mostovkové desce. Po provedení kanálků profilu 52 mm se vyvrtaly rozšiřující vrty rovnoběžně s osou kanálku pro rozvod jednotlivých monostrandů do kotevní oblasti a pro osazení ochranných trubek TR70/2.



Obrázek 6.9: Pohled na dolní povrch NK mostu Vír II během provádění zesílení.

Předpínací lana tvořící kabely byly provlečeny kanálky a ochrannými trubkami. Osadily se kotvy (uzavřený kotevní systém). Následně probíhala betonáž a po vytvrdnutí betonu (po období cca 5 dní za teplot nad 5 $°C$) bylo možné lana napínat. Lana byla napnuta na 200 kN s podržením napětí 5 minut. Pro napínání byla použita jednolanová předpínací pistole s rozsahem cca do 200 kN. Napínalo se z jedné strany a z druhé stany bylo realizováno dopnutí, opět s podržením napětí 5 minut. Při napínání bylo měřeno protažení jednotlivých lan a byl zpracován protokol o napínání. Sekundární ochrana lan kabelů je zajištěna ochrannými trubkami TR70/2 po celé délce vedení předpínací výztuže. Pro zajištění dlouhodobé spolehlivosti celého systému byly ochranné trubky navrženy z korozivzdorné oceli.

Po napnutí kabelů bylo realizováno zainjektování kabelových kanálků a ochranných trubek. K injektáži se použila jemná výplňová (injektážní) zálivka. Dokončení primární ochrany lan v kotvách bylo provedeno naražením plastických koncovek na kotvy s výplní pasivačním mazivem. Sekundární ochranu kotev tvoří zálivka kotevních oblastí po napnutí kabelů. Před provedením zálivky byla připevněna koutovými svary výztuž zálivky.

Trubkové deviátory jsou navrženy z trubek TR70/4 s rozšířením na vstupu a výstupu předpínacího kabelu pro zamezení porušení chrániček lan. Poloměr zakřivení deviátorů byl navržen $2,00$ m. Deviátory jsou součástí armokoše pomocných příčníků z betonu C 30/37,

které byly dodatečně vybetonovány v prostoru mezi hlavními trámy v místech teoretických lomů kabelů.



Obrázek 6.10: Most Vír II během realizace zesílení.

Kotevní oblasti byly vytvořeny v nové spřažené desce vybetonované na původní mostovce (Obr. 6.10). Po předepnutí konstrukce byla umístěna výztuž kotevní oblasti a poté bylo provedeno zapravení zálivkou vysokopevnostním cementovým mikrobetonem (sekundární ochrana kotev).



Obrázek 6.11: Pohled na trámový most Vír II po zesílení (stav k roku 2024).

Na Obr. 6.11 je zobrazen pohled na most po realizaci zesílení v roce 2023.

Požadavek investora pro přejezd mostní konstrukce jeřábem tíhy min. 50 tun byl splněn. Výsledná zatížitelnost po zesílení a celkové rekonstrukci mostní konstrukce Vír II, která byla prokázána výpočtem je:

- Normální zatížitelnost: 67 t
- Výhradní zatížitelnost: 107 t

Zesílením pomocí dodatečného předpětí došlo k velmi výraznému nárůstu zatížitelnosti (o několik set procent), ale je nutné na tomto místě poznamenat, že statický výpočet z roku 2002 uvedený ve zprávě [63] nevycházel ze skutečných parametrů mostní konstrukce a vypočítaná stávající zatížitelnost tak byla velmi významně podhodnocena.

6.2 Zesílení mostu ev. č. 233-031 v Plzni

Zkoumaný silniční most ev. č. 233-031 se nachází v Plzni v Chrástecké ulici (městská část Plzeň-město). Most převádí silnici II/233 přes stálou vodoteč, řeku Úslavu.

Původní nosná konstrukce mostu z roku 1934 je tvořena pěti spojitými železobetonovými trámy o třech polích, které jsou uloženy na ocelová ložiska. Trámy mají u vnitřních pilířů nesymetrické parabolické náběhy. Spodní stavbu tvoří monolitické opěry a pilíře (povrch obložen kamenným kvádrovým zdivem).

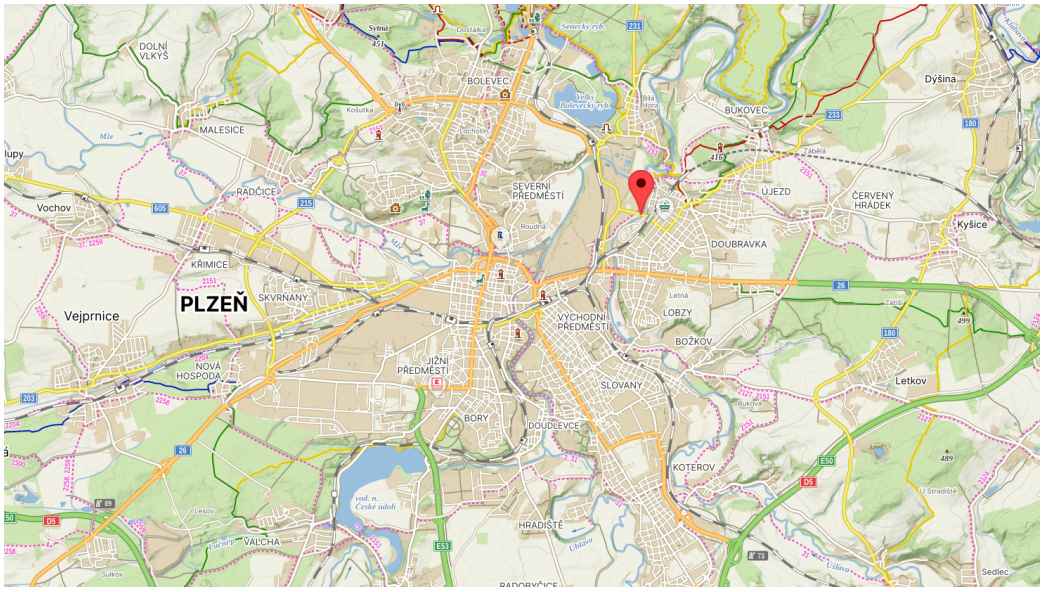
Zatížitelnost původního mostu nebyla vyhovující z pohledu minimálních doporučených hodnot zatížitelností mostů na pozemních komunikací II. třídy podle [21], a proto bylo přistoupeno k návrhu zesílení metodou dodatečného předpínání volnými kabely vedenými v náhradních kabelových kanálcích.

Název:	Most přes řeku Úslavu v Chrástecké ul.
Evidenční číslo:	233-031
Rok postavení:	1934
Předmět přemostění:	vodoteč (stálý průtok) – řeka Úslava
Komunikace:	silnice II/233
Kraj:	Plzeňský
Okres:	Plzeň-město
Obec:	Plzeň
Správce:	KSÚS Plzeňského kraje
Délka mostu:	67,75 m
Délka přemostění:	58,25 m
Rozpětí:	16,5 / 25,5 / 16,5 m
Stavební výška:	1,47 m
Výška mostu nad terénem:	7,00 m
Volná šířka:	8,80 m
Šířka mezi obrubami:	6,00 m
Plocha mostu:	525,80 m^2
Šikmost:	100g (kolmý)
Nosná konstrukce:	Železobetonový spojitý trámový most o třech polích.
Spodní stavba:	Masivní opěry a pilíře.

Tabulka 6.2: Základní údaje o mostě ev. č. 233-031 v Plzni.



Obrázek 6.12: Pohled na trámový most ev. č. 233-031 (stav k roku 2017).



Obrázek 6.13: Geografická poloha mostu ev. č. 233-031 (*zdroj: www.mapy.cz*).

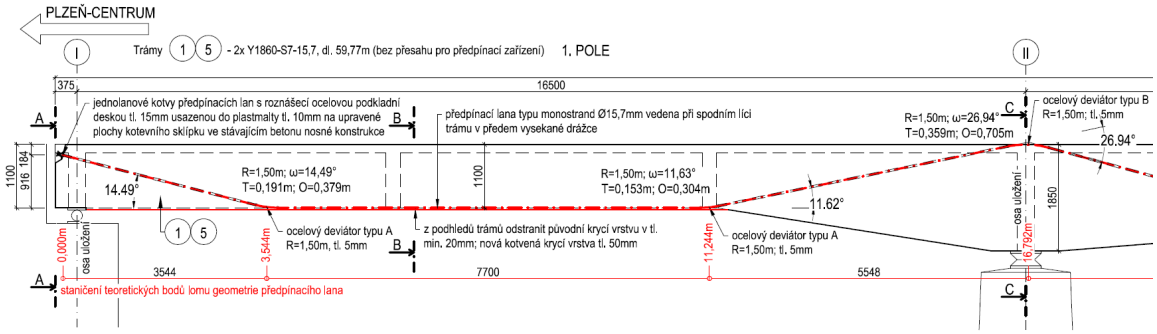
6.2.1 Popis navrženého zesílení

Zatížitelnost stávajícího mostu byla určena dle [21] podrobným statickým přepočtem s následujícím výsledkem:

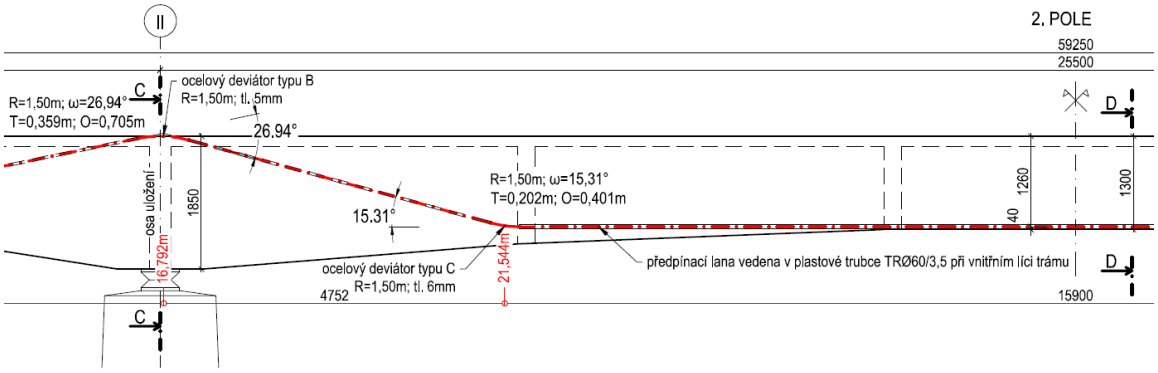
- Normální zatížitelnost: 25 t
- Výhradní zatížitelnost: 64 t
- Výjimečná zatížitelnost: 121 t

Stanovená zatížitelnost mostu nesplňovala minimální doporučené hodnoty zatížitelnosti mostů na pozemních komunikacích II. třídy (skupina pozemní komunikace 1) podle Tab. 2.30. Bylo rozhodnuto o zesílení konstrukce systémem dodatečného předpětí metodou náhradních kabelových kanálků tak, aby výsledná zatížitelnost mostu po zesílení splňovala doporučené hodnoty zatížitelnosti [21].

Podklady nutné pro návrh zesílení (materiálové a geometrické charakteristiky mostu) byly převzaty z provedených diagnostických průzkumů firmy INSET s.r.o. (2015, 2016) a doplňkového diagnostického průzkumu vyztužení středního pole pod vedením doc. Ing. Ladislava Klusáčka, CSc. (2017).



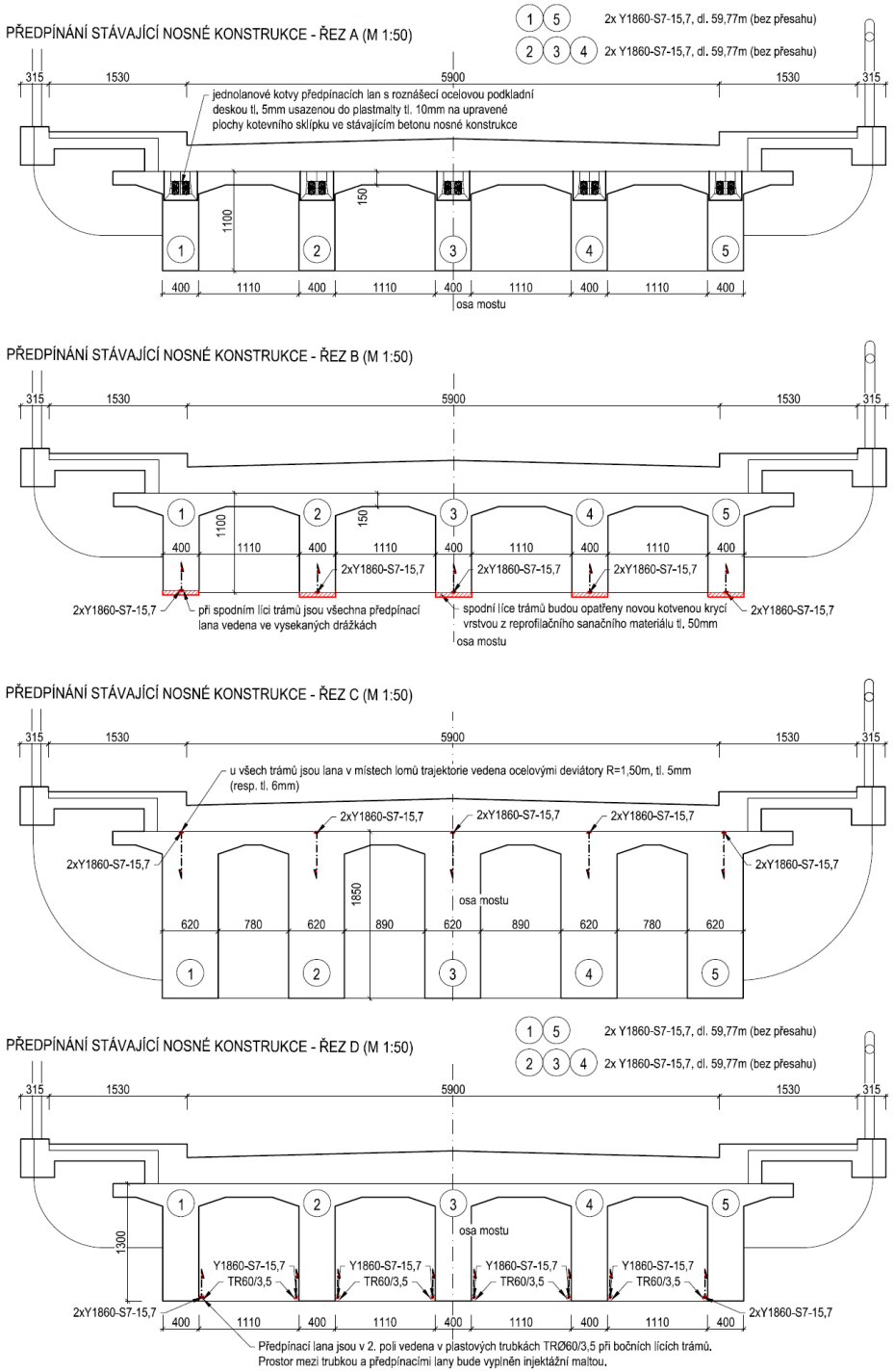
Obrázek 6.14: Trasování předpínací výztuže v 1. poli mostu ev. č. 233-031.



Obrázek 6.15: Trasování předpínací výztuže ve 2. poli mostu ev. č. 233-031.

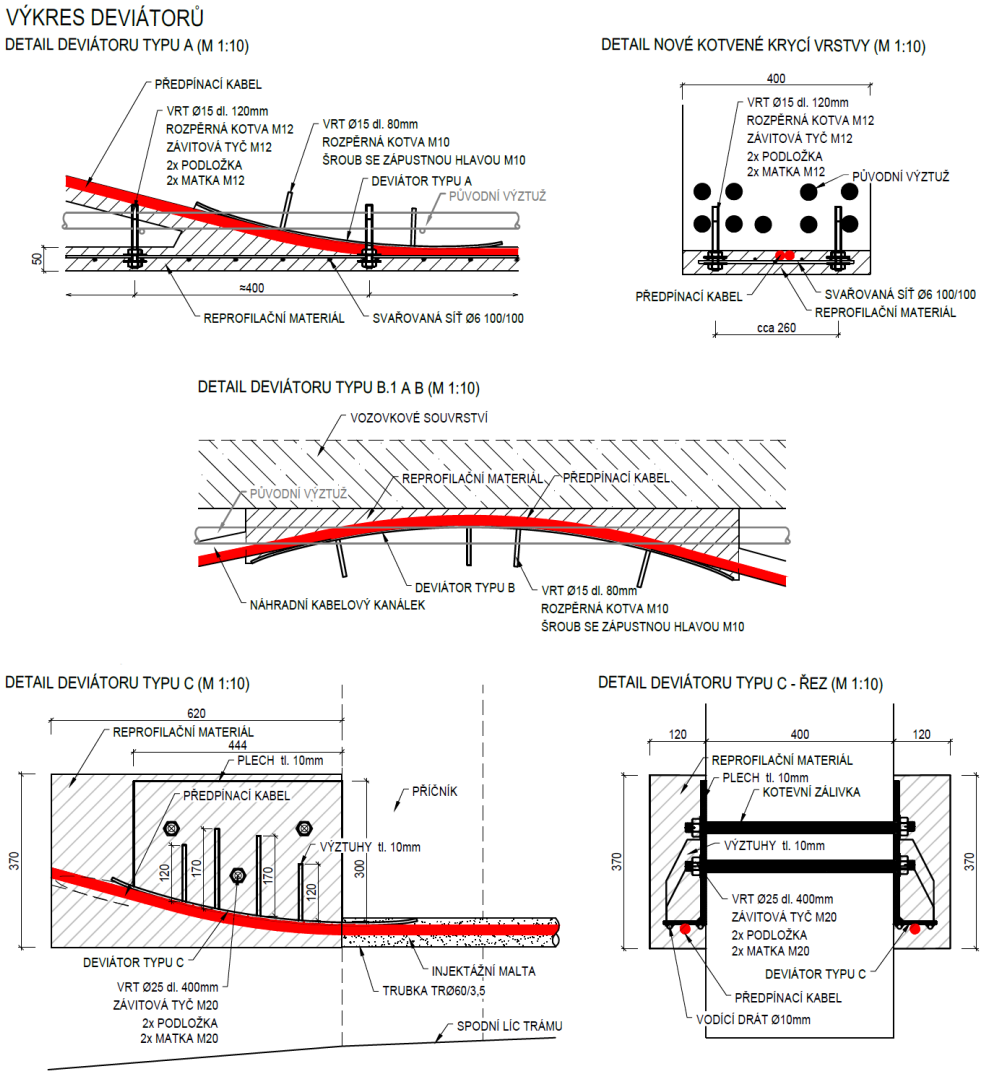
K zesílení mostu byly použity dvoulanové kabely složené z předpínacích lan typu monostrand Y1860-S7-15,7 v HDPE chráničce vyplněné pasivačním mazivem (celkem bylo použito 5x2 = 10 ks lan), které jsou v konstrukci trasovány v polygonálních drahách (Obr. 6.14 a Obr. 6.15) a byly napínány z obou konců silou 209 kN. Při napínání bylo měřeno protažení jednotlivých lan a vše bylo zaznamenáno do protokolu o napínání. Stávající železobetonovou nosnou konstrukcí mostu procházejí kabely náhradními vrtanými kabelovými kanálky. Lana byla zakotvena v kotevních oblastech systémovým řešením zapouzdřených jednolanových kompaktních kotev, které zajišťují celistvost primární ochrany předpínacího sytému proti koroznímu působení (Obr. 6.16). Prostor kolem kotevní oblasti byl sanován vysokopevnostní kotevní silikátovou samozhutnitelnou zálivkou. Na spodních lících trámů jsou kabely ochráněny kotvenou a vyztuženou krycí vrstvou z reprofilačního sanačního materiálu (Obr. 6.16). Kvůli geometrickému omezení středního pole (parabolické náběhy) jsou

kabely ve 2. poli vedeny v ochranných trubkách TR60/3,5 ve volných mezerách mezi trámy s dílčími prostupy mezilehlých příčníků (Obr. 6.16). Prostor mezi trubkou a kabelem byl vyplněn injektážní maltou. V místech teoretických lomů trajektorie předpínacích kabelů byly navrženy a umístěny deviátory z pásové konstrukční oceli.



Obrázek 6.16: Příčné řezy mostu ev. č. 233-031 se zakreslením předpínací výztuže.

Na spodním líci trámů v prvním a ve třetím poli bylo nutné odstranit původní krytí a provést otryskání původní výztuže ještě před vlastním protažením kabelů náhradními kanálky, aby nedošlo k jejich porušení. Kabely jsou prvním a ve třetím poli nosné konstrukce vedeny v předem vysekané drážce na spodním líci trámu a poté jsou zakryty novou kotvenou krycí vrstvou zajišťující ochranu (mechanickou, protipožární, protikorozní).



Obrázek 6.17: Příčné řezy mostu ev. č. 233-031 se zakreslením předpínací výztuže.

Náhradní kabelové kanálky byly provedeny diamantovou vrtací technologií s vodním výplachem ze spodních líců hlavních trámů dle výkresu vrtání (Obr. 4.6). Vrtání bylo možné provádět i za provozu. K vrtání bylo využito polohovací zařízení (tzv. „vrtací support“, Obr. 4.4), které umožňuje přesné vedení směru vrtu náhradního kabelového kanálku ve svislé i ve vodorovné rovině s přesností ± 2 *mm* na délce vlastního polohovacího zařízení. Odchylky os zhotovených kanálků na horním povrchu byly připuštěny do 20 *mm* od teoretického průběhu dle výkresové dokumentace. Kabelové kanálky byly zhotoveny s vnitřním průměrem 40 *mm* a 52 *mm* dle výkresové dokumentace pro vrtání. Z důvodu možného kolísání poloh původní betonářské výztuže při spodním líci konstrukce byl připuštěn příčný posun kabelových kanálků (max. o 70 *mm*) tak, aby byl vrt vždy zahájen v mezeře mezi

původní hlavní nosnou výztuží. Po odkrytí konstrukce z horního povrchu byly zrealizovány rozšiřující vrty o průměru 150 mm rovnoběžně s osou kanálku pro rozvod jednotlivých monostrandů do kotev v kotevní oblasti.

Deviátory byly navrženy z pásové konstrukční oceli a byly uloženy do drážek při vyústění kanálků v původním betonu nosné konstrukce (viz Obr. 4.8). Poloměr zakřivení deviátorů byl navržen $1,50\ m$. Deviátory zajišťují opření jednotlivých lan kabelu o beton nosné konstrukce prostřednictvím pásoviny v místech lomů polygonální dráhy kabelů. Boční plochy drážek pro deviátory byly zhotoveny diamantovým řezáním. Dosedací plochy byly podle šablony zhotoveny sekáním s max. nerovností do 10 mm a následně byly vyhlazeny vymazáním vysokopevnostní tixotropní kotevní maltou. Vlastní konstrukční ocel deviátorů byla přiložena na podmazávku tl. $2-3\ mm$ a připevněna šrouby M10 pomocí rozpěrných kotev do betonu M10. Montáž výztuže deviátoru byla provedena za současné kontroly osy kabelového kanálku a osy budoucího kabelu při spodním povrchu trámů tak, aby lana kabelu opouštěla výztuž deviátoru po tečně k jeho radiálnímu zakřivení. Takto byly vytvořeny deviátory typu A na spodním a deviátory typu B na horním povrchu konstrukce (nad pilířem), viz Obr. 6.17 z výkresové dokumentace. Na Obr. 4.8 a Obr. 6.18 jsou zachyceny deviátory z pásové oceli během realizace zesílení. Deviátory typu C ve středním poli mostu jsou zhotoveny z konstrukční oceli s kotevní deskou tl. 10 mm s výztuhami, která je ukotvena pomocí závitových tyčí o poloměru 20 mm k bočním lícům trámů (Obr. 6.19). Celá oblast deviátoru typu C je vždy zabetonována z důvodu ochrany předpínacího systému (Obr. 6.17).



Obrázek 6.18: Deviátor typu B nad podporou.

Kotevní oblasti byly zhotoveny částečně v původním a novém betonu. V původním betonu byly kombinací sekání a broušení vytvořeny dosedací plochy v rozšířeném vyústění náhradních kabelových kanálků (Obr. 6.20). Dosedací plochy bylo nutné dodatečně dobrousit případně dořezat tak, aby jejich výsledný tvar byl hladký a kolmý k ose kanálku s přesností $\pm 2\ mm$ (měřeno na délce od osy kanálku do konce dosedací plochy). Po uložení předpínací výztuže, kotev a výztuže kotevní oblasti a jejich montážním upevnění se celá kotevní oblast probetonovala a byl tak vytvořen náhradní příčník (Obr. 6.21). Po předepnutí

se vysokopevnostní samozhutnitelnou zálivkou sanovali nerovnosti v oblasti deviátorů nad pilířem.



Obrázek 6.19: Deviátor typu C ve středním poli před obetonováním.



Obrázek 6.20: Vyústění náhradního kabelového kanálků v čele trámu.

Po napnutí kabelů došlo k zainjektování kabelových kanálků injektážní maltou. Pro odvzdušnění se využily vložené hadice do horních částí kotevních oblastí. Nad pilíři byly odvzdušňovací hadice vloženy do vyústění kanálků. Dokončení primární ochrany lan v kotvách bylo provedeno naražením plastických koncovek na kotvy s výplní pasivačním mazivem před zalitím kotevních oblastí (sekundární ochrana kotev). Sekundární ochrana lan je zajištěna dodatečným betonovým krytím tl. 50 mm na spodním povrchu trámů prvního a třetího pole (viz. Obr. 4.16). Reprofilace spodního povrchu trámů prvního a třetího pole

předpokládalo nejprve sejmutí původního krytí a očištění výztuže otryskáním. Potom byla připevněna pomocí závitových tyčí M12 a rozpěrných kotev do betonu M12 výztuž krytí, která je tvořena svařovanou sítí ϕ6 100/100. Spodní povrch byl opatřen spojovacím můstkem a reprofilace byla provedena sanačním reprofilačním materiálem se závěrečným vyhlazením povrchu. Ve druhém poli je sekundární ochrana proti korozi zajištěna vedením předpínacích lan v ochranných trubkách (Obr. 6.22), které byly po napnutí lan také vyplněny injektážní maltou.



Obrázek 6.21: Zabetonovaná kotevní oblast v čele trámů.



Obrázek 6.22: Ochranné trubky dodatečného předpínacího systému ve středním poli mostu.

Konečná zatížitelnost mostu ev. č. 233-031 Most přes řeku Úslavu v Chrástecké ul. v Plzni, která byla zvýšena díky dodatečnému předpínacímu systému splňuje požadavky

zatížitelnosti pro mosty na pozemních komunikacích II. třídy dle [21]. Dosažené hodnoty zatížitelnosti mostu po zesílení jsou:

- Normální zatížitelnost: 43 t
- Výhradní zatížitelnost: 109 t
- Výjimečná zatížitelnost: 212 t

6.2.2 Ověřovací statické zatěžovací zkoušky

Cílem experimentálních zatěžovacích zkoušek bylo ověření předpokladů zesílení mostní konstrukce ev. č. 233-031 Most přes řeku Úslavu v Chrástecké ul. systémem dodatečného předpínání volnými kabely, které jsou umístěny v dodatečně vyvrtaných náhradních kabelových kanálcích v původním betonu trámů nosné konstrukce. Ověření bylo prováděno zatěžováním před a po zesílení mostu zatěžovacími vozidly o stejné hmotnosti a ve stejných postaveních.

Ověření zesílení dodatečným předpětím spočívá v porovnání a vyhodnocení statických zatěžovacích zkoušek (dále SZZ), které proběhly na nosné konstrukci před rekonstrukcí (dne 29. 4. 2019) a po provedení navrženého zesílení (dne 12. 9. 2019).

SZZ 29. 4. 2019

Zkouška proběhla dle dohody s objednatelem ve dnech 28. – 29. 4. 2019. Realizaci statické zatěžovací zkoušky zajistili specializovaní pracovníci VUT v Brně v součinnosti se stavební firmou STRABAG a.s.

Před zatěžovací zkouškou byla provedena mimořádná vizuální prohlídka mostu. Hlavní přípravné práce proběhly dne 28. 4. 2019 mezi 17:00 a 22:00. Vlastní zkouška a měření odezvy konstrukce na zkušební zatížení se uskutečnila dne 29. 4. 2019 mezi 7:00 a 10:00 hod.



Obrázek 6.23: Osazené snímače na pomocné konstrukci z lešenářských trubek během SZZ.

Klimatické podmínky v době konání zatěžovací zkoušky byly příznivé a neovlivňovaly její výsledky. Po statické zatěžovací zkoušce opět proběhla mimořádná vizuální prohlídka mostu – nebyly zjištěny žádné změny.

Svislé posuny ve středním poli byly měřeny elektricky velmi přesnými relativními indukčnostními snímači, které byly osazeny pomocí magnetických stojanů na pomocnou konstrukci z lešenářských trubek na terénu (v korytu řeky) pod měřenými body na nosné konstrukci (Obr. 6.23). Vlastní průhyby byly poté přeneseny ke snímačům pomocí invarových strun, které byly kotveny do dolního líce nosné konstrukce. U ložisek byly indukčnostní snímače posunu umístěny pomocí speciálních stojanů (Obr. 6.24). Výsledné naměřené průhyby nosné konstrukce byly podrobeny korekci v závislosti na změřených hodnotách zatlačení ložisek.



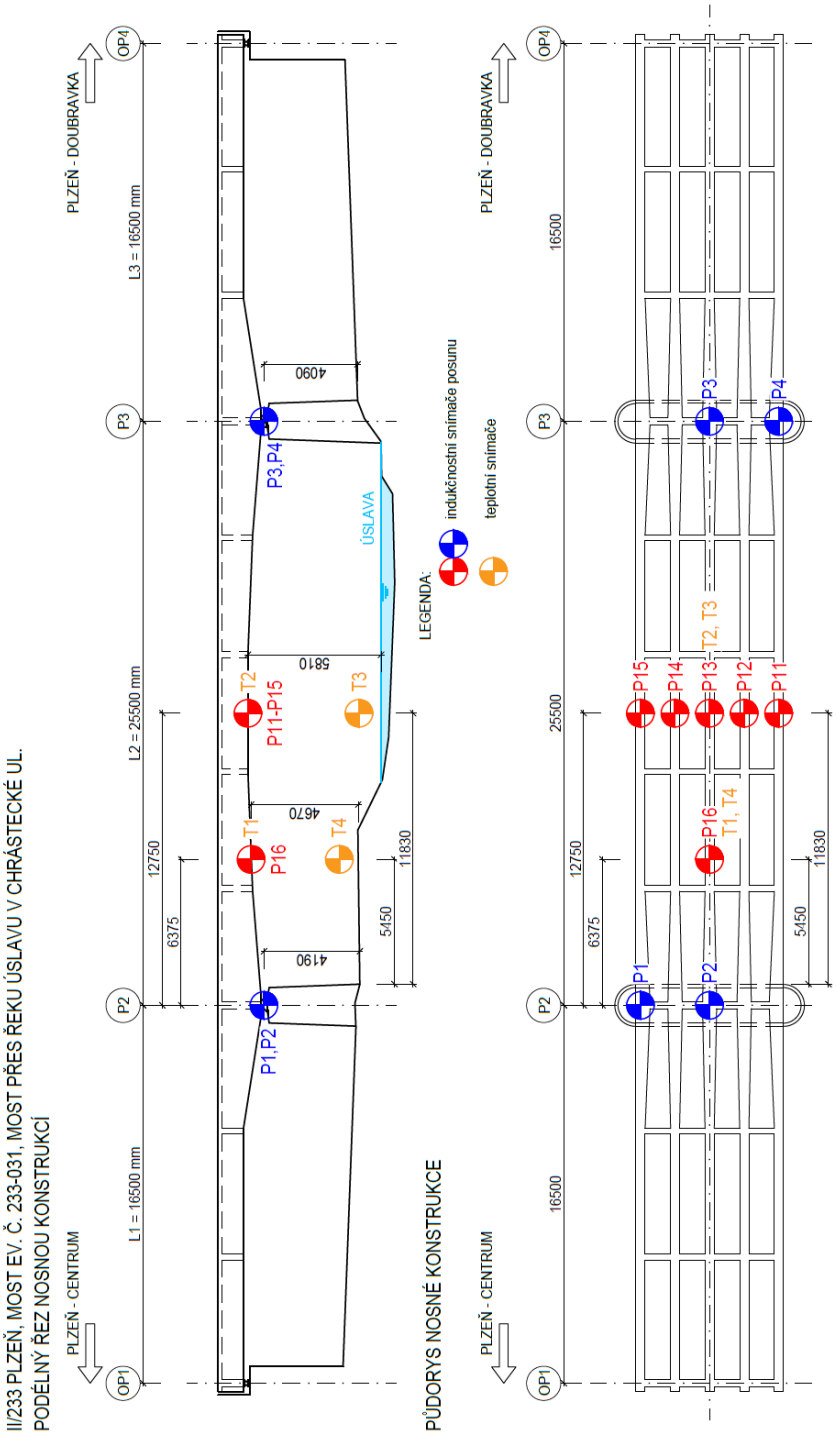
Obrázek 6.24: Indukčnostní snímač pro měření zatlačení ložiska během SZZ (04/2019).

Součástí měření byla i soustava teplotních čidel Pt100, pomocí kterých byla sledována teplota okolního vzduchu a teplota v blízkosti betonu nosné konstrukce pro provedení případné korekce měření zahrnující vliv změny teploty na průběh měření.

Schéma umístění meřicích bodů na nosné konstrukci mostu je zobrazen na Obr. 6.25. Přehledný seznam použitých snímačů je uveden v Tab. 6.3.

Sledované veličiny:

- svislý průhyb všech hlavních ŽB trámů nosné konstrukce uprostřed rozpětí – indukčnostní snímače **P11** až **P15**;
- svislý průhyb středního hlavního ŽB trámu nosné konstrukce v ¼ rozpětí – indukčnostní snímač **P16**;
- svislá deformace (zatlačení) ložisek na pilířích – snímače **P1** a **P2** na pilíři P3, indukčnostní snímače **P3** a **P4** na pilíři P3;
- teplota vzduchu v těsném okolí nosné konstrukce – v ¼ rozpětí umístěn teplotní snímač **T1** – uprostřed rozpětí umístěn teplotní snímač **T2**;



Obrázek 6.25: Schéma rozmístění snímačů ověřovacích statických zatěžovacích zkoušek 04/2019 a 09/2019.

- teplota okolního vzduchu – teplotní snímače **T3** a **T4**.

Zkušební zatížení pro statickou zatěžovací zkoušku tvořila dvojice 4nápravových vozidel o tíze cca 30 t. Zkušební zatížení bylo na mostě umístěno vždy do nejvíce účinné pozice –



Obrázek 6.26: Zkušební zatížení - dvojice nákladních vozidel na mostě (04/2019).



Obrázek 6.27: Podélné umístění zkušebního zatížení - dvojice nákladních vozidel na mostě (04/2019).

tzn. 3. náprava nákladních vozidel byla umístěna doprostřed rozpětí středního pole mostu. Skutečná tíha nákladních vozidel byla ověřena předanými vážními listy (Tab. 6.4).

Program statických zatěžovacích zkoušek byl sestaven na základě výsledků numerických simulací vč. uvažování fázované výstavby (TDA) za pomocí softwaru Midas CIVIL.

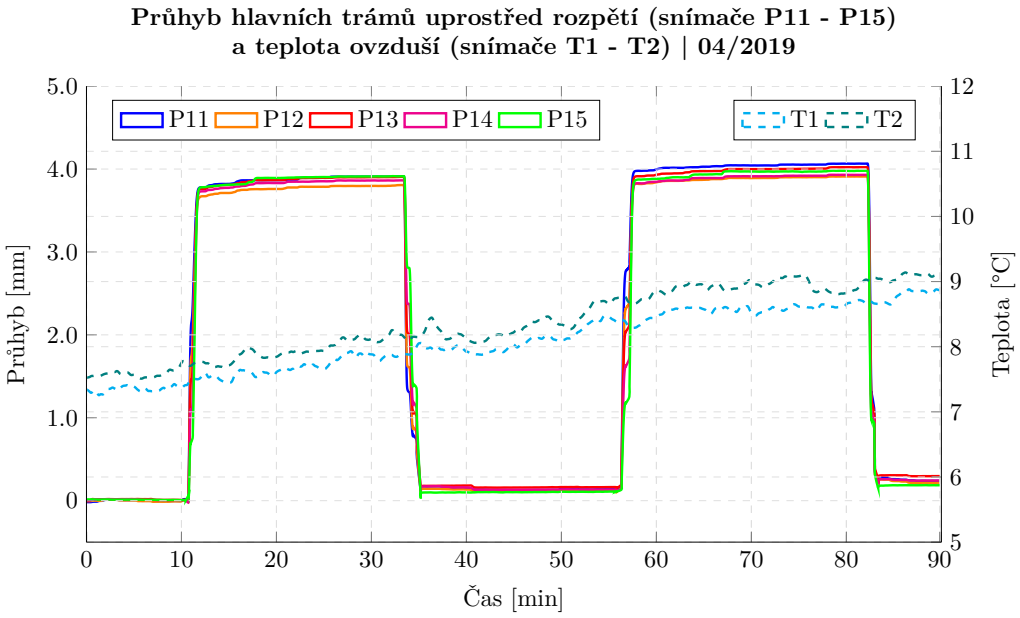
Dále jsou uvedeny výsledné průběhy naměřených veličin během 1. SZZ 29. 4. 2019.

Č.	Sledovaný jev	Bod	Typ snímače	Rozsah	Citlivost	Odchylka
1	průhyb NK	P11	indukčnostní WA	200 mm	80 mV/V	<± 0,1 %
2		P12	indukčnostní WA	200 mm	80 mV/V	<± 0,1 %
3		P13	indukčnostní WA	200 mm	80 mV/V	<± 0,1 %
4		P14	indukčnostní WA	200 mm	80 mV/V	<± 0,1 %
5		P15	indukčnostní WA	200 mm	80 mV/V	<± 0,1 %
6		P16	indukčnostní WA	200 mm	80 mV/V	<± 0,1 %
7	zatlačení ložisek	P1	indukčnostní WI	+/- 5 mm	40 mV/V	± 0,2 %
8		P2	indukčnostní WI	+/- 5 mm	40 mV/V	± 0,2 %
9		P3	indukčnostní WI	+/- 5 mm	40 mV/V	± 0,2 %
10		P4	indukčnostní WI	+/- 5 mm	40 mV/V	± 0,2 %
11	teplota	T1	odporový Pt100	-30–200 °C	0,01 °C	± 0,1 °C
12		T2	odporový Pt100	-30–200 °C	0,01 °C	± 0,1 °C
13		T3	odporový Pt100	-30–200 °C	0,01 °C	± 0,1 °C
14		T4	odporový Pt100	-30–200 °C	0,01 °C	± 0,1 °C

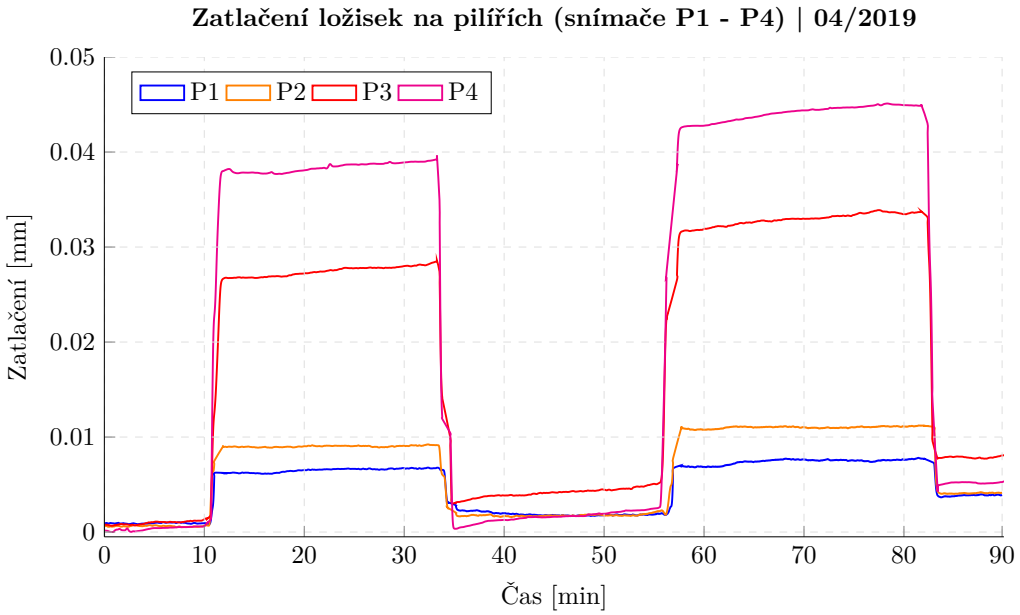
Tabulka 6.3: Popis použitých snímačů SZZ.

Č.	Typ vozidla	SPZ	Tíha vozidla
1	Nákladní automobil TATRA T158	7P4 5596	31 980 kg
2	Nákladní automobil VOLVO VTR3R	7P0 4980	31 400 kg

Tabulka 6.4: Zkušební zatížení SZZ 29. 4. 2019.



Obrázek 6.28: Průhyb hlavních trámů uprostřed rozpětí 2. pole a průběh teploty ovzduší během SZZ 04/2019.



Obrázek 6.29: Zatlačení ložisek na pilířích P2 a P3 během SZZ 04/2019.

SZZ 12. 9. 2019

Zkouška proběhla dle dohody s objednatelem ve dnech 11. – 12. 9. 2019. Tato v pořadí 2. statická zatěžovací zkouška probíhala podle stejného programu jako SZZ ze dne 29. 4. 2019.

Nosná konstrukce mostu byla před 2. SZZ zesílena dodatečným předpětím volnými předpínacími kabely v náhradních kabelových kanálcích. Tímto způsobem byla dle podrobného statického výpočtu výrazně zvýšena zatížitelnost mostu na hodnoty $V_n = 43\ t$, $V_r = 109\ t$ a $V_e = 212\ t$. Porovnáním získaných hodnot průhybů z 1. SZZ a z 2. SZZ lze ověřit předpoklady statického výpočtu zesílení a také úspěšné předepnutí (zesílení) konstrukce.

Před ověřovací zatěžovací zkouškou byla opět provedena mimořádná vizuální prohlídka mostu. Hlavní přípravné práce proběhly dne 11. 9. 2019 mezi 17:00 a 21:00 a 12. 9. 2019 mezi 8:00 a 14:00. Vlastní zkouška a měření odezvy konstrukce na zkušební zatížení se uskutečnila dne 12. 9. 2019 mezi 15:00 a 18:00 hod.

Klimatické podmínky v době konání zatěžovací zkoušky byly příznivé a neovlivňovaly výsledky zkoušek. Po statické zatěžovací zkoušce opět proběhla mimořádná vizuální prohlídka mostu – nebyly zjištěny žádné změny.

Monitorovací senzorický systém 2. SZZ využíval identické snímače ve stejných měřicích polohách podle již provedené 1. SZZ v 04/2019 (viz schéma umístění snímačů na Obr. 6.25 a popis snímačů v Tab. 6.3). Pro umístění indukčnostních snímačů byla využita lešenářská konstrukce (Obr. 6.30). Umístění snímačů pro měření zatlačení ložisek bylo zajištěno pomocí specializovaných stojánků (Obr.

Most byl zatěžován opět dvojicí nákladních 4nápravových vozidel o hmotnosti cca 30 t (Obr. 6.31). Snahou bylo most zatížit co nejvíce podobným zkušebním zatížením jako tomu bylo při 1. SZZ v 04/2019. Skutečná hmotnost vozidel byla ověřena vážními listy (Tab. 6.5). Na mostě byla vozidla umístěna do stejných pozic jako v případě předchozí SZZ, tedy 3. náprava vozidel byla umístěna do průřezu uprostřed rozpětí středního pole. Vzhledem k tomu, že při 2. SZZ byla použita vozidla s mírně odlišnou hmotností (rozdíl cca 1,5 t), než tomu bylo v případě 1. SZZ, byl průhyb o tuto skutečnost ve vyhodnocení upraven.



Obrázek 6.30: Indukčnostní snímače dráhy uprostřed rozpětí středního pole (09/2019).



Obrázek 6.31: Zkušební zatížení - dvojice nákladních vozidel na mostě (09/2019).

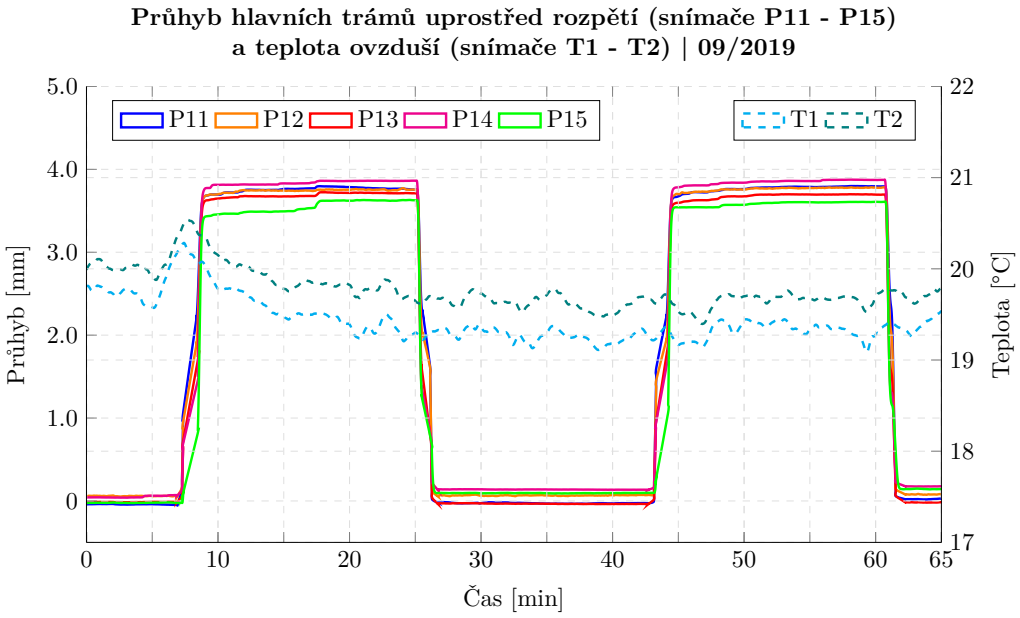
Č.	**Typ vozidla**	**SPZ**	**Tíha vozidla**
1	Nákladní automobil TATRA T158	7P4 5596	30 320 kg
2	Nákladní automobil VOLVO VTR3R	7P0 4980	30 040 kg

Tabulka 6.5: Zkušební zatížení SZZ 12. 9. 2019.

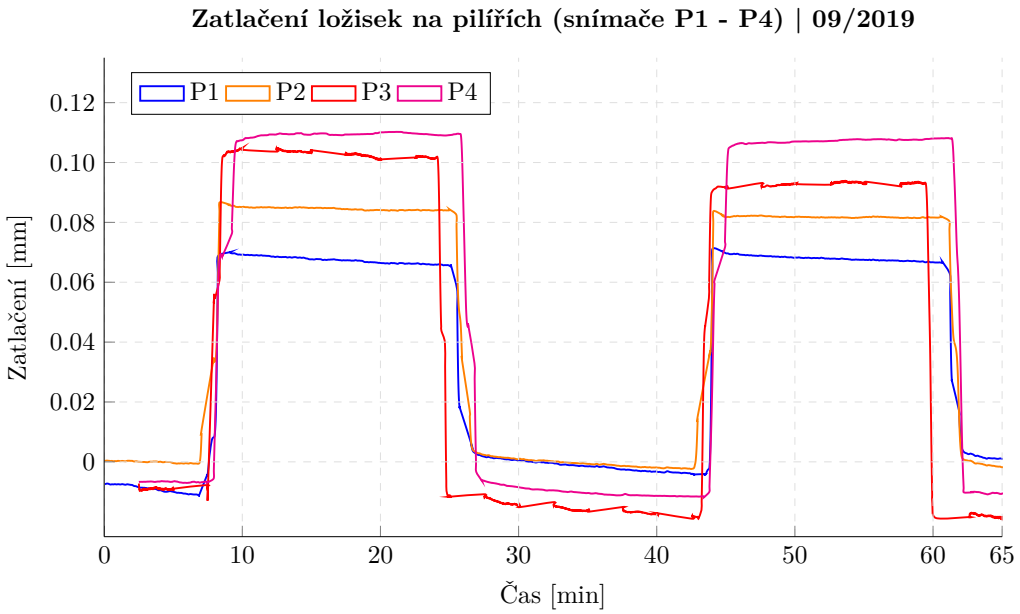


Obrázek 6.32: Indukčnostní snímač pro měření zatlačení ložiska během SZZ (09/2019).

Níže jsou uvedeny výsledné průběhy naměřených veličin během 2. SZZ 12. 9. 2019 po zesílení konstrukce systémem dodatečného předpětí.



Obrázek 6.33: Průhyb hlavních trámů uprostřed rozpětí 2. pole a průběh teploty ovzduší během SZZ 09/2019.



Obrázek 6.34: Zatlačení ložisek na pilířích P2 a P3 během SZZ 09/2019.

Vyhodnocení SZZ

Naměřené hodnoty průhybů (snímače P11-P15) vč. korekce na základě naměřených zatlačení ložisek (snímače P1-P4) jsou uvedeny v Tab. 6.6 pro SZZ 04/2019 a v Tab. 6.7 pro SZZ 09/2019.

Ověřovací statická zatěžovací zkouška 29. 4. 2019									
snímač	**P11**	**P12**	**P13**	**P14**	**P15**	**P1**	**P2**	**P3**	**P4**
průhyb [mm]	4,064	3,910	4,022	3,929	3,979				
zatlačení [mm]						0,007	0,011	0,032	0,044
korekce [mm]	0,026	0,024	0,022	0,024	0,026				
výsledný průhyb [mm]	**4,038**	**3,886**	**4,000**	**3,905**	**3,953**				

Tabulka 6.6: Číselné vyhodnocení SZZ 04/2019.

Ověřovací statická zatěžovací zkouška 12. 9. 2019									
snímač	**P11**	**P12**	**P13**	**P14**	**P15**	**P1**	**P2**	**P3**	**P4**
průhyb [mm]	3,785	3,774	3,697	3,857	3,599				
zatlačení [mm]						0,080	0,081	0,093	0,123
korekce [mm]	0,102	0,094	0,087	0,094	0,102				
výsledný průhyb [mm]	**3,683**	**3,680**	**3,610**	**3,763**	**3,497**				

Tabulka 6.7: Číselné vyhodnocení SZZ 09/2019.

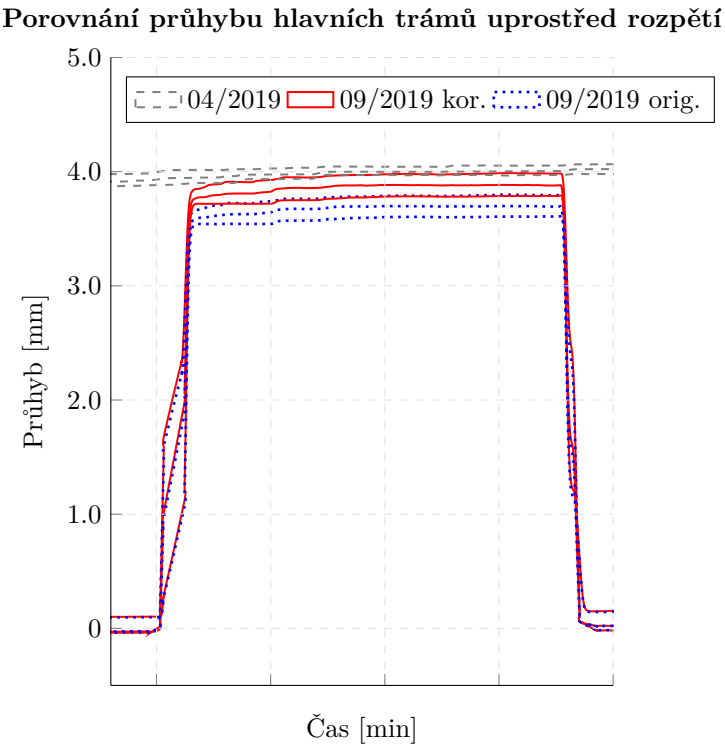
Vlastní vyhodnocení a porovnání ověřovacích statických zatěžovacích zkoušek je provedeno na přímo zatěžovaných trámech nosné konstrukce – trám 1 (snímač P11), trám 3 (snímač P13) a trám 5 (snímač P15) a shrnuto v Tab. 6.8. Grafické porovnání průhybů je zobrazeno na Obr. 6.35.

Provedené zesílení mostu ev. č. 233-031 Most přes řeku Úslavu v Chrástecké ul. dodatečným předepnutím volnými kabely za účelem zvýšení zatížitelnosti bylo ověřeno experimentálními statickými zatěžovacími zkouškami před a po zesílení konstrukce, které využívali identický senzorický systém měření (ve stejných měřicích polohách) a téměř stejné zkušební zatížení (bylo nutno provést korekci). Z porovnání výsledků těchto ověřovacích statických zkoušek lze konstatovat významné ztužení nosné konstrukce vlivem dodatečného předepnutí (došlo k posunu neutrálných os průřezů trámů) a tedy byl prokázán příznivý deformační efekt zesílení a vlastní rekonstrukce. Naměřený průhyb po provedení rekonstrukce byl v průměru o 5,53 % menší než naměřený průhyb nosné konstrukce před provedením rekonstrukce, což je zřetelný průkaz provedeného zesílení.

Z porovnání hodnot zatlačení ložisek před a po rekonstrukci je patrné, že plastický průhyb byl po výměně ložisek (ocelová ložiska byla nahrazena elastomerovými) téměř eliminován, což přispívá ke správnému chování nosné konstrukce pod provozním zatížením.

Vyhodnocení ověřovacích statických zkoušek			
snímač	**P11**	**P13**	**P15**
součinitel zatížení 1. SZZ [-]	1,00	1,00	1,00
1. SZZ výsledný průhyb [mm]	4,039	4,000	3,953
součinitel zatížení 2. SZZ [-]	1,05	1,05	1,05
2. SZZ výsledný průhyb [mm]	3,868	3,791	3,672
rozdíl průhybů [mm]	0,171	0,210	0,282
rozdíl průhybů [%]	4,23 %	5,24 %	7,12 %
průměr [%]	**5,53 %**		

Tabulka 6.8: Vyhodnocení ověřovacích statických zkoušek.



Obrázek 6.35: Porovnání průhybu hlavních trámů 1, 3 a 5 během SZZ 04/2019 a 09/2019 (kor. = data po korekci, orig. = originální data).

Kapitola 7

Závěr

Disertační práce se zabývá problematikou zesilování železobetonových mostních konstrukcí z let 1900-1940 pomocí dodatečného předpínání metodou náhradních kabelových kanálků, kterou dále rozvíjí zavedením inženýrské optimalizace.

Autor disertační práce se v jednotlivých kapitolách věnuje současnému stavu železobetonových historických mostů v dopravní infrastruktuře ČR, popisuje životní cyklus mostní konstrukce, dobové materiálové charakteristiky, vývoj dopravního zatížení a metody výpočtu železobetonových prvků 20. století. V rešeršní části práce autor porovnává různé přístupy k zesilování mostních konstrukcí.

Nejefektivnější metoda pro účinné zesílení železobetonových mostů z let 1900 až 1940 je metoda dodatečného předepnutí s využitím systému náhradních kabelových kanálků, které se věnuje celá druhá část disertační práce. V dosud publikovaných aplikacích byly deviátory předpínacích soustav umísťovány ve vzdálenosti $L_d = L_{eff}/5 - L_{eff}/4$ od podpory, a to na základě inženýrské zkušenosti. V disertační práci je nejprve metoda dodatečného předpínání stávajících mostních konstrukcí podrobně popsána a následně se autor věnuje zavedení principů inženýrské optimalizace pro návrh zesílení železobetonových mostů s cílem nalezení optimálního způsobu předepnutí konstrukce dle zvolené cílové funkce (např. minimalizace dráhy předpínacích kabelů a nalezení nejvhodnější pozice pro umístění deviátorů).

Autor se také v práci věnuje konstrukční optimalizaci předpínacích soustav, a to experimentálnímu ověření spolehlivosti vedení předpínacích kabelů v deviátorech o malém poloměru zakřivení ($R = 1,50\ m$), které jsou využívány v reálných aplikacích dodatečného předpínání existujících mostů.

Poslední kapitola disertační práce je věnována aplikaci metody náhradních kabelových kanálků na skutečných mostních konstrukcí vč. ověření zesílení zatěžovacími zkouškami.

7.1 Naplnění cílů disertační práce

Cílem disertační práce bylo zavedení inženýrských optimalizačních přístupů pro navrhování systémů zesílení železobetonových mostů metodou dodatečného předepnutí předpínacími lany typu monostrand vedenými v náhradních kabelových kanálcích vybudovaných v původních strukturách zesilovaných mostů. Tento cíl byl splněn sestavením algoritmu pro deskové a trámové prosté mostní konstrukce, který optimalizuje návrh dodatečné předpínací soustavy s ohledem na minimalizaci délky použité předpínací výztuže (lana monostrand). Optimálního řešení je dosaženo volbou návrhových proměnných s využitím GRG metody

minimalizující cílovou funkci za současného splnění všech vedlejších podmínek návrhu. Návrhové proměnné jsou:

- umístění deviátoru po délce zesilované konstrukce (označ. L_d);
- počet lan v předpínacím kabelu (označ. n_p);
- koncové excentricity předpínacího kabelu (označ. e_p), které lze upravovat podle dispozičních omezení dané konstrukce.

Dílčím cílem disertační práce bylo ověření konstrukčního utváření deviátorů v původním betonu mostních konstrukcí s malým poloměrem zakřivení ($R = 1,50\ m$) a jejich vliv na spolehlivost předpínacích lan typu monostrand. Dílčí cíl byl splněn realizací a vyhodnocením experimentu s předpínacími lany typu monostrand, které byly testovány ve zkušebním stěnovém dílci. Experimentální dílec byl vytvořen pro simulaci oblasti v okolí deviátoru s poloměrem zakřivení ($R = 1,50\ m$). Spolehlivost vedení předpínacích lan v deviátorech o malém poloměru zakřivení nebyla doposud testována, ale kvůli dispozičním omezením jsou tyto deviátory využívány právě pro aplikaci dodatečného předpětí.

Spolehlivost použití deviátorů o poloměru zakřivení 1,5 m byla experimentálně zkoumána a posuzována na základě dvou kritérií:

- zploštění lana a ztráta ovality;
- zachování celistvosti protikorozní ochrany (ztenčení HDPE) chráničky.

Posouzení maximálního zploštění testovaných předpínacích lan splnilo limitní hodnoty zploštění dané technickou normou [13], kdy za limitní hodnotu je považováno max. příčné přetvoření 3 %.

Kritérium celistvosti protikorozní ochrany bylo testováno měřením zbytkové tloušťky HDPE chráničky. U žádného z testovaných předpínacích lan nedošlo k proražení nebo jinému mechanickému porušení HDPE chráničky ani při maximální předpínací síle vyvozující největší radiální účinky na lano v deviátoru.

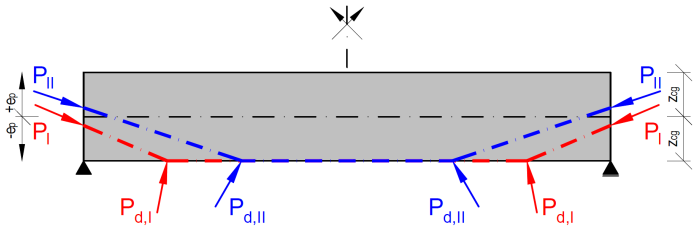
Dílčím cílem provedeného experimentu na testovacím panelu s deviátorem o poloměru zakřivení 1,50 m bylo určení součinitele tření pomocí měření síly v laně před a za obloukem elastomagnetickými snímači. Průměrná hodnota součinitele tření pro vedení monostrandu v deviátoru o $R = 1,50\ m$ byla dle experimentu stanovena $\mu = 0,13$ (pro interval síly 40-200 kN).

7.2 Možné další směry výzkumu

Problematika dodatečného předpínání více než 80 let starých železobetonových konstrukcí stále představuje oblast, ve které lze realizovat vědecko-výzkumné aktivity.

Navazujícím tématem předložené disertační práce může být optimalizace dodatečných předpínacích soustav se zaměřením na vedení předpínacích kabelů v různých drahách (fází) s optimálním umístěním dvou a více deviátorů po délce konstrukce (Obr. 7.1). Cílem takto rozdělených předpínacích soustav je rozložení působení radiálních sil na konstrukci a získání co nejpříznivějšího afinního průběhu vnitřních sil od předpětí k účinkům od ostatních stálých zatížení.

Spojité konstrukce z období 1900-1940 jsou spíše výjimečnou záležitostí (z celkového počtu mostů z tohoto období představují pouze necelých 6 %), nicméně jsou také předmětem

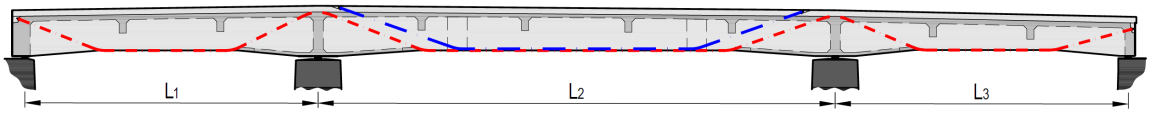


Obrázek 7.1: Pokročilé uspořádání dodatečného předpětí pro zesílení prostých mostů.

posuzování a zesilování dle požadavků zatížitelnosti. Další směr výzkumu tak představuje adaptaci inženýrského optimalizačního algoritmu pro návrh zesílení spojitých mostních konstrukcí z let 1900-1940, která je podmíněna následujícími body:

- úprava cílové funkce, která by reflektovala počet polí spojité konstrukce;
- úprava návrhových proměnných zavedením dalším proměnných upravující jednotlivé vzdálenosti umístění deviátorů od teoretických podpor jednotlivých polí;
- zavedení dalších kritických řezů nosné spojité konstrukce vč. výpočtu účinků od zatížení a předpětí, které musí splňovat všechny definované vedlejší podmínky.

Spojité konstrukce o více než 2 polích, se také často vyznačují relativně velkými rozdíly v rozpětí krajních a středních polí (viz Obr. 7.2). U těchto konstrukcí je účelné rozdělit předpínací systém do několika na sobě nezávislých fází a tím optimalizovat účinky předpínací soustavy v relaci na rozpětí aktuálně zesilovaného pole. V minulosti bylo toto "rozfázování" předpětí čistě inženýrským přístupem navrženo, ale doposud nebyla podrobně zkoumána optimalizace těchto soustav včetně zahrnutí nadbetonované spřažené desky do jejího algoritmu.



Obrázek 7.2: Uspořádání dodatečného předpětí ve dvou fázích pro zesílení spojitých mostů.

Seznam obrázků

2.1 Melanův železobetonový oblouk s tuhou výztuží - příčný a podélný řez, pohled [1]. 6
2.2 Nejstarší dochovaný železobetonový most v ČR - obloukový most na hradě Veveří u Brna z roku 1898 *(zdroj: https://www.pamatkovykatalog.cz/most-15678581)*. 7
2.3 Systém vyztužování podle patentu François Hennebiqua [1]. 8
2.4 Silniční most přes řeku Otavu v Katovicích u Strakonic (1904) [1]. 10
2.5 Silniční most přes Jizeru v Sojovicích (1910) [1]. 11
2.6 Příjezdný most k vodní elektrárně vyrovnávací nádrže na Svratce u Víru - vyztužení trámu. 11
2.7 Deskový železobetonový most v obci Velká Losenice. 12
2.8 Deskový železobetonový most z roku 1940 v obci Mostkovice. 13
2.9 Parapetní most v Mírovce (1925). 13
2.10 Příčný řez typického parapetního mostu - most v Mírovce (dobová projektová dokumentace). 14
2.11 Parapetní spojitý most v Holýšově (1924). 14
2.12 Trámový prostý most v Šerkovicích (1935). 15
2.13 Trámový spojitý most v Plzni (1934). 15
2.14 Rozdělení mostů dle období jejich výstavby. 17
2.15 Rozdělení mostů postavených v letech 1900-1940 dle převažujícího materiálu nosné konstrukce. 17
2.16 Počet mostů v jednotlivých stavebních stavech v závislosti na období výstavby. 19
2.17 Rozdělení železobetonových mostů z let 1900-1940 dle konstrukčního typu. . 21
2.18 Porovnání životního cyklu mostu bez pravidelně prováděné údržby a identického rekonstruovaného mostu s pravidelně prováděnou údržbou [23]. 22
2.19 Odebrané vzorky betonu (jádrové vývrty) železobetonového mostu z roku 1925 - mezerovitý beton s velkými zrny kameniva a s tzv. předsádkovým betonem. 25
2.20 Důsledek karbonatace betonu - koroze betonářské výztuže typu Roxor (most z roku 1947). 26
2.21 Diagnostika výztuže parapetního mostu z roku 1924 - hladká výztuž kruhového průřezu ve třech vrstvách. 28
2.22 Hladká výztuž kruhového průřezu typu Cc, Cb, C, 10 00x, 10 37x [25]. . . . 28
2.23 Výztuž kruhového průřezu s podélnými nezkroucenými žebry typu 10 45x [25]. 29
2.24 Výztuž typu 10 472 (Isteg) [25]. 29
2.25 Výztuž typu 10 492 (Toros) [25]. 30
2.26 Výztuž typu 10 51x (Roxor) [25]. 30

2.27 Čtyřkolový nákladní vůz po 12 t celkové váhy se spřežením o čtyřech koních o váze 3 t [2]. . . . 32
2.28 Parní válec silnicový o celkové váze 18 t a čtyřkolový nákladní vůz po 8 t celkové váhy se spřežením o dvou koních o váze 1,5 t [2]. . . . 33
2.29 Parní válec silnicový o celkové váze 14 t [2]. . . . 33
2.30 Strojní oračka - 22 t (vlevo) a strojní válec silniční - 18 t (vpravo) [4]. . . . 34
2.31 Nákladní automobily jedoucí za sebou - 18 t (nahoře) a nákladní vlak - 56 t (dole) [4]. . . . 35
2.32 Strojní válec silniční - 14 t [4]. . . . 35
2.33 Nákladní automobily jedoucí za sebou - 11 t (nahoře) a nákladní vlak - 26 t (dole) [4]. . . . 36
2.34 Vozy tažené párem koní - 5 t [4]. . . . 36
2.35 Zatěžovací vozidlo váhy 60 t podle zatímní směrnice z roku 1945 [44]. . . . 40
2.36 Zatěžovací vozidla váhy 40 t a 12 t podle zatímní směrnice z roku 1945 [44]. 41
2.37 Zatěžovací vozidlo váhy 30 t podle zatímní směrnice z roku 1945 [44]. . . . 41
2.38 Třínápravové normové vozidlo z roku 1968 [8]. . . . 47
2.39 Zatěžovací pás šířky 3 m podle změny z roku 1976 [8]. . . . 49
2.40 Seskupení zatížení I [8]. . . . 50
2.41 Seskupení zatížení II [8]. . . . 51
2.42 Zatížení čtyřnápravovým vozidlem [8]. . . . 52
2.43 Sestava nápravových sil zvláštní soupravy [8]. . . . 53
2.44 Sestava nápravových sil zvláštních souprav pro vybrané trasy [8]. . . . 55
2.45 Ukázka číslování pruhů v obecném případě [10]. . . . 57
2.46 Použití modelu LM1 [10]. . . . 58
2.47 Model zatížení 2 [10]. . . . 59
2.48 Vývoj návrhového zatížení silničních mostů od dopravy mezi lety 1904 a 2005 - maximální zatížení na nápravu. . . . 62
2.49 Vývoj návrhového zatížení silničních mostů od dopravy mezi lety 1904 a 2005 - spojité zatížení. . . . 63
2.50 Stádia napjatosti železobetonového průřezu [53]. . . . 64
2.51 Výpočet únosnosti průřezu podle metody dovolených namáhání (most za obcí Holýšov). . . . 66
2.52 Výpočet únosnosti průřezu podle metody dovolených namáhání (most v Plzni). 66
2.53 Výpočet únosnosti průřezu podle metody mezních stavů (most za obcí Holýšov). . . . 68
2.54 Výpočet únosnosti průřezu podle metody mezních stavů (most v Plzni). . . . 68
2.55 Char. normová sestava zatížené pro stanovení normální zatížitelnosti V_n [21]. 71
2.56 Schémata vozidel pro stanovení normální zatížitelnosti V_n [21]. . . . 72
2.57 Schéma šestinápravového vozidla pro stanovení výhradní zatížitelnosti V_r [21]. 73
2.58 Schéma dvounápravového a třínápravového vozidla pro stanovení výhradní zatížitelnosti V_r [21]. . . . 74
2.59 Schéma zvláštní soupravy pro stanovení výjimečné zatížitelnosti V_e [21]. . . . 75
2.60 Dynamické součinitele δ_1, δ_2, δ_3 v závislosti na vlastní frekvenci f [Hz] [21]. 76

3.1 Rozdělení základních metod zesilování 79
3.2 Zesílení spřaženou deskou - silové schéma. . . . 80
3.3 Zesílení dodatečnou výztuží - silové schéma. . . . 81

3.4 Zesílení dodatečnou lepenou kompozitní výztuží (např. CFRP lamely) - silové schéma. . . . 82
3.5 Zesílení metodou dodatečného předpětí - silové schéma. . . . 83

4.1 Konstrukční uspořádání dodatečného předpětí metody náhradních kabelových kanálků pro zesílení trámového prostě uloženého mostu. Číslo v závorce určuje pořadí během realizace zesílení. . . . 87
4.2 Uspořádání dodatečného předpětí pro zesílení trámových prostě uložených mostů - předpětí v podélném i příčném směru konstrukce. . . . 88
4.3 Vrtací support pro uchycení vrtacího zařízení. . . . 88
4.4 Realizace zesílení mostu v Plzni - vrtací support. . . . 89
4.5 Detailní schéma vrtání kabelového kanálku. . . . 90
4.6 Ukázka části výkresu vrtání kabelových kanálků. . . . 90
4.7 Schéma deviátoru z konstrukční oceli. . . . 91
4.8 Realizace zesílení mostu v Plzni - ocelový deviátor. . . . 91
4.9 Mechanické vlastnosti předpínací výztuže typu monostrand [11] (*zdroj obrázku: www.ushamartin.com*). . . . 92
4.10 Realizace zesílení mostu Vír - kotevní oblast v armokoši výztuže. . . . 93
4.11 Realizace zesílení mostu Vír - kotevní oblast před betonáží. . . . 94
4.12 Realizace zesílení mostu Vír - finální podoba kotevní oblasti. . . . 94
4.13 Konstrukční schéma dodatečně kotvené krycí vrstvy. . . . 95
4.14 Realizace zesílení mostu v Plzni - bednění kotvené krycí vrstvy. . . . 96
4.15 Realizace zesílení mostu v Plzni - detail bednění kotvené krycí vrstvy. . . . 96
4.16 Realizace zesílení mostu v Plzni - finální podoba kotvené krycí vrstvy. . . . 97
4.17 Schéma statického působení dodatečně vložené předpínací soustavy - redukce ohybových momentů a posouvajících sil. . . . 98
4.18 Zvýšení momentové únosnosti průřezu vlivem normálové předpínací síly (stupeň předpětí $\lambda = 0{,}10$ až $0{,}25$). . . . 99
4.19 Zesílení mostu Terdoppio v Itálii [58]. . . . 99
4.20 Zesílení mostu přes řeku Gibe v Etiopii [55]. . . . 100
4.21 Zesílení mostu metodou PSWR [32]. . . . 100
4.22 Systém interního dodatečného zakotvení předpínací výztuže [50]. . . . 101
4.23 Smykové zesílení úložného prahu pilíře pomocí externího předpětí [28]. . . . 101
4.24 Experimentální studie pro porovnání účinků zesílení externím předpětím a CFRP lamelami - a) nezesílený nosník, b) nosník zesílený CFRP, c) nosník zesílený dodatečným předpětím [30]. . . . 102
4.25 Index spolehlivosti konstrukce v závislosti na čase s uvažováním různých metod zesílení. Spolehlivost v a) mezním stavu použitelnosti b) mezním stavu únosnosti [37]. . . . 103
4.26 Srovnání účinnosti tří zesilujících metod. a) časová závislost průhybu uprostřed rozpětí, b) závislost průhybu na zatížení [37]. . . . 103

5.1 Schéma příčného řezu deskové mostní konstrukce pro formulaci podmínek návrhu. . . . 110
5.2 Schéma podélného řezu deskové mostní konstrukce pro formulaci podmínek návrhu. . . . 110
5.3 Schéma bilineárního pracovního diagramu betonu [13]. . . . 111
5.4 Schéma bilineárního pracovního diagramu betonářské výztuže [13]. . . . 111

5.5 Schéma výpočtového nosného průřezu desky. 112
5.6 Schéma deskové mostní konstrukce zatížené zatěžovacími vozidly normální zatížitelnosti podle [21]. 114
5.7 Schéma deskové mostní konstrukce zatížené zatěžovacími vozidly výhradní zatížitelnosti podle [21]. 115
5.8 Řešení roznosu zatížení pomocí čáry příčného roznosu deskového mostu. . . 116
5.9 Schéma bilineárního pracovního diagramu předpínací výztuže [13]. 117
5.10 Závislost velikosti ztráty předpětí od reologických jevů betonu na stáří betonu v čase předpínání [61]. 118
5.11 Staticky ekvivalentní síly polygonálního vedení předpínacího kabelu. 119
5.12 Rozklad sil v deviátoru. 119
5.13 Vnitřní síly od dodatečného předpětí. 121
5.14 Schematické grafické vyjádření metody mezních přetvoření pro výpočet M_{Rd}. 122
5.15 Plný ideální průřez. 125
5.16 Mimostředně tlačený obdélníkový průřez s vyloučeným taženým betonem uvažovaný obecně podle Hrubana [41]. 126
5.17 Newton-Raphsonova iterační metoda (*zdroj:en.wikipedia.org*). 127
5.18 Základní schéma vedení dodatečného předpínacího systému pro formulaci cílové funkce. 129
5.19 Přípustná oblast vedení dodatečně vrtaného kanálku. 131
5.20 Stav dekomprese ideálního průřezu. 135
5.21 Deskový most s výškou desky 0,7 m a šířkou desky 8,4 m ukázkové optimalizační úlohy č. 1 a 2. 142
5.22 Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,004$, sk. 1. 142
5.23 Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,004$, sk. 1. 142
5.24 Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,005$, sk. 1. 143
5.25 Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,005$, sk. 1. 143
5.26 Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0061$, sk. 1. 143
5.27 Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0061$, sk. 1. 143
5.28 Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0071$, sk. 1. 144
5.29 Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0071$, sk. 1. 144
5.30 Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0081$, sk. 1. 144
5.31 Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0081$, sk. 1. 144
5.32 Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0091$, sk. 1. 145
5.33 Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0091$, sk. 1. 145
5.34 Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0101$, sk. 1. 145
5.35 Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0101$, sk. 1. 145
5.36 Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,004$, sk. 2. 146
5.37 Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,004$, sk. 2. 146
5.38 Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,005$, sk. 2. 147
5.39 Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,005$, sk. 2. 147
5.40 Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0061$, sk. 2. 147
5.41 Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0061$, sk. 2. 147
5.42 Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0071$, sk. 2. 148
5.43 Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0071$, sk. 2. 148
5.44 Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0081$, sk. 2. 148
5.45 Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0081$, sk. 2. 148
5.46 Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0091$, sk. 2. 149

5.47 Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0091$, sk. 2. 149
5.48 Min. počet lan a šířka trhliny, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0101$, sk. 2. 149
5.49 Zatížitelnost mostu, $h_s = 0,7\ m$, $\rho_{sl} = 0,0101$, sk. 2. 149
5.50 Graf závislosti min. počtu lan na rozpětí a stupni vyztužení deskového mostu A s $h_s = 0,7\ m$ podle Obr. 5.21 (skupina pozemní komunikace 1). 150
5.51 Graf závislosti min. počtu lan na rozpětí a stupni vyztužení deskového mostu B s $h_s = 0,7\ m$ podle Obr. 5.21 (skupina pozemní komunikace 2). 150
5.52 Trámový most optimalizační úlohy. 151
5.53 Minimální počet předpínacích lan a šířka trhliny trámového mostu optimalizační úlohy C. 152
5.54 Zatížitelnost trámového mostu optimalizační úlohy C s různým stupněm smykového vyztužení. 153
5.55 Umístění deviátorů (vzdálenost L_d) po délce trámové nosné konstrukce. . . 153
5.56 3D vizualizace experimentálního betonového dílce. 155
5.57 Schéma experimentálního dílce pro měření chování monostrandů v deviátoru o poloměru $R = 1,5\ m$. 156
5.58 Část výrobní dokumentace experimentálního dílce. 156
5.59 Experimentální dílec pro ověření chování předpínacích lan v deviátoru o malém poloměru zakřivení. 157
5.60 Snímač magnetoelastické metody DYNAMAG DSCS, který je zajištěn na monostrandu za pomocí fixační objímky. 158
5.61 Kalibrace J1. 159
5.62 Kalibrace J2. 159
5.63 Indukčnostní snímače se speciální kruhovou dosedací plochou v kontaktu s monostrandem. 159
5.64 Měřicí místo deformace HDPE chráničky (vyznačeno červeně). 160
5.65 Měření tloušťky HDPE uprostřed deviátoru pomocí ocelové listové spárové měrky. 160
5.66 Průběh teploty během měření chování monostrandů v deviátoru o $R = 1,5\ m$. 161
5.67 Lano 01 ($R = 1,5\ m$). 162
5.68 Lano 02 ($R = 1,5\ m$). 162
5.69 Lano 04 ($R = 1,5\ m$). 162
5.70 Lano 1701 ($R = 1,5\ m$). 162
5.71 Lano 1702 ($R = 1,5\ m$). 162
5.72 Lano 1703 ($R = 1,5\ m$). 162
5.73 Ztráta ovality monostrandu 01 ($R = 1,5\ m$). 163
5.74 Ztráta ovality monostrandu 02 ($R = 1,5\ m$). 163
5.75 Ztráta ovality monostrandu 04 ($R = 1,5\ m$). 164
5.76 Ztráta ovality monostrandu 1701 ($R = 1,5\ m$). 164
5.77 Ztráta ovality monostrandu 1702 ($R = 1,5\ m$). 165
5.78 Ztráta ovality monostrandu 1703 ($R = 1,5\ m$). 165
5.79 Celkové vyhodnocení ztráty ovality měřených monostrandů ($R = 1,5\ m$). . 166
5.80 Deformace HDPE chráničky monostrandu tl. 2 mm ($R = 1,5\ m$). 167
5.81 Deformace HDPE chráničky monostrandu tl. 1,4 mm ($R = 1,5\ m$). 167
5.82 Lano 01 ($R = 1,5\ m$). 169
5.83 Lano 02 ($R = 1,5\ m$). 169
5.84 Lano 04 ($R = 1,5\ m$). 169
5.85 Lano 1701 ($R = 1,5\ m$). 169

5.86 Lano 1702 ($R = 1,5\ m$). 169
5.87 Lano 1703 ($R = 1,5\ m$). 169
5.88 Celkové vyhodnocení součinitele tření monostrandů v deviátoru R = 1,5 m. 170

6.1 Jeřáb Terex Demag AC 50-1 (*zdroj: www.terex-demag.com*). 171
6.2 Pohled na trámový most Vír II (stav k roku 2021). 172
6.3 Pohled na spodní povrch NK trámového mostu Vír II (stav k roku 2021). . 172
6.4 Geografická poloha mostu ev. č. Vír II (*zdroj: www.mapy.cz*). 173
6.5 Vyztužení hlavních trámů podle dochované PD. 174
6.6 Trasování dodatečné předpínací výztuže mostu Vír II. 175
6.7 Pomocný příčník mostu Vír II 176
6.8 Řez pomocným příčníkem mostu Vír II. 176
6.9 Pohled na dolní povrch NK mostu Vír II během provádění zesílení. 177
6.10 Most Vír II během realizace zesílení. 178
6.11 Pohled na trámový most Vír II po zesílení (stav k roku 2024). 178
6.12 Pohled na trámový most ev. č. 233-031 (stav k roku 2017). 180
6.13 Geografická poloha mostu ev. č. 233-031 (*zdroj: www.mapy.cz*). 180
6.14 Trasování předpínací výztuže v 1. poli mostu ev. č. 233-031. 181
6.15 Trasování předpínací výztuže ve 2. poli mostu ev. č. 233-031. 181
6.16 Příčné řezy mostu ev. č. 233-031 se zakreslením předpínací výztuže. 182
6.17 Příčné řezy mostu ev. č. 233-031 se zakreslením předpínací výztuže. 183
6.18 Deviátor typu B nad podporou. 184
6.19 Deviátor typu C ve středním poli před obetonováním. 185
6.20 Vyústění náhradního kabelového kanálků v čele trámu. 185
6.21 Zabetonovaná kotevní oblast v čele trámů. 186
6.22 Ochranné trubky dodatečného předpínacího systému ve středním poli mostu. 186
6.23 Osazené snímače na pomocné konstrukci z lešenářských trubek během SZZ. 187
6.24 Indukčnostní snímač pro měření zatlačení ložiska během SZZ (04/2019). . . 188
6.25 Schéma rozmístění snímačů ověřovacích statických zatěžovacích zkoušek 04/2019 a 09/2019. 189
6.26 Zkušební zatížení - dvojice nákladních vozidel na mostě (04/2019). 190
6.27 Podélné umístění zkušebního zatížení - dvojice nákladních vozidel na mostě (04/2019). 190
6.28 Průhyb hlavních trámů uprostřed rozpětí 2. pole a průběh teploty ovzduší během SZZ 04/2019. 192
6.29 Zatlačení ložisek na pilířích P2 a P3 během SZZ 04/2019. 192
6.30 Indukčnostní snímače dráhy uprostřed rozpětí středního pole (09/2019). . . 193
6.31 Zkušební zatížení - dvojice nákladních vozidel na mostě (09/2019). 194
6.32 Indukčnostní snímač pro měření zatlačení ložiska během SZZ (09/2019). . . 194
6.33 Průhyb hlavních trámů uprostřed rozpětí 2. pole a průběh teploty ovzduší během SZZ 09/2019. 195
6.34 Zatlačení ložisek na pilířích P2 a P3 během SZZ 09/2019. 195
6.35 Porovnání průhybu hlavních trámů 1, 3 a 5 během SZZ 04/2019 a 09/2019 (kor. = data po korekci, orig. = originální data). 197

7.1 Pokročilé uspořádání dodatečného předpětí pro zesílení prostých mostů. . . 200
7.2 Uspořádání dodatečného předpětí ve dvou fázích pro zesílení spojitých mostů. 200

Seznam tabulek

2.1 Celkový počet mostů v evidenci ŘSD ČR a krajských správ k 1. 1. 2021. . . 16
2.2 Počet mostů v evidenci ŘSD ČR a krajských správ v jednotlivých stavebních stavech k 1. 1. 2021. 18
2.3 Počty železobetonových mostů z let 1900-1940 v jednotlivých stavebních stavech k 1. 1. 2021. 19
2.4 Rozdělení železobetonových mostů z let 1900-1940 dle konstrukčního typu. . 20
2.5 Druhy údržby, oprav a opatření k zajištění bezpečnosti dopravy podle stavebního stavu mostu nebo jeho části [17]. 20
2.6 Druhy, značky, třídy betonů a převod značení dle [25] 27
2.7 Vlastnosti běžných výztužných ocelí používaných v období 1920 až 1965 [25] 29
2.8 Návrhová pohyblivá zatížení dle [5]. 38
2.9 Návrhová pohyblivá zatížení dle [6]. 43
2.10 Dynamický součinitel pro silniční mosty dle [6]. 44
2.11 Alternativy zatížení dle [7]. 45
2.12 Dynamický součinitel pro silniční mosty dle [7]. 46
2.13 Třínápravové normové vozidlo z roku 1968 [15]. 48
2.14 Nahodilé rovnoměrné spojité zatížení z roku 1968 [15]. 48
2.15 Součinitelé nahodilého rovnoměrného spojité zatížení podle změny z roku 1976 [15]. 48
2.16 Kombinace zatížení podle změny z roku 1976 [15]. 49
2.17 Nápravové síly normových vozidel [8]. 51
2.18 Přehled základních zatěžovacích sestav mostů pozemních komunikací [8]. . . 52
2.19 Náhradní délky L_d pro výpočet dynamického součinitele δ_r dle [8]. 54
2.20 Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR [10] 56
2.21 Skupiny pozemních komunikací [10] 56
2.22 Počet a šířka zatěžovacích pruhů [10]. 57
2.23 Model zatížení 1 - charakteristické hodnoty [10]. 58
2.24 Hodnoty součinitelů β_Q pro ČR [10] 59
2.25 Zvláštní vozidla pro dálnice, rychlostní silnice a vybrané trasy určené MD ČR [10]. 60
2.26 Zvláštní vozidlo pro silnice I. a II. třídy [10]. 60
2.27 Zvláštní vozidlo pro silnice III. třídy v pozemních komunikacích skupiny 1 [10]. 61
2.28 Stanovení sestav zatížení dopravou (svislé zatížení na vozovce) [10]. 61
2.29 Stanovení sestav zatížení dopravou (ostatní zatížení) [10]. 61
2.30 Minimální doporučené hodnoty zatížitelnosti pro mosty po obnově [21] . . . 70
2.31 Sestavy zatížení dopravou pro stanovení normální zatížitelnosti [21]. 75
2.32 Sestavy zatížení dopravou pro stanovení výhradní zatížitelnosti [21]. 76
2.33 Náhradní délky L_d pro výpočet dynamického součinitele δ dle [21]. 77

3.1 Porovnání základních metod pro zesílení historických trámových železobetonových mostů. 85
3.2 Porovnání základních metod pro zesílení historických deskových železobetonových mostů. 85

5.1 Velikost koeficientu zatížení pro splnění podmínek normální zatížitelnosti [21].133
5.2 Kritéria mezního stavu použitelnosti. 134
5.3 Velikost koeficientu zatížení pro splnění podmínek výhradní zatížitelnosti [21].136
5.4 Shrnutí parametrů optimalizační úlohy. 138
5.5 Doporučené součinitelé tření předpínacích lan typu monostrand od různých dodavatelů. 168

6.1 Základní údaje o mostě Vír II. 173
6.2 Základní údaje o mostě ev. č. 233-031 v Plzni. 179
6.3 Popis použitých snímačů SZZ. 191
6.4 Zkušební zatížení SZZ 29. 4. 2019. 191
6.5 Zkušební zatížení SZZ 12. 9. 2019. 194
6.6 Číselné vyhodnocení SZZ 04/2019. 196
6.7 Číselné vyhodnocení SZZ 09/2019. 196
6.8 Vyhodnocení ověřovacích statických zkoušek. 197

Literatura

[1] Technický obzor: Orgán spolku architektů a inženýrů v království Českém. [print]. Praha: Spolek architektů a inženýrů v království Českém. 1893-1918. ISSN n111b. Dostupné z: https://www.digitalniknihovna.cz/ntk/uuid/uuid:ae7b2bb9-435d-11dd-b505-00145e5790ea.

[2] *Nový mostní řád vydaný rak. ministeriem železnic dne 28. srpna 1904 a týkající se mostů železnicových, nadželeznicových a mostů silnic příjezdných se železnými neb dřevěnými konstrukcemi nosnými.* Technická norma. Praha, 1904.

[3] *First Czechoslovakia Bridge Standard.* Technical Standard. Prague: Czech Office for Standards, 1923.

[4] *Návrh československého mostního řádu pro silnicové mosty.* Technická norma. Praha, 1923.

[5] *Jednotný mostní řád: Část I. Navrhování mostů.* Technická norma. Praha: Československá normalisační společnost (ČSN), 1937.

[6] *Směrnice pro navrhování mostů: Předpisy pro železniční a silniční mosty, Část I.* Technická norma. Praha: Vědecko-technické nakladatelství, 1951.

[7] *ČSN 73 6202 Jednotný mostní řád. Zatížení a statický výpočet mostů.* Technická norma. Praha: Úřad pro normalizaci a měření, 1953.

[8] *ČSN 73 6203 Zatížení mostů.* Technická norma. Praha: Úřad pro normalizaci a měření, 1986.

[9] *EN 1992-2: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules.* European Technical Standard. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2005.

[10] *Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges (EN 1991-2).* European Technical Standard. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2005.

[11] *PrEN 10138-3 Prestressing steels - Part 3: Strand.* European Standard. Brussel: European Committee for Standardization, 2005.

[12] *ČSN ISO 13822 Bases for design of structures – Assessment of existing structures.* technical Standard. Prague: Czech Office for Standards, Metrology and Testing, 2005.

[13] *Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1).* European Technical Standard. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2006.

[14] *TP 72 Diagnostický průzkum mostů PK.* Technické podmínky. Praha: Ministerstvo dopravy, odbor pozemních komunikací, 2008.

[15] *ČSN 73 6203 Traffic loads on bridges.* Technical Standard. Prague: Czech Office for Standards, Metrology and Testing, 2010.

[16] *ČSN 73 6221 (736220) Evidence mostních objektů pozemních komunikací. Register of the road bridges.* Technická norma. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.

[17] *ČSN 73 6221 Prohlídky mostů pozemních komunikací. Inspection of road bridges.* Technická norma. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.

[18] *European technical approval ETA-12/0282. BBR VT CONA CMM Single – Internal Post-tensioning System with 01 Strand (bonded or unbonded.* European technical approval ETA. Dortmund, 2013.

[19] *Management of bridges for strengthening and repair.* Technical Report. Colophon, 2013.

[20] *TP 65 Zásady pro dopravní značení na pozemních komunikacích.* Technické podmínky. Praha: Ministerstvo dopravy, odbor pozemních komunikací, 2013.

[21] *ČSN 73 6222 Zatížitelnost mostů pozemních komunikací. Load bearing capacity of road bridges.* Technická norma. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.

[22] *European Assessment Document: Post-tensioning Kits for Prestressing of Structures.* EOTA, 2016.

[23] *Bridge Preservation Guide, Maintaining a Resilient Infrastructure to Preserve Mobility.* Guide. Washington, DC: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2018.

[24] *Spannstahllitzen St 1660/1860 aus sieben kaltgezogenen glatten Einzeldrähten Nenndurchmesser: 6,9-9,3-11,0-12,5-12,9-15,3 und 15,7 mm bzw. mit Korrosionsschutzsystem für Nenndurchmesser: 12,5-12,9-15,3 und 15,7 mm (Monolitze).* Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung/Allgemeine Bauartgenehmigung. Berlin: Deuteches Institut für Bautechnik, 2018.

[25] *ČSN 73 0038 Assessment and verification of existing structures - Supplementary guidance.* Technical Standard. Prague: Czech Office for Standards, Metrology and Testing, 2019.

[26] *Magnetoelastický dynamometr Dynamag.* INSET s.r.o., 2020.

[27] *ČSN EN 1992 ed. 2 Eurocode: Basis of structural design.* European Technical Standard. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2021.

[28] Aravinthan, T. a Heidt, T. Innovative Strengthening Technique Using Post-Tensioned Fibre Composite Wraps for Bridge Headstocks. *Australian Journal of Structural Engineering*. Taylor & Francis. 2010, sv. 11, č. 2, s. 117–128. DOI: 10.1080/13287982.2010.11465060. Dostupné z: https://doi.org/10.1080/13287982.2010.11465060.

[29] Bachmann, H. Design of Partially Prestressed Concrete Structures Based on Swiss Experiences. *PCI JOURNAL*. Precast/Prestressed Concrete Institute. 1984, sv. 29, č. 4, s. 84–105. ISSN 0887-9672.

[30] Choi, J. Comparative study of effective stresses of concrete beams strengthened using carbon-fibre-reinforced polymer and external prestressing tendons. *Structure and Infrastructure Engineering*. Taylor & Francis. 2014, sv. 10, č. 6, s. 753–766. DOI: 10.1080/15732479.2012.759977. Dostupné z: https://doi.org/10.1080/15732479.2012.759977.

[31] Cikrle, P., Rovnaníková, P. a Dufka, A. Charakteristika betonů železobetonových konstrukcí 60. a 70. let 20. století. [print]. Beton TKS, s. r. o.: Beton TKS, s. r. o. december 2018, sv. 18, č. 6, s. 54–60.

[32] Dai, L., Wang, L., Deng, M., Wu, B., Floyd, R. W. et al. Strengthening a 20-Year-Old Post-Tensioned Concrete Box Beam with Double-Layer Prestressed Steel Wire Ropes. *Journal of Bridge Engineering*. 2018, sv. 23, č. 11, s. 05018009. DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001301. Dostupné z: https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0001301.

[33] Daly, A. a Witarnawan, W. Strengthening of bridge using external post-tensioning. In: *Proceedings of the Conference of Eastern Asia Society for Transportation (EASTS '97*. Seoul, Republic of Korea: [b.n.], 1997.

[34] Daly, A. a Witarnawan, W. A method for increasing the capacity of short and medium span bridges. In: *Proceedings of the 10th REAAAConference*. Tokyo, Japan: [b.n.], 2000.

[35] DANTZIG, G. B. *Linear Programming and Extensions*. Princeton University Press, 1991. Dostupné z: http://www.jstor.org/stable/j.ctt1cx3tvg.

[36] Dohnálek, J. a Seidlerová, I. *Dějiny betonového stavitelství v českých zemích do konce 19. století*. 1. vyd. Ostrovní 8, Praha 1: Informační centrum ČKAIT, 1999. 328 s. ISBN 80-86364-01-1.

[37] Guo, T., Chen, Z., Liu, T. a Han, D. Time-dependent reliability of strengthened PSC box-girder bridge using phased and incremental static analyses. *Engineering Structures*. 2016, sv. 117, s. 358–371. DOI: https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.03.011. ISSN 0141-0296. Dostupné z: https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029616300311.

[38] Jung, W.-T., Park, J.-S., Kang, J.-Y. a Park, H. B. Strengthening Effect of Prestressed Near-Surface-Mounted CFRP Tendon on Reinforced Concrete Beam. *Advances in Materials Science and Engineering*. 2018, sv. 2018, s. 18. DOI: https://doi.org/10.1155/2018/9210827. ISSN 1687-8442.

[39] Jílek, A., Grenčík, L. a Novák, V. *Betonové konstrukce, I. díl.* Spálená 51, Praha 2: SNTL - Státní nakladatelství technické literatury, 1985. 520 s. ISBN L17-C3-V-41/78240.

[40] Jílek, A., Grenčík, L. a Novák, V. *Betonové konstrukce I. díl.* Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1985. 520 s.

[41] Klokner, F. a Hruban, K. *Železový beton I. díl, Technický průvodce ČMT svazek 24, Technologie betonu, konstrukční prvky a výpočty.* 1. vyd. Spálená 51, Praha 2: Státní nakladatelství technické literatury, 1959. 632 s. ISBN L17-E1-4-III/7370.

[42] Klokner, F. a Hruban, K. *Železový beton I. Technologie betonu, konstrukční prvky a výpočty.* Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1959.

[43] Klusáček, L. *Strengthening of structures using post-tensioning by cables in substituted cable ducts and slots.* Brno: Brno University of Technology, 2008.

[44] Kolář, J. a Faltus, F. *Mostní stavitelství, Část prvá: Obecné o mostech. Dřevěné mosty. Montážní lešení a skruží. Ocelové mosty.* Praha: Vědecko-technické nakladatelství, 1949. Dostupné z: https://digitalniknihovna.cz/mzk/uuid/uuid:4f0e49f0-34bc-11e4-8f64-005056827e52.

[45] Kukaň, V., Drahorád, M. a Dvorský, T. *Betonové mosty: zatížitelnost : doplňkové skriptum.* Praha: Nakladatelství ČVUT, 2007. 72 s.

[46] Lasdon, L. S., Waren, A. D., Jain, A. a Ratner, M. Design and Testing of a Generalized Reduced Gradient Code for Nonlinear Programming. *ACM Trans. Math. Softw.* New York, NY, USA: Association for Computing Machinery. mar 1978, sv. 4, č. 1, s. 34–50. DOI: 10.1145/355769.355773. ISSN 0098-3500. Dostupné z: https://doi.org/10.1145/355769.355773.

[47] Lee, H., Jung, W. T. a Chung, W. Post-tension near-surface mounted strengthening system for reinforced concrete beams with changes in concrete condition. *Composites Part B: Engineering.* 2019, sv. 161, s. 514 – 529. DOI: https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.12.149. ISSN 1359-8368. Dostupné z: http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S135983681832701X.

[48] Lin, T.-Y. a Burns, N. H. *Design of prestressed concrete structures.* 3rd Edition. New York: John Wiley & Sons Inc, June 1981. 646 s. ISBN 978-9812531179.

[49] Mareš, T. *Základy konstrukční optimalizace.* 1. vyd. Praha: Knižnice konstrukční optimalizace, 2006. 307 s. ISBN 80-239-6508-5.

[50] Mimoto, T., Sakaki, T., Mihara, T. a Yoshitake, I. Strengthening system using post-tension tendon with an internal anchorage of concrete members. *Engineering Structures.* 2016, sv. 124, s. 29 – 35. DOI: https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.003. ISSN 0141-0296. Dostupné z: http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029616302681.

[51] Miyamoto, A., Tei, K., Nakamura, H. a Bull, J. Behavior of prestressed beam strengthened with external tendons. *Journal of structural engineering New York, N.Y.* ASCE, Reston, United States. 2000, sv. 126, č. 9, s. 1033–1044. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:9(1033). ISSN 07339445. cited By 115.

[52] Nilimaa, J., Blanksvärd, T., Täljsten, B. a Elfgren, L. Unbonded Transverse Posttensioning of a Railway Bridge in Haparanda, Sweden. *Journal of Bridge Engineering*. 2013, sv. 19. DOI: https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000527. ISSN 1943-5592.

[53] Panáček, J. *Prvky betonových konstrukcí, Modul CM2 Dimenzování betonových prvků - část 1.* Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2005.

[54] Parkinson, A., Balling, R. J. a Hedengren, J. D. *Optimization Methods for Engineering Design: Applications and Theory*. Brigham: Brigham Young University, 2013. 208 s.

[55] Petrangeli, M., Usai, G. a Zoppis, E. Bridge Repair by External Prestress: The Gibe Crossing in Ethiopia. *IABSE Symposium Report 96.* 2009, s. 10–19. DOI: 100.2749/222137809796078469.

[56] Ravindran, A., Ragsdell, K. M. a Reklaitis, G. V. *Engineering Optimization Methods and Applications*. 2. vyd. Hoboken, New Jersey: John Wiley Sons, Inc., 2006. 681 s. ISBN 978-0-471-55814-9.

[57] Ravindran, A., Reklaitis, G. V. a Ragsdell, K. M. *Engineering optimization: methods and applications*. 2nd ed. Hoboken, N.J.: John Wiley, 2006. 688 s. ISBN 978-0-471-55814-9.

[58] Recupero, A., Spinella, N., Colajanni, P. a Scilipoti, C. D. Increasing the Capacity of Existing Bridges by Using Unbonded Prestressing Technology: A Case Study. *Advances in Civil Engineering*. Hindawi. 2014, Vol. 2014. DOI: dx.doi.org/10.1155/2014/840902. ISSN 1687-8086.

[59] Recupero, A., Spinella, N. a Scilipoti, C. D. Method for Extending Life of Existing Bridge: A Case Study. In: *8th International Conference in the Low Carbon Era*. Dundee: [b.n.], 2012.

[60] Rotter, T., Teichman, M., Škoch, V. a Volek, J. *Stav mostů v České republice*. Brno: [b.n.], duben 2018. 24 s.

[61] Svoboda, A. *Vliv stáří betonu na předpínací sílu*. seminární práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2020.

[62] Svoboda, A., Klusáček, L. a Olšák, M. Strengthening and Rehabilitation of U-Shaped RC Bridges Using Substitute Cable Ducts. *Advances in Materials Science and Engineering*. 2019, sv. 2019, s. 21. DOI: https://doi.org/10.1155/2019/8920718. ISSN 1687-8442. Dostupné z: https://www.hindawi.com/journals/amse/2019/8920718/.

[63] Tomek, J. *Odborný posudek, příjezdný most k elektrárně VD Vír II vyrovnávací nádrž na Svratce*. Brno: DIVYP Brno s.r.o., 2002.

[64] Tomica, V., Sokolík, A. a Zemko Štefan. *Údržba a rekonštrukcia mostov*. Bratislava: Alfa, 1992. 232 s. ISBN 80-05-01025-7.

[65] Tomwk, J. a Kleisner, Z. *Betonové mosty II.* Brno: Vysoké učení technické, 1989. Dostupné z: https://digitalniknihovna.cz/mzk/uuid/uuid:a3be10d0-3547-11e4-a8ab-001018b5eb5c.

[66] Wikipedie. *Wikipedie: Otevřená encyklopedie.* 2023. [Online]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/.

[67] Woodward, R. a Daly, A. *Design of bridges with external prestressing: Construction and testing of a model bridge.* TLR Report 392. Berkshire: TLR - Transport Research Laboratory, 1999.

Příloha A

Publikační činnost autora

2024 BOBEK, L.; KLUSÁČEK, L.; SVOBODA, A. Effective strengthening of reinforced concrete corbels using post-tensioning. ENGINEERING STRUCTURES, 2024, roč. 305, s. 1-17. ISSN: 0141-0296 (**Q1**).

2023 KLUSÁČEK, L.; ZICH, M.; NEČAS, R.; POŽÁR, M.; SVOBODA, A.; OLŠÁK, M.; ŠIMEK, O.; KOLÁČEK, J.; BOBEK, L.; STRNAD, J. Hodnocení stavu prefabrikované předpjaté střešní konstrukce. 29. Betonářské dny 2023: sborník ke konferenci. Listopad, 2023. Hradec Králové: Česká betonářská společnost ČSSI, 2023. s. 170-181.

KLUSÁČEK, L.; ZICH, M.; NEČAS, R.; POŽÁR, M.; OLŠÁK, M.; SVOBODA, A.; ŠIMEK, O.; KOLÁČEK, J.; BOBEK, L.; STRNAD, J. Hodnocení stavu prefabrikované předpjaté střešní konstrukce. Zborník príspevkov z 12. seminára Sanácia betónových konštrukcií. Smolenice: Spektrum STU, 2023. s. 73-81. ISBN: 978-80-227-5370-8.

2022 KLUSÁČEK, L.; NEČAS, R.; KOLÁČEK, J.; SVOBODA, A.; OLŠÁK, M.; POŽÁR, M. Oprava lávky přes Moravu v Kroměříži - diagnostika, zesílení, rehabilitace, sledování. MOSTY 2022 27. MEZINÁRODNÍ SYMPOZIUM sborník příspěvků. Brno: SEKURKON s.r.o., 2022. s. 238-245. ISBN: 978-80-86604-84-8.

KLUSÁČEK, L.; SVOBODA, A.; BUREŠ, J. Prestressed footbridge over Morava River in Kroměříž - strengthening, rehabilitation and measurement using geodetic method in combination with advanced optical methods. 5. Brückenkolloquium. Esslingen: Technische Akademie Esslingen e. V., 2022. ISBN: 978-3-8169-3549-0.

OLŠÁK, M.; KLUSÁČEK, L.; SVOBODA, A.; NEČAS, R. Long-term Behavior of Prestressed Bridge After Reconstruction And Strengthening by P-T. 18th International Conference: Structural Faults + Repair-2022. Edinburgh: 2022. ISBN: 0-947644-88-1.

SVOBODA, A.; KLUSÁČEK, L. Experimental measurement of the anchorage length of interrupted prestressing reinforcement. 5. Brückenkolloquium. Esslingen: Technische Akademie Esslingen e. V., 2022. ISBN: 978-3-8169-3549-0.

SVOBODA, A.; KLUSÁČEK, L.; OLŠÁK, M. Method of Repairing Old Concrete Bridges. 18th International Conference: Structural Faults + Repair-2022. Edinburgh: 2022. ISBN: 0-947644-88-1.

2021 SVOBODA, A.; KLUSÁČEK, L.; NEČAS, R.; KOLÁČEK, J.; STRNAD, J.; OLŠÁK, M. Anchorage length of patented wire cables in prestressed bridge girders. Koroze a ochrana materiálů, 2021, roč. 65, č. 3, s. 92-96. ISSN: 0452-599X.

KLUSÁČEK, L.; NEČAS, R.; POŽÁR, M.; PĚKNÍK, R.; SVOBODA, A. Transverse prestressing and reinforced concrete as the key to restoration of masonry arch bridges. ENGINEERING STRUCTURES, 2021, roč. 245, č. 1, s. 1-20. ISSN: 0141-0296 (**Q1**).

KLUSÁČEK, L.; NEČAS, R.; KOLÁČEK, J.; SVOBODA, A.; OLŠÁK, M. Podrobný diagnostický průzkum lanových závěsů. Silnice a železnice, 2021, roč. 16, č. 3/2021, s. 95-98. ISSN: 1801-822X.

NEČAS, R.; KLUSÁČEK, L.; KOLÁČEK, J.; SVOBODA, A.; OLŠÁK, M. Diagnostický průzkum lanových závěsů. MOSTY 2021 26. MEZINÁRODNÍ SYMPOZIUM sborník příspěvků. Brno: SEKURKON s.r.o., 2021. s. 169-175. ISBN: 978-80-86604-86-2.

SVOBODA, A.; KLUSÁČEK, L. Dodatečné předpínání historických železobetonových mostů. MOSTY 2021 26. MEZINÁRODNÍ SYMPOZIUM sborník příspěvků. Brno: SEKURKON s.r.o., 2021. s. 176-181. ISBN: 978-80-86604-86-2.

2020 SVOBODA, A.; KLUSÁČEK, L.; NEČAS, R.; KOLÁČEK, J.; STRNAD, J.; OLŠÁK, M.; BOBEK, L. Experimentální měření kotevní délky předpínací výztuže mostního prefabrikovaného nosníku I-73. 27. Betonářské dny, sborník ke konferenci. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, 2020. s. 133-139. ISBN: 978-80-907611-3-1.

KLUSÁČEK, L.; NEČAS, R.; KOLÁČEK, J.; SVOBODA, A.; OLŠÁK, M. Diagnostický průzkum závěsů mostu s ověřením rektifikace. 27. Betonářské dny, sborník ke konferenci. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, 2020. s. 127-132. ISBN: 978-80-907611-3-1.

2019 SVOBODA, A.; KLUSÁČEK, L.; OLŠÁK, M. Strengthening and Rehabilitation of U-Shaped RC Bridges Using Substitute Cable Ducts. Advances in Materials Science and Engineering, 2019, roč. 2019, č. 8920718, s. 1-21. ISSN: 1687-8442 (**Q3**).

KLUSÁČEK, L.; NEČAS, R.; KOLÁČEK, J.; SVOBODA, A. Vliv vnějších podmínek na stavební konstrukci z pohledu statika. In Vliv vnějších podmínek na výsledky geodetických měření při použití současných technologií, odborný seminář. Brno: 2019. s. 80-85. ISBN: 978-80-02-02876-5.

KLUSÁČEK, L.; NEČAS, R.; KOLÁČEK, J.; SVOBODA, A.; OLŠÁK, M. Statické zajištění lávky pro pěší přes řeku Moravu v Kroměříži. In 26. Betonářské dny 2019, Sborník ke konferenci. Hradec Králové: Česká betonářská společnost ČSSI, 2019. s. 1-9. ISBN: 978-80-907611-2-4.

KLUSÁČEK, L.; SVOBODA, A. Diagnostika předpínacích kabelů semidestruktivní metodou. In MOSTY 2019 24. MEZINÁRODNÍ SYMPOZIUM sborník příspěvků. Brno: SEKURKON s.r.o., 2019. s. 239-244. ISBN: 978-80-86604-79-4.

2018 SVOBODA, A.; KLUSÁČEK, L. Strengthening of Reinforced Concrete Bridges by Post-Tensioning. In Proceedings of The 12th International PhD Symposium in Civil Engineering. Prague: Czech Technical University in Prague, 2018. s. 923-930. ISBN: 978-80-01-06401-6.

SVOBODA, A. Krátkodobé pokusy s monostrandy. In Juniorstav 2018 - 20. Odborná konference doktorského studia. Sborník příspěvků. Brno: 2018. s. 448-453. ISBN: 978-80-86433-69-1.

SVOBODA, A.; KLUSÁČEK, L. Results of Short-term Experiments with Monostrands in Saddles with Small Radii. In 24th Concrete Days 2017, 24th International Conference Concrete Days 2017. Solid State Phenomena. Switzerland: Trans Tech Publications, 2018. s. 147-153. ISBN: 978-3-0357-1284-1. ISSN: 1662-9779.

SVOBODA, A.; KLUSÁČEK, L. Possibility of Increasing the Load Bearing Capacity of Parapet Bridge Structures. In 24th Concrete Days 2017, 24th International Conference Concrete Days 2017. Solid State Phenomena. Switzerland: Trans Tech Publications, 2018. s. 319-324. ISBN: 978-3-0357-1284-1. ISSN: 1662-9779.

2017

SVOBODA, A.; KLUSÁČEK, L. Výsledky krátkodobých pokusů s monostrandy v sedlech s malými poloměry. In 24. Betonářské dny 2017 Sborník příspěvků konference. Litomyšl: Česká betonářská společnost ČSSI, 2017. s. 1-7. ISBN: 978-80-906759-0-2.

SVOBODA, A.; KLUSÁČEK, L. Možnosti zvýšení kapacity parapetních mostních konstrukcí. In 24. Betonářské dny Sborník příspěvků konference. Litomyšl: Česká betonářská společnost ČSSI, 2017. s. 1-7. ISBN: 978-80-906759-0-2.

KLUSÁČEK, L.; SVOBODA, A. Strengthening of bridges by post-tensioning using monostrands in substituted cable ducts. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2017, roč. 236, č. 1, s. 1-12. ISSN: 1757-8981.

SVOBODA, A.; STARÝ, M. Působení předpínacích lan bez soudržnosti. In Juniorstav 2017, 19. odborná konference doktorského studia - Sborník ke konferenci. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2017. s. 1-8. ISBN: 978-80-214-5473-6.

2016

SVOBODA, A.; STARÝ, M.; KLUSÁČEK, L. Studie chování volných předpínacích lan tzv. monostrandů. In 23. BETONÁŘSKÉ DNY 2016, Sborník příspěvků konference. Litomyšl: Česká betonářská společnost ČSSI, 2016. s. 1-7. ISBN: 978-80-906097-6- 1.

Níže jsou uvedeny pouze články indexované v databázi WOS týkající se zesilování mostních konstrukcí systémem dodatečného předpětí:

1. SVOBODA, A.; KLUSÁČEK, L.; OLŠÁK, M. Strengthening and Rehabilitation of U-Shaped RC Bridges Using Substitute Cable Ducts. Advances in Materials Science and Engineering, 2019, roč. 2019, č. 8920718, s. 1-21. ISSN: 1687-8442 (**Q3**).
2. KLUSÁČEK, L.; NEČAS, R.; POŽÁR, M.; PĚKNÍK, R.; SVOBODA, A. Transverse prestressing and reinforced concrete as the key to restoration of masonry arch bridges. ENGINEERING STRUCTURES, 2021, roč. 245, č. 1, s. 1-20. ISSN: 0141-0296 (**Q1**).

Hindawi
Advances in Materials Science and Engineering
Volume 2019, Article ID 8920718, 21 pages
https://doi.org/10.1155/2019/8920718

Research Article

Strengthening and Rehabilitation of U-Shaped RC Bridges Using Substitute Cable Ducts

Adam Svoboda, Ladislav Klusáček, and Martin Olšák

Institute of Concrete and Masonry Structures, Brno University of Technology, Veveří 331/95, 602 00 Brno, Czech Republic

Correspondence should be addressed to Adam Svoboda; svoboda.a@fce.vutbr.cz

Received 23 July 2019; Revised 20 September 2019; Accepted 23 October 2019; Published 30 November 2019

Academic Editor: Mohammad A. Hariri-Ardebili

Copyright © 2019 Adam Svoboda et al. This is an open access article distributed under the Creative Commons Attribution License, which permits unrestricted use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

The presented paper deals with strengthening and rehabilitation of U-shaped reinforced concrete bridges from the period of 1905–1930 using post-tensioning, which is a suitable, reliable, and durable method. These bridges have two main beams pulled over the bridge deck, which is supported by cross girders. The cross girders connect the two main beams forming a half-frame in the transverse direction, which provides spatial rigidity to the structure. The spans of these bridges are usually between 15 and 25 m. The high efficiency of post-tensioning can be seen on many implemented applications for bridge reconstructions worldwide. However, in this paper, the post-tensioning method is extended by a unique structural system of substitute cable ducts that allows for significantly expanding applicability of this method on existing concrete bridges. This method is highly recommended due to minimization of interventions into the constructions, unseen method of cable arrangement, and hence the absence of impact on appearance, which is appreciated not only in case of valuable historical structures but in general as well. In conclusion, the post-tensioning by monostrands in substitute cable ducts is a highly efficient method for strengthening of existing bridges in order to increase their load-bearing capacities in terms of current traffic load and to extend their service life. This method was also verified by monitoring the behavior of rehabilitated bridges before and after strengthening.

1. Introduction

Reinforced concrete beam bridges have been built since the very beginnings of reinforced concrete. Both simple and continuous parapet bridges represent a suitable structural option of beam bridges because of their small construction height (U-shaped bridges, camelback bridges, and trough girder bridges). These structures have been developed near Michigan, USA, and soon they have spread in Europe as well [1]. There is still a couple of hundred of these structures around the roadways in the Czech Republic [2].

The oldest U-shaped bridges were built between 1905 and 1915, and they were designed in accordance with the Austrian Ministry of Railways Bridge Standard of August 1904 [3]. At that time, the largest load the road bridges had to endure on the primary roads was an $18\,t$ (180 kN) steamroller or a uniformly distributed load of 460 kg/m^2 (4.6 kN/m^2) over the surface of the bridge [4]. This bridge type was very popular up until 1930, but from the standpoint of current traffic demands upon bridge structures, it usually does not comply because of its load-bearing capability and an efficient strengthening and total reconstruction has to be performed upon bridge structure [5]. These concrete bridges are also valuable from the historical standpoint because they represent a legacy of the first generation of reinforced concrete bridge engineers.

1.1. Reinforced Concrete Bridge Strengthening Using the Substitute Cable Duct Method. Post-tensioning is a suitable, reliable, and durable method for reinforced concrete bridge strengthening. A strengthening system using post-tensioning effects has also been discussed in previous studies and applications; for example, Recupero et al. [6, 7] presented an application of external prestressing technique for strengthening a single-span concrete railway bridge in Italy. The effect of strengthening was also researched with the help of numerical simulations. Nilimaa et al. [8] focused on

strengthening of concrete railway bridges (in Sweden) in the transverse direction using prestressed bars installed in additionally drilled holes in the existing concrete. Petrangeli et al. [9] published a paper focused on strengthening of the continuous reinforced concrete bridge in 1976 in Ethiopia across the Gibe river using external prestressing tendons. Daly and Witarnawan in articles [10, 11] presented two applications of strengthening composite (steel-concrete) bridges in Indonesia using external prestressing and also discussed key parameters for designing such a system. Woodward and Daly [12] examined the effect of external prestressed tendons within an experiment on a bridge model of a 1 : 4 scale. The experimental load tests have shown that the post-tensioning method provides a safe and stable method of strengthening. Dai et al. [13] examined the strengthening technique with double-layer prestressed steel wire ropes (PSWRs) to enhance the serviceability of an existing concrete box girder. Miyamoto et al. [14] studied the behavior of prestressed beams strengthened with external tendons. In the presented paper, simply supported prestressed composite girders with alternating prestressing levels, eccentricity of tendons, and tendon properties are examined. Mimoto et al. [15] developed a strengthening system using post-tensioned tendons with internal anchorages in the existing concrete. The internal anchorage hole is made using a special drilling machine, and the system provides joints between the existing and additionally cast concrete parts. Other researchers focused on post-tensioning of concrete using FRP elements; for example, Lee et al. [16] and Jung et al. [17] presented a post-tensioned FRP near-surface mounted system for strengthening of existing structures without changing its dimensions. The strengthening effect was investigated both experimentally and numerically. Aravinthan and Heidt [18] studied innovative methods for strengthening of bridge headstocks using post-tensioned fibre composite wraps as an alternative to steel prestressing tendons. Some scientists deal with the comparison of prestressing methods using steel tendons or FRP elements; for example, Choi [19] examined effective stresses of concrete beams strengthened using CFRP and external prestressing tendons. The strengthening effect of external tendons was found to be significantly greater in comparison with CFRP. Also, RC beams strengthened with external tendons showed small difference between the analysis and experimental results compared to beams strengthened by the CFRP method.

However, none of the cited authors applied the post-tensioning method for strengthening the described U-shaped RC bridges. Researchers at the Brno University of Technology (Czech Republic) have developed the substitute cable duct method, whose structural design pushes the limitations of historical structure prestressing.

Basic structural arrangement of prestressing cables in beam bridge strengthening using the method of substitute cable ducts is shown in Figure 1. After a previous detailed diagnostics, usable spaces between reinforcement are determined and substitute cable ducts are drilled through the beams. The direction and distribution of ducts is intentionally selected so that the anchorage area could be created above or behind the bearing axis, and the distribution of saddles was selected at 1/5 to 1/4 from the theoretical support in compliance with the static calculation. Preparatory works for cables are finished by creating the saddles in such a manner that the radial forces of the cables are directed straight into the concrete of the retrofitted structure, and the complex and unclear transformation of forces is not performed. After prestressing, the anchoring areas are filled with concrete and the cables (monostrands) on the bottom side of the beams are covered with an additional concrete covering layer, or they are hidden in the reconstructed original covering layer. The suitability of the method was confirmed for both simple and continuous U-shaped bridges with span lengths from 8 to 25 m [20].

1.2. Cables in Substitute Ducts in Original Beams. Using the substitute cable duct method leads to a placement of post-tensioning cables and monostrands directly into the concrete of the original beams. The essential requirement of this method is a favourable distribution of the original main load-bearing reinforcement, which provides abundant space for suitable drilling of substitute ducts in the available spaces between the original reinforcements without its interruption, or with just a small decrease in strength, which can be included in the strengthening design calculations and which can be compensated by the post-tensioning effects. This requirement is met relatively often (in most cases resolved by post-tensioning, suitable spaces could be found between the original reinforcements), which is given by the design customs from the time of construction. Use of the substitute cable duct method then provides significant advantages:

(1) Through saddles, the cables lean directly on the concrete of the beams, and therefore, the radial effects of cables directly affect the original structure (practically in the vertical axis of the beams). Therefore, they do not have to be rather intricately transformed by weldments placed on beam sides, or with separately cast blocks with duct saddles.

(2) The saddles can be created very simply as steel sheets (strap steel) bent into the prescribed radius of 1.2 m to 1.5 m, which are mounted into high-strength microconcrete with a full-area anchored saddle.

(3) The prestressing reinforcement (cables composed of monostrands) is completely protected against mechanical damage after subsequent filling of ducts with injection. If this protection is further complemented with additionally anchored cable sheathing in a straight section between saddles on the bottom surface of beams, then the entire prestressing set is hidden in the original concrete and in the newly constructed cover. Therefore, the requirements for perfect mechanical protection of the plastic sheaths of individual monostrands are met. If the stable conditions for primary and secondary protection of prestressing reinforcement are observed, long lifetime (long-term reliability) of this type of strengthening is guaranteed.

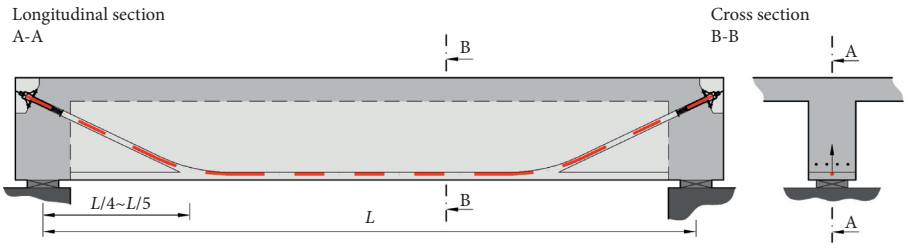


Figure 1: The basic scheme of cable arrangement in the case of strengthening a simple span bridge by post-tensioning using the substitute cable duct method.

Substitute cable ducts require drilling of holes into concrete and masonry in lengths multiple times longer than the commonly manufactured machines and tools allow. A special positioning drilling device—a drilling support—was designed and manufactured for this purpose. The main parts of the device are guiding bars and a drilling cart.

The cart allows defined clamping of drilling machines and a transfer of force for provision of the necessary drilling thrust. Together with the cart, the guiding bar allows prolongation of drilling shafts. This device (Figure 2) composed of the cart and the guiding bars provides machine guidance for the drilling machine and decreases strain of the operators of the drilling machine to an acceptable level. Secondly, it also increases the accuracy of drilled cable duct trajectory to the highest degree possible. Thirdly, it allows the operators to set a completely arbitrary trajectory because they can set any angle in both the horizontal plane and the vertical plane (usually an angle towards the longitudinal axis of the load-bearing structure). The drilling support can be axially equipped with both diamond and impact drilling technology, and these can be swapped even during the drilling of a single cable duct. Another advantage of the drilling support is that it can be attached to the retrofitted structure itself. Figure 3 shows a deployment of the drilling support with diamond drilling technique.

Both simple and continuous reinforced concrete beam structures can be strengthened using cables in substitute ducts. In the case of simple structures (usually simply supported beams), the ducts and prestressing reinforcements are arranged in accordance with Figure 1; in the case of continuous structures, they are arranged in accordance with Figure 4. Continuous structures can be efficiently tensioned with continuous raised cables, tensioned from both sides. In accordance with static requirements, these cables can be complemented with noncontinuous cables, anchored in a composite slab or in anchoring blocks (extensions), which will be placed between the original beams.

In monostrand prestressing, the coefficient of friction μ, which is used only in saddles in this distribution, has the value of 0.06 to 0.10, which was repeatedly verified during prestressing of structures strengthened in this manner by comparing the calculated and the achieved monostrand extension sizes. The friction does not apply in direct sections of cable trajectories (in such case, monostrands mostly lead almost linearly from saddle to saddle, through air and without friction).

Substitute cable ducts can be drilled into the structure very accurately and with very little damage to the original

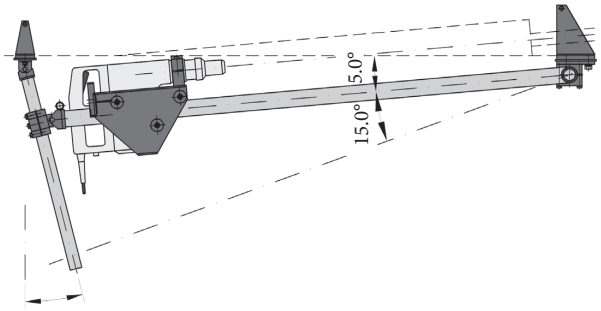


Figure 2: Scheme of the drilling support for drilling substitute cable ducts of relatively small diameters (ϕ = 35 ~ 52 mm) into the concrete of the existing bridge structure. It allows adjustment of both vertical and horizontal drilling angles. The picture shows a support fitted with a drill using the impact technology.



Figure 3: A realization of drilling substitute cable ducts on the bottom side of a U-shaped bridge using a drilling support [21]. The photo shows the use of invented drilling support equipped with a drilling machine with the diamond drilling technology. The drilling machine, clamped into a cart, is led by guiding bars in the required angle (both vertical and horizontal) relative to the bottom face of the structure while drilling a duct.

beam reinforcement. Site diagnostic of beam reinforcement, which provides information on the most suitable space for duct drilling, is necessary for drilling the cable duct. The designer defines the position of theoretical points (TP) only in the longitudinal direction, and they let the exact outlets of ducts in the transverse direction of the beams up to the construction process. In many cases, the concrete of the strengthened structure is more damaged by corrosion in the area of the bottom face of the beams that the concrete cover layer has already fallen off and the distribution of reinforcements is

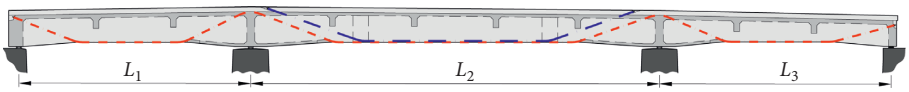


Figure 4: The basic scheme of cable arrangement in the case of strengthening a continuous span bridge by post-tensioning using the substitute cable duct method. Also, it is an example of the usage of multiple phases of post-tensioning. The first phase (on the picture described by red dashed lines) creates a possibility for casting an additional concrete composite slab for slab strengthening. The second phase (on the picture described by blue dashed lines) increases the overall load-bearing capacity of the critical middle span.

clearly visible. In other cases, in the area of future saddles, the original cover can be removed because after prestressing, the cables will be protected by the anchored cover and the surfaces of the entire structure are usually retrofitted with a special layer. Figure 5 shows an example of a duct outlet between beam reinforcements of a strengthened continuous beam structure in accordance with project documentation. It shows that suitable space could always have been found and that the substitute ducts could have been prepared without or with minimum damage to the original profiles of the main load-bearing reinforcement.

2. Strengthening of U-Shaped Bridges

U-shaped bridges have two main girders extending above the roadway, and the bridge deck is supported by cross girders. The cross girders connect both main girders, and together with them, they form a half-frame in the transverse direction; the half-frame provides spatial rigidity to the structure. These bridges can also be efficiently strengthened using the substitute cable duct method both in the longitudinal and transverse directions [22]. The spans of these structures are between 15 and 25 mm, and the described strengthening was used in the realized designs, e.g., [21, 23].

The main girders are usually reinforced with the original reinforcement in the amount of 8 to 12 pieces with ϕ of 35 to 50 mm in two or three rows. This provides enough space for substitute ducts. The main girders of U-shaped bridges are regularly strengthened with two to four cables with three to four monostrands in every cable. Similarly to main beams, the transverse girders can be strengthened with cables in substitute ducts anchored on side areas of main girders. Basic distribution of post-tensioning cables is shown in Figures 6 and 7.

U-shaped bridges, built between 1905 and 1930, are suitable structures for strengthening using the substitute cable duct method, which is given by the following structural particularities:

(1) Girder front sides are available for cable anchoring in the main girders (U-shaped). Cable lines can be designed with zero end eccentricity above the supports. The tensioning set can be best anchored in the center of gravity of girders, which contributes to high efficiency of post-tensioning and to a good distribution of forces in anchors into the concrete of the original girders.

(2) Completely free side areas of main girders are available for anchoring of transverse cables (cables strengthening the transverse beams). On the free side areas, the anchoring areas can be created either with cut bearing surface (older system) or in the form of cast concrete extension (currently used system, which guarantees both primary and secondary protection of the entire lengths of cables including anchors).



Figure 5: An example of a substitute cable duct (ϕ 52 mm) outlet at the bottom side of the beam in a suitable position in a gap between the existing reinforcement.

In the U-shaped girder, cables are led through space crossways with regard to both the horizontal and the vertical planes so that the anchors would act in the vicinity of the center of gravity of the end cross section (in the cross-sectional core). The location of cross girder anchors has to be selected carefully because the prestressing forces affect the transverse semiframe; the anchors have to be placed in the center of gravity of projection of the cross girder into the main beam or slightly below it. Then the additional set of forces will be balanced with regard to the semiframe, and it will not stress it adversely in the transverse direction.

Prestressing will efficiently create conditions for the additionally cast composite slab, which, in accordance with the requirements of the investor, strengthens the original bridge deck to as high a load as the U-shaped girders and cross girders can be strengthened.

Figure 6 shows the shape and arrangement of the prestressing system for strengthening the U-shaped bridge with a span length of l = 16.4 m on a secondary road for load-bearing class B in accordance with ČSN 73 6203 [24]. The main girders were sufficiently prestressed with four cables; cross girders were prestressed with two cables. Therefore, conditions have been created to carry the weight of an additionally cast composite slab, which strengthened the original bridge deck. This case is also an example of

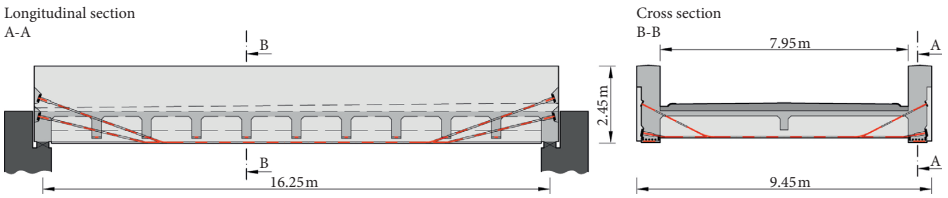


Figure 6: Cable arrangement in the longitudinal and transverse directions for strengthening of a U-shaped bridge with straight girders, built in Třebechovice in 1932, according to project documentation [21].

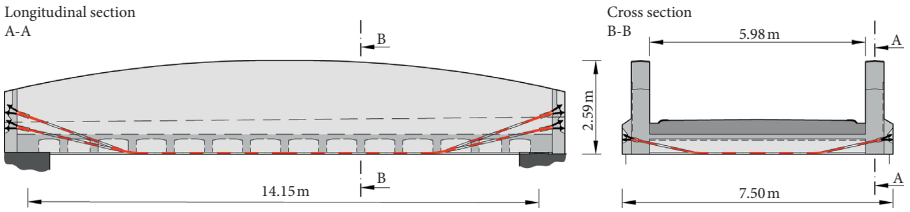


Figure 7: Another example of cable arrangement in the longitudinal and transverse directions for strengthening the U-shaped bridge with curved girders which was built in Vražné in 1928 according to project documentation [23].

anchoring using the single-strand wedge with bearing plates without observing the primary protection in anchors (older way). The secondary protection was guaranteed by the usual casting of anchor holes. Figures 8 and 9 show the characteristic details of this strengthening: cable saddles in U-shaped beams and the anchors at the end of these beams [21].

Figure 7 shows the shape and distribution of the prestressing system in strengthening of a U-shaped bridge with variable height of the main beam and a length span of l = 14.1 m on a tertiary road also to the load-bearing class B [24]. The main girders were post-tensioned with two cables of four monostrands, the cross girders were post-tensioned with one cable of monostrands. Once again, conditions to carry the weight of an additionally cast composite slab were created. However, this is an example of anchoring using the encapsulated anchor system with an observance of primary protection in anchors (newer, regularly used bridge anchoring system). The secondary protection was once again guaranteed by the usual casting of anchor areas in concrete. Figure 10 shows characteristic details of cable anchors in the main girder and the cross girder anchors at the sides of the main girder [23].

Strengthening of the U-shaped bridges with post-tensioning using the substitute cable duct system generally brings many advantages:

(1) In contrast to the glued reinforcement, which is activated only after load, and therefore does not contribute to the transfer of forces from the permanent load, transfer of prestressing into the structure balances a significant portion of internal forces created by the permanent load; this efficiently improves the condition, in which the structure is not stressed by live load and a necessary reserve is created for the transfer of effects of live load.

(2) The increase of load-bearing capacity by this method is significant, regularly 200%–300%, which is an effect, higher almost by an order than the use of glued reinforcement, for which general experience speaks on an achievable increase of approximately 30% [19].



Figure 8: An example of the anchorage areas made directly in the existing concrete of the main girders of U-shaped bridge. The strengthening was implemented in 2002, so the old type of anchors was used [21].

(3) Cracks created by static or dynamic load in the tension flanges of reinforced concrete beams significantly accelerate the process of reinforced concrete corrosion significantly. The transfer of pressure forces by prestressing leads from a partial to a complete closure of cracks and a subsequent



Figure 9: Prestressing tendons composed of individual monostrands (black HDPE sheaths) on the bottom side of the girder after curvature of their trajectories in saddles [21]. After the prestressing of tendons, the bottom side of the girder is provided with the anchored protective concrete cover layer (the second corrosion protection). The appearance and the concrete character of the bridge are then preserved.

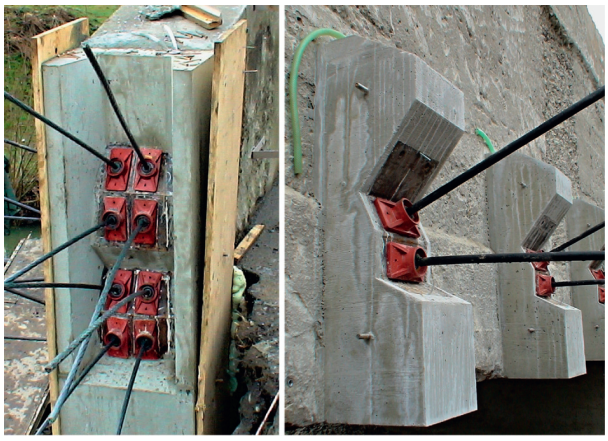


Figure 10: Realization of the additional anchorage areas of both main girders and cross girders. In this implementation, a new type of encapsulated single-strand anchors was used (2008). The anchors are covered and protected in concrete extensions [23].

prolongation of the concrete structure resistance against corrosion.

(4) Most construction works connected to this technology can be created without interruption of the traffic on the bridge or only with a partial limitation.

(5) When we strengthen bridges by prestressing, we use the entire prestress level interval. In the case of beam bridge strengthening, the interval usually achieves values of $\lambda = 0.15 \sim 0.25$ (in accordance with Bachmann [25]).

(6) For bridges seemingly irreparable due to their static condition, or if the requested load-bearing capacity cannot be achieved with other methods, and when the bridges are usually demolished and a new structure is built, the required parameters can be achieved using this very method of load-bearing capacity increase for a mere third or half of the price of the new structure [26].

The actual design and performance of strengthening must emphasize the fact that the static strengthening is usually a part of a total reconstruction and of retrofitting of the bridge. It must create prerequisites for reliability and durability of the selected design. That is why the below mentioned measures have to be considered and proposed:

(1) A thorough treatment of the degraded concrete of the entire bridge (surface areas including the plaster), first mechanically and then using a rotating high-pressure water jet.

(2) Careful cleaning of the exposed and corroded steel reinforcing bars in the entire bridge structure, first mechanically and then with a high-pressure water single-jet tool.

(3) Protection of the steel reinforcing bars with silicate materials.

(4) The actual post-tensioning of the bridge structure by both transfer of prestressing and by the composite slab.

(5) Application of the adhesion primer coat on the whole surface of the retrofitted concrete of the bridge.

(6) Rough and finish reprofiling of the bridge load-bearing structure.

(7) Application of a protective and unifying coating on the inner and upper areas of the U-shaped girders.

3. Static Effect of Prestressing Cables in Strengthening by Post-Tensioning

Static effect of prestressing cables, additionally built into the original reinforced concrete structures, is basically the same as the effect of a prestressing reinforcement in regular prestressed concrete [27]. This is achieved because the post-tensioned cables are built into the cross section of strengthened structures using the substitute cable ducts in a manner similar to the new, mostly fully prestressed structures. There are almost no differences in the service stage; in this case, radial effects of the additionally built-in prestressing set manifest themselves positively, while the favorable effect of the actual prestressing force manifests itself as well, but not so clearly. This is given by small, but sufficient prestressing degrees $\lambda = 0.12 \sim 0.25$ [25]. In the stage of ultimate limit state, the main difference lies in the fact that cables composed of monostrands appear to be free (without cohesion with concrete), even if built-in and injected in a cross section. However, the ultimate limit states increase as well by the very additional effect of prestressing forces, which transfer the former sections in pure bending to sections in eccentric compression [28].

3.1. Decrease of Dead Weight Effects. The basic static function of thus designed beam bridge strengthening is shown in Figure 11. It is depicted on a simple structure, and the used approach can be analogically extended to a continuous structure as well. The radial effect of additional

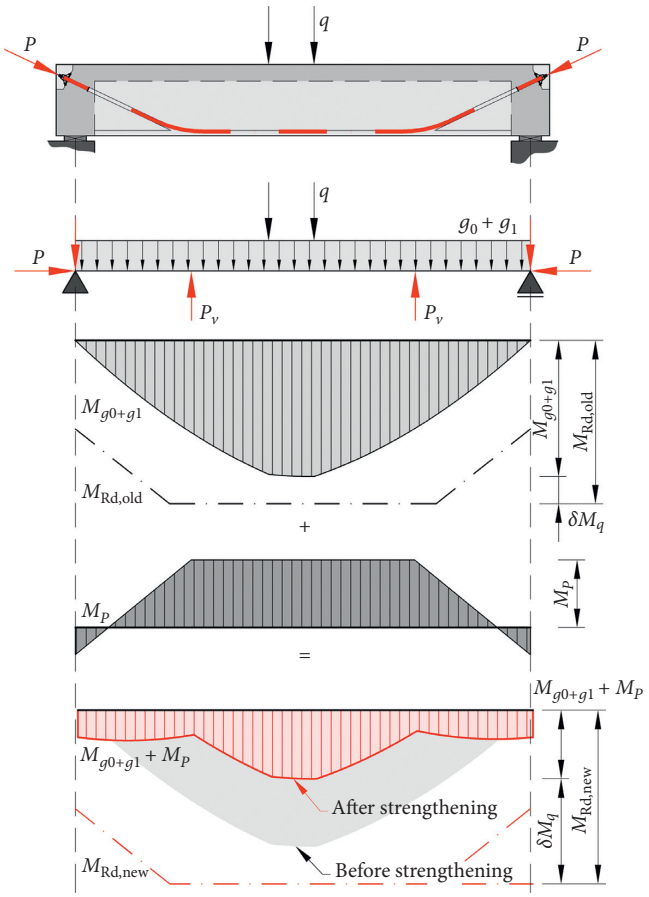


FIGURE 11: The basic scheme of prestressing static effect on the simple span bridge (reduction of dead load bending moments—application of LBM). Prestressing creates a much bigger reserve of bearing capacity which can be used for traffic load, and therefore, the load-bearing capacity is increased. The efficiency of this method is up to 300%.

cables leads to a decrease in the effect of the dead weight. Therefore, the LBM (load balancing method) is subsequently applied [27].

The beam bridge structure is loaded by its own weight g_0, other permanent load g_1 (long-term live load, the weight of all layers of the roadway with possible additional load by the raised and over-layered roadway), and live load q. The live load is usually determined as the load-bearing capacity of the bridge in accordance with the relevant technical standard before the beginning of the retrofitting preparations [29]. The load-bearing capacity of a bridge is defined here; it is determined by the following values: normal load-bearing capacity V_n, reserved load-bearing capacity V_r, and an exceptional load-bearing capacity V_e. In accordance with the respective technical standard, a bending moment of ultimate limit state can be determined for the critical sections of the structure (i.e., the limit, to which the section can be loaded in order not to exceed the maximum load on concrete and steel, set by the standard) [30].

Figure 11 shows which part of the bending moment of the ultimate limit state can be used for the moment of determining the load-bearing capacity of the bridge. The load decisive for the load-bearing capacity of the bridge before strengthening can cause the highest bending moment M_q, and its total effect is increased by the dynamic coefficient of a moving load δ. In accordance with calculations and studies of several dozens of beam bridges built between 1915 and 1950, the load-bearing capacities of the original bridges come out to be very low. Normal load-bearing capacities V_n are between 8 and 15 t, and reserved load-bearing capacities V_r usually constitute 15 to 30 t, expressed with regard to the moment of bending moment of ultimate limit state; 1/4 to 1/3 of a bending moment of an ultimate limit state of a section can be used for the load-bearing capacity. In the case of overfilled bridges, i.e., bridges, whose roadway was simply raised with other layers of asphalt concrete in the past, this number can be even lower, often 1/10 to 1/4 of the bending moment of ultimate limit state. We can often encounter paradoxic situations, in which the entire moment of ultimate limit state can be consumed by the weight of the bridge itself, or the limit can be even lower. In terms of calculations, such a structure cannot even carry its own weight. It is clear that a collapse will not occur because of the internal reserves in the materials and sections, but the structures exploited in this way then lack the safeties guaranteed by standards and even a regular traffic overloads them and all the related negatives ensue (sagging, cracks, and vibration). This leads to a decrease of lifetime of such overloaded structures.

As shown in Figure 11, bending moment effects of suitably designed post-tensioning efficiently decrease bending moments from permanent load. The following inverse proportion applies to the bending moment stress determining the load-bearing capacity of the bridge: the decrease of bending moment effects of permanent loads (g_0, g_1) caused by bending moments since prestressing M_P is inversely proportional to the portion of the total bending moment of the ultimate limit state which can be used. Even with a small level of prestressing, the bending moment gain of thus-strengthened structures is significant and many times larger portion of the bending moment of ultimate limit state than before strengthening can be used for the determining bending moments of the ultimate limit state after structure prestressing. It can be stated that

$$M_{\mathrm{Rd,new}} = (2 \sim 3) M_{\mathrm{Rd,old}}, \tag{1}$$

where $M_{\mathrm{Rd,new}}$ is the largest moment determining the load-bearing capacity for structures strengthened with prestressing, $M_{\mathrm{Rd,old}}$ is the largest moment determining load-bearing capacity on the original, nonprestressed structure.

If the usable moments $M_{\mathrm{Rd,new}}$ after strengthening are multiple times larger than moments $M_{\mathrm{Rd,old}}$ before strengthening, the load-bearing capacity of thus-strengthened beam bridges increases as well. The load-bearing capacity can commonly be increased by 200 to 300% in comparison with the original values before strengthening. Slab bridges were also strengthened, and in their case, 10 times higher normal load-bearing capacity values and 6 times higher reserved load-bearing capacity have been achieved.

3.2. Section Load-Bearing Capacity Increase. Axial component of prestressing force has a minor effect upon real section strengthening and therefore on the increase of the bending moment of the ultimate limit state. In accordance with Figure 12, the section originally in pure bending changes to a section in eccentric compression, which is accompanied by an expansion of the compressed area of concrete section x. This fact causes a minor increase in the bending moment of ultimate limit state in accordance with Figure 13.

Prior to strengthening, the bent bridge beam section is characterized by a pair of internal forces $N = 0$; $M = M_{\mathrm{Rd,old}}$. In accordance with the size of the moment M in effect, its current stress can be expressed only on the horizontal axis of the failure function π. After strengthening, stressing force P is transferred into the section. In accordance with the achieved degree of prestressing λ, any horizontal line in the marked area inside the failure function π applies to the strengthened section. The intersection of this line and the failure function π is given by the pair $N = P$; $M = M_{\mathrm{Rd,new}}$. The following statement must apply to every horizontal line in the marked area (thus for every nonzero P) on the basis of shape of the failure function π:

$$M_{\mathrm{Rd,new}} > M_{\mathrm{Rd,old}}, \tag{2}$$

where P is a prestressing force transferred by post-tensioning during strengthening, $M_{\mathrm{Rd,old}}$ is the section bending moment of ultimate limit state prior to strengthening, and $M_{\mathrm{Rd,new}}$ is the section bending moment of ultimate limit state after strengthening with prestressing force P.

Increase of height of the compressed area x of the strengthened section increased the ideal moment of inertia around the most stressed sections. Theoretically, this leads to a decrease in structure sagging (the structure becomes stiffer), which was also experimentally measured and confirmed (paragraphs 5.1 and 5.2 of this article). Attention should be paid to the fact that, for the used low levels of prestressing, the movement of the neutral axis is relatively small and the corresponding increase of the ideal moment of section inertia is only 10 to 15% in comparison with the original. We can never expect full prestressing of the sections. Their deformation behavior after strengthening is basically the same as before (crack openings occur again in the tensioned flange because of the other, nonbalanced portion of permanent loads and live loads), but their widths will decrease and sagging will slightly decrease because of the effect of the live loads.

It is clear that even in low levels of prestressing, the effects of beam bridge strengthening are significant. The load-bearing capacity values increase to multiples of the original values after strengthening. Even the mere decrease of influence of the dead weight of the structure (for example, by removing the overfilled layers of roadway), which also releases a part of the bending moment of ultimate limit state, can be surprisingly used very scarcely. The vertical alignment of the roadway is mostly the decisive factor because it is given by the connection before and after the bridge. Its decrease on the bridge causes large and therefore financially demanding modifications of long stretches of the road. Alongside the beam strengthening, the bridge deck often has to be strengthened as well so that it could withstand the wheel pressure of the cars. Additionally cast slabs, which can be efficiently designed to the very structure strengthened by prestressing, can be used for this purpose because the increase of the dead weight with an additionally cast slab can be eliminated by the very post-tensioning.

The intents to only increase the load-bearing capacity of a bridge with minimum costs because of the limited financial means are also frequent. In such cases, this is a very efficient method because all the layers of the original roadway can be kept on the structure. The fact that this strengthening can be performed under almost normal operation of the bridge with minimum demands upon traffic limitation is also worth mentioning. Substitute cable ducts as well as saddles are mostly created from the bottom part of the structure, usually with no interruption of operation of the bridge. The performance of the anchoring areas and prestressing can be performed gradually (one half of the bridge after another) because the character of post-tensioning using the subsequent cable duct method is structurally similar to the assembled structure.

3.3. Shear Forces Reduction. Similarly, the shear forces are efficiently reduced by prestressing. The reduction is depicted in Figure 14. The section above includes an example of a typical basic course of shear forces to permanent loads and a load corresponding with the V_n set. The middle section describes a course of shear forces from prestressing which has the opposite sign. The resulting reduced course of the shear forces is stated in the section below. The larger is the distance between the saddle and the support, the smaller is the angle of the cable against the axis of the beam and the smaller are the shear forces, which are able to reduce the original shear forces and which are affected by the prestressing cable. From the standpoint of the shear forces, it would be better to create saddles closer to the support; from the standpoint of bending moment, it would be better for the saddles to be as far away from the support as possible. Even though the specific design depends on many other factors of structures generally very diverse in terms of dimensions and composition, the results of as-yet designed and realized strengthenings lead to a discovery that the ideal distance for distribution of saddles in a length is in the interval from 1/5 to 1/4. This applies to both simple and continuous structures [31].

Structures with haunches require special attention. If the haunches are linear, then the beginnings of haunches mostly correspond to the abovementioned recommendation. In the substitute cable duct method, the saddles can be placed in the haunch ends. If the haunches are longer (for example, parabolic haunches often reach $l/3$), it is necessary to use separately cast blocks between beams and place those in the recommended spaces.

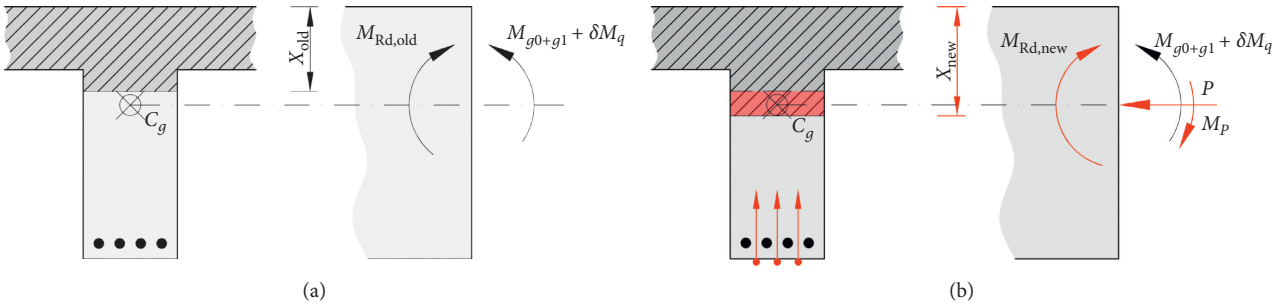


Figure 12: Expression of the prestressing effect on the beam structure cross section. The beam cross section and its internal forces (pure bending) (a) before and (b) after application of prestressing force. The cross section is now eccentrically in compression (a combination of bending moments and axial force), thus increasing the load-bearing capacity of the cross section.

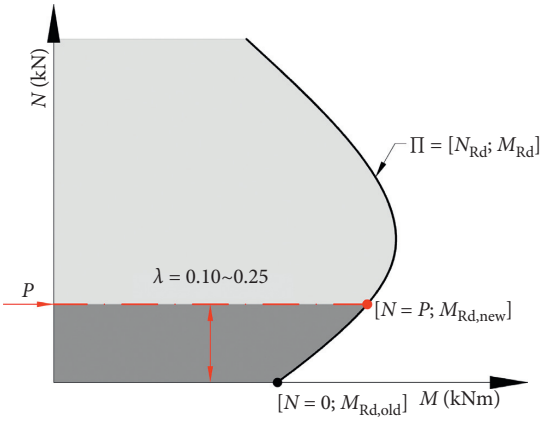


Figure 13: Increase of the load-bearing capacity of the cross section in the interval of partially prestressed concrete $\lambda = 0.12 \sim 0.25$ expressed by the interaction diagram (failure function π [25]).

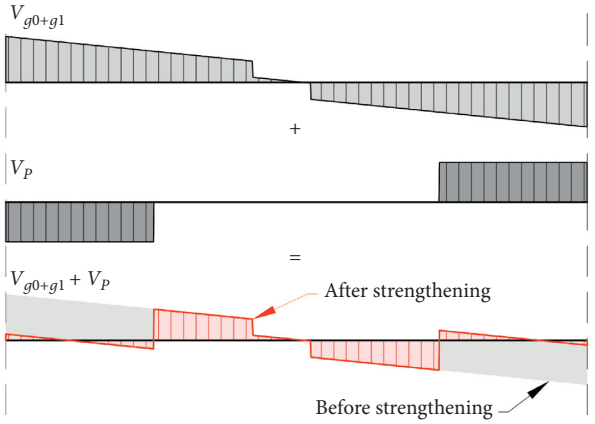


Figure 14: The basic scheme of reduction of shear forces due to the radial effects of prestressing cables in polygonal trajectory in the case of strengthening the simply supported beam according to Figure 11.

4. Diagnostics, Design, and Strengthening Performance Process

4.1. Diagnostics of the Current Bridge Structure. In the diagnostics for bridge strengthening, it is necessary to determine the following:

(i) Reinforcement of the current sections of beams, cross girders, and slabs in the center of their length, or above the supports of the continuous structure. It is necessary to determine the amount, diameter, and locations of the individual reinforcement profiles including spaces between them as the source data for decision whether the substitute cable duct method can be used.

(ii) Reinforcement of the current sections of beams, cross girders, and slab in supports. It is necessary to determine the amount, diameter, and locations of the individual reinforcing profiles in order to determine the number of raised shear reinforcement. The raised shear reinforcement (bent profiles) can be swung out from the vertical plane, and they can partially intersect with the trajectory of the substitute cable duct. That is why it is better to select those spaces between reinforcements which are not trimmed with bends. In bridge slabs, it is necessary to determine how much reinforcement is raised in the support; this usually constitutes 1/3 or 1/2 of the total amount of profiles.

(iii) Strength of the concrete of the load-bearing structure at least with nondestructive impact method (Schmidt) with specification using test core drilling. The NDT itself is not sufficient because, in older structures, it usually provides concrete strengths of one or two classes higher than the final ones after specification. The permissible stress of concrete under anchors has to be derived from the determined strengths. The concrete strength significantly codetermines the bending moment of ultimate limit state of the current section.

(iv) The concrete elastic modulus has to be determined if a verification of behavior of the bridge structure after strengthening with a stress test can be expected. In the case of historical bridge constructions, the modulus of elasticity varies depending on the possibilities of concrete production at that time and especially on the placing, processing, and compacting of the concrete mixture. In practice for

the design and calculations of strengthening, the concrete elastic modulus can be tentatively substituted with standard values or value derived from the elastic modulus, acquired from the speed of ultrasound penetration on concrete samples taken for the purpose of structural tests. It is important to keep in mind that the accurate modulus of elasticity estimation requires detailed approaches as the modulus of the elasticity value modifies as shown in [32]. However, even more important phenomenon than the variable modulus of elasticity is the uncertainty of the weakening of the cross section through cracks, but it is very difficult to determine that for historical structure [33].

(v) Using a probe drilled into the roadway, determine the thickness of roadway and all layers above the load-bearing structure. The determination of robustness of roadway layers has to be performed at least with probing drillings with suction, core drillings with core removal, performed with diamond drills, or with dug roadway probes using diamond drills. The roadway probe can be used to determine the exact thickness of the load-bearing structure (slab or bridge deck of the beam structure). In order to determine thickness, we can either use accurate leveling or (preferably) a probe drilling through the load-bearing structure. The determination of layers above the load-bearing structure is essential for determining the total dead weight $g_0 + g_1$.

(vi) The condition and functioning of bridge bearings. An important piece of information for the calculation of effects of the prestressing force and for the determination of the extent of the total repair of the bridge.

(vii) Geometrical dimensions (geometry) of the bridge structure. Determined as a part of diagnostics, or as an independent part of design preparation of bridge strengthening (retrofit).

4.2. Structural Design of Strengthening. In the structural design of strengthening, the prestressing force shall be determined as well as the location and amount of prestressing reinforcement with regard to the structural options, provided by the specific reinforcement and dimensions of the structure. The structural design can be performed roughly in accordance with the following items:

(1) Creation of a numerical model of the structure and an analysis of internal forces upon the current structure. Calculation of the load-bearing capacity of the current structure.

(2) Determination of stress of the concrete and the current reinforcement in the service stage with a determination of the ratio of dead weight upon the final material stressing, majority of reinforcement.

(3) Determination of the effect of designed prestressing (mostly by the equivalent set of forces from prestressing) [27], an analysis of internal forces on the numerical model using prestressing.

(4) Calculation and verification of the load-bearing capacity of the strengthened structure. If the first design of the prestressing set should not reach the intended values of load-bearing capacity, the procedure has to be repeated from the point 5 until it is reached.

(5) Verification of stresses during prestressing and in the service stage. If the stress assessment yields unsatisfactory results, the prestressing set has to be replaced (shapes and number of cables, prestressing design in phases in accordance with the retrofit progress) and the procedure has to be repeated again from point 4.

(6) Verification of ultimate limit states and service limit states of individual critical sections, inspection of deformations (possibly also widths of cracks).

For the construction analysis, it is sufficient to use mostly beam models, or possibly plate models and currently regular software using the FEM. From the geometric and physical standpoint, the analysis can be performed in the form of common linear calculations. This is given by the relatively small stresses, which are transferred into the original structures, and rigid, massive sections of the strengthened structures.

4.3. Structural Details of Strengthening. In beam structures with two beams in a cross section (U-shaped bridges), original reinforcements with ϕ of 50 to 60 mm are used, and correspondingly, there are larger spaces, through which the substitute cable ducts with ϕ of 52 mm for prestressing cables with three or four monostrands can be led. Figure 9 shows an example of a realized cable in accordance with [21].

Cross girders of the U-shaped bridges usually have to be prestressed with only one monostrand, or with two monostrands in the case of a span above 6 m.

On the basis of the designed prestressing reinforcement layout, the cable duct drilling scheme is processed (Figure 15) and all the necessary information are stated. These include the following:

(1) The location and distances of theoretical points (TP) for drilled ducts.

(2) The geometrical parameters (lengths, slopes in the vertical plane with regard to the horizontal plane, and in plan with regard to the axis of the beam (bridge, slab)).

(3) The design includes a definition of maximum deviations from theoretical axes prescribed for drilling. Actually, we can prescribe and achieve maximum deviations under one diameter of a cable duct on the length of the performed drilling or $\pm$ 30 mm on duct length.

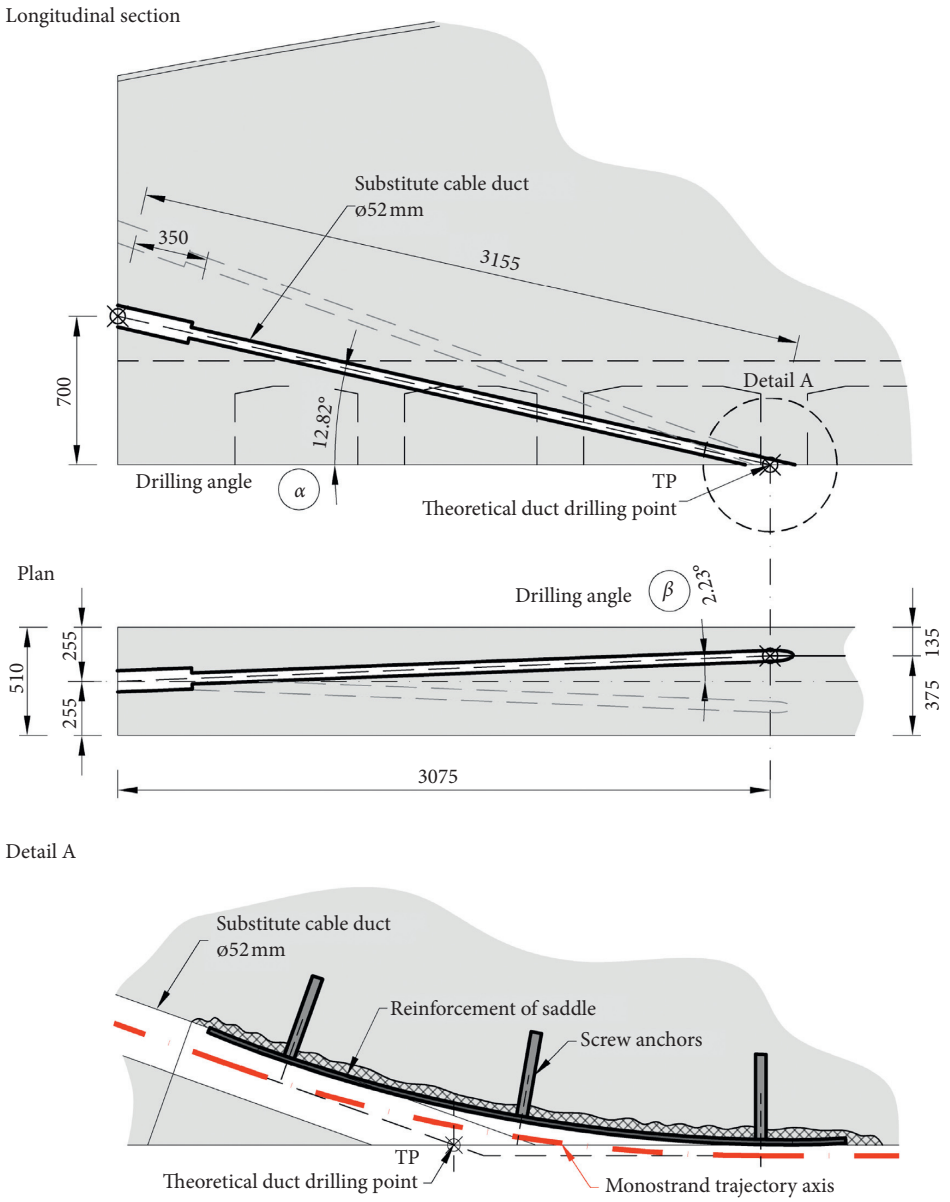


Figure 15: An example drilling scheme for drilling substitute cable ducts. It describes both the vertical (α) and horizontal (β) angles for drilling ducts. The details of the saddle are also shown.

The design of bridge strengthening must include a saddle (deviator) design (Figure 15) with the statement of all parameters necessary for performance and reinforcement of the saddle and for designing the anchoring areas. It is necessary to consider the feasibility of cutting bearing surfaces for anchor-bearing plates in the original concrete from the structural and spatial reasons (whether or not it is possible to perform planar cuts). Anchoring areas in regular beam and slab bridges can be cut from bridge deck above; in the case of U-shaped bridges with anchors placed in the front side of girders, the cutting can be performed from beam side areas. Unless the anchoring areas can be created in the original concrete of the retrofitted structure, they have to be designed as additional cast (concrete extensions). Anchoring using concrete extensions is suitable for the hiding of encapsulated anchors.

4.4. Preparatory Works for Structure Prestressing. The preparatory works stand for drilling of substitute cable ducts, construction of cable saddles, and preparation of the anchoring areas. In U-shaped bridges, preparatory works can be performed without almost any limitations to the traffic. This is a huge advantage of this technology, appreciated especially in traffic structures. In contrast, the alternative use of cast anchoring areas requires exclusion of the bridge operation (spatial reasons, vibrations caused by traffic, and their effect upon concrete hardening). The works can be

performed from revision scaffoldings built under the bridge, or from suspended work platforms, if the bridged-over obstacle is a river with high water level.

4.5. Structure Prestressing. After performing the structural details, the prestressing reinforcement can be passed through the ducts. Monostrands and the cables composed of them can be passed through the structure of regular lengths (up to 25 m) manually by pulling them into the ducts, or you can use a pulling head and pull the monostrand into the trajectory (of the duct) with a winch; if the winch is used, the pulling head has to be used as well. The head carries the plastic sheath of the monostrand with it and prevents its falling off from the steel monostrand itself. After pulling the prestressing reinforcement into the ducts, the proper cause of action is to attach the assembly to the strengthened structure. By attaching the assembly to the structure, dead lengths of the monostrand, through the duct is immediately followed by an attachment of steel-bearing plates and anchors.

Prestressing of the structure is usually performed with a hollow single-strand prestressing jacks. In accordance with the structural calculations, either we can prestress from one side (two cable bends are sufficient to cover this), or from both sides. Prestressing from both sides is usually suitable for three or more cable bends (occurs in continuous structures). In prestressing, it is necessary to measure the actual extension of the prestressing reinforcement and to compare the measured values to the theoretic (calculated) extension. The prestressing record shall form a part of the relevant project documentation. It is also recommended to measure the sagging of the structure during prestressing in order to determine a match between deformation behavior of the structure and the behavior of the structure, expected in the structural calculation.

4.6. Protection of the Prestressing Reinforcement and Its Parts. After prestressing the bridge structure, the strengthening process must be completed with a protection of the prestressing reinforcement. Its durability is only guaranteed if it is placed in a concrete section. This can be achieved with an additional covering or with a reprofiling of the original, usually unsafe cover with pieces falling off. In both cases, the covering layer of concrete (or retrofitting material) has to be reinforced and anchored to the structure. Mere cohesion based on the adhesion to the original concrete usually does not suffice because the surfaces of structures before retrofitting are usually damaged by water leaking and the related degradation of surface layers of the concrete, whose tensile strengths are too low.

Figure 16 shows a covering layer with reinforcement and anchoring to the structure. Reinforcement with a welded wire mesh with $\phi 6 \times \phi 6$ mm/100 × 100 mm is sufficient; the mesh limits cracking by shrinking of the thin added layer. M12 expanding screw anchors, fitted into holes with ϕ of 15 to 16 mm, are sufficient for anchoring to the structure. M12 screwed steel can be used in joining of anchors and cover reinforcement before the application of the reprofiling

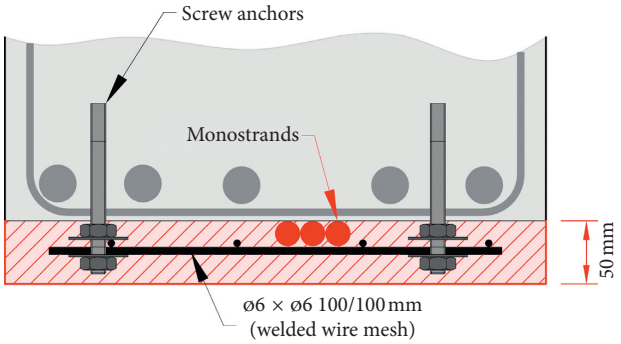


Figure 16: The arrangement of additionally anchored protective concrete covering layer (secondary corrosion protection of monostrands).

layers. Anchors glued from regular reinforcement with ϕ of 8 mm can be used into holes with ϕ of 10 mm. In this way, monostrands and their HDPE sheaths are protected from mechanical damage (random damage, for example, by floating objects, but even by an intentional vandalism) and the sheath also provides protection against heat to a certain degree (possibly even against open flame).

The protection of the anchoring areas can be designed by casting and bridge hydroisolation. As a matter of principle, it is necessary to recommend at least a structurally reinforced cover, which provides maximum protection against formation of cracks by shrinking the new concrete at the point of contact of the original and the new concrete. However, before casting and insulating, substitute cable ducts including passages through anchor wedges and jaws have to be injected. Epoxy sealant (older solution, not used any more), or, alternatively, a modified cement injection mortar, can be used for injection of ducts and anchors. The purpose of injection is to fill all additionally created spaces in the structure with injection material with passivating function against reinforcements (alkaline reaction) so that the water leaking into the structure could not enter the spaces and possibly condensate. In this case, the filling of spaces represents the function of secondary protection of the reinforcement, while the reinforcement sheath with passivating grease can be considered a primary protection of the reinforcement. The completely filled anchoring area (anchoring chambers) also have to be protected with a restored or newly created bridge hydroisolation. Even though no closer researches have been performed, under the condition of standard quality of work, this post-tensioning protective system on strengthened bridges can be considered sufficient for all intents and purposes. This statement was verified by retrofitting of bridges, e.g., [21, 23], in which no corrosion was observed.

In some cases, because of the technological possibilities of diamond cutting, the anchor cannot be embedded sufficiently deep into the original material of the structure so that it would be completely covered with concrete. In such cases, it can be protected with a reinforced concrete extension. The concrete extension reinforcement is connected to the bearing plate under the anchor with welded

joints and the concrete extension is therefore anchored by the prestressing force itself. Similarly, the concrete extension can be anchored into the original concrete with expanding screw anchors, but only if its surface quality is acceptable. It is necessary to emphasize that without concrete extension reinforcement anchoring, its durability is not guaranteed and concrete extensions cast in this manner are incorrect.

From the mid-1990s, encapsulated anchor systems were available for cables from monostrands, developed by world manufacturers of prestressing technology [34]. Anchor encapsulation is in fact its complete enclosing with exact plastic mouldings and a rubber transition piece from the monostrand to anchor body so that the technological water from the concrete could not penetrate to the anchor wedge and jaws. The anchor also consists of a plastic cover, which is attached to the anchor after prestressing (to the anchoring jaws and to monostrand ends) and which is filled with the same passivating grease which was used for the monostrand itself. In the direction towards the structure, the anchors are equipped with rubber haunches, which closely fit on the monostrands and which provide a waterproof coupling. These encapsulated anchoring systems were developed for prestressing of new monolithic structures with unbonded cables composed of two to four monostrands (base slabs, point-supported floor slabs, etc.). Its slightly profiled bearing surface area is usually cast in concrete mixture.

Encapsulated anchor systems represent another technological advancement in protection of monostrands against corrosion; currently, they are required for any bridge structure strengthening without exception. This is given by the increased corrosiveness of the environment surrounding the bridges. Encapsulated anchors with plane plates can be used the best in cast anchoring areas. Figure 17 shows finished concrete anchorage extensions of transverse cables after complete retrofit of the bridge. In the cut anchoring areas, they can be used after underlying the profile-bearing surface with a high-strength concrete (microconcrete, plastic mortar, etc.).



Figure 17: Protection of anchors using additionally cast concrete extensions. An aesthetic solution for anchoring the transverse cables of a U-shaped bridge [23].

5. Verification of Structure Strengthening by Measuring of Deformations

The static effect of beam bridge structure strengthening with post-tensioning can be verified by measuring of deformations during prestressing and by a load test before and after bridge strengthening.

Decrease of effects of dead weight with a radial set of forces of prestressing cables decreases the bending moment effects in a structure, which manifests by a decrease of deformations caused by the dead weight, which are measurable as a hogging (negative sagging) achieved in post-tensioning. In the case of simply supported structures, the decrease of internal forces, i.e., the bending moment stress, can be calculated using simple equations in accordance with the theory of elasticity, in which we have to calculate the sections damaged by cracks using their ideal section characteristics. Generally, the FEM beam models can be used.

The increase of deformation stiffness, created by an increase of ideal moments of inertia, post-tensioned by the structure, is relatively small. However, they can be proven by the very comparison of sagging of the nonstrengthened and strengthened structures, loaded with identical load at identical location. This can be achieved with a stress test performed with identical vehicles before and after post-tensioning of the structure.

During the verification tests (serviceability limit state), the phenomenon of variable elastic modulus is completely eliminated because the same loads are applied to the same structure in the same position. In terms of age of the historic structure and influencing of material characteristics by fatigue and seismicity, we load the structure during static tests at the same time.

Verification of post-tensioning effect can also be done by measuring the dynamic response before and after strengthening in comparison with numerical analyses. At present, the authors of the paper are using accelerometers to measure the dynamic features of bridges strengthened by the substitute cable duct method for determination of modification of the dynamic response due to post-tensioning effects as shown, e.g., [35]. This paper is primarily concerned with the static effect of post-tensioning, and the dynamic behavior of structures is investigated by the authors especially with respect to the verification of the durability of the reinforcing intervention and will be published afterwards.

5.1. U-Shaped Bridge Deformation during Prestressing (1932). A reinforced concrete bridge structure from 1932 has been selected for strengthening and total retrofit after years of operation of the tertiary road. After diagnostic investigation and static recalculation of low load-bearing capacity, the load-bearing structure manifested the following properties: for example, reserved V_r = 12 tonnes—road transport requirement (represented by the investor) was to increase the load-bearing capacity to class B (in accordance with [24]), i.e., to V_r = 40 tonnes [21].

The load-bearing structure with an effective span of 16.3 m was composed of two longitudinal (U-shaped, parapet) beams of 2.45 m high and 0.75 m wide, joined together with ten cross girders with dimensions of 0.65/0.30 m. The

cross girders were monolithically connected with reinforced concrete bearing slab with a thickness of 0.16 m. The concrete of the original load-bearing structure was of a varying quality, and in the calculation of statics, we could certainly take into consideration the C170 strength class (in compressed sections, strength class according to the current standard C12/15). The reinforcement consisted of C38 circular shapes with permissible stress values above 120 MPa for main load and with values above 140 MPa for total load. For the purpose of specification of the calculation, the slab reinforcement was uncovered even above supports, i.e., above cross girders, and the reinforcement of continuous bridge deck was stated even for negative moments. Strengthening of the bridge using prestressing cables composed of sheathed monostrands ϕLs15.7 mm was proposed on the basis of these diagnostic data. The main girders were strengthened with four three-strand cables, and cross girders were strengthened with a single three-strand cable and a single monostrand (Figure 6). The strands were placed partially in substitute cable ducts and partially leaned on the ceiling part of the girders [21].

The strengthening was structurally created by the substitute cable duct system and the prestressing cables were placed into the longitudinal supporting elements (parapets) and even into cross girders (Figure 18). The original bridge deck strengthening was designed in the form of the additionally cast composite slab from reinforced concrete. During the performance of the prestressing works, deformations (hogging) of main (parapet) girders and cross girders have been measured with induction displacement sensors with continuous computer recording during prestressing. The cables were tensioned gradually. First, the cables were tensioned alternately on both main girders. The prestressing of the main girders was followed by prestressing of cross girders in the direction from the center of the bridge span, also alternatively towards both supports. Tensioning forces for each monostrand constituted 192 kN with a period of stress of 3 minutes. The tensioning force was transferred gradually step by step, and the behavior of the structure was observed. The tensioning was performed with a single-strand electrically powered hydraulic jack for 10 hours. In case of all monostrands, the measured extensions fell into the designated tolerance of precalculated theoretical extensions [21].

Figure 19 shows hogging of the bridge (negative sagging) determined in accordance with the course of prestressing works. Between 0 and 6 hours, the cables were alternately prestressed on the main beams. It can be seen that girders have lifted alternately as well and that this phenomenon oscillated around a certain average value. After the termination of prestressing (6 hours after initiation), the negative sagging of both main girders differed only slightly (up to 10 %), and they have almost reached the values of theoretical immediate sagging from dead weight (calculated sagging of 5.0 mm on a grate numerical model; 4.2 mm negative sagging from prestressing). It is clear that the calculated static effect of strengthening (the reserved load-bearing capacity increased from 16 to 40 t) was accompanied with a positive deformational effect of prestressing. In this case, the use of the load balancing method [27] is graphically documented

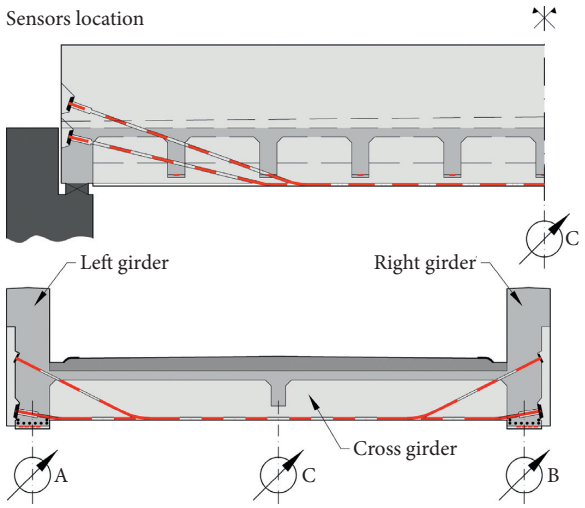


Figure 18: Location and description of deflection sensors in the longitudinal and transverse directions on the U-shaped bridge built in 1932 [21] for the purpose of the static load test.

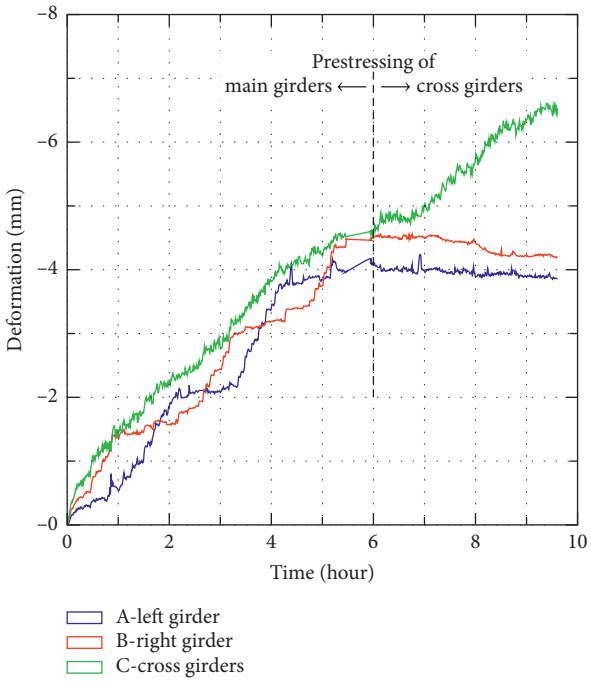


Figure 19: Measured deflections of the main girders and the cross girders during prestressing of the structure [21]. The graph shows the deformation effect of post-tensioning and documents an effective transfer of prestressing forces into the structure.

with a reduction of sagging from the structural dead weight of the structure by almost 85%.

During prestressing, the central cross girder as well as the girders deformed negatively. Because of the torsion of the main beams, the deformation of the central cross girder appeared even before the deformations of the main beams. The prestressing of cross girders was performed between 6 and 10 hours after initiation. Interestingly, the negative sagging of the central cross girder increased by practically the same value during prestressing of not only the central

cross girder itself but also all remaining cross girders. This was caused by the bridge deck grate rigidity and the rigidity in torsion of the main girders. The resulting negative sagging of the central cross girder in comparison with the main girders was measured at the value of 2.3 mm.

5.2. Deformation of a U-Shaped Bridge during Prestressing and a Load Test (1928). The structure in Figure 20 is a single-span U-shaped beam bridge built in 1928 with an effective span of 14.1 m (Figure 7) [23]. Two simple U-shaped (main) girders carry the bridge deck. The bridge deck consists of the grate from cross girders, which carry the bridge deck. The load-bearing structure was built from reinforced concrete. The roadway is overlayered. 100 to 130 mm of asphalt concrete lies on the original roadway layers on average, which significantly increases the dead load of the bridge. During the construction of a nearby highway, the roadway was increased by another 80 mm within roadway modifications. This led to a reduction of bridge traffic to one traffic lane with unsatisfactory load-bearing capacity—e.g., reserved V_r = 18 tonnes.

Bridge strengthening design proposed prestressing with unbonded prestressing cables to at least a load-bearing class B (V_r = 40 tonnes) in accordance with [24]. Main girders and cross girders were strengthened with unbonded prestressing cables laid in substitute (drilled) cable ducts and at the bottom surface of the beams. The overlayered bridge deck was sufficient for the loadbearing class B. The strengthening was performed under regular operation (after reduction to one traffic lane through the center of the bridge) [23].

Four-strand cables in main beams and two-strand cables in cross girders were used for strengthening of the bridge; these cables are composed of monostrands, which are lead in the polygonal trajectory and which were tensioned from both sides. The cables pass through the concrete of the beams via substitute cable ducts in spaces between the original reinforcement. The cables were anchored in the anchoring areas with the single-strand enclosed anchoring system. The spaces above and below anchors were cast in high-strength microconcrete. On the bottom face of beams and cross girders, the cables were protected with reconstructed anchored and reinforced concrete cover layer [23].

Monostrand ϕLs15.7/20 mm1600/1800 MPa (manufactured by Austria DRAHT) prestressing sheathed tendons have been used for prestressing. The monostrands were tensioned to 196 kN with a period of stress of 5 minutes. Single-strand prestressing jacks with a maximum power of 200 kN were used for tensioning. First, the monostrands were tensioned from one side, and then from the other side, once again with a period of stress of 5 minutes. The tensioning started with the outer of the four monostrands in the deviator and ended with the central monostrand. The course of tensioning was set so that the transfer of prestressing forces into main girders and cross girders would be as balanced as possible. At first, cable No. 1 in both main girders were tensioned simultaneously (with a synchronized pair of single-strand tensioning sets), followed by cable No. 2

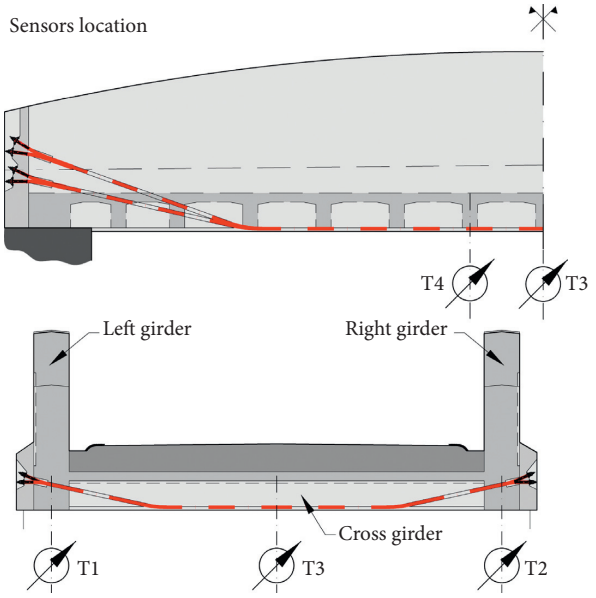


Figure 20: Location and description of deflection sensors in the longitudinal and transverse directions on the U-shaped bridge built in 1928 [23] for the purpose of a static load test.

in the main girders and later by cable No. 3 in cross girders, following the course from the central cross girder symmetrically to both supports of the bridge (Figure 7).

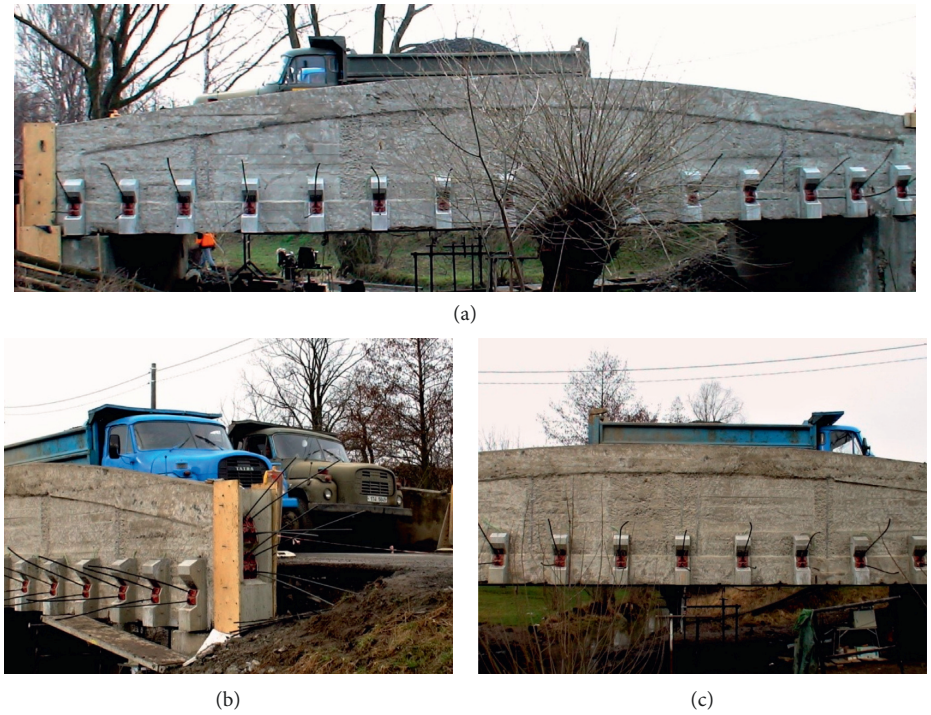
The static effect of tensioning was monitored by the load test before strengthening, by measuring the hogging of the structure during prestressing, and by the load test after strengthening. The measurings were performed in the following manner:

(1) Test before strengthening: before strengthening, a load test was performed using two vehicles in the most efficient position so that the structure sagging before strengthening could be determined (Figure 21). The following sagging was measured using a strain gauge: sagging of the right main girder at T1, sagging of the left main girder at T2, and sagging of two central cross girders (Nos. 9 and 8) at T3 and T4.

(2) Deformations during prestressing: during the actual strengthening of the bridge during prestressing, negative sagging (structural raising), achieved by the unbonded cables in the main girders and cross girders, was measured at the aforementioned points.

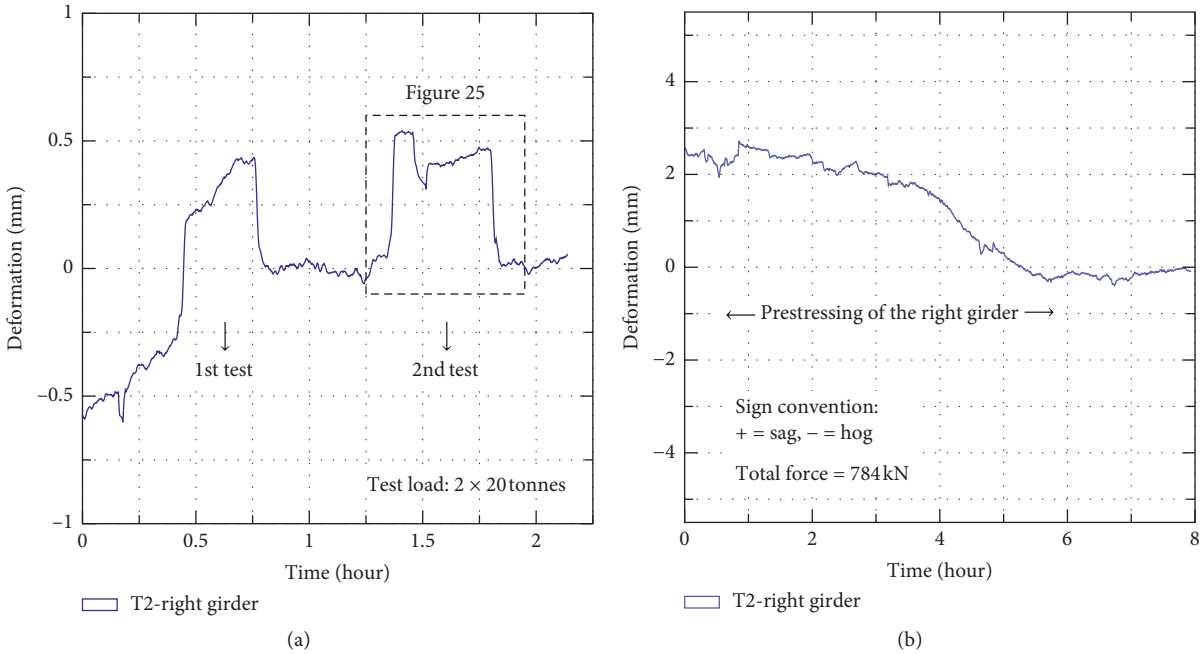
(3) Test after strengthening with unbonded cables: after strengthening, a load test was once again performed using two identical vehicles in the most efficient location so that the sagging of the structure after strengthening could be determined in the same location in which the sagging was measured before strengthening (Figure 21). The measuring was once again performed by monitoring locations measured during the test before strengthening.

The monitored locations are stated in Figure 20. Figure 21 documents the positions of the test vehicles during the load test performed after strengthening. Figures 22 and 23



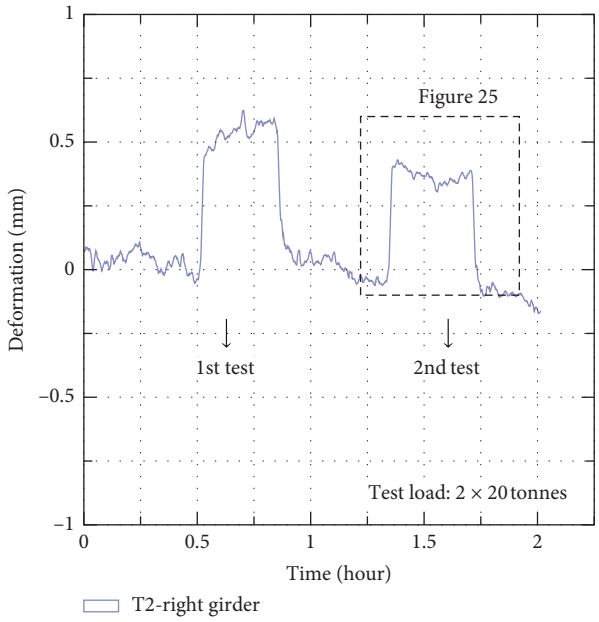
(a) (b) (c)

Figure 21: Static load test of the U-shaped bridge built in 1928 after strengthening [23]. The position of heavy vehicles (vehicles front and rear axles) in the longitudinal and transverse directions is described on the pictures.



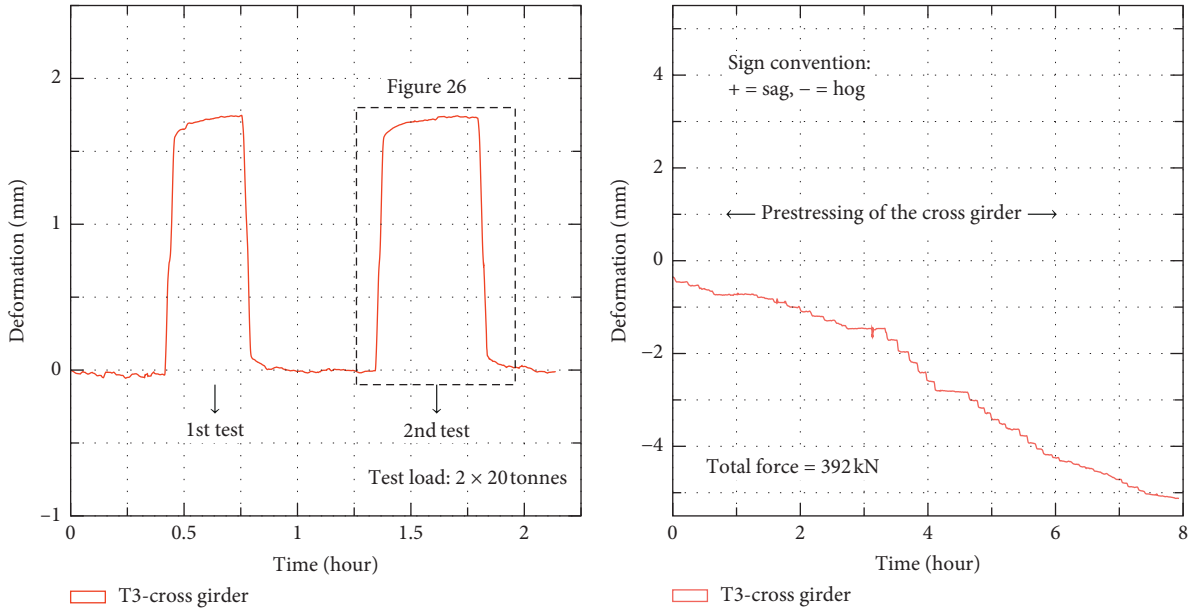
(a) (b)

Figure 22: Continued.



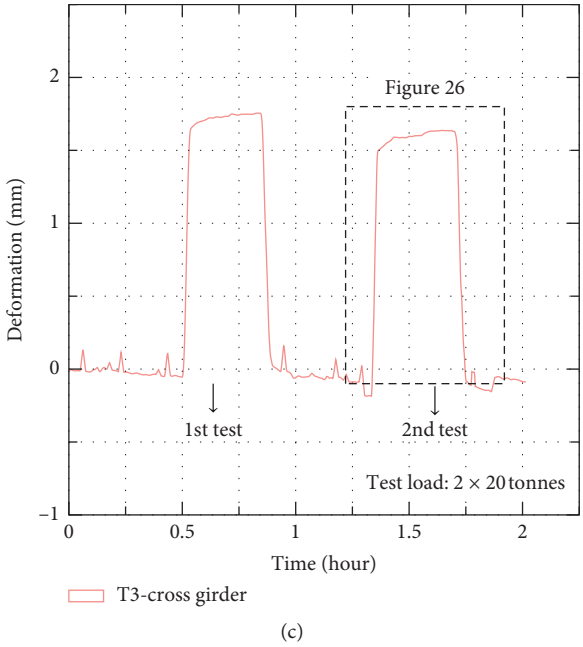
(c)

Figure 22: Graphs of the right girder (see sensor T2 in Figure 20) deflections (a) before strengthening (static load test with two load cases—heavy vehicles), (b) during prestressing, and (c) after strengthening (static load test with an identical load before strengthening).



(a) (b)

Figure 23: Continued.



(c)

Figure 23: Graphs of cross girder (see sensor T3 in Figure 20) deflections (a) before strengthening (static load test with two load cases—heavy vehicles), (b) during prestressing, and (c) after strengthening (static load test with exact the same loading like before strengthening).

show examples from an extensive set of measured saggings and hoggings during prestressing and during the load test using the two test vehicles [23].

Within the evaluation of the strengthening effect, the measured values were averaged. The summary of the resulting values is stated in Figure 24. On the basis of the measured data, strengthening of the load-bearing elements of the U-shaped bridge can be evaluated as follows:

(1) Main girders strengthening: the change of internal forces, which led to an increase of load-bearing capacity of the main girders, and therefore the entire bridge, will manifest itself in the hogging of the main girders and in the ratio of the measured sagging before and after strengthening. During prestressing, the main girders have hogged (bent upward) by 2.4 mm. In the absolute value, this value is a 4.6x higher positive deformation effect than the effect caused by two Tatra vehicles weighing 2 × 22 t. This proves the high efficiency of the performed strengthening.

(i) After strengthening, the measured sagging of the main girders loaded by identical vehicles has decreased to 86% of sagging before strengthening (Figure 25). This proves the reinforcement of the main girders achieved by the performed strengthening. This is the proof of increase of deformation stiffness of main girders, even if at a low level of prestressing ($\lambda = 0.14$) [25].

(2) Cross girder strengthening: the change in internal forces has also manifested itself in the ratio of measured sagging before and after cross girder strengthening. The cross girders hogged (bent upwards) by 3.0 mm during the prestressing. In the absolute value, this value is a 2.4x higher positive deformation effect than the effect caused by two Tatra vehicles weighing 2 × 22 t. This is also an example of the high static efficiency of the performed strengthening.

After strengthening, the measured sagging of the cross girders loaded by identical vehicles has decreased to 91% of sagging before strengthening (Figure 26). This once again proves the cross girder reinforcement achieved by the performed strengthening. This is the proof of increase of deformation stiffness of cross girders, even if at a low level of prestressing ($\lambda = 0.12$) [25].

Deflections of the U-shaped bridge structure (mm)				
Part of the structure	Before strengthening	During strengthening	After strengthening	Ratio of average deflections after/before strengthening
Main girder **T1**	0.50	−2.60	−0.47	**0.86**
Main girder **T2**	0.54	−2.20	−0.43	
Cross girder **T3**	1.75	−5.60	1.50	**0.91**
Cross girder **T4**	1.78	−5.20	1.70	

Figure 24: Assessment of deflections before and after the strengthening of the U-shaped bridge in Vražné, built in 1928 [23]. Note: downwards +; upwards −.

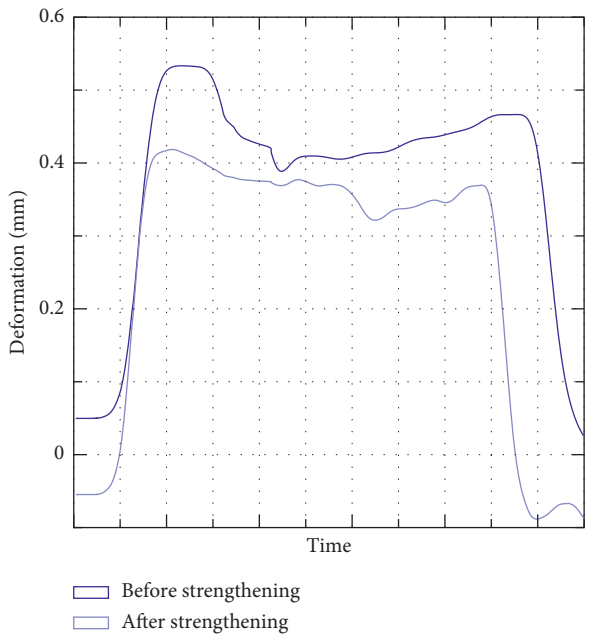


Figure 25: A comparison of the measured deflections of the main girder before and after the strengthening with the same test vehicles in the same position on the U-shaped bridge built in Vražné in 1928 [23].

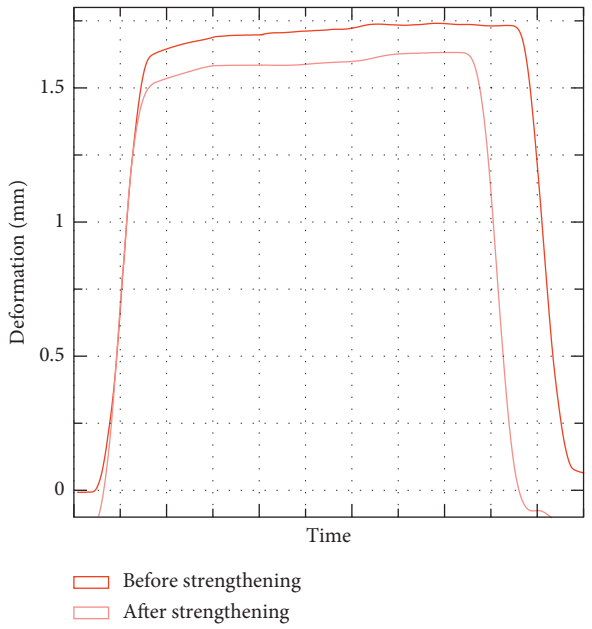


Figure 26: A comparison of the measured deflections of the cross girder before and after the strengthening with the same test vehicles in the same position on the U-shaped bridge built in Vražné in 1928 [23].

6. Recommendations for Design and Performance of Strengthening by Post-Tensioning

On the basis of already designed and realized structures and on the basis of measurements performed during prestressing and subsequently during structure loading, the below mentioned recommendations regarding design and the actual performance of the post-tensioning using the substitute cable duct method can be provided.

6.1. Values for Prestressing Losses. If the cables used are composed of monostrands, the coefficient of friction decreases significantly. This is caused by the lower friction of the plastic protective sheaths and the metal components of the saddle and also by the greasing effect of the anticorrosive passivating filling between the monostrand wires and the protective sheath. The passivating filling contains grease or paraffin wax, which limits friction efficiently. Even though the standard documents state the value of the coefficient of friction in a bend to be 0.06 for cables composed in this way, during practical tests performed during tensioning of the strengthened bridges, the value of 0.10 was determined. This value can be recommended for this post-tensioning system, in which the monostrands individually lean on the saddle reinforcement [31].

Single-strand encapsulated anchor systems are used regularly in bridge strengthening (e.g., [34]). The anchoring is performed using self-locking three-jaw wedges in the conical opening of the anchor. During their use, their slipping was measured at 2.60 mm to 2.90 mm while tensioning with the maximum forces of 200 kN. In consideration of slipping losses, 3.0 mm can be considered a safe value. In such a small size, the slipping reach is not significant and the slipping usually disappears already around the location of the first saddle. This allows a design of continuous cables over three or even four span lengths of continuous structures. Tensioning from both sides is used for these cables (respectively, tensioning from one side of the cable, and after anchoring, the cable is tensioned from the previously nontensioned end), and in such case, friction losses remain acceptably low at the center of the cable (usually within 15%).

The losses caused by the elastic shortening of concrete losses are negligible. This is given by the low level of prestressing (average prestressing in the section achieves 1.5 to 3.0 MPa) and therefore also by the very small elastic deformation of the concrete and the entire structure during prestressing. Because the number of tensioned cables is not large, repeated tensioning of already anchored monostrands can completely exclude this loss even in cases in which the exclusion is not advisable. Relaxation losses can be determined the same in a new structure as from prestressed concrete. In regular cases, in which low relaxation monostrands are used almost exclusively, the losses can be disregarded [27].

Losses caused by concrete shrinking can be completely disregarded because during strengthening, the prestressing is being used on concrete structures 80 to 100 years old. Only in the case of strengthening of a combination of post-tensioning and an additionally cast composite slab, the load from prevented concrete shrinking of a new slab should be included in the calculation. Losses caused by concrete creeping can be disregarded in most cases as well. This is

caused by the low level of transferred prestressing and the decrease of compressive stress in the compressed area of the original sections, which is achieved by the very balancing of a part of permanent load of the structure. Alternatively, they can be quantified more specifically using creeping models used by separately developed computer programs for time-dependent analysis of concrete structure creeping [36].

6.2. Recommendations for Structural Details. As regards the saddle radii, we recommend observation of the minimum radius of $r = 1.2$ m and a creation of haunches on the steel strap with a minimum length of 150 mm and a radius of $r = r/4$. Regular sheet steel saddles can transfer radial forces from one to four monostrands without larger structural issues. The saddle shape should be adapted width-wise for the insertion into the cable duct. Saddle length should not be smaller than 400 mm (without haunches) for practical reasons so that it could even be mounted including the required tolerances. The same radii are applied to tube saddles. Tube saddles should be equipped with haunches in the shape of a hollow cone [31].

The diameters of drilled ducts are supposed to be as small as possible, e.g., ϕ of 35 mm is sufficient for single-strand cables and ϕ of 52 mm is sufficient for multistrand cables up to four monostrands. In beam structure strengthening, it is suitable to allow for weakening by interruption of one or two profiles of the original reinforcement in the static design. Cables with even larger number of monostrands are used rarely, and in such case, they must be placed outside of the section (e.g., [6, 9]). Deviations have to be prescribed for duct drilling and for saddle mounting, and the deviations must be fulfilled.

The design of additional concrete covers always has to include anchoring into the original structure. Anchoring with mere cohesion cannot be considered sufficient because of temperature changes of the cables, elastic sagging of the structure, etc. The covering layer also has to be reinforced with welded wire mesh so that the forces would be distributed from the anchors to the entire covering layer.

7. Conclusion

The described method is suitable for rehabilitation (increase of load-bearing capacity, reconstruction, and prolongation of durability) of reinforced concrete U-shaped bridges, which were built between 1905 and 1930 and the original structure of which almost renders other strengthening methods impossible. Efficiently, the main beams and cross girders can be strengthened, and in that manner, the increase of the dead weight connected to the use of a composite slab to strengthen the bridge deck can be balanced. The static strengthening is significant, and it is accompanied with increase of deformation stiffness, which was proven by the performed load tests. In the case of U-shaped bridges, there is no other option to effectively improve their structural behavior without affecting appearances of these unique historical concrete structures.

The presented method of substitute cable ducts can also be used to strengthen other types of concrete bridges with different static schemes and cross-sectional shapes. It can be used for structural securing of the prestressed bridges and masonry vaults.

Data Availability

The data used to support the findings of this study are available from the corresponding author upon request.

Disclosure

This paper has been worked with the support of the program Competence of Technology Agency of the Czech Republic (TAČR) within the Centre for Effective and Sustainable Transport Infrastructure (CESTI), Project No. TE01020168. This paper has been created during the solution of Specific Junior Research FAST-J-19-5989 Analysis of verification static loading tests of reinforced concrete bridges strengthened by post-tensioning.

Conflicts of Interest

The authors declare that they have no conflicts of interest.

References

[1] N. Holth, "Michigan's unique concrete camelback bridges," 2019, https://historicbridges.org.

[2] Road and Motorway Directorate of the Czech Republic, *Statistical Overviews of the Bridge Database Information System*, Prague: Road and Motorway Directorate of the Czech Republic, Prague, Czech Republic, 2018.

[3] Austrian Ministry of Railways Bridge Standard, *New Bridge Standard: Technical Standard*, Wien: Austrian Ministry of Railways Bridge Standard, Wien, Austria, 1904.

[4] Czech Office for Standards, *First Czechoslovakia Bridge Standard: Technical Standard*, Czech Office for Standards, Prague, Czech Republic, 1923.

[5] European Committee for Standardization (CEN), *Eurocode 1: Actions on Structures—Part 2: Traffic Loads on Bridges (EN 1991-2)*, European Technical Standard, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 2003.

[6] A. Recupero, N. Spinella, P. Colajanni, and C. D. Scilipoti, "Increasing the capacity of existing bridges by using unbonded prestressing technology: a case study," *Advances in Civil Engineering*, vol. 2014, Article ID 840902, 10 pages, 2014.

[7] A. Recupero, N. Spinella, and C. D. Scilipoti, "Method for extending life of existing bridge: a case study," in *Proceedings of the 8th International Conference in the Low Carbon Era*, Dundee, Dundee, July 2012.

[8] J. Nilimaa, T. Blanksvärd, B. Täljsten, and L. Elfgren, "Unbonded transverse post-tensioning of a railway bridge in Haparanda, Sweden," *Journal of Bridge Engineering*, vol. 19, no. 3, Article ID 04013001, 2013.

[9] M. Petrangeli, G. Usai, and E. Zoppis, "Bridge repair by external prestress: the Gibe crossing in Ethiopia," *IABSE Symposium Report*, vol. 96, no. 8, pp. 10–19, 2009.

[10] A. Daly and W. Witarnawan, "A method for increasing the capacity of short and medium span bridges," in *Proceedings of the 10th REAAA Conference*, Tokyo, Japan, September 2000.

[11] A. Daly and W. Witarnawan, "Strengthening of bridge using external post-tensioning," in *Proceedings of the Conference of Eastern Asia Society for Transportation (EASTS 97)*, Seoul, Republic of Korea, October 1997.

[12] R. Woodward and A. Daly, *Design of Bridges with External Prestressing*: *Construction and Testing of a Model bridge*, TLR Report 392, TLR—Transport Research Laboratory, Berkshire, UK, 1999.

[13] L. Dai, L. Wang, M. Deng, B. Wu, R. W. Floyd, and J. Zhang, "Strengthening a 20-year-old post-tensioned concrete box beam with double-layer prestressed steel wire ropes," *Journal of Bridge Engineering*, vol. 23, no. 11, Article ID 05018009, 2018.

[14] A. Miyamoto, K. Tei, H. Nakamura, and J. W. Bull, "Behavior of prestressed beam strengthened with external tendons," *Journal of Structural Engineering*, vol. 126, no. 9, pp. 1033–1044, 2000.

[15] T. Mimoto, T. Sakaki, T. Mihara, and I. Yoshitake, "Strengthening system using post-tension tendon with an internal anchorage of concrete members," *Engineering Structures*, vol. 124, pp. 29–35, 2016.

[16] H. Lee, W. T. Jung, and W. Chung, "Post-tension near-surface mounted strengthening system for reinforced concrete beams with changes in concrete condition," *Composites Part B: Engineering*, vol. 161, pp. 514–529, 2019.

[17] W.-T. Jung, J.-S. Park, J.-Y. Kang, and H. B. Park, "Strengthening effect of prestressed near-surface-mounted CFRP tendon on reinforced concrete beam," *Advances in Materials Science and Engineering*, vol. 2018, Article ID 9210827, 18 pages, 2018.

[18] T. Aravinthan and T. Heidt, "Innovative strengthening technique using post-tensioned fibre composite wraps for bridge headstocks," *Australian Journal of Structural Engineering*, vol. 11, no. 2, pp. 117–128, 2010.

[19] J. Choi, "Comparative study of effective stresses of concrete beams strengthened using carbon-fibre-reinforced polymer and external prestressing tendons," *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 10, no. 6, pp. 753–766, 2014.

[20] L. Klusáček and A. Svoboda, "Strengthening of bridges by post-tensioning using monostrands in substituted cable ducts," *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, vol. 236, Article ID 012057, 2017.

[21] L. Klusáček, *Rehabilitation Of U-Shaped Bridge n. 2992-2 in Třebechovice. Project Documentation*, Brno University of Technology, Brno, Czech Republic, 2002.

[22] A. Svoboda and L. Klusáček, "Possibility of increasing the load bearing capacity of parapet bridge structures," in *Proceedings of the 24th International Conference Concrete Days 2017 (Solid State Phenomena)*, vol. 272, pp. 319–324, Trans Tech Publications, Switzerland, November 2018.

[23] L. Klusáček, *Strengthening and Rehabilitation of U-Shaped Bridge n. 04732-2 in Vražné. Project Documentation*, Brno University of Technology, Brno, Czech Republic, 2008.

[24] Czech Office for Standards, ČSN 73 6203, *Traffic Loads on Bridges, Technical Standard*, Czech Office for Standards, Metrology and Testing, Prague, Czech Republic, 2010.

[25] H. Bachmann, "Design of partially prestressed concrete structures based on Swiss experiences," *PCI Journal*, vol. 29, no. 4, pp. 84–105, 1984.

[26] A. Svoboda and L. Klusáček, "Strengthening of reinforced concrete bridges by post-tensioning," in *Proceedings of the 12th International PhD Symposium in Civil Engineering*, pp. 923–930, Prague Czech Technical University in Prague, Prague, Czech Republic, August 2018.

[27] T.-Y. Lin and N. H. Burns, *Design of Prestressed Concrete Structures*, John Wiley & Sons, New York, USA, 3rd edition, 1981.

[28] O. Burdet and M. Badoux, "Comparison of internal and external prestressing for typical highway bridges," in *Proceedings of the 16th Congress of IABSE*, Lucerne, Switzerland, 2000.

[29] Czech Office for Standards, ČSN 73 6222, *Load Bearing Capacity of Road Bridges*, Technical Standard, Czech Office for Standards, Metrology and Testing, Prague, Czech Republic, 2013.

[30] European Committee for Standardization (CEN), *Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings (EN 1992-1-1)*, European Technical Standard, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 2006.

[31] A. Svoboda and L. Klusáček, "Results of short-term experiments with monostrands in saddles with small radii," in *Proceedings of the 24th International Conference Concrete Days 2017 (Solid State Phenomena)*, vol. 272, pp. 147–153, Trans Tech Publications, Switzerland, November 2018.

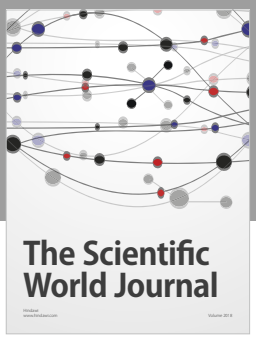
[32] C. Chisari, C. Bedon, and C. Amadio, "Dynamic and static identification of base-isolated bridges using Genetic Algorithms," *Engineering Structures*, vol. 102, pp. 80–92, 2015.

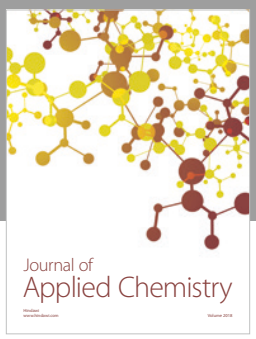
[33] L. Wang, L. Dai, H. Bian, Y. Ma, and J. Zhang, "Concrete cracking prediction under combined prestress and strand corrosion," *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 15, no. 3, pp. 285–295, 2019.

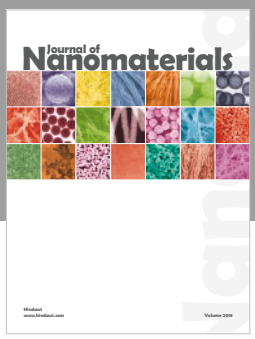
[34] Freyssinet Prestressing: Technical Brochure—France: Soletanche Freyssinet Group, 2014, http://www.freyssinet.com.

[35] C. Bedon, E. Bergamo, M. Izzi, and S. Noè, "Prototyping and validation of MEMS accelerometers for structural health monitoring—the case study of the pietratagliata cable-stayed bridge," *Journal of Sensor and Actuator Networks*, vol. 7, no. 3, pp. 2224–2708, 2018.

[36] R. I. Gilbert and G. Ranzi, *Time-Dependent Behaviour of Concrete Structures*, Spon Press, Abingdon, Oxon, UK, 2011.

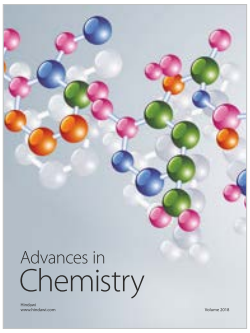


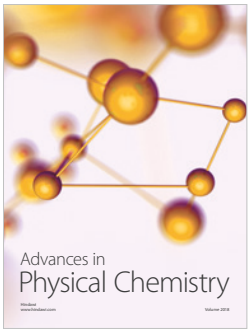


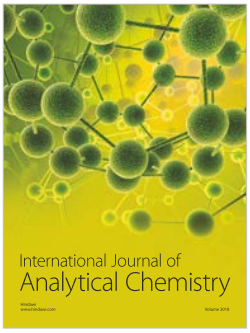


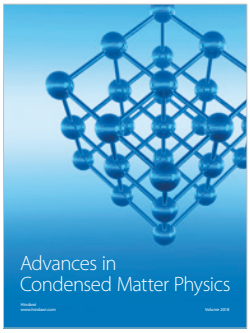


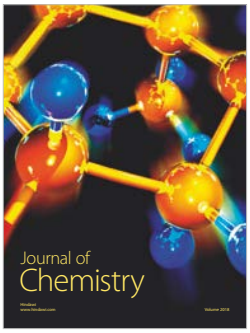




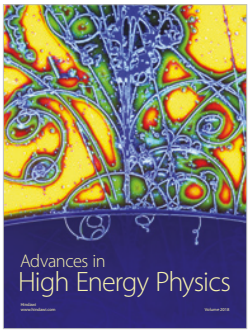
Hindawi
Submit your manuscripts at
www.hindawi.com












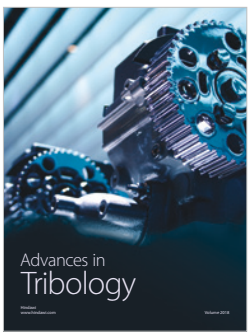


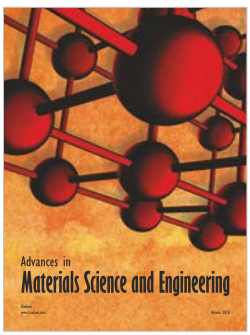












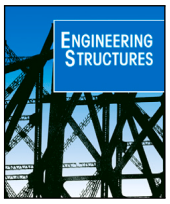
Engineering Structures 245 (2021) 112898



Contents lists available at ScienceDirect

Engineering Structures

journal homepage: www.elsevier.com/locate/engstruct





Transverse prestressing and reinforced concrete as the key to restoration of masonry arch bridges

Ladislav Klusáček, Radim Nečas, Michal Požár, Robin Pěkník, Adam Svoboda *

Institute of Concrete and Masonry Structures, Brno University of Technology, Veveří 331/95, 602 00 Brno, Czech Republic

ARTICLE INFO

Keywords:
Arch bridge
Transverse prestressing
Wall
Restoration
Post-tensioning
Masonry

ABSTRACT

There is still a large number of masonry arch bridges on the road and railway network. More than 80 % of arch bridges are over 100 years old so their service life has been exceeded significantly. The general focus of the paper is to show the method for strengthening and restoration of these bridges, especially if they have been damaged by longitudinal cracks.

The restoration is performed using new spandrel walls from reinforced concrete stabilized by transverse prestressed cables. This paper illustrates the strengthening process with four examples of restored road or railway bridges. In addition, it includes examples of basic cable arrangements and a design of the new concrete walls, which are used as anchorage areas for transverse prestressing. The efficiency of this method will be determined using data measured during the prestressing and a load test.

The measurements have shown an extremely favourable effect of the addition of horizontal prestressing within the new reinforced concrete walls. After an evaluation of the deformation of the top cross-section reduced up to 40 % of the values before strengthening.

1. Introduction

In the road and rail network, there are still tens of thousands of bridge arches made of stone or brick masonry throughout Europe (Fig. 1) older than 120 years. Many bridges do not meet the current standards and have reached the end of their theoretical durability [1]. However, the replacement of all these structures is economically unrealistic, since the disposition, flow profile and masonry quality of the arch bridges often comply with the respective standards. However, they are too narrow and their lateral alignment tends to be broken by longitudinal cracks, most often caused by the earth pressures of the road embankment, as well as by transverse tensile stresses, occurring around the centre and at the edges of the arches, caused by overlaying and increased live load (multiple increase of vehicle axle loads and traffic intensity). Transverse prestressing represents one option of reinforcement of such damaged arches. This option is effective for cylindrical road bridges and rail arches, which are, contrary to the arches in building construction, damaged by longitudinal crack systems. The cracks break the arch not only at the connecting points of the spandrel walls and the arch, but also in the middle of structure width, roughly in the axis of the transferred road.

Restoration of arch bridges using the post-tensioning method presented in this paper is partially derived from post-tension techniques for strengthening of reinforced concrete bridges, as shown for example in [2]. This technique of additional prestressing is based on the drilled substitute ducts which enable acting of radial forces directly to the mass of the structure without any anchored weldments or auxiliary mechanical devices. The substitute cable duct technique is rather unique while the standard external prestressing technique using external tendons is very well known around the world. For example, in articles [3] and [4] Recupero et al. presented an application of external prestressing technique for strengthening of a single span concrete railway bridge in Italy. Petrangeli et al. [5] published a paper focused on strengthening of continuous reinforced concrete bridge across the Gibe river in Ethiopia also using external prestressing tendons. In articles [6] and [7] Daly et al. presented two applications of strengthening composite bridges in Indonesia using external prestressing. In his thesis, Nilimaa et al. [8] focused on strengthening of concrete railway bridges (in Sweden) in transverse direction using prestressed bars installed in additionally drilled holes in the existing concrete to prevent shear failure. It is also possible to see the use of an external post-tensioning system using prestressed cables in order to reduce structural vulnerability and to preserve the artistic and aesthetical values of historical structures. In article [9] is discussed the rigid block analysis for modelling such

* Corresponding author.
E-mail addresses: klusacek.l@fce.vutbr.cz (L. Klusáček), necas.r@fce.vutbr.cz (R. Nečas), pozar.m@fce.vutbr.cz (M. Požár), peknik.r@fce.vutbr.cz (R. Pěkník), svoboda.a@fce.vutbr.cz (A. Svoboda).

https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112898
Received 1 February 2021; Received in revised form 13 July 2021; Accepted 21 July 2021
Available online 7 August 2021
0141-0296/© 2021 The Authors. Published by Elsevier Ltd. This is an open access article under the CC BY-NC-ND license (http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/).

a system. Other information about strengthening using prestressing method can be found in [10,11] or [12].

The seismic protection of masonry structures by implementation of vertical prestressing at key locations is presented in researches [13–15] and [16] . The main idea of this prestressing technique is to improve the seismic performance by the application of a uniform distribution of compressive stresses which is very favourable for these structures.

Other techniques use modern composite materials (FRP, CFRP, GFRP) for strengthening of structures, for example [17–21] or [22]. The technique of GFRP was also researched experimentally for the purposes of strengthening of RC arch bridge as shown in article [23]. The research of application of the FRP method for strengthening of masonry vaults is presented in [24] and an example of usage of the CFRP method for strengthening of masonry vaults is presented in [25]. Design approaches for calculating of the additional strengthening of masonry arches using the Strut-and-Tie model and the applicable standards and their comparison to the experiments can be found in [26]. In paper [27] a non-linear continuum model for the analysis of masonry arches strengthened with FRP composites is presented. The proposed numerical models for one unstrengthened and one FRP-strengthened masonry arch were calibrated based on experimental tests. Also the FEM model was than used for theoretical research of strengthening of Prestwood bridge for which experimental data from a destructive test was available.

Another innovative approaches for strengthening masonry arches used in experimental studies are FRCM (fibre reinforced cementitious matrix) or SFRM (steel fibre reinforced mortars) method. The advantage of these methods is that they can be easily applied in intrados the vaults while the bridge structure is in operation. The effectiveness of FRCM strengthening is examined in [28] and comparison between both is shown in [29].

Arch bridges have a rather significant load-bearing capacity for vertical loads. Research of the load-bearing capacity of these bridges to resist horizontal impact is presented in [30].

If reinforced concrete spandrel walls are used, post-tensioning represents a significantly safer method for robust capture of spandrel walls in comparison to other methods. Lower probability of realization errors and simultaneous active correction of the current condition of the structure are other advantages of post-tensioning. Horizontal transverse prestressing completely restores the existing structure of the arch bridge (after a previous injection of cracks). The cracks are being sealed and a general improvement of the condition of the load-bearing structure caused by the introduction of stress reserve occurs. In comparison to other methods, the robustness of this method lies in the fact that the tensile stress in the masonry of the original structure in the transverse direction can be completely eliminated.

Passive methods such as FRCM, FRP and SFRM are surely appropriate under certain structural conditions, but if longitudinal cracks are already opening and degraded spandrel walls already lean out, the introduction of pressure force through newly built concrete spandrel walls with anchor areas for post-tensioning is virtually the only option for their conservation and complete restoration.

2. Causes of bridge arches damage

Damage typical for these bridges is shown in Fig. 2. The arches are damaged by cracks in planes parallel to the road axis of (with the span plane), i.e. by longitudinal cracks. The width of these cracks can be up to several tens of mm and these longitudinal cracks then divide the arch into several separate arch strips. The bearing strength of such arches in the longitudinal direction determined on common calculation models tends to be high; the arches in the longitudinal direction have a sufficient load-carrying capacity to meet traffic requirements. Both the effect of elevated earth pressure on the spandrel walls and the spatial effect of the structure can be identified as a cause of the longitudinal cracks in the course of the survey of damaged structures.



Fig. 1. Example of stone masonry arch bridge.

Historical masonry arch bridges were designed in accordance with frame models and therefore, the entire transverse tension was neglected, respectively, these effects were considered negligible. Nevertheless, these structures have been serving for 100 or more years, and the transverse tensions are caused by the long-term effect of constant stress in which the centre of the arch is stressed by the embankment (other constant stress) more than the edges. In fact, the structure works as a shell system and the deflection line in the transverse direction is bulging downward. This means that transverse moments and transverse normal force, which cause tensile normal stresses in the transverse direction of the arches, occur within the structure. Therefore, around the centre of the structure, the cracks were predominantly caused by the spatial effect of the structure. Cracks observes in arch edges (approx. 0.5 m to 1.5 m from the outer edge) can also be supported by the long-term stress in addition to the spatial effect, the effects of earth pressure on the spandrel walls and by the effects of the temperature stresses. In the arch edges, the shell rigidity prevents free expansion of spandrel walls and that is how tensions are created even in these areas. The effect of the traffic is compounded with the aforementioned effects of constant stresses (the weight itself, other constant stresses, earth pressures), fatigue and climate stresses (especially those caused by the temperature). Computational options of today allow us to switch from the frame model to the spatial (shell) model, which, contrary to the original assumptions, manifests transverse tensions and transverse moments with tensions on the bottom strands which can be analysed in this way. The additionally inserted prestressing reinforcement is usually led affine to the deflection line of the transverse direction, which is very suitable.

Increased earth pressure occurs especially in road arches, whose levels have been increased by continuous overlaying by up to 1,2 m (Fig. 3). The increase of the earth pressure is further supported by the increased axle pressures of current vehicles, which go directly to the edges of the bridge, and by the traffic intensity, which is several times higher than in the time of the bridge construction (see [31]). Increased earth pressure of the embankment above the arch gradually pushes away the spandrel walls, which damage outer edges of the arches with widths ranging from 0.8 to 1.5 m. In case of railway arches, overlaying of embankments or live load stresses near the arch edges do not occur, but they are often damaged by longitudinal cracks passing through the centre of the arches, not by the causes mentioned above. Instead, transverse thrusts and transverse bending moments resulting from the spatial effect of the arch causes these cracks, which can be illustrated by a spatial numerical shell or volume models (Fig. 17). Observations from service load testing indicate that the development of cracking and non-linearities under service loads can be a significant indicator of the capacity of the structure [32].

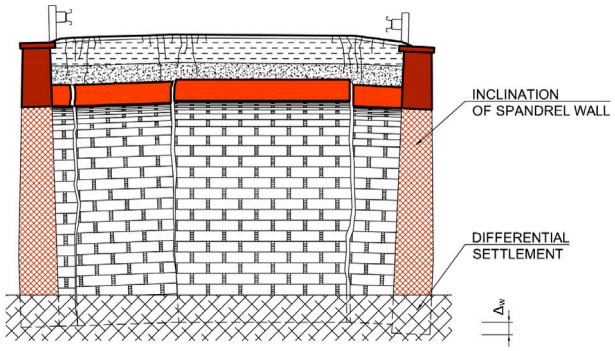


Fig. 2. Typical damage in arch bridges caused by longitudinal cracks.



Fig. 3. Example of increased road level by asphalt overlay.

Longitudinal cracks create natural crevices for penetration and permanent drainage of rainwater. Massive erosion of the embankment above the arch and behind the supports can often be recorded. The expansion of longitudinal cracks accelerates with time, mainly because of the effects of ice in flooded cracks in winter. Leaving the structure without repair leads to a collapse of edges of the arches and to necessary emergency measures, although their function in the longitudinal direction is unimpaired. It is clear that longitudinal cracks often eliminate even some arch bridges with sufficient load-bearing capacity out of service and that a reliable restoration of these cracks, i.e. strengthening the arches in the transverse direction, is desirable.

The paper is focused on arch bridges with unaffected longitudinal direction.

3. Design of repair

Transverse prestressing of the arches can be applied as a part of a structural system consisting of new spandrel walls and prestressing cables (Figs. 4–6) [33]. Connection of these two features is beneficial, because in the new reinforced concrete spandrel walls, the cables can be anchored in a proven way and an almost uniform distribution of forces in the anchors to the arch masonry can be achieved. Stability of the new walls is ensured by the forces in the anchors, by the wall stiffness of the abutments and by the spatial stiffness of the already reinforced arch.

In this use case, the new reinforced concrete spandrel walls fulfil 3 possible roles:

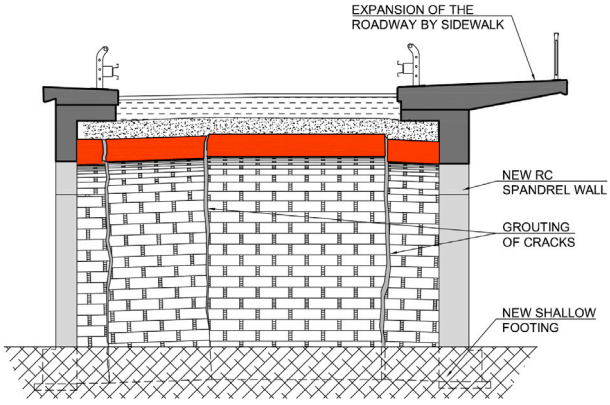


Fig. 4. Arch bridge with a new spandrel wall.

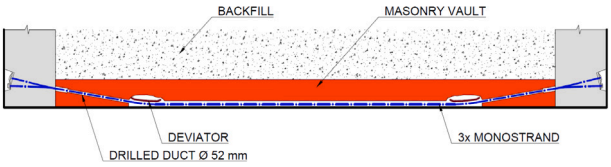


Fig. 5. Transverse post-tensioning arrangement.

1. They provide restoration and stability for the original crumbling spandrel walls.
2. They allow anchoring of transverse prestressing, which can thus be designed in compliance with procedures according to technical standards.
3. If necessary, they also allow expansion of the operational space, which is often very desirable in case of historical roadway arches. In new reinforced concrete walls, cantilever structures for walkways or even for expansion for sake of transferred roadway can easily be constructed.

The principle of the design is based on the approach of considering the anchors as elastic supports and on the design of the prestressing forces, which must include appropriate safety margins and still exceed the active effects of reactions in supports in the numerical model.

In the aforementioned applications, the forces in anchors are designed using a slab model (or a shell one), which is supported with elastic supports in the expected anchoring locations of the additional prestressing reinforcement. The model is under constant stress, earth pressure of the embankment and the added stress caused by traffic is being taken into consideration. The strengths of the support reactions on the aforementioned design model then state the necessary sizes of prestressing forces in the given locations. The actual prestressing force is then derived from these reactions while allowing for safety coefficients and prestressing changes.

The forces in the anchors form an equilibrious system in the horizontal direction. Transverse prestressing system uses available common construction details and procedures of the substitute cable duct method. In addition to the stability of the spandrel walls, it is necessary to check the maximum amount of prestressing in the arch wall and the abutments, which act in parallel to the bed joint of the masonry. New walls can be designed as relatively thin reinforced concrete walls, but the predominant stress is of a slab type. Their weight during construction is transferred by small flat foundations (individual or continuous footings). After prestressing using the masonry arch, the stress is gradually redistributed, and their weight is transferred by the foundations of the original bridge supports. Shape of the spandrel walls can be easily adapted to the obstacle (cross draining canal, etc.). A great advantage of this construction system lies in the easy expansion of the

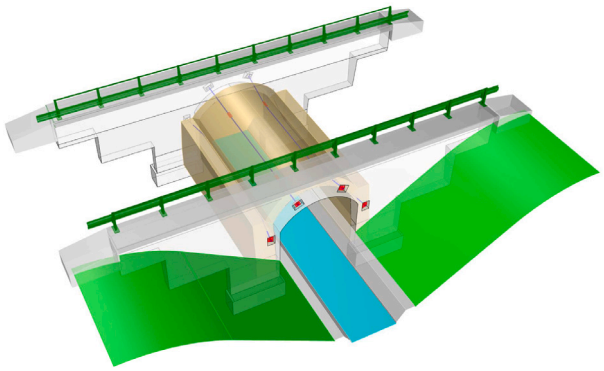


Fig. 6. Arch with newly reinforced spandrel walls and prestressing cables — perspective model.



Fig. 7. Example of the reconstruction — masonry arch road bridge in Semtín (the Czech Republic).

roadway on the bridge, eventually in a construction of pavements by means of massive cantilevers that can easily be placed on both sides of the spandrel walls. Figs. 7, 8, 24, 27 and 43 show examples of completed reconstructions of arched bridges on roads.

Mechanical compatibility of the additional system is based on a correct solution to anchor areas in new concrete spandrel walls (standard proposal). In addition, it is based on such an amount of transverse prestressing, which usually represents a 0.2–0.3 multiple of the strength of the masonry in tension perpendicularly to the bed joint, which is a very safe limitation (verified by realizations). Compatibility of the original structure with the additionally applied system is also based on the transfer of radial forces from deviators through the arch strength. In terms of materials, the compatibility is based on an injection of all cracks in the masonry so that parasite movements, which could damage the arch structure, were eliminated. Through the application of prestressing, tensile stresses, which are the only ones which damage the arch masonry, are eliminated. Transversally led prestressing cables are protected against corrosion, because cables of the monostrand type are used as well as the closed system including the "encapsulated" anchors. Edge local pressures, which damage the monostrand sheath, are eliminated by the use of deviators with the suitable radius of curvature.

3.1. Design of spandrel walls and prestressing forces

Magnitude of the overstraining forces is connected to the stability of the spandrel walls. The new spandrel walls are stabilized by the



Fig. 8. Example of the reconstruction — stone masonry arch road bridge in Ransko (the Czech Republic).

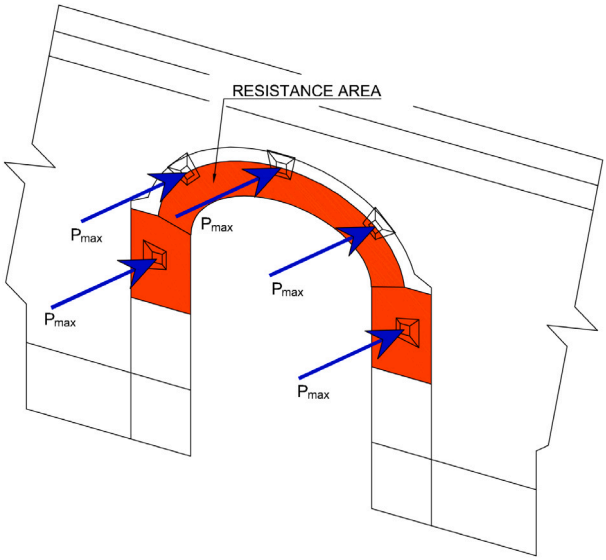


Fig. 9. Locations of prestressing forces.

forces in the anchors that push them to the original walls, eventually to the arch itself. These forces can be examined as forces in the intended supports, which are the anchors on the actual structure. Supports must be modelled as nonlinear (only pressure) in order to properly simulate leaning of the wall against the arch and not to hinder its deformation in the direction away from the arch. The forces in the anchors must be designed to be larger than the support reactions examined. In standard cases, the new spandrel walls can be examined as slabs subjected to the earth pressure of the road body and embankment, supported in the

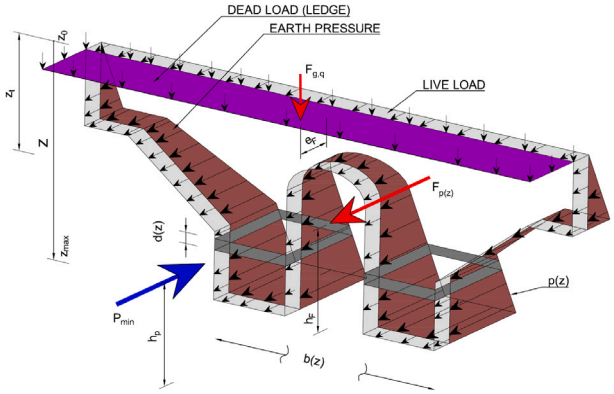


Fig. 10. Loads on spandrel wall.

very anchor sites and on the foundation level (Figs. 9 and 10). The earth pressure must be increased by the effect of the live load. The earth pressure pattern is then trapezoidal and increases linearly with depth. For safety purposes, the stiffness of the original spandrel walls is neglected. Because of the variable shape of the spandrel walls and the increasing load with the depth of the embankment, it is recommended to model the spandrel walls using the Finite Element Method (FEM) and to choose a slab element which considers the shear effect as the basic element. On this model, the support reactions and internal forces (moments) for the reinforcement design are determined. The model can also be used to verify deformations of new spandrel walls (Fig. 17). It can be recommended that the deformation of the spandrel wall end does not horizontally exceed the value

$$w_h = \frac{l_s}{350} \tag{1}$$

where l_s is the span of a substitute horizontal cantilever with a rigid support in the arch axis.

The intensity of the transverse prestressing in the cross-section of the arch can be assessed in the same way as masonry structures. In typical cases, 20% of the calculated compressive strength of the masonry should not exceed perpendicular to the loading area. The intensity of the transverse prestressing in the arch can be easily determined in the same manner as in a cross-section: the area of the resisting cross-section is the area of the longitudinal cross-section of the arch and the abutments, the acting force is the resultant force from all the anchors, and the point of action is the centre of gravity of all anchors. More specifically, the intensity of the prestressing force can once again be determined on the shell arch model using FEM programs that model the arch including the new spandrel walls.

3.2. Construction solution

When reinforcing the structures with additional prestressing, it is necessary to apply the appropriate construction details so that all conditions for reliable operation of both the original reinforced structure and the additionally attached overstraining system are maintained. This can be achieved with a proper design and performance of construction details. Without proper details, neither can the effect of additional reinforcing in accordance with theoretical assumptions be ensured, nor can the long-term reliability of the applied prestressing be guaranteed [34].

3.2.1. Substitute cable ducts

Prestressing cables (mostly single-strand cables; sometimes multi-strand cables) are arranged in a polygonal trajectory. Substitute cable ducts form a part of the trajectory, and the central part of the trajectory is guided in carved slots on the obverse side of the arch (Fig. 11). This solution significantly improves the productivity of the preparatory



Fig. 11. Slots on the obverse side of the arch.



Fig. 12. Anchorage area in new monolithic reinforced spandrel walls.

works by reducing drilling lengths. Ducts can be drilled using an impact or a diamond drilling. Drilling with a diamond drill is used for multi-rope cables without exception. Radial forces at the deviator location do not endanger the masonry of the arch because the radial forces are small when duct slopes are used with α = 5° to 8°. The cables are arranged approximately uniformly over radial planes of the arch in distances ranging from 600 to 1200 mm. Theoretically, the entire length of the cable can be stored in a cable duct alternately created by diamond drilling at the level of the centre of gravity of the arch cross-section, but this is not economically advantageous or statically necessary.

3.2.2. Deviators

The design of the prestressing system must also include the design of the deviators, indicating all the parameters necessary for the design and construction of the deviator [35]. Diamond drilling is required to make the flanging surfaces of the grooves and deviators, especially because of the gentle approach to the arch masonry. Investigation of ultimate strength of curved strand tendons is also presented in [36].

3.2.3. Anchors

New monolithic reinforced concrete spandrel walls also perform the function as anchorage areas. Reinforcement of anchoring areas can then be designed and realized according to the rules commonly applied in



Fig. 13. Newly made reinforced concrete spandrel wall.

case of prestressed concrete. Bridge arches are structures exposed to environments with increased aggressiveness, so it is essential to use encapsulated anchor systems. Anchors of the individual strands are distributed in the pass of the spandrel wall. For this purpose, anchoring weldments are used, which provide anchor positions during pouring of concrete or grouting and distribute forces from the anchors into the concrete of the spandrel wall (Fig. 12).

3.2.4. Monolithic walls

The structural design of the reinforcement of the arches by transverse prestressing relies on the newly made reinforced concrete spandrel walls, which, in addition to reinforcing themselves, also restore the original stone spandrel walls (Fig. 13). Thus, the thickness of the new wall fluctuates, and therefore, filling of possible caverns and fixing of loose blocks of the original masonry will occur. The original brick spandrel walls form a leave-in-place formwork. New spandrel walls may be relatively thin (400 to 600 mm); their stability is ensured by the resultant forces of the prestressing cables in the anchors. A thickness of at least 500 mm is recommended because of the one-sided approach for mounting of the reinforcement.

3.2.5. Possibilities of bridge widening

By utilizing the overhang of the cantilevers, the existing arch can be advantageously widened in accordance with the requirements of the reconstruction. The cantilevers can be designed as massive, preferably with haunches, which is aesthetically pleasing with regard to the massiveness of the original arch structure (Figs. 4, 5 and 14). As a result, the arches can be expanded by up to 2.5 m on each side of the bridge.

3.2.6. Prestressing reinforcement

For transverse prestressing, cables distributed every 1.2 to 1.5 m along the perimeter of the arch can be used; static analysis of the structure provides the number of strands necessary. It is usually possible to use three-rope or four-rope cables made up of monostrands (Figs. 4–6). The use of protected reinforcement (monostrands) is a requirement because of the ambient aggressiveness and humidity. Absence of coherence between the original masonry and the prestressing cables does not cause any difficulties since the elastic deformations of the arch and the abutments in the transverse direction caused by the live load are completely negligible.

The used prestressing levels are low and the analysed prestressing losses (verified with an experimental measuring) are under 15%.



Fig. 14. The existing arch can be advantageously expanded.

3.2.7. Crack injection

Cracks must be filled before the overstraining force is introduced (Figs. 15 and 16). The formation of cracks has occurred over a long period of time and with a contribution of the masonry creeping. Therefore, they cannot be closed by prestressing, as this would lead to undesirable displacements of the separated parts of the arch and the supports, as well as to an emergence of new cracks. By filling the cracks, all unwanted movements and shifts during prestressing are minimized, and with a slight horizontal pressure tension, restoration of the monolithic character and integrity of the damaged masonry will be ensured.

Injection of cracks with width above 0.5 mm is usually performed with a cemented activated injection mixture. Smaller cracks virtually cannot be injected. Alternatively, injection of non-foamy polyurethane resin (tensile strength in a bend over 100 MPa) can be used.

3.3. Material characteristics

The reinforcement of the arches using the aforementioned structural system is necessarily dependent on the characteristics of the used material. The main condition is the sufficient quality of the arch masonry as it determines the further service life of the reinforced bridge and for the transfer of the transverse pressures from the prestressing. The characteristics of the used material must be determined with a detailed construction diagnostics. Examples of non-destructive masonry testing are presented in [37].

Diagnostics are the necessary input for reconstruction design. Within the diagnostics, a general knowledge of cracks (mapping of the entire structure) and their development must be achieved. This information is necessary for a compilation of a defect mechanism, whose knowledge is the key for the actual restoration design. Information of the material characteristics of the individual building materials, mortar and the actual masonry in accordance with the usual procedures based on procedures according to technical standards (“eurocodes”) are another necessary output of the diagnostic research. The diagnostic

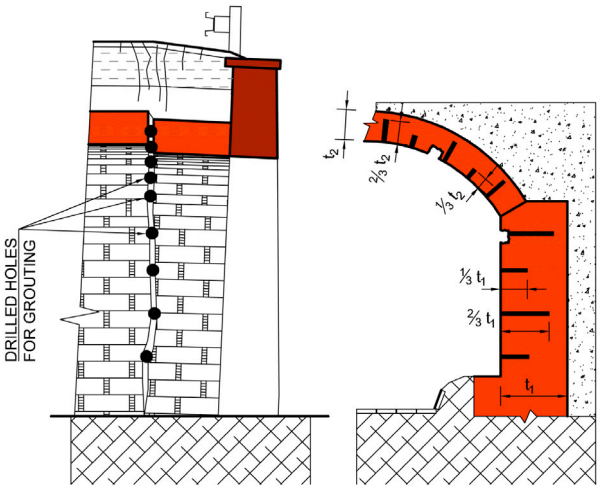


Fig. 15. Grouting of cracks.

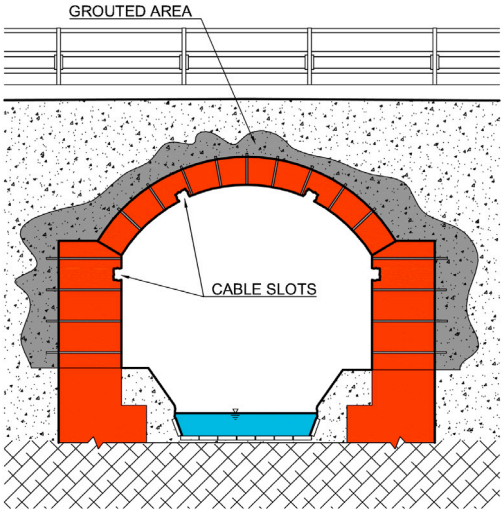


Fig. 16. Grouted area in the back side of the arch bridge.

research usually also includes some drilling for probes for the purpose of determination of otherwise inaccessible dimensions (dimensions of supports, height of arch cross section, thickness of the original spandrel walls). Examples of material characteristics of strengthened bridges obtained by diagnostic surveys are given in Table 1.

Unlike concrete, masonry is an anisotropic material, i.e. a material whose properties vary in different directions. Sometimes it is referred to as orthotropic, i.e. a material whose properties are different in two perpendicular directions. For masonry, it is usually vital to test its mechanical properties in two main, mutually perpendicular directions, respectively perpendicularly to the bed joints of the masonry (usually in the vertical direction) and parallel to them (usually in the horizontal direction). Basic deformation properties of masonry include the modulus of elasticity and the creep coefficient. The structure diagnosis before the design of repair must identify the following data:

- The quality of the arch masonry in terms of its long-term use: The arch bridges are made of stone or brick masonry. Stone masonry uses granite, gneiss, limestone, slate and sandstone; brick masonry most often used burnt full bricks with increased resistance to water absorption and frost breakdown. It is precisely the resistance to damage caused by frost breakdown that is the decisive condition for a further use of the arch structure and for strengthening of the arches at all. Masonry consisting of bricks from igneous and metamorphic rocks; sediment rocks are suitable conditionally. The masonry can also be formed from sandstone or greywacke, which are completely unaffected by frost even in the conditions of several years of leakage into the masonry arch from the roadway. In contrast, some less cohesive sandstones can be damaged by breakdown by frost action to a depth of 80 mm or more. Similarly, brick masonry is generally highly absorbent and thus poorly resistant. Frost breakdown occurs as a result of road leakage. The original insulation of the bridge arches was made of layers of compacted clay. After more than 100 years, these layers are already washed out and do not fulfil the insulation function any more. A new waterproofing layer is established as a part of the reconstruction by transverse prestressing; therefore, the issue of further leakage is not important at the moment of and shortly after the reconstruction. Therefore, we can summarize that arches from stone masonry (granite, gneiss, limestone, sandstone) are suitable for strengthening and widening of arches; the condition of mortar is often not a crucial factor. Brick masonry arches are conditionally appropriate because they almost always require roadway excavation and implementation of waterproofing.
- The strength of the masonry supporting structure of the arch: the classification of the bricks and the mortar has to be performed according to the standards and using in situ strength measurements. The strength of the bricks can be determined by a non-destructive rebound method or by taking samples for pressure testing in a press. Mostly, just the non-destructive method is sufficient because the variation in the strength of the building material leads to minimum differences in the resulting design strength of the masonry. In order to determine the strength of the masonry, we have to determine the strength of the mortar, for example by using a modified drill-based testing. From the acquired strengths of the bricks and the mortar, the design strength of the masonry is determined.
  The strength of the masonry tension is usually defined vertically to the bed joint. In the parallel direction to the bed joint, the tension is very small, hard to measure or not defined at all. In periodically stressed masonry structures or structures stressed for a long period of time, the tensile strength in the direction parallel to the bed joint is almost zero.
- The thickness of the roadway and all layers above the arch, including the precise determination of the arch thickness: Layer size determination should be done by drilling trial pits into the road using diamond cutting technology or by bore holes. Moreover, it is necessary to drill a bore hole through the arch to determine the arch thickness. Determination of the actual dimension of the arch is necessary because the thickness of the arch inside the structure may not be identical to the arch depicted on the original spandrel wall.
- Defects and failures of the bridge arch before reinforcement and reconstruction: These include determining the extent and source of leaking into the arch. These are the default data for the final design of water-proofing of the reverse side of the arch.

3.4. Numerical model

In order to verify the arch behaviour and repair design, the ideal approach is to perform a three-dimensional (3D) discrete analysis using the finite elements method with nonlinear material behaviour. Such analysis will allow calculation of limit states and determination of failure mechanisms, but it is very demanding in terms of input parameters — construction geometry, masonry properties, backfill soil properties and contact element parameters [38–40]. Creation of a three-dimensional spatial model consisting of planar and beam elements is sufficient for use in practice (Fig. 17 — arch bridge in Rybná nad Zdobnicí). This sample numerical model was created from 302

Table 1
Material characteristics of strengthened arch bridges after diagnostic surveys.

Material characteristics	Location of the arch bridge			
	Semtín	Ransko	Brno-Špitálka	Rybná nad Zdobnicí
Compressive strength of building material f_u	25 MPa (burnt clay b.)	120 MPa (granite b.)	25 MPa (burnt clay b.)	60 MPa (sandstone b.)
Compressive strength of mortar f_m	1.2 MPa (lime m.)	0.4 MPa (lime m.)	1.4 MPa (lime m.)	1.2 MPa (lime m.)
Compressive strength of masonry f_k	3.6 MPa	6.2 MPa	3.8 MPa	5.2 MPa
Secant modulus of elasticity (short-term) E	3.6 GPa	6.2 GPa	3.8 GPa	5.2 GPa

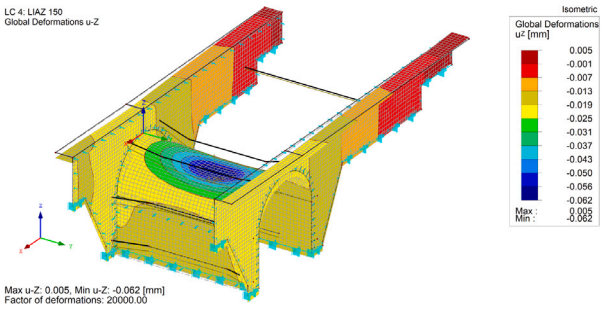


Fig. 17. Shell model deformation caused by static load (arch bridge in Rybná nad Zdobnicí).



Fig. 19. Cracks between spandrel wall (blocks) and masonry caused by buckling.

beam elements, 6716 shell elements and a total of 7202 nodes. The basic element size was chosen to be 0.3 m. Examples of material properties used in shell model of arch bridge in Rybná nad Zdobnicí are shown in Table 2, where E is modulus of elasticity, G is modulus of shear, ν is the Poisson's ratio, γ is density and α is thermal expansion coefficient. Materials can be entered as isotropic, elastic and linear into this model. In case of homogenized masonry, it is necessary to check the tensile stress so that no tensile bearing strength is exceeded in any direction (the usual value is 0.05–0.1 MPa). There is a parallel contact between the existing stone spandrel wall and the new reinforced concrete, in which the transmission of forces is expected because of the applied prestressing and the friction between the surfaces. It is advisable to create a simplified slab model to design the thickness of the spandrel walls and prestressing cables (see Section 3.1). The prestressing cables are modelled using beam elements. Prestressing is introduced into the structure through anchors in new reinforced concrete walls and built-in deviators. In the case of deviators, it is necessary to check to avoid local contact breaking of the masonry. In this model, it is also necessary to capture the behaviour of the surrounding backfill, which affects the load distribution on the masonry arch and the boundary conditions of the model, i.e. supports. Generally, the soil exhibits a softer response to the load than the arch. Therefore, if the maximum load on the masonry arch is not exhausted, the surrounding soil has minimum effect on the model. If the tensile load-bearing capacity is exceeded, a mechanism is created, and the arch interacts with the surrounding soil. In these cases, it is not enough to model only the corresponding stiffness of the foundation, but you also have to model a complete elastic–plastic backfill. For these needs, it is necessary to provide a detailed hydrogeological survey to determine all the necessary parameters for the numerical model. The model is supported by nonlinear supports with adequate stiffnesses, which are ineffective in tension.

The inability of the masonry arch to resist tensile stresses was simulated by inserting linear joints and thus the non-linear behaviour of the historical masonry of the bridge arches was substituted.

Tensile stresses are completely eliminated by the transverse prestressing and at the same time, compressure intentionally induced by prestressing is designed at low levels with regard to the masonry strength. Therefore, use of elastically linear model complies completely with the resulting behaviour of the structure. This basic presumption of structures reinforced in this way was verified by the measuring.

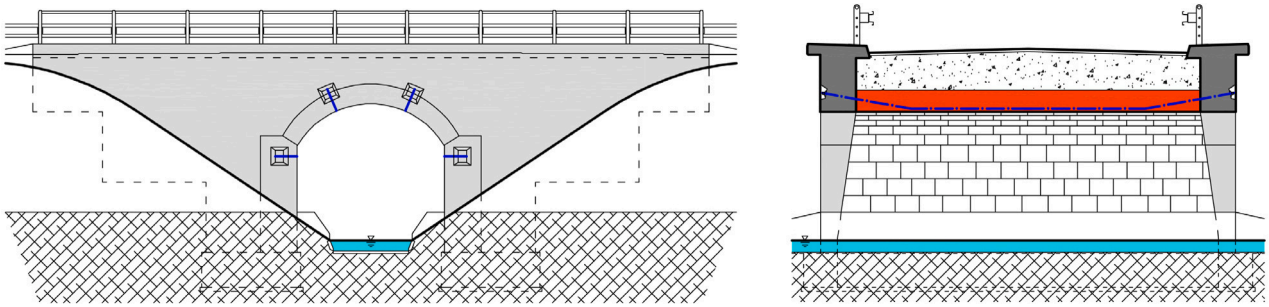


Fig. 18. Road bridge in Semtín, reconstruction by post-tensioning.

Table 2
Examples of material properties used in numerical shell model of arch bridge in Rybná nad Zdobnicí (Fig. 17).

Type of material	Material properties				
	E [GPa]	G [GPa]	ν [–]	γ [kN/m^3]	α [1/°C]
Masonry (sandstone, lime mortar)	15	5.7	0.3	24.0	9.0E06
Reinforced concrete (C30/37)	33	13.7	0.2	25.0	1.0E05
Prestressing tendon (Y1860-S7-15.7)	195	75.0	0.3	78.5	1.0E05

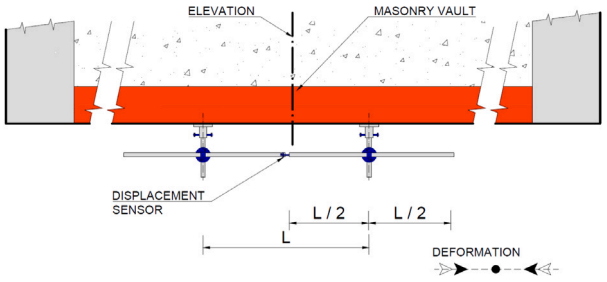


Fig. 20. Measuring of horizontal strain during post-tensioning.

4. Deformation of arch masonry during prestressing

An important question is how does the masonry of the original arch and the masonry of supports react to the horizontal prestressing, i.e. parallel to the bed joint of the bricks. It is necessary to know the masonry strain for a correct estimation of prestressing losses. Because of the low prestressing levels (up to 20% of masonry strength, 0.1 to 0.3 MPa in practice), the strain can be expected to not be large and rather similar to the strain in case of a stress applied in a perpendicular direction upon the loading surface. The interaction of the adjacent embankments and backfills behind the arch or support is also unknown as well as the interaction of the base of foundation.

The authors of the article are probably the first to conduct a short-term measurement of a deformation response to horizontal prestressing of bridge arches. The obtained results are presented for two cases of strengthening of the arch bridge.

4.1. Bridge arch in the city of Semtín

The bridge consists of a cylindrical arch with a centre line in the shape of a circular segment of brick masonry with a thickness of 450 mm. Sandstone blocks form the support of arch masonry on each side of the bridge span. The original spandrel walls and supports were made of stone masonry. The original mortar is lime, partly washed out, of the 0.2 to 0.4 MPa strength class. The arch span is 4.5 m, the arch width is 10 m, and the length of the newly made spandrel walls is 18.4 m. Schematic sections of the structure are shown in Fig. 18.

The basic reason for the reconstruction was the leaning out of both spandrel walls of the bridge and ledges, followed by the formation of longitudinal cracks between the arch and spandrel walls with a width of 20–30 mm on the downstream side of the bridge (Fig. 19) and around 10 mm wide on the upstream side. In accordance with the nature of the defects mentioned above, the reinforcement of the arch was designed in such way so that new reinforced concrete walls

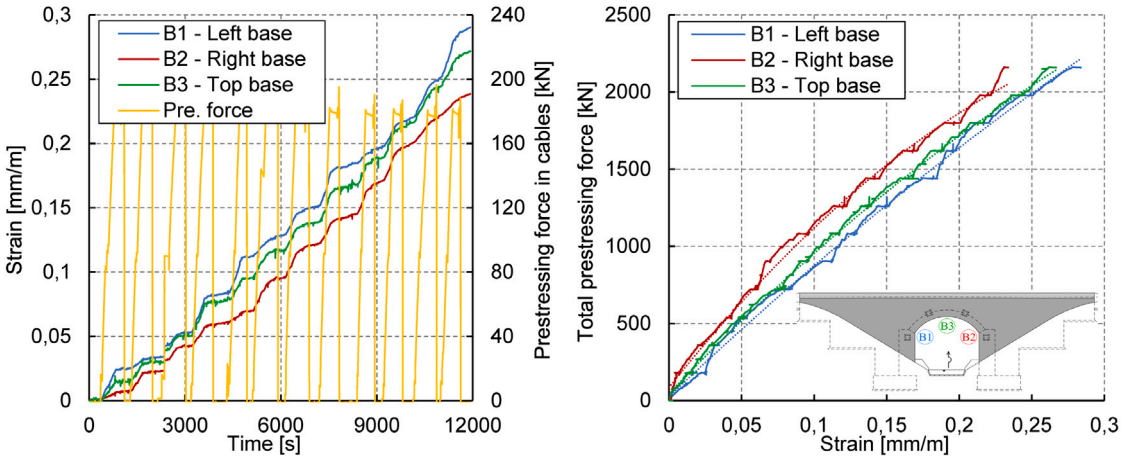


Fig. 21. Relative strain of arch masonry during horizontal prestressing.

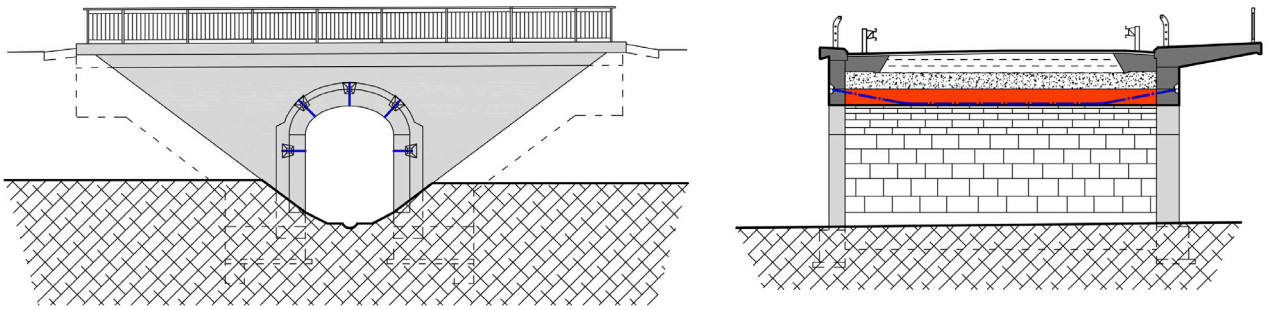


Fig. 22. Road bridge in Ransko, reconstruction by post-tensioning.



Fig. 23. Spandrel walls were supported for several years.

were added to the original stone masonry spandrel walls by concrete pouring; stability the new reinforced concrete walls was secured by transverse prestressing. Load capacities could have been determined from the longitudinal direction (the bridge was suitable for the standard loads) without being affected by transverse faults. Adding of these walls also led to the restoration of the arch by monolithing of the bridge in the transverse direction, thus eliminating the influence of longitudinal cracks on the stability and further deterioration of the structure.

Transverse prestressing with free prestressing cables stabilized the spandrel walls. The cables were assembled from three prestressing monostrand-type cables with Ls 15.7 mm (protected prestressing strands). Substitute cable ducts with diameters of 52 mm were drilled into the original stone arch and led in the shape of an angled curve under an angle of 10 degrees to the horizontal in the radial planes. They were drilled from the arch space towards the faces. The cables were placed in the 70 × 50 mm slots on the bottom surface of the stone arch — slots created by hand-operated diamond drills. The new reinforced concrete walls were added by concrete pouring to the original faces and rests of the lowered spandrel walls.

The measurement of horizontal strain in the course of prestressing was performed on three measuring bases with a length of 2.2 m (Fig. 20). The bases were made of steel pylons anchored in the masonry of the arch and scaffolding tubes. Deformation scanning was performed using WETA 2 mm inductive displacement sensors with a resolution of 0.001 mm. A Proceq 200 kN load gauge performed a prestressing force measuring, and the measuring computer continuously recorded the strain. The temperature during the measurement was practically constant + 5 °C. Prestressing of the arch was started after curing of the filling and sealing injections. The prestressing forces were evenly introduced into the arch to avoid the effect of uneven tensioning on the displacement of the concreting added walls. The cables were tensioned in 20 kN steps up to the value of the prescribed tensioning force of 180 kN.

4.1.1. Arch masonry strain

Measuring over the course of prestressing showed that compression of the masonry increased evenly in all measured bases. When tensioning the individual strands, the masonry was compressed immediately during the introduction of the prestressing. After the anchoring of each strand, the deformation degree started to stabilize. After the prestressing was completed (after tensioning of the last cable), the increase in compression ceased. The dependence of the masonry strain on the magnitude of the applied force is shown in Fig. 21.

The following conclusions can be drawn from the resulting dependency:

- All four cables could be tensioned to the assumed and designed forces of 3 × 180 kN = 540 kN without causing undesirable effects (cracking, masonry grinding, etc.). Masonry compression was practically linear, i.e. in the zone of elastic masonry behaviour. This suggests that the original longitudinal cracks in the arch (between the brick arch and the original stone spandrel walls) were properly filled with an injection grout from the standpoint of statics.
- The left side of the arch (the left support) was compressed more than the right one. The difference is 10% compared to the average value, which is practically insignificant. The masonry of the arch compressed regardless of the cohesion between the arch and the consolidated embankment. The reconstruction of the bridge took place during regular operation without excavation of the embankment and without an obvious influence of the leaning of the new spandrel walls on the original wall and embankment. The influence of these bonds is therefore not great, and, with relatively low compression values, virtually only the stiffness of the arch and of the supports in the horizontal direction is manifested.
- The average maximum compression achieved at the bases of the arch was 0.27 mm/m' and 0.28 mm/m' at the top. This represents an almost constant compression of the structure along the elevation in the transverse direction and demonstrates a good design of the prestressing forces as well as the quality of the reconstruction. The strain behaviour of the structure is in compliance with our expectations and can be considered a confirmation of the aforementioned reconstruction system of bridge arches.

4.2. Bridge arch 34-048 Ransko

Longitudinal cracks damaged a bridge on a national road (Fig. 22) to such an extent that its spandrel walls had to use temporary external supports for several years (Fig. 23). The original supporting structure is an elliptical stone masonry arch. The masonry was bricked at the edges of the arch using hewn granite blocks and with rough blocks inside the arch area. The arch span is 3.3 m and the bridge width is 10 m.

Leaning of both spandrel walls of the bridge followed by the formation of 20–40 mm wide longitudinal cracks between the arch and spandrel walls and 2 mm wide longitudinal hairline cracks in thirds of the arch going up to half the height of the abutments led to the reconstruction of the road bridge arch. The bad structural condition of the stone masonry was the reason for deformation of all leaning wing walls. The active earth pressure damaged the stability of both spandrel walls, which endangered the safety of the bridge structure.

Reconstruction of the arch was designed with a system of additional transverse prestressing with concrete added faces. In this way, the arch was restored by its monolithing in the transverse direction, and thus the influence of longitudinal cracks was eliminated. The bridge was extended to a future free width of 9.5 m and a transfer of the planned cycle path over the creek by overhanging the kerb on the downstream side was achieved (Fig. 24). This width has not yet been fully utilized for road traffic since the road width on both sides of the bridge is narrower. This extension of the bridge, carried out as a part of the reconstruction, will be used for the planned reconstruction of the entire road.

The spandrel walls are stabilized by transverse prestressing of three-strand prestressing cables of monostrand type cables with Ls 15.7 mm. In the masonry, the cables were placed in substitute ducts and slots, which were filled with grout and finished after the bridge prestressing. With regard to the state of disrepair of the bridge, the cables were prestressed in two phases. First, the cables were prestressed in the bases of the arch and the remaining cables were prestressed in the entire height after the spandrel walls were constructed.

Relative compression of the masonry in the middle of the arch caused by the prestressing force is shown in Fig. 25. The average maximum compression at the bases of the arch reached 0.22 mm/m' and



Fig. 24. Arch bridge in Ransko after reconstruction.

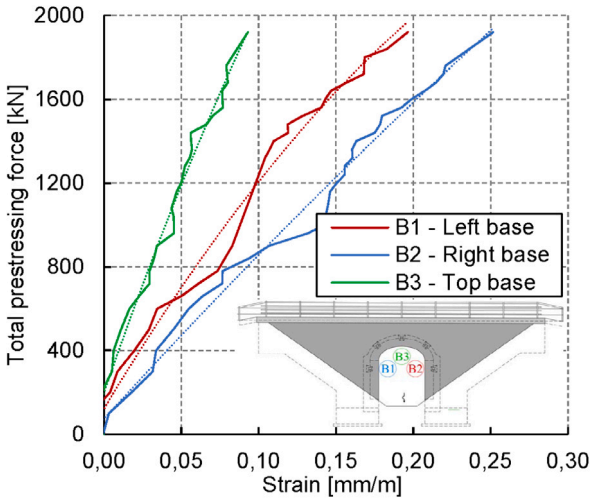


Fig. 25. Relative masonry compression in the middle of the arch caused by the prestressing force.

only 0085 mm/m' at the top. While the compression in bases is similar to that of the previous arch, significantly smaller compression at the top of the arch deserves an explanation.

The measured compression was compared to theoretical models in which the arch and spandrel walls were modelled using 2D elements. The same result was achieved with a model which consisted only of supports and an arch, and the stiffness of the spandrel walls and the embankment behind them was neglected. This corresponds to the method of construction of this reconstruction, in which the original spandrel walls were completely demolished, new ones were encased into double-sided formwork, and the embankment was restored and compacted only after their completion. The total compression of the masonry arch in the bases and thus the supports in their upper part coincides with the results of the previous arch, and after multiplication by the bridge width, we acquire the absolute value of compression in the transverse direction which ranges from 2 to 3 mm. This represents an almost constant compression of the structure along the height in the transverse direction and proves a good design of the prestressing forces and also the proper performance of the reconstruction. The strain behaviour of the structure is in compliance with the expectation and can be once again considered a confirmation of the aforementioned system of bridge arch reconstruction.



Fig. 26. Measuring the strain of the top cross-section during a static load test.

5. Verification of synergy of separate parts of bridge arch

The synergy of partial parts of the brick bridge arch damaged by longitudinal cracks can be described by comparing measurements of relative strains before (2013) and after (2014) the restoration. The bridge carries the double-track railway line Brno–Česká Třebová. Because of the long-term effect of traffic, longitudinal cracks caused the bridge arch to divide into two separately acting sections under the respective tracks and a third, arch section approx. 1.2 m wide, which threatened to collapse. The first part of the restoration was carried out in 2014 with new spandrel walls which were statically secured using lateral prestressing. The measurement was carried out using the technology for structure synergy verification with a mechanical amplifier system located in the axes of the tracks no. 1 and no. 2. The synergy is determined by measuring of the strain of the arch top cross-section during a verification static load test (Fig. 26) as well as by a measurement under normal operating load. The measurements made using the mechanical amplifier are suitable for a more accurate identification of the bridge arch condition when planning repairs or reconstructions.

5.1. Description of the bridge

The supporting structure of the railway arch bridge consists of a segmented brick arch with a clearance of 7.54 m and a camber clearance of 1.97 m. The height of the arch base above the pavement is 2.10 m, and the height of the arch top above the road is 4.22 m. The arch thickness ranges from 35–60 mm, and this value at the bottom part includes about 35–60 mm of gunite. Both arch heads are formed with concrete blocks, additionally anchored to the side of the masonry with bolted stirrups. The arch bases are placed on solid stone blocks. The spandrel walls on the arch sides are made of brick masonry with a thickness of 0.45 m.

After the restoration, both arch heads were provided with a reinforced concrete spandrel wall (Fig. 27), which distributes the transverse prestressing applied to the entire cross-section of the arch. Stabilization of the separated segments of the arch was carried out by introducing the prestressing in the transverse direction using four tensioning cables. Within the restoration, the masonry of the entire arch was injected with cement grout in a 600 × 600 mm grid.

5.2. Bridge condition and defects before the restoration

Apart from determination of geometrical characteristics, the works performed also included a visual inspection. Its objective was to find out the condition of the bridge and its visible failures and defects, such as the detection of cracks, water leakages, surface disruptions and cavern occurrence in individual parts of the bridge.



Fig. 27. Railway arch bridge in Brno after the restoration.

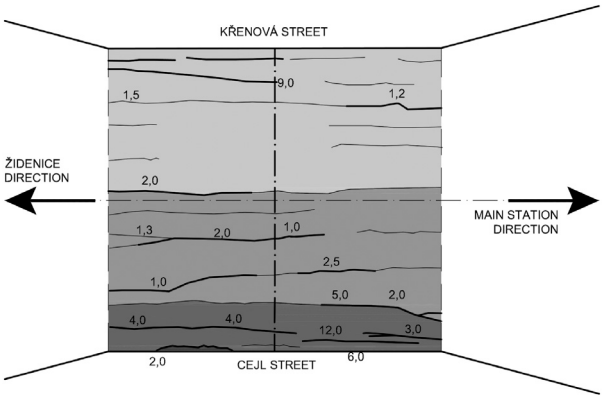


Fig. 28. Arch bridge divided into three separate parts by significant cracks.



Fig. 29. A visible height drop of the separated outer strip.

On the bottom obverse side of the arch, there were visible marks of leaking before reconstruction. Acoustic research during hammering revealed that about 50% of the gunite is not connected to a brick arch, probably because of masonry moisture. There were also a number of cracks, mainly along the direction of the arch span (longitudinal direction). The width of longitudinal cracks ranged from a "hairline" crack to 12 mm, but most of them was from 0.3 to 1.3 mm. Significant cracks divided the arch into three separate strips (Fig. 28), which undoubtedly influenced the synergy of the entire structure. In addition, a height drop compared to other parts of the arch was visible at the separated outer strip (Figs. 29 and 30). Probes were made during the



Fig. 30. A visible height drop of the separated outer strip.

diagnosis to confirm that the cracks are also present in the masonry and that the masonry is damp. Mostly vertical cracks were also found in both supports. The support No. 1 was damaged by hairline cracks and they were found mainly under the arch base, while at support 2, the cracks were of a width of up to 2.0 mm and they extended up to $\frac{3}{4}$ of the height from the base of the arch. Other defects of the bridge structure corresponded with the age of the bridge.

5.3. Verification of the synergy of the damaged structure by measuring

The main goal of the detailed monitoring of the bridge structure before restoration was to prove or disprove the hypothesis that the longitudinal cracks observed at the bottom obverse side of the arch extend into the masonry and, in the worst case, physically divide the bridge arch into several separate parts. This division would result in a significant reduction of the arch synergy in the transverse direction and thus a reduction of the bearing strength of the structure as a whole.

5.3.1. Measurement technology

Structures from common, sufficiently homogeneous materials (steel, concrete) can be monitored with sensors (e.g. tensometric or inductance) with a relatively short measuring base length (up to 200 mm). For masonry structures in which the distance of adjacent masonry elements exceeds 250 mm, conventional sensors cannot be used without introducing high inaccuracies in the measured quantities. In order to achieve results with sufficient accuracy, it is necessary to monitor the mutual change of position of two preselected points, which are, however, far enough apart to respect local masonry discontinuities. The displacement measuring itself is complicated by the fact that the monitored section at the arch bridges is curved.

For the reasons mentioned above, a steel structure of the mechanical amplifier (Figs. 31 and 32) was designed to monitor the deformation of the outer fibres in selected cross sections on the obverse side of the

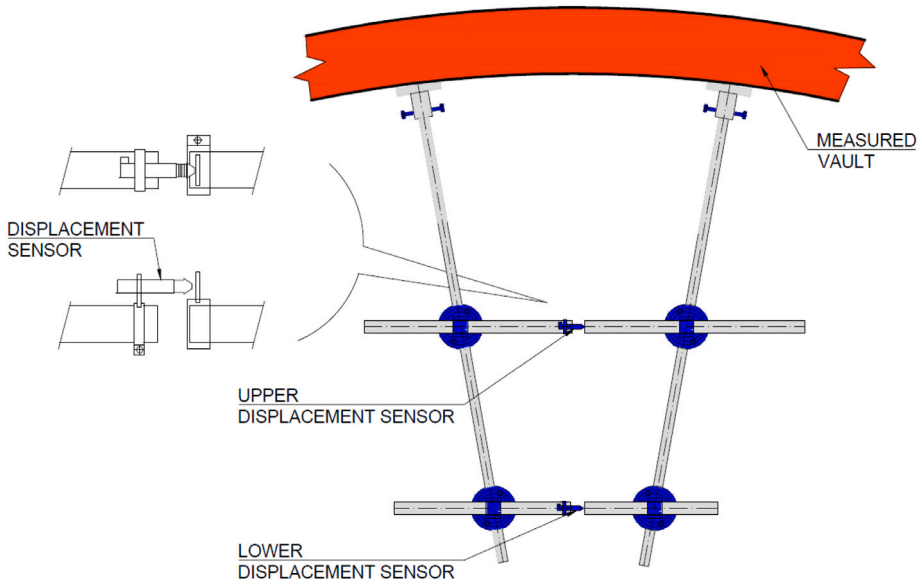


Fig. 31. Mechanical amplifier (MA).

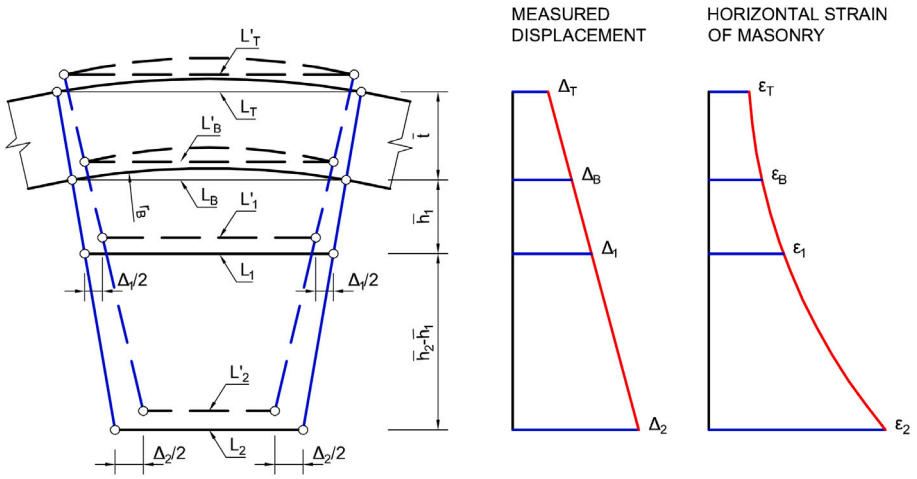


Fig. 32. Relation between the measured displacement and masonry strain.

arch [41]. The essence of the device lies in the possibility of measuring with sensors that do not adhere to the arch itself. This temporarily installed system requires a geometry that considers the need to record the deformation of an arch section significantly larger than individual masonry elements. It is possible to determine the size of displacements and, at the same time, the size of rotation of the arch part located between the points of clamping of this structure to the arch.

The system consists of two rigid half-frames that are not interconnected, and the change of the mutual position of the arch cross-sections at the point of attachment of the half-frame results in a displacement of the spike in the sensor caused by the rotation of the partial segments of the structure. The actual data recording during measurement shows changes in geometry, but it does not provide any specific information about the degree of strain. Therefore, a simplified theory was derived based on structural-mechanical, flexibility and geometrical characteristics, making it possible to determine the strain of the outer fibres of the arch. The different value of the relative strains on the reverse and the obverse side is the result of the change in the radius of the arch, i.e. of the change in curvature.

$$\Delta_B = \Delta_2 - \bar{h}_2 \cdot \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{\bar{h}_2 - \bar{h}_1} \tag{2}$$

$$\Delta_T = \Delta_2 - (\bar{h}_2 + \bar{t}) \cdot \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{\bar{h}_2 - \bar{h}_1} \tag{3}$$

$$\varepsilon_B = \frac{\Delta_B}{L_B} = \frac{L_2 \cdot \frac{\Delta_2}{L_2} - \frac{\bar{h}_2}{\bar{h}_2 - \bar{h}_1} \cdot (L_2 \cdot \frac{\Delta_2}{L_2} - L_1 \cdot \frac{\Delta_1}{L_1})}{L_2 - \frac{\bar{h}_2}{\bar{h}_2 - \bar{h}_1} \cdot (L_2 - L_1)} \tag{4}$$

$$\varepsilon_T = \frac{\Delta_T}{L_T} = \frac{L_2 \cdot \frac{\Delta_2}{L_2} - \frac{\bar{h}_2 + \bar{t}}{\bar{h}_2 - \bar{h}_1} \cdot (L_2 \cdot \frac{\Delta_2}{L_2} - L_1 \cdot \frac{\Delta_1}{L_1})}{L_2 - \frac{\bar{h}_2 + \bar{t}}{\bar{h}_2 - \bar{h}_1} \cdot (L_2 - L_1)} \tag{5}$$

The normal load (self-weight, backfill, payload) causes an increase in the arc radius. By considering the material parameters of the structure and the obtained proportions of the relative strains of the selected



Fig. 33. Installing three mechanical amplifiers for monitoring of the arch behaviour during static and dynamic load tests.

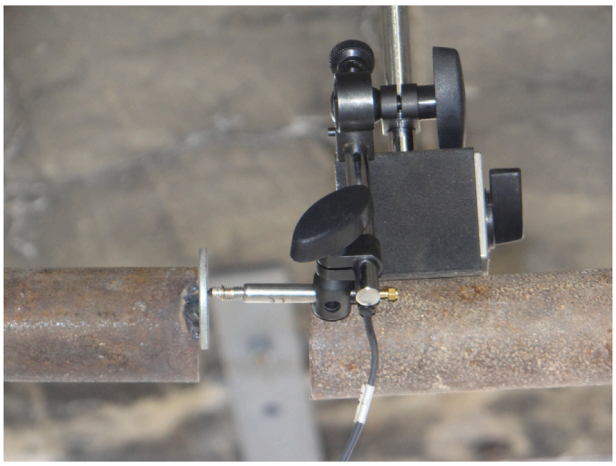


Fig. 34. Displacement sensor on a mechanical amplifier.

sections on the structure, it is possible to gain insight into the stress ratios in the masonry. Using multiple mechanical amplifiers on a single monitored arch provides an insight into the distribution of local loads and the synergy of possible partial parts — the distribution of the train running on the outer rail into the entire width of the bridge arch, the synergy of partial floes on the arch loosened due to lateral tensile forces.

The deformation measurement on the bridge (Figs. 33 and 34) was performed in three places along the arch axis:

(1) under the axis of track no. 1 (2.4 m from the edge of the bridge, direction towards the Cejl street);

(2) under the axis of track no. 2 (2.6 m from the edge of the bridge, direction towards the Křenová street);

(3) 0.8 m from the edge of the bridge on the side of track no. 1 (in the direction to the Cejl street).

A plan view of the position of three of mechanical amplifiers (MA) is shown in Fig. 35. Their position was chosen with regard to the track position and the most damaged part of the monitored arch.

5.3.2. Traffic load during the load test

For measurement of deformation resp. relative strains caused by static load, a locomotive of the 754 series (weight 74.4 t) was used, which drove on top the axis of the bridge arch with its front axle. A total of two crossings were performed, both on the track no. 1 (above MA2). The dynamic effects were measured using the same locomotive,

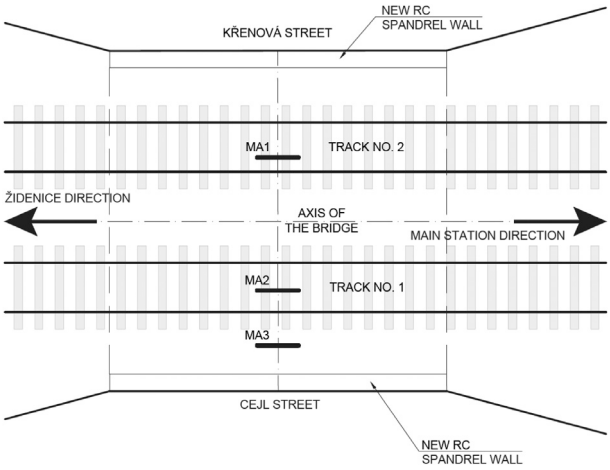


Fig. 35. Locations of mechanical amplifiers.

which crossed the bridge on track no. 1 twice at a speed of 20 km/h and subsequently twice at a speed of 40 km/h, each time from the opposite direction. In addition, regular passenger trains were used in the course of this test. For the data evaluation, similar crossings of passenger train sets were chosen, namely twice with the locomotive of the 362 series (weight 87 t) and twice with the locomotive of the 560 series (weight 37 t). In both cases, the train crossed the bridge in the direction to Brno–Main train station on the track no. 1 and in the direction to Brno–Židenice on track no. 2. In total, ten measurements (two front axle tests and eight crossings) were evaluated.

5.3.3. Measurement results on a damaged bridge structure

The relative strain values at the top of the arch at the MA points acquired in the front axle tests are shown in Fig. 36. The values acquired in the train crossings are shown in Figs. 40 and 41.

The relative strains of the masonry at the location of MA2 above which the locomotive stood (track no. 1) was significantly higher than the relative strains of the masonry of the unloaded part of the arch in the location of MA1 (under track no. 2). MA3 mounted at the edge of the arch towards the Cejl street (1.6 m from MA2) showed opposite values of relative strain.This suggests that the arch at MA2 and MA3 does not synergize. These places probably lean against each other, causing inverse values of relative strains at a distance of only 1.6 m. Because the outer portal of the arch at MA3 with a width of about 1 m is torn off, there is a risk of a complete collapse from the rest of the arch in the next few years. Another atypical phenomenon of the structure's behaviour is that in comparison to the idle state, the loaded arch opens in the upper fibres and compresses in the lower ones at the location of the MA2. In the case of proper behaviour according to the theory of elasticity, the arch, when subjected to a concentrated load at the top of the arch, should open in the lower fibres and compress in the upper ones. A part of the arch in the place of MA1 appears not to have any significant damage; however, it would be appropriate to verify this statement with a more detailed measurement, i.e. installing more MA under track no. 2.

The measured static load using the locomotive, locomotive crossings as well as the passenger trains showed identical results. The arch behaves discontinuously — like several statically almost non-synergizing arches. The performed measurements confirmed the hypothesis about the tearing off of the outer arch strip, in which strains of the top cross section opposite to the strains in the parts of the arch under the loaded track occur.

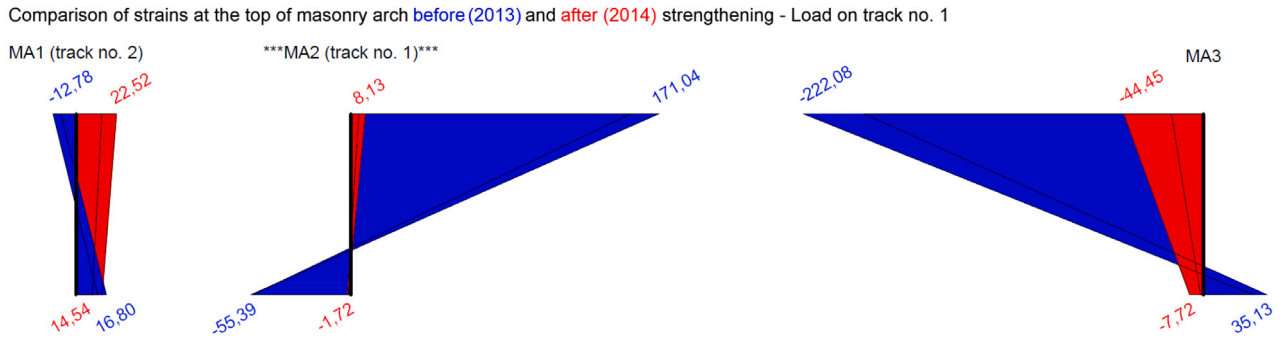


Fig. 36. The relative strains at the top of the arch obtained during verification of strengthening (measurement before and after strengthening).



Fig. 37. A560 series locomotive passenger train set weighing 37 t was used to measure deformations by crossing.

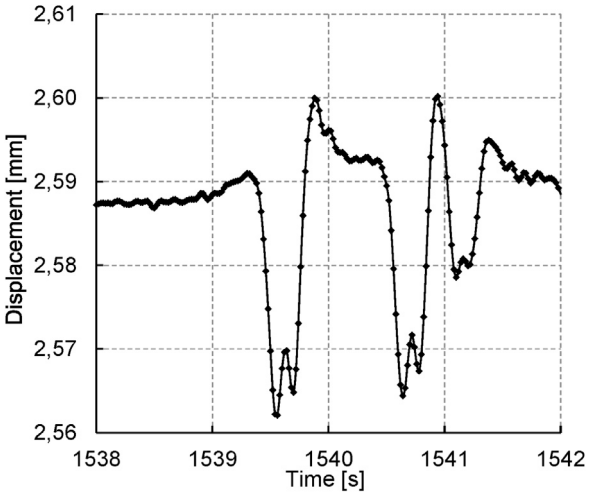


Fig. 38. Sampling frequency of 50 Hz.

Year	Cross above MA	MA1-T	MA1-B	MA2-T	MA2-B
2013	1	-174.10	-33.48	-81.79	8.26
2013	1	-151.13	-25.76	-76.47	7.13
2013	1	-167.67	-32.68	-79.96	7.76
2013	1	-154.67	-34.38	-79.34	7.82
2013	2	-14.86	10.94	430.57	-48.95
2013	1	-141.52	-30.96	-83.98	8.67
2013	2	-28.59	10.16	428.45	-51.61
2013	1	-155.67	-30.77	-86.31	6.09
2014	1	-63.54	-10.59	-30.19	8.15
2014	2	-12.33	2.59	-79.33	8.28
2014	1	-68.36	-8.98	-27.87	6.69
2014	2	-10.77	3.15	-89.53	10.51

Fig. 39. Values of relative strain.

5.4. Verification of the repaired construction synergy

5.4.1. Strengthening method and structure repair

Stabilization of the structure and removal of the discontinuity of the torn parts of the arch in the transverse direction was the fundamental prerequisite for the bridge repair. Logically, stabilization of the separated parts of the segmented arch by introducing a prestressing in the transverse direction was suggested. After applying crack injections throughout the arch, prestressing was applied to the structure using four prestressing cables through the new spandrel walls. The transverse attachment should, among other things, significantly increase the stiffness of the entire structure and thus the synergy of the arch in the transverse direction for live load transfer.

5.4.2. Measurement technology and load during re-test

Bridge deformation measurements were made at three specific locations along the arch axis, at which the measurements were performed before the arch repair (Fig. 35). Again, a set of mechanical amplifiers located at the same anchor points was used for the measurement.

560 series locomotive (Fig. 37) passenger train weighing 37 t was used to measure deformations resp. relative strains from crossing (more precisely the value captured by the first locomotive axle in the direction of travel). There were 8 measured and recorded crossings of the train with the 560 series locomotive in 2013 and 4 such crossings in 2014. The direction and the used track were monitored within the measurement. The sampling frequency was 50 Hz in both 2013 and 2014 (Fig. 38).

5.4.3. Evaluation of measurements on the repaired structure

To compare the condition before and after the reconstruction of the bridge, the crossings in the same direction and on the same track were always compared and the comparison was made for the values measured by the mechanical amplifiers MA1 and MA2. Furthermore, the measured values were converted to relative strain at the top of the arch, namely on the obverse (MAx-B) and on the reverse (MAx-T) side of the arch. The relative strain values are summarized in Fig. 39.

Crossings on track no. 2 — MA1 (Fig. 40)

On the basis of the measured values, it is clear that the arch was fully compressed before and after the restoration. However, after the strengthening, the relative strain was reduced from the measured

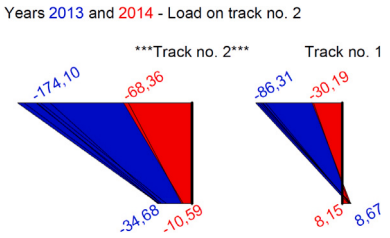


Fig. 40. Relative strains at the top of the arch during crossing on track no. 2 (before and after strengthening).

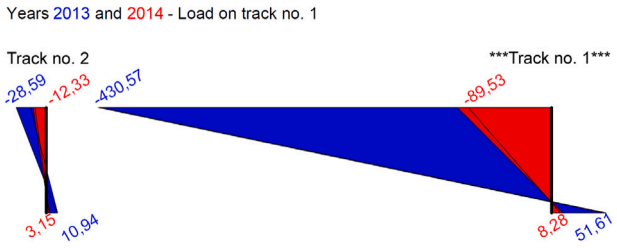


Fig. 41. Relative strains at the top of the arch during crossing on track no. 1 (before and after strengthening).

minimum of −174.10 μm/m to −68.36 μm/m on the reverse side and from the measured minimum of −34.68 μm/m to −10.59 μm/m on the obverse side. The increase of the arch stiffness in the transverse direction before and after the restoration can be stated proportionally as 2.55:1 for the reverse side of the arch and as 3.27:1 for the obverse side of the arch. Generally, it can be stated that the stiffness of the arch in place of track no. 2 above the mounted MA1 increased approximately three times.

Similarly to the track no. 1 above the mounted MA2, when the train was crossing on the track no. 2, the strain almost did not change on the obverse side of the arch (tensile forces were created), and on the reverse side of the arch, the strain decreased from the measured minimum −86.31 μm/m to −30.19 μm/m, i.e. in the ratio of 2.86:1.

Crossings on track no. 1 — MA2 (Fig. 41)

On the basis of the measured values, it is clear that when crossing track no. 1 above the mounted mechanical amplifier MA2, the arch in the place of the mounted MA1 was pushed on the reverse side and pulled on the obverse side before and after the restoration. After strengthening, the relative strain was reduced from the measured minimum of −28.59 μm/m to −12.33 μm/m on the reverse side of the arch. The relative strain on the obverse side of the arch decreased from the measured maximum of 10.94 μm/m to 3.15 μm/m. The increase of the arch stiffness in the transverse direction before and after the restoration can be proportionally stated as 2.32:1 for the reverse side of the arch and as 3.47:1 for the obverse side of the arch. In general, it can be stated that the stiffness of the arch in the place of mounted MA1 was increased approximately three times.

In the case of track no. 1 above the mounted MA2, the strain was reduced while crossing on track 1 from the measured maximum of 51.61 μm/m to 10.51 μm/m of the arch obverse side, i.e. in the ratio of 4.91:1. On the reverse side of the arch, the relative strain was reduced from the measured minimum of −430.57 μm/m to −89.53 μm/m, i.e. in the ratio of 4.81:1.

The performed measurement confirmed the high efficiency of the restoration by introducing the prestressing into the bridge arch. By introducing the prestressing in the transverse direction, the stiffness has been proven to increase, and the separated parts of the bridge arch once again act as a single unit — continuously and mutually dependent.



Fig. 42. Arch bridge in Rybná nad Zdobnicí — before reconstruction.



Fig. 43. Reinforced arch bridge in Rybná nad Zdobnicí with new spandrel walls.

The restoration has significantly reduced the strain at the top of the arch during crossing of trains to about 1/2 to 1/5, which results in an prolonged service life of the structure.

6. The effect of temperature upon measuring

During the measurement, there are deviations from the theoretical assumptions in the record. These deviations range from units of ‰ to units of %. The rotation of the mechanical amplifiers, changes of the ambient temperature, the vibrations caused by the technical seismicity, and the human factor, to name a few, are among the most critical factors influencing the accuracy of the measured data.

The compensation of the influence of temperature changes during the measurement can be shown in the behaviour of the bridge arch in the city of Rybná nad Zdobnicí, Czech Republic [42]. The main reason for the reconstruction of the bridge arch was the leaning out of both the spandrel walls by up to 180 mm, followed by a disintegration of the masonry and falling out of the stone blocks. The stability of both spandrel walls was disrupted, and the stability of the entire structure was endangered. The bridge arch was also disrupted by longitudinal cracks of a thickness from 2 to 5 mm, which divided the arch into self-acting sections.

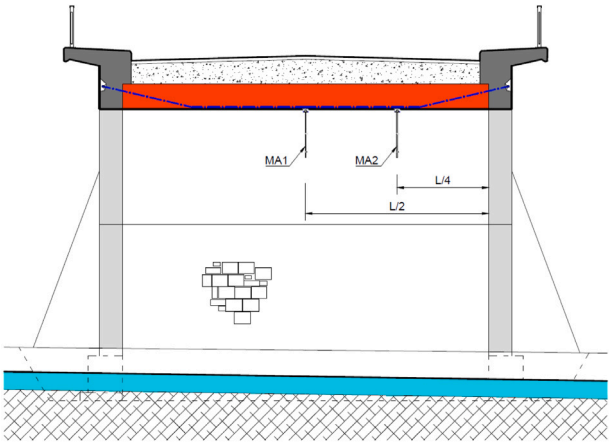


Fig. 44. The mechanical amplifiers were installed at two places on the arch.



Fig. 45. Mechanical amplifier installed at the top of the arch.



Fig. 46. A fully loaded truck was used as a burden for static and dynamic measurements.

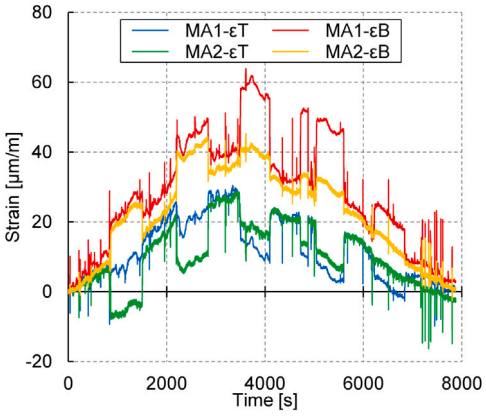


Fig. 47. Relative strain on the outer fibres of the arch without filtering out the temperature.

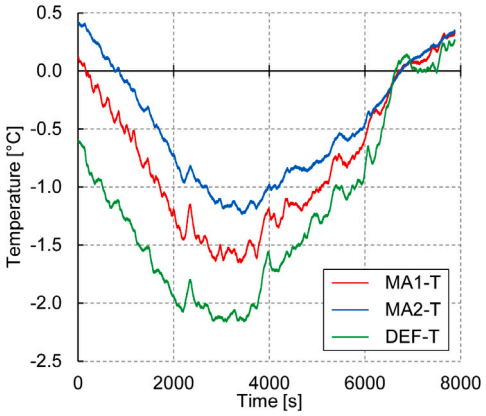


Fig. 48. Development of surrounding temperature in the course of the measurement.

6.1. Description of measured bridge, performed measurements and tests

The supporting structure of the bridge consists of an original stone arch with a clear span of 5.7 m and a clear camber of 2.85 m (Fig. 42). The height of the arch base above the reinforced bank of the stream is 3.2 m, and the height of the arch top above the stream is 7.43 m. The arch thickness is approximately 0.65 m. The new spandrel walls are 0.6 m thick and are made of C- / 28 concrete and reinforcing steel 10505 (R). The reconstruction also included an increase in the free width to 12.0 m using suitably shaped spandrel walls and ledge linings on which sidewalks are placed (Fig. 43). Replacement cable ducts with a diameter of 52 mm were placed into the original stone arch to accommodate the prestressing cables. These were created by precision drilling with diamond core drills and diamond cutting machines. The deviators were designed from strip steel with a radius of R = 2.0 m. All the cracks in the arch and supports had been filled with grout before the monostrands were stretched. Also, a sealing injection of 0.5 × 0.5 m grid was carried out, which, to date, continues to prevent water flowing into the supporting structure.

The measurement of the arch was designed so that was possible to find out the synergy of the arch in the transverse direction and at the same time to refine the calculation model for static analysis and evaluation of results. Measurements using the previously described mechanical amplifiers were performed at two locations of the arch. The first location was in the middle of the arch width; the second location was in the 1/4 of the stone arch width (Figs. 44 and 45). The arch deflection was also measured in the middle of the arch width to verify the arch behaviour. In several locations around the structure and near the arch and sensors, temperature was measured so that the 41 effects of the temperature could be compensated for.

Both static and dynamic load measurements were performed on the structure. A fully loaded Liaz 150 truck was used as a burden (Fig. 46). Total vehicle weight was 18.14 tons (rear axle 11.6 tons; front axle 6.54 tons). In the static load test, the vehicle was placed in the right lane twice, in the middle of the road twice, and in the left lane once. The rear axle has always been positioned above the centre of the arch span. Dynamic measurements during crossings were performed twice at 30 km/h in the right lane and twice in the middle of the road.

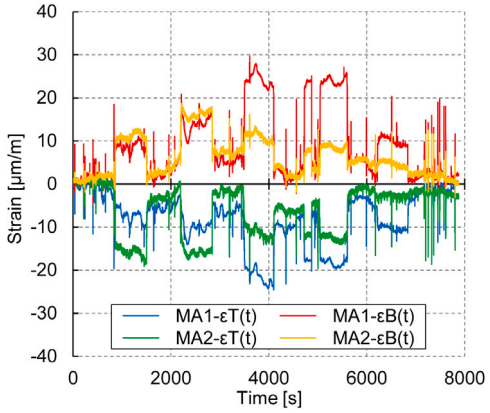


Fig. 49. Relative strain after filtering out of the effects of volume changes of the arch caused by temperature.

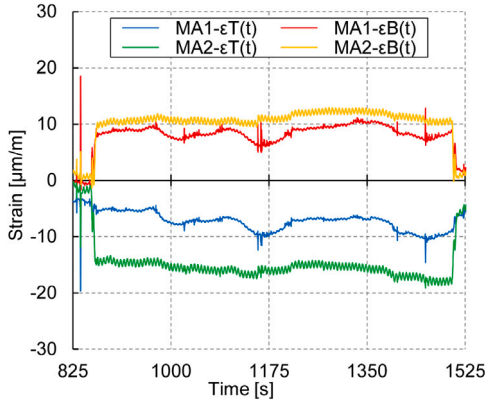


Fig. 50. Relative strain during axle test no. 3 — vehicle in the middle of the road above MA1.

6.2. Measurement evaluation

Correcting the record for the effects of temperature change can be divided into two basic groups. During the measurement, because of temperature fluctuations, the measuring device is influenced, but also the masonry structure itself is subject to volume changes because of thermal inertia. In Fig. 47, it is possible to see the relative strain on the outer fibres of the bridge arch without filtering out the volume changes of the masonry bridge arch. The red and blue colours show the results from mechanical amplifier no. 1 in the centre of the span and the green and orange colours show the results from mechanical amplifier no. 2 in the 1/4 of the stone arch width. It is also possible to easily identify individual static front axle tests and dynamic test load crossings from the figure. Positive strains of the cross-section between the individual front axle tests (after removal of the load) were measured without filtering out of the volume changes of the masonry arch. These tensile strains are caused by varying temperature. In our case, during the measurement, the ambient environment was cooled down (Fig. 48), which led to volume changes of the masonry arch. Moreover, because the mechanical amplifiers are mounted on the outer surface, positive strains are immediately recorded. The actual strain of the arch farther from the surface will be different because of the temperature inertia of the massive cross-section. Therefore, the measured values have been adjusted to compensate for this temperature effect. Cooling of the ambient environment causes the pressure reserve to be pumped out in the top of the arch and has an almost affine course to temperature development.

After filtering out the effects of volume changes of the arch caused by temperature (Fig. 49), the values of the strains in the upper and lower fibres are as expected — positive strains (elongation) on the surface and negative strains (shortening) on the reverse side of the arch. The measured values on both surfaces are almost identical in absolute values (Fig. 50) — inaccuracies are caused by the variable arch thickness and the contribution of the surrounding embankment, which shifts the cross-sectional centre of gravity further from the outer surface of the arch.

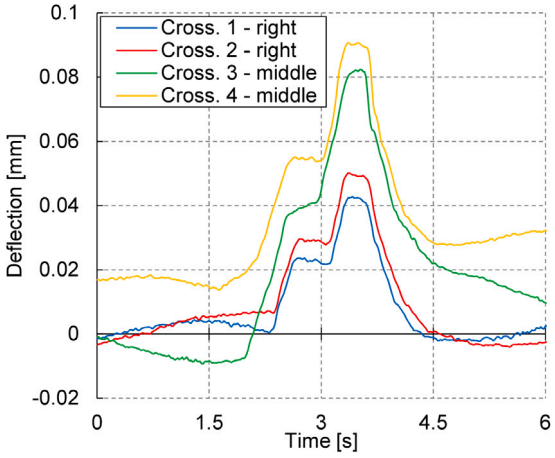


Fig. 51. Deflection during the dynamic crossings.

Fig. 50 shows the measured values from the front axle test no. 3 when the vehicle stops in the middle of the arch (Fig. 46). During the front axle test, locally elevated cross-sectional strain values caused by the regular traffic can be seen; the traffic could not be eliminated during the measurement, only limited and slowed down to the left outer lane of the road.

During the dynamic crossings at a speed of 30 km/h, it was possible to measure strain and deflection from the individual axles of the vehicle used as a burden. Fig. 51 illustrates the deflections in the middle of the bridge arch in all four crossings. First, there is approximately half the deflection from the lighter front axle and then the deflection increases because of the heavier rear axle. After crossing of the vehicle, the measured values return to zero, so there is no permanent deformation of the arch.

7. Conclusion

The described method of strengthening and widening of a masonry bridge arch using thin reinforced concrete spandrel walls stabilized by transverse prestressing cables has several advantages. It is simultaneously simple, durable and effective. It can be carried out with traffic limited to a single lane through the centre of the bridge in case of road arches, or with traffic limited to only one track in case of railway arches. The restoration with only a partial limitation of traffic is welcomed by both bridge managers and investors. On average, the costs of reconstruction represent 40% of the price of the new bridge. If the quality of the masonry is satisfactory (stone masonry is almost always satisfactory, brick masonry is conditional on quality), it can always be recommended. The authors of the paper prove the reliability and long-term lifetime of this method with practical realizations, and the oldest application has been in operation without any defects for more than 15 years.

The described structural system is also advantageous because there is no need to demolish any part of the existing structure in the course of the application of the new system. The original spandrel walls become a permanent shuttering for new reinforced concrete spandrel walls, which will cover the original ones (including their defects) thus automatically causing a restorative effect of the additional structure.

The strain of the arch during the prestressing process, which has been verified experimentally, manifests very small to negligible prestressing losses and the predictability of the static calculations used.

By using a larger number of mechanical amplifiers across the arch, it is possible to study in more detail the synergy of the parts of the arch arc separated by cracks. The monolithic character of the arch has been achieved by the additional lateral prestressing. The described methodology can be used for complex monitoring of the behaviour of the whole structure, evaluating its damage and refining the computational model according to the current state of the damaged structure.

Declaration of competing interest

The authors declare that they have no known competing financial interests or personal relationships that could have appeared to influence the work reported in this paper.

Acknowledgement

This paper has been financially supported by the Technology Agency of the Czech Republic under the project n. CK01000042 "Specification of residual load-capacity of prestressed bridges".

References

[1] Orbán Z. Assessment, reliability and maintenance of masonry arch railway bridges in europe. Struct Des Constr 2004;152–61.

[2] Svoboda A, Klusáček L, Olšák M. Strengthening and rehabilitation of U-shaped RC bridges using substitute cable ducts. Adv Mater Sci Eng 2019;2019:21. http://dx.doi.org/10.1155/2019/8920718, URL: https://www.hindawi.com/journals/amse/2019/8920718/.

[3] Recupero A, Spinella N, Colajanni P, Scilipoti CD. Increasing the capacity of existing bridges by using unbonded prestressing technology: A case study. Adv Civ Eng 2014;2014. http://dx.doi.org/10.1155/2014/840902.

[4] Recupero A, Spinella N, Scilipoti CD. Method for extending life of existing bridge: A case study. In: 8th international conference in the low carbon era. Dundee: 2012.

[5] Petrangeli M, Usai G, Zoppis E. Bridge repair by external prestress: The gibe crossing in ethiopia. In: IABSE symposium report 96. 2009, p. 10–9. http://dx.doi.org/10.2749/222137809796078469.

[6] Daly A, Witarnawan W. A method for increasing the capacity of short and medium span bridges. In: Proceedings of the 10th REAAAConference. Tokyo, Japan: 2000.

[7] Daly A, Witarnawan W. Strengthening of bridge using external post-tensioning. In: Proceedings of the conference of eastern asia society for transportation. Seoul, Republic of Korea: 1997.

[8] Nilimaa J, Blanksvärd T, Täljsten B, Elfgren L. Unbonded transverse posttensioning of a railway bridge in haparanda, Sweden. J Bridge Eng 2013;19. http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000527.

[9] Zampieri P, Tetougueni CD, Pellegrino C. Rigid-block analysis of archeological elements retrofitted with external post-tensioning system. Procedia Struct Integr 2020;29:192–8. http://dx.doi.org/10.1016/j.prostr.2020.11.156, Art Collections 2020, Safety Issue (ARCO 2020, SAFETY). URL: https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321620308325.

[10] Woodward R, Daly A. Design of bridges with external prestressing: Construction and testing of a model bridge. Tlr report 392, Berkshire: TLR - Transport Research Laboratory; 1999.

[11] Miyamoto A, Tei K, Nakamura H, Bull J. Behavior of prestressed beam strengthened with external tendons. J Struct Eng 2000;126(9):1033–44. http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:9(1033), cited By 115.

[12] Mimoto T, Sakaki T, Mihara T, Yoshitake I. Strengthening system using post-tension tendon with an internal anchorage of concrete members. Eng Struct 2016;124:29–35. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.003, URL: http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029616302681.

[13] Preciado A, Ramirez-Gaytan A, Gutierrez N, Vargas D, Falcón Meraz J, Ochoa Gonzalez G. Nonlinear earthquake capacity of slender old masonry structures prestressed with steel, FRP and NiTi SMA tendons. Steel Compos Struct 2018;26. http://dx.doi.org/10.12989/scs.2018.26.2.213.

[14] Preciado A, Bartoli G, Ramírez-Gaytán A. Earthquake protection of the Torre Grossa medieval tower of San Gimignano, Italy by vertical external prestressing. Eng Fail Anal 2017;71:31–42. http://dx.doi.org/10.1016/j.engfailanal.2016.11.005, URL: https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1350630716304708.

[15] Preciado A, Sperbeck ST, Ramírez-Gaytán A. Seismic vulnerability enhancement of medieval and masonry bell towers externally prestressed with unbonded smart tendons. Eng Struct 2016;122:50–61. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.05.007, URL: https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029616302012.

[16] Preciado A, Budelmann H, Bartoli G. Earthquake protection of colonial bell-towers in colima, Mexico with externally prestressed FRPs. Int J Archit Herit 2015;10:499–515. http://dx.doi.org/10.1080/15583058.2014.1003624.

[17] Jung W-T, Park J-S, Kang J-Y, Park HB. Strengthening effect of prestressed near-surface-mounted CFRP tendon on reinforced concrete beam. Adv Mater Sci Eng 2018;2018:18. http://dx.doi.org/10.1155/2018/9210827.

[18] Zomorodian M, Yang G, Belarbi A, Ayoub A. Behavior of FRP-strengthened RC elements subjected to pure shear. Constr Build Mater 2018;170:378–91. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.004, URL: http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061818304835.

[19] Mostofinejad D, Hosseini SM, Nader Tehrani B, Eftekhar MR, Dyari M. Innovative warp and woof strap (WWS) method to anchor the FRP sheets in strengthened concrete beams. Constr Build Mater 2019;218:351–64. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.05.117, URL: http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061819312863.

[20] Choi J. Comparative study of effective stresses of concrete beams strengthened using carbon-fibre-reinforced polymer and external prestressing tendons. Struct Infrastruct Eng 2014;10(6):753–66. http://dx.doi.org/10.1080/15732479.2012.759977, eprint: https://doi.org/10.1080/15732479.2012.759977.

[21] Garmendia L, San-José J, García D, Larrinaga P. Rehabilitation of masonry arches with compatible advanced composite material. Constr Build Mater 2011;25(12):4374–85. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.03.065, Masonry Research and Practice. URL: http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061811001309.

[22] Ali O, Bigaud D, Ferrier E. Comparative durability analysis of CFRP-strengthened RC highway bridges. Constr Build Mater 2012;30:629–42. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.12.014, URL: http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S095006181100691X.

[23] Khaloo A, Moradi H, Kazemian A, Shekarchi M. Experimental investigation on the behavior of RC arches strengthened by GFRP composites. Constr Build Mater 2020;235:117519. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117519, URL: http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S095006181932971X.

[24] Witzany J, Cejka T, Zigler R. Strengthening of masonry structures using FRP — Experimental research. In: Ye L, Feng P, Yue Q, editors. Advances in FRP composites in civil engineering. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg; 2011, p. 943–6.

[25] Anania L, Badalà A, D'Agata G. The post strengthening of the masonry vaults by the Ω -wrap technique based on the use of C-FRP. Constr Build Mater 2013;47:1053–68. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.05.012, URL: http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061813004108.

[26] Zlámal M, Štěpánek P. Strengthening of arched masonry structures by additional reinforcement: Design approaches and comparison to experiments. Balt J Road Bridge Eng 2018;13:313–30. http://dx.doi.org/10.7250/bjrbe.2018-13.419.

[27] Simoncello N, Zampieri P, Gonzalez-Libreros J, Perboni S, Pellegrino C. Numerical analysis of an FRP-strengthened masonry arch bridge. Frontiers in Built Environment 2020;6:7. http://dx.doi.org/10.3389/fbuil.2020.00007, URL: https://www.frontiersin.org/article/10.3389/fbuil.2020.00007.

[28] Zampieri P. Horizontal capacity of single-span masonry bridges with intrados FRCM strengthening. Compos Struct 2020;244:112238. http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.112238, URL: https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0263822319335950.

[29] Zampieri P, Simoncello N, Gonzalez-Libreros J, Pellegrino C. Evaluation of the vertical load capacity of masonry arch bridges strengthened with FRCM or SFRM by limit analysis. Eng Struct 2020;225:111135. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111135, URL: https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029619353817.

[30] Proske D, Krawtschuk A, Zeman O, Strauss A. Experimental investigation of masonry arches exposed to horizontal impact/experimentelle Untersuchungen von Mauerwerksbögen unter Horizontalanprall. Mauerwerk 2015;19(4):298–311. http://dx.doi.org/10.1002/dama.201500667, eprint: https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1002/dama.201500667, URL: https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/dama.201500667.

[31] Ataei S, Jahangiri Alikamar M, Kazemiashtiani V. Evaluation of axle load increasing on a monumental masonry arch bridge based on field load testing. Constr Build Mater 2016;116:413–21. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.126, URL: http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S095006181630681X.

[32] Fanning PJ, Boothby TE, Roberts BJ. Longitudinal and transverse effects in masonry arch assessment. Constr Build Mater 2001;15(1):51–60. http://dx.doi.org/10.1016/S0950-0618(00)00069-6, URL: http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061800000696.

[33] Klusáček L, Pěkník R, Nečas R. Effective way to reconstruct arch bridges using concrete walls and transverse strands. IOP Conf Ser: Mater Sci Eng 2017;236:1–11. http://dx.doi.org/10.1088/1757-899X/236/1/012058.

[34] Railway technical publications. UIC code recommendations for the inspection, assessment and maintenance arch bridges. Tech. rep., Paris: International Union of Railways, 2018.

[35] Svoboda A, Klusáček L. Results of short-term experiemnts with monostrands in saddles with small radii. In: Solid State pehnomena, 24th international conference concrete days 2017, vol. 272. Switzerland: Trans Tech Publications; 2018, p. 147–53. http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/SSP.272.147.

[36] Kollegger J, Gmainer S, Lehner K, Simader J. Ultimate strength of curved strand tendons. Struct Concr 2012;13(1):42–50. http://dx.doi.org/10.1002/suco.201100027, eprint: https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1002/suco.201100027, URL: https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/suco.201100027.

[37] Orbán Z, Yakovlev G, Pervushin G. Non-Destructive Testing of masonry arch bridges – an overview. Bautechnik 2008;85(10):711–7. http://dx.doi.org/10.1002/bate.200890136, eprint: https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1002/bate.200890136, URL: https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/bate.200890136.

[38] Bień J, Kamiński T. Numerical modelling of damaged masonry arch bridges. In: Bridge maintenance, safety, management, life-cycle performance and cost. 2006, p. 227–8. http://dx.doi.org/10.1201/b18175-80.

[39] Kamiński T, Bień J. Application of kinematic method and FEM in analysis of ultimate load bearing capacity of damaged masonry arch bridges. Procedia Eng 2013;57:524–32. http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2013.04.067, Modern Building Materials, Structures and Techniques. URL: http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S187770581300800X.

[40] Betti M, Drosopoulos GA, Stavroulakis GE. Two non-linear finite element models developed for the assessment of failure of masonry arches. C R Méc 2008;336(1):42–53. http://dx.doi.org/10.1016/j.crme.2007.10.014, Duality, inverse problems and nonlinear problems in solid mechanics. URL: http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1631072107001969.

[41] Strnad J. Influence of post-tensioning on masonry arches and methodology of measurement [Ph.D. thesis], Brno: Brno University of Technology; 2009, p. 130.

[42] Pěkník R, Klusáček L. Influence of horizontal prestressing on masonry arch bridge. In: 8th international scientific conference of civil engineering and architecture for PhD. students and young scientist below 35 years old. Technical University of Košice; 2016, p. 1–8.